

## 모래 지반의 입자크기가 지반-말뚝 시스템의 동적 거동에 미치는 영향 평가 Evaluation of Particle Size Effect on Dynamic Behavior of Soil-pile System

유민택<sup>1)</sup>, Min-Taek Yoo, 양의규<sup>2)</sup>, Eui-Kyu Yang, 한진태<sup>3)</sup>, Jin-Tae Han, 김명모<sup>4)</sup>, Myoung-Mo Kim

<sup>1)</sup> 서울대학교 건설환경공학부 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Seoul National University

<sup>2)</sup> 서울대학교 건설환경공학부 박사, Researcher, Dept. of Civil Engineering, Seoul National University

<sup>3)</sup> 서울대학교 건설환경공학부 박사, Researcher, Dept. of Civil Engineering, Seoul National University

<sup>4)</sup> 서울대학교 건설환경공학부 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Seoul National University

**SYNOPSIS** : This paper presents experimental results of a series of 1-g shaking table model tests performed on end-bearing single piles and pile groups to investigate the effect of particle size on the dynamic behavior of soil-pile systems. Two soil-pile models consisting of a single-pile and a 4 x 2-pile group were tested twice; first using Jumoonjin sand, and second using Australian Fine sand, which has a smaller particle size. In the case of single-pile models, the lateral displacement was almost within 1% of pile diameter which corresponds to the elastic range of the pile. The back-calculated p-y curves show that the subgrade reaction of the Jumoonjin-sand-model ground was larger than that of the Australian Fine-sand-model ground at the same displacement. This phenomenon means that the stress-strain behavior of Jumoonjin sand was initially stiffer than that of Australian Fine sand. This difference was also confirmed by resonant column tests and compression triaxial tests. And the single pile p-y backbone curves of the Australian fine sand were constructed and compared with those of the Jumoonjin sand. As a result, the stiffness of the p-y backbone curves of Jumoonjin sand was larger than those of Australian fine sand. Therefore, using the same p-y curves regardless of particle size can lead to inaccurate results when evaluating dynamic behavior of soil-pile system. In the case of the group-pile models, the lateral displacement was much larger than the elastic range of pile movement at the same test conditions in the single-pile models. The back-calculated p-y curves in the case of group pile models were very similar in both sands because the stiffness difference between the Jumoonjin-sand-model ground and the Australian Fine-sand-model ground was not significantly large at a large strain level, where both sands showed non-linear behavior. According to a series of single pile and group pile test results, the evaluation group pile effect using the p-multiplier can lead to inaccurate results on dynamic behavior of soil-pile system.

**Keywords** : Particle size effect, p-y curve, dynamic behavior, 1g shaking table tests

### 1. 서론

말뚝기초의 내진 설계에는 등가정적 해석 방법이 널리 이용되고 있으며 등가정적 해석을 위한 말뚝 기초의 모델링 방법으로 지반의 비선형성을 고려할 수 있는 p-y 곡선법이 많이 사용되고 있다. 정적인 조건에 대해서는 API에서 추천하고 있는 O'Neill p-y 곡선(1983)과 Reese의 p-y 곡선(1974)이 널리 사용되고 있으며 지진과 같은 동적 하중 조건에서는 정적인 상태의 p-y 곡선을 수정하여 사용하고 있다.

최근에 양의규 등(2009)은 1g 진동대 실험을 통해 건조 사질토 지반과 포화 사질토지반에서 사용할 수 있는 동적 p-y 곡선을 제안하였다. 또한, 김성렬 등(2002)은 1g 진동대 실험을 통해 균말뚝의 동적 p-y 거동 연구를 통해 균말뚝의 실험 동적 p-승수(p-multiplier)를 제안하였다.

그러나 이러한 국내 연구자들의 연구는 대부분 주문진 표준사에서 수행되었으며 지반 조건, 특히 입자 특성이 지반-구조물 상호작용(soil-structure interaction)에 미치는 영향에 대한 연구는 전무하다. 이에 본 연구에서는 다른 실험 조건은 동일한 상태에서 주문진 표준사와 호주산 세사 지반에 근입된 말뚝에 대한 1g 진동대 모형 실험을 수행하여 모래 지반의 입자 크기가 말뚝의 동적 p-y 거동에 미치는 영향을 평가하였다.

## 2. 실험 계획 및 조건

### 2.1 실험 단면

본 실험에 이용된 토조의 크기는 길이 192cm, 폭 44cm, 높이 60cm 이며, 두께 2cm의 아크릴 판으로 제작하였다. 토조의 양 단면에는 진동시 토조벽면의 강성에 의한 파의 반사효과(boundary effect)를 줄이기 위해 4.5cm 두께의 스폰지를 설치하였다.

모형 말뚝은 외경 1.8cm, 두께 0.1cm의 알루미늄관을 이용하였다. 말뚝의 총 길이는 70cm 로서 이 중 지반에 근입되어 있는 말뚝의 길이는 50cm 였으며 지표면으로부터 20cm 위에 Pile Cap과 상부질량을 설치하였다. 말뚝에 발생하는 휨 모멘트를 측정하기 위하여 깊이별로 10개의 스트레인게이지를 부착하였으며 게이지 부착 위치는 지표면으로부터 3cm, 7cm, 15cm, 27cm, 40cm 깊이이다. 모형실험은 단말뚝과 균말뚝에 대하여 실시하였는데 균말뚝은 2×4열로 배치하고 말뚝 사이의 간격은 직경의 3배로 하였다. 상부질량은 단말뚝에서 21kg, 균말뚝은 168kg으로서 1개 말뚝의 분담하중이 단말뚝과 같도록 하였다. 단, 호주산 세사 지반의 경우에는 비선형 p-y 곡선을 외삽하기 위하여 상부질량 5kg, 10kg의 실험을 추가로 수행하였다. 균말뚝의 경우 말뚝의 위치 별로 p-y거동의 차이를 알아보기 위해 진동방향을 기준으로 선두말뚝, 1번 배후말뚝, 2번 배후말뚝에 스트레인 게이지를 설치하였다. 그리고 지반의 변위를 산정하기 위하여 스트레인 게이지 부착위치와 같은 높이에 가속도계를 설치하였으며 상부구조물의 변위는 LVDT로 측정하였다.

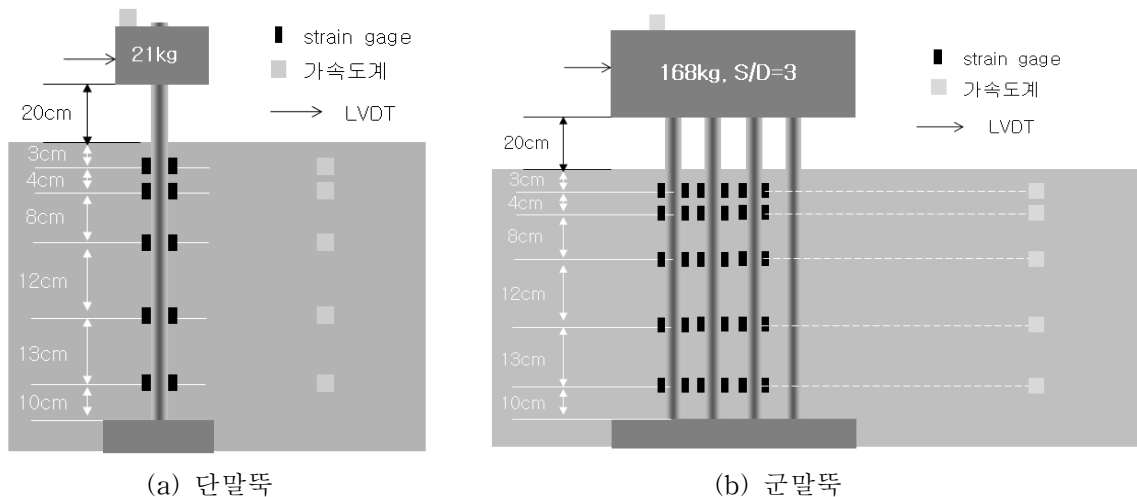


그림 1. 진동대 실험 단면

### 2.2 지반 조건

모형 지반 구성에 사용된 호주산 세사와 주문진 표준사의 주요 물성치는 표 1과 같으며 그림 2에는

호주산세사와 주문진 표준사의 입도분포 곡선을 도시하였다.

표 1. 호주산세사와 주문진표준사의 주요 물성치

	$D_{10}$	$D_{50}$	$C_u$	Gs	최대건조단위중량	최소건조단위중량
호주산세사	0.082mm	0.17mm	2.32	2.65	1.64 t/m <sup>3</sup>	1.29 t/m <sup>3</sup>
주문진표준사	0.38mm	0.57mm	1.58	2.65	1.63 t/m <sup>3</sup>	1.33 t/m <sup>3</sup>

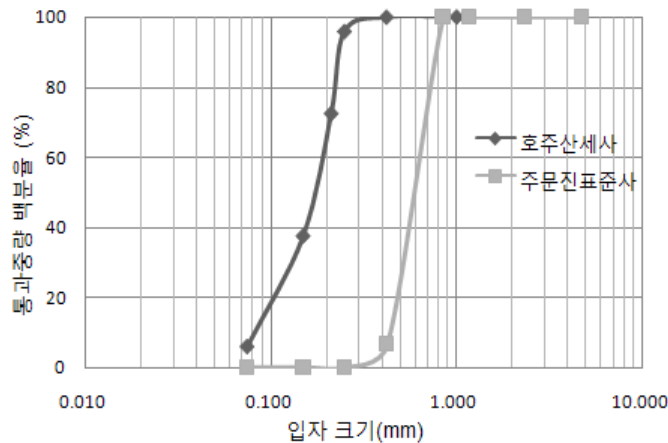


그림 2. 호주산세사와 주문진 표준사의 입도분포곡선

각 모형 지반 구성에 사용된 두 종류 모래의 강도정수를 개략적으로 평가하기 위해 직접전단 실험을 수행하였다. 모형실험에서 사용된 지반과 같은 상대밀도인 40%와 80%에서 수행한 실험 결과는 그림 3 과 같다. 당초 기대하였던 바와 달리 입자크기가 작은 호주산 세사의 마찰각이 주문진 표준사의 마찰각 보다 상대밀도 40%와 80%에서 각각 0.5도, 1.2도 크게 측정되었다. 이러한 마찰각 차이의 원인을 알아보기 위해 두 종류 모래의 입자 모양을 FE-SEM으로 확대하여 관찰해 보았다. 그림 4는 FE-SEM을 이용하여 각 모래의 관찰 결과를 촬영한 것으로 주문진 표준사의 경우 35배 확대하여 촬영하였으며, 호주산 세사는 100배로 확대하여 촬영하였다. 그림 4에서 보면 두 종류의 모래 모두 각이 진 입자 모양을 하고 있으나 호주산 세사의 입자가 주문진 표준사의 입자보다 더 모가 나 있는 것을 확인할 수 있다. 각진 입자의 영향 이외에 주문진 표준사에 비하여 호주세사가 보다 큰 균등계수를 갖고 있는 것도 마찰각의 차이에 얼마간 기여했다고 판단된다.

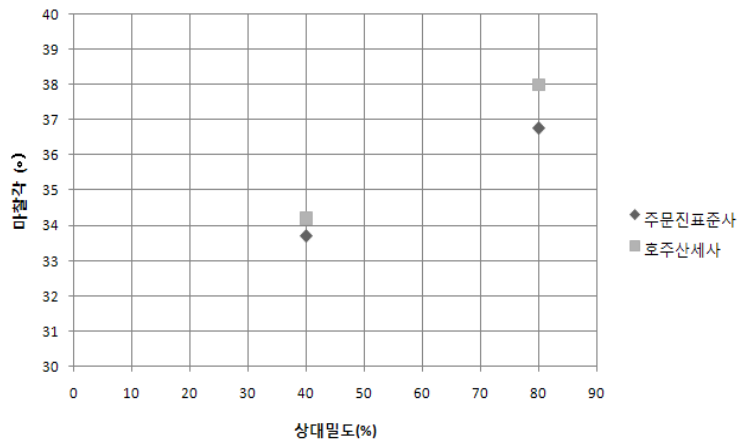
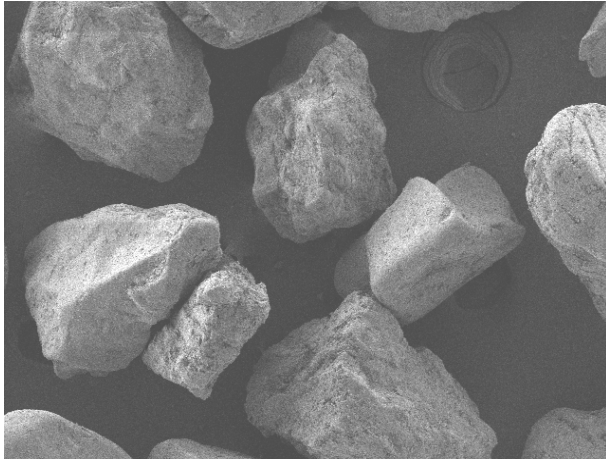
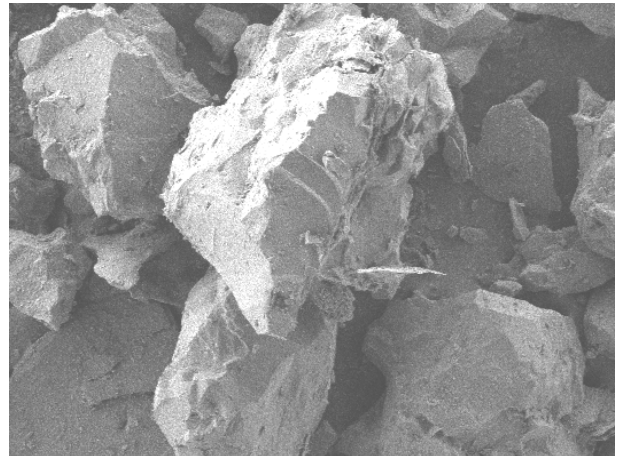


그림 3. 직접전단 시험 결과



(a) 주문진 표준사 입자 (35배 확대)



(b) 호주산 세사 입자 (100배 확대)

그림 4. 주문진 표준사와 호주산 세사의 확대 사진

### 2.3 실험 조건

모형 실험은 조밀한 사질토 지반(Dr=80%)과 느슨한 사질토 지반(Dr=40%)에서 수행하였다. 진동하중은 정현파를 약 4초 동안 가하였으며, 진동하중의 가속도 크기는 0.154g, 0.26g, 주파수는 6 Hz 이었다. 표 2에 실험조건들을 요약하였다

표 2. 단말뚝과 군말뚝 실험 조건

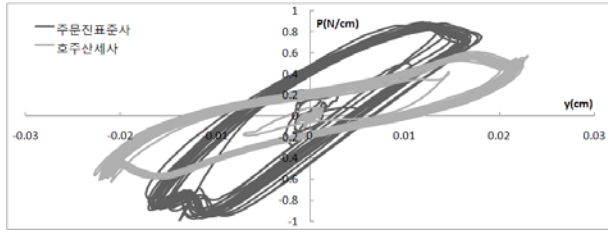
실험변수	상대밀도(%)	입력하중크기(g)	입력주파수(Hz)	상부질량(kg)
단말뚝 실험	40, 80	0.154, 0.26	6	21
군말뚝 실험	40, 80	0.154, 0.26	6	168

## 3. 모형실험 결과

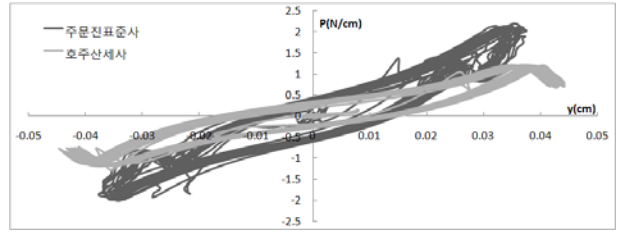
### 3.1 단말뚝

입자크기의 말뚝의 동적 거동 영향에 대한 알아보기 위해 동일한 진동하중과 진동수 그리고 진동시간으로 1g 진동대 실험을 수행하고 주문진 표준사와 호주산 세사의 단말뚝 동적 p-y 곡선을 비교하였다. 동적 p-y 곡선은 깊이별 모멘트 값을 이용하여 Cubic spline 방법으로 모멘트 분포 곡선을 구한 후, 이 모멘트 분포 곡선을 각각 두 번 미분, 적분 하는 방법으로 지반 반력 p와 말뚝 변위  $y_{soil}$ 를 산정하였다. 그리고 p-y 곡선의 y는 지반-말뚝의 상대 변위이기 때문에, 말뚝 변위  $y_{pile}$ 에서 지반 변위  $y_{soil}$ 을 뺀  $y_{pile}-y_{soil}$ 을 y로 이용하였다(Yang et al. 2007). 본 연구에서는 15cm(8.3D) 깊이 이하로는 말뚝의 변위가 매우 작게 발생하여 동적 p-y 곡선을 산정할 수 없기 때문에, 깊이 3cm(1.7D), 7cm(3.9D)에서의 해석 결과를 그림 5, 6에 도시하였다.

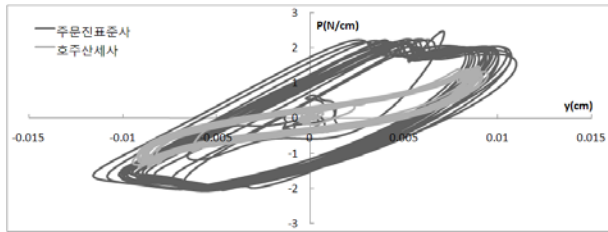
그림 5와 6에서 보면 단말뚝의 경우 말뚝의 변위가 대부분 말뚝의 탄성 거동 한계인 말뚝 직경의 1% 내외에서 발생하였고 느슨한 지반 조건에서 진동가속도가 0.26g인 경우에만 말뚝 직경의 2% 정도의 변위가 발생하였는데 대부분의 경우 입자가 큰 주문진 표준사 지반에서 강성이 더 크게 나타났다. 이 결과는 앞에서 보인 직접전단 시험의 강도 결과와는 상반되는 것이어서 이를 확인하기 위하여 삼축압축 실험을 수행하였다.



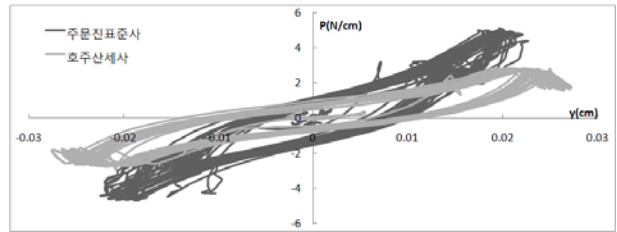
(a) 0.154g, 6Hz, 상대밀도 40%, 깊이 1.7D



(b) 0.26g, 6Hz, 상대밀도 40%, 깊이 1.7D

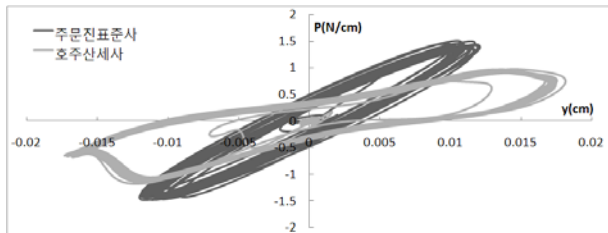


(c) 0.154g, 6Hz, 상대밀도 40%, 깊이 3.9D

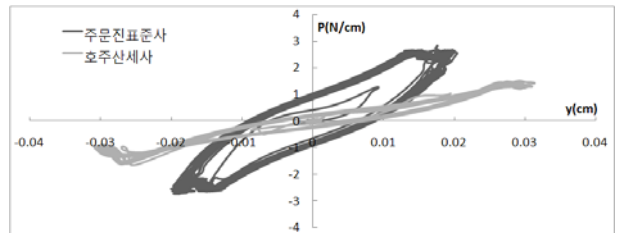


(d) 0.26g, 6Hz, 상대밀도 40%, 깊이 3.9D

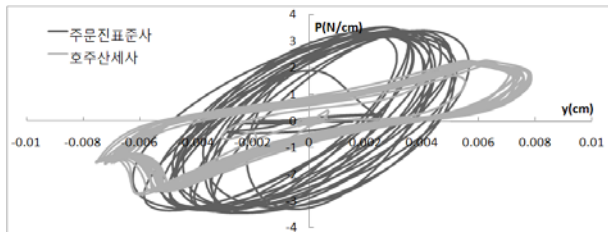
그림 5. 호주산세사와 주문진 표준사의 단말뚝 실험 동적 p-y 곡선(느슨한 지반)



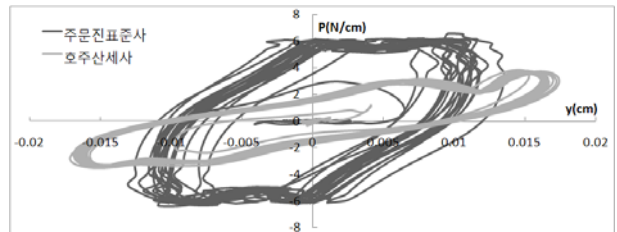
(a) 0.154g, 6Hz, 상대밀도 80%, 깊이 1.7D



(b) 0.26g, 6Hz, 상대밀도 80%, 깊이 1.7D



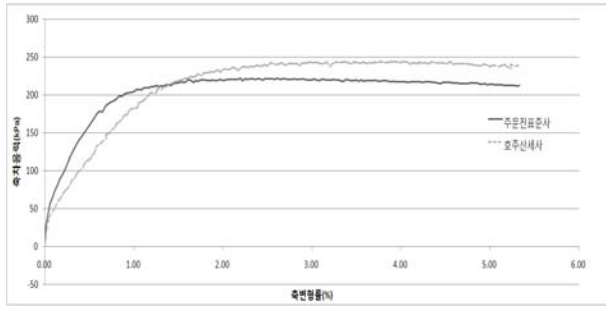
(c) 0.154g, 6Hz, 상대밀도 80%, 깊이 3.9D



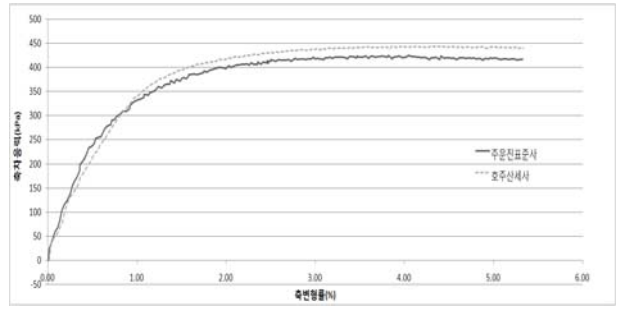
(d) 0.26g, 6Hz, 상대밀도 80%, 깊이 3.9D

그림 6. 호주산세사와 주문진 표준사의 단말뚝 실험 동적 p-y 곡선(조밀한 지반)

그림 7의 삼축압축실험 결과를 보면 지반의 강성을 나타내는 변형률-축차응력 곡선의 할선 기울기인 지반의 탄성계수( $E_s$ )가 초기 변형률 영역에서는 주문진 표준사에서 더 크게 나타남을 알 수 있다. 그러나 파괴가 일어나는 축차응력은 호주산세사에서 더 크게 나타나는데 이는 그림 3의 직접전단 결과와도 일치한다. 이는 지반 내 말뚝의 동적 p-y 거동이 지반의 강도정수인 마찰각보다는 각 변형률 영역에서의 지반강성에 영향을 받음을 의미한다.



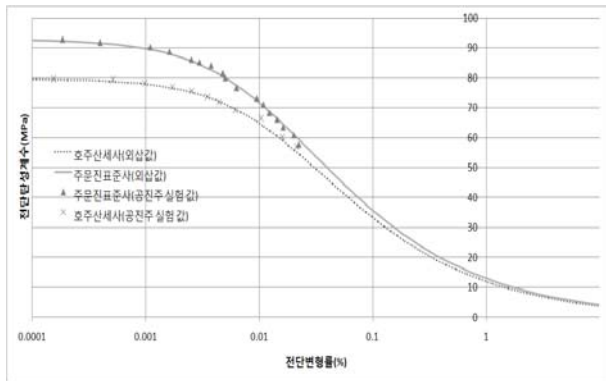
(a) 구속압 50kPa



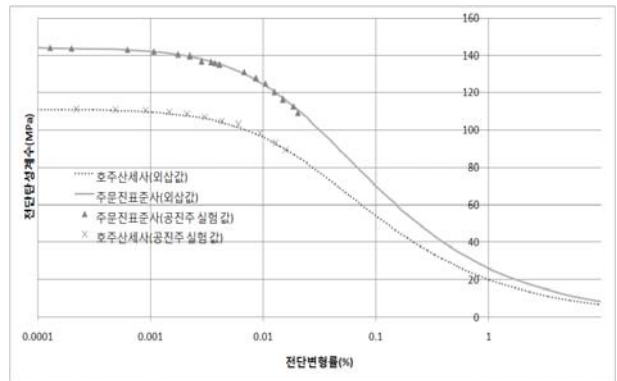
(b) 구속압 100kPa

그림 7. 삼축압축실험 결과

변형률에 따른 지반의 강성차이를 동적 실험으로 재확인하기 위하여 호주산 세사와 주문진 표준사에 대해서 공진주 실험을 수행하고 실험에서 얻은 지반의 전단탄성계수 결과를 그림 8에 도시하였다. 공진주 실험은 전단 변형률 0.03% 수준까지 수행하였으며 이보다 큰 변형률 영역의 탄성계수는 실험결과를 외삽하여 나타내었다. 그림 8을 보면 작은 변형률 영역에서는 주문진 표준사의 강성이 호주산 세사보다 크게 나타나며 변형률이 증가할수록 그 차이가 줄어드는 것을 확인할 수 있다.



(a) 구속압 100kPa



(a) 구속압 200kPa

그림 8. 공진주 실험 결과

두 지반에서의 동적 p-y 거동을 체계적으로 평가하기 위하여 실험 동적 p-y 곡선의 최대 지반반력점을 이용하여 비선형 동적 p-y 등뼈곡선을 구축하였다. 호주산 세사 지반의 경우 상부질량 5kg, 10kg에서의 실험을 추가적으로 수행하였기 때문에 6개의 최대 지반반력점을 얻을 수 있었으며, 이를 이용하여 비선형 동적 p-y 곡선을 산정하였다. 상부질량 5kg과 10kg를 이용한 실험의 경우 상부 질량은 본 실험에서의 21kg보다 작았으나 가속도 증폭이 크게 발생하여 큰 변위에서의 동적 p-y 곡선 및 최대 지반반력점을 얻을 수 있었으며 이를 이용하여 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )와 극한지반반력( $p_u$ )을 산정할 수 있었다. 그러나 주문진 표준사 지반의 경우에는 2개의 최대 지반반력점만 있으며 변위가 큰 영역에서의 최대 지반반력점을 얻을 수 없어 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )만을 산정하였다. 초기지반반력계수( $k_{ini}$ ) 및 극한 지반반력( $p_u$ )은 Kondner(1963)가 제안한 식으로 외삽하여 산정하였다.

외삽으로 얻은 호주산 세사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ ) 및 극한지반반력( $p_u$ )과 주문진 표준사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )를 각각 표 3과 표 4에 나타냈으며 각 지반의 최대지반반력점 및 비선형 동적 p-y 등뼈곡선을 그림 9에 함께 도시하였다. 그림 9에서 보는 바와 같이 주문진 표준사 지반의 비선형 동적 p-y 등뼈곡선은 호주산 세사의 비선형 동적 p-y 등뼈곡선들 보다 위 쪽에 위치하며 주문진 표준사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )는 호주산 세사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ ) 보다 깊이 3cm 영역에서는 약 2~

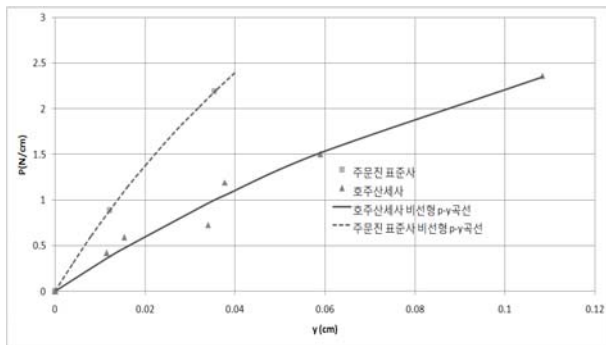
2.5배, 깊이 7cm 영역에서는 약 3배 정도 크게 평가되었다. 이와 같은 결과는 사질토의 상대밀도(이를테면, 느슨 또는 조밀)에 따라 흙의 종류에 상관없이 대표 p-y 곡선을 사용하는 현행 설계 관행에 오류가 있음을 의미한다.

표 3. 호주산세사 지반의 초기지반반력계수와 극한지반반력

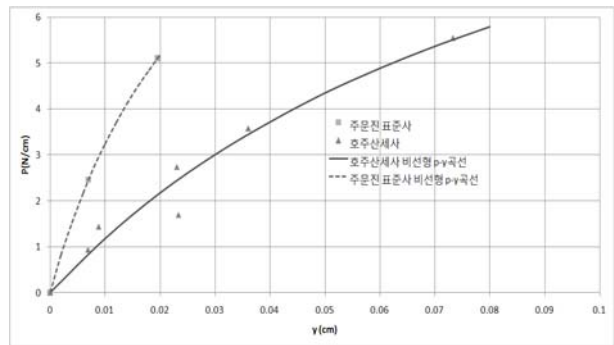
	상대밀도 40%		상대밀도 80%	
	깊이 3cm	깊이 7cm	깊이 3cm	깊이 7 cm
$k_{ini}(N/cm^2)$	33.10	130.19	65.04	274.34
$p_u(N/cm)$	6.85	13.10	21.54	77.29

표 4. 주문진 표준사 지반의 초기지반반력계수

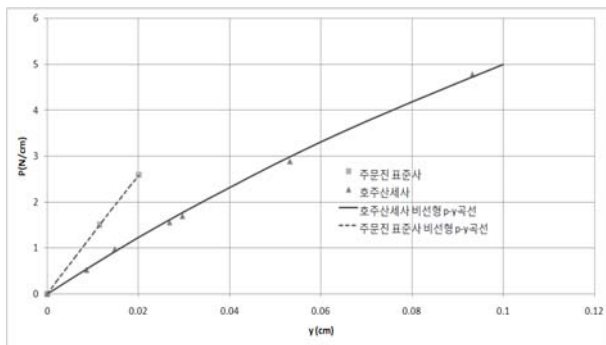
	상대밀도 40%		상대밀도 80%	
	깊이 3cm	깊이 7cm	깊이 3cm	깊이 7 cm
$k_{ini}(N/cm^2)$	81.24	435.67	132.61	889.51



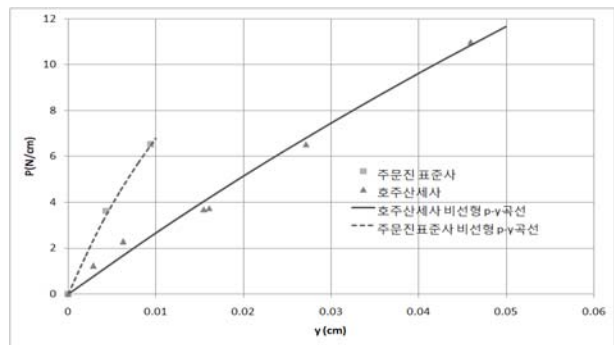
(a) 상대밀도 40%, 깊이 1.7D



(b) 상대밀도 40%, 깊이 3.9D



(c) 상대밀도 80%, 깊이 1.7D



(d) 상대밀도 80%, 깊이 3.9D

그림 9. 호주산 세사 지반과 주문진 표준사 지반의 동적 비선형 p-y 곡선 비교

이러한 비선형 동적 p-y 등백곡선의 초기지반반력계수 차이는 Carter(1984)가 제안한 식으로도 확인할 수 있다. Carter(1984)는 지반의 탄성계수와 지반-말뚝간의 상대 강성을 이용하여 지반 반력 계수를 예측할 수 있는 식을 (1)과 같이 제안하였다.

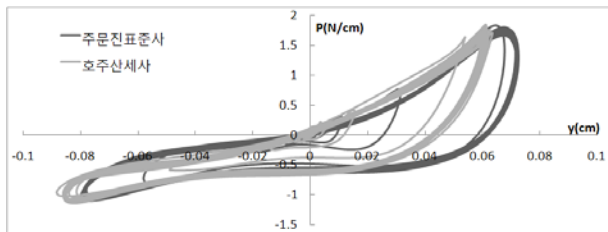
$$K = \frac{1.0E_s}{1-u_s^2} \left[ \frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right]^{1/12} \quad (1)$$



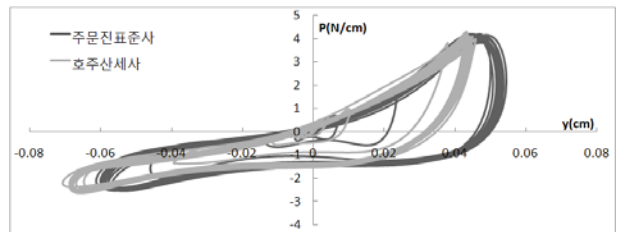
여기서  $E_s$ 는 지반의 탄성계수,  $V_s$ 는 전단파 속도,  $u_s$ 는 포아송비,  $D$ 는 말뚝의 지름,  $E_p I_p$ 는 말뚝의 휨강성을 나타낸다. 말뚝의 지반반력계수( $K$ )는 도로교 시방서(2001)에 따르면 탄성영역인 직경 1% 변위에서의 p-y 곡선 할선 기울기 값으로 정의되며 이는 단말뚝 비선형 동적 p-y 등뼈곡선의 초기지반반력 계수( $k_{mi}$ )로 볼 수 있다. 본 실험의 경우 지반의 탄성계수 이외의 다른 조건이 모두 동일하며, 따라서 비선형 동적 p-y 등뼈 곡선의 초기지반반력계수( $k_{mi}$ )의 차이는 지반의 강성차이에서 기인한 것으로 볼 수 있다. 삼축압축실험 결과에서도 나타나듯이 작은 변형률 영역에서는 주문진표준사의 지반 강성이 더 크게 나타나며 이러한 지반 강성 차이가 말뚝의 비선형 동적 p-y 거동에 영향을 미친 것으로 판단된다.

### 3.2 균말뚝

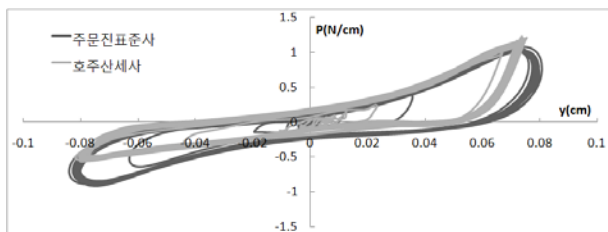
균말뚝의 경우에도 마찬가지로 각 실험 조건에 따라 동일 조건에서의 동적 p-y곡선을 도시하고 비교하였다. 그리고 깊이 3cm(1.7D), 7cm(3.9D)에서 측정된 변형률 결과를 바탕으로 해석을 수행하였으며 해석 결과를 선두말뚝, 1번 배후말뚝 대하여 각각 그림 10~12에 도시하였다. 단, 조밀한 지반의 지진하중 0.154g 조건에서 실험한 경우는 계측기의 오작동으로 결과에서 제외하였으며 2번 배후말뚝의 경우 1번 배후말뚝과 유사한 결과를 보여 따로 도시하지 않았다. 균말뚝의 경우 말뚝의 변위는 3cm(1.7D)깊이에서 균말뚝 효과로 인하여 말뚝 직경의 4%에서 13%까지 상대적으로 큰 변형이 발생하였다. 그림 10은 느슨한 지반에서 수행된 지진 하중 0.154g에 대한 실험 결과이다. 이 그림에서 보면 깊이나 말뚝 위치에 관계없이 두 종류 지반에서의 동적 p-y 곡선이 거의 비슷함을 알 수 있다. 지진하중 0.26g의 경우(그림 11)에는 느슨한 지반에서는 주문진 표준사 지반에서 더 큰 변위가 발생하였고, 조밀한 지반(그림 12)에서는 반대로 호주산 세사 지반에서 더 큰 변위가 발생하였는데 이는 조성된 지반의 고유진동수와 입력진동수의 비가 흙의 종류에 따라 차이를 보이기 때문으로 판단된다. 이 균말뚝 결과를 단말뚝 실험 결과와 비교해서 보면 단말뚝 p-y 등뼈 곡선에 단순히 p 승수(p-multiplier)를 곱하여 균말뚝 효과를 고려하는 현행 방법에 큰 오류가 있을 수 있음을 알 수 있다.



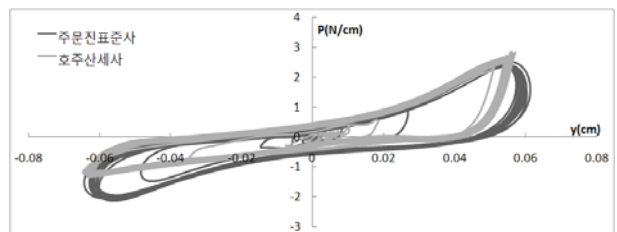
(a) 깊이 1.7D, 선두말뚝



(b) 깊이 3.9D, 선두말뚝



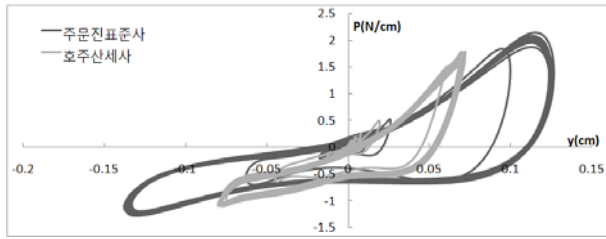
(c) 깊이 1.7D, 1번 배후말뚝



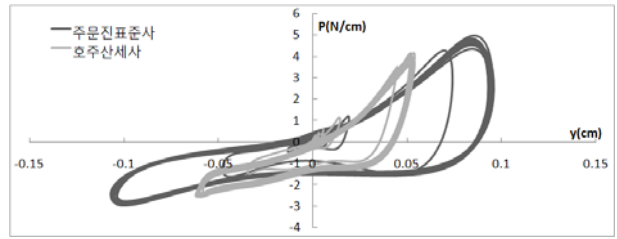
(d) 깊이 3.9D, 1번 배후말뚝

그림 10. 0.154g, 6Hz 경우의 실험 동적 p-y 곡선(느슨한 지반)

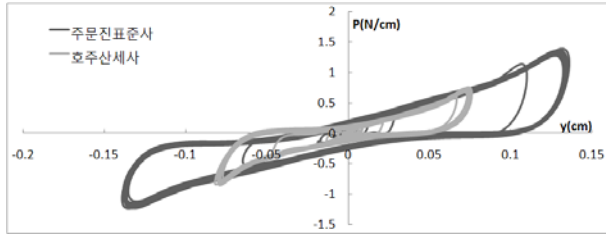




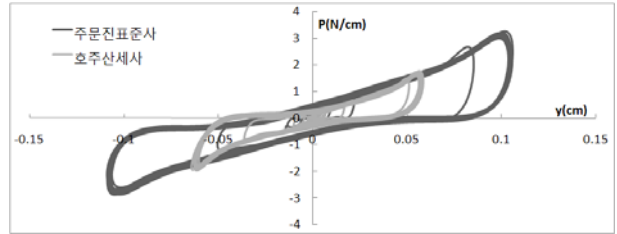
(a) 깊이 1.7D, 선두말뚝



(b) 깊이 3.9D, 선두말뚝

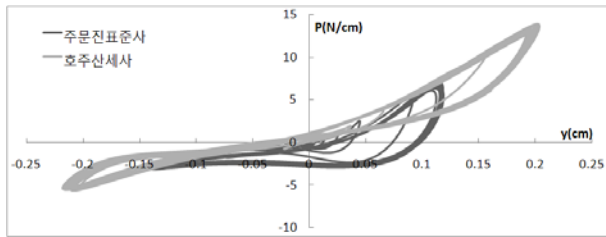


(c) 깊이 1.7D, 1번 배후말뚝

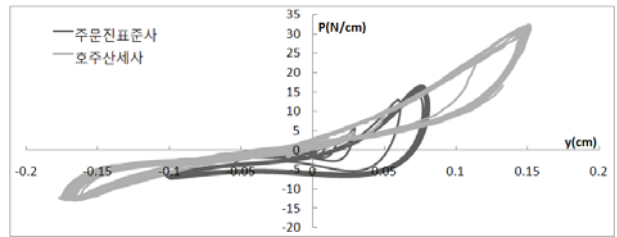


(d) 깊이 3.9D, 1번 배후말뚝

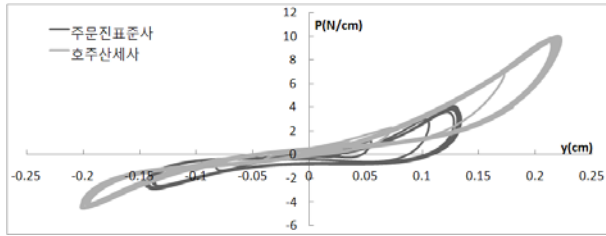
그림 11. 0.26g, 6Hz 경우의 실험 동적 p-y 곡선(느슨한 지반)



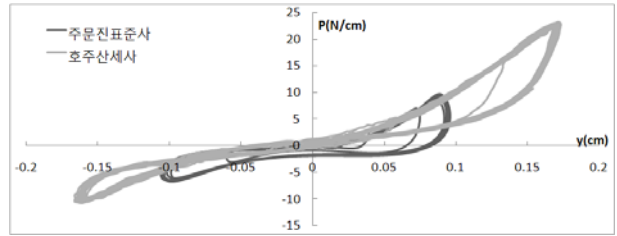
(a) 깊이 1.7D, 선두말뚝



(b) 깊이 3.9D, 선두말뚝



(c) 깊이 1.7D, 1번 배후말뚝



(d) 깊이 3.9D, 1번 배후말뚝

그림 12. 0.26g, 6Hz 경우의 실험 동적 p-y 곡선(조밀한 지반)

## 4. 결론

사질토 지반에서 입자크기가 말뚝의 동적 거동에 미치는 영향을 알아보기 위해 주문진 표준사 지반과 호주산 세사 지반에서 1g 진동대 모형 실험을 수행하였다.

1. 호주산세사와 주문진 표준사의 강도정수를 평가한 결과, 입자크기가 작은 호주산 세사의 마찰각이 주문진 표준사의 마찰각 보다 상대밀도 40%와 80%에서 오히려 각각 0.5도, 1.2도 크게 측정되었다. 이러한 마찰각의 차이는 호주산 세사와 주문진 표준사의 입자모양에서 기인한 것으로 판단된다.

2. 말뚝의 동적 p-y 거동 분석 결과, 단말뚝 실험의 경우 말뚝 직경의 2% 이내의 상대적으로 작은 변

위가 발생하였으며, 단말뚝 동적 p-y 곡선의 최대 지반반력점을 쌍곡선 함수로 외삽하여 각 지반의 비선형 동적 p-y 곡선을 산정한 결과, 주문진 표준사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )가 호주산 세사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )에 비해 2~3배 크게 나타났다. 삼축압축시험 및 공진주시험의 결과를 살펴보면, 주문진 표준사의 초기강성이 호주산 세사보다 크게 나타나며 이러한 강성의 차이가 지반내 말뚝의 동적 p-y 거동에 영향을 준 것으로 판단된다. 즉, 지반내 말뚝의 동적 p-y 거동은 당연한 결과이지만 지반의 강도보다는 강성의 영향을 받음을 알 수 있다. 그리고, 이와 같은 결과는 동적 말뚝-지반거동 분석 시에 사질토 지반의 상대밀도에 따라 단일한 대표 p-y 곡선을 사용하는 현행 설계관행에 문제가 있음을 의미한다.

3. 균말뚝의 경우, 균효과에 의한 지반 반력감소에 의해 말뚝 직경의 4% ~ 14%의 변위가 발생하였으며 입자크기에 따른 지반내 말뚝의 동적 p-y 거동 차이가 나타나지 않았다. 이는 두 지반 사이의 강성 차이 감소에서 기인한 것으로 판단되며, 지반강성의 차이가 변형률이 커질수록 감소하는 것을 삼축 압축시험 및 공진주 시험을 통해 확인하였다.

4. 이상에서 확인한 단말뚝과 균말뚝의 동적 p-y곡선을 비교할 때, 단말뚝 p-y 등뼈곡선에 단순히 p-승수(p-multiplier)를 곱하여 균말뚝 효과를 고려하는 방법에 큰 오류가 있음을 알 수 있다.

## 감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국과학재단의 지원을 받아 수행된 연구임 (No. R0A-2007-000-10004-0(2008)).

## 참고문헌

1. 김성렬, 김성환, 정충기, 김명모(2002), "실험 p-y 곡선을 이용한 동적 균말뚝 효과 분석", *한국지반 공학회 논문집*, 제 18권 1호, pp. 127~132.
2. 김명모 외 13인(2001), *도로교설계기준 해설*, 대한토목학회, pp. 107
3. 양의규(1998), "균말뚝 내 말뚝 위치에 따른 동적 p-y 곡선 분석", *2007년 대한 토목학회 가을 학술발표회*.
4. Carter, D.P. (1984), "A non-linear soil model for predicting lateral pile response", Rep. No. 359, Civil Engineering Dept. Univ. of Auckland, New Zealand.
5. J. Carlos Santamarina(2001), *Soils and Waves*, John Wiley and Sons, pp. 227-254
6. James K. Mitchell and Kenichi Soga(2005), *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley and Sons, pp. 447
7. Kondner, R.L.(1963), "Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils." *J. Soil Mechanics and Foundations Div.*, ASCE, 89(1), 115-144
8. National Cooperative Highway Research Program(2001), "Static and Dynamic Lateral Loading of Pile Groups", *NCHRP Report 461, Transportation Research Board - National Research Council*.
9. O'Neil. M. W., and Murchinson, J.M.(1983), "An evaluation of p-y relationships in sand," *In Rep. Prepared for American Petroleum Institute, Washington, D.C.*
10. Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D.(1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand". *Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 2(OTC 2080), pp. 473-485.
11. T. William Lambe and Robert V. Whitman(1979), *Soil Mechanics, SI Versions*, John Wiley and Sons, pp. 146
12. Yang, E.K. (2009), "Evaluation of dynamic p-y curves for a pile in sand from 1g shaking table tests.", Ph.D. Thesis, Seoul National University, Korea, 2009.