

## 포화 사질토 지반에서의 동적 p-y 중추곡선

### Dynamic p-y Backbone Curves for a Pile in Saturated Sand

양 의 규<sup>1</sup> Yang, Eui-Kyu

유 민 택<sup>2</sup> Yoo, Min-Taek

김 현 옥<sup>3</sup> Kim, Hyun-Uk

김 명 모<sup>4</sup> Kim, Myoung-Mo

#### Abstract

In this study, a series of 1 g shaking table model pile tests were carried out in saturated dense and loose sand to evaluate dynamic p-y curves for various conditions of flexural stiffness of a pile shaft, acceleration frequency and acceleration amplitude for input loads. Dynamic p-y backbone curve which can be applied to pseudo static analysis for saturated dense sand was proposed as a hyperbolic function by connecting the peak points of the experimental p-y curves, which corresponded to maximum soil resistances. In order to represent the backbone curve numerically, empirical equations were developed for the initial stiffness ( $k_{mi}$ ) and the ultimate capacity ( $p_u$ ) of soils as a function of a friction angle and a confining stress. The applicability of a p-y backbone curve was evaluated based on the centrifuge test results of other researchers cited in literature, and this suggested backbone curve was also compared with the currently available p-y curves. And also, the scaling factor ( $S_F$ ) to account for the degradation of soil resistance according to the excess pore pressure was developed from the results of saturated loose sand.

#### 요 지

본 연구에서는 조밀한 포화 사질토 지반과 느슨한 포화 사질토 지반에 근입된 모형말뚝을 대상으로 다양한 말뚝 휨 강성과 입력 가속도 진폭, 그리고 입력 가속도 진동수 조건에서 1g 진동대 실험을 수행하였다. 그 결과로, 조밀한 포화 사질토 지반조건에 대해, 각 실험 p-y 곡선 상 최대 지반 반력이 나타나는 꼭지점들을 연결하여 등가정적해석에 적용할 수 있는 동적 p-y 중추곡선을 쌍곡선 함수로 나타내었으며, 중추곡선을 쌍곡선 함수로 나타내는데 필요한 초기 기울기( $k_{mi}$ )와 극한 저항력( $p_u$ )을 결정하기 위한 경험식을 마찰각과 구속압의 함수로 제안하였다. 제안한 동적 p-y 중추곡선의 적용성을 기존 문헌에 발표된 원심모형실험 결과와 비교하여 검증하였으며, 실제 설계에 적용되고 있는 기존의 p-y 곡선들과도 비교, 분석하였다. 또한 느슨한 포화 사질토 지반조건에서, 진동 중 발생하는 과잉간극수압에 따라 지반 저항이 감소하는 정도를 나타내는 동적 지반 저항 감소 계수( $S_F$ )를 제안하였다.

**Keywords :** 1 g shaking table test, Dynamic p-y backbone curve, Excess pore pressure, Pseudo static analysis, Scaling factor

#### 1. 서 론

말뚝 기초의 내진설계는 주로 등가정적 해석방법을

이용하여 수행하는데, 이 등가정적해석을 위한 말뚝 기초의 횡방향 거동을 모델링 하는 방법으로, 지반의 비선형성을 고려할 수 있는 p-y 곡선법이 많이 사용되고

1 정회원, 서울대학교 공학연구소 선임연구원 (Member, Post Doc. Researcher, Eng. Research Institute, Seoul National Univ.)

2 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Member, Ph.D. Student, Dept of Civil Engng., Seoul National Univ.)

3 정회원, 유신코퍼레이션 사원 (Member, Staff, Yooshin Eng. Corporation)

4 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engng., Seoul National Univ., geotech@snu.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

있다. 그러나 지진과 같은 동적 하중 조건에서 사용할 수 있는 동적 p-y 곡선이 현재까지 정립되어 있지 않기 때문에, 말뚝-지반간의 상호 작용 메커니즘이 다름에도 불구하고 말뚝 두부에 정적인 하중 혹은 반복하중을 가하여 실험적으로 제안된 p-y 곡선(Reese 등, 1974; API (American Petroleum Institute, 1987))이 내진설계에 사용되고 있다. 현재 사용되고 있는 p-y 곡선은 Ting 등 (1987)과 Dou 와 Byrne(1996) 등이 수행한 동적 모형 말뚝 실험에서 지진 하중 거동을 모사하는데 적절하지 않다고 밝혀진 바 있으며, 그 후로 동적 하중 조건에서의 p-y 곡선에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다. NCHRP(National Cooperative Highway Research Program, 2001)에서는 수치모델링 기법을 통해 현재 FLPIER(D) 프로그램에 사용되고 있는 동적 p-y 곡선을 제안하였고, Boulanger 등(1999)은 탄성과 소성, 그리고 지반-말뚝 분리현상(Gap)을 모사하는 스프링을 이용하여 API p-y 곡선을 중추곡선으로 가정한 동적 p-y 스프링 모델을 개발하였다. 그러나 NCHRP p-y 곡선은 Statnamic 실험을 통해 제한적인 조건에서만 검증이 이루어졌고, Boulanger의 p-y 스프링 모델은 FEM 시간 이력 해석을 위해 개발된 모델로서 실무에서 사용하고 있는 등가정적해석에 적절하지 않으며, 위에서 문제점을 지적한 API p-y 곡선을 중추곡선으로 사용하고 있다. 이처럼 내진 설계에 적용할 수 있는 p-y 곡선이 아직 실험적으로 정립되어 있지 않기 때문에, 실무자들이 내진 설계에 쉽게 적용할 수 있는 동적 p-y 곡선을 개발할 필요가 있다.

본 연구에서는 조밀한 포화 사질토 지반과 느슨한 포화 사질토 지반에 근입된 모형말뚝을 대상으로 다양한 말뚝 휨 강성과 입력 가속도 진폭, 그리고 입력 가속도 진동수 조건에서 1g 진동대 실험을 수행하고, 그 결과로

조밀한 포화토 지반조건에서 등가정적해석에 적용할 수 있는 동적 p-y 중추곡선을 제안하였으며, 느슨한 포화 사질토 지반조건에서 진동 중 발생하는 과잉간극수압에 따라 지반 저항이 감소하는 정도를 나타내는 동적 지반 저항 감소 계수( $S_F$ )를 제안하였다.

## 2. 실험 계획 및 조건

실험에 사용된 모형 토조는 길이 180cm, 폭 60cm, 높이 120cm로, 두께 2cm의 아크릴 판으로 제작하였으며, 토조의 양 단면에는 진동시 토조벽면의 강성에 의한 파의 반사효과(boundary effect)를 줄이기 위해 5cm 두께의 스폰지를 설치하였다.

일반적으로 1g 진동대 실험은 원심모형실험에 비해 실험이 용이하고 적용되는 상사비의 크기가 작지만, 현장의 구속압을 재현할 수 없기 때문에 지반의 구성 거동(constitutive behavior)이 달라질 수 있다(Gibson, 1996). 이러한 점을 고려하여 Iai(1989, 1999)는 1g 진동대 모형 실험을 위한 상사법칙을 개발하고 그 유효성을 검증한 바 있다. 본 연구에서는 합리적인 실험 결과 값을 얻기 위하여 인천대교에 사용된 말뚝을 원형으로 가정하고, 입력 하중 가속도에 대하여 지반의 변형이 크게 일어날 것을 예상하여, Iai(1989, 1999)의 상사법칙 Type 3을 적용해 모형 말뚝을 제작하였다. 알루미늄 모형 말뚝의 재원은 표 1과 같다. 실험 재료의 한계로 인해 말뚝 지름에 대한 상사비는 적용할 수 없었으며, 따라서 말뚝의 횡방향 거동에 중요한 영향을 미치는 휨 강성에 대한 상사비를 만족시켰다. 그리고 추가적으로 말뚝 두께를 조절하여 휨 강성이 작은 말뚝에 대해서도 실험을 수행하였다.

표 1. 모형말뚝재원

물성값	상사비	원형	모형 ( $\lambda = 27.5$ )
근입 깊이 (cm)	$\lambda$	3025	110
외경 (cm)	$\lambda$	240	3.2
두께 (cm)	$\lambda$	-	0.5, 0.2
탄성계수 (Gpa)	$\lambda$	26.3	67.82
말뚝 휨 강성 (kgf-cm <sup>2</sup> )	$\lambda^5$	4.37E+13	2764424 (EI), 1473056 (0.53EI)
상부 질량 (kg)	$\lambda^3$	2004809	96

표 2. 주문진 표준사 기본 물성 값

USCS	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>50</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	G <sub>s</sub>	$\gamma_{d,max}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{d,min}$ (t/m <sup>3</sup> )
SP	0.38	0.58	1.68	2.65	1.66	1.33

시료는 통일분류법상 SP로 분류되는 주문진 표준사를 이용하였으며, 기본 물성은 표 2에 나타난 바와 같다. 토조 내 지반은 조밀한 포화 사질토 지반의 경우  $Dr=90\%$ , 느슨한 포화 사질토 지반의 경우  $Dr=44\%$ 로 조성되었다.

그림 1에서와 같이, 말뚝 깊이에 따른 모멘트 분포를 알기 위하여 총 7깊이에 스트레인 게이지를 부착하였으며, 각각의 게이지와 동일한 깊이에 자유장 지반변위를 측정하기 위한 가속도계와 간극수압을 측정하기 위한 간극수압계를 설치하였다. 또한 LVDT와 가속도계를 이용하여 상부 하중의 변위와 가속도, 지반 침하를 측정하였다. 진동하중은 가속도 크기와 진동수 변화가 용이한 정현파를 4초동안 가하였으며, 가속도 크기와 진동수는 각각  $0.09g \sim 0.4g$ ,  $6Hz \sim 12Hz$ 사이에서 변화시켰다. 실험 조건은 표 3과 같다.

### 3. 동적 p-y 곡선의 작성법

데이터를 측정한 0.002초의 시간 간격 마다, 말뚝의 깊이 별 모멘트 분포 함수를 결정하고 식 (1)과 (2)와 같은 일반적인 빔 이론에 따라 지반 반력과 변위를 산정하였으며, 이 결과들을 하나의 그래프에 도시하여 동적 p-y 곡선을 작성하였다.

$$p = \frac{d^2}{dz^2} M(z) \quad (1)$$

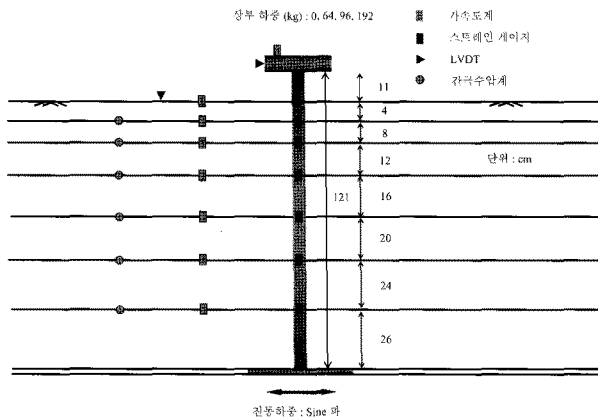


그림 1. 1g 진동대 실험 단면

표 3. 실험 조건

실험번호	상대밀도 (%)	입력 가속도 진동수 (Hz)	입력 가속도 크기 (g)	말뚝 휨 강성 (EI)
1	90	6	0.09, 0.154, 0.3, 0.4	1, 0.53
2	90	6, 9, 12	0.4	1, 0.53
3	44	6	0.154, 0.4	1, 0.53

$$y_{pile} = \iint \frac{M(z)}{EI} dz \quad (2)$$

여기서,  $p$ 는 지반 반력,  $y_{pile}$ 은 말뚝의 휨 변위,  $z$ 는 깊이,  $EI$ 는 말뚝의 휨 강성,  $M(z)$ 는 말뚝의 모멘트 분포 함수를 의미한다. 총 7곳의 스트레인 게이지로부터 계측된 불 연속적인 모멘트로부터 말뚝 깊이에 따른 모멘트 분포함수를 결정할 수 있는데, 식 (1)에서와 같이 지반 반력은 모멘트를 두 번 미분하여 산정하기 때문에, 모멘트 보간 방법에 따라 계산 결과가 크게 달라질 수 있다. 일반적으로 다항식(Polynomial) 방법, Cubic spline 방법, 가중잔차법(Weighted residual)이 많이 이용되고 있는데, 이 중 다항식 방법은 데이터 계측 값이 많을 때 유효한 방법이며, 가중 잔차법은 적용하기에 다소 복잡하기 때문에, 본 연구에서는 여러 연구자들(Dou & Byrne, 1996; Scott, 1980)이 적용하였던 Cubic spline 방법을 이용하여 모멘트 분포 함수를 결정하였다. 그림 2에서는 입력 가속도의 진폭과 진동수가 각각  $0.154g$ 와  $6Hz$ 였을 때, 조밀한 포화 사질토 지반에서 스트레인 게이지로 측정된 깊이 별 모멘트와, MATLAB을 이용하여 Cubic spline 방법으로 보간 한 결과를 나타내었다.

적절한 p-y 곡선을 작성하기 위해서는 데이터 계측과정과 수치 미적분 과정에서 발생하는 노이즈 성분을 제

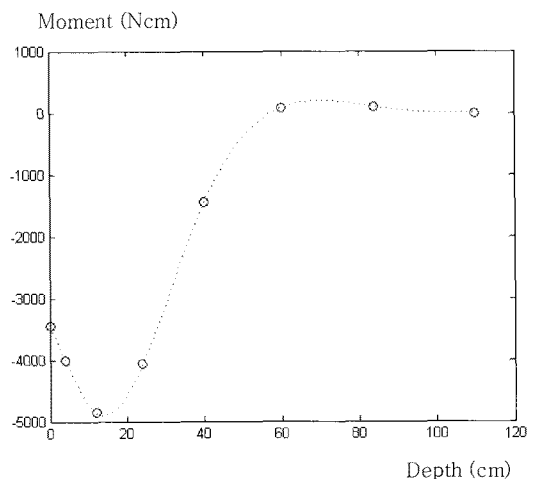


그림 2. Cubic spline 방법으로 구한 말뚝 깊이별 모멘트 분포 곡선 ( $0.154g$ ,  $6Hz$ )

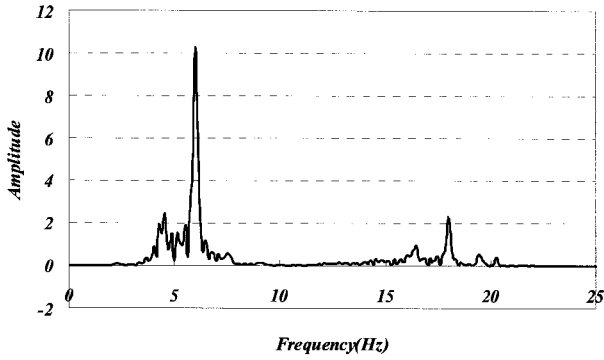


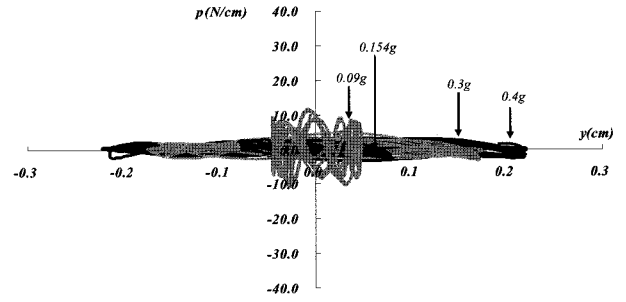
그림 3. 지반 반력에 대한 FFT 해석 사례(0.154g, 6Hz)

거할 필요가 있는데, 이를 위하여 식 (1)과 (2)를 통해 산정한 지반반력과 말뚝 변위의 주 진동수 성분을 FFT 해석으로부터 찾아낸 후, 입력 하중의 진동수에 해당하는 1차 진동수 성분부터 3차 진동수 성분까지 Band-pass 필터링을 수행함으로써, 지반 반력과 말뚝 변위를 결정하였다. 그림 3은 말뚝 지름의 3.75배(12cm) 깊이에서 구한 지반 반력의 주 진동수 성분에 대한 FFT 해석 사례이다. 입력 하중의 진동수와 동일한 6Hz 주위에서 가장 큰 응답이 나타나는 것을 확인할 수 있다.

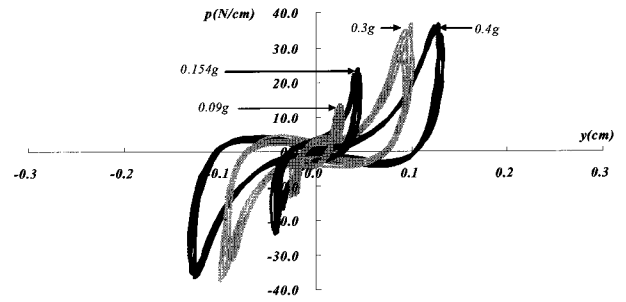
0.002초의 시간 간격마다 구한 수천 개의 지반반력(p)과 말뚝 변위( $y_{pile}$ )를 하나의 그래프에 함께 도시하여, 이 둘 사이의 이력 관계를 나타내는 동적 p-y 곡선을 작성하였다. 그런데 동적 p-y 곡선을 구성하는 변위 y는 지반-말뚝 간 상대변위를 의미하므로, 지반 가속도계 계측 값을 두 번 적분하여 자유장 지반 변위( $y_{soil}$ )를 산정하고, 앞서 산정한 말뚝 변위에서 지반 변위를 빼줌으로써 최종적으로 동적 p-y 곡선을 작성하였다.

#### 4. 실험에서 얻은 p-y 곡선 결과 및 토의

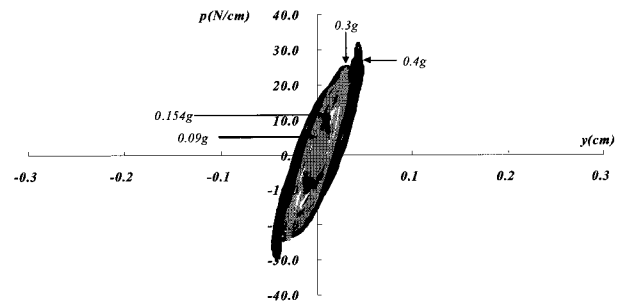
그림 4~6은 각각 조밀한 포화토 지반 조건에서 입력 가속도의 크기와 진동수, 말뚝 강성을 변화시키며 수행한 1g 진동대 실험으로부터 얻은 p-y 곡선이다. 진동 증가와 인장극수압의 변화가 크지 않았기 때문에 지반의 강성 변화가 작아 각 진동 사이클에서의 p-y 곡선이 거의 동일한 이력거동을 보였으며, 따라서 진동 중 1초 동안에 대한 p-y 곡선만을 도시하였다. 그림 4(a)~6(a)에서와 같이 구속압이 매우 작은 말뚝 지름 1.25배의 얕은 깊이에서의 p-y 곡선은 지반 반력이 거의 없는 것으로 나타났는데, 이는 지반의 움직임이 말뚝의 움직임을 따라오지 못해 발생하는 지반-말뚝 분리(Gapping)현상 (Dou



(a) 깊이 1.25D(D: 말뚝 지름)



(b) 깊이 3.75D

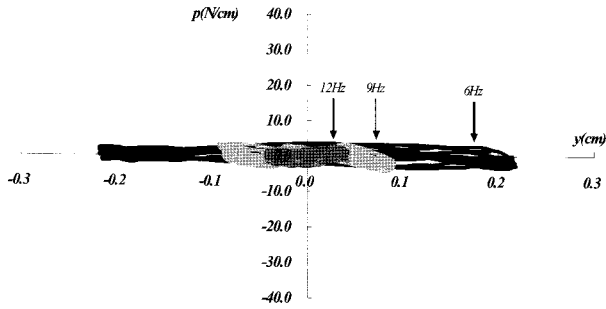


(c) 깊이 7.5D

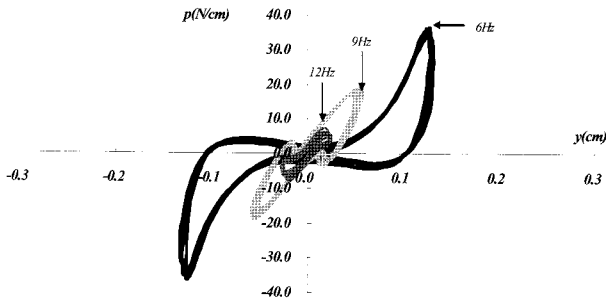
그림 4. 가속도 크기 별 동적 p-y 곡선(6Hz)

와 Byrne, 1996) 때문이다. 말뚝 지름 3.75배의 보다 깊은 깊이에서의 p-y 곡선은(그림 4(b)~6(b)), 지반-말뚝 분리현상(Gapping)과 일정 변위 이상에서 지반 반력이 급격히 증가하는 변형을 경화(Strain hardening)현상(Wilson, 1998)을 보였다. 그리고 p-y 곡선의 형태는 지반의 깊이가 깊어질수록(그림 4(c)~6(c)), 그리고 입력 가속도의 진폭이 작아져(그림 4(b)) 발생 변위가 줄어들수록 점차 선형으로 바뀌는 것으로 나타났다.

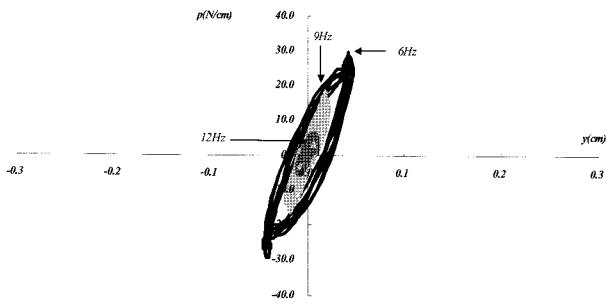
그림 4에서, 입력 하중의 가속도 크기가 커질수록 상부 구조물에 더 큰 관성력이 발생하여 말뚝의 변위가 증가하였으며, 지반 반력은 말뚝 변위와 같이 증가하다가, 극한 저항력이 발현될 것으로 예상되는 변위에 가까워질수록 그 증가량이 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 p-y 곡선의 할선 기울기는 작은 입력 가속도 수준에서는 거의 일정하였으며, 가속도 크기가 커지면서 점차



(a) 깊이 1.25D



(b) 깊이 3.75D



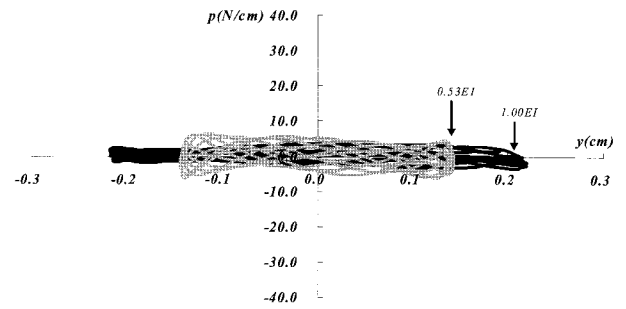
(c) 깊이 7.5D

그림 5. 가속도 진동수 별 동적 p-y 곡선(0.4g)

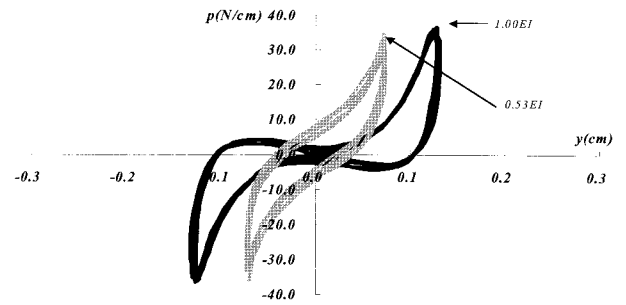
감소하였다.

그림 5에서, 입력 하중의 가속도 진동수가 커질수록 말뚝의 변위가 감소하는 것으로 나타났다. 이는 입력 하중의 진동수가 6Hz에서 12Hz로 증가할수록, 입력 하중의 진동수가 말뚝 시스템의 고유진동수에서 멀어짐에 따라 상부 구조물에 더 작은 가속도(관성력)가 발생하였기 때문이다. 또한 그림 6에서, 말뚝 강성이 커질수록 오히려 변위가 증가하는 것으로 나타났는데, 이는 말뚝의 휨 강성이 0.53EI에서 EI로 증가하면서 말뚝 시스템의 고유 진동수가 증가하여, 입력 하중의 진동수에 근접하게 됨에 따라 상부 구조물에 더 큰 가속도 증폭이 발생하였기 때문이다.

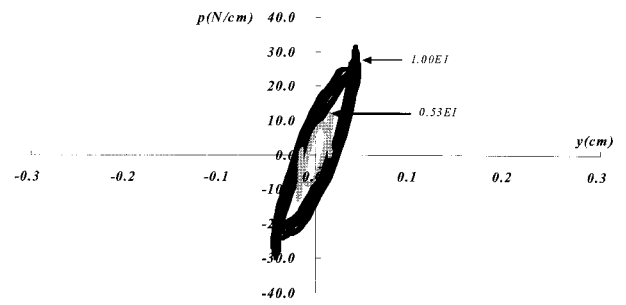
이상의 결과들로부터, 동적 p-y 곡선은 입력 하중의 가속도 진폭, 그리고 말뚝 시스템의 고유 진동수와 입력 하중 진동수의 관계에 커다란 영향을 받음을 확인하였다.



(a) 깊이 1.25D



(b) 깊이 3.75D

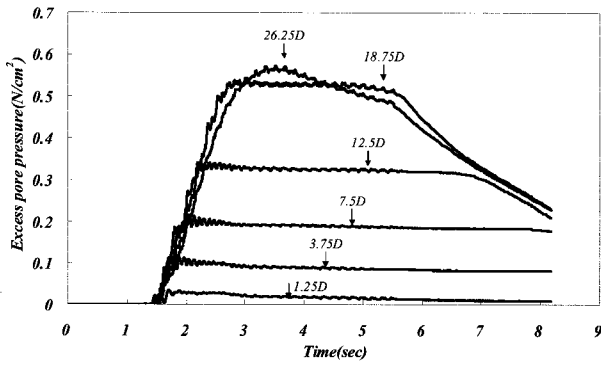


(c) 깊이 7.5D

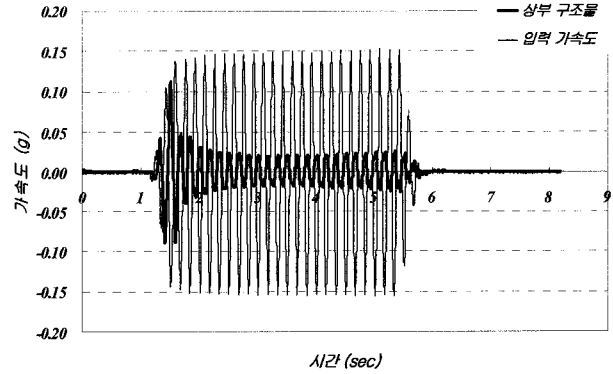
그림 6. 말뚝 강성 별 동적 p-y 곡선(6Hz, 0.4g)

그림 7(a)는 느슨한 포화토 지반( $D_r=44\%$ )에서 깊이 별로 측정된 과잉간극수압 분포이다. 진동과 함께 과잉간극수압이 급격히 증가하였고, 얇은 깊이에서부터 액상화가 발생하였다. 액상화가 발생하면 지반은 물과 같은 거동을 보이기 때문에 말뚝의 움직임에 저항하지 못하며, 따라서 그림 8에서와 같이 p-y 곡선은 평평한 모습을 나타내었다.

그림 7(b)는 상부 구조물에서 계측된 가속도를 나타낸다. Han 등 (2007)은 모형 말뚝 실험으로부터 액상화가 발생할 경우 지반 강성의 변화로 인해 말뚝 시스템의 고유 진동수가 급격히 감소한다고 밝힌 바 있다. 본 실험 조건에서도 과잉간극수압이 증가할수록 지반 강성이 작아져 말뚝 시스템의 고유 진동수가 점점 감소하였기 때문에, 입력 하중 진동수와 말뚝 시스템의 고유 진동수 차이가 커지면서 상부 구조물의 가속도는 급격히



(a) 깊이별 과잉간극수압 분포



(b) 상부 구조물 가속도 계측 값

그림 7. 과잉간극수압 및 상부 구조물 가속도 계측 값(Dr=44%, 0.154g)

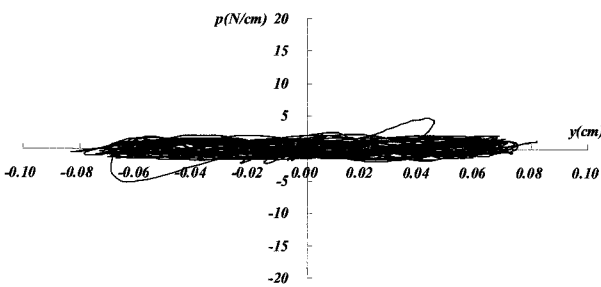


그림 8. 액상화 지반에서의 동적 p-y 곡선

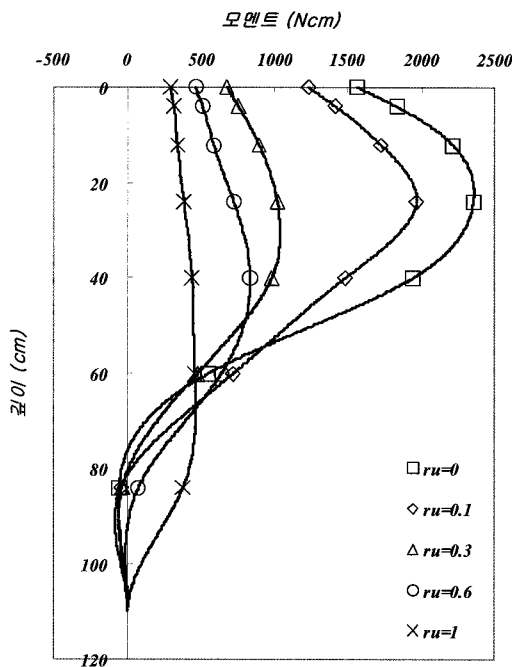


그림 9. 과잉간극수압 비에 따른 말뚝 깊이 별 모멘트 분포(Dr=44%, 0.154g)

감소하였고, 전 지반에서 액상화가 발생한 후에는 작은 가속도 수준으로 수렴하는 것으로 나타났다.

액상화가 발생한 지층의 중간 깊이인 말뚝 지름의

12.5배(40cm) 위치에서 발생한 과잉간극수압 비에 따른 말뚝 깊이 별 모멘트 분포 변화를 그림 9에 나타내었다. 과잉간극수압비가 증가할수록 상부 관성력이 감소하였기 때문에 말뚝에 발생한 최대 모멘트의 크기는 줄어들었다. 또한 액상화가 먼저 발생한 상부 지층에서 말뚝의 횡방향 변위에 대해 저항하지 못하고 액상화가 발생하지 않은 하부 지층에서 이를 저항하였기 때문에, 진동이 지속되면서 액상화 층의 깊이가 깊어질수록 최대 모멘트 발생 위치도 점점 깊어지는 것으로 나타났다.

## 5. 동적 p-y 중추곡선(Backbone Curve)

### 5.1 조밀한 포화토 지반의 동적 p-y 중추곡선

그림 4~6에 나타난 바와 같이 동적 p-y 곡선은 입력 하중의 가속도 진폭과, 그리고 말뚝 시스템의 고유 진동수와 입력 하중 진동수의 상대적 크기에 따라 다른 형태를 보이는데, 실제로, 지진 가속도의 진폭과 주파수는 매우 다양하고, 말뚝 시스템의 고유 진동수 또한 구조물의 강성에 따라 서로 다르기 때문에, 각각의 경우에 대하여 서로 다른 동적 p-y 곡선을 작성하여 내진 설계를 수행하기는 어렵다. 따라서 본 연구에서는, 다양한 실험 조건에서 구한 동적 p-y 곡선으로(그림 4~6)부터, 최대 지반 반력이 나타나는 꼭지점들을 찾아낸 후, 이 점들을 모두 연결하여, 등가정적해석에 적용할 수 있는 동적 p-y 중추곡선(Backbone curve)을 도출하였으며, 그 과정은 다음과 같다.

우선 각 실험 조건 별로 찾아 낸 동적 p-y 곡선의 꼭지점들을 그림 10에서와 같이 깊이 별로 p-y 평면에 도시하였다. 그리고 꼭지점들을 연결하는 동적 p-y 중추곡

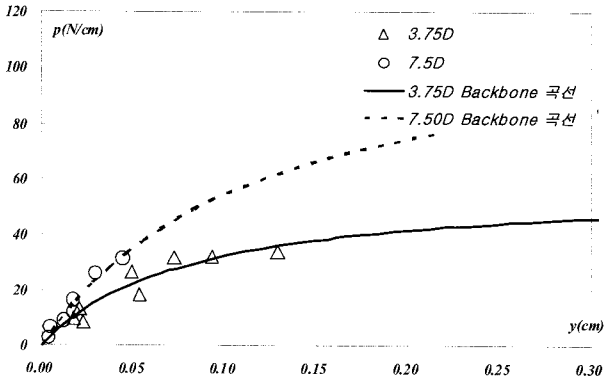


그림 10. 깊이 별 동적 p-y 중추곡선(Dr=90%)

선을 구하기 위한 경험식의 골격을 Kondner(1963)가 제안한 식 (3)의 쌍곡선 함수로 결정하였다.

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{mi}} + \frac{y}{p_u}} \quad (3)$$

여기서  $k_{mi}$ 는 초기 기울기,  $p_u$ 는 극한 저항력,  $y$ 는 말뚝 변위를 나타낸다. 그림 10은 각각의 동적 p-y 곡선 결과들로부터 찾은 꼭지점들과, 이 점들을 식 (3)의 쌍곡선 함수로 회귀분석한 결과이다. 그림 4~6의 (a)에서와 같이 말뚝 지름 1.25배의 얇은 깊이에서의 p-y 곡선은 지반-말뚝 분리현상으로 꼭지점을 찾기 어려웠으며, 말뚝 지름의 3.75배와 7.5배 깊이에서, 횡방향 변위가 매우 작아 꼭지점을 분간하기 어려웠던 몇몇 실험 케이스를 제외한 나머지 실험 결과들을 이용하여 동적 p-y 중추곡선을 산정하였다.

동적 p-y 중추곡선을 쌍곡선 함수로 나타내는데 필요한 초기 기울기와 극한 저항력을 결정하기 위한 경험식을 마찰각과 구속압의 함수로서 도출하였으며, 그 과정은 다음과 같다.

### 5.1.1 극한 저항력( $p_u$ )

그림 10에서 보면, 말뚝 지름의 3.75배와 7.5배에서 발생한 변위가 극한 저항력을 유발할 정도로 크지 않았기 때문에, 하중-변위곡선을 쌍곡선 함수로 외삽하여 극한 저항력을 결정하였다.

각 깊이에서 가정한 극한 저항력들이 수동 토압과 밀접한 관계가 있다고 보고, 둘 사이의 관계식을 Kim 등 (2004)이 제안한 식 (4)를 이용하여 결정하였다.

$$\frac{p_u}{D} = AK_p \gamma' z^n \quad (4)$$

여기서  $D(cm)$ 는 말뚝 지름,  $\frac{p_u}{D}(N/cm^2)$ 는 단위 폭당 극한 저항력,  $K_p$ 는 Rankine의 수동토압계수,  $\gamma'(N/cm^3)$ 는 유효 단위중량,  $z(cm)$ 는 깊이,  $A, n$ 는 통계상수이다.  $A, n$ 을 결정하기 위해 식 (4)를 식 (5)와 같이 변형하여 log 스케일에서 선형 회귀분석을 수행하였으며, 최종적으로 극한 저항력에 대한 경험식을 식 (6)과 같이 결정하였다.

$$\log \frac{p_u}{D} = n \log z + \log AK_p \gamma' \quad (5)$$

$$\frac{p_u}{D} = 27.82K_p \gamma' z^{1.02} \quad (N/cm^2) \quad (6)$$

### 5.1.2 초기 기울기( $k_{mi}$ )

초기 기울기에 대한 경험식을 도출하기 위해 말뚝 지름 1%의 변위에서의 지반 반력을 의미하는 지반반력계수  $K$ 를 식 (7)과 같이 정의하였다.

$$\frac{p}{0.01D} = \frac{1}{\frac{1}{k_{mi}} + \frac{0.01D}{p_u}} = K(N/cm^2) \quad (7)$$

지반 반력은 구속압과 밀접한 관련이 있으므로, 깊이 별 지반반력계수  $K$ 를 구하기 위한 경험식의 골격을 Janbu (1963)가 제안한 아래 식 (8)로 결정하였다.

$$K = AP_a \left( \frac{\sigma'}{P_a} \right)^{0.5} \quad (8)$$

여기서  $P_a(10.13N/cm^2)$ 는 대기압을,  $\sigma'(N/cm^2)$ 는 구속압을,  $A$ 는 통계 상수이다. 통계 상수  $A$ 를 결정하기 위해 선형 회귀분석을 수행하였으며, 지반반력계수  $K$ 에 대한 경험식을 식 (9)와 같이 결정하였다. 최종적으로 초기 기울기는 식 (10)으로부터 구할 수 있으며, 식 (6)과 식 (10)으로부터 산정한 극한 저항력과 초기 기울기를 이용하여 식 (3)에 따라 동적 p-y 중추곡선을 작성할 수 있다.

$$K = 499.39P_a \left( \frac{\sigma'}{P_a} \right)^{0.5} \quad (9)$$

$$k_{ini} = \frac{Kp_u}{p_u - K \frac{D}{100}} \quad (10)$$

## 5.2 동적 p-y 중추곡선의 적용성 평가

1g 진동대 실험으로부터 제안한 동적 p-y 중추곡선의

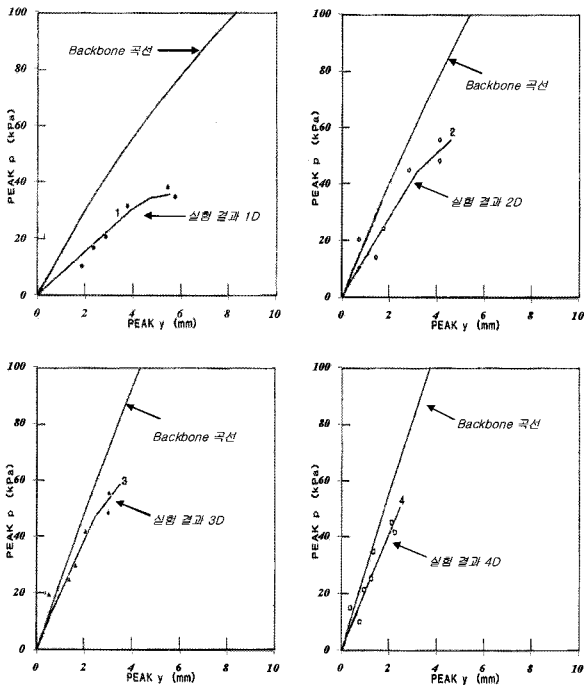


그림 11. 동적 p-y 중추곡선과 원심모형실험 결과(Ting 등, 1987)의 비교

적용성을 검토하기 위하여 동적 p-y 중추곡선과 기존 문헌에 발표된 원심모형실험 결과를 비교하였다. 그림 11은 포화토 지반(Dr=70%)에서 Ting 등(1987)이 원심 모형실험을 수행하여 얻은 실험 p-y 곡선 상 꼭지점들과 이에 대한 회귀분석 결과를, 본 연구에서 제안한 동적 p-y 중추곡선과 비교한 결과이다. 원심모형실험 중 발생한 과잉간극수압으로 인하여 1D 깊이에서는 동적 p-y 중추곡선과 실험값이 다소 차이를 보이지만, 깊은 깊이에서 과잉간극수압이 적게 발생할수록 둘 사이의 차이가 점점 감소하는 것으로 나타났다. 포화토 지반에서는 지반에 발생하는 과잉간극수압의 크기에 따라 지반 강성이 진동 중 변화하기 때문에, 본 논문에서 제안한 중추곡선이 원심모형실험 결과를 모든 깊이에서 정확히 예측하지는 못하였지만, 과잉간극수압이 감소할수록 실험 값에 점점 더 근접하는 것으로 나타나, 제안 식의 결과는 충분히 의미 있다고 판단된다.

## 5.3 동적 p-y 중추곡선과 기존 p-y 곡선과의 비교

표 4는 현재 내진설계를 위한 등가정적해석에 적용할 수 있는 p-y 곡선을 간략하게 정리한 것이다. 본 연구에서는 기존에 제안된 방법에 따라 p-y 곡선을 작성하고, 이를 동적 p-y 중추곡선과 비교하였다. Reese(1974)와 API(1987)의 반복 p-y 곡선을 작성하기 위해 필요한 내

표 4. 등가정적해석에 적용할 수 있는 기존의 p-y 곡선(사실토)

종류	p-y 곡선 제안 식	개요
API (1987)	$p = Ap_u \tanh\left(\frac{kz}{Ap_u} y\right)$ <p><math>p_u</math> = 극한저항력 (<math>(C_1z + C_2D)\gamma z</math> 와 <math>C_3D\gamma z</math> 중 작은 값), <math>C_1, C_2, C_3</math> = 마찰각에 대한 상수, <math>k</math> = 지반반력계수, <math>A</math> = 하중재하방식에 따른 상수</p>	말뚝 두부에 정적 하중 혹은 반복 하중을 가한 실험 재하 실험으로부터 산정
Reese 등 (1974)	$p_a = k_h y_a \frac{z}{D} \text{ and } p_b = p_u \frac{B}{A}$ <p><math>p_u</math> = 극한 저항력 (<math>p_u</math> 와 <math>p_{ud}</math> 중 작은 값) <math>y_a = D(p_b / zk_h)^{n/m-1} (D / y_b)^{1/m-1}</math> <math>y_b = D/60</math> <math>y_u = 3D/80</math></p>	
NCHRP (2001)	$p_d = p_s \left[ \alpha + \beta \alpha_0^2 + \kappa \alpha_0 \left( \frac{\omega y}{d} \right)^n \right], p_d \leq p_u$ <p><math>p_s</math> = 정적 지반 반력 (API 방법), <math>\alpha, \beta, \kappa, n</math> = 상수 <math>\omega</math> = 입력하중 진동수, <math>\alpha_0 = \frac{\omega r_0}{V_s}</math>, <math>r_0</math> = 말뚝의 반지름, <math>V_s</math> = 전단파속도</p>	수치 모델링 기법으로 산정
JRA (2002)	<p>지반 반력 계수 <math>k_{HE} = n_k a_k k_H</math>, 극한 저항력 <math>p_{HU} = n_p a_p p_u</math> <math>n_k n_p</math> = 균말뚝 보정계수, <math>a_k a_p</math> = 단말뚝 보정계수</p>	탄 소성 모델

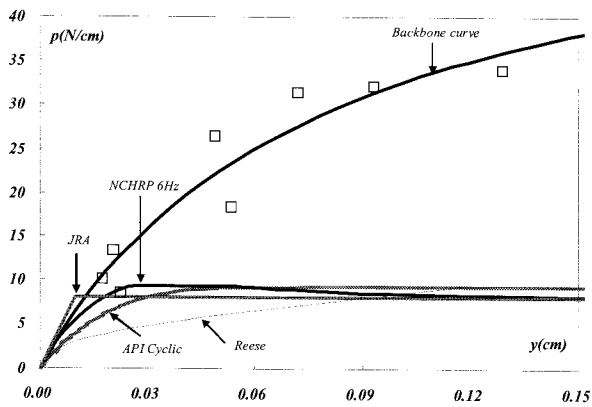
주) 자세한 사항 참고문헌 참조



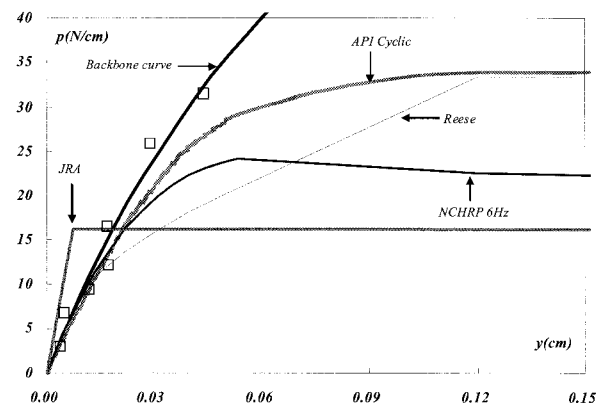
부 마찰각은 삼축실험으로부터 43°로 결정되었으며, 지반반력계수는 Reese 등(1974)과 API(1987)의 추천 값을 이용하였다. NCHRP(2001) p-y 곡선과 JRA(2002) p-y 곡선은 정적 하중 조건에서 가장 널리 사용되고 있는 API(1987)의 p-y 곡선을 이용하여 작성하였으며, NCHRP p-y 곡선 작성에 추가로 필요한 계수 값들은 벤더 엘레먼트 실험 결과로부터 지반의 전단탄성계수를 산정하여 결정하였다.

그림 12는 동적 p-y 중추곡선과 기존 p-y 곡선을 비교한 결과이다. 말뚝 지름의 7.5배에 해당하는 깊은 깊이에서는, 말뚝의 탄성 거동 한계 범위인 말뚝 지름의 1% 변위 내에서 API p-y 곡선이 실험 결과를 비교적 잘 따라가고 있는 것으로 나타났다. 그러나 횡방향 하중을 받

는 말뚝 거동에 가장 중요한 영향을 미치는 지반의 얇은 깊이에서, 기존의 p-y 곡선들은 지반 저항을 최대 1/3 정도까지 작게 평가하고 있는 것으로 나타났다. 또한 기존의 p-y 곡선을 사용할 경우 반복 하중효과를 고려하여(Cyclic degradation) 지반 저항 값을 줄여줄 것을 권장하고 있지만, 그림 4~6에 나타난 실험 결과에 따르면 과잉간극수압이 발생하지 않을 경우 반복 하중에 따른 지반 저항의 감소는 일어나지 않았다. 이와 같은 불일치는 API와 Reese의 p-y 곡선들이 지진 하중 조건과 다르게 말뚝 두부에 정적인 하중 혹은 반복하중을 가한 실험으로부터 제안되었기 때문이며, NCHRP p-y 곡선 역시 API p-y 곡선의 극한 저항력 값을 사용하고 있기 때문에, 동일한 결과를 초래했다고 생각된다.

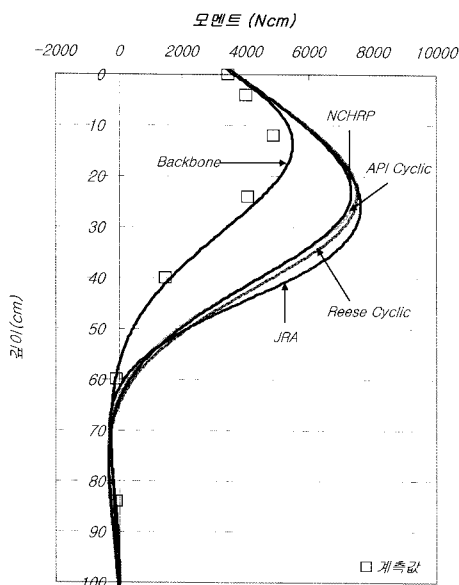


(a) 깊이 3.75D

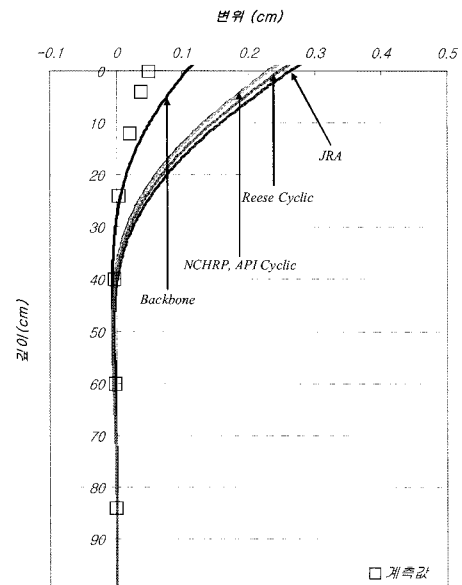


(b) 깊이 7.5D

그림 12. 동적 p-y 중추곡선과 기존 p-y 곡선의 비교(Dr=90%)



(a) 모멘트 비교



(b) 변위 비교

그림 13. 말뚝 깊이 별 모멘트, 변위에 대한 실험 및 등가정적해석 결과(Dr=90%, 0.154g)

상용프로그램 LPILE을 이용하여 말뚝 상부 구조물에 최대 관성력이 발생하는 시점에서 등가정적해석을 수행하고, 이로부터 얻은 말뚝 깊이 별 모멘트와 변위를 실험 결과와 비교하였다(그림 13). 등가정적해석을 위하여 지반의 유효단위중량과 p-y 곡선을 결정해야 하는데, 단위중량은 주문진 표준사 기본 물성을 이용하여  $9.8\text{kN/m}^3$ 으로 결정하였고, p-y 곡선은 본 연구에서 제시한 동적 p-y 중추곡선과 앞서 설명한 기존의 p-y 곡선을 이용하였다. 그림 13에서 보면, 본 연구에서 제안한 동적 p-y 중추곡선을 사용할 경우, 모멘트 및 변위에 대한 예측 결과가 실험 결과와 비교적 잘 일치하였으나, 기존의 p-y 곡선을 사용할 경우 등가정적해석 결과가

실험결과에 비해 모멘트 및 변위를 2~5배 정도까지 과다하게 예측하고 있는 것으로 나타났다. 이는 말뚝 거동에 중요한 영향을 미치는 얇은 깊이에서 기존의 p-y 곡선이 지반 반력을 작게 평가하기 때문이다.

## 6. 과잉간극수압 비에 따른 동적 지반 저항 감소 계수

진동 중 발생하는 과잉간극수압에 따라 말뚝 주위 지반에서의 저항력이 감소하기 때문에, 등가정적해석을 위하여 동적 p-y 중추곡선을 결정하는 과정에서 지반 저항(p)에 곱하여 그 크기를 줄여줄 수 있는 감소 계수 (scaling factor, SF)를 과잉간극수압 비의 함수로서 제안하였다. 이를 위해, 우선 각각의 진동 주기(Cycle)마다 상부 구조물에 최대 가속도(최대 관성력)가 발생하는 시점에서 계측된 깊이 별 모멘트와 과잉간극수압 비를 그림 14와 같이 도시하였다. 그 다음 과잉간극수압이 거의 발생하지 않는 진동 초기조건에서(그림 14(a)), API의 p-y 곡선을 수정하며 예측 모멘트 결과가 실험 결과에 근접할 때까지 등가정적해석을 반복수행 함으로써, 느슨한 포화토 조건에서 과잉간극수압이 발생하지 않았을 때의 동적 p-y 중추곡선을 깊이 별로 인위적으로 결정하였다. 이후 이 곡선들의 지반 저항(p) 값에 과잉간극수압 비에 따라 서로 다른 감소 계수를 곱하면서, 등가정적해석으로 얻은 말뚝 깊이 별 모멘트 결과가 실험 결과와 오차 범위 내에서 일치할 때까지 반복 계산하여, 과잉간극수압 비에 따른 지반 저항 감소 계수를 찾아내었다.

최종적으로 과잉간극수압 비에 따른 지반 저항 감소 계수를 그림 15에서와 같이 하나의 그래프에 도시하고, 선형 회귀분석을 수행하여 둘 사이의 관계식을 식 (11)과 같이 제안하였다.

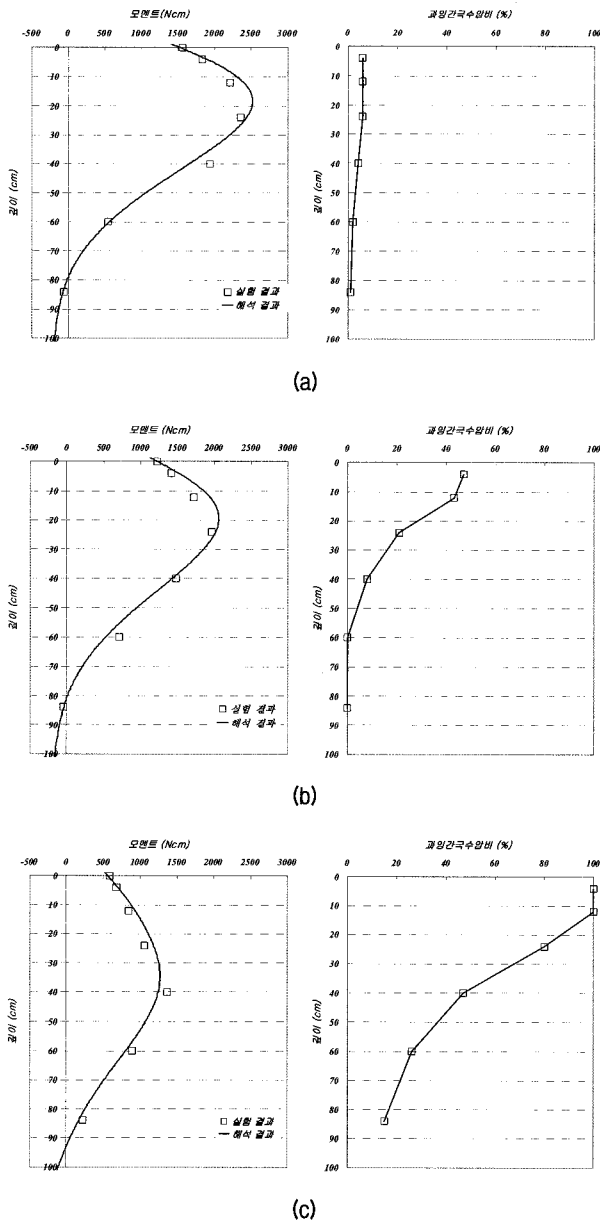


그림 14. 깊이 별 모멘트, 과잉간극수압 계측 결과 및 등가정적해석 결과

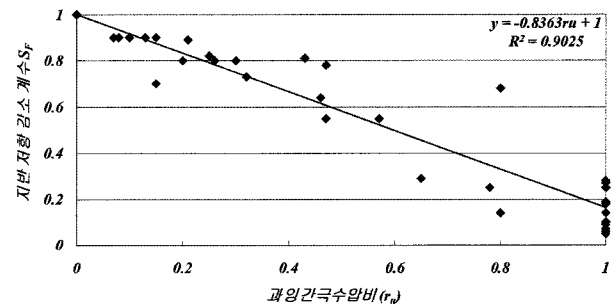


그림 15. 과잉간극수압 비에 따른 동적 지반 저항 감소 계수

표 5. 과잉간극수압비에 따른 동적 지반 저항 감소 계수 비교

연구자	감소 계수 ( $S_F$ )	실험방법
Liu 와 Dobry (1995)	$1 - r_u$	원심모형실험 + 정재하 실험
Wilson (1998)	0.1 ( $r_u = 1, Dr=35\%$ ) 0.25~0.35 ( $r_u = 1, Dr=55\%$ )	원심모형실험
Feng 과 Wang (2006)	1 ( $0 \leq r_u \leq 0.2$ ) 1.25( $1 - r_u$ ) ( $0.2 \leq r_u \leq 0.8$ ) 0.25 ( $0.8 \leq r_u \leq 1$ )	1g 진동대 실험 + 등가정적해석
본 연구	$1 - 0.84 r_u$	1g 진동대 실험 + 등가정적해석

$$S_F = 1 - 0.84r_u \quad (11)$$

여기서  $r_u$ 는 과잉간극수압 비를 나타낸다. 포화 사질토 지반에서 진동 중 과잉간극수압이 발생하였을 경우, 먼저 과잉간극수압을 고려하지 않은 상태에서의 동적 p-y 중추곡선을 결정한 후, 이 곡선의 지반 저항 값에 본 연구에서 제안한 과잉간극수압 비에 따른 지반 저항 감소 계수를 곱하여 감소한 지반저항 값을 구한다.

표 5는 지금까지 연구자들이 서로 다른 방법으로 제안한 과잉간극수압 비에 따른 동적 지반 저항 감소 계수를 정리한 것이다. 본 연구에서의 제안 식은 Liu와 Dobry (1995)가 원심모형실험으로부터 제안한 식과 상당히 비슷한 것으로 나타났다.

## 7. 결론

본 연구에서는 포화 사질토 지반에 근입된 모형말뚝을 대상으로 다양한 조건에서 1g 진동대 실험을 수행하고, 이 실험에서 얻은 p-y 곡선을 평가하여 다음과 같은 결론들을 도출하였다.

- (1) 동적 p-y 곡선은 입력 하중의 가속도 진폭, 진동 중 발생하는 과잉간극수압의 크기, 그리고 말뚝 시스템의 고유 진동수와 입력 하중 진동수의 관계에 커다란 영향을 받음을 확인하였다.
- (2) 동적 p-y 곡선 상 최대 지반 반력이 나타나는 꼭지점들을 연결하여, 조밀한 포화 사질토 지반 조건에서 등가정적해석에 적용할 수 있는 동적 p-y 중추곡선(Backbone curve)을 쌍곡선 함수로써 나타내었으며, 중추곡선을 쌍곡선 함수로 나타내는데 필요한 초기 기울기( $k_{im}$ )와 극한 저항력( $p_u$ )을 결정하기 위한 경험식을 마찰각과 구속압의 함수로서 제안하였다.
- (3) 제안한 동적 p-y 중추곡선의 적용성을 기존 문헌에

발표된 원심모형실험 결과와 비교하여 검증하였다. 그 결과, 과잉간극수압이 감소할수록 실험 p-y 곡선 상 최대 지반 반력이 나타나는 꼭지점들이 본 연구에서 제안한 동적 p-y 중추곡선과 가까워 지는 것으로 나타났다.

- (4) 기존의 p-y 곡선들은 횡방향 하중을 받는 말뚝 기초의 거동에 가장 중요한 영향을 미치는 얇은 깊이에서 극한 저항력을 1/3 정도까지 작게 평가하는 것으로 나타났으며, 등가정적해석에 적용하였을 경우 실험결과에 비해 모멘트 및 변위를 2~5배 정도 과다하게 예측하는 것으로 나타났다.
- (5) 진동 중 발생하는 과잉간극수압에 따라 지반 저항이 감소하는 정도를 나타내는 동적 지반 저항 감소 계수( $S_F$ )를 제안하였으며, 과잉간극수압 비와 지반 저항 감소 계수 사이의 관계 식은 Liu와 Dobry(1995)가 원심모형실험으로부터 제안한 결과와 비슷한 것으로 나타났다.

## 감사의 글

이 논문은 2009년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국과학재단의 지원을 받아 수행된 연구임(No. R0A-2007-000-10004-0(2009)).

## 참고 문헌

1. American Petroleum Institute (API) (1987), *Recommended practice for planning, Designing and constructing fixed offshore platforms*, API Recommendation Practice 2A (RP 2A), 17th edition.
2. Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999), "Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.125, No.9, pp.750-759.
3. Dou, H., and Byrne, P.M. (1996), "Dynamic response of single piles and soil-pile interaction", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, No.1, pp.80-96.

4. Feng, S., and Wang, J. (2006), "Research on lateral resistance of pile in saturated sand under shake loading", *Proceedings of the GeoShanghai Conference*, Shanghai, China, Geotechnical Special Publication, No.150, pp.490-497.
5. Gibson, A.D. (1996), *Physical scale modeling of geotechnical structures at one-g.*, Ph.D. thesis., California Institute of Technology Pasadena, California., pp.1.1-2.26.
6. Han, J.T., Kim, M.M., Kim, S.R., and Hwang, J.I. (2007), "Evaluation of the Dynamic Characteristics of Soil-pile System in Liquefiable Ground by Shaking Table Tests", *Proceedings of 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Greece, Thessaloniki, No.1340.
7. Iai, S. (1989), "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field", *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.105-118.
8. Iai, S. and Sugano, T. (1999), "Soil-structure interaction studies through shaking table tests", *Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, P.S. Seco e Pinto ed., Lisbon, Portugal, Vol.1, pp.365-370.
9. Janbu, N. (1963), "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test", *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Wiesbaden, Germany, Vol.1, pp.19-25.
10. Japan Road Association (JRA) (2002), *Specification for highway bridges.*, Part V. Seismic design, Tokyo.
11. Kim, B.T., Kim, N.K., Lee, W.J., and Kim, Y.S. (2004), "Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong river sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.130, No.4, pp.416-425.
12. Kondner, R.L. (1963), "Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils", *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol.89, No.1, pp.115-144.
13. Liu, L. and Dobry, R. (1995), "Effect of liquefaction on lateral response of piles by centrifuge model tests", *National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) Bulletin*, Vol.9, No.1, pp.7-11.
14. National Cooperative Highway Research Program. (NCHRP) (2001), *Static and Dynamic Lateral Loading of Pile Groups*, NCHRP Report 461, Transportation Research Board - National Research Council., pp.13-21.
15. 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, pp.473-485.
16. Scott, R.F. (1980), *Analysis of centrifuge pile tests; simulation of pile-driving*, Report for the American Petroleum Institute OSAPR Project 13. California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
17. Ting, J.M., Kauffman, C.R., and Lovicsek, M. (1987), "Centrifuge static and dynamic lateral pile behavior", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.198-207.
18. Wilson, D. (1998), *Soil-Pile-Superstructure Interaction in liquefying sand and soft clay*, Ph. D. Dissertation, Univ. of California, Davis, USA., pp.125-156.

(접수일자 2009. 7. 1, 심사완료일 2009. 11. 17)