

기계기초의 지반동력학적 해석 Soil Dynamics for Vibrating Machine Foundation

전준수, Chun-Su Chon
(주)대우엔지니어링 부회장, Vice chairman, Daewoo Engineering Company

Synopsis : In this presentation, soil dynamics for vibrating machine foundation is briefly stated, and the result of a model pile test is presented. Analytical methods used in solving for the stiffness and damping factor for pile-soil system are also treated and the results of the test and the calculated values are compared.

주요어 (Key words) : Machine foundation, Pile-soil interaction, Dynamic shear modulus,
Laterally loaded pile

1. 서론

기계의 운전에 의해 발생하는 동하중, 향타나 발파등의 건설진동 및 지진의 동하중으로 인한 지반의 동적저동해석은 지난 40여년간 꾸준한 연구를 통해 수치해석과 모델링 기법에 많은 발전을 이루었다. 표 1.은 말뚝기초의 동적해석에 관하여 문헌상에서 찾아 볼 수 있는 여러 가지의 해석 방법을 정리한 것이다.(Gazetas, et al, 1992) 특히 지반이 내포하는 많은 불확실성에도 불구하고 지반-기초 구조물간의 상호작용의 해석에도 다양한 해석적 접근 방법이 제시되었으나 어느 한 방법도 확실히 채택된 바는 없다고 생각된다. 그 동안 많은 실험장비와 계측기가 정밀한 지반 특성치의 측정 및 평가를 위해 개발/개선되어 왔다. 그러나 실제 지반이 갖는 이방성, 비 선형성, 비 균질성 때문에 해석상에서 신뢰도를 갖기 위해서는 동적지반해석에 사용되는 동적 지반특성치에 대해 적절한 평가방법을 찾는 노력은 여전히 필요하다. 기계기초를 설계하려면 기계의 동적 운전특성, 지반의 동적물성치, 해석방법등에 대한 포괄적인 이해가 요구된다. 한국지반공학회에서 실시한 얇은 기초(1991)와 진동 및 내진설계 (1997)라는 제목의 강습으로 많은 지반 공학자들이 기계기초에 대한 기본적인 지식을 갖게 되었다. 본고에서는 이들 강습회의 교재에서 언급한 내용의 부연은 하지 않겠다.

기계기초는 기계 및 기초의 자중으로 인한 정적하중과 기계의 운전에 의해 발생하는 동적하중을 지지하도록 설계해야 한다. 일반적으로 기초의 자중이 크며, 기계의 운전에 의한 동적하중은 정적하중보다는 작다. 기계기초에 작용하는 동적하중은 장시간동안 반복적으로 작용하며, 그 크기는 작은 편이므로 지반이 지지할 수 있는 한도내에서의 지반 거동 및 변형은 탄성영역내에서 발생한다고 할 수 있다.

일반적으로 기계들은 콘크리트 패드와 적절한 마운트 등의 장치에 의해 연결되며, 패드는 그 밑에 있는 지반에 의해 직접 또는 간접적으로 지지된다. 소형기계류를 위한 패드는 양호한 지반위에 직접지지되는 단순한 슬래브일 경우도 있다. 이때에도 패드는 기계의 얼라인먼트를 유지할 수 있을 만큼 충분히 두꺼워야 하며 정적 및 동적 설계요구 조건을 충족할 수 있어야 한다. 이 경우에 슬래브의 무게보다는 일반적으로 강성이 더 중요하다. 대형 기계류에 대해서는 슬래브가 더 두꺼워져 강성 전면기초 또는 블록기초를 이루게 된다. 지반에 직접지지되는 이런 기초의 설계에서는 그 무게와 근입깊이의 영향이 더욱 중요한 고려 사항이 된다. 만일 지반의 상부층이 정적 또는 동적인 지지력을 갖지 못하는 경우에는 기계하중을 깊은 곳에 있는 양호한 지층에 전달하기 위해 말뚝 기초가 필요하게 되며 때로는 이 방법이 유일한 대안이 될 수도 있다.

본고에서는 발파등의 건설진동과 지진에 의한 영향에 대하여는 논의하지 않겠으며 기계기초의 설계기준과 지반의 동적 물성치에 대해 간략히 설명하고 필자가 수행하였던 단 말뚝의 동적 응답에 대한 실험적 연구에 대해 소개하고자 한다.

표 1. 동적 지반-말뚝-기초-구조물 상호작용의 일반적인 해석방법

<p>1. DETERMINATION OF KINEMATIC SEISMIC RESPONSE</p> <p>a. FREE-FIELD(SITE) RESPONSE</p> <p>One dimensional elastic or inelastic wave propagation theories Two and three dimensional elastic wave propagation theories</p> <p>b. SINGLE PILE RESPONSE</p> <p>Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation(BDWF) model Extended Tajimi formulation Finite-element formulations Semi-analytical and boundary-element-type formulations</p> <p>c. PILE GROUP RESPONSE</p> <p>simplified wave-transmission model Extended Tajimi formulation Semi-analytical and boundary-element-type formulations</p>
<p>2. DETERMINATION OF PILE-HEAD IMPEDANCES</p> <p>a. SINGLE PILE</p> <p>Simple expressions Extended Tajimi formulation BDWF model Novak's plane-strain formulation Novak-Nogami's axisymmetric formulation Finite-element formulations Semi-analytical and boundary-element-type formulations</p> <p>b. PILE GROUP</p> <p>Superposition method(using dynamic interaction factors) Extended Tajimi formulation Finite-element formulation Other simplified solutions Semi-analytical and boundary-element-type formulations</p>
<p>3. DETERMINATION OF SUPERSTRUCTURE SEISMIC RESPONSE</p> <p>Must account for SSI through frequency-dependent foundation "springs" and "dashpots" from step 2 and must use the seismic response from step 1 as foundation excitation.</p>

2. 기계 기초의 설계

2.1 설계 기준

불균형 하중에 의해 발생하는 동하중은 기계기초시스템에 의해 지반으로 전달된다. 기계기초의 거동은 그 주변에서 일하는 인간과 근처에서 운전중인 다른 기계에 의해 손상을 주지 않는 정도의 응답을 해야 하며 허용치 이상의 침하를 유발하지 않아야 한다. 그러기 위해서는 기계-기초-지반 시스템의 전체에 공명이 일어나지 않도록 해야 한다. 다시 말해서 기계 기초의 거동은 기계의 불균형 하중, 기초의 크기와 질량, 그리고 기초-지반 상호작용 등 전체 시스템의 특성에 의해 좌우된다. 이를 위해 기초와 기계의 허용 운동은 어떤 것이며, 인근 시설물에 발생하는 허용운동은 어떤 것인지를 알아야 하기 때문에 기준을 정할 필요가 있다.

그림 1은 우리가 늘 마주치는 몇 가지 형태의 변위-시간 패턴을 보여준다. 그림 1.a는 조화운동이다. 이것은 주로 동적해석연구에 사용되는 이상적인 운동이지만 실제로 현장에서 이렇게 명확히 측정되는 경우는 매우 드물다. 그렇지만 Fourier series를 사용해서 몇 개의 다른 진동수와 진폭을 가진 조화함수를 이용하여 그림 1.b 또는 1.c와 같은 임의의 운동 패턴을 조합해 만들 수 있다. 그렇기 때문에 정현 함수로 표현되는 조화 운동의 특성이 진동에 의한 운동을 평가하는데 기초가 되는 것이다. 많은 경우에 해석상에서 구한 진폭이 단진폭인지 또는 복진폭인지를 명확히 알지 못하면 후에 설계시 “2배”의 실수를 저지를 수 있다. 일반적으로 느슨하거나 연약한 지반, 즉 동적 전달계수가 상대적으로 작은 지반에서 불리한 동적응답이 발생하며, 이 때의 변형은 정적해석상의 변형보다는 작다.

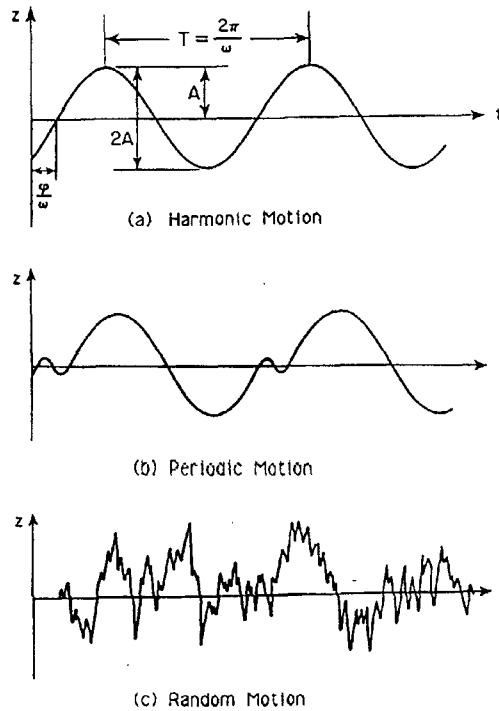


그림 1. 기초의 동적 운동의 형태

그림 2는 일반기계의 진동의 세기를 나타내는 도표이다. 이 도표를 사용하여 기계기초의 동적거동을 평가할 수 있다. 운전중인 기계에 대한 자료나 방진 기준등도 같은 도표에 나타낼 수 있을 것이다. 그림 2에 표시한 몇 개의 점들은 연마기 또는 수평형 미분탄기의 만족할 만한 운전을 보여주고 있다. 그림 3은 Blake(1964)가 제시한 회전기계에 대한 설계 기준의 예이다. 각 기초에 대해 설계시 그때 그때 적절한 기준을 선택하여 이를 충족시켜야 한다. Richart(1970)등은 설계에 고려할 기준과 절차에 대해서 논의한 바가 있다.

기계기초의 설계 중 가장 중요한 것은 기계-기초구조물-지반으로 형성된 시스템의 고유진동수가 기계의 상시 운전 진동수와 일치하지 않아야 한다는 것이다. 즉, 공명현상이 일어나는 것을 방지하여야 한다. 그림4는 기계기초의 공진방지 조건을 보여준다. 진동 시스템의 고유 진동수가 기계의 운전 진동수보다 크면 이를 고-조율(High-tuned) 시스템이라고 하고 그 반대의 경우에는 저-조율(Low-tuned) 시스템이라고 한다. 고속회전기계는 대개 저-조율을 한다. 또 기계의 운전중에는 진동의 진폭이 허용기준치 이내에 들어야 한다. 기계 제작회사들은 조립도면, 시방서상에 기계의 무게와 기초의 무게의 최저 비율을 제시하는 경우가 있다. 이 비율을 맹목적으로 사용하여 단순히 정적해석만을 해서는 안된다. (예, 기초 Pedestal의 중량은 Rotor 중량의 15배가 되어야 한다.) 그러나, 만약 진동 시스템의 고유 진동수가 외력의 진동수에 가깝더라도 진동시스템의 감쇠비를 충분히 크게 할 수 있으면 진폭을 줄일 수 있다. 그러나, 감쇠량을 너무 크게하면 진동 전달률이 증가하여 방진에 역효과를 줄 수도 있으므로 그 사이에서 절충점을 찾아야 하는 어려움이 있다.

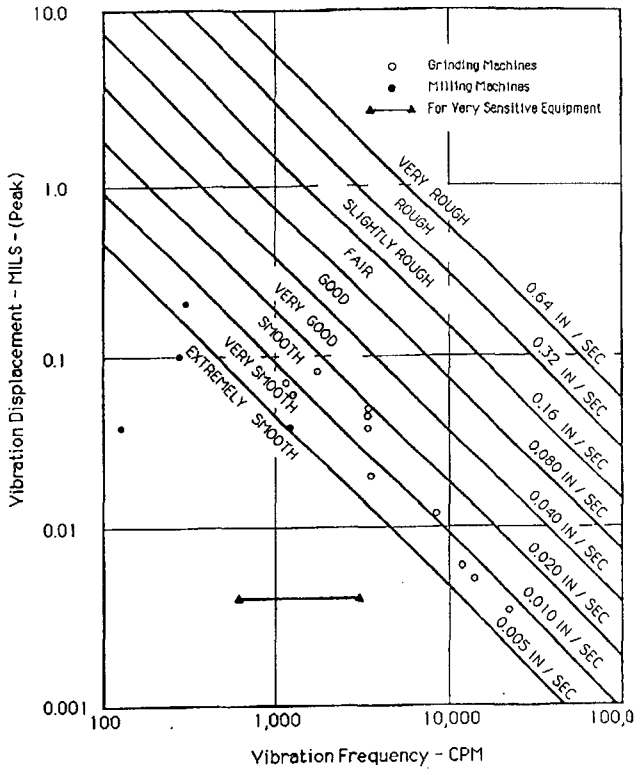


그림 2. 일반 기계의 진동 세기

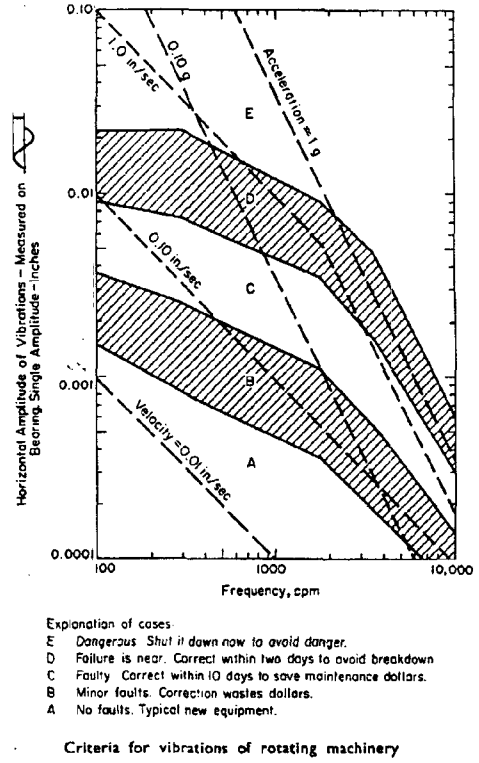


그림 3. 회전기계의 진동 기준

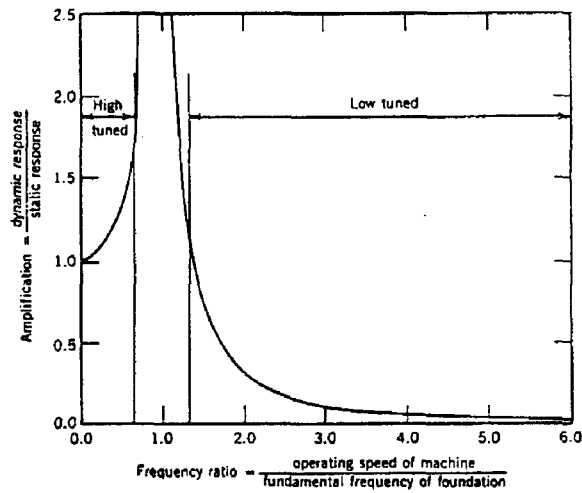


그림 4. 기계기초의 공진 방지조건

2 지반의 동적 지반 특성

2.2.1 현장실험

아래의 표 2는 말뚝기초설계시 동적 상호작용요소와 입력운동의 운동학적 효과에 영향을 주는 변수들이다. 파의 전파속도는 지반 동역학에서 매우 중요한 변수이다.

표 2. 동적상호작용과 입력운동효과에 영향을 주는 변수

Soil Profile	Nonlinear Effects
- Basic properties ($V_s, \rho_s, \nu_s, \beta_s$)	- Global, due to seismic excitation
- Nonhomogeneous (stiffness increasing with depth)	- p-y curves
- Markedly layered media	- t-z curves
	- Quality of pile cap contact with the soil
	- Pile-soil separation, gapping
	- Pile-soil slippage
Pile Tip Condition	- Local effects, radial nonhomogeneity
- Floating(friction)	- Cracking of concrete pile sections
- End bearing	
Physical Attributes	
- Pile spacing s/d - Group effects	
- Angle of loading for a group, θ	
- Slenderness ratio, L/d	
- Stiffness ratio, E_p/E_s	
- Mass density ratio, ρ_s/ρ_p	
- Pile batter	

그 중에서 전단파속도는 매우 중요하며 그 값으로부터 전단 탄성계수 G 가 정해진다. $G = \rho v_s^2$ 이며 이 때 ρ 는 지반의 질량 밀도이다. ($\rho = \gamma/g$). 전단파의 속도는 현장에서 전단파 굴절시험, up-hole, down-hole 또는 cross-hole test (Stokoe; Woods, 1972))로 구할 수 있다. Cross-hole test에서는 각 지층에서의 전단파와 압축파의 전파 속도를 알아낼 수 있다. 최근의 전단파 속도를 탄성과 탐사에 의해 얻는 방법으로는 SASW(Spectral analysis of Surface Waves) 방법이 있다. 이 방법은 bore hole이 없이 지표상에서 모든 측정이 이루어진다는 장점이 있다. 이 실험은 동적 충격원과 적어도 두 개의 진동 픽업이 지반상 또는 포장의 표면위에 아는 거리만큼 떨어져 설치하면 된다. 진동원으로는 단순한 수직 충격을 가하면 되며, 여러 진동수의 표면파(레이리파)군이 생성된다. 지표상의 두 개의 운동 측정기가 각각의 위치를 지나가는 레일리파에너지의 전파를 측정하는 것이다. Wave train의 각 진동수에 대해 위상 정보를 분석해서 레일리파의 파장, 속도, 전단파의 속도 그리고 결과적으로 지반의 전단 탄성계수를 구하는 것이다. 현장에서의 탄성과 탐사는 지반의 파 전파속도들에 대한 정보를 실험시에 존재하는 지반조건에 비해 저 전단 변형을 진폭에서 얻게 된다. 만일 시공을 위한 굴착이나 다른 하중이 가해지면 지반은 상당히 다른 응력상태로 바뀌게 되어 이런 경우에는 설계시에 현장자료를 변경 수정하여 사용하여야 한다.

2.2.2 지반의 전단파 속도를 위한 실내시험

현장에서 실시하는 전단파 속도에 대한 산정은 실험당시의 조건하에서만 유효하기 때문에 설계된 시설물의 운용중에 일어나는 변화에 대응하여야 한다. 지난 30여년간에 걸쳐 공진주 시험, 초음파 충격시험, 정적 반복 재하 실험을 포함하는 여러 가지의 실내 실험들이 개발되었다. 초음파 충격 실험은 10^{-3} 보다 작은 전단변형률에 대한 결과를 주며 중공시료에 대한 공진주 및 정적 비틀전단실험은 10^{-4} 에서 1%까지의 전단변형률을 다룰 수 있으며 반복단순전단 시험과 반복삼축압축시험은 변형이 10^{-2} 보다 큰 경우에만 시행된다. 전단탄성계수는 다음과 같은 것들에 의해 영향을 받는다는 것을 Hardin(1963)이 처음 알게 되었으며 몇몇 항목의 중요성에 대해서는 아직도 연구가 진행되고 있다.

$$G = f(\sigma'_0, e, H, S_r, \tau_o, C, A, f, t, \theta, T) \quad (1)$$

- 여기서, σ_0' = 유효 팔면체 수직응력
 e = 공극률
 H = 현재 응력이력과 진동이력
 S_r = 포화도
 τ_0 = 팔면체 전단응력
 C = 입자특성, 입자의형태, 크기, 입도, 광물학적 성질
 A = 변형의 진폭
 f = 진동수
 t = 시간과 하중 증가분의 크기함수인 이차적 영향
 θ = 지반구조
 T = 온도 (결빙포함)

물론, 예를 들어서, e , C 와 θ 는 서로 연관되어 있다. 깨끗하고 건조한 모래에서 전단 변형의 진폭이 10^{-4} 보다 작으면 G 는 본질적으로 e 와 σ_0' 를 제외하고 식(1)에 적혀 있는 각각의 변수들과 아무런 관계가 없다. 식(1)은 공기의 압력이 $\sigma_0' = \sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$ 의 조건을 가진 공진주 실험으로부터 만들어 졌고, 이 경우에만 정확하다. 대개의 경우 현장에서의 σ_0' 은 $(\sigma_1' + 2K_0\sigma_3')/3$ 으로 계산된다. 최근의 해석적인 고려와 실내 실험에 의하면 σ_0' 는 $\sigma_{02} = (\sigma_a' + \sigma_b')/2$ 라고 표현하는 것이 정확하다는 것을 보여 주고 있다. 여기서 σ_a' 은 파 전파 방향과 같은 방향의 주응력이고, σ_b' 는 입자운동 방향이 주응력이다.

그림 5는 Black과 Richart(1963)가 구속압력, 공극률 e 와 σ_0' 에 대한 전단파속도에 대한 실험자료를 보여 준다. 이 그림으로부터 가장 중요한 결론을 내릴 수 있다. Ottawa 20-30 모래의 상대밀도는 공극률이 0.67일 때 0.19이고 동일한 공극률인 Ottawa 80-140 모래는 상대밀도가 0.70이다. 두 모래 모두 상응하는 구속압력하에서 동일한 전단파 속도를 갖는다. 입도가 좋은 20-140모래는 공극률이 0.67일 때 상대밀도는 0.26이다. 이 시험들에서 전단파 속도로 부터는 모래의 상대밀도를 결정할 수 없다는 것을 알게 되었다. 주변응력이력과 진동이력의 영향은 비점성 재료에 대해 고려하였으며 저진폭 전단탄성계수는 동적인 prestraining에 의해 증가하는 것을 알아내었지만 이 효과는 곧이어 고진폭 전단변형 진동을 가하면 감소하거나 사라진다.

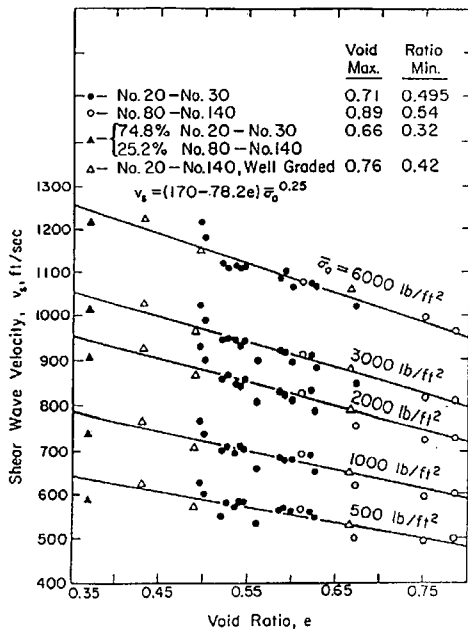


그림 5. 건조Ottawa모래의 구속압력, 입도, 및 입도분포에 따른 공극률과 전단파 속도의관계

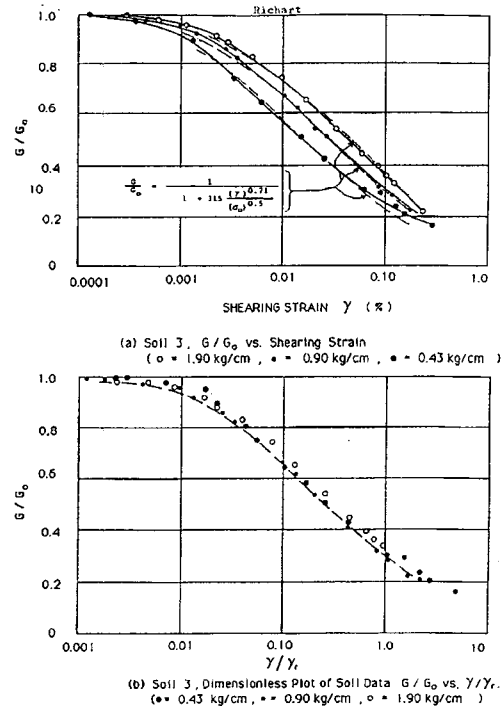


그림 6. 구속압력의 변화와 공진주실험결과

포화도의 영향은 최근까지 다루어지지 않고 있지만 Wu등은(1985) 세립토에 대해 최적의 포화도가 있으며 그 때에 추가적인 정수압구속응력으로 작용하는 모세관 작용에 의해 저진폭 전단탄성계수가 증가한다는 것을 알게 되었다.

팔면체 전단응력 τ_0 또는 이방성 응력상태 즉 $\sigma_1'/\sigma_3' \neq 1.0$ 의 영향을 연구한 바 있다. 건조모래에서 $\sigma_1'/\sigma_3' < 2.0$ 인 경우 τ 의 영향은 없었다. τ_0 는 영향인자의 하나이긴 하지만 보통의 현장 조건에서는 일어나지 않는다.

입자특성, 입자모양, 입자의 크기, 입도와 광물학적 성분은 비 점성토의 전단탄성계수에 작은 영향만을 미친다. 입자의 모양은 입자사이의 접촉수의 함수에 의해 전단탄성계수에 영향을 주며, 그 영향은 아직도 연구되고 있다. 입도의 크기는 별로 중요해 보이지 않는다.

전단변형의 진폭은 약 0.001%보다 큰 값에서 전단탄성계수에 상당한 영향을 준다. 그림 6(a)는 전단변형의 증가에 따른 전형적인 전단계수의 감소를 보여준다. 한 개의 주어진 전단 변형에 대해 세 개의 곡선의 감소가 다르다는 점에 주목하자. 그 이유는 비점성토에서는 각각의 구속압력이 다른 재료특성을 만들어 내기 때문이다. 그림6(a)의 곡선들은 구속압력의 영향을 포함하는 식으로 나타낼 수 있다.

전단변형률의 증가에 따른 전단계수를 무차원으로 나타낼 수 있는 방법이 "기준변형률"을 사용하여 제안되었으며 그림 7에서 볼 수 있다.

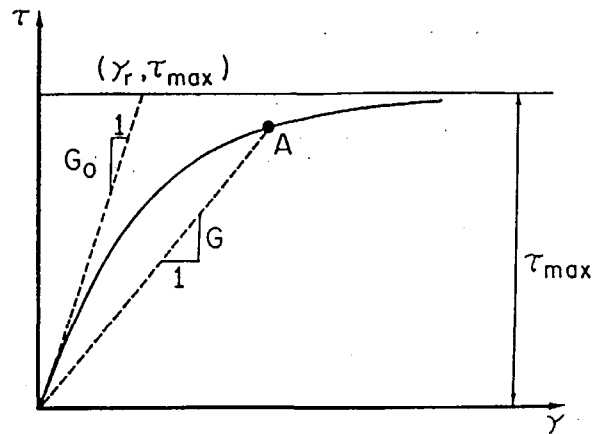


그림 7. 지반의 전단응력-전단변형률의 쌍곡선 관계를 위한 기본적인 변수

$$\text{기준 변형률: } \gamma_r = \tau_{\max} / G_0 \quad (2)$$

식(2)에서 τ_{\max} 는 최대 전단응력이며 G_0 는 저진폭 전단변형률에서의 전단계수이다. 그림 5(a)의 자료를 "기준변형률"개념을 도입하여 다시 그리면 한 개의 곡선이 된다. 이것이 이제 어느 특정 재료의 거동을 나타내는 무차원 도표인 것이다. 그림 6(b)는 한 개의 곡선도 Ramberg-Osgood(1943)의 표현과 같이 역시 해석적으로 정의할 수 있다.

그림 6의 곡선들과 유사한 것들이 통상 공진주 또는 비틀전단 시험에 의해 얻어진다. 공진주 시험에서는 한 점을 얻기 위해서는 수백회의 변형이 필요하다. 비틀전단 시험은 첫 사이클부터 연속적인 실험 데이터를 얻을 수 있다. 그러므로 그런 실험으로부터 전단 변형 사이클의 횟수가 증가함에 따라 전단계수의 변화를 쉽게 나타낼 수 있다.

건조 모래는 변형률 반복횟수가 증가함에 따라 전단계수가 약간 증가하는 추세를 보이며 반면에 점성토에서는 전단계수가 감소한다. 포화모래는 반복횟수가 작을 때 간극수압이 발생하게 되면 전단계수가 역시 감소한다.

제 이차적 시간 영향은 특히 점토질의 경우 실험실 시험에서 구해진 전단탄성계수에 상당한 영향을

미친다(Afifi;Richart, 1973, Anderson,1974). 전단탄성계수는 시간의 대수 함수값에 선형적으로 증가하며 이 증가율을 사용하여 실험실 결과를 현장조건에 맞추어 추정할 수 있게 되었다.

3. 말뚝 모형 실험

3.1 동적 말뚝 실험을 위한 토조와 말뚝

동적 말뚝 모델 실험은 그림 8과 같이 축조된 모래가 채워진 토조내에서 수행하였다. 토조는 직경이 2.3m이고 높이가 3m인 강관의 한 쪽을 강철판으로 막은 후 모래를 채운 것이다. 저면에 도수관을 배관하여 저면으로부터 압력수를 도입하여 토조내의 모래를 “분사(quicksand)”상태가 될 수 있게 하였다. 이는 반복적으로 수행되는 실험에서 요구되는 지반의 초기조건을 균일하게 만들어 주는 역할을 하였다.

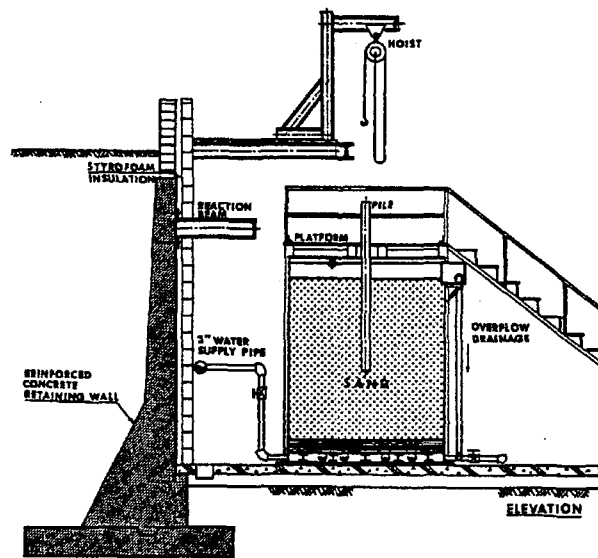


그림 8. 실험 토조의 개략도

사용된 모래로는 Muskegon Dune sand로서 그 물성치는 다음과 같다.

최대공극률 (실험실) = 0.78

최소공극률 = 0.55

균등계수 = 1.5, 곡률계수 = 1.2, 비중 = 2.63 이었다.

표 3. 모델 말뚝의 구조적 특성(괄호속의 무게는 말뚝길이가 2.06m일 때의 것임)

Pile Design	Size, cm	Length, m	EI ($\times 10^9$ kg-cm ²)	Weight, kg
RP3	OD=8.89	2.75	297.35	28.81(22.09)
RP4	OD =11.43	2.59	795.25	53.17(49.41)
SP3	B=8.26	2.44	327.46	36.28(29.26)
SP4	B=10.80	2.35	813.83	46.71(40.65)

실험 토조내의 실험시의 평균 상대밀도는 76% 이었으며 총 195ton의 건조상태의 모래가 초기에 투입되

었다. 실험 장비에 대한 자세한 설명은 Chon(1977)에 수록되어 있다. 이 실험에서 사용된 model 말뚝은 속이 비어있는 원형 및 정사각형의 강재 말뚝이며 그 형상의 구조 특성은 표 3과 같다. 말뚝의 선단은 물이 통하는 필터로 막아 말뚝 내부가 모래로 채워지는 것을 막는 한편 물의 출입을 허용함으로써 말뚝 실험시 부력의 영향을 방지하였다. 모델 실험은 모래층이 표면까지 침수하였을때와 모래가 완전히 배수되었을 때의 두 경우에 대해 수행하였다.

3.2 단 말뚝의 동적 응답

수직 단 말뚝의 수평하중 Q_x (그림 9참조)에 대한 수평저항은 말뚝과 지지하고 있는 질량의 관성과 말뚝이 지반에 대해 움직이는 속도에 의해 발생하는 감쇠력 C_x' 와 말뚝이 지반에 대해 움직인 상대변위에 의해 발생하는 스프링 반력 kx 로 구해진다. 여기서는 지반에 대해 움직이는 말뚝의 스프링 및 감쇠 계수를 다룬다. 이때 동적 운동의 크기는 매우 작아서 탄성해법을 적용할 수 있다.

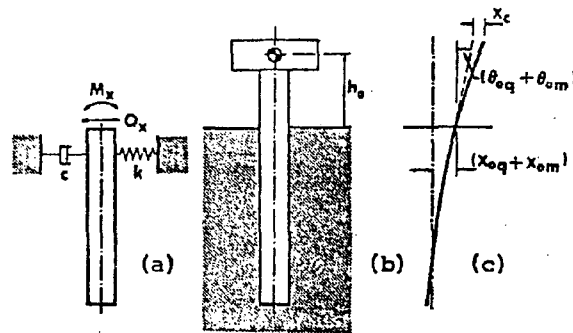


그림 9. 지표상으로 돌출한 말뚝

- (a) 등가 스프링과 감쇠 씨스템
- (b) 말뚝 썸의 지표로부터의 거리는 h_o 임
- (c) 말뚝 썸의 수평변위

동적하중을 받는 지반에 근입된 말뚝에 대한 해석 방법은 많은 사람들에 의해 연구되고 발표된 바 있다. 여기서는 주로 Kuhlemeyer(1976)와 Novak(1974)의 해법에 관해 논의하고자 한다.

이 해법들을 사용하면 조화수평력과 지반표면에서 모멘트가 작용하는 말뚝의 변위, 속도 및 지반 표면에서의 말뚝의 기울기들을 산정할 수 있다. 다시말해 이들 해법을 사용하면 지표면에 작용하는 하중에 대해 감쇠요소 C_x 와 스프링요소 k_x 를 산정할 수 있게 된다. 많은 경우에 감쇠는 감쇠요소 C_x 를 “한계감쇠” C_c 와의 관계 즉

$$D = \frac{C_x}{C_c} = \frac{C_x}{2\sqrt{k_x m}} \quad (3)$$

의 식으로 나타낸다. 식(3)에서 D 는 감쇠비, m 은 말뚝이 지지하고 있는 지표상의 질량이다. 식(3)으로 나타낸 말뚝-지반 시스템의 감쇠는 특수질량 m 과 그 질량에 작용하는 유효 스프링 요소를 내포하고 있다. 그리하며 “감쇠비” 라는 항은 단지 말뚝-지반-질량 시스템에 적용될 뿐이고 파일-지반 상호작용에 의해 발생하는 직접적인 감쇠효과를 나타내지는 않는다.

만일 질량이 지표상에서 h_o 만큼의 거리에 지지되어 있으면 주어진 수평하중 $Q_x = Q_o \sin wt$ 는 하중 Q_x 와 모멘트 $Q_x h_o$ 를 일으킨다. 질량의 수평 변위는 a) 하중과 모멘트가 일으킨 지표상의 수평변위 X_{om} 과 X_{oq} 와 b) 지표에서의 말뚝의 경사 $(\theta_{oq} + \theta_{om})$ 를 거리 h_o 상에 투사하여 생긴 변위, 그리고, c)

지표에 고정되어 있고 질량위치에서 하중이 가해진 캔틸레버 빔처럼 휨에 의한 처짐 X_c 를 모두 합한 것이다.

$$X_m = X_{oq} + X_{om} + h_o (\theta_{om} + \theta_{oq}) + X_o \quad (4)$$

여기서,
$$X_c = \frac{Q_x k_o^3}{3EI}$$

그림 9(c)는 식(4)을 도면으로 나타낸 것이며 질량의 중심이 말뚝의 두부 선단에 위치하고 있다고 가정하였으며 질량의 회전 관성의 영향은 무시하였다. 그리고 말뚝의 상부는 자유단으로 고려하였다.

말뚝-지반 시스템이 탄성계라고 하였기 때문에 변위 X_{oq} , X_{om} 과 말뚝 경사치 θ_{om} , θ_{oq} 는 하중 Q_x 의 선형 함수이다. 그러므로 시스템의 유효 정적 스프링 정수는 다음과 같이 구해진다.

$$k_e = \frac{Q_x}{X_m} \quad (5)$$

k_e 는 $k_x = \left(\frac{Q_x}{X_{oq}}\right)$ 보다는 작다. 식(4)의 변위와 경사는 모두 하중진동수의 함수이지만 Novak과 Kuhlemeyer는 이들을 이론적인 해법에 직접 적용하였다.

감소 요소 C_x 는 기본시스템의 공진에 상응하는 진동수 범위 내에서 특수한 말뚝-지반 시스템에 대해 산정할 수 있다. 그렇게 된다면 말뚝운동에 의해 발생하는 전체 감쇠력을 기초 저부가 지반과 접촉을 유지하고 있을 때 말뚝 기초의 측면에서 발생하는 감쇠와 비교해 볼 수 있을 것이다.

3.3 자유진동 실험

3.3.1 자유진동실험

자유진동 실험(Plucking Test)를 위해서 그림 10에서 보는 바와 같이 68.5kg의 무게를 가진 강체를 말뚝 두부에 강체의 중심과 모래 지표 사이의 거리가 86.4cm가 되도록 설치하였다. 동적 운동을 측정하기 위해 모래 지표 외와 76.2cm되는 곳에 수평 속도 측정기를 장치하였으며 Hewlett-Packard Stripchart기록기에 수록하였다. 두 개의 다이얼게이지를 15.2cm와 30.5cm되는 곳에 설치하여 말뚝의 초기 정적 변위와 정하중에 의한 말뚝의 기울기를 측정하였다.

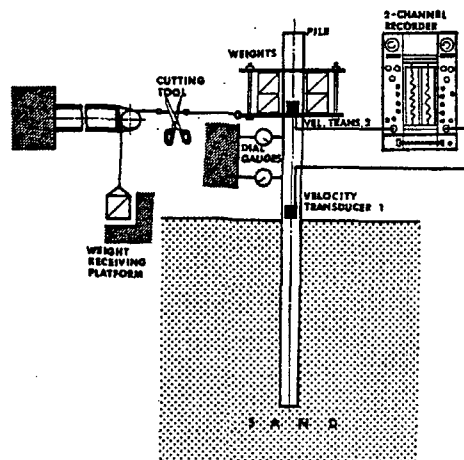


그림 10. 자유진동 실험 개념도

표 4. 자유진동 실험결과

Piles	Initial Static Load							Soil Condition
	Embedded	P1*		P2*		P3*		
	Length(ft)	fo, Hz	D, %	fo, Hz	D, %	fo, Hz	D, %	
RP3	3'	8.3	5.7	7.4	6.7	5.9	12.8	Drained
	3'	8.3	17.2	9.3	13.4	-	-	Submerged
	4'	7.8	-	6.9	3.8	6.7	2.9	Drained
	5'	-	-	8.1	4.1	7.7	2.7	Drained
RP4	3'	12.5	7.8	10.6	15.6	8.0	17.9	Drained
	3'	9.5	21.4	8.0	13.9	7.4	10.0	Submerged
	4'	11.1	12.1	10.0	14.9	8.0	12.0	Drained
SP3	3'	8.7	4.6	8.1	5.4	-	-	Drained
	4'	10.2	6.2	9.1	7.0	7.4	6.2	Drained
	4'	12.5	21.4	9.8	12.5	9.4	10.6	Submerged
	5'	10.0	5.6	9.1	7.2	7.9	6.6	Drained
SP4	3'	18.2	10.0	11.1	16.6	9.1	17.0	Drained
	4'	-	-	18.2	17.5	11.5	16.6	Drained
	4'	20.0	20.0	15.9	31.2	14.7	53.1	Submerged
	5'	18.2	15.22	16.7	27.3	15.4	32.6	Submerged

*	P1, 1b(kg)	P2, 1b(kg)	P3, 1b(kg)
Drained	36(16.32)	73(33.11)	111(50.35)
Submerged	50(22.68)	100(45.36)	150(68.04)

자유 진동실험은 그림 10에서 보여주는 바와 같이 말뚝에 사하중을 매달아 수평 정적하중을 가하고 순간적으로 하중이 연결된 케이블을 끊어 말뚝에 자유진동이 일어나도록 하는 실험이다. 그림 11은 조밀한 모래의 침수 및 배수 상태에서 실험한 RP3에 대한 속도-시간 응답곡선이다.

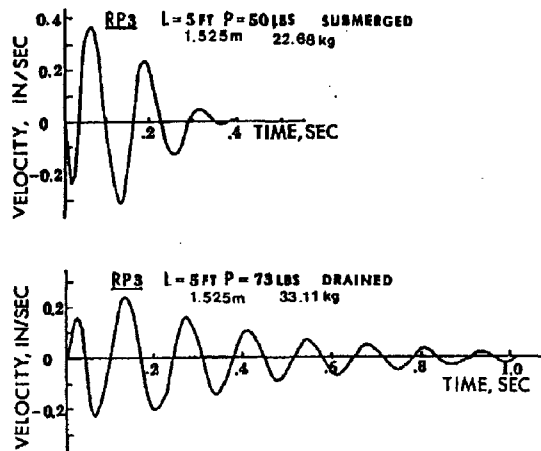


그림 11. 모델 말뚝 RP3의 침수시 및 건조시의 자유진동실험 결과

감쇠 고유 진동수 f_d 는

$$f_d = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{k_x}{m} \right)^{\frac{1}{2}} (1 - D^2)^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

이다. 감쇠 진폭 A_1, A_2 로부터 대수 감쇠 δ 를 구하고 그로부터 아래식에 의해 감쇠비를 구한다.

$$\delta = \ell_m \frac{A_1}{A_2} = \frac{2\pi D}{(1 - d^2)^{\frac{1}{2}}} \quad (7)$$

모델 말뚝들에 대한 자유진동실험이 결과를 표 4에 정리하였다. 표에는 말뚝의 크기, 형상, 근입길이, 추기정하중과 침수/배수등이 지반 조건을 수록하였다. 모든 말뚝에는 모래 표면으로 86cm되는 곳에 65.8kg의 정하중을 설치하였다.

표 4의 결과에 대해 몇 가지 일반적인 고찰을 하였다. 시스템의 공진 진동수는 말뚝 직경이 증가함에 따라 증가하였으며 초기 수평 정하중이 증가할수록 감소하였다. 감쇠비는 말뚝길이 증가할수록 증가하였으나, 초기 하중 진폭에 의한 감쇠비의 변동함수는 일정하지 않았다. 또한 침수시의 모래에 대한 진동말뚝의 감쇠값이 배수되었을 때 보다 일반적으로 높았다. 분명히 말뚝의 운동이 일으킨 동수역학적 힘의 영향을 받은 것으로 이에 대한 영향은 연구에서는 고려하지 않았다.

3.3.2 자유진동 시험결과의 해석 결과와의 비교

자유진동 시험은 감쇠 시스템의 지반과 말뚝의 이동과 회전운동에 대한 강성을 포함하는 자유진동 감소현상을 보여준다. 감쇠 요소는 지반에 대한 근입 말뚝 운동에 의해 주로 발생하며 말뚝의 자유장에 의한 감쇠는 무시해도 좋을 정도이다. 이런 구조물-지반 시스템의 구성요소들에 의해 생기는 기여도를 산정하는 것은 유익한 일이다. Kuhlemeyer(1976)의 탄성 매체에 근입된 말뚝에 대한 유한요소 해법이 이론해와 실험결과를 비교하는데 이용되었다. 그의 방법은 지반에 근입된 말뚝의 길이가 유효장(수평하중에 저항하기 위해 필요한 최소한의 길이)를 초과한다고 가정하였으며 모든 하중이 지표상에 작용한다고 가정하였다. Chon(1977)은 Kuhlemeyer의 근입 말뚝에 대한 해법을 전산화 하였으며 식(4)에 지표상에서 h_0 만큼 떨어진 곳에 위치한 질량 m 의 변위도 고려하였다. 이 전산프로그램은 말뚝상의 어느 지점에 대한 응답도 산정할 수 있으며, 유효강성계수와 감쇠값을 정할 수 있다.

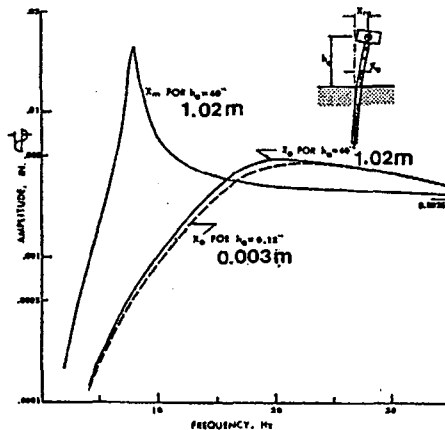


그림 12. RP3의 배수시 실험의 말뚝변위 응답곡선
(지표와 질량위치에서 측정된 값)

그림 12는 말뚝 RP3가 회전질량 형태의 수평진동기가 $h_0 = 1.02m$ 에서 작용할 때의 응답곡선을 보여주고 있다. (모래의 상부 15.2cm는 영향을 주지 못한다고 가정하였기 때문에 $h_0 = 1.02m$ 가 되었다.)

이 예를 위하여 무게 65.76kg의 질량을 사용하였으며 이때 편심 질량에 의해 발생한 수평 하중은

$$Q_x = m_e \bar{e} w^2 \quad (8)$$

이며, $m_e \bar{e} = 0.0010 \text{ kg/sec}^2$ 이며 w 는 회전각속도이다. (rad/sec)

이런 형태의 진동 하중에 의해 얻어지는 높은 진동수에서의 운동진폭은

$$m_e \bar{e} / m (= 0.00102 \text{ cm})$$

와 같게 된다.

그림 12에서 보여준 예에서 지반 전단 탄성계수가 7.03 kg/cm^2 일 때 말뚝-하중 시스템의 구조 파라메터들은 배수 모래층에 1.5m 매입된 RP3에 대한 자유진동실험의 결과와 유사한 결과를 보였다. X_m 이라고 나타난 곡선을 질량 위치에서의 시스템 종적응답을 나타내며 X_m 곡선에서 구한 강성 및 감쇠 값들은 자유진동 시험의 결과로부터 얻어진 값들과 부합하여야 한다. 전산 프로그램으로부터 $f_m = 7.9 \text{ cps}$ 에 대한 $X_m = 0.071 \text{ cm}$, $kx = 165 \text{ kg/cm}$ 이고 $C_x = 0.31 \text{ kg sec/cm}$ 이다. 이들 값을 식(9)에 대입하면 감쇠비 $D_x = 4.6\%$ 이다. $f_m = 7.9 \text{ cps}$ 와 $D_x = 4.6\%$ 는 표 2의 배수모래에 1.5m 매입된 RP3 말뚝의 측정값 $f_d = 8.1 \text{ cps}$ 와 $D_x = 4.1\%$ 와 잘 맞는다. 유사한 계산을 배수모래에 1.2m 근입한 RP4에 대해 계산해 보면 측정값 $f_d = 10.8 \text{ cps}$ 와 $D_x = 14.9\%$ 에 대해 계산값은 $f_m = 10.2 \text{ cps}$ 이고 $D_x = 11.0\%$ 이다. 아마 시스템의 계산된 응답의 좀더 의미있는 결과는 그림 6에서 "in $h_o = 40 \text{ in}(1.02 \text{ m})$ 에서의 X_o "라고 표시된 곡선이 보여주는 지표면 상에서의 운동일 것이다. 이 응답은 $C_o = 4.48 \text{ kg sec/in}$, $k_o = 910 \text{ kg/cm}$ 이고, $X_o = 0.0047$ 로 산정해 낼 수 있는 상대적으로 높은 감쇠를 나타낸다. 지표면상에서의 운동에 대한 감쇠비 $D_o = 0.29$ 인 수평 운동은 동적 수평하중과 질량이 지표면으로부터 1.02m에 위치해 있기 때문에 발생한다.

그림 12에 " X_o for $h_o = 0.12 \text{ in}(0.30 \text{ cm})$ " 라고 표시되어 있는 곡선은 질량의 중심이 지표면으로부터 0.30cm위에 위치해 있는 말뚝-지반 시스템의 지표면상에서의 응답을 보여준다. 65.76kg이 $h_o = 1.02 \text{ m}$ 와 $h_o = 0.003 \text{ m}$ 있을 때 지표면상의 변위가 매우 근접해 있는 것에 주의를 기울이기 바란다. 이것은 말뚝의 근입된 부분의 동적 응답을 지표면상에 노출되어 있는 말뚝부분을 이용해서 산정할 수 있음을 나타낸다. RP3와 RP4에 대한 자유진동 실험결과와 가장 잘 일치하는 G값은 7.03 kg/m^2 이라는 낮은 값을 갖는다.

3.4 수평방향의 동적 모형 실험

3.4.1 고속 진동 실험

고속 진동 실험은 Lazan의 기계식 편심회전질량 형식의 진동장치를 사용하여 정상 정현파 실험을 수행하였다. 이 기계는 두 개의 회전축에 각각 반대방향으로 회전하는 편심질량을 고정시켜 이 때 발생하는 원심력에 의해 수평방향의 가변하중을 일으키는 장치로서 하중의 크기는 각 회전축에 고정된 두 개의 작은 회전 질량과 한 개의 큰 질량과의 사이의 위상각을 변화시켜 조정하게 되어 있다. 이 때 두 개의 작은 회전 질량의 무게가 1개의 큰 회전 질량의 무게와 같게 하였다.

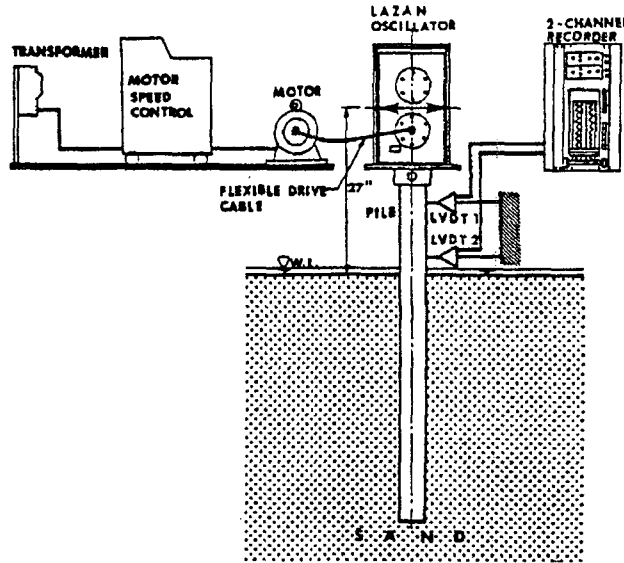


그림 13. Lazan 실험 개념도

말뚝의 두부에 Lazan 진동기를 설치하고(그림 13) 진동기의 위상각을 조작하여 하중의 크기를 변화시키면서 말뚝에 공진이 일어날 때까지 회전 속도를 높였다. 그러나 최대변위가 발생시 일정한 속도의 유지가 어려워 정확한 공진 진폭을 구하기가 어려웠다. 그림 14, 15, 16 및 17은 수평 방향 동적 재하 시험의 응답곡선을 보여준다. 표 5는 이들을 정리한 결과이다.

실험 결과로 말뚝의 크기가 응답 특성에 큰 영향을 미친다는 것을 알게 되었다. 비 감쇠 고유 진동수, 즉 공진 진동수는 말뚝의 크기가 커질수록 증가하였으나 말뚝의 형상에는 영향을 받지 않았다. 또한 비 감쇠 고유 진동수는 말뚝의 근입길이에 따라 증가하였으며, 근입길이가 깊어지면 진폭이 증가하면서 감쇠비는 감소되었다. Lazan 실험중에 정확한 공진 진동수를 유지하기가 어려웠기 때문에 계산상 개략 최대 응답 진폭을 사용할 수 밖에 없었으며, 감쇠비 산정에 어느정도의 부정확한 결과를 가져왔다.

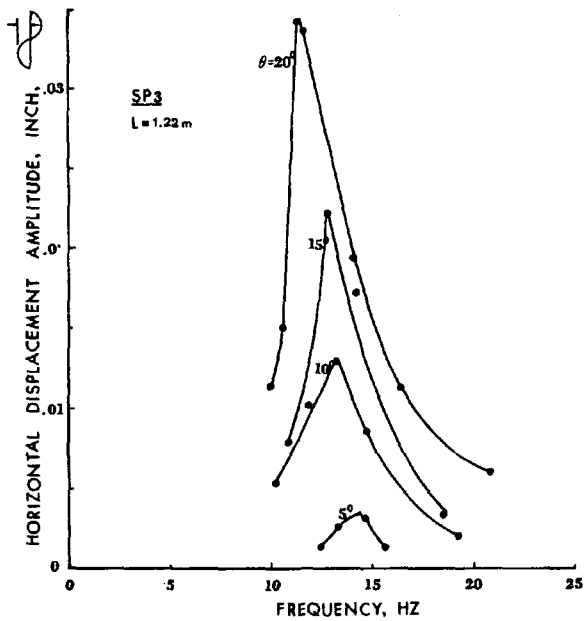


그림 14. Lazan 실험 결과

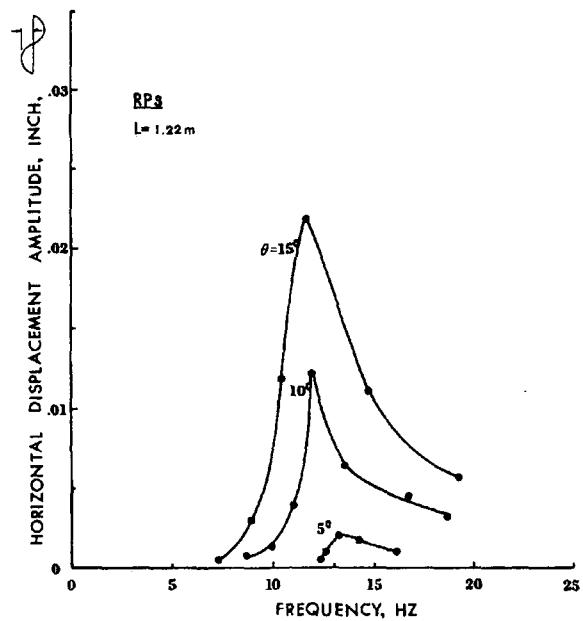


그림 15. Lazan 실험결과

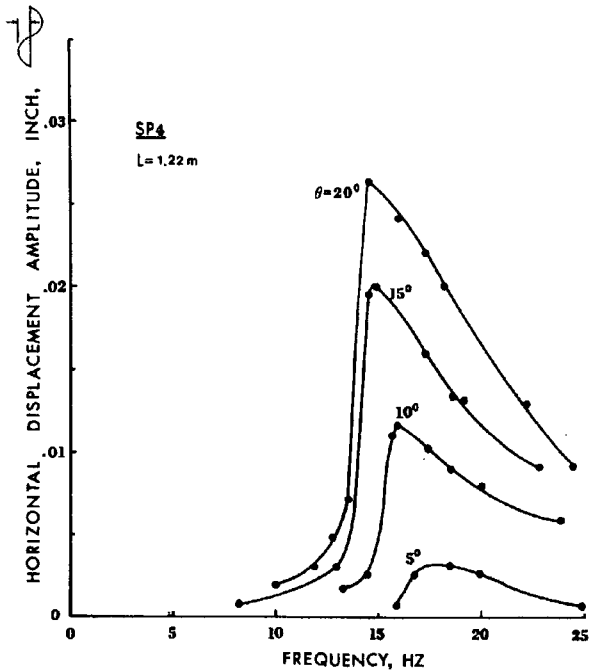


그림 16. Lazan 실험 결과

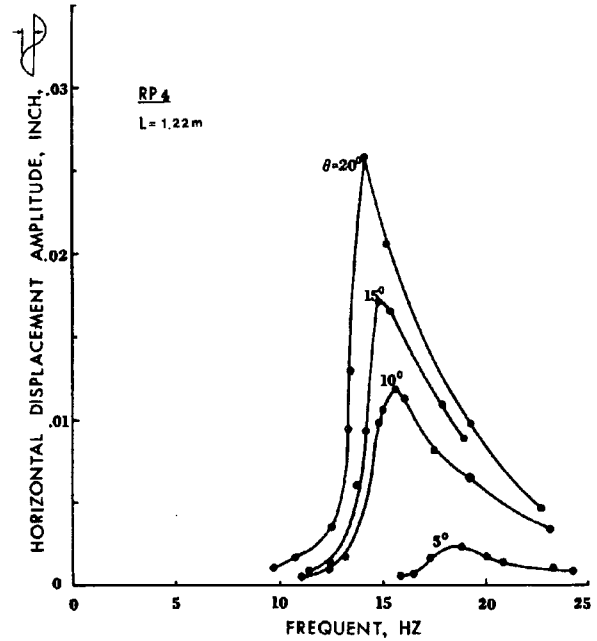


그림 17. Lazan 실험 결과

표 5. 근입길이 1.53m인 말뚝의 침수모래에서의 Lazan 실험 결과

0°	RP3		SP3		RP4		SP4	
	$A_T, (in) (mm)$	$D(\%)$	$A_T, (in) (mm)$	$D(\%)$	$A_T, (in) (mm)$	$D(\%)$	$A_T, (in) (mm)$	$D(\%)$
5	0.004 (0.1016)	25.9	0.004 (0.1016)	25.5	0.004 (0.1016)	26.0	0.004 (0.1016)	25.8
10	0.014 (0.3556)	14.0	0.014 (0.3556)	13.6	0.014 (0.3556)	13.5	0.016 (0.4064)	11.4
20	0.033 (0.8382)	10.7	0.033 (0.8382)	10.4	0.028 (0.7112)	11.9	0.033 (0.8382)	10.2
f_n, Hz	13.2		13.5		17.5		17.8	

4. 지반-말뚝 상호작용 해석

모델 말뚝실험의 결과와 다른 사람들이 제안한 해석방법을 비교해 보기 위해 Kuhlemeyer(1976)와 Novak(1974)의 해석 방법에 대한 지반-말뚝 상호작용 변수들에 대해 조사하였다.

4.1 Kuhlemeyer의 유한 요소 해법

Kuhlemeyer는 정상(steady state) 상태의 횡력과 모멘트를 받는 선형 탄성 반무한체에 근입된 연성 a 말뚝의 동적 응답에 대한 유한 요소 해법을 제시하였다. Kuhlemeyer는 말뚝 두부의 운동을 아래와 같은 일반 방정식에 의해 나타내었다.

$$\begin{pmatrix} U & e^{i\omega t} \\ R_o\phi & e^{i\omega t} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_{11} & F_{12} \\ F_{21} & F_{22} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{S}{k_x} & e^{i\omega t} \\ \frac{r_o \cdot M}{k_\phi} & e^{i\omega t} \end{pmatrix} \quad (9)$$

여기서, F_{ij} = 연성계수 (일반적으로 복소수임), ω = 하중진동수, r_o = 말뚝의반경, S = 지표면에 가해진 하중, k_x = 횡방향 스프링 계수, k_ϕ = 회전방향 스프링 계수, M = 지표면에 가해진 모멘트, t = 시간이다. U 와 ϕ 는 복소수이고, S 와 M 은 실수이다.

말뚝의 횡방향과 회전 방향의 저항에 대한 영향을 산정하려면 행렬[F_{ij}]의 역행렬을 구하고 말뚝부에서의 시간함수인 힘과 모멘트에 대해 풀면된다. 말뚝의 두부에 작용하는 반력들은 다음과 같이 주어진다.

$$\begin{pmatrix} S_e^{i\omega t} \\ M_e^{i\omega t} \end{pmatrix} = [H_{ij}] \begin{pmatrix} U e^{i\omega t} \\ \phi e^{i\omega t} \end{pmatrix} \quad (10)$$

여기서,

$$\begin{aligned} H_{11} &= \frac{F_{22}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} k_x \\ H_{12} &= \frac{-F_{12}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} r_o k_x \\ H_{21} &= \frac{-F_{21}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} \frac{k_\phi}{r_o} \\ H_{22} &= \frac{F_{22}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} k_\phi \end{aligned}$$

H_{ij} 항은 일반적으로 복소수이다. 횡방향 이동 스프링 정수와 회전방향 스프링 정수는 다음과 같이 주어진다고 가정하였다.

$$\begin{aligned} k_x &= \frac{\pi}{4} E_p r_o \\ k_\phi &= \frac{\pi}{4} E_p r_o^3 \end{aligned} \quad (11)$$

여기서 E_p 는 말뚝 재료의 탄성계수이다.

식(10)을 정하중에 대해 풀면

$$\frac{(F_{ij})_{st}}{\frac{\pi}{4} E_p} = a_{ij} / E_s \quad (12)$$

여기서 E_s 는 지반의 탄성계수이고

$$\begin{aligned} F_{ij} &= (F_{ij})_{st} (I_{ij} + iJ_{ij}) \\ &= (E_p / E_s) \left(\frac{\pi}{4} \right) a_{ij} (I_{ij} + iJ_{ij}) \end{aligned} \quad (13)$$

a_{ij} 와 E_p/E_s 의 근사 관계값은 다음과 같이 정해진다.

$$\begin{aligned} a_{11} &= 0.567 (E_p/E_s) - 0.170 \\ &= a_{12} = a_{21} = 0.369 (E_p/E_s) - 0.407 \\ &= a_{22} = 0.585 (E_p/E_s) - 0.663 \end{aligned} \quad (14)$$

복소수 $(I_{ij} + iJ_{ij})$ 는 a_o 의 함수로 산정되며 식(12)와 (14)로부터 횡하중과 모멘트를 받는 말뚝의 지반-말뚝 상호작용 문제의 완전한 기본해를 나타낸다. I_{ij} 와 J_{ij} 의 개략적인 표현식은 a_o 의 함수로 주어진다.

$$f(a_o) = C_5 + C_4 a_o + C_3 a_o^2 + C_2 a_o^3 + C_1 a_o^4 \quad (14)$$

이때, 여기서 a_o 는 무차원 진동수로서 아래와 같이 정의된다.

$$a_o = w r_o (\rho_s / G_s)^{1/2} \quad (15)$$

여기서, w = 하중진동수, r_o = 말뚝의 반경, ρ_s = 지반의 질량밀도, G_s = 말뚝 하단부에서의 지반 전단 탄성계수이다. 상기식의 다항식 전개 계수값들은 Kuhlemeyer(1976)에 실려 있다. 말뚝의 운동방정식은 1 자유도계의 질량-스프링-감쇠계 시스템 형태를 갖는다. Chon(1977)은 상기 유한 요소 해석의 동적 해법을 전산화 하였다.

4.2 Novak의 근사 해법

Baranov(1967)와 Novak(1973)은 탄성 반무한체에 근입된 기초에 대해 탄성지층의 측면반력 개념을 이용하여 강성의 짧은 말뚝이 횡방향의 조화 진동을 받았을 때 일어나는 동적응답에 대한 근사해법을 제안하였다.

말뚝은 길이가 짧고, 강성이며 말뚝 주변의 지반은 일련의 무한히 얇은 탄성지층으로 구성되어 있다고 가정하였다. 횡방향 진동 하중은 조화운동을 하며 모든 변형들은 작다고 가정하였다. 운동의 형태는 최소의 측면 지층반력이 일어나는 지점을 통과하는 수평축을 중심으로 회전하는 순수 록킹-회전운동이다. 주변지반의 전단탄성계수는 깊이에 따라 제곱근비에 따라 변화한다고 가정하였다. 말뚝하단부에서의 동적 전단탄성계수를 결정할 필요가 있다. 이 해석 방법은 1 자유도 시스템의 질량-스프링-감쇠계 문제를 풀기 위한 말뚝-지반 시스템의 스프링 정수와 감쇠 계수를 정해준다. Chon(1977)은 회전 질량 형식의 조화 하중이 작용하는 짧은 강성 말뚝의 동적 응답에 대한 계산을 용이하게 하기 위해 Baranov(1967)와 Novak의 해석방법을 전산화 하였다.

4.3 매개변수에 대한 영향 연구

단 말뚝의 동적응답을 위한 해석적인 해법들은 몇 개의 매우 중요한 변수들을 가지고 있다. 이들 매개변수에 대한 영향을 Kuhlemeyer와 Novak의 해법에 대한 전산 프로그램을 사용하여 연구하였다. Kuhlemeyer해법의 가장 중요한 파라미터는 지반과 말뚝의 탄성계수의 비이다. 이때 계산되는 진폭은 복진폭이지만 Novak의 해법과 쉽게 비교해 볼 수 있도록 단 진폭으로 그 결과를 정리하였다.

진동하중의 증가함에 따라 지표면의 공진 수평변위 진폭도 그에 비례하는 증가를 가져왔다. 하중이 증가하면 크기가 큰 말뚝에서 작은 말뚝의 경우에서 보다 높은 공진 진동수, 낮은 공진 진폭, 그리고 큰 감쇠비가 나타났다.

말뚝 두부에 설치된 질량의 무게가 증가하는데 따른 영향은 그림 18에서 보여 주고 있다. 그림에서 보면 진동하는 무게가 22.7kg에서 909kg까지 증가함에 따라 무차원 공진 변위진폭은 1.36에서 9.5로 증가하였고 공진 진동수는 26.0 Hz에서 3.5 Hz로 감소하였다. 이 하중은 외경이 8.9cm인 원형 말뚝이 1.53cm 근입되어 있을 때 지표면으로부터 0.69m되는 지점에서 작용하였다.

지반의 탄성계수가 증가함에 따라 공진 진동수는 증가하였고 말뚝의 연성요소 K_R 은 감소 하였으며 강성 및 감쇠 계수는 증가하였다. (표 5)

$$K_R = E_P I_P / E_S L^4$$

표 5. Kuhlemeyer해법에서 지반의 탄성계수의 변화의 영향

Es, kg/cm ²	a_o	Kx, kg/cm	Cx, kg-sec/cm	K_R	f_R, Hz
7.03	0.2767	434.3	2.71	0.1705	16.30
10.55	0.2627	598.6	3.11	0.1137	18.95
14.06	0.2529	752.7	3.39	0.0853	21.07
21.09	0.2406	1,042.0	3.85	0.0768	25.56

(RP3, $L = 1.53m$, $\theta = 5^\circ$, $\gamma = 1.02 t/m^3$, $w = 50.7kg$, $l_g = 68.6cm$, $A_T = 0.176mm$)

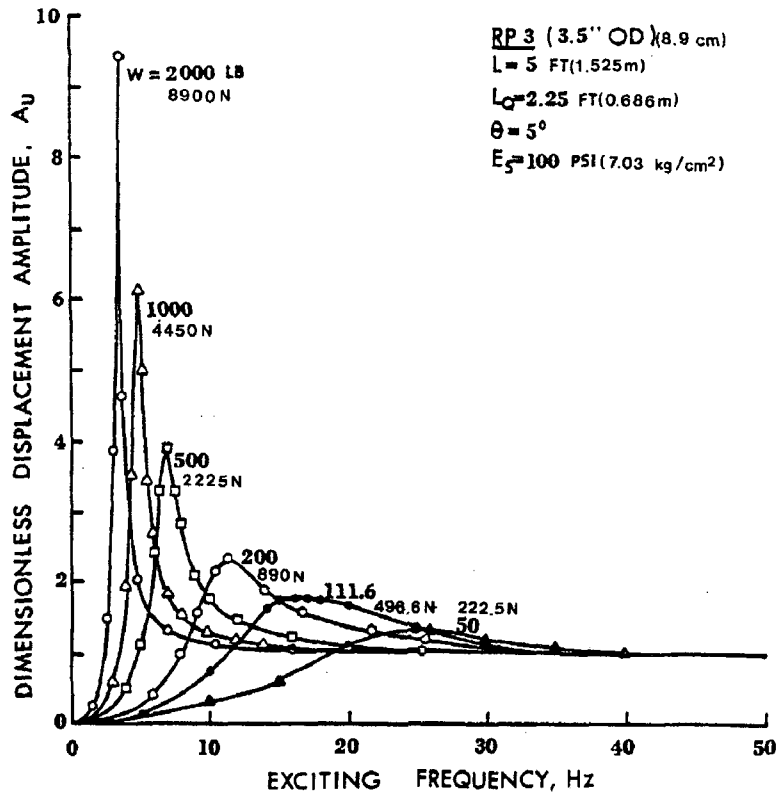
진동하중의 높이를 0.15m에서 1.5m로 증가시키면 공진 진동수는 17Hz에서 15.8Hz로 감소하였고 무단위 공진진폭은 지표상에서 1.80에서 1.89로 증가하였다. 감쇠비는 29.4%에서 27.5%로 감소하였다.

Novak의 해법도 응답에 있어서 유사한 경향을 보였다. Chon(1977)에 의하면 Novak해법에 필요한 포아송의비는 해석결과에 미치는 영향은 미미한 것으로 밝혀 졌다.

직경이 8.9cm인 원형말뚝이 조밀한 침수모래에 근입되어 있을 경우에 그 길이가 0.9m에서 1.5m로 증가하면 Novak의 해석에 의하면 비감쇠 공진 진동수는 5.8Hz에서 11.2Hz로 증가하였고, 감쇠비도 21.2%에서 25.4%로 증가하였으며, 무단위 회전 진폭은 공진상태에서 2.4에서 2.0으로 감소하였다. 이 해법에서 구한 감쇠비는 진동하중의 진동수가 증가함에 따라 지속적으로 증가한다.

4.4 결과의 비교

Lazan 진동기를 이용하여 수행한 정상상태의 동적실험결과와 유한요소해석법과 근사해법으로 얻은 결과를 비교해 보았다. 말뚝의 근입장은 1.5m로 하였고 모래의 침윤단위중량은 $1.02 t/m^2$ 이고, 실험 중 말뚝과 지반의 접촉이 완벽하게 유지되고 있었다고 가정하였다. Lazan 진동기의 무게는 50.7kg이었고 모래 표면으로부터 68.6cm에서 설치되었으며 5° 의 편심각을 사용하였다. 표 7은 동적하중 실험의 결과와 RP3와 RP4말뚝의 공진상태에서 계산한 값들을 보여준다.



Effect of the mass located on top of the pile (Theoretical results after Kuhlemeyer, 1976)

그림 18. Kuhlemeyer 해석 결과
(말뚝두부에 위치한 질량의 크기의 영향)

말뚝의 동적응답 문제를 푸는데 가장 어렵고 중요한 요소는 전단 탄성계수와 탄성계수를 결정하는 것이다. Novak의 해법에서는 전단탄성계수가 말뚝의 근입길이에 따라 제곱근에 비례하여 분포하는 것으로 가정하였으며 말뚝 선단에서의 전단탄성계수를 결정하는 것이 필요하였다. Novak의 이론을 사용하여 동적응답을 얻는데 사용된 전단탄성계수는 Cross hole이나 공진주 시험으로 얻어진 값보다 상당히 낮았다.

Kuhlemeyer의 해법에서는 지반의 탄성계수가 역시 말뚝의 동적응답을 결정짓는 중요한 요소가 되었다. 매개변수의 영향조사에 사용된 지반의 탄성계수는 7.03 kg/cm^2 였으며 실험 결과와 비교하였을 때 아주 좋은 동적 응답의 근접값을 보였다.

표 7. 실험 결과와 해석값의 비교

Pile Method	RP3			RP4		
	$A_T, \text{ in. (mm)}$	$D (\%)$	$f_n (\text{Hz})$	$A_T, \text{ in. (mm)}$	$D (\%)$	$f_n (\text{Hz})$
Lazan test	0.004(0.1015)	25.9 ¹	13.2	0.004(0.1016)	26.0	17.8
Baranov's	0.0079(0.2001)	25.4 ²	11.2	0.0065(0.1651)	27.9	13.9
Kuhlemeyer's	0.0067(0.1702)	28.7 ³	14.6	0.0053(0.1346)	39.4	16.6

(RP3 and RP4, L=1.524m W=496.6N $l=0.686\text{m}$, $\gamma=1.018\text{t/m}^3$, $\theta=5^\circ$)

Note : 1. Nonlinear Data Reduction

$$D = \frac{1}{2} \frac{m_e \bar{e}}{m} \frac{1}{A_T} \frac{w_T}{w_0}$$

in which $m_e \bar{e}$ = exciting force, m = mass on top of the pile, A_T = resonant amplitude at ground surface, w_T = resonant frequency, w_0 = natural frequency.

2. Baranov's (Pure rotational solution, short rigid pile)

$$D = C_\psi / 2 \sqrt{k_\psi I_\psi}$$

in which D_ψ = damping coefficient, k_ψ = stiffness coefficient, I_ψ = mass moment of inertia of pile and mass about the point of rotation.

3. Kuhlemeyer's (Long pile)

$$d = C_x / 2 \sqrt{k_x m}$$

in which C_x = damping coefficient, k_x = stiffness coefficient, m = mass on top of the pile

계산된 시스템 진동수와 측정된 진동수를 일치시키는 작업에는 시스템의 무게에 대한 자료와 구조적인 변수들을 알아야 한다. 그리고 나서 지반의 탄성계수 G와 E를 변화시키면서 컴퓨터를 계속돌려서 계산응답이 측정값과 일치하는 G와 E를 찾는다. 낮은 전단탄성계수는 모래의 지표 부근의 낮은 강성 즉 구속압력이 낮은 데에 기인함을 보여준다. Novak과 Grigg(1976)도 역시 모델 말뚝의 계산값이 실험값과 같아지려면 정하중 실험에서 찾아낸 것과 비슷한 전단탄성계수 값을 사용해야 한다는 것을 알아내었다.

5. 결론

한 개의 강성 마찰 말뚝에 대한 동적 거동을 실험적으로 조사하였으며 이론식과 그 결과를 비교하였다. Lazan 기계식 진동기를 이용하여 정상 상태의 고진동수 진동실험과 자유 진동 실험을 하였다. 원래 실험에는 정적 실험, 저진동수 진동 실험, 인발 실험등도 수행하였으나 시간의 제약으로 생략하였다. Kuhlemeyer와 Novak에 의한 해석적인 해법도 연구하였다. Kuhlemeyer 해법은 쉽고 빠르게 바로 수치를 계산해 낼 수 있었기 때문에 말뚝운동의 초기 추정에 사용되었다.

모래 지반이 하중을 받고 있지 않기 때문에 표면에 인접한 부분의 구속 압력이 낮았다. 이런 이유로 말뚝의 운동이 제일 큰 부분에서 낮은 전단탄성계수 값을 갖게 되었다. 결과적으로 Cross-hole test 로 부터 얻은 G값을 Baranov(Novak)와 Kuhlemeyer의 이론해와 실험결과치를 일치시키기 위해서 줄여야만 했다. 만일 전단탄성계수나 탄성계수를 가정하거나 또는 그 값이 주어지면 두 해법 모두 상당히 잘 맞지만 다소 보수적인 말뚝의 동적 응답을 얻을 수 있다. Kuhlemeyer 해법은 감쇠비를 과대 평가하는 경향이 있다. Kuhlemeyer의 해법은 짧은 강성 말뚝의 순수 회전 운동에 대한 Baranov 해법을 조사하였으며 말뚝의 $L/\gamma_0 > 25$ 를 가정하였다. 최근에는 Novak의 동적 말뚝 거동에 대한 상업적 컴퓨터 프로그램(PILAY2)이 시중에 나와 있으며, Wolf와 Von Arx는 무리 말뚝의 영향에 대해 연구한 바 있다. 본고의 말미에 있는 참고 문헌 List는 독자 여러분이 독립된 연구를 할 때 유용하게 사용되기 바란다.

* 참고 문헌

1. 한국지반공학회(1977) 얽은 기초, 구미서관, pp210-247
2. 한국지반공학회(1977) 진동 및 내진설계, 구미서관, pp101-195
3. Affi, S.S., and Richart, F.E., Jr.(1973), "Stress-History Effects on Shear Modulus of Soils" Soils and Foundations, Journal of JSSMFE, Vol. 13, No. 1, March, pp. 77-95
4. Anderson, D.G.(1974) Dynamic Modulus of Cohesive Soils" Ph. D. Thesis, University of Michigan, Ann Arbor, August, 311 pp.
5. Ashour, M.(2000) "Modeling Lateral Soil-Pile Response Based on Soil-Pile Interaction", Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 5, pp.420-428
6. Baranov, V.A.(1967) "On the Calculation of Excited Vibration of an Embedded Foundation", Voprosy Dynamiki I Prochnosti, No.14, Polytechnical Institute of Riga, pp. 195-209
7. Barkan, D.D.(1962) Dynamics of Bases and Foundations", McGraw-Hill Book Co., Inc., 434 pp.
8. Beredugo, Y.O.(1971) Vibrations of Embedded Symmetric Footings, Ph. D. Thesis, University of Western Ontario, London, Canada, August
9. Blake, M.P.(1964) "New Vibration Standards for Maintenance", Hydrocarbon Processing and Petroleum Refiner, Vol. 43, No. 1, Jan., pp. 111-114
10. Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., and Wilson, D.W.(1999) "Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses", Journal of the Geotech.and Geoenviron. Eng., ASCE Vol. 125, No. 9, pp. 750-759
11. Burr, J.P., Pender, M.J., and Larkin, T.J.(1997) "Dynamic Response of Laterally Excited Pile Group", Journal of the Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, Vol. 123, No. 1, pp. 1-8
12. Chon, C.S.(1977) Dynamic Response of Friction Piles, Ph. D. Thesis, University of Michigan, Ann Arbor, April, 212pp.
13. Drnevich, V.P., and Richart, F.E., Jr.(1970) "Dynamic Prestraining of Dry Sand", Journal of the Soil Mech, & Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM2, March, pp. 453-469
14. El Naggar, M.H., and Bentley, K.J.(2000) "Dynamic Analysis for Laterally Loaded Piles and Dynamic p-y Curves", Can. Geotech., Vol. 37, No. 6 pp.1166-1183
15. Elsabee, F., Kausel, E., and Roesset, L.M.(1977) "Dynamic Stiffness of Embedde Foundations", Proc. of 2nd ASCE Eng. Mech. Div., Specialty Conference, North Carolina State University, Rayleigh, NC, pp. 41-43
16. Han, Y.C.(1997) "Dynamic Vertical Response of Piles in Nonlinear Soils", Journal of the Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, Vol. 123, No. 8, pp. 710-716

17. Hadjian, A., Fallgren, R.B., and Tufenkjian, M.R.(1992) "Dynamic Soil-Pile-Structure Interaction: The state-of-Practice", Proc. Piles Under Dynamic Loads,ASCE, New York, September, pp. 1-26
18. Hardin, B.O., and Richart, F.E., Jr.(1963) "Elastic Wave Velocities in Granular Soils", Journal of the Soil Mech. & Found. Eng. Div., Vol. SM1 Feb., pp. 33-65
19. Gadre,, A., and Dobry,R.(1998) "Lateral Cyclic Loading Centrifuge Tests on Square Embedded Footing"" Jornal of the Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, Vol. 124, No. 11, pp. 1128-1138
20. Guin, J., and Banerjee, P.K.(1998) "Coupled Soil-Pile-Structure Interaction Analysis under Seismic Excitation", Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4, pp. 434-444
21. Gazetas,G.(1983) "Analysis of Machine Foundation Vibration: State-of-the Art", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1, pp.1-42
22. Gazetas, G., Fan, K., Tazoh, T., Shimizu, K., Kaccadas, M., and Makris, N.(1992) "Seismic Pile Group-Structure Interaction", Proc. Piles Under Dynamic Loads, ASCE, New York, September, pp. 56-93
23. Kuhlemeyer, R.L.(1976) Static and Dynamic Laterally Loaded Piles, Research Report, No. CE76-9, Dep't of CivilEng., University of Calgary, Canada, March, pp. 1-65
24. Novak, M.(1974) Dynamic Stiffness and Damping of Piles, Soil Mech. Research Report SM-1-74, Universityof Western Ontario, london, Canada
25. Novak, M., and Grigg, R.F. (1976) "Dynamic Experiments with Small Pile Foundations", Canadian Feotech. Journal, Vol. 13, No. 4, pp. 372-385
26. Novak, M., and Aboul-Ella, F.(1978) "Stiffness and Damping of Piles in Layered Media", Proc. ASCE Geotech. Eng. Div. Specialty Conference on Earthquake and Soil Dynamics, Pasadena, CA, Vol. II, pp, 704-719
27. Parmelee, R., Penzien, J., Scheffey, C. Seed, H., and Thiers, G.(1964) Seismic Effects on Structures Supported on Piles Extending Through Deep Sensitive Clays, University of California, Institute of Eng. Research, Berkeley, CA,
28. Richart, F.E. Jr., Hall, J., and Woods, R.D.(1970) Vibrations of Soils and Foundations, Pretice-Hall
29. Richart, F.E., Jr.(1975) Some Effects of Dynamic Soil Properties on Soil-Structure Interaction, The 10th Terzaghi Lecture, ASCE, Report of Civil Eng. Dep't, Univ. of Mochigan, UMEE-75R1, pp. 1-81
30. Silva, M.A., Arora, J.S., Swan, C.C., and Brasil, R.M.L.R.F.(2002) "Optimization of Elevated Concrete Foundations for Vibrating Machines", Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 11, pp. 1470-1479
31. Stokoe, K.H., II(1972) Dynamic Response of Embedded Foundations, Ph. D. Thesis, University of Michigan, Ann Arbor
32. Stokoe, K.H., II, and Woods, R.D.(1972) "In-Situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method", Journal of the Soil Mech. & Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 98, SM5, pp.443-460

33. Svinkin, M.,(2002) "Predicting Soil and Structure Vibration from Impact Machines", Lournal of the Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, Vol. 128. No. 7 pp. 602-612
34. Tajimi, H.(1969) "Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an Elastic Stratum", Proc. Fourth World Conf. on Earthquake Engineering, Santiago, Chile pp. 54-69
35. Urlich, C.M., and Kuhlemeyer, R.L.(1973) "Coupled Rocking and Lateral Vibrastions of Embedded Footing", Canadian Geotech. Jpurnal, Vol. 10, pp. 145-160
36. Whitman, R.V., and Richart, F.E., Jr.(1967) "Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations", Journal of Soil Mech. & Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 93, SM 6, pp. 169-193
37. Wolf, J.P., and Von Arx, G.A.(1978) "Imopedance Function of a Group of Vertical Piles", Proc. Soil Dynamics and Earthquake Eng, ASCE, CA, Vol. 2, pp. 1024-1041