

말뚝기초(VI)

이 인 모*

6. 파동방정식에 의한 말뚝해석과 동적재하시험

6.1 Smith의 수치해석법

6.1.1 이론적 고찰

그림 6.1 (a)와 같이 자유 공간(freely space)에 떠있는 탄성봉(elastic bar)에 충격을 가할 경우 탄성봉의 선단에서 응력파(stress wave)가 발생하여 끝단으로 전파된다. 이로 인해 탄성봉내에서는 시간에 따른 관성력(inertia force) 및 변위(displacement)가 발생하고 이러한 힘과 변위의 관계는 다음과 같이 유도된다. 그림 6.1 (b)와 같은 탄성봉내의 임의의 요소에서 Newton의 제 2법칙 $F=ma$ 에 의해 힘의 합은

$$-\sigma A + (\sigma + \frac{\partial \sigma}{\partial x})A = \rho A \Delta x \frac{\partial^2 D}{\partial t^2} \text{에서 } \frac{\partial \sigma}{\partial x} = \rho$$

$\frac{\partial^2 D}{\partial t^2}$ 로 되고

Hooke의 법칙 $\sigma = \epsilon E$ 를 적용하면

$\epsilon = \frac{\partial D}{\partial x}$ 이므로 $\frac{\partial \sigma}{\partial x} = E \frac{\partial^2 D}{\partial x^2}$ 이 되고 이를 위의 식에 대입하여 정리하면 식 (6.1)로 표시되는 파동 방정식을 얻을 수 있다.

$$\frac{\partial^2 D}{\partial t^2} = \frac{E_p}{\rho} \frac{\partial^2 D}{\partial x^2} \quad (6.1)$$

D : 탄성봉(말뚝)의 축방향 변위

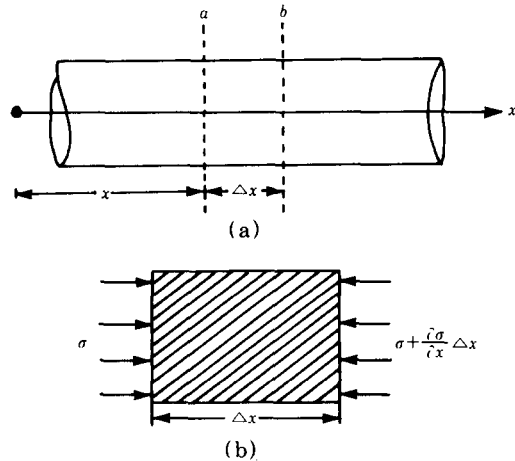


그림 6.1 탄성봉 내에서의 응력파

그러나 파동 방정식을 이용한 말뚝해석에 있어서, 말뚝은 자유 공간이 아닌 지반속에 관입되므로 말뚝의 선단 및 주변 지반의 저항치를 고려하여 식 (6.2)와 같이 수정된 식을 사용한다.

$$\frac{\partial^2 D}{\partial t^2} = \frac{E_p}{\rho} \frac{\partial^2 D}{\partial x^2} \pm R \quad (6.2)$$

R : 흙의 저항치

* 정희원, 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 부교수

이와 같은 파동 방정식은 말뚝에서의 응력의 변화로부터 말뚝의 변위와 시간 그리고 요소위치사이의 관계를 결정하기 위해 초기 조건과 경계 조건을 사용하여 해를 구할 수 있다. 그러나 실제의 말뚝 항타시에 말뚝과 항타장비 그리고 주변의 흙의 성질에 관련된 여러 복잡한 인자들로 인해 이론해로서 말뚝의 파동 방정식을 해석하기는 상당히 어려운 실정이다. 그러므로 파동 방정식을 해석하는 방법으로 적용되고 있는 것은 실제의 말뚝을 유한한 요소로 나누어서 항타에 의한 충격파의 전달 과정을 각 요소마다 시간별로 표시하여 변위와 응력등을 계산하고 극한 지지력에 따르는 최종 항타 관입량(set) 등을 컴퓨터를 사용해서 해석하는 소위 수치해석 방법이다. Smith에 의해 제안된 이 이론은 항타시 장비의 조합성, 항타응력 및 지지력 등을 추정하기 위해 사용되어지며 컴퓨터 프로그램을 위한 모델링의 개략은 그림 6.2

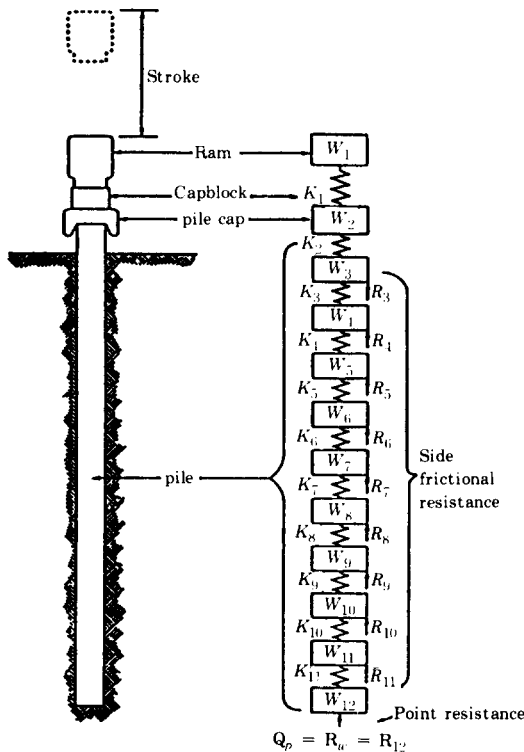


그림 6.2 파동 방정식의 수치해석 기본 모델

와 같다.

그림 6.2에서 좌측은 실제 말뚝을 나타내고 우측은 컴퓨터 프로그램에 적합하도록 말뚝을 유한한 요소로 나누어서 이상화시킨 말뚝을 나타낸 것으로 각 요소는 1번부터 n번 까지 요소 번호가 부여되어 있고 각 요소는 재료의 탄성 (elasticity)을 나타내는 spring으로 연결되어 있다. 지표면 이하의 요소에 대해서는 기초지반의 효과를 나타내는 soil spring과 동적상태의 하중에 대한 흙의 damping 효과를 나타내는 dash-pot를 합하여 저항치 R로 표시되어 있다. 말뚝 선단에도 R이 표시 되어 있는데 이는 항타시 말뚝 선단에서 흙이 밀려 나가면서 말뚝이 밀으로 관입되는 현상을 나타내기 위한 것이다. 여기서 요소의 번호를 m, 시간간격 (time interval)을 Δt 라고 하면 임의의 시간 t에서 요소 m의 변위, 힘은 그림 6.3에서 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$D(m, t) = D(m, t-1) + V(m, t-1) \Delta t \quad (6.3)$$

$$C(m, t) = D(m, t) - D(m-1, t) \quad (6.4)$$

$$F(m, t) = C(m, t) \cdot K(m) \quad (6.5)$$

$$R(m, t) = [D(m, t) - D'(m, t)] \cdot K'(m) [1 + J(m) V(m, t-1)] \quad (6.6)$$

$$V(m, t) = V(m, t-1) + [F(m-1, t) - F(m, t) - R(m, t)] \cdot \frac{g \Delta t}{W(m)} \quad (6.7)$$

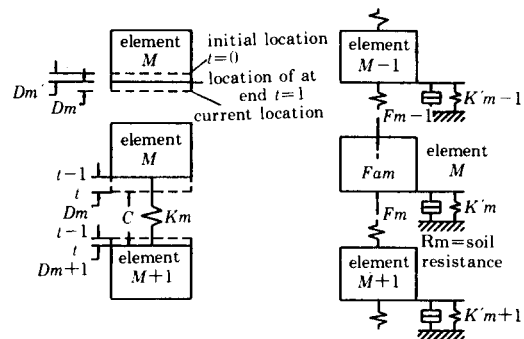


그림 6.3 말뚝 요소에서의 힘의 평형

상기식에 나타난 변수들은 일반 컴퓨터 프로그램 등에 사용되는 변수와 같으며 단일 첨자로

된 변수는 시간에 따라 변하지 않는 값이다. 각 변수와 첨자에 대하여 설명하면 다음과 같다.

- m : 요소 번호
- R : soil spring이 받는 힘
- t : 시간 간격 번호
- V : 요소의 속도
- Δt : 시간 간격
- K : 요소 spring의 K값(말뚝의 stiffness)
- D : 요소의 변위(말뚝)
- K' : soil spring의 K값
- C : 요소 spring의 순변위(말뚝)
- J : soil의 damping 값
- F : 요소 spring이 받는 힘(말뚝)
- D' : soil의 소성 변위

최초에 ram이 cap block에 떨어지는 순간에는 ram의 속도를 제외한 다른 요소의 속도와 변위 등은 영이며, 앞의 식 (6. 3)에 의해서 요소 1의 변위가 생기고 나머지 식들에 의해 각 요소의 새로운 속도가 계산되어 다시 식(6. 3)으로 돌아간다. 계산은 모든 요소의 속도가 영이거나 마이너스이고 말뚝 선단의 변위가 앞의 시간에서 구한 값보다 적은 경우 끝나게 된다. Wave equation에 의한 말뚝 선단의 변위를 시간에 따라 구하면 그림 6. 4와 같게 된다.

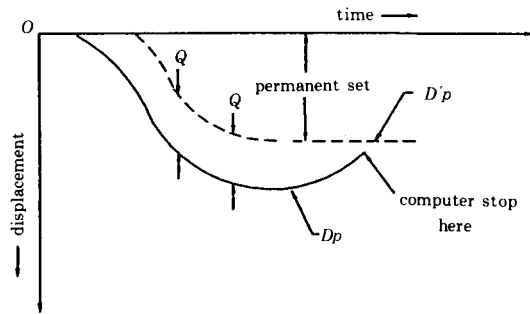


그림 6.4 말뚝 선단에서의 시간-변위 곡선

이와 같은 Wave equation에 필요한 입력 (input) 자료들을 항타장비, 현장지반, 말뚝별로 기술하면 다음과 같다.

- pile driver

- ram의 낙하고 및 중량
- anvil의 중량
- cap block의 spring 값
- cap의 중량
- cushion의 spring 값
- hammer 효율
- cap의 반발 계수
- 현장지반
- soil에 묻힌 말뚝 길이
- soil profile
- 말뚝 주변 마찰력의 분포 형태 및 값
- soil의 탄성 변형량(quake)
- soil의 damping 값
- pile
- 총 길이 및 단위면적
- 말뚝의 단위중량
- 말뚝의 탄성계수
- cushion의 반발계수

상기의 입력자료를 사용하여 컴퓨터 프로그램을 이용하여 해석을 하게 되며 현재 실무에서 가장 많이 사용되고 있는 program은 WEAP(Wave Equation Analysis for Pile)으로 미국의 케이스 웨스턴 대학에서 개발된 것이다.

6.1.2 파동 방정식에 의해 파악되는 결과

WEAP등의 파동 방정식을 이용한 컴퓨터 프로그램으로 얻을 수 있는 전형적인 결과는 다음과 같다.

(1) 극한 지지력과 단위근입에 필요한 항타수의 관계

본 파동 방정식을 이용하여 말뚝 설계를 할 때, 극한 지지력 값이 input data로 삽입되게 되며 이때 해석결과로 나오는 것이 blow/penetration이다. 따라서 set을 어느값으로 가정할 때, 이에 상응한 극한 지지력을 유추할 수 있게 된다. 참고적으로 200회/1ft(set=1.5mm) 이상의 말뚝 항타는 공학적인 의미에서 불가능한 것으로 보아도 무방하다.

(2) 말뚝에 걸리는 항타용력

말뚝의 항타 시공성을 좋게하고, 충분한 근

입깊이를 확보하여 극한 지지력을 증대시키려면 가능한 한 큰 무게의 햄머를 낙하고를 크게 하여 항타작업을 실시하는 것이 좋으나, 말뚝 항타시에 말뚝에 과다한 응력이 걸리면 말뚝이 파손되기 때문에 무한정 햄머의 무게를 크게할 수 만은 없다. 따라서 말뚝에 걸리는 항타응력을 구하여 이것이 손상을 입지 않을 수 있는 응력수준 이내로 들어오게 하는 것이 중요하며 이를 위해서 항타장비의 조합이 매우 중요하다. 이를 검토하기 위해 본 파동 방정식에 의한 해석으로 얻을 수 있는 결과중 하나가 항타시 말뚝에 걸리는 응력으로, 말뚝 자체의 허용응력과 비교하여 과응력(over stress) 문제를 검토할 수 있다. 말뚝 항타응력의 허용치에도 많은 다른 의견들이 있지만 대체로 PC 말뚝의 경우 $0.6f_c'$, 즉 일축압축강도의 60%를 허용치로 하고 있으며, 강관말뚝의 경우는 $0.9f_c'$, 즉 항복응력의 90%를 한계로 설계하는 것이 보통이다. 참고로 diesel 햄머를 사용하여 PC 말뚝을 항타할 경우 사용할 수 있는 햄머의 선택도표를 나타낸 것이 그림 6. 5이다.

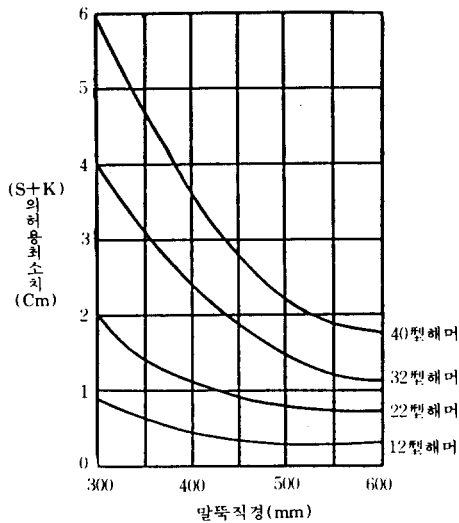


그림 6.5 항타시 햄머 선정 도표

6.1.3 입력자료(input data)의 영향

대부분의 공학적 프로그램과 마찬가지로

WEAP의 실행에 있어서도 훌륭한 결과를 얻기 위해서는 적절한 입력값의 선정이 필수적이다. 그러므로 wave equation에 필요한 입력값 선정시의 참고사항 및 적용된 입력값이 지반의 지지력과 말뚝의 내적안정성(內的安定性)에 미치는 영향을 기술하면 다음과 같다.

(1) 극한 지지력(R_u)

극한 지지력과 최종 항타 관입량(set) 사이의 그래프를 그리기 위하여 일련의 극한 지지력이 입력되면 각각의 지지력에 해당되는 말뚝 타격회수가 결정되는데 선단 지지력과 주면 마찰력의 합인 극한 지지력 결정시 선단 지지력과 주면 마찰력의 비율은 정역학적으로 구한 말뚝의 지지력을 참고하여 결정될 수 있다. 일반적으로 주면 마찰력의 증가는 거의 항타응력의 변화없이 극한 지지력을 증가시킨다.

(2) 지반의 탄성 변형량(quake)

말뚝의 주변과 선단의 quake값은 주로 표 6. 1과 같이 경험적인 값이 사용되지만 탄성적인 토질정수들을 알고있는 경우, 이론적인 계산도 가능하며 말뚝 선단부의 quake는 시험항타에 의한 항타 기록지에서도 파악할 수 있다.

표 6. 1 경험적인 quake 및 damping 값

| 지반조건 | quake(cm) | damping(s/m) |
|---------|-----------|--------------|
| 모래섞인점토층 | 0.51 | 0.66 |
| 사질토층 | 0.38 | 0.49 |
| 모래자갈층 | 0.25 | 0.49 |

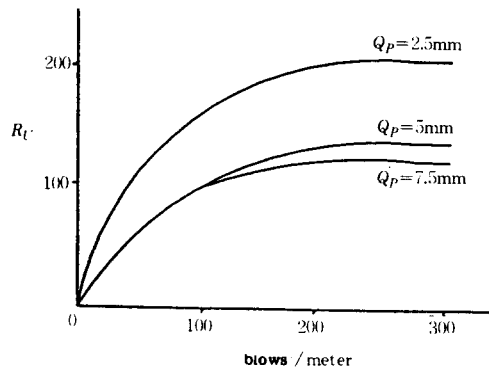


그림 6.6 극한 지지력에서 quake의 영향

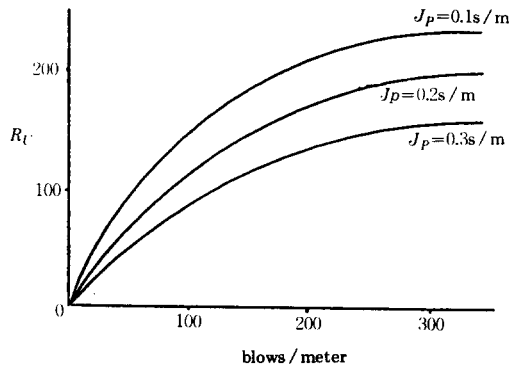


그림 6.7 극한 지지력에서 damping의 영향

일반적으로 말뚝 선단부의 quake가 주변부보다 크며 단단한 지반일수록 크다. Quake가 말뚝의 지지력 및 타격회수에 미치는 영향은 그림 6.6과 같고 응력에 있어서는 반대로 quake가 크면 항타응력이 감소한다.

(3) 지반의 Damping 값

모래 및 점토지반에 있어서 타격회수가 같을 때 damping이 클수록 지지력은 작으며(그림 6.7) 경험적으로 말뚝 선단부의 damping 값이 말뚝 주변흙의 평균 damping 값보다 3배 정도 큰 값을 보인다고 알려져 있다.

(4) 말뚝에 의한 영향

말뚝의 지지력 및 타격회수에 영향을 미치는 요소는 지반위로 돌출된 말뚝길이, 근입장, 탄성계수, 말뚝의 두께 등 여러가지가 있으나 말뚝의 탄성계수와 말뚝두께의 영향이 상대적으로 크며, 말뚝의 탄성계수가 크면 타격수가 감소하지만 항타응력은 증가한다. 말뚝의 두께가 증가하면 항타응력이 감소함으로 지지력 증대의 효과가 있다.

(5) 항타장비

각종 항타기에 대한 제원은 컴퓨터 프로그램에 내장되어 있으므로 항타시 사용하는 장비번호(예 : Kobe-25 104번, Kobe-35 107번)를 입력하면, 프로그램 내에서 번호에 맞는 장비에 의한 계산이 수행되어지며, 햄머의 효율에 있어서는 장비 제작사에서 추천하는 값들이 있으나, 사용하는 장비의 성능과 노후 정도 등에 따

라 차이가 있을 수 있으므로, 실제 항타작업에 사용하는 장비의 효율은 실험에 의해 결정되거나, 사용자의 경험등에 의해 적절히 조정되어 입력되어야 한다.

(6) 쿠션재(cushioning material)

말뚝두부에 설치되는 쿠션재는 항타성을 저하시키나 항타시 발생하는 응력을 감소시켜 말뚝을 보호하는 효과를 가져온다. 쿠션재 설치시 타격수와 항타응력의 관계는 지지력이 같은 경우에 목재 쿠션재를 10cm 설치하면 타격회수는 20%정도 증가하고 항타응력은 40% 정도 감소한다. 그러므로 허용응력이 작은 말뚝을 항타 에너지가 큰 장비로 타격하는 경우에는 쿠션재의 삽입이 필요하다.

6.1.4 실행 예

파동 방정식을 이용한 컴퓨터 프로그램의 실행을 위해서 적용된 지반, 말뚝 및 항타장비는 다음과 같다.

(1) 지반조건

말뚝 해석을 위해 사용된 지반은 서울지역 뿐만아니라, 전국에서 가장 대표적이라 볼 수 있는 매립토/풍화토/풍화암의 지층구조를 이루는 대표단면을 선정하였으며 이의 주상도는 그림 6.8과 같다.

-soil에 묻힌 말뚝 길이 : 11m(N치 44 정도를 지지층으로 설정)

-주면 마찰력 분포 : 15D(depth)까지 마찰 저항력이 일정하게 증가하고 15D 이상의 깊이에서는 일정한 분포를 적용하였다.

-soil의 탄성 변위량(quake) : 말뚝주변 0.1in(0.254cm) 말뚝선단 0.3in(0.762cm)

-soil의 damping 값 : 말뚝주변 0.05sec/ft(0.16 sec/m), 말뚝선단 0.15sec/ft(0.49 sec/m)

(2) 말뚝

입력자료로 필요한 말뚝의 특성 및 타입시 말뚝에 유발되는 응력에 대한 안정성 검토에 필요한 PC, 강관 및 PHC 말뚝의 특성은 다음과 같다.

| | -PC말뚝 | -강관말뚝 | -PHC 말뚝 |
|-----------------------------------|--------|---------|---------|
| 말뚝 직경(cm) | 35 | 40 | 35 |
| 말뚝의 길이(m) | 11 | 11 | 11 |
| 말뚝의 단면적 (cm ²) | 582.0 | 112.2 | 546.6 |
| 말뚝의 중량 (kg/m) | 151.0 | 71.46 | 109.3 |
| 탄성계수 (kg/cm ²) | 400000 | 2040000 | 400000 |
| 압축파괴 강도 (kg/cm ²) | 500 | 2800 | 800 |
| 항타시 허용압축 응력 (kg/cm ²) | 300 | 2520 | 480 |

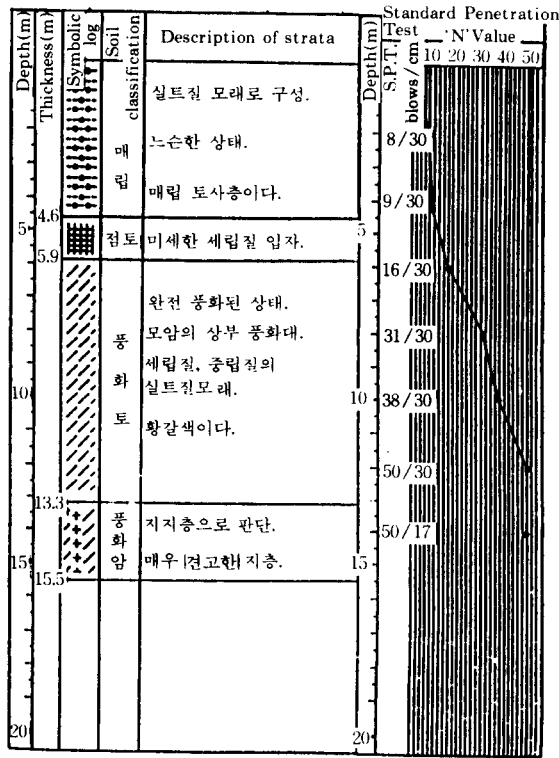


그림 6.8 토질주상도

(3) 항타 장비

Cap과 cushion에 대한 입력자료 및 낙하고는 각각 다음과 같이 규정하여 사용하였다.

| | K-25 | K-35 |
|--------------|------|------|
| cap의 중량(ton) | 0.5 | 0.5 |

| | | |
|----------------------------|------|------|
| cap의 stiffness(ton/cm) | 2409 | 2409 |
| cushion의 stiffness(ton/cm) | 179 | 179 |
| 낙하고(m) | 2.0 | 2.0 |
| hammer 효율 | 0.9 | 0.9 |

(4) 해석 결과의 예

해석을 한 결과의 대표적인 예가 다음 그림 6.9 및 6.10에 표시되어 있다.

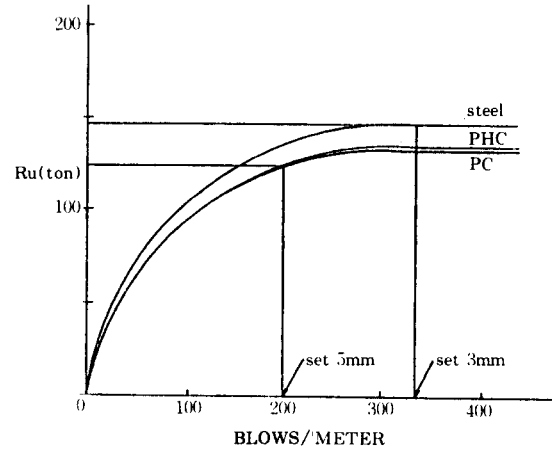


그림 6.9 극한 지지력과 최종 항타 관입량 관계 (Kobe K-25)

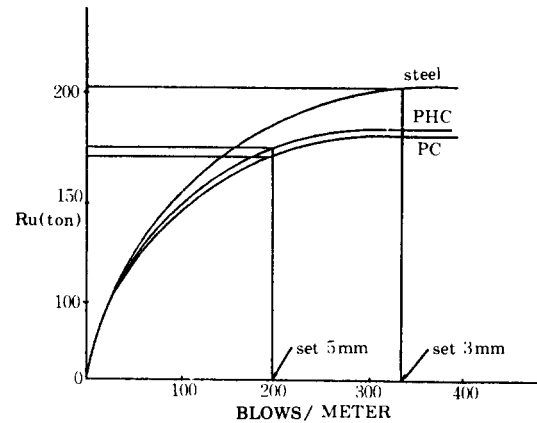


그림 6.10 극한 지지력과 최종 항타 관입량 관계 (Kobe K-35)

-PC 말뚝 : 극한 지지력 125 ton 최대 항타응력 274kg/cm² < 300kg/cm²

-강관 말뚝 : 극한 지지력 145 ton 최대 항타응

력 $2200\text{kg}/\text{cm}^2 < 2520\text{kg}/\text{cm}^2$

-PHC 말뚝 : 극한 지지력 127 ton 최대 항타
응력 $274\text{kg}/\text{cm}^2 < 480\text{kg}/\text{cm}^2$

-PC말뚝 : 극한 지지력 171 ton 최대 항타응력
 $401\text{kg}/\text{cm}^2 > 300\text{kg}/\text{cm}^2$

-강관말뚝 : 극한 지지력 203 ton 최대 항타응력
 $3100\text{kg}/\text{cm}^2 > 2520\text{kg}/\text{cm}^2$

-PNC말뚝 : 극한 지지력 175 ton 최대 항타응력
 $423\text{kg}/\text{cm}^2 < 480\text{kg}/\text{cm}^2$

6.15 잔류 응력의 영향

항타시 말뚝의 두부에 타격된 에너지는 하방
향으로 말뚝의 각 단면을 차례로 압축하면서
운동을 하고, 이에 따라 말뚝의 주면은 흙에 의
하여 상방향으로 마찰 저항을 받게 된다. 일단
탄성압축된 말뚝은 원형대로 상, 하 방향으로
신장하려 한다. 그러나 이때에 말뚝의 관입부
분 중에서 지표면에 가까운 부분은 말뚝이 상
방향으로 신장하려 하므로 하향의 주면마찰력
에 의하여 신장이 억제되고, 말뚝의 선단에 가
까운 부분은 하향으로 신장하려 하므로 상향의
주면마찰력 및 선단지지력에 의하여 신장이 억
제되어, 말뚝의 각 단면에 잔류하는 압축응력
은 이들 지반의 저항력과 평형을 이루게 된다.

그러므로 이들 지반저항력의 크기에 따라 말
뚝의 각 단면에 잔류하는 응력의 크기가 결정

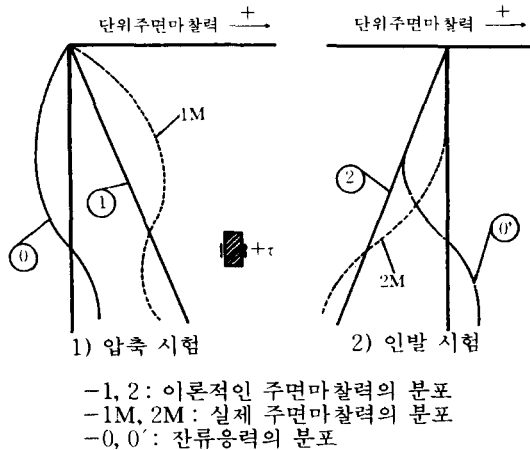


그림 6.11 말뚝에 작용하는 주면마찰력의 분포

되며, 이와 같은 현상은 말뚝이 타격될 때마다
계속된다. 이것을 일반적으로 잔류응력이라 한
다.

이러한 잔류응력의 일반적인 분포는 그림
6. 11에 보는 바와 같으며, 항타된 말뚝에 대한
잔류 응력의 정량적인 값을 산출하기 위해 그
간의 많은 연구가 이루어 졌으나, 아직까지 정
확한 해석은 이루어지지 않고 있다.

이러한 잔류응력을 고려한 해석을 위하여 기
존의 WEAP을 보완, 발전시킨 프로그램이
GRLWEAP(Goble Rauache Likins and
Associates, Inc. Wave Equation Analysis
Program)이며 GRLWEAP을 이용한 해석에
는 그림 6. 13에서 보는 바와 같다. 잔류응력을
고려한 해석의 일반적인 경향은 그림 6. 12에
서 보는 바와 같이 고려하지 않은 경우에 비해
더 큰 지지력을 얻을 수 있으며, 말뚝에 작용된
최대 압축응력은 잔류응력을 고려하지 않은 경
우에 비해 평균적으로 5%정도 큰 값을 산정하
며, 경우에 따라 15%정도 큰 값이 산정되기도
한다.

잔류응력은 말뚝의 강도가 상대적으로 약하
고 관입깊이가 깊은 경우 가장 큰 영향을 나타
내며, 항타된 긴 말뚝의 해석에 있어서 잔류응
력에 대한 검토는 반드시 포함되어야 할 것으
로 판단된다.

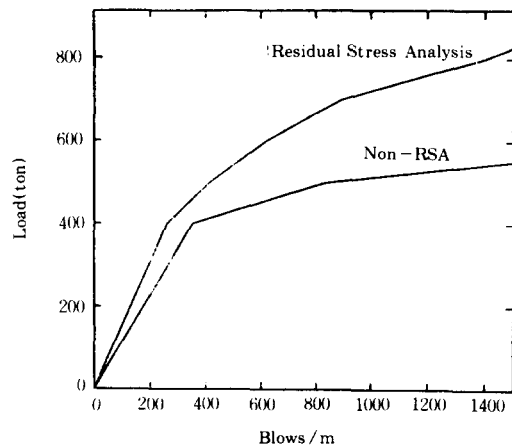


그림 6.12 잔류응력을 고려한 경우와 고려하지
않은 경우에 대한 비교

6.1.6 Set-up 또는 Relaxation 효과

정적 지지력(정적 재하시험에 의한)과 비교해 볼 때, 동적 해석에 의한 동적 지지력은 엄밀한 의미에서 동하중 재하시 버틸 수 있는 힘을 표시하는 것이 아니라, 항타시 발휘된 저항력(mobilized soil resistance)을 평가하는 것이다. 따라서, 이 저항력은 종종 정적 지지력과 차이를 유발할 수 있다.

과동방정식을 이용한 지지력 예측시에 정적 지지력과 차이를 유발할 수 있는 큰 원인 두가지를 나열하면 다음과 같다.

(1) 흙의 지지력을 발휘시킬만한 충분한 에너지로 항타하지 않았을 경우(통상, 관입량이 2.5mm/blow 이하일때), 이는 정적 재하시험시 말뚝의 극한 지지력보다 작은 용량의 Jack으로 시험한 경우와 비슷한 상황으로 지지력을 과소 평가한다.

(2) Set-up 혹은 relaxation 효과로 시간에 따라 지지력이 변함으로 발생하는 오차인 경

우, 이러한 종류의 오차는 재항타를 실시하여 제거할 수 있다.

여기서, set-up(혹은 freeze)이란 항타시의 교란, 항타로 인한 과잉 간극수압의 발생, 항타시 말뚝의 흔들림으로 인해 생긴 확대된 동공 등의 영향으로 항타 직후의 지지력이 작던 것이 시간이 지나면서 지지력이 증가하는 현상을 의미하며, 이는 주로 점성토 지반에서 생기는 현상이다. 반면에, relaxation이란 매우 조밀한 사질토나 실트질에서 항타시 dilatancy가 일어나려는 경향에 의하여 부의 간극수압이 생김으로 오히려 항타 직후 지지력이 커졌다가 시간이 지남에 따라 줄어드는 현상을 말한다.(그림 6.14 참조)

6.2 동적재하시험

6.2.1 기본원리

이제까지 전 절에서 서술된 동역학적 공식을

GRLWEAP-Geot. Lab. Korea Univ.

93. 11. 12

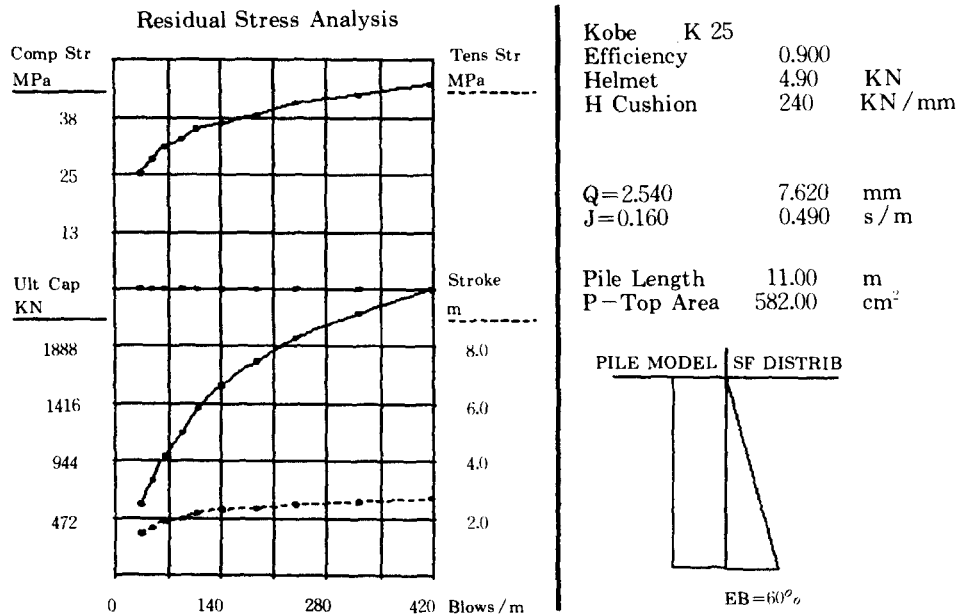


그림 6.13 잔류응력을 고려한 해석 결과

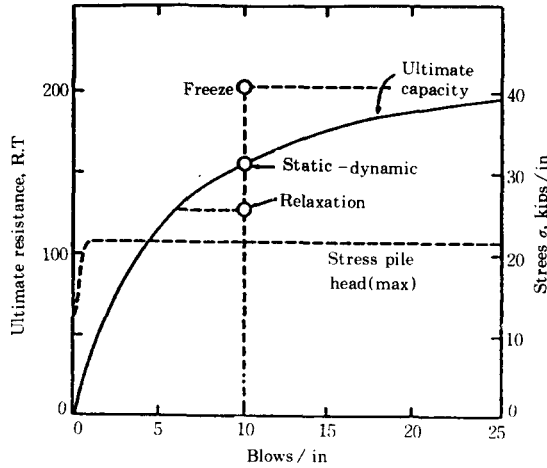


그림 6.14 파동 방정식 해석에 의한 극한 지지력과 set-up이나 relaxation 효과로 인한 극한 지지력 비교

이용한 방법에서 지지력을 구하기 위해 유일하게 현장에서 직접 측정하여야 하는 것은 항타시 set 즉, 마지막 항타시 관입량이다. 따라서 단순히 set에 근거한 동역학적 공식을 이용하여 극한 지지력을 구하는 방법에는 너무나 많은 문제점이 노출되어 그 신뢰성에 근본적으로 문제가 있다. 그러나 근래에 들어와 각종 전자 측정 장비의 발달로 인하여 항타시 set에 추가하여 다른 측정값도 가질 수 있게 되었다. 1970년에 케이스 웨스턴 대학에서 연구하여 개발한 방법들로서 말뚝 두부 밑에 변형률계(strain transducer)와 가속도계(accelerometer)를 설치하여 이를 토대로 말뚝의 극한지지력을 예측하는 방법이 고안되었다.

이러한 동적 시험의 기본 wave mechanics는 다음과 같다. 어떤 강봉에 갑작스런 하중을 가하면 강봉을 따라서 파가 전달되게 된다. 만일, 파가 전달되어 가는 파만 존재하고 반사파가 없다면 강봉의 particle 속도와 강봉에 작용하는 힘의 관계는 다음 식과 같다.

$$V(t) = \frac{V_r}{E_p A} F(t) \quad (6.8)$$

여기서,

$V(t)$ = 강봉말뚝의 한점에서 particle 속도

$F(t)$ = 강봉말뚝의 한점에 작용하는 힘

E_p, A = 강봉말뚝의 탄성계수와 단면적

V_r = 강봉말뚝에서의 파의 속도

$$= \frac{E_p}{\rho}, \rho \text{는 강봉(말뚝)의 밀도}$$

만일 강봉이 말뚝으로서 흙에 묻혀 있다면 항타시 저항을 하게 되며, 그 저항을 구하고자 하는 것이 근본 원리이다. 이러한 동적 시험 방법에는 다음의 두가지 방법이 많이 쓰인다.

6.2.2 CASE 방법

이 방법은 한마디로 표현하여 동적재하시험에 의한 지지력 예측법중 간편 계산법이라고 할 수 있다. 근본적으로 말뚝두부에 변형률 측정기와 가속도 측정기를 설치하여 측정된 값을 가지고 말뚝의 지지력을 예측하는 것은 다음 절의 CAPWAP 방법과 같으나, 본 Case 방법은 측정치를 가지고 지지력을 예측할 수 있는 공식에 대입하여 구하는 방법이며, 이에 반하여 CAPWAP 방법은 프로그램을 이용하여 반복적으로 지지력을 찾아 가는 방법이라고 할 수 있다.

말뚝의 동적 관입 저항을 R , 말뚝의 관입 속도에 따른 동적 저항 성분을 D 로 하면, 정적 지지력 S 는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} S &= R - D \\ &= \frac{1}{2}(1 - j_c) \cdot \left[F(t_m) + \frac{MV_r}{L} V(t_m) \right] \quad (6.9) \\ &\quad + \frac{1}{2}(1 + j_c) \cdot \left[F(t_m) + \frac{2L}{V_r} \right] - \left(\frac{MV_r}{L} \right) \\ &\quad \cdot V(t_m + \frac{2L}{V_r}) \end{aligned}$$

여기서, $F(t_m)$ = t_m 시간에서의 측정된 힘

$V(t_m)$ = t_m 시간에서의 particle 속도

L = 말뚝의 길이

M = 말뚝의 질량

j_c = case damping 상수

측정 시간 t_m 은 일반적으로 힘과 속도의 최초의 최대치(first relative maximum)에 해당되는 시간을 취한다.(그림 6.15 참조)

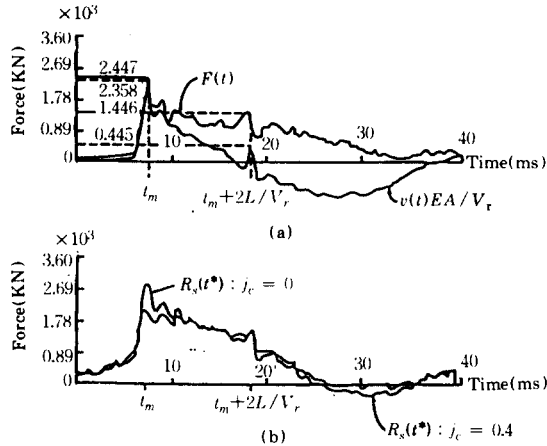


그림 6.15 Case 방법의 예제 a) 측정된 힘과 속도
b) 관입에 대한 저항과 정적지지력 예측

표 6.2 Suggested Value for Case Method Damping Constant (j_c)

| Soil type in Bearing Strata | Suggested Range, j_c |
|-----------------------------|------------------------|
| Sand | 0.05~0.20 |
| Silty sand or sandy silt | 0.15~0.30 |
| Silt | 0.20~0.45 |
| Silty clay and clayey silt | 0.40~0.70 |
| Clay | 0.60~1.10 |

Case damping 상수 j_c 는 원칙적으로 그 지역 지반 특성에 따라 다르며, 정적지지력 시험 결과와 본 방법과의 상관 관계를 이용하여 구하여야 하나, 지반조건에 따른 계략적인 값을 표시하면 표 6.2와 같다.

(Case 방법을 이용한 극한 지지력 산정 예)

문제 : 그림 6.15는 길이 24m, $\phi=381$ mm, 두께 13mm의 강관말뚝으로 실트질 점토에 향타할 때에 계측한 힘 및 속도 그래프이다. Case 방법을 이용하여 극한 지지력을 예측하라.

풀이 :

- 강관말뚝의 탄성계수 E_p
 $= 2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2)$
 $= 2.06 \times 10^8 (\text{KN/m}^2)$

- 강관말뚝의 단위중량 $\gamma=7.8(\text{t/m}^3)$
 $= 76.5 (\text{KN/m}^3)$
- $A = \pi/4(38.1^2 - 35.2^2) = 150 (\text{cm}^2)$
- $\rho = \gamma/g = 76.5 (\text{KN/m}^3) / 9.81 (\text{m/sec}^2)$
 $= 7.8 (\text{KNsec}^2/\text{m}^4)$
- $V_r = (E_p/\rho)^{1/2} = 5.14 \times 10^3 (\text{m/sec})$
- $M = \rho AL = 7.8 (\text{KNsec}^2/\text{m}^4) \times 1.5 \times 10^{-2} (\text{m}^2) \times 24 (\text{m}) = 2.81 (\text{KNsec}^2/\text{m})$
- $MV_r/L = 6.02 \times 10^2 (\text{KNsec/m})$

그림 6.14로부터 측정된 값들은 다음과 같다.

- $t_m = 7.5 \times 10^{-3} (\text{sec})$
- $F(t_m) = 2.447 \times 10^3 (\text{KN})$
- $v(t_m)E_pA = 2.358 \times 10^3 (\text{KN})$
- $F(t_m + 2L/V_r) = 1.446 \times 10^3 (\text{KN})$
- $v(t_m + 2L/V_r) = 4.450 \times 10^2 (\text{KN})$

표 6.2로부터, 실트질 점토의 j_c 값은 0.4이다.

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1}{2}(1-j_c) \cdot \left[F(t_m) + \frac{MV_r}{L}V(t_m) \right] \\
 &\quad + \frac{1}{2}(1+j_c) \cdot \left[F(t_m + \frac{2L}{V_r}) - \left(\frac{MV_r}{L} \right) \right. \\
 &\quad \left. \cdot V(t_m + \frac{2L}{V_r}) \right] \\
 &= \frac{1}{2} \cdot (1-0.4) \cdot \left[2.447 \times 10^3 + 6.02 \times 10^2 \right. \\
 &\quad \left. \times \frac{(2.358 \times 10^3 \times 5.14 \times 10^3)}{(2.06 \times 10^8 \times 1.5 \times 10^{-2})} \right] \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot (1+0.4) \cdot \left[1.446 \times 10^3 - 6.02 \times 10^2 \right. \\
 &\quad \left. \times \frac{(4.450 \times 10^2 \times 5.14 \times 10^3)}{(2.06 \times 10^8 \times 1.5 \times 10^{-2})} \right] \\
 &= 1.4425 \times 10^3 + 7.0027 \times 10^2 \\
 &= 2142.8 (\text{KN})
 \end{aligned}$$

6.2.3 CAPWAP 방법

이 방법은 CASE방법과 마찬가지로 말뚝두부에서 측정된 힘과 시간, 가속도와 시간과의 관계를 이용하여 지지력을 예측하는 방법이나, 근본적으로 약산 공식을 이용하지 않고 CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program) 프로그램을 이용하여 구하는 방법이다.

동역학의 기본 원리상 힘과 가속도 사이에는 일정한 관계가 있기 때문에 측정된 가속도와 힘 중에서 하나의 값으로부터 (여기서는 가속도) 다른 값(힘)을 유추할 수 있는 원리를 이용한 방법이다. 예를 들어서 측정된 가속도와 가정된 흙의 저항력으로 부터 말뚝 두부의 힘을 계산하여 측정된 힘과 비교하여 보면 두 값이 다르게 된다. 이때 두 값이 다르게 되는 근본적 이유는 흙의 저항력의 가정이 잘못되었기 때문이다. 따라서 흙의 저항력을 계산할 수 있는 상수들을 바꾸어 가며 실측치와 계산치가 같아질 때까지 반복한다. 이 방법의 개략이 그림 6.16에 표시되어 있다. 이 방법 역시 파동방정식을 이용하는 방법이기도 하나 근본적으로 말뚝 두부에서 측정된 값을 입력 자료로 사

용하기 때문에 항타 시스템에 관한 상수를 가정해야 할 필요가 없으며, 또한 CASE 방법과 같이 해석에 필요한 토질상수를 임의로 가정할 필요가 없다는 장점이 있다.

6.3 파동해석법의 문제점과 연구과제

파동방정식의 이용에 있어서도 가장 문제가 되는 것이 해석에 필요한 각종 흙과 관계되는 parameter(예를 들어 quake, damping 상수 등)들을 얼마나 합리적으로 평가할 수 있느냐 하는 것이다.

이 값들은 Smith에 의하여 추천된 값들로부터 Gibson & Coyle, Goble, Chow, Randolph 등 여러 학자들에 의하여 새로운 관계와 값들이 추천되었다. 햄머의 효율을 예측하는 것도 또하나의 문제라고 할 수 있겠다. 우리나라에서도 외국의 예를 늘상 그대로 쓰는 것이 아니라, 우리나라의 지반조건에 맞는 제반값들을 구하는 일련의 노력들이 있어야 하겠으며, 이를 위해서는 동적 재하시험을 할 수 있는 장비(Pile Driving Analyzer)를 도입하고, CAPWAP 등의 다각적인 해석을 통해서만 이룩할 수 있다. 최근 이러한 것을 도입, 연구하고자하는 움직임이 있는 것으로 보아 다행한 일이라고 생각된다.

싱가폴의 예를 들어보면, 정적재하시험의 비용과 시간이 너무 많이 들므로, 정적재하시험의 갯수는 줄이는 대신 될수록 많은 말뚝(예를 들어 20 분당 1개씩)에 대하여 동적재하시험을 실시하여 극한지지력을 확인하는 것을 알 수 있다. 우리나라에서도 동적재하시험에 의한 극한지지력 예측 또한 활성화되어야 할 것이다.

그러나, 여타의 지반공학 문제가 그렇듯이 파동방정식을 이용하여 말뚝의 해석을 실시한다고 해서, 모든 문제가 해결될 수 있는 것은 아니나, 긍정적인 측면에서 보면, 말뚝의 항타 시공성, 즉, 주어진 지반에 소정의 말뚝이 박힐 것인가를 검토하는데 파동방정식의 이용은 필수적이라고 하겠다. 또한 항타시 말뚝에 유발되는 응력 또한 파동방정식에 의한 해석을 통

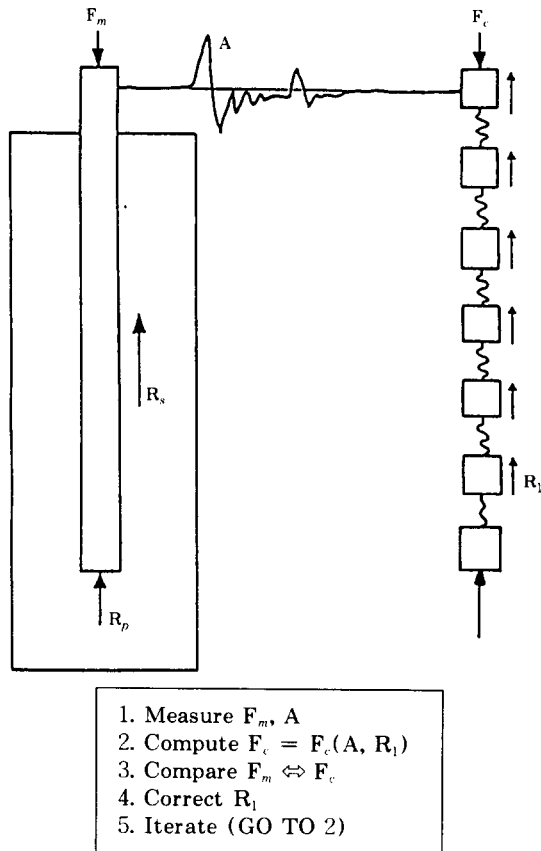


그림 6.16 Conceptual Flow of CAPWAP Method

하여야만 비교적 합리적으로 구할 수 있다고 본다.

참 고 문 헌

1. 박영호, 이형주, 이영남, 심동현(1992). "대구경 콘크리트 말뚝의 동적 말뚝 시험", 한국 지반공학회 춘계 학술 논문집 pp.41~64.
2. 이명환, 윤성진(1992). "말뚝의 설계하중 결정 방법에 대한 비교", 한국 지반공학회 춘계 학술 논문집 pp.76~91.
3. 조서일, 박병찬(1986). "말뚝박기에 대한 소고 (I)", 대한토목공학회지, 제 2 권, 제 3 호 pp.83~88.
4. Bowels, J. E.(1988). "Foundation Analysis and design", 4th ed, McGraw Hill, pp.785~811.
5. Chellis R. D.(1941). "Pile Foundations", 26d McGraw-Hill Book Company, New York, 70499
6. Chellis, R.D., (1961). "Pile Foundation", McGraw-Hill Book Co., Inc., pp.704
7. Das, B.M.(1983). "Fundamental of Soil Dynamics", Elsevier, New York, pp.37~40.
8. Flaate, K.S.,(1964). "An Investigation of the Validity of Three Pile Driving Formulas in Cohesionless Material", Pub. No. 56, N.G.I., Oslo, Norway.
9. Gates, M.(1957). "Empirical Formula for Predicting Pile Bearing Capacity", Civil Engineering, ASCE, Vol.27, No. 3, March, pp. 65~66.
10. Housel, W.S.(1966). "Pile Load Capacity-Estimates and Test Results", J.S.M. F.D., ASCE, Vol. 92, SM4, pp.1~29.
11. Lawton, E.C., Fragaszy, R.J., Higgins, J.D., Killian, A.P., and Peters, A.J., (1980). "Review of Methods for Estimating Pile Capacity", Transportation Reserch Record 1105, pp.32~40
12. Olsen, R.E., and Flaate, K.S., (1967). "Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand", JSMFE, ASCE, Vol. 93, SM6, Norvember, pp. 279~296.
13. Poulos, H.G. and Davis, E.H.(1980). "Pile Foundation Analysis and Disign", John Wiely & Sons, New York, pp.52~69.
14. Prakash, S. and Sharma, H.D.(1990). "Pile Foundation in Engineering Practice", John Wiely & Sons, New York, pp.235~253.
15. Terzaghi, K.(1943). "Theoretical Soi. Mechanics", New York, Wiley
16. U.S Department of Transportation Federal Highway Adminstration.(1980). "Wave Equation Analysis for Piles", Arlington, pp. 14~47.
17. Witaker, T.,(1970). "The Design of Piled Foundations", Oxford : Pergamon