

동재하시험



▲ 해상강관말뚝 동재하시험 광경 ▲

- 목 차 -

1. 동재하시험의 적용

- 1.1 말뚝의 정적지지력 결정
- 1.2 항타에 의한 말뚝의 거동측정 - 말뚝의 성능제고
- 1.3 항타장비의 성능진단
- 1.4 동재하시험의 회수(回數)

2. 동재하시험방법

- 2.1 시험장치
- 2.2 시험과정 및 방법
- 2.3 기본이론
- 2.4 항타분석기(PDA : Pile Driving Analyzer)

3. 동재하시험의 해석

- 3.1 CASE 방법(Case Western Reserve University 를 따라 명명함)
- 3.2 CAPWAP(CAse Pile Wave Analysis Program) 방법
- 3.3 CAPWAP 분석결과(CAPWAP OUTPUT)
- 3.4 CAPWAP 분석결과를 이용한 허용지지력의 판정

4. 동재하시험 관련규정

말뚝의 동적거동측정 및 해석기술은 1964년 미국의 Case Western Reserve 대학에서 시작되었다. 이와같은 연구의 목적은 현장에서 전자측정장비를 이용하여 말뚝거동을 측정하고 그 결과로부터 말뚝의 지지력을 산정하기 위함이었다. 연구는 성공리에 수행되어 신뢰할 수 있고, 이론을 충족시키며 적용이 간편한 말뚝의 정적지지력을 산정할 수 있는 기술이 개발되었다. 본 기술자료에서는 동재하시험의 개념, 장치 및 해석방법을 간략하게 설명하였다.

1. 동재하시험의 적용

동재하시험은 (1) 말뚝의 정적지지력 결정, (2) 말뚝항타시 말뚝과 지반간의 거동측정 및 (3) 항타장비의 성능 검증의 크게 세가지 목적을 위하여 실시되며 필요로 하는 정보 또는 시험의 목적에 따라 이밖에 여러 가지 용도로 사용될 수 있다.

1.1 말뚝의 정적지지력 결정

(1) 말뚝시공시 재하시험을 실시하면 말뚝의 정적지지력을 산정할 수 있다. 그러나 이 값은 재하시험이 실시된 시점, 즉 시공종료시의 정적지지력이며 엄밀한 의미에서 말뚝지지력의 참값이라고 할 수는 없다.

말뚝의 지지력은 말뚝이 설치된 시점으로부터 경과한 시간에 따라 변화한다. 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화 연구결과에 의하면 말뚝지지력의 변화폭은 이전에 생각하였던 것보다 훨씬 큰 것으로 나타나고 있으며, 지반조건에 따라서는 말뚝지지력에 영향을 미치는 다른 어떤 요소보다도 중요한 것으로 판단된다. 이러한 사실은 일찍부터 알려져 왔으나 이를 실증하기 위해서는 여러 가지 지반조건에서, 시간경과에 따라 말뚝지지력을 확인할 수 있어야 한다. 그러나 동일말뚝에 대하여 연속적으로 시간과 비용이 소요되는 정재하시험을 실시하는 것은 용이치 않으며, 재하과정에서 항복 또는 극한상태에 도달할 경우의 영향 또한 무시할 수 없는 등의 문제로 이 부분의 실증연구는 부진한 상태였다.

동재하시험과 관련한 측정기술, 해석의 발달은 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화 연구에 결정적인 도구를 제공하여 주었으며, 실증연구 또한 활발히 수행될 수 있는 계기를 마련하여 주었다.

즉 이와같은 시간경과에 따른 말뚝의 지지력 변화는 항타시 시행한 동재하시험(End Of Initial Driving) 결과와 일정한 시간이 경과한 후에 재항타에 의한 동재하시험(Beginning of Restrike)을 실시하고 그 결과를 비교함으로써 용이하게 실무에

적용할 수 있다.

지금까지의 연구결과에 의하면 점성토 지반의 경우 말뚝의 지지력은 시간경과에 따라 큰 폭으로 증가하는 것으로 알려져 있으며 사질토 지반의 경우도 그 증가폭은 무시할 수 없는 것으로 보고되고 있다(Svinkin 등, 1994).

그러나 Shale 또는 mud stone 을 지지층으로 하는 말뚝의 경우 말뚝의 지지력은 오히려 시간경과에 따라 감소(relaxation)하는 것으로 보고되고 있으며 고밀도의 세립자로 구성된 모래 또는 실트질 지반의 경우 항타시 발생하는 negative pore pressure 의 영향으로 시간경과에 따라 역시 지지력이 감소하는 경향이 있는 것으로 알려져 있다.

국내에서도 최근 포항지역에서 실시한 연구결과보고에 의하면 泥岩층에 타입된 강관말뚝(천병식, 1997), PHC 말뚝(파일테크, 1997)의 선단지지력이 시간경과에 따라 이완 또는 감소된 것으로 보고되고 있다.

따라서 동재하시험에 의해 말뚝의 지지력을 판정하는 경우, 항타종료후 일정시간이 경과한 후에 반드시 재항타시험을 실시하도록 하여야 한다. 세립자(細粒子) 지반의 경우 시간경과에 따른 충분한 지지력 변화를 측정하기 위해서는 보다 긴시간 후에 재항타시험을 실시할 것이 요구된다.

작은 규모의 공사에 있어서 재항타를 위해 긴시간을 기다려야 한다면 공정상 심각한 문제가 발생할 수도 있다. 이러한 경우에도 최소한 1 개소 이상의 말뚝에 대해서는 충분한 시간경과 효과를 확인해야 한다. 보통 긴시간 경과 효과를 위한 재항타시험에는 24 시간 경과후 실시하는 초기 재항타시험 후 지반조건에 따라 다르나 보통 7 일 정도 시간이 경과한 후에 재항타를 실시하는 것이 바람직하다.

(2) 말뚝기초를 설계하거나 말뚝항타의 초기단계에서 설계된 내역을 만족시키기 위하여 말뚝의 관입깊이 결정은 중요하다. 이는 말뚝재료의 조달계획, 시공계획의 확정을 위하여 필수적인 고려사항이기 때문이다. 말뚝항타의 초기단계 또는 시항타 과정에서 동재하시험을 실시하면 말뚝의 관입깊이 확정외에 아래와 같은 효과를 얻을 수 있다.

동재하시험 결과는 CASE 방법에 의해 현장에서 즉시 정적지지력을 확인할 수 있으므로, 설계조건을 만족시키는 지지층을 결정할 수 있다. 이로부터 불필요한 추가 말뚝관입을 방지할 수 있으며 말뚝길이를 최적으로 확정함으로써 공사비를 합리적 수준으로 집행할 수 있다.

설계된 지지력 확보를 위한 타격당 관입량(set-value)을 결정할 수 있으며 그 결과는

본공사의 품질관리 지표로 활용할 수 있다.

지반조건이 설계시 가정한 것보다 양호한 경우 동재하시험 결과를 활용하여 말뚝의 설계하중 상향조정이 가능하며 결과적으로 공사비 절감효과를 얻을 수 있다.

시항타 계획에 추가하여 본 공사 말뚝에 대한 동재하시험을 정기적으로 시행할 수 있다. 본 공사 말뚝에 대한 시험은 대개 해머의 성능, 항타응력의 적합여부, 말뚝의 건전도 및 극한지지력 등에 대한 검증을 위해 수행된다.

(3) 말뚝지지력을 산정하는 방법에는 정역학공식, 항타공식, SPT등 원위치 시험결과에 의하는 방법, 경험식에 의하는 방법, 동재하시험에 의하는 방법, 정재하시험에 의하는 방법 등 다양한 방법들이 사용되고 있다. 이들 여러 가지 방법중 정재하시험에 의한 말뚝지지력은 말뚝에 실제 하중조건을 재현하여 시험한 결과로서 가장 신뢰도가 높은 것으로 알려져 왔다. 그러나 앞의 (1)항에서 설명한 것처럼 말뚝지지력은 말뚝이 시공된 후 시간경과에 크게 영향을 받게 되며, 따라서 어떤 특정시점에서 시행되는 정재하시험 결과가 말뚝지지력의 참값(true value)이라고 볼 수는 없다.

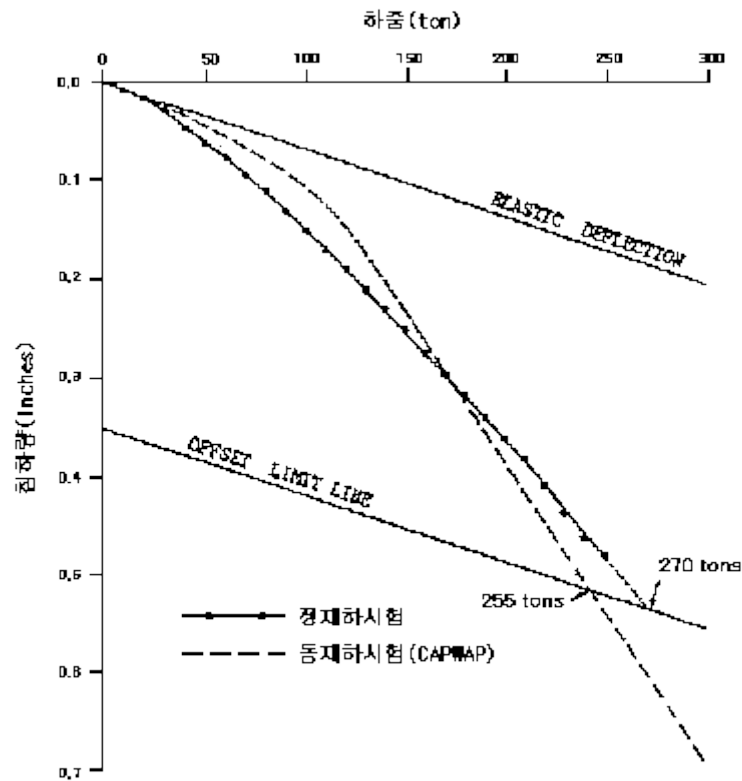
동재하시험 결과로 부터 말뚝의 정적지지력을 도출하는 과제는 동재하시험이 개발된 초기에서 부터 기술자들의 가장 중요한 과제로 추구되어 괄목할 만한 발전이 이루어져 왔다. 그 결과 1980년 Goble 등에 의해 보고된 「CAPWAP분석결과는 정재하시험 결과와 $\pm 15\%$ 정도의 변화폭이 있다.」는 신뢰도는 1987년의 Hanningan과 Webster의 「CAPWAP결과는 정재하시험 결과의 10~15%범위내의 양호한 상관관성을 보인다.」로 개선되어 왔으며, 현재는 동재하시험 해석에 의한 하중-침하량 관계와 정재하시험 결과가 [그림 1] 및 「5. 정·동재하시험 비교 사례」에서 보는 것처럼 재하시험 시기의 차이로 인한 예상오차를 고려한다면 실질적으로 차이가 없음을 알 수 있다.

그러나 이러한 동·정재하시험의 상관관계는 전술한 바와 같이 전적으로 지반조건과 말뚝설치후의 시간경과에 영향을 받는다. 특히 말뚝 설치후의 시간경과로 인한 지지력 변화폭은 동·정재하시험의 상관관계로 인한 지지력 차이의 수배에 달하는 영향을 줄 수 있으므로 결코 간과될 수 없는 부분이다.

이와같은 말뚝지지력 특성을 감안해 볼 때, 동·정재하시험의 상관관계는 말뚝지지력 평가에 크게 영향을 미치지 못한다고 볼 수 있다. 즉 막대한 비용과 시간이 소요되는 정재하시험의 실시회수를 최소화하고 시간과 비용측면에서 상대적으로 유리한 동재하시험을 실시함으로써 보다 합리적인 말뚝지지력 평가가 가능하다.

다만, 최근 국내건설현장에 동재하시험이 확산되는 과정에서 파동이론 및 지반공학상의 기본적인 이론과 실무경험 등 적정기술수준에 이르지 못한 상태에서

무분별하게 실시되고 있는 시험의 경우 이와 같은 신뢰도 문제는 논의 대상에서 제외되어야 할 것이다.



[그림 1] 동·정재하시험 결과의 비교

(4) 말뚝을 향타시공하는 경우 말뚝의 향타시공 관입성(driveability)은 말뚝의 지지력 결정에 가장 중요한 영향을 미친다. 종래의 시공장비 선정에 있어서는 단순히 말뚝직경, 말뚝단면적과 향타장비의 램중량 만을 고려하였으며 말뚝에 발생하는 타격응력이나 지반의 저항 등 시공관입성에 직접적인 영향을 미치는 사항은 검토대상에서 제외되었다.

파동방정식 해석(WEAP, Wave Equation Analysis of Pile Driving)은 향타장비의 특성, 쿠션의 특성, 말뚝재료의 특성 및 지반조건 등을 모두 고려할 수 있는 해석법으로서 말뚝시공계획 수립 및 지지력 예측을 위해서 필수적으로 검토해야 하는 과정이다.

그러나 실제로 파동방정식 해석을 하는 경우 향타장비의 효율, 지반특성에 따른 동적계수(damping, quake) 등은 한정된 기존자료 또는 지반조사 자료에 의해 추정할 수밖에 없으며 많은 경우 이러한 추정값은 실제 현장조건과 상이한 것으로 나타나고 있다.

향타분석기(PDA, Pile Driving Analyzer)를 사용하여 동재하시험을 실시하면 말뚝의 정적지지력을 계산할 수 있으며 그 밖에 향타장비의 효율, 지반의 동적계수 및 지지력

분포 등 파동방정식 해석을 위한 합리적인 입력자료를 얻을 수 있다.

(5) 항타공식의 부적합성

오늘날 사용되고 있는 항타 공식의 가장 단순한 형태는 말뚝에 가해진 에너지와 행하여진 일 즉 흙의 저항에 대하여 말뚝이 관입된 거리의 관계를 등식화한 것에 기초를 두고 있다.

보다 복잡한 공식들로 역시 뉴턴(Newton)의 원리에 입각한 것으로서 램(ram)과

말뚝의 운동량 및
$$\frac{\text{무게}(\text{weight}) \times \text{속도}(\text{velocity})}{\text{중력 가속도}(\text{acceleration due to gravity})}$$
 해머-램블록-말뚝-흙의 구조간의 여러가지 에너지 손실에 관한점을 고려한 것이다.

항타 공식의 결과에 영향을 미칠 수 있는 수많은 변수를 적절히 산출하기 위해 여러가지 방법과 시도가 행하여졌다. 일반적으로 보다 복잡한 공식들이 신뢰도가 높다든가 어떤 한가지 특정 항타공식이 모든 지반조건과 모든 형태의 말뚝에 똑같이 적용될 수 있다든가 하는 경우는 없다.

대부분의 항타공식은 근본적으로 정확하지 못하다. 이들 공식들이 항타 말뚝의 시간 경과에 따른 지지력 양상을 고려하지 않기 때문이다.

말뚝항타공식에서 타입 말뚝(driven pile)의 지지력은 “항타 과정의 최종단계에서 말뚝에 전달된 에너지와 직접적인 관계가 있으며 해머로부터 말뚝과 지반으로의 에너지전달은 타격과 동시에 이루어진다.”라는 가정에 기본을 두고 있다.

이러한 두가지 과정은 많은 연구진에 의해 잘못된 것으로 증명되었다.

연구진들은 “말뚝의 지지력은 전체 해머 에너지(타격당)에 관련되어 있는 것이 아니라 항타 과정 중 시간에 따른 이 에너지의 분포와 관계 되어 있다.”라는 사실을 명백히 보여 주었다.

파동이론(wave propagation theory)을 이용한 항타에 대한 연구자료들은 타격력(impact force)이 말뚝에 전파되는 시간 효과(time effect)가 항타하는 동안 말뚝의 거동에 지배적인 영향을 미친다는 것을 보여주고 있다.

항타공식의 신뢰도 결여는 허용하중을 결정하기 위해 적용되는 안전률이 매우 크다는 사실에 의해 증명되고 있다. 예로써 공칭 안전률 6 을 사용하는 엔지니어링 뉴스 공식을 들 수 있다.

말뚝항타공식의 문제점들은 말뚝 항타 공정을 구성하는 각요소들 즉, 항타장비, 토질, 말뚝종류와 관련되어 있으며 이 들을 자세히 살펴보면 다음과 같다.

첫째, 대부분의 향타공식들이 향타장비를 실질적으로 다루는 데 기본을 두고 있지 않다는 것이다. 더욱이 이 공식들은 장비 성능의 가변성을 고려하지 않고 있다. 전형적인 향타 장비의 조합은 램 이외에 헬멧(드라이브 캡), 캡 블록(해머 쿠션), 말뚝 쿠션 및 앤빌과 같은 여러 요소로 구성되어 있다. 이들 요소들은 타격시와 타격후의 시간에 따른 해머 에너지의 분포에 영향을 주며 이러한 에너지 분포는 최대 타격력(peak force)의 지속시간과 크기에 영향을 미친다.

또한 최대 타격력은 지반에 말뚝을 관입시키기 위한 해머 시스템의 역량을 결정한다.

둘째, 향타공식에서는 지반의 저항력을 일정한 것으로 가정하여 너무 간단히 취급하고 있다.

이러한 가정은 실제 지반의 거동에 있어 가장 분명한 특성조차도 무시하고 있는 것이다. 지반의 동적저항, 또는 해머 타격에 의한 빠른 속도의 말뚝 관입에 대한 지반의 저항은 말뚝선단부를 매우 느린 속도로 관입시키기 위해 필요한 정적하중과 결코 동일하지 않다.

지반으로의 말뚝선단부의 빠른 관입은 정적마찰력(static friction)과 점착력(cohesion) 뿐만 아니라 물체의 빠른 변위에 대한 액체의 점성 저항과 비교할 수 있는 지반의 점성(viscosity)에 의해서도 저항되어진다.

이러한 지반의 점성효과는 향타 진행과정을 통해 말뚝의 주면부를 따라 또한 말뚝의 선단부에서 저항력을 발생시키며 이들 저항력은 높은 전단속도로 인해 상당히 증가하게 된다.

이 효과는 동적 상태하에서만 나타나며 뚜렷한 지반 저항의 증가를 가져오는 경향이 있다.

셋째, 향타공식에서는 말뚝을 유연성이 없는 경직된 물체로 가정하고 있으며 그 길이는 고려되어 있지 않다. 그러나 이 가정은 지반으로의 관입성을 감소시키는 말뚝의 굴신성을 완전히 무시하고 있다.

해머에 의해 전달된 에너지는 말뚝과 두부의 타격전달장치에서, 말뚝에서, 그리고 말뚝을 둘러싸고 있는 지반에서 시간에 따른 응력과 변위를 유발시킨다.

또한 말뚝은 응축된 질량(concentrated mass)으로서가 아니라 응력(stress)이 파(wave)로서 길이 방향으로 전달되는 긴 탄성 막대로 작용한다. 즉 말뚝 선단에 전달되는 압축파에 의해 말뚝이 지반으로 관입되는 것이다.

웰링톤(Wellington)이 엔지니어링 뉴스 공식을 1893 년에 제안한 이후 400 개 이상의 향타 공식이 제안되었으며 이들 공식들의 ‘단순성’ 때문에 향타공식은 수십년 동안 세계 도처에서 사용되어 왔다. 그러나 재하시험 결과와 이들 향타공식과의 상관관계는 매우

만족스럽지 못한 것으로 나타나고 있다.

결과적으로, 주어진 물리적 지질학적 조건하에서 충분히 검증된 상관관계가 확립되어 있지 않은 곳에서는 항타공식은 사용되어서는 아니되나, 이들 공식들이 널리 사용되고 있다는 사실을 감안한다면 이들 공식들의 사용은 점진적으로 줄여나가는 한편 보다 합리적인 방법들로 대체되어야 할 것이다.

1.2 항타에 의한 말뚝의 거동측정 - 말뚝의 성능제고

동재하시험시 말뚝의 지지력 측정과 함께 다음 사항 등을 파악할 수 있으며 결과적으로 이를 이용하여 전반적인 말뚝의 성능을 제고할 수 있다.

- (1) 항타응력을 측정하여 편심 및 과잉항타에 의한 말뚝재료의 손상을 방지할 수 있다. 특히 콘크리트 말뚝을 연약지반에 항타하는 경우 과도한 인장응력의 발생으로 인한 말뚝손상을 예방할 수 있다.
- (2) 말뚝길이 전체에 대한 응력분포를 산정할 수 있다.
- (3) 말뚝의 손상부위 및 손상정도를 파악할 수 있다.
- (4) 콘크리트말뚝에 있어 정확한 탄성계수(modulus of elasticity)의 산정이 가능하다.
- (5) 항타응력이 허용치를 초과하지 않는 범위내에서 소요지지력을 얻기위한 가장 경제적인 말뚝형태(종류, 길이 등)를 결정할 수 있다.

1.3 항타장비의 성능진단

PDA를 사용하여 동재하시험을 실시함으로써 항타장비에 대한 다음 사항을 점검할 수 있다.

- (1) 말뚝에 전달된 에너지를 측정, 정격(定格)에너지 값과 비교한 해머의 에너지 전달 효율 점검.
- (2) 해머쿠션(또는 말뚝쿠션) 사용시 말뚝에 전달된 에너지와 힘을 측정, 종류 및 재질에 따른 쿠션 효과 점검.
- (3) 같은 종류(또는 모델)의 해머에 대한 비교 검사 또는 특정해머에 대한 상당기간 검사를 통해 여러 가지 작동압력, 낙하고 또는 해머의 유지, 관리상태에 따른 해머의 효율 결정.
- (4) 각기 다른 종류 및 모델의 해머에 대한 상대적 효율 평가.
- (5) 디젤해머의 경우 조기점화(preignition)의 발생여부 파악.

1.4 동재하시험의 회수(回數)

어떤 공사에 있어서 동재하시험을 수행하여야 할 말뚝의 개수는 그 공사의 규모, 말뚝이 설치되는 지반의 변화정도, 정재하시험 실시 여부 및 동재하시험을 수행하는 목적 등에 따라 정할 수 있다.

매우 어려운 지반조건과 함께 시공중 말뚝 손상 가능성이 큰 경우 또는 말뚝의 극한지지력의 상당부분이 시간경과에 따른 지반의 set-up 효과에 크게 의존하게 되는 경우 등에는 보다 높은 비율의 말뚝에 대해 동재하시험이 실시되어야 한다. 작은 규모의 공사인 경우 최소한 2 개소 이상의 말뚝에 대해 동재하시험을 실시하는 것이 필요하다.

보다 큰 규모의 공사와 작은 규모의 공사라 할지라도 시공상 어려움이 예상되거나 시간경과에 따른 지지력 변화 현상이 심각한 경우에는 훨씬 많은 개수의 말뚝에 대해 동재하시험을 실시하여야 한다. 이러한 경우 기초 구조물별로 1~2 개소씩의 시험을 실시하는 것이 일반적이다. 또한 공사규모에 관계없이 감리자로 하여금 설계조건 또는 시공상 문제점 등에 대처하여 동재하시험 회수를 조정할 수 있도록 하여야 한다.

2. 동재하시험방법

2.1 시험장치

[그림 2]는 동재하시험 측정장치(dynamic measurement system)의 개요도이며 주요장비의 내용을 살펴보면 다음과 같다.

(1) 해머

진동해머를 제외하고는 디젤해머, 유압해머, 스팀해머, 드롭해머 등 항타시공에 사용되는 어떠한 종류의 해머도 사용가능하며 보통 최대시험하중의 1%~1.5%의 ram 중량을 가져야 한다.

(2) 변형률계 (Strain Transducers)

변형률계는 타격으로 인하여 말뚝두부에 발생하는 변형률을 직접 측정할 수 있다. 변형률계로 부터 측정된 변형률은 항타분석기에 의해 말뚝의 단면적 및 탄성계수와의 관계식으로 부터 힘을 산출한다.

(3) 가속도계 (Accelerometer)

가속도계로부터 측정된 가속도는 항타분석기에 의해 적분되어 속도 및 변위로 변환된다.

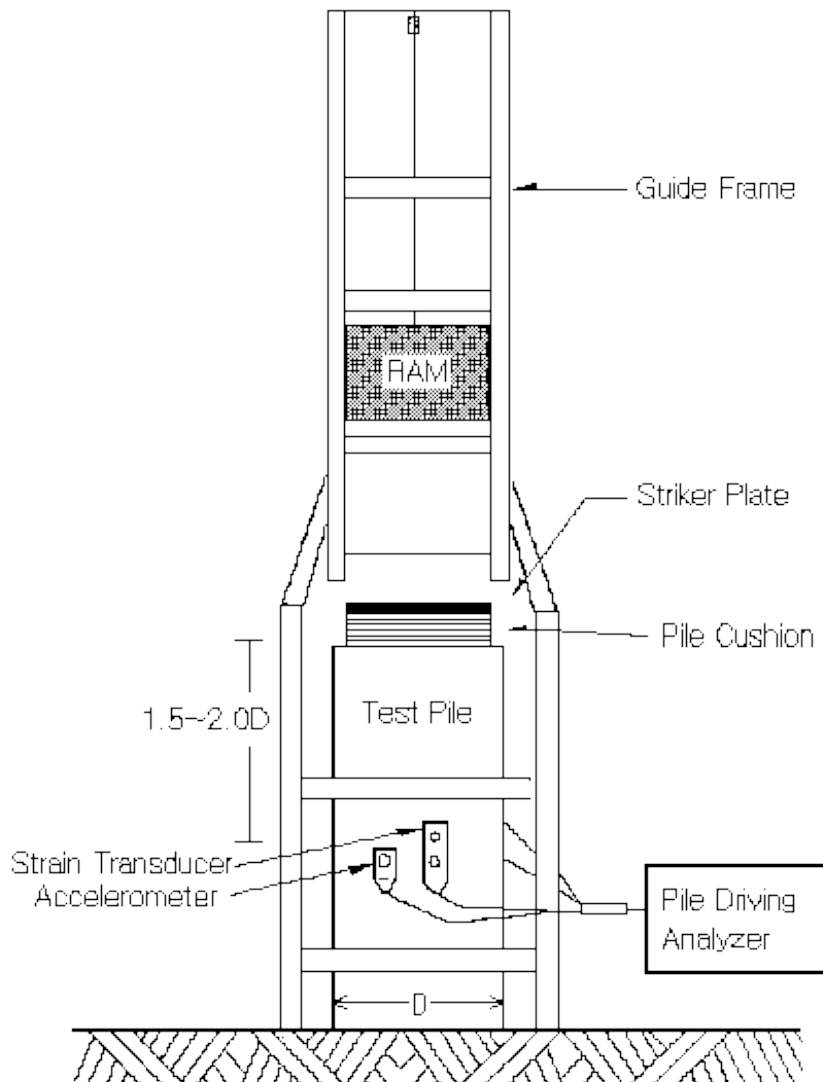
가속도계는 다음 두 가지 종류가 있다.

① piezelectric type : 모든 말뚝종류에 사용

② piezoresistive type : 쿠션이 없는 해머를 사용하여 steel pipe(또는 H) pile 을 향타하는 경우 piezoelectric type 보다 좋은 data 를 얻을 수 있다.

(4) 향타분석기 (Pile Driving Analyzer)

향타시 변형률계 및 가속도계로부터 측정된 analogue 신호에 대해 signal conditioning 을 실시하여 시간에 대한 힘과 속도의 파형으로 화면에 나타내고 A/D 변환기를 통해 digital data 로 변환하여 저장한다. 또한 향타분석기는 타격응력, 타격에너지, 말뚝의 변위, 건전도 등 각종 측정결과치를 Case 방법으로 계산된 지지력과 함께 화면에 나타낸다.



[그림 2] 동재하시험장치 개요도

2.2 시험과정 및 방법

(1) 시험말뚝 두부정리

시험말뚝은 지상부분의 길이가 3D(D : 말뚝직경)정도 되어야 하며, 말뚝두부는 편심이 걸리지 않도록 수평으로 정리한다.

(2) 게이지 부착용 구멍천공

말뚝두부로부터 대략 1.5D~2.0D 이하 되는 지점에 드릴을 사용하여 대칭으로(180°방향) 각각 한쌍씩의 구멍을 천공한다. 단, 게이지 부착위치는 말뚝두부로부터 멀리 떨어질수록 편타에 의한 영향이 적게되어 양호한 측정 data 를 얻을 수 있다. 또한 복합 단면을 가진 말뚝의 경우 단면 변화가 발생하는 위치에 가까운곳, 이음말뚝의 경우 이음부에 근접한 곳(용접, splice 이음) 등은 피하여 천공하여야 한다.

(3) 게이지 부착

천공한 구멍에 고강도 볼트를 사용하여 변형률계(Strain transducer)와 가속도계(Accelerometer)를 부착한다.

(4) 초기값 입력

항타분석기에 말뚝길이, 단면적, 탄성계수 등 초기값을 입력하고 측정준비를 한다.

(5) 게이지(가속도계, 변형율계)에 대한 교정검사 성적서(calibration certificate)상의 calibration factor를 입력한다. ([그림 3], [그림 4])

(6) 해머의 거치

말뚝을 타격하기 위하여 해머를 말뚝에 거치한다. 이때 유의할 점은 편타가 생기지 않도록 해머와 말뚝 축선이 일치하도록 하여야 한다.

(7) 게이지 점검

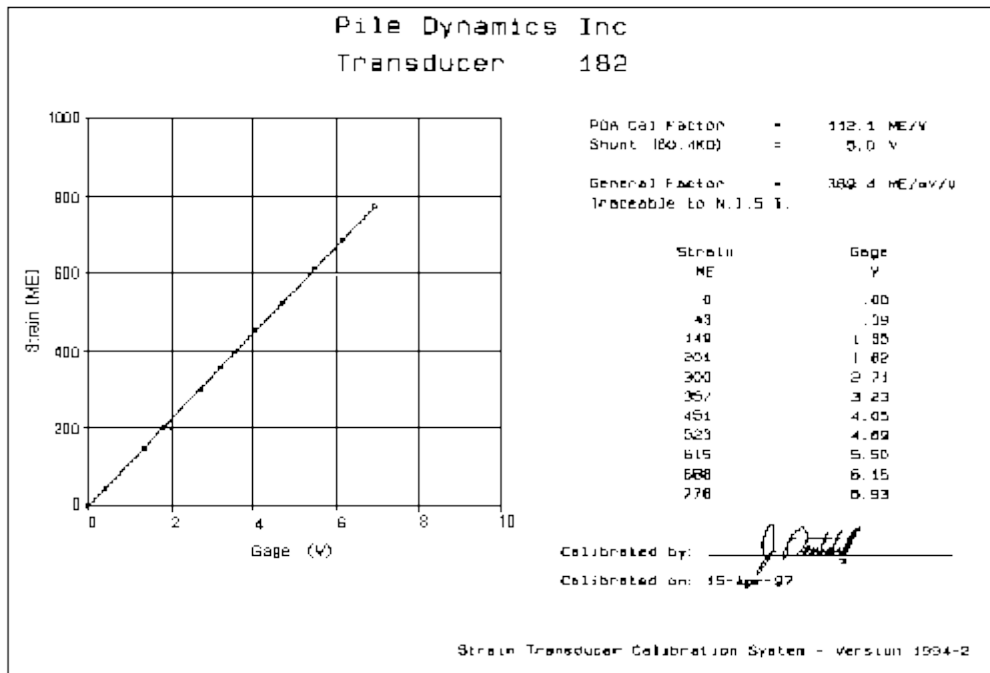
메인 케이블을 사용하여 게이지를 항타분석기(PDA)에 연결하고 게이지 점검 테스트를 실시하여 이상유무를 확인한다.

(8) 측 정

지지력 확인을 위한 재항타시험(Restrike)의 경우 3~5 회 타격하고, 항타시공관입성분석(Driveability Analysis)의 경우 소요지지력이 확보될때까지 혹은 지지층에 도달할때까지 계속 타격을 가하면서 가속도계와 변형율계에 의한 힘과 속도를 측정하여 이를 Case 방법으로 현장에서 분석하고 CAPWAP 분석을 위해 데이터를 저장한다.

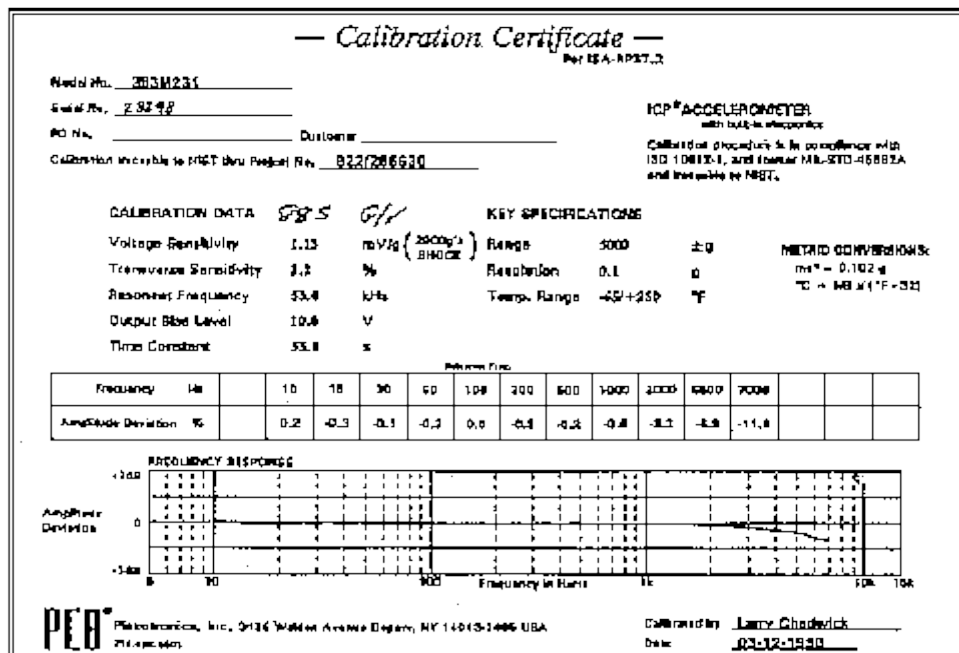
(9) CAPWAP 분석

PDA 에 저장된 데이터를 CAPWAP 프로그램을 사용, 정밀 분석한다.



[그림 3] Calibration Certificate(예)

- Strain Transducer(변형률계) -



[그림 4] Calibration Certificate(예)

- Accelerometer (가속도계) -

2.3 기본이론

어떤 질량을 갖는 물체 또는 해머가 말뚝두부를 타격하는 경우(단, 이 말뚝은 어떠한 저항력도 받고 있지 않으며 단면적이 일정한 것으로 가정) [그림 5]에서 보는 것처럼 말뚝두부는 압축상태에 놓이게 되며 이로인해 압축변형(ϵ)과 압축력(F)이 발생한다. 이 힘(F)은 다시 말뚝을 따라 아래방향으로 전달되면서 인접한 말뚝입자를 차례로 압축하게 된다. 말뚝재료가 압축됨에 따라 말뚝입자들은 변위를 일으키며 이러한 말뚝입자의 변위속도를 입자속도(Particle Velocity, V)라고 부른다.

질량 m 을 갖는 말뚝의 한 입자가 Δt 의 시간동안 어떤 크기의 변위속도 V 를 갖게되면 이 입자는 가속되어 관성력 $(V/\Delta t) \cdot m$ 을 유발하게 된다. 이 관성력은 압축력과 균형을 이루게 되는데 말뚝의 입자들이 가속화되기 까지에는 얼마간의 시간이 소요되므로 변형(Strain)은 어떤 속도 C 로 이동하게 되며 이를 파의속도(Wave Speed)라 부른다.

[그림 5]에서 보는 바와 같이 타격으로 인해 발생한 파가 시간 Δt 동안 ΔL 만큼 이동하였다면, ΔL 은 다음 식 (1)로 표현할 수 있다.

$$\Delta L = \Delta t \cdot C \quad (1)$$

이러한 파의 전파에 따른 어떤 점에서의 말뚝입자 A 의 변위량을 δ 라하면 변형률(ϵ)은 식 (2)로 구할 수 있다.

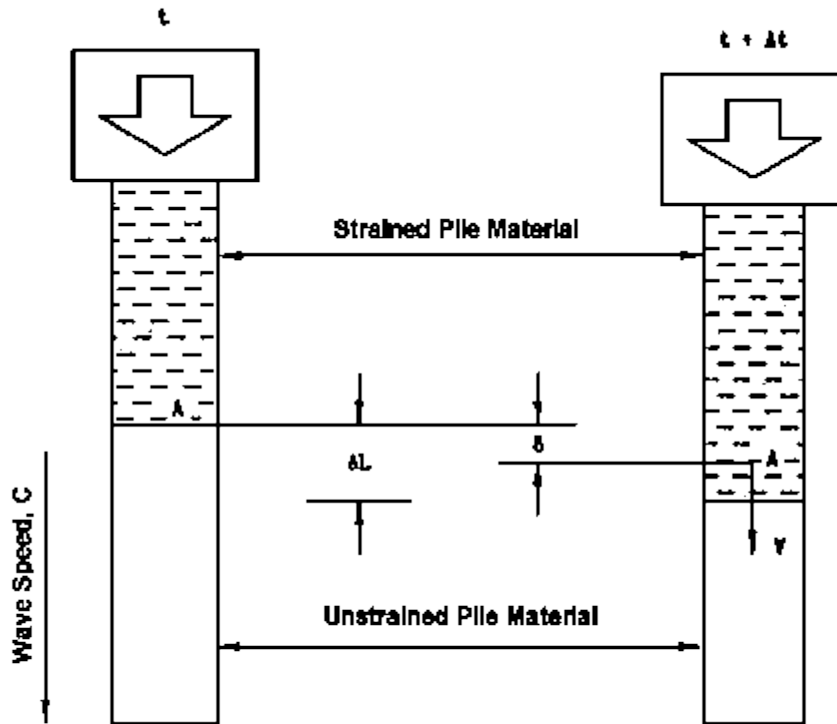
$$\epsilon = \frac{\delta}{\Delta L} \quad (2)$$

식 (1)을 식 (2)에 대입하면 식 (2)는 식(3)이 된다.

$$\epsilon = \frac{\delta}{\Delta t \cdot C} \quad (3)$$

한편, 입자 A 는 Δt 의 시간동안 δ 만큼 이동하였으므로 식(4)로 표현되는 입자속도(Particle Velocity) V 를 갖는다.

$$V = \frac{\delta}{\Delta t} \quad (4)$$



[그림 5] 힘(F)과 속도(V)의 비례관계

식 (3)과 식 (4)로 부터 식 (5)를 얻을 수 있다.

식 (5)의 양변에 말뚝의 탄성계수(E)와 단면적(A)를 곱하면 식 (6)이 얻어진다.

$$F = \frac{EA}{C} V \quad (6)$$

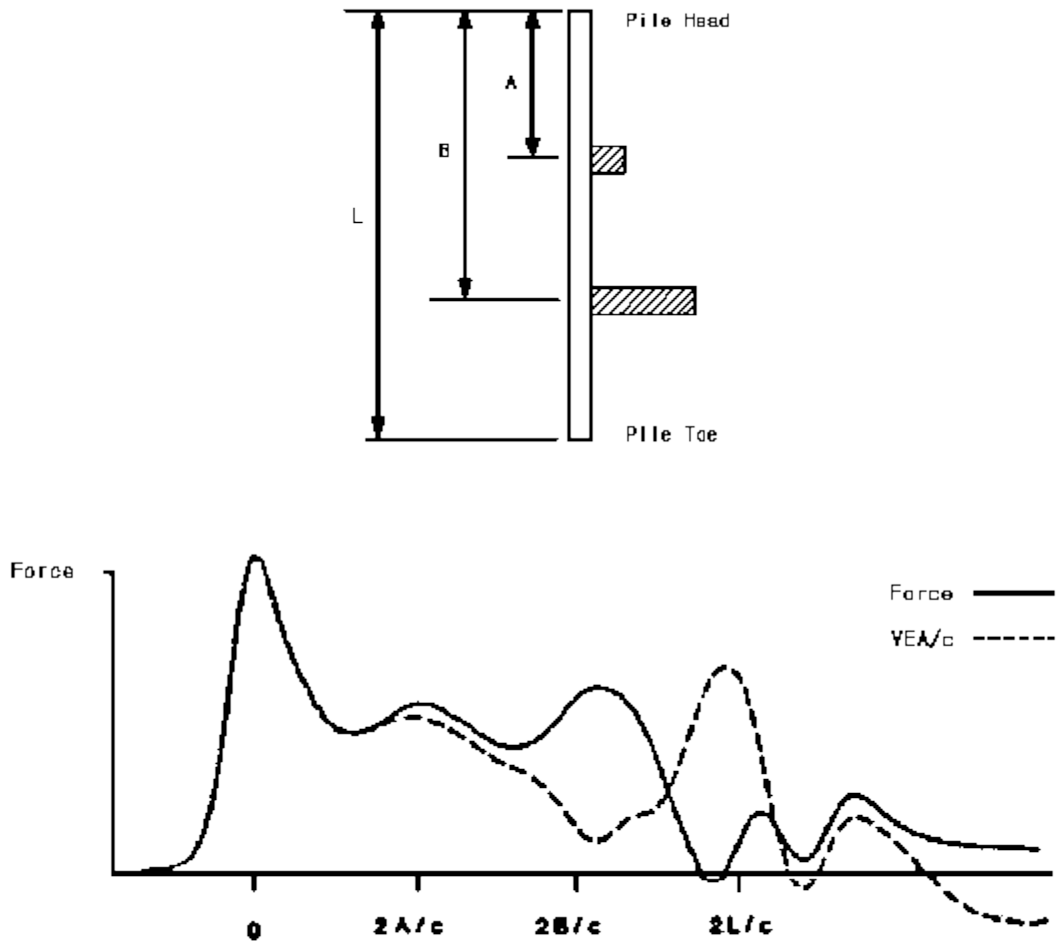
식 (6)은 PDA 를 이용한 동적해석의 기본이 되는 식으로, 비례계수 EA/C 를 말뚝의 임피던스(Impedance)라고 한다. 윗식으로 부터 말뚝내 어느 한점에서의 힘은 동일한 점에서의 입자속도에 비례한다는 것을 알 수 있으며 이를 (힘과 속도의) 비례관계(Proportionality)라 규정한다.

앞서 [그림 2]에서 보는 바와 같이 PDA 는 말뚝두부에서 약 2D 되는 지점에 부착된 변형률계(Strain Transducer)와 가속도계(Accelerometer)를 이용하여 측정된 변형률과 가속도로 부터 각각 독립적으로 F 와 V 를 얻는다.

항타분석기에 의해 측정된 F 와 V, 즉 힘과 속도의 파형기록은 말뚝에 대한 흙의 저항력의 위치와 크기를 결정하는데 사용할 수 있다.

전술한 바와 같이 말뚝의 단면이 일정하고 어떠한 저항력도 작용하지 않는다면 힘과 속도의 파형은 타격시 식(6)에 의한 비례관계를 이룬다.

이러한 관계는 흙의 저항력, 또는 말뚝의 단면변화 등에 의한 반사파가 측정계의 위치에 도달할 때까지 지속된다. 흙의 저항력에 의한 반사파는 타격후 $2Rm/c$ 의 시간이 경과했을 때 발생하며 이때 x 는 저항이 발생한 곳의 깊이이고 Rm 은 파의 속도이다.



[그림 6] 힘과 속도파형에 대한 지반저항력의 영향

반사파가 측정계의 위치까지 도달하는데 걸린 시간과 파의 속도를 알 수 있으므로 저항이 발생한 곳의 위치를 결정할 수 있다. 흙의 저항력은 힘의 파형에 대해서는 증가를 가져오며 속도파형에 대해서는 같은 비례로 감소를 가져온다. 이러한 개념은 다음 [그림 6]에 보인 것과 같은 흙의 저항에 관한 Model 과 이에 대한 힘과 속도의 파형을 살펴 봄으로써 좀더 자세히 설명할 수 있다.

[그림 6]에서 보는 바와 같이 Model 말뚝은 전체길이의 1/3 되는 지점 "A"에 작은 저항요소를 갖고 있으며 2/3 되는 지점 "B"에는 이보다 큰 저항요소를 갖고 있다. 또한

깊이 L 되는 곳의 말뚝선단부에는 아무런 저항도 작용하지 않고 있다.

이러한 이론적인 저항에 의한 힘과 속도의 파형은 시간 $2A/C$ 가 경과할 때까지는 비례관계 혹은 같은 형태를 이루고 있다.

시간 $2A/C$ 에서, A 점의 흙의 저항력에 의한 반사파가 발생하여 힘의 파형에 대해서는 증가를 가져오고 속도의 파형에 대해서는 같은 크기의 감소를 일으킨다.

시간 $2A/C$ 와 $2B/C$ 사이에서는 더이상의 흙의 저항력은 나타나지 않고 있다. 따라서 힘과 속도의 파형에 대한 더이상의 분리는 발생치 않으며 이 두파형은 평행상태를 유지한다.

시간 $2B/C$ 에서는 A 점에서 보다 큰 흙의 저항력에 의한 반사파가 말뚝두부에 도달하게 되며 이로부터 상당한 크기의 증가와 감소가 힘의 파형과 속도의 파형에 대해 각각 발생한다. 시간 $2B/C$ 와 $2L/C$ 사이에서는 흙의 저항력이 존재하지 않으며 따라서 힘과 속도의 파형은 다시 평행상태를 이루게 된다.

시간 $2L/C$ 가 경과하면, 말뚝선단부에서의 흙의 저항력이 반사되어 말뚝두부에 도달하게 되나, 말뚝선단부의 저항력이 없는 상태이므로 힘과 속도의 두 응력파들은 자유단 상태를 만나게 되어 인장파(tensile wave)가 반사되게 된다.

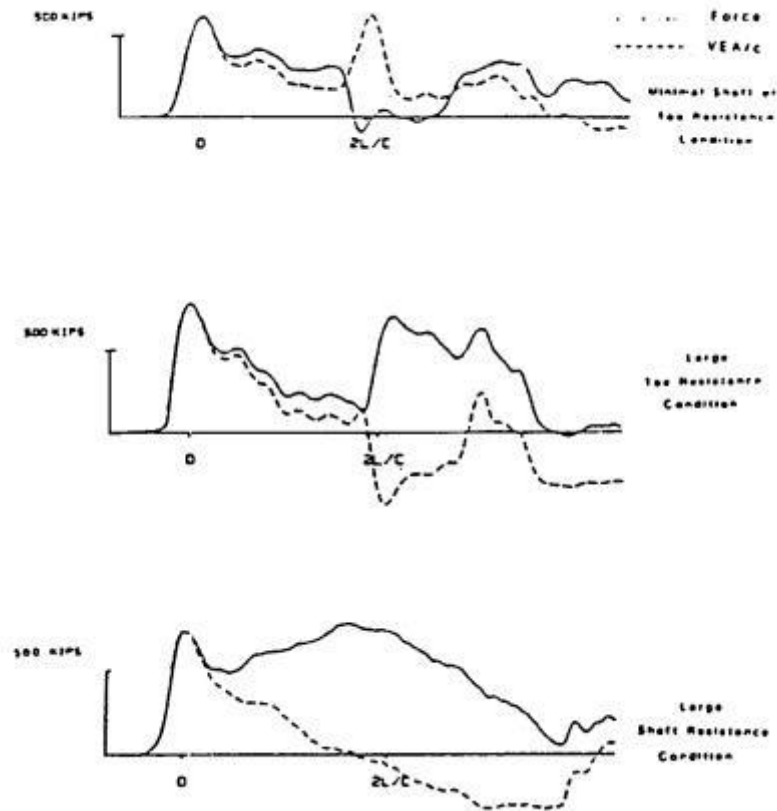
이 인장파는 속도파에는 증가를 일으키고 힘의 파에 대해서는 감소를 가져오게 된다.

이상에 대한 실측예로서 흙의 저항이 힘과 속도의 비례관계(Proportionality)에 미치는 영향을 [그림 7]의 a), b), c)의 각 경우에 나타내었다. [그림 7]의 a)는 흙의 주면마찰저항과 선단저항이 크지 않은 경우의 힘과 속도의 파형을 나타낸다. 마찰저항이 크지 않으므로 시간 t_1 부터 시간 t_2 ($=t_1 + 2L/C$)까지 힘과 속도에 대한 파형의 분리가 크게 발생하지 않으며, 파가 선단부(시간 = $t_1 + 2L/C$)에 이르러서는 힘의 파는 급격히 감소하고, 속도의 파는 거의 2 배로 증가하는 것을 알 수 있다. [그림 7]의 b)는 주면마찰저항은 크지않고 선단저항이 큰 경우로 힘과 속도에 대한 파는 주면부($0 \leq t < 2L/C$)에서는 크게 분리되지 않고 있으나 선단부($t \sim 2L/C$)에 이르자 힘의 파는 크게 증가하고, 속도의 파는 거의 0 이 됨을 알 수 있다. [그림 7]의 c)는 큰 주면마찰력이 작용되는 마찰말뚝의 경우로 힘과 속도에 대한 파의 분리가 처음부터 크게 발생하고 있음을 알 수 있다.

항타분석기는 가속도계와 변형율계에 의해 측정된 데이터를 적분 등 기타 대수학적 계산을 수행하여 그 결과를 디지털 및 아날로그 형태로 분석, LCD 화면에 나타낸다. 이러한 분석결과 출력치는 CASE 방법에 의한 말뚝의 정적지지력 뿐만아니라 항타응력, 말뚝의 변위 그리고 전달에너지의 최대값 등을 포함한다.

항타시 측정된 기록은 항타분석기에 저장하여 추후 CAPWAP(CAse Pile Wave Analysis

Programme)해석 등을 수행하는데 사용된다.



[그림 7] 흙의 저항력이 비례관계(Proportionality)에 미치는 영향 - 실측예

2.4 향타분석기(PDA : Pile Driving Analyzer)

화면 왼쪽 아랫부분에는 화면표시 스케일과 사용 게이지 즉, 변형률계(strain transducer)와 가속도계(accelerometers)의 calibration factor 에 대한 입력값들이 표시되어 있으며 이들은 측정 데이터의 정확도와 직접적으로 연관되어 있으므로 1 년 단위의 정기적인 검정(calibration)과 함께 입력시 세심한 주의가 필요하다.

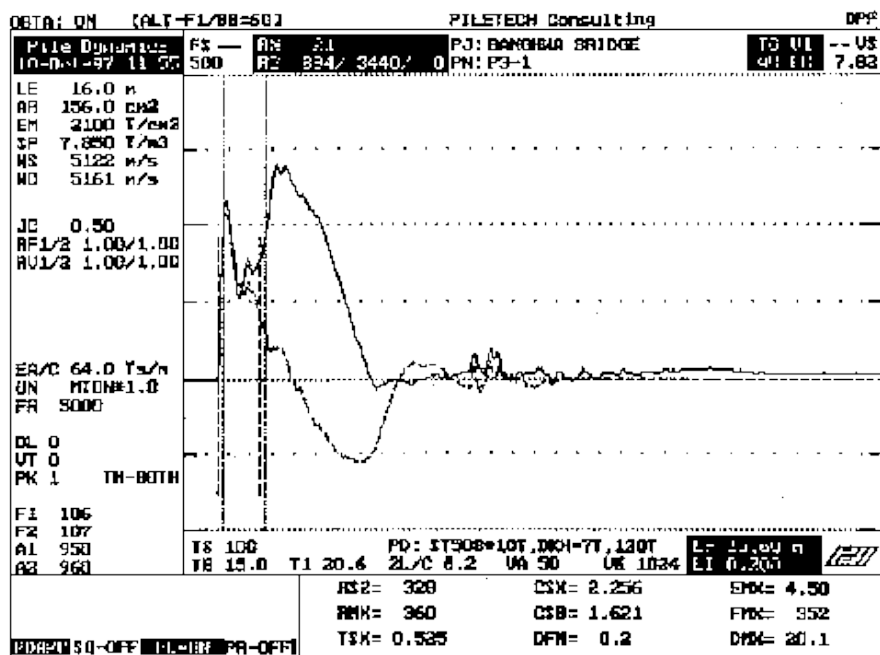
힘의 단위(UN)는 국내의 경우 통상 MTON(= metric ton)으로 표시되는 것이 보통이나 대구경 현장타설 말뚝이나 강관말뚝같이 지지력 등의 단위가 클 경우 MTON*10 과 같이 표시되는데 이럴 경우에는 모든 힘과 관련된 결과치 즉 지지력, 타격에너지를 포함한 모든 힘의 요소(단 stress 는 제외)에 대해 10 을 곱한 값을 사용해야 한다.

화면의 대부분을 차지하는 것은 시간에 대한 힘(실선)과 속도(점선)의 기록을 그래픽으로 나타낸 것, 즉 응력과 기록으로서 이들 화면은 각 타격횟수에 따라 바뀌게 된다. 화면에서의 첫 번째 수직선은 Case 방법의 지지력 산출을 위한 시간 t1 을

나타내며 말뚝두부에 인접한 게이지의 부착지점을 응력파(wave)가 지나는 타격시점(time of impact)과 일치한다.



[그림 8] 항타분석기(Pile Driving Analyzer)



[그림 9] PDA화면

두 번째 수직선은 역시 Case 방법에서의 시간 t_2 를 나타내며 타격에 의한 응력파가 말뚝선단부에 도달한 후 게이지위치까지 되돌아오는 시간 즉 $2L/C$ 를 나타낸다.

숙달된 기술자라면 이러한 화면을 보고 측정된 데이터의 질, 지반의 저항력 분포 및 말뚝의 건전도 등을 파악할 수 있다. 지반의 저항력은 힘의 파(force wave)의 상대적인 증가를 가져오는 동시에 속도파(velocity wave)의 상대적인 감소를 가져온다.

따라서 균일한 단면을 가진 말뚝에 있어서 시간축 t_1 과 t_2 사이의 힘과 속도의 분리는 주변마찰력을 나타내며 분리의 정도(크기)는 또한 그 지점에서의 지반저항력의 크기를 나타낸다.

선단지지력은 이들 파형의 시간축 RM t_2 부근 및 그 이후의 분리에 의해 나타내진다. PDA 는 시간축 t_1 이전의 응력파가 급격히 상승하는 시점에서부터 시작하여 $2L/C$ 시간 간격에 걸쳐 힘의 파와 속도파가 서로 수렴하는 지점을 조사한다. 만약 두 파가 시간축 t_1 과 t_2 사이에서 서로 수렴한다면 그것은 말뚝의 단면적이 감소하였거나 말뚝의 손상을 의미한다. 힘과 속도파의 수렴 정도는 BTA 값에 의해서 표시되며 이것은 대략적인 단면적의 감소 정도를 비율로 나타낸 것이다.

Case 분석법에 의한 여러 결과는 파형 기록 아랫부분에 세글자로 된 부호로 표시된다. [그림 9]에서 제일 처음 열은 기본 Case 방법에 의한 지지력 RS2, 최대 Case 지지력 RMX 및 최대 인장응력 TSX 를 나타내고 있으며 두 번째 열에서는 말뚝두부의 압축항타응력 CSX 와 선단부에 작용하는 항타응력 CSB 와 함께 말뚝의 순침하량 DFN 이 표시되어 있다.

마지막 세 번째 열에서는 해머에 의해 전달된 타격에너지 EMX 및 이때의 타격력 FMX 그리고 말뚝두부의 전체 침하량 DMX 가 표시되었다.

그림의 예에서, 시간축 t_2 이후에 힘과 속도파가 최대로 분리된 것으로부터 말뚝의 지반의 저항력 즉 말뚝의 지지력은 시간이 경과함에 따라 느리게 반응하고 있는 것을 볼 수 있으며 따라서 이 경우 최대 Case 지지력 방법, 즉 RMX 값을 말뚝 지지력 산정에 사용해야 한다는 것을 알 수 있다.

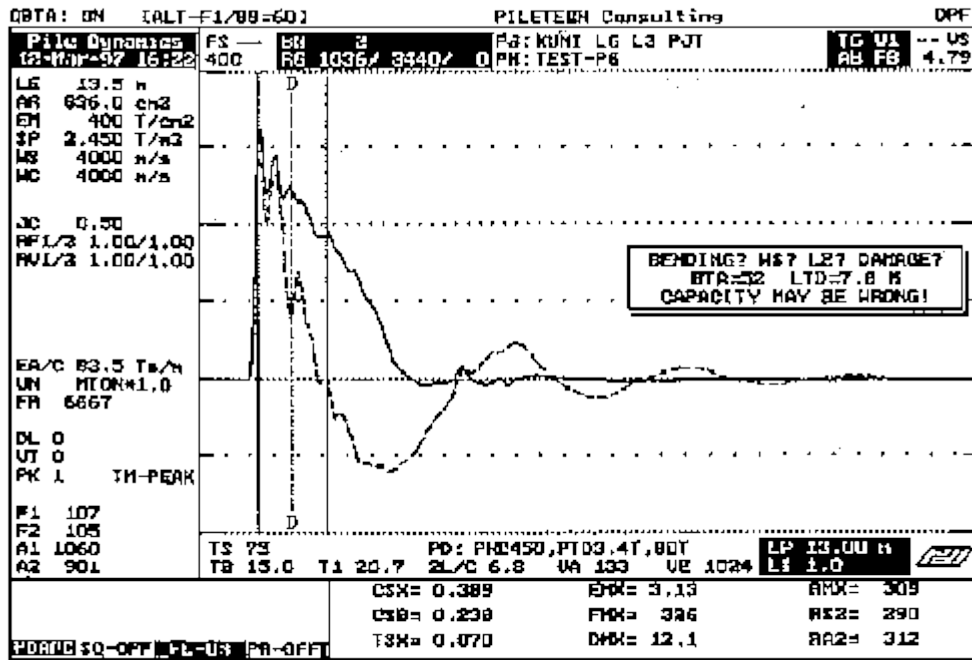
해머와 항타장비의 성능은 해머의 효율로 판단할 수 있으며 해머의 효율은 말뚝두부에 전달된 에너지(EMX)를 해머의 정격에너지로 나눈 값으로 규정된다.

말뚝시공시 시공기술자는 항타응력, CSX 와 TSX 가 허용값이내에 있는지를 주시해야 한다. 전달에너지 값 EMX 에 의해 표시되는 항타장비의 성능은 파동이론분석에 의해 추정된 값 혹은 동일 현장에서 앞서 행해진 시험시 측정된 값과 비교하여 적정한 범위 안에 있어야 한다. 만약 크게 차이나는 값이 나타날 때에는 그 원인에 대한 규명이 반드시 행하여 져야 한다. 측정된 지지력은 설계지지력과 비교·검토되어야 하며

지지력의 시간경과 효과가 큰 지반의 경우 필히 재항타시험에 의해 측정된 값을 토대로 하여야 한다.

[그림 10]은 ϕ 450 mm PHC 말뚝에 대한 PDA 측정화면이다.

앞서 언급한 바와 같이 화면 왼쪽 윗부분으로부터 이 말뚝의 길이는 게이지부착위치로부터 13.5 m 이며 화면 오른쪽 아랫부분에서 지면아래 관입깊이 LP = 13.0 m 임을 알 수 있다.



[그림 10] PDA화면

화면에 나타난 힘과 속도파형으로부터 이 말뚝은 매우 큰 주면마찰저항력이 작용하고 있음을 알 수 있다.

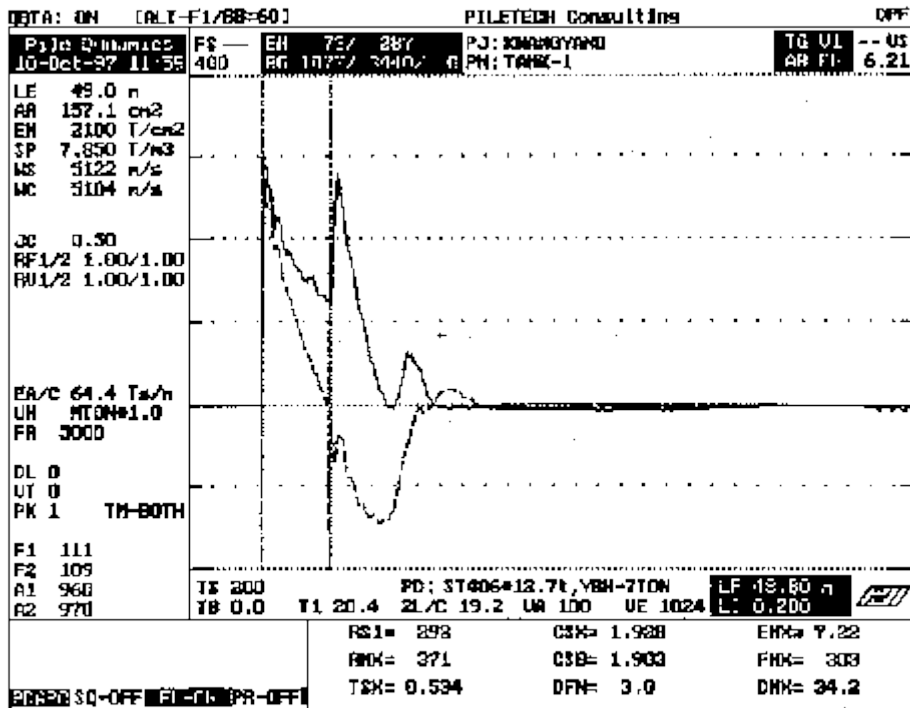
또한 화면을 보면 시간축 t_1 과 t_2 사이 중간지점에 "D"로 표시된 점선으로 된 수직선이 나타나고 있는데 이렇게 시간 $2L/C$ 이전에 힘과 속도파가 서로 수렴하는 것은 말뚝 임피던스의 감소 혹은 재료의 손상을 가리킨다.

또한 경고상자(warning box)가 화면의 오른쪽에 나타나고 있으며 게이지부착위치로부터 아래쪽으로 7.8 m 부근에 심각한 손상이 발생한 것을 알려주고 있다.

[그림 11]은 ϕ 406 mm×12.7 mm 의 강관말뚝에 대한 PDA 화면이며 선단부가 암반층에 관입된 말뚝의 대표적인 경우이다.

그림에서 $2L/C$ 부근에서의(시간 t_2 축) 힘과 속도파의 분리정도가 매우 큰 것에 주목할 필요가 있다. 게이지부착위치에서의 압축항타응력 CSX 값은 1.928 t/cm^2 이며 이값은

항복응력이 2.4 t/cm^2 인 일반강관말뚝의 허용항타응력 $2.16 \text{ rm t/cm}^2 (=2.4 \times 0.9)$ 의 허용범위 이내이다.



[그림 11] PDA 화면

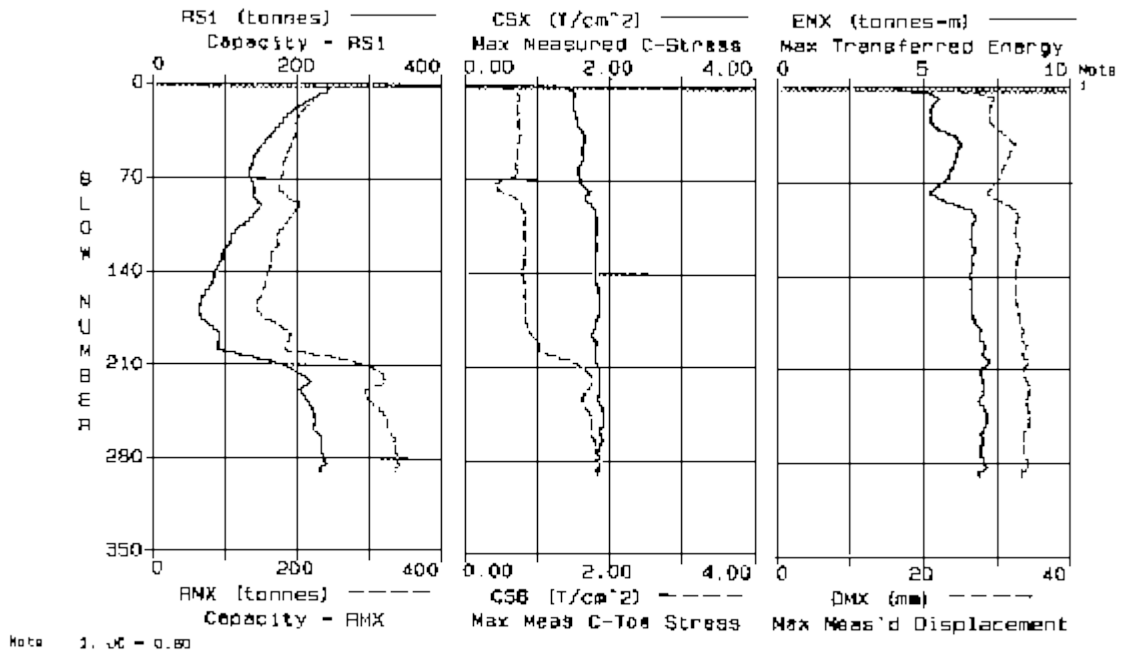
PDA 는 또한 말뚝선단부에 작용하는 압축응력 CSB 를 계산해내며 그림에서의 값은 1.903 t/cm^2 으로서 말뚝두부에서의 항타응력에 근접한 값이다. 이는 말뚝선단부의 지반이 매우 견고한 상태임을 시사하고 있다. CSB 값은 개략적인 계산 값이며 보다 정확한 값의 산출은 CAPWAP 분석결과로부터 얻을 수 있다.

이밖에, 항타와 병행하여 동재하시험을 실시하여 시험결과 얻어진 여러 결과 치들과 말뚝의 관입깊이 및 이에 따른 지반저항을 비교함으로써 항타과정에 있어서의 말뚝-지반간의 거동상태를 파악할 수 있다.

통상적으로 동재하시험은 각 해머의 타격마다 일련번호를 부여하도록 되어있다. 말뚝의 항타기록과 이들 타격번호를 비교함으로써 말뚝관입깊이 및 관입저항(지지력)에 대한 동재하시험 결과치를 도표 또는 그래프로 정리할 수 있으며 이를 PDAPLOT 이라 한다.

앞서의 $\phi 406 \text{ mm} \times 12.7(t)$ 강관말뚝에 대한 PDAPLOT 의 예를 [그림 12]에 표시하였다.

이러한 결과 값들은 기술자로 하여금 보다 쉽게 시공조건의 만족여부를 파악할 수 있도록 해 준다.



[그림 12] PDAPLOT

이상 살펴본 향타분석기(PDA) 사용의 기본내용중 주요사항을 요약하면 다음과 같다.

(1) 주요입력값

· LE : Gauge 부착 위치로부터 말뚝 선단까지의 길이

· AR : 말뚝의 순단면적

ex) PHC pile ϕ 400 = 684 cm²

St. pipe pile ϕ 406 mm \times 9(t) = 112.4 cm²

· EM : 말뚝재료의 Elastic Modulus

ex) PHC, PC pile = 400 ton/cm²

St. pipe pile = 2100 ton/cm²

· SP : Specific Weight

ex) PHC, PC pile = 2.45 ton/m³

St. pipe pile = 7.85 ton/m³

· JC : Case Damping Factor

0.10~0.15 모래

0.15~0.25 실트질 모래

0.25~0.40	실트
0.40~0.70	실트질 점토
0.70 이상	점토

- Wave Speed(C), Specific Gravity(SP) 및 Elastic Modulus(E)는 다음과 같은 상관관계가 있다.

$$E = \rho C^2 = (SP/g) \cdot C^2$$

ρ : mass density

g : 중력가속도(9.81 m/sec²)

- Wave Speed 는 지지력, 항타응력 등에 직접 영향을 미치므로 정확한 wave speed 를 구하는 것이 매우 중요하다.
 - a. steel pile 의 경우 : 5122 m/sec (일정한 값)
 - b. concrete pile 의 경우 : 시험말뚝마다 Wave Speed 를 측정/확인하여야 한다.

(2) 주요 출력값

- Case 지지력

RSP, RMX, RSU, RAU, RA2

- 항타응력

CSX : gauge 부착위치에서의 평균 최대 압축응력

CSI : gauge 부착위치에서의 개개의 gauge 에 작용하는 최대압축응력

CSB : 말뚝선단부에 작용하는 압축응력

TSX : gauge 부착위치 하부에 작용하는 인장응력

(연약지반이 깊은 지층에 콘크리트 말뚝을 항타하는 경우 특히 중요)

- 해머의 능력

EMX : 말뚝에 전달된 최대 항타에너지(gauge 부착위치)

이론적인 정격항타에너지 값(낙하고×램중량)과 비교

- Damage 여부(BTA)

BTA 값과 손상정도와의 관계

100	uniform pile
80~100	slight damage
60~80	damaged pile
60 이하	broken pile

3. 동재하시험의 해석

몇가지 해석방법이 말뚝의 동적항타기록을 분석하기 위하여 개발되었다. 항타분석기는 정적지지력을 예측하는데 있어서 “CASE 방법”을 사용한다. “CAPWAP”방법은 파동방정식에 의한 동적해석방법을 사용하며 다음에 그 개요를 간략하게 설명하였다.

3.1 CASE 방법(Case Western Reserve University 를 따라 명명함)

Ohio 주 Cleveland 에 있는 Case Western Reserve University 에서 행하여진 연구결과, 말뚝항타시 측정된 전자장치에 의한 기록을 이용하여 말뚝의 지지력을 예측하는 방법이 개발되었다.

이 방법은 말뚝두부에서 측정된 가속도 a 와 힘 F 를 사용하고 말뚝은 질량 m 을 갖는 탄성체로 가정한다.

지반의 전체정적저항력(선단지지력 + 주면마찰력) R_t 는 Newton 의 법칙을 사용하여 다음과 같이 계산된다.

$$R_t = F - (m)a$$

여기서 F 와 a 는 시간에 대한 함수이다.

말뚝의 속도로 인한 동적저항력 성분을 제거하기 위해, 가속도 측정값을 적분하여 얻어지는 말뚝두부의 속도 V 가 0 일때의 F 와 a 의 값을 취한다. [그림 13]은 Case 방법에서 고려되는 힘의 성분들을 보여준다.

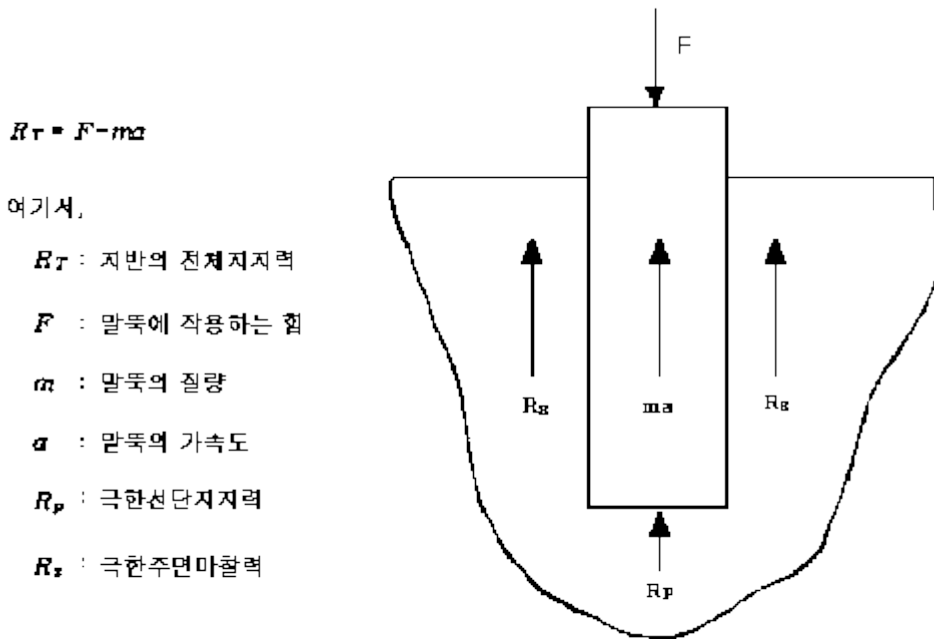
장대말뚝(길이 : 18 m 이상)을 포함한 말뚝들에 대한 계속 연구결과, 대체로 말뚝의 탄성은 간과되어서는 아니되는 것으로 나타났다. 말뚝의 단면적이 일정하고 지반이 이상적인 소성체라고 가정하면 일차원 파동방정식의 해답은 다음식으로 주어진다.

$$R = \frac{1}{2} [F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2} \frac{EA}{C} [V(t_1) - V(t_2)]$$

여기서 $t_2 = t_1 + 2L/C$ 이며 t_1 은 타격이 가해지는 동안의 한 선택된 시간이다. 또한 A 는 말뚝의 단면적이며 E 는 탄성계수, V 는 말뚝두부의 속도, C 는 말뚝재료의 응력파의 전달속도이다.

따라서 저항력 R 은 역시 시간 t_1 의 선택에 의해 좌우되는 값이다. 초기에는 t_1 을 말뚝두부의 속도가 0 이 될때의 시간으로 선택하였으며 후에 이 방법은 t_1 을 시간 $2L/C$

의 한 단편으로 보아 지반특성에 따른 함수로 사용하였다.



[그림 13] CASE방법에 의한 정적지지력 추정

오늘날 CASE 방법은 지반의 저항력 R 을 정적저항력 R_s 와 동적저항성분 R_d 의 합으로 나타낸다.

즉, $R = R_s + R_d$ 이며,

동적저항성분 R_d 는 대략 다음식으로 구해진다.

$$R_d = J \times V_{toe}$$

여기서 J 는 damping 상수(constant)이며 V_{toe} 는 말뚝선단부의 속도이다.

말뚝선단부의 속도는 다음식에 의해 계산할 수 있다.

$$V_{toe} = 2V_{top} - \frac{EA}{C} R$$

여기서 V_{top} 은 시간 t_1 에서의 말뚝두부의 속도이다.

주목해야 할 점은 t_1 은 최대 말뚝두부속도(time of impact)일때를 취하고 J 는 흔히 EA/C 로 나눈 후의 무차원 형태로 사용되는 것이다.

J 는 지반(토질)의 종류에 따라 달라지며 보통 흙의 입자가 세립일수록 증가한다.

위의 식은 초기 응력파가 말뚝선단부에서 반사되어 돌아오는 처음의 $2L/C$ 시간동안의 구간에 대해서는 대체로 정확하며, 따라서 정적지반저항력 R_s 는 전체저항력으로 부터 동적저항성분 R_d 를 제거함으로써 다음식에 의해 구할 수 있다.

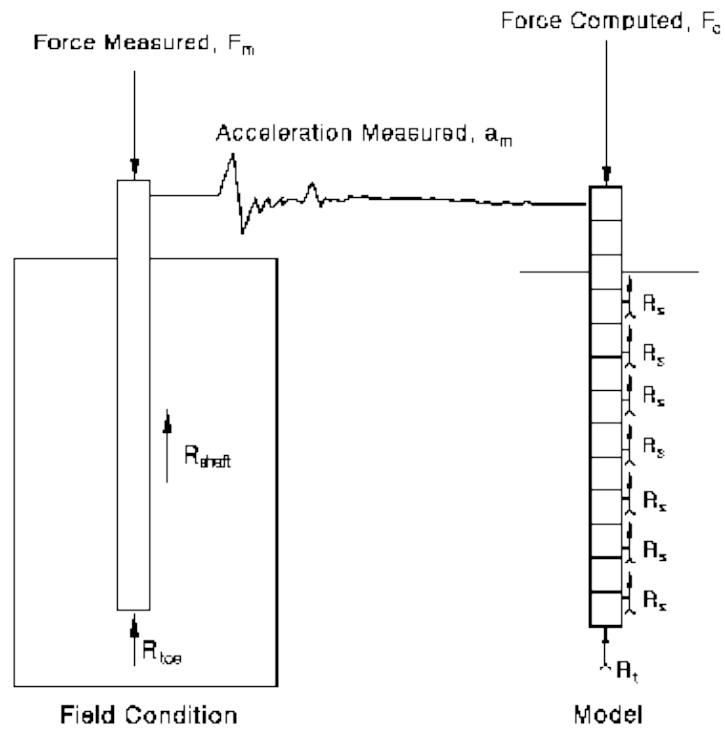
$$\begin{aligned}
R_s &= R - J \left(V(t_1) \cdot \frac{EA}{C} + F(t_1) - R \right) \\
&= \frac{1}{2} (1 - J) \left(F(t_1) + V(t_1) \cdot \frac{EA}{C} \right) + \frac{1}{2} (1 + J) \left(F(t_2) - V(t_2) \cdot \frac{EA}{C} \right)
\end{aligned}$$

3.2 CAPWAP(CAse Pile Wave Analysis Program) 방법

CAPWAP(CAse Pile Wave Analysis Program : GRL Associate, Inc., 1996) 방법은 Case 방법과 마찬가지로 말뚝두부에서 측정된 힘과 시간, 또는 가속도와 시간과의 관계를 이용하여 지지력을 예측하는 방법이나, 근본적으로 Case 방법에서처럼 약산 공식을 이용하지 않고 프로그램을 이용하여 구하는 방법이다. CAPWAP 은 Case Western Reserve University 에서 Rausche(1970)에 의해 최초로 개발되었으며 향타분석기(PDA)로부터 얻어진 힘과 속도를 이용, 말뚝에 작용하는 힘과 말뚝의 변위를 정량화 하여 시행착오법에 의한 signal matching 과정을 통해 말뚝의 경계조건(boundary conditions) 즉, 말뚝의 지지력, 지반저항력의 분포, quake 및 damping 특성 등을 결정하는 방법이다.

이 방법에서는 파동방정식 해석의 경우와 같이 말뚝을 응력파의 이동시간이 동일한 연속적인 요소(segment)로 모델링한 후 가정된 경계조건을 사용하여 프로그램에 의해 계산된 파형이 향타분석기에 의해 실측된 파형과 최대한 일치될 때까지 경계조건을 바꾸어가며 반복 계산한다. 계산된 파와 실측된 파를 일치시키기 위한 반복작업시 조정되는 경계조건인 parameter 중 대표적인 것은 quake, unloading quake, 흙 및 말뚝의 damping, unloading level, reloading level, radiation damping 을 위한 parameter, plug mass, 말뚝의 극한지지력, 주면마찰력의 분포 등이다. [그림 14]는 CAPWAP 방법에 대한 개념도 이다.

CAPWAP 은 이러한 반복작업결과 산출된 경계조건을 이용, 정재하시험을 모사하여 하중재하에 따른 말뚝의 침하량과 지반의 정적저항력 관계를 나타내주며 이와 함께 주면마찰력의 분포도 제시해준다.



1. Measure F_m, a_m
2. Compute $F_c = F_c(a_m, R_x, R_t)$
3. Compare $F_m \leftrightarrow F_c$
4. Correct R_x, R_t
5. Iterate (go to 2)

[그림 14] CAPWAP방법의 개념도

3.3 CAPWAP 분석결과(CAPWAP OUTPUT)

CAPWAP 해석결과는 다음과 같은 내용으로 구성되어 있으며 이들을 ϕ 350 mm PHC 말뚝 및 ϕ 406.4 mm \times 9 mm 강관말뚝에 대한 실예(實例)를 들어 [그림 15]~[그림 23]에 주요내용과 함께 설명하였다.

- Final Summary Table
- Pile Profile Table
- Case Method Results
- Extrema Table
- CAPWAP Annotations
- Match(F & V), Resistance Distribution Plot
- Static Load-Displacement Plot

(1) Final Summary Table (CAPWAP FINAL RESULTS)

CAPWAP 해석결과 주요사항을 한눈에 볼 수 있도록 정리한 것으로서, 공사명, 시험말뚝번호, 종류, 시공(또는 시험)해머의 종류 등과 시험일자, CAPWAP 해석일자 등이 기록되어있고 전체지지력, 주변마찰력, 선단지지력과 함께 관입깊이에 따른 마찰력의 크기를 나타내었으며 이에 따른 단위면적당 주변마찰력 및 선단지지력의 크기를 계산해 놓았다.

이밖에 지반의 특성계수인 말뚝주면부 및 선단부의 quake, damping 상수 및 기타 unloading level, soil plug weight 등 CAPWAP 해석과 관련된 주요 factor 를 표시하고 있다.

[그림 15]는 ø 350 PHC 말뚝의 CAPWAP 분석결과 Final Summary Table 의 예(例)이다.

PILETECH Consulting Engineers				04-Dec-1997					
DONGHAB-EDO APT (101-68)									
File: D05-15-1		Blow: 3		Data: PHC350,DKH-7,LE-25.5		CAPWAP(R) Ver. 1997-1			
CAPWAP FINAL RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:				191.5; along Shaft		112.7; at Toe		78.8 Tons	
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gagee m	Depth Below Grade m	Ru Tons	Force in Pile at Ru Tons	Sum of Ru Tons	Unit Resist. w. Respect to Depth Tons/m	Smith Area Factor Tons/m ²	Quake e/m	mm
				191.5					
1	3.1	2.1	1.5	190.0	1.5	.72	.65	.934	2.540
2	5.1	4.1	2.0	187.2	4.3	1.36	1.24	.934	2.540
3	7.1	5.1	4.5	182.6	8.8	2.25	2.04	.934	2.540
4	9.2	8.2	5.3	176.4	15.1	3.07	2.60	.934	2.540
5	11.2	10.2	5.6	169.7	21.8	3.26	3.96	.934	2.540
6	13.3	12.3	6.9	162.8	28.6	3.37	3.06	.934	2.540
7	15.3	14.3	10.8	152.1	39.4	5.27	4.79	.934	2.540
8	17.3	16.3	17.6	134.5	57.0	8.62	7.84	.934	2.540
9	19.4	18.4	17.2	117.3	74.3	8.44	7.67	.934	2.540
10	21.4	20.4	15.3	102.0	89.5	7.50	6.82	.934	2.540
11	23.5	22.5	12.6	89.4	102.1	6.19	5.62	.934	2.540
12	25.5	24.5	10.6	78.8	112.7	5.19	4.72	.934	2.540
Average Skin Values			9.4			4.60	4.10	.934	2.540
Toe			78.8				320.66	.427	4.853
Soil Model Parameters/Extensions						Skin		Toe	
Case Damping Factor						1.950		.624-Smith Type	
Unloading Level (% of Ru)						0			
Soil Plug Weight (Tons)								.12	

[그림 15] Final Summary Table

(2) Pile Profile Table (PILE PROFILE AND PILE MODEL)

말뚝의 길이(gauge 부착 위치로부터 선단부까지) 순단면적, 탄성계수, 비중, 주면장, 선단부(전체)면적과 아울러 CAPWAP 분석을 위한 modeling 에 관한 사항들 즉, 말뚝의 단위 segment 길이, 말뚝두부의 Impedance, 말뚝재료의 damping 및 wave speed 등 말뚝재료의 특성과 관련된 내용을 나타낸 것이다. [그림 16]은 \varnothing 350 mm PHC 말뚝의 예(例)이며 [그림 17]은 \varnothing 406.4 mm \times 9 mm 강관말뚝의 경우이다.

PILE PROFILE AND PILE MODEL				
Depth m	Area cm ²	E-Modulus Tons/cm ²	Spec. Weight Tons/ m ³	Circumf. m
.00	547.00	389.7	2.450	1.100
25.50	547.00	389.7	2.450	1.100
Toe Area .096 m ²				
Top Segment Length 1.02 meter, Top Impedance 53.96 Tons/m/s				
Pile Damping 2.0 %, Time Incr .258 ms, Wave Speed 3950.0 m/s				

[그림 16] Pile Profile and Pile Model Table(\varnothing 350 mm PHC)

PILE PROFILE AND PILE MODEL								
Depth m	Area cm ²	E-Modulus Tons/cm ²	Spec. Weight Tons/ m ³	Circumf. m				
.00	112.40	2100.0	7.850	1.275				
12.30	112.40	2100.0	7.850	1.275				
Toe Area .129 m ²								
Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance Tons/m/s	Imped. Change %	Tension Slack mm	Eff.	Compression Slack mm	Eff.	Circ. m
1	1.02	46.08	.00	.000	.000	.000	.000	1.275
4	4.10	50.00	8.52	.000	.000	.000	.000	1.275
5	5.13	65.00	41.07	.000	.000	.000	.000	1.275
6	6.15	130.00	182.14	.000	.000	.000	.000	1.275
7	7.18	150.00	225.55	.000	.000	.000	.000	1.275
10	10.25	130.00	182.14	.000	.000	.000	.000	1.275
12	12.30	130.00	182.14	.000	.000	.000	.000	1.275
Pile Damping 3.0 %, Time Incr .228 ms, Wave Speed 4500.0 m/s								

[그림 17] Pile Profile and Pile Model Table(\varnothing 406.4 mm \times 9 mm 강관)

상기 [그림 17]은 [그림 16]의 PHC 말뚝의 경우와 달리, 말뚝 segment(또는 관입깊이)별 Impedance(EA/C)의 변화 상태가 추가로 수록되어 있다.

이는 SIP 공법으로 인해 강관말뚝의 내부에 충전된 soil cement(또는 cement paste)로

인한 것으로서 위의 내용을 살펴보면 segment 6(관입깊이 6.15 m 부위) 이하 segment 12(선단부)까지 Impedance 가 약 200 %내외까지 증가된 것으로 나타나고 있다.

(3) Case Method Results

CAPWAP 분석에 의해 계산된 지지력값을 damping 상수(J)에 따른 Case 방법에 의한 지지력과 비교하여 나타낸 것으로서, 추후 동일현장 또는 유사한 지반조건에서 동재하시험을 수행하는 경우 damping 상수 선정의 지표로 삼을 수 있다. [그림 18]에는 앞서 예의 ϕ 350 PHC 말뚝의 경우를 나타낸 것으로 CAPWAP 분석에 의해 산정된 극한지지력(RM R_u)은 191.5 ton 이며 이때 Case 지지력에서의 damping factor (J)는 0.37(RS1 계산법) 또는 0.71(RMX 계산법)이 된다. RAU(168 ton) 및 RA2(183 ton)의 지지력값은 damping factor 에 영향을 받지않는 Case 지지력 방법으로서 본 예의 경우 RA2 계산값은 CAPWAP 계산치에 매우 근접하고 있어 damping 값과 무관하게 현장에서의 근사값으로 사용할 수 있음을 보여주고 있다.

이밖에 표아랫줄에는 다음과 같은 PDA 측정 결과에 관한 여러 사항들이 정리되어 있으며 그중 중요한 것들은 다음과 같다.

VMX, VFN : 말뚝두부에서의 최대 및 최종 입자속도 (m/sec)

FT1 : 시간 t1 에서의 말뚝두부의 타격력 (ton)

VT1*Z : 시간 t1 에서의 입자속도에 말뚝 impedance 를 곱한값으로서 PDA 측정시 proportionality 에 특별한 문제가 없는 한 FT1 값과 같아야 한다.(ton)

FMX : 말뚝두부에서의 최대 타격력 (ton)

DMX, DFN : 말뚝두부의 최대 및 최종(순)침하량 (mm)

EMX : 말뚝두부에서의 최대 타격에너지 (ton·m)

RLT, REN : 에너지 원리(전달에너지 = 행한일)에 의해 아래와 같이 수정한 Hiley 및 Engineering News 공식을 사용하여 계산된 지지력값이다.

$$RLT = 2EMX / (S + S_{max})$$

$$REN = EMX / (S + S_{loss})$$

윗식에서 EMX 값은 PDA 에 의해 측정된 값을 사용하며 S, S_{max} 는 각각 말뚝두부이 최종침하량 및 최대침하량이다.

EN 공식의 경우 S, S_{loss} 는 보통 2.5 mm 를 사용한다.

단, 주의할 점은 위의 항타공식들은 보통 항타종료시점의 최종관입량에

대해 계산하며 향후 지반의 set-up 관계도 고려한 것이다. 따라서 이들 계산값은 재항타시험(restrike)의 경우에는 해당되지 않는다.

CASE METHOD										
	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
RS1	225.	216.	207.	198.	189.	180.	171.	162.	153.	144
RMX	229.	224.	218.	213.	208.	203.	197.	192.	187.	183
RSU	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0
RAU	168.	RA2	183.							
Current CAPWAP Ru= 191.5; Corresponding J(Rs)= .37; J(Rx)= .71										
VMX	VFN	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	EMX	EFN	RLT	RE
3.07	-.17	157.4	158.4	183.3	22.086	.820	3.2	2.0	281.	916

[그림 18] CASE METHOD RESULTS

(4) Extrema Table

말뚝의 각 요소(segment)에 작용하는 압축(응)력, 인장(응)력, 전달에너지, 입자속도, 변위 등의 최대값을 나타낸 표로써 항타시 말뚝에 작용하는 관입깊이에 따른 응력 및 변위의 크기를 알 수 있다.

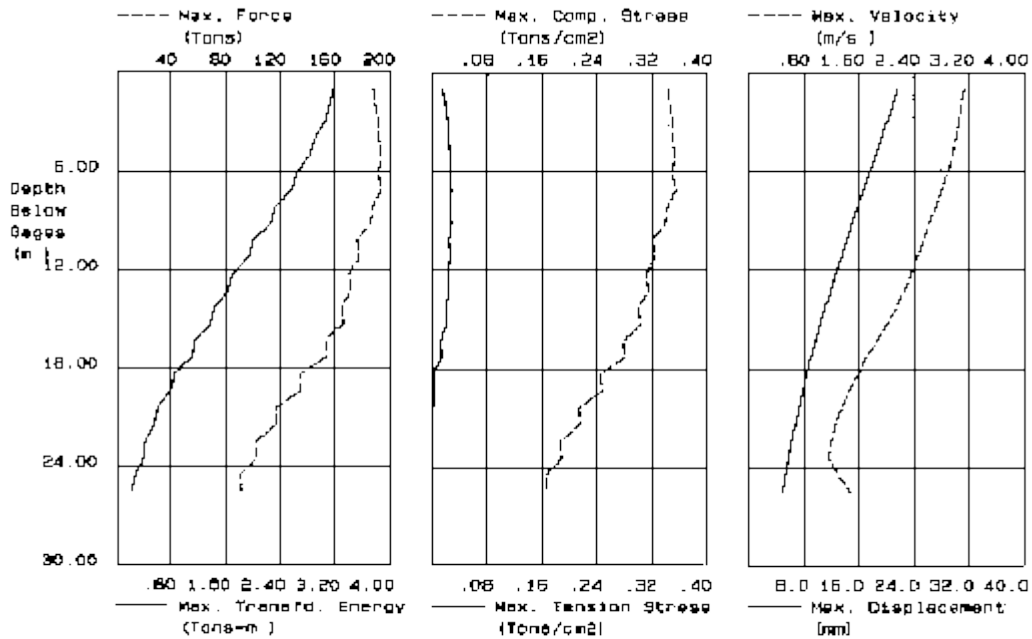
다음 [그림 19]는 앞서 예의 말뚝에 대한 Extrema Table의 예(例)이다.

EXTREMA TABLE								
File Sgmt No.	Dist. Below Gage m	max. Force Tons	min. Force Tons	max. Comp. Stress Tons/cm ²	max. Tension Stress Tons/cm ²	max. Transfd. Energy Tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	187.8	-8.6	.343	-.016	3.18	3.1	21.653
2	2.0	189.6	-10.2	.347	-.019	3.10	3.1	20.823
4	4.1	192.3	-12.4	.352	-.023	2.89	3.0	19.149
7	7.1	193.9	-14.8	.354	-.027	2.56	2.8	16.621
9	9.2	185.6	-14.9	.339	-.027	2.25	2.6	14.963
12	12.2	170.3	-12.1	.311	-.022	1.70	2.4	12.605
14	14.3	164.6	-10.6	.301	-.019	1.44	2.1	11.095
17	17.3	152.9	-7.7	.280	-.014	1.10	1.7	8.974
19	19.4	134.9	-1.3	.247	-.002	.80	1.5	7.755
22	22.4	102.4	-.5	.187	-.001	.43	1.2	6.196
24	24.5	91.1	-.5	.167	-.001	.29	1.3	5.289
25	25.5	91.8	-.5	.168	-.001	.22	1.5	4.857
Absolute	7.1 9.2			.354	-.027	(T=	35.1 ms)	
						(T=	64.3 ms)	

[그림 19] EXTREMA TABLE

위 표의 맨아랫쪽에는 말뚝길이 전체에 걸친 압축(응)력과 인장(응)력의 최대값과 해당 segment의 위치 및 시간 등이 표시되어 있다.

[그림 20]은 위표의 내용을 그래프로 도시한 것이다.



[그림 20] Extrema vs Depth 그래프

(5) CAPWAP Annotations

CAPWAP Annotations에는 CAPWAP 분석과 관련된 여러 지반정수와 함께 분석에 사용된 시간, acceleration 조정값 등을 정리해 놓았다. 또한 분석결과 of 정도(精度)를 가능할 수 있는 측정 blow count와 분석결과 계산된 blow count의 부합여부(M-BLct와 C-BLct) 및 MQno 등이 나타나 있다.

아랫쪽에는 단위말뚝 segment 당 impedance, damping 등의 조정을 행하였을 경우 각 segment 별도 이를 표시하도록 되어 있다.

[그림 21]은 SIP 공법으로 시공된 $\phi 406 \text{ mm} \times 9 \text{ (t)}$ 강관말뚝에 대한 분석결과이다.

[그림 21]에 표시된 주요 parameter 들에 대해 간략히 설명하면 다음과 같다.

- QSkN (Skin Quake) : 말뚝주면부의 quake로서 단위는 mm로 표시된다.
- QToe (Toe Quake) : 말뚝선단부의 quake 값이다. (mm)
- UNld (Unloading Level) : 말뚝이 rebound 되는 동안 발생하는 負주면마찰력의 한계(말뚝이 上向으로 rebound 됨에 따라 마찰력의 작용방향이 반대로(下向)됨을 의미하는 것으로서 연약지반의 압밀로 인해 발생하는 負주면마찰력의 의미와는 다름)를 나타내는 값이다. 이 값이 "1.0"이라는 것은 주면마찰력이 unload 될 때 발생하는 "-"방향의 마찰력의 크기가 +방향의 마찰력의 크기와 동일하다는 것을 의미하며 "0.0"은 말뚝이 rebound 될 때 "-"방향의 마찰력이 발생하지 않는다는

것을 의미한다.(말뚝선단부는 항상 '0')

CAPWAP ANNOTATIONS									
Notes for HEC CPP PHASE4-2 HRSG									
Records: 1/ 1 for FDA Temporary File: C:\T\HH-T1.001									
QSkn	UNld	CSkn	LSkn	JSkn	SSkn	REss	SKdp	MSkn	PIl
2.400	.100	1.000	1.000	.860	.418	.000	5.000	1.310	.03
QToe	TGap	CToe	LToe	JToe	SToe	OPTd	BTdp	MToe	PLu
11.000	.000	1.000	1.000	.130	.110	.000	.000	.000	.45
FOsc	VEsc	Disc	TIsc	FDsc	DFsc	RSec	FPsc		
350.	6.00	200.000	8.00	200.00	400.000	25.00	170.00		
STcw	RUcw	BLcw							
8.00	400.	1200.							
TVpk	ACas	T1ad	T2ad	A12	T3ad	T4ad	A34		
20.7	-.01	8.4	20.5	.00	20.5	22.3	-2.50		
VCal	VPcl	FCal	FZcl	FPcl	TBeg	TEnd			
1.00	1.000	1.00	52.5	1.000	16.9	80.0			
Vash	FAsh	VTsh	FTsh	VPil	FPil				
.0	.0	0	0	5	5				
PEnt	M-BLct	C-BLct	CIrc	BTar	MQno	Freq	J-Rx	J-Rs	RS
11.8	200.0	213.3	1.275	.129	1.68	5000.	1.00	1.00	
Added Quake		Cut-Off		E-Modul Multiplier		Toe Quake and Damping Optn		Uplift Frictn Reduct. Factr	
.00		.00		1.00		0		.80	
Added Impedance									
	4	5	6	7	8	9	10	11	
	3.92	18.92	83.92	103.92	103.92	103.92	83.92	83.92	
	12								
	83.92								
Added Damping									
None									
Damping Multipliers									
All ones									
Capacity Reduction Factors									
All ones									

[그림 21] CAPWAP ANNOTATIONS(ø 406.4 mm×9 mm 강관)

- TGap (Toe Gap) : 말뚝선단부와 지반사이의 공간을 뜻하며 단위는 mm 이다. 말뚝선단이 이 Gap 의 값 이상으로 침하하지 않는한 선단지지력값은 0 이 된다.
- CSKin (Coefficient of restitution of Skin resistance) : skin unloading quake 값을 skin loading quake(QSkn)으로 나눈값으로서 일종의 주면마찰력에 대한 반발계수의 의미를 갖는다.
- CToe (Coefficient of restitution of Toe resistance) : 선단저항력에 대한 반발계수의 의미를 가지며 선단부의 unloading quake 를 loading quake 로 나눈값이다.
- JSkn (Skin Damping) : 말뚝주면부의 Case damping 상수로서 무차원 값이며 각

segment 의 정적 저항력에 비례하도록 말뚝전길이에 걸쳐 분배된다.

- JToe (Toe Damping) : 말뚝선단부의 Case damping 상수로서 무차원 값이다.
- SSkn (Smith Skin Damping) : 말뚝주면부의 Smith damping 값으로서 단위는 s/m 이다.
- SToe (Smith Toe Damping) : 말뚝선단부의 damping 값이며 단위는 s/m 이다. CAPWAP 분석에서는 Smith damping 이나 Case damping 값중 어느것이나 사용할 수 있으며 Smith damping 값은 정적지지력값을 조정하게되면 함께 변화한다.
- PII_d : 말뚝재료의 damping factor 로서 강관의 경우 0.01, concrete 0.02, timber 0.03 정도이다.
- PLug : 말뚝선단부에서 가속도와 비례하여 저항력을 발생시키는 soil mass (ton)
- PE (Embedment) : 지표면으로부터의 말뚝관입깊이 (m)
- M-BLct (Measured Blow Count) : blow count 의 측정값, 즉 순(최종)관입량을 1 m 관입깊이에 대한 타격회수로 환산한 값으로서 CAPWAP 분석을 위한 입력값과 같다.
- C-BLct (Computed Blow Count) : 계산에 의한 blow count, 즉 CAPWAP 분석에 있어 선단부의 최대침하량으로부터 지반의 quake 값을 뺀 값을 순침하량으로 간주하여 이를 m 당 blow count 로 환산한 것이다.
- Clrc (Circumference) : 말뚝의 주면장 (m)
- BTar (Bottom Area) : 말뚝선단부의 유효단면적(m²), 폐색된 개단강관말뚝의 경우 선단부 전체 면적.
- MQno (Match Quality Number) : 최종분석결과 측정파와 CAPWAP 에 의한 계산파의 부합정도를 나타내며 이 값은 작을수록 좋다. 대체로 3.0 내외의 값을 무난한 것으로 받아들일 수 있다.

(6) Match(F, V), Resistance Distribution Plot

왼쪽 상하로는 force 파와 velocity 파의 match 상태를 실선(측정파)과 점선(분석파)으로 구분하여 나타내며 오른쪽 상단은 force 파와 velocity 파의 PDA 측정기록을, 하단에는 말뚝길이 전체에 걸친 주면마찰력 분포상태를 나타내는 지지력분포도를 나타내 준다.

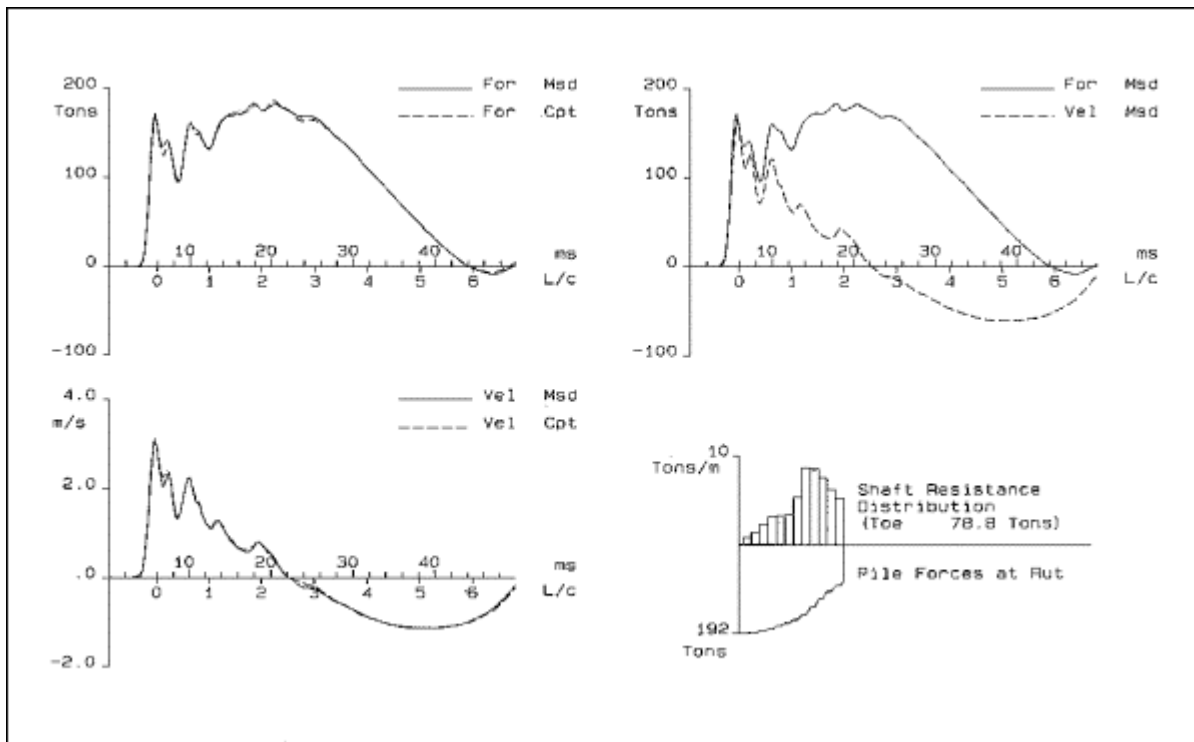
아래 [그림 22-a,b]는 각각 \varnothing 350 mm PHC 말뚝과 \varnothing 406 mm 강관말뚝(SIP 시공)에 대한 Match, Resistance Distribution Plot 이다.

특기할 사항은 [그림 22-b]의 경우, 즉 SIP 공법으로 시공된 \varnothing 406 mm \times 9(t)

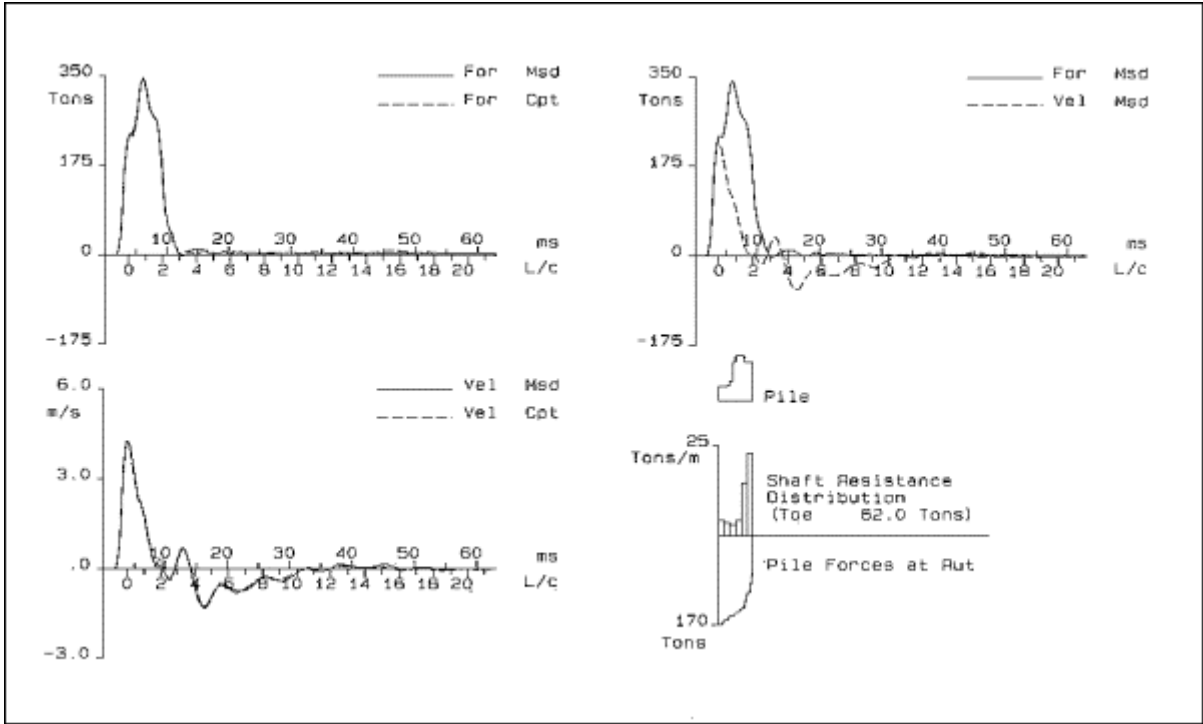
강관말뚝의 경우, 지지력 분포도와 PDA 측정기록의 사이에 나타난 말뚝의 형상이다.

이것은 異形말뚝의 경우, 즉 말뚝길이에 따라 재질이 다른 경우라든가 단면의 크기가 변하는 경우 또는 그림의 예에서와 같이 시공법의 특성상 복합재질의 말뚝인 경우에, 말뚝의 단면변화 또는 Impedance(EA/C)변화 상태를 나타낸 것이다.

[그림 22-b]의 경우는 개단강관말뚝의 내부에 SIP 공법으로 주입된 cement paste 또는 soil cement 가 충전되어 말뚝하단부가 복합말뚝의 양상으로 이루어져 있음을 나타내고 있다.

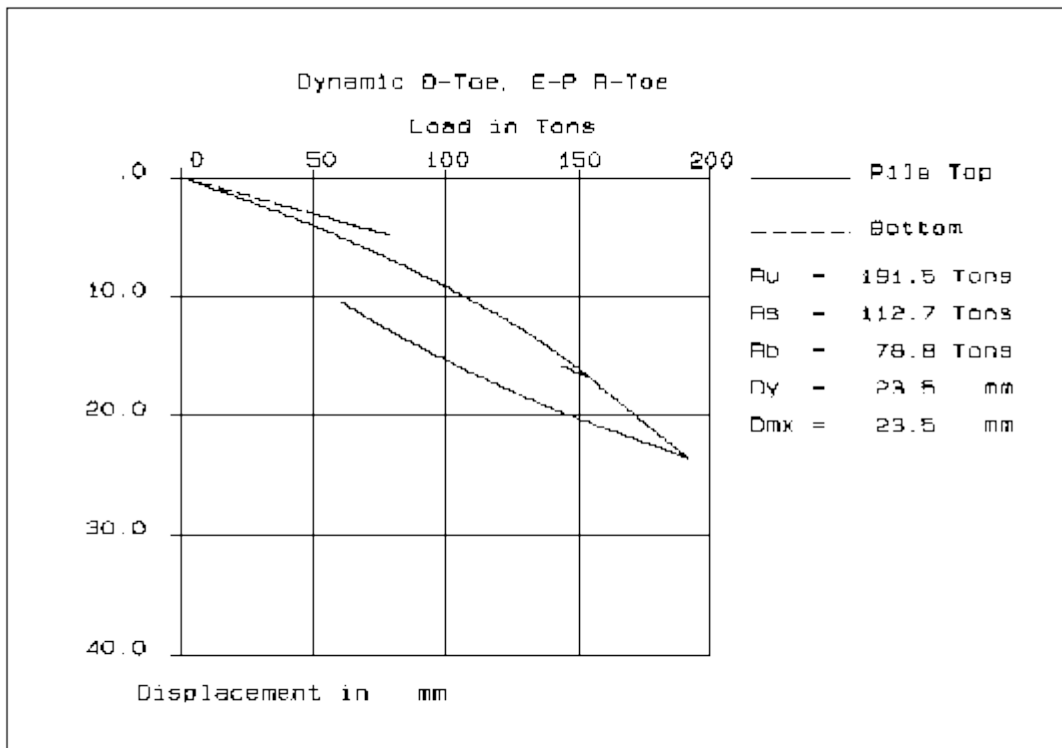


[그림 22-a] (ø 350 mm PHC)



[그림 22-b] (ø 406.4 mm× 9 mm 강관)

(7) Static Load-Displacement Plot (정적 하중-침하량 곡선)



[그림 23] 하중-침하량 곡선(ø 350 mm PHC)

CAPWAP 분석결과 주면 및 선단지지력과 이에 따른 지반정수들이 결정되고 나면 다음과 같이 정적지지력 분석을 수행한다.

즉, 각 segment 의 impedance 값들을 stiffness 로 변환한 다음 $(K_i = Z_i/\Delta t)$ 정적극한지지력(R_{ui})과 quake(q_i) 값을 사용하여 간단히 이를 수행할 수 있다.

보통 이 분석은 CAPWAP 분석결과(best match) 도출된 말뚝선단부의 경계조건 및 시간변화에 따른 동적선단침하량을 사용하여 수행되며 평형조건에서 말뚝두부에 작용하는 힘과 변위를 쉽게 구할 수 있다.

이러한 분석결과 말뚝두부에서의 힘과 변위와의 관계를 모사(simulate)한 정적 하중-침하량 곡선을 얻게 된다. ([그림 23])

위 그래프 오른쪽의 각 값의 의미는 다음과 같다.

R_u : CAPWAP 분석에 의한 말뚝의 전체(또는 극한)지지력

R_s : 주면마찰력

R_b : 선단지지력

D_y : 말뚝두부의 탄성침하량

D_{mx} : 말뚝두부의 전체침하량 (탄성침하량 + 소성침하량)

3.4 CAPWAP 분석결과를 이용한 허용지지력의 판정

이상 살펴본 바와 같이 CAPWAP 분석을 실시함으로써 지반의 경계조건과 아울러 말뚝의 극한지지력과 그 분포를 구할 수 있다. 일반적으로 국내기준에서는 극한지지력으로부터 허용하중을 구하기 위해서 적절한 안전율을 적용하고 있다. 그러나 CAPWAP 으로부터 얻어진 극한지지력은 각종기준에서 제시하는 정의에 의한 극한지지력과 다르다는데 문제가 있다. 즉 말뚝시험시 충분한 타격에너지가 동원되지 못하는 경우 CAPWAP 에서 얻어지는 극한지지력은 실제의 극한지지력에 비해 작은 값이 될 수가 있는 것처럼 CAPWAP 의 극한지지력은 타격에너지에 따라 크게 변화할 수 있는 것이다. 실제로 현장에서는 여러 가지 제약조건으로 인해 극한지지력을 얻을 만큼 충분한 타격에너지를 동원하여 시험할 수 있는 경우는 많지 않다.

이러한 상황을 감안하면 CAPWAP 의 극한지지력으로부터 허용지지력을 구하기 위해 일정 안전율을 적용하는 경우는 허용하중 평가에 있어 일관되지 못하거나 부정확한 결과를 줄 수가 있다. 이에 대한 실례는 「부록 A. 동재하시험 결과로부터 말뚝의 허용지지력 결정방법 참조」에 상세하게 논의 된 바 있다. 결국 동재하시험결과로부터

허용지지력을 판정하기 위해서는 CAPWAP 해석을 실시한 후 하중-침하량 관계를 도출하고 이로부터 합리적 판단기준을 적용하여 타당한 안전율을 적용하는 것이 가장 바람직한 방법이라고 평가된다. 이러한 관점에서 동재하시험으로부터 허용하중을 구하는 방법으로 CAPWAP 에 의해 구한 하중-침하량 관계에 Davisson 판정법을 적용하여 안전율 2.0 을 적용하는 방법이 가장 합리적인 방법으로 판단된다.

4. 동재하시험 관련규정

- 구조물 기초 설계기준(2002.12) : 5.4.4 말뚝재하시험
- ASTM D4945-00 : High-Strain Dynamic Testing of Piles
- Canadian Geotechnical Society, 1992 : Foundation Engineering Manual

《 건설부제정 「구조물기초 설계기준」 》

- (10) 말뚝기초는 그 경제성에 대하여 검토하여야 한다.
- (11) 이밖에 말뚝기초 설계에는 말뚝종류 선정, 시공장비 선택, 시공법 선정, 지지층 선정, 시멘트풀 보강 여부, 무리 말뚝시공으로 인한 솟아오름 가능성 여부, 말뚝 배열 및 간격 등에 대한 검토가 포함되어야 한다.

5.4.2 말뚝간격과 말뚝 배열

- (1) 말뚝의 배열은 연직하중 작용점에 대하여 될 수 있는 한 대칭을 이루며 각 말뚝의 하중 분담률이 큰 차이가 나지 않도록 하여야 한다.
- (2) 말뚝 간격은 최소한 말뚝직경의 2.5 배 이상이며 푸팅측면과 말뚝중심 간의 거리는 최소 말뚝 직경의 1.25 배 이상이어야 한다.

5.4.3 말뚝기초 반력 계산

- (1) 말뚝기초의 연직하중은 말뚝에 의해서만 지지되며 기초 푸팅의 지지효과는 무시한다. 다만 기초 푸팅의 지지효과에 대하여 충분히 신뢰할 수 있는 조건이 만족될 경우에는 이를 고려할 수 있다.
- (2) 말뚝기초의 횡방향 하중은 말뚝에 의해서 지지되는 것으로 한다. 다만 기초의 깊이가 깊고 뒤통이 잘 다져져서 횡방향 하중을 분담할 수 있다고 판단될 때에는 이를 고려할 수 있다.

(3) 기초에 큰 횡방향 하중이 작용할 때에는 경사말뚝을 배치하여 횡방향 하중을 분담케 하여야 한다.

5.4.4 말뚝재하시험

(1) 말뚝재하시험에는 압축시험, 인발시험 및 횡방향시험이 있다.

(2) 말뚝재하시험을 실시하는 방법으로는 정재하시험방법과 동재하시험방법이 있다.

(3) 말뚝재하시험을 실시하는 목적은 아래의 사항들을 전부 또는 필요에 따라 부분적으로 파악하는 것이다.

- 지지력
- 변위량
- 건전도
- 시공방법 및 시공장비의 적합성
- 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화
- 부주면마찰력
- 하중전이 특성

(4) 말뚝재하시험은 시험의 목적에 따라 시험회수, 시험방법, 시험실시 시기 등을 충분히 검토하여 계획하여야 한다.

(5) 압축정재하시험은 지반조건에 큰 변화가 없는 경우 말뚝 250 개당 1 회 또는 구조물별로 1 회의 조건에 맞도록 실시한다.

(6) 동재하시험은 지반조건에 큰 변화가 없는 경우 표 5.4.1 과 같은 빈도에 따라 말뚝시공시에 실시한다.

표 5.4.1 말뚝시공 시의 동재하시험(end of initial driving 방식)빈도

구분	시험빈도(회)
구조물별 말뚝 수 1 - 80 개까지	2
구조물별 말뚝 수 1-160 개까지	3
구조물별 말뚝 수 160 개이상	4

(7) 말뚝 시공시의 동재하시험은 시공 전의 시공장비의 성능 확인, 장비의 적합성 판정, 지반조건 확인, 말뚝의 건전도 판정, 시공시의 지지력 확인 등의 목적을 위해 실시하는 것이며, 시간경과효과 확인을 위하여 지반조건에 따라 시공 후 일정한 시간이

경과한 후 재항타하여 동재하시험을 실시하여야 한다. 재항타 동재하시험의 빈도는 표 5.4.1의 내용과 같다.

(8) 지반조건에 큰 변화가 있거나 시공방법이 다를 때는 시험회수를 추가하여야 한다. 또한 인명과 관련된 중요 구조물일 때에는 시험회수를 별도로 설정하여 안전성을 충분히 확인하도록 한다.

그러나 지반조건에 큰 변화가 있거나 시공방법이 다른 말뚝을 사용할 때는 시험회수를 추가하여야 한다. 또한 인명과 관련된 중요구조물일 경우에는 시험회수를 별도로 설정하여 안전성을 충분히 확인하도록 한다.



Designation: D 4945 - 00

Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles¹

This standard is issued under the fixed designation D 4945; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This test method covers the procedure for testing vertical or batter piles individually to determine the force and velocity response of the pile to an impact force applied axially by a pile driving hammer or similar device that will cause a large strain impact to the top of the pile. This test method is applicable to deep foundation units that function in a manner similar to foundation piles, regardless of their method of installation provided that they are receptive to high strain impact testing.

1.2 This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use. For a specific precautionary statement, see Note 5.

Note 1—High-strain dynamic testing requires a strain at impact which is representative of a force in the pile having the same order of magnitude, or greater, than the ultimate capacity of the pile.

Note 2—This standard method may be applied for high-strain dynamic testing of piles with the use of only force or strain transducers and/or acceleration, velocity or displacement transducers as long as the test results clearly state how the testing deviates from the standard.

Note 3—A suitable follower may be required for testing cast-in-place concrete piles. This follower should have an impedance between 80 and 150 % of that of the pile. However, additional caution and analysis may be required if the impedance is not within 10 %. For mandrel-driven piles, the mandrel may be instrumented in a similar way to a driven pile provided that the mandrel is constructed of a single member with no joints.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- C 469 Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression²
- D 198 Methods of Static Tests of Timbers in Structural Sizes³
- D 653 Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids⁴

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.11 on Deep Foundations. Current edition approved Nov. 10, 2000. Published November 2000. Originally published as D 4945 - 89. Last previous edition D 4945 - 96.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.02.

³ Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.10.

⁴ Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08.

D 1143 Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load⁴

3. Terminology

3.1 Except as defined in 3.2, the terminology used in this test method conforms with Terminology D 653.

3.2 Definitions of Terms Specific to This Standard:

3.2.1 *capblock*—the material inserted between the hammer striker plate and the drive cap on top of the pile (also called hammer cushion).

3.2.2 *cushion*—the material inserted between the drive cap on top of the pile and the pile (also called pile cushion).

3.2.3 *impact event*—the period of time during which the pile is moving in a positive and/or negative direction of penetration due to the impact force application. See Fig. 1.

3.2.4 *moment of impact*—the first moment of time after the start of the impact event when the acceleration is zero. See Fig. 1.

3.2.5 *pile impedance*—indicates the resistance a pile has to a sudden impact change in velocity.

3.2.5.1 *Discussion*—It can be calculated by multiplying the cross-sectional area by Young's Modulus of Elasticity and dividing the product by the strain wave speed. Alternatively, the impedance can be calculated by multiplying the unit specific density by the wave speed and cross-sectional area.

$$Z = AE/c = \rho CA \quad (1)$$

where:

- Z = Impedance,
- A = Cross-sectional area,
- E = Young's Modulus of Elasticity,
- C = Wave speed of pile, and
- ρ = Unit specific density.

3.2.6 *strain wave speed (or wave speed)*—the speed with which a strain wave propagates through a pile; it is a property of the pile composition.

3.2.7 *particle velocity*—the instantaneous velocity of a particle in the pile as a strain wave passes by.

3.2.8 *restriking*—the re-driving of a previously driven pile after a waiting period of from 15 min to 30 days or more.

3.2.8.1 *Discussion*—The length of the waiting period is dependent upon the type of pile and the soil conditions along the shaft and at the toe of the pile.

Copyright American Society for Testing and Materials (ASTM), 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, Pennsylvania 19380-2858, United States of America. This copy has been made available by the Standards Association under license from ASTM.

환경에 대한 봉사 단체



한국환경재단

www.koreaenvironment.org

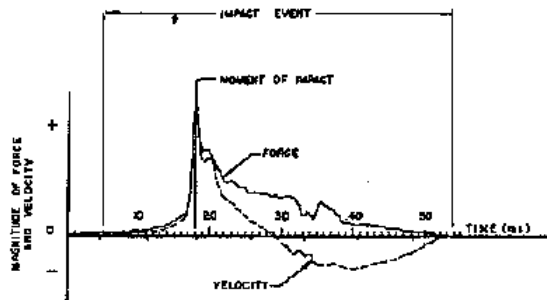


FIG. 1 Typical Force and Velocity Traces Generated by the Apparatus for Obtaining Dynamic Measurements

4. Significance and Use

4.1 This test method is used to provide data on strain or force and acceleration, velocity or displacement of a pile under impact force. The data are used to estimate the bearing capacity and the integrity of the pile, as well as hammer performance, pile stresses, and soil dynamics characteristics, such as soil damping coefficients and quake values. This test method is not intended to replace Test Method D 1143.

5. Apparatus

5.1 Apparatus for Applying Impact Force:

5.1.1 *Impact Force Application*—Any conventional pile driving hammer or similar device is acceptable for applying the impact force provided it is capable of generating a net measurable pile penetration, or an estimated mobilized static resistance in the bearing strata which, for a minimum period of 3 ms, exceeds to a sufficient degree the working load assigned to the pile, as judged by the engineer in charge. The device shall be positioned so that the impact is applied axially to the head of the pile and concentric with the pile.

5.2 *Apparatus for Obtaining Dynamic Measurements*—The apparatus shall include transducers, which are capable of independently measuring strain and acceleration versus time at a specific location along the pile axis during the impact event. A minimum of two of each of these devices, one of each on opposing sides of the pile, shall be securely attached so that they do not slip. Bolt-on, glue-on, or weld-on transducers are acceptable.

5.2.1 *Force or Strain Transducers*—The strain transducers shall have a linear output over the entire range of possible strains. When attached to the pile, their natural frequency shall be in excess of 2000 Hz. The measured strain shall be converted to force using the pile cross-section area and dynamic modulus of elasticity at the measured location. The dynamic modulus of elasticity may be assumed to be 200 to 207×10^6 kPa (29 to 30×10^6 psi) for steel. The dynamic modulus of elasticity for concrete and wood piles may be estimated by measurement during the compression test in accordance with Test Method C 469 and Methods D 198. Alternatively, the modulus of elasticity for concrete, wood, and steel piles can be calculated from the square of the wave speed (determined as indicated in 6.2) times the specific unit density ($E = \rho c^2$).

5.2.1.1 Force measurements also are made by force trans-

ducers placed between the pile head and the driving hammer, although it should be recognized that such a transducer is capable of altering the dynamic characteristics of the driving system. Force transducers shall have an impedance between 50 % and 200 % of the pile impedance. The output signal must be linearly proportional to the axial force, even under eccentric load application. The connection between the force transducers and the pile shall have the smallest possible mass and least possible cushion necessary to prevent damage.

5.2.2 *Acceleration, Velocity or Displacement Transducers*—Velocity data shall be obtained with accelerometers, provided the signal is capable of being processed by integration in the apparatus for reducing data. A minimum of two accelerometers with a resonant frequency above 2500 Hz shall be at equal radial distances on diametrically opposite sides of the pile. The accelerometers shall be linear to at least 1000 g and 1000 Hz for satisfactory results on concrete piles. For steel piles, it is advisable to use accelerometers that are linear to at least 2000 g and 2000 Hz. Either ac or dc accelerometers can be used. If AC devices are used, the resonant frequency shall be above 30 000 Hz and the time constant shall be at least 1.0 s. If DC devices are used, then they should be damped with low pass filters having a minimum frequency of 1500 Hz (-3dB). Alternatively, velocity or displacement transducers may be used to obtain velocity data, provided they are equivalent in performance to the specified accelerometers.

5.2.3 *Placement of Transducers*—The transducers shall be placed, diametrically opposed and on equal radial distances, at the same axial distance from the bottom of the pile so that the measurements compensate for bending of the pile. When near the upper end, they shall be attached at least one and one-half pile diameters from the pile head. This is illustrated in Figs. 2-7. Care shall be taken to ensure that the apparatus is securely attached to the pile so that slippage is prevented. The transducers shall have been calibrated to an accuracy of 3 % throughout the applicable measurement range. If damage is suspected during use, the transducers shall be re-calibrated (or replaced).

5.3 *Signal Transmission*—The signals from the transducers shall be transmitted to the apparatus for recording, reducing, and displaying the data (see 5.4) by means of a cable or equivalent. This cable shall be shielded to limit electronic or other interferences. The signals arriving at the apparatus shall be linearly proportional to the measurements at the pile over the frequency range of the equipment.

5.4 Apparatus for Recording, Reducing and Displaying Data:

5.4.1 *General*—The signals from the transducers (see 5.2) during the impact event shall be transmitted to an apparatus for recording, reducing, and displaying data to allow determination of the force and velocity versus time. It may be desirable to also determine the acceleration and displacement of the pile head, and the energy transferred to the pile. The apparatus shall include an oscilloscope, oscillograph, or LCD graphics screen. For displaying the force and velocity traces, a tape recorder, digital disk or equivalent for obtaining a record for future analysis, and a means to reduce the data. The apparatus for

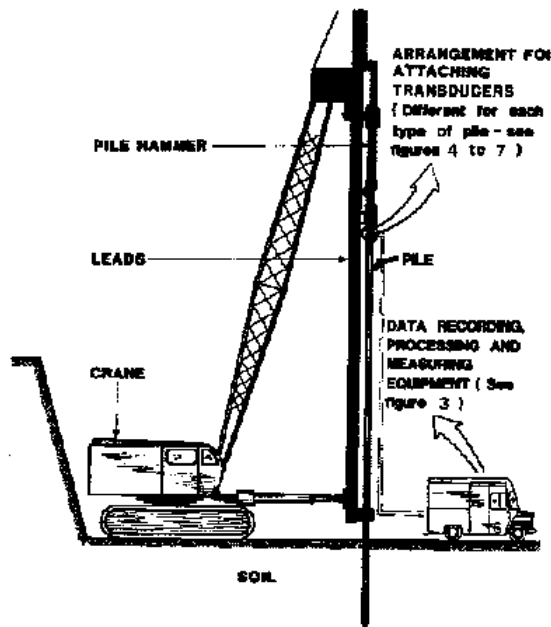


FIG. 2 Typical Arrangement for High Strain Dynamic Testing of Piles

recording, reducing, and displaying data shall have the capability of making an internal calibration check of strain, acceleration, and time scales. No error shall exceed 2% of the maximum signal expected. A typical schematic arrangement for this apparatus is illustrated in Fig. 3.

5.4.2 *Recording Apparatus*—Signals from the transducers shall be recorded electronically in either analog or digital form so that frequency components have a low pass cut-off frequency of 1500 Hz (-3 dB). When digitizing, the sample frequency shall be at least 5000 Hz for each data channel.

5.4.3 *Apparatus for Reducing Data*—The apparatus for reducing signals from the transducers shall be an analog or digital computer capable of at least the following functions:

5.4.3.1 *Force Measurements*—The apparatus shall provide signal conditioning, amplification and calibration for the force measurement system. If strain transducers are used (see 5.2.1), the apparatus shall be able to compute the force. The force output shall be continuously balanced to zero except during the impact event.

5.4.3.2 *Velocity Data*—If accelerometers are used (see 5.2.2), the apparatus shall integrate the acceleration over time to obtain velocity. If displacement transducers are used, the apparatus shall differentiate the displacement over time to obtain velocity. If required, the apparatus shall zero the velocity between impact events and shall adjust the velocity record to account for transducer zero drift during the impact event.

5.4.3.3 *Signal Conditioning*—The signal conditioning for force and velocity shall have equal frequency response curves to avoid relative phase shifts and relative amplitude differences.

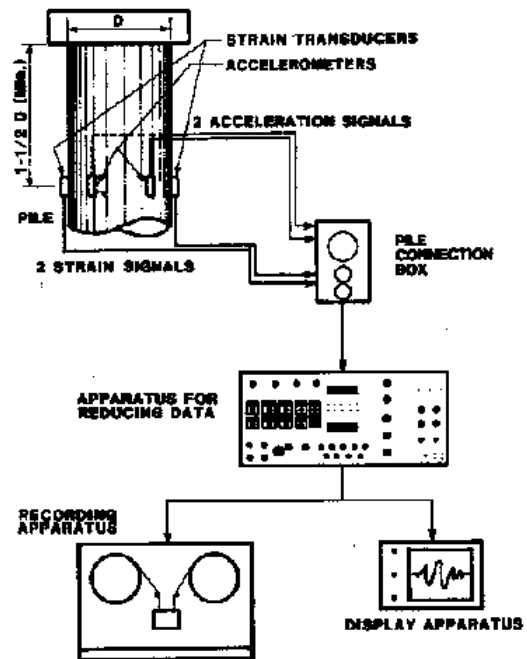


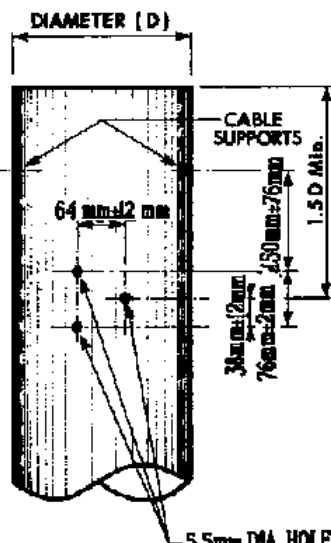
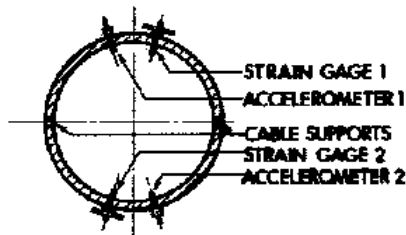
FIG. 3 Schematic Diagram for Apparatus for Dynamic Monitoring of Piles

5.4.4 *Display Apparatus*—Signals from the transducers specified in 4.2.1 and 4.2.2 shall be displayed by means of an apparatus, such as an oscilloscope, oscillograph, or LCD graphics screen on which the force and velocity versus time can be observed for each hammer blow. This apparatus may receive the signals from the transducers directly or after they have been processed by the apparatus for reducing the data. The apparatus shall be adjustable to reproduce a signal having a range of duration of between 5 and 160 ms. Both the force and velocity data can be reproduced for each blow and the apparatus shall be capable of holding and displaying the signal from each selected blow for a minimum period of 30 s.

6. Procedure

6.1 *General*—Record applicable project information (Section 7). Attach the transducers (see 5.2) to the pile, perform the internal calibration check, and take the dynamic measurements for the impacts during the interval to be monitored together with routine observations of penetration resistance. Determine properties from a minimum of ten impact records during initial driving and, when used for soil resistance computations, normally from one or two representative blows at the beginning of restriking. The force and velocity versus time signals shall be reduced by the apparatus for reducing data, computer, or manually to calculate the developed force, velocity, acceleration, displacement, and energy over the impact event.

6.2 *Determination of Strain Wave Speed for Concrete or Wood Piles*—The wave speed should be determined from the impact event if a tensile reflection wave from the pile toe is

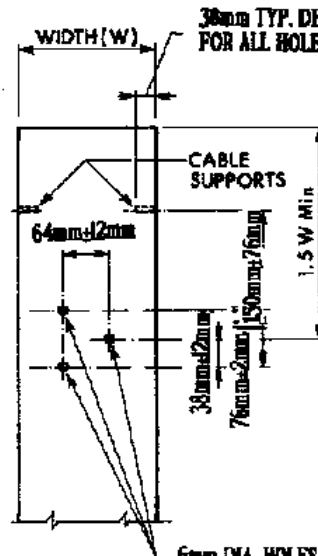
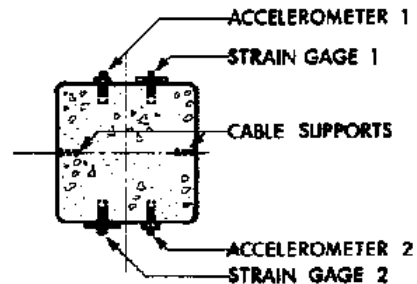


NOTE

For wall thicknesses less than 6mm, drill holes at 5mm

5.5mm DIA. HOLES TAPPED FOR 6MMX20 THREADS (TYP. OPPOSITE SIDE AND FOR CABLE SUPPORT HOLES)

FIG. 4 Typical Arrangement for Attaching Transducers to Pipe Piles



NOTE

9mm diameter hole can replace 6mm studs with 9mm threaded insert

6mm DIA. HOLES FOR EXPANDABLE 6mm DIA. ANCHOR STUDS (TYP. OPPOSITE SIDE AND FOR CABLE SUPPORT HOLES)

FIG. 5 Typical Arrangement for Attaching Transducers to Concrete Piles

clearly identified. Alternatively, place the pile on supports or level ground free and clear from neighboring piles and obstructions. Attach accelerometer to one end of the pile and strike the other end of the pile with a sledge hammer of suitable weight. Take care not to damage or dent the pile. Record (see 5.4.2) and display (see 5.4.4) the accelerometer signal. Measure the time between acceleration peaks for as many cycles of reflection as possible. Divide this time by the appropriate travel length of the strain waves during this interval to determine the wave speed.

6.3 *Preparation*—Mark the piles clearly at appropriate intervals. Attach the transducers securely to the piles by bolting, gluing, or welding. For pile materials other than steel, determine the wave speed (see 6.2). Position the apparatus for applying the impact force so that the force is applied axially and concentrically with the pile. Set up the apparatus for

recording, reducing, and displaying data so that it is operational and the force and velocity signals are zeroed.

6.4 *Taking Measurements*—Record the number of impacts for a specific penetration. For drop hammers and single acting diesel and air/steam/hydraulic hammers, record the drop of the ram or ram travel length. For double acting diesel hammers, measure the bounce pressure, and for double acting steam or compressed air hammers, measure the steam or air pressure in the pressure line to the hammer. For hydraulic hammers, record the kinetic energy from the hammer readout when available. Record the number of blows per minute delivered by the hammer. Take, record, and display a series of force and velocity measurements. Compare the force and the product of velocity and impedance (see 6.5) at the moment of impact.

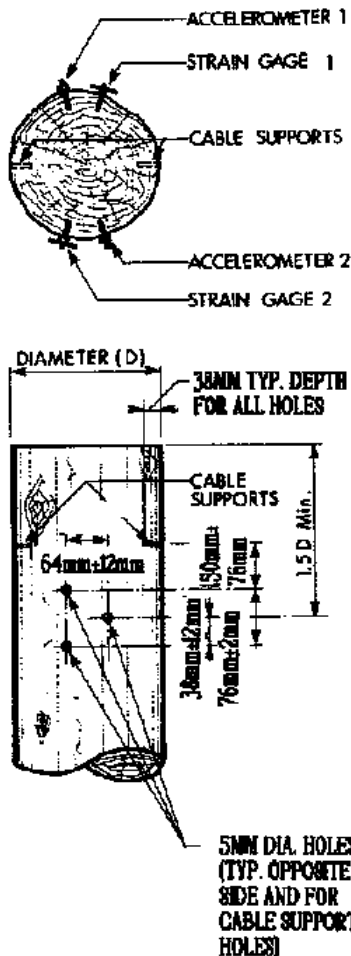
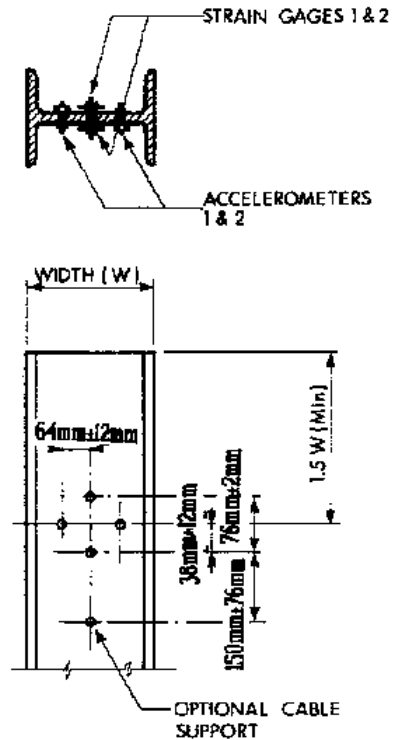


FIG. 6 Typical Arrangement for Attaching Transducers to Wood Piles

NOTE 4—If the dynamic measurements are to be used for bearing capacity computations, take the dynamic measurements during restriking of the pile at time periods sufficiently long after the end of initial driving to allow pore water pressure and soil strength changes to occur. Further geotechnical conditions, such as underlying compressible layers, need always be considered, as they should be in any type of bearing capacity computation.

NOTE 5—Warning: Before approaching a pile being driven, check that no material or other appurtenances can break free and jeopardize the safety of persons in the vicinity.

6.5 Data Quality Checks—For confirmation of data quality, periodically compare the force and the product of the velocity and pile impedance at the moment of impact for proportionality agreement and the force and velocity versus time over a series of selected and generally consecutive impact events for consistency. Consistent and proportional signals from the force or strain transducers and the acceleration, velocity or displacement transducers are the result of the transducers systems



NOTE: All holes at 8mm diameter.

FIG. 7 Typical Arrangement for Attaching Transducers to H-Piles

performing properly and the apparatus for recording, reducing and displaying data being properly calibrated. If the signals are not in proportionality agreement, investigate the cause and correct the situation if necessary. If the cause is determined to be a transducer, it must be repaired or recalibrated, or both, before further use. Perform internal calibration checks for the apparatus for recording, reducing, and displaying data at least once for each test day; if found to be out of manufacturer's tolerance, the apparatus for recording, reducing, and displaying must be recalibrated before further use.

NOTE 6—It is generally recommended that all components of the apparatus for obtaining dynamic measurements and the apparatus for recording, reducing and displaying data be calibrated at least once every two years to the standards of the manufacturer.

6.6 Analysis of Measurements:

6.6.1 Obtain force and velocity from the readout of the apparatus for reducing data (see 5.4.3) or from the display apparatus (see 5.4.4). Record the impact force and velocity and the maximum and minimum forces for the selected representative blows. Obtain the maximum acceleration directly from the accelerometer signal or by differentiation of the velocity versus time record. Obtain the displacement from the pile driving record, and from the displacement transducer, if used in

accordance with 5.2.2 or by integration of the velocity versus time record. Obtain the maximum energy transferred to the location of the transducers.

6.6.2 The recorded data may be subjected to analysis in a computer. The results of the analysis may include an assessment of integrity of the pile, the driving system performance, and the maximum dynamic driving stresses. The results may also be used for evaluation of static soil resistance and its distribution on the pile at the time of the testing. Such further use of the data is a matter of proper engineering judgment.

Note 7—Normally, there is better correlation between mobilized resistance and bearing capacity where there is a measurable net penetration per impact of at least 3 mm.

Note 8—Evaluation of static soil resistance and its distribution can be based on a variety of analytical methods and is the subject of individual engineering judgment. The input into the analytical methods may or may not result in the dynamic evaluation matching static load test data. It is desirable and sometimes necessary to calibrate the result of the dynamic analysis with those of a static pile load test carried out according to Test Method D 1143.

7. Report

7.1 The testing report should include all information indicated below, as applicable to the type of pile being tested. Any required information that could not be obtained should be indicated in the testing report as being not available.

7.1.1 General:

7.1.1.1 Project identification/location, and

7.1.1.2 Log of nearby or typical test boring(s).

7.1.2 Pile Installation Equipment:

7.1.2.1 Description of pile installation equipment used for either driving piles or drilling piles or the testing of these piles or combination thereof, as appropriate, including size (ram weight and stroke) and manufacturer's energy rating, capabilities, and type, operating performance levels or pressures, fuel settings, hammer cushion and pile cushion descriptions, and description of lead type and any special installation equipment such as for use of a follower or mandrel, predrifting or jetting.

7.1.3 Test Piles:

7.1.3.1 Identification (name and designation) of test pile(s),

7.1.3.2 Working load and safety factor (or required ultimate capacity) of the pile(s),

7.1.3.3 Type and dimensions of pile(s) including nominal or actual cross sectional area, or both, length and diameter (as a function of pile length for timber or composite piles),

7.1.3.4 For concrete piles, cast-in-place pipe piles, or drilled shafts: date test piles made, cast, or installed, design concrete cylinder strength, density, effective prestress, or reinforcement details (size, length, of longitudinal bars), description of internal and external reinforcement used in test pile (size, length, number and arrangement of longitudinal bars; casing or shell size and length),

7.1.3.5 For steel piles: steel grade, yield strength, and type of pile (for example, seamless or spiral weld pipe, H section designation),

7.1.3.6 For timber piles: length, straightness, preservative treatment, tip and butt dimensions (and area as a function of length), and measured density for each pile,

7.1.3.7 Description and location of splices, if applicable,

7.1.3.8 Description of special pile tip protection, if applicable,

7.1.3.9 Description of any special coatings applied, if applicable,

7.1.3.10 Inclination angle from vertical of all test piles, and

7.1.3.11 Observations of piles including spalled areas, cracks, head surface of piles.

7.1.4 Pile Installation:

7.1.4.1 Date of installation and pile embedment below reference,

7.1.4.2 For drilled shafts, include the nominal size of the auger, volume of concrete or grout placed in pile (volume versus depth, if available), and a description of special installation procedures used, such as pile casing installation or extraction, or both,

7.1.4.3 For driven piles, include hammer cushion and pile cushion exchange information; include driving records, including blow count and hammer stroke or operating level for final unit penetration,

7.1.4.4 Cause and duration of interruptions in pile installation, if applicable and related to the investigation, and

7.1.4.5 Notation of any unusual occurrences during installation or excavation, or both, which may relate to the investigation.

7.1.5 Dynamic Testing:

7.1.5.1 Description of all components of the apparatus for obtaining dynamic measurements and apparatus for recording, reducing and displaying data, and of test procedure including description and location of the sensor attachment,

7.1.5.2 Date tested and sequence of test pile such as "end of driving" or "beginning of restrike" (restrikes referenced with time since end of driving) or embedment depth,

7.1.5.3 Test pile identification,

7.1.5.4 The length below sensors, cross sectional area, density, wave speed, and dynamic modulus of elasticity of the test pile,

7.1.5.5 Penetration resistance (number of blows per unit penetration) during the test,

7.1.5.6 Graphical presentation of velocity and force measurements in the time domain for representative blow of each pile tested,

7.1.5.7 Method(s) and one-dimensional wave propagation theory used (give reference) to evaluate data (particularly for the capacity evaluation, if applicable),

7.1.5.8 Comments on the capacity of the pile at the time of testing; mention shall be made as to if capacity is of remolded state as at end of driving or from a restrike with sufficient wait after driving. When applicable, summarize variables describing the soil model, including damping factors, quakes, and resistance distribution,

7.1.5.9 Comments on the hammer performance as measured by the energy transferred into the pile (with comparison to manufacturer's rating),

7.1.5.10 Comments on the driving stresses in the pile,

7.1.5.11 Comments on the integrity of the pile, and

7.1.5.12 Results of testing shall be summarized and presented numerically, with notation of time testing such as "end of driving" or "beginning of restrike" and noted by embedment

 D 4945

depth; also standard deviation and range where statistically significant.

8. Precision and Bias

8.1 Precision—The precision of this test method for direct measurement of strain and acceleration in a pile by means of high-strain dynamic testing has not been determined. The precision cannot be determined due to the variability of the

pile, pile driving hammer, and the soil surrounding the pile.

8.2 Bias—There is no accepted reference value for this test method, therefore bias cannot be determined.

9. Keywords

9.1 dynamic testing; pile bearing capacities; pile foundations

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.

This standard is copyrighted by ASTM, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).

《Canadian Geotechnical Society, 1992》

CANADIAN
**FOUNDATION
ENGINEERING
MANUAL**

3rd EDITION

1992
CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY



- the driving cap or helmet (mass, stiffness, and coefficient of restriction of the hammer cushion or capblock, and the pile cushion, when used);
- the pile (material, dimensions, mass and stiffness); and
- the soil (assumed deformation characteristics represented by quake and damping factors for shaft and toe resistance).

The wave-equation analysis can be used with great advantage to assist in the selection of hammers and capblocks, in the design of cushions, in the prediction of driving stresses and bearing capacities, and in the choice of driving criteria.

The wave-equation analysis is fundamentally correct. It can provide qualitative information to use in, for instance, the comparison between two hammers. However, the results of the analysis are no more quantitatively correct than the data used as input in the analysis. When no direct measurements or observations are available for reference (calibration), it will be fortuitous if the results are quantifiably relevant to the real situation. In the absence of calibration data from the analysis of dynamic monitoring (Subsection 21.1.3), the wave-equation analysis should be limited to use for providing a range of results established with due consideration to the possible variations of the hammer-pile-soil system.

The wave-equation analysis should be recognized as one of the major advances of the current state-of-the art. Its use is highly recommended. However, it should be considered as a tool among many and be used by a person well experienced not only in the wave-equation analysis, but also in the overall art of pile installation and pile-soil analysis.

21.1.3 Dynamic Monitoring

By monitoring the effect of the hammer impact on a pile in terms of force (stress, strain) and velocity (acceleration) by means of special instrumentation and analyzing the obtained force and velocity 'wave traces', information can be obtained as to the proper functioning of the hammer, the impact force, the transferred energy, and the soil response to the impact on the pile.

The dynamic monitoring method has been used in Canada since 1976 and is a well established method. For details on the instrumentation and method, see Goble et

al., (1970), Rausche et al., (1972), Fellenius et al., (1978), and Authier and Fellenius (1983).

The soil response may be related to the pile static capacity by a method called Case Method Estimate (CMES). This method is fast and produces a value for each impact as the driving proceeds. For more accurate capacity determination, a more time-consuming computer treatment of the data is required, called CAPWAP. Representative blows are selected for analysis, when required. The CAPWAP analysis provides not only a value of the static capacity, which closely agrees with the capacity, obtained by means of a static load test, it also provides data suitable for input in a wave equation analysis.

The advantage of the dynamic monitoring is that several piles can be tested for the cost of one static load test to account for the natural variability of capacity between piles, and apart from the capacity, the method also provides a control of hammer efficiency, and determines the energy and driving stresses developed in the pile. In addition, by means of dynamic monitoring, the integrity of a pile can be ascertained. No predesign pile test driving should be performed without inclusion of dynamic monitoring into the programme.

Dynamic monitoring and analysis should be carried out by an experienced person and the data should be related to other important geotechnical information from the site.

21.1.4 Dynamic Pile Driving Formulae

The dynamic driving formulae, e.g., Hiley, Engineering News, and Janbu formulae, and more than 100 others, are derived by equating the nominally available energy, that is, the rated energy, not the actual energy) with work performed by the pile, calculated as the static capacity of the pile times the penetration for the blow.

The approach is fundamentally incorrect. However, the static pile capacity predicted by dynamic formulae in particular cases and in local areas can be close to the real values because the smaller the penetration of a pile for a hammer blow, the larger the static capacity. Nevertheless, quantitative agreement is only accidental and cannot be relied upon.

Since the wave–equation analysis is far superior and as easy to perform, there is now little reason to continue using the dynamic formulae.

21.2 Wood Piles

21.2.1 Use of Wood Piles

Wood piles are:

- best suited for use as friction piles in sands, silts, and clays;
- not recommended for driving through dense gravel or till, or for toe–bearing piles to rock, since they are vulnerable to damage both at head and toe in hard driving;
- difficult to splice; and
- commonly used for depths of 6 to 15 m, for diameters of 200 to 400 mm, corresponding to the natural dimensions of available tree trunks, and for design loads of 100 to 500 kN.

The selection of the test piles should be made by the engineer responsible for the design. The selection should be made on the basis of observed installation behaviour.

21.2.3 Routine Load Tests for Quality Control (Inspection)

Where full advantage of Sentences 4.2.4.1.(1)(c) and 4.2.7.2.(2) of the National Building Code (1990) is to be taken, a sufficient number of tests must be carried out on representative units to assess and verify the uniform safety of the allowable loads and the proper behaviour of the constructed foundation. Test loading for control should be performed on one of every 250 piles, or portion thereof, of the same type and capacity. Tests should also be performed on one out of each group of units, where driving records or other observations indicate that the soil conditions differ significantly from those normally prevailing at the site. Selection of the deep foundation units to be tested is the responsibility of the design engineer.

Static load testing is expensive, and while it is not practical to attempt a statistically representative number of tests, usually more than one test is necessary. However, the necessary number of static tests can be significantly reduced if combined with

dynamic testing and monitoring, where the static testing will serve essentially as a calibration of the dynamic testing. Dynamic monitoring can be performed much more frequently without loss of technical reliability, and at the same or lesser costs. (See Subsection 21.1.3.)

22.2 Test Arrangement

A static load test must be arranged in conformity with the ASTM D-1143. If the minimum distance and accuracy values recommended by the ASTM standard are reduced, the reliability and usefulness of the test results could be impaired. For instance, the specified clear distances between the measuring beams, the platform supports, etc., and the test pile, are minimum values, which actually mean that some – usually negligible – erratic influence on the test data is accepted. When performing other than routine tests, it is advisable to increase these values.

In a routine test, the load is generally applied by means of a hydraulic jack, which is also used as a load gauge measuring the applied load. This system may have an apparent high accuracy, because of the use of a high-precision manometer. Nevertheless, because of many influencing factors not evident in a laboratory calibration, an actual hidden error, which can be as high as 20% of the applied load, often affects the load values. This error is usually on the unsafe side. Where a higher accuracy and confidence in the test results are needed, i.e., where potential errors of up to 20% cannot be accepted, a separate load cell has to be used as the main gauge for determining the load. The jack pressure gauge should then be kept as a back-up.

The load cell must be suitable for field use, i.e., have a low sensitivity toward inclined and eccentrically applied loads, and toward temperature variations.

In order to ensure reasonably accurate load values in the field, the ASTM D-1143 recommendation to use a thick steel plate on both sides of the jack (and load cell), and the use of a spherical bearing plate (swivel plate) must be observed.

Table 23.1 – ULS Resistance Modification Factors and Performance Factors

ITEM	ULS-FACTOR
Downdrag loads (negative skin friction)	f _q = 1.25
<u>Bearing Capacity: In Situ Testing</u> Static penetrometer test Standard penetration test Static test loading (routine test) Static test loading (high technical level test)★ Dynamic analysis using measured data of strain and acceleration	<u>Performance Factor</u> f _q = 0.5 0.3 0.5 0.6 0.5

★ High technical level test is a test that includes a number of features not normally employed in a routine proof test, thereby increasing the confidence of the reliability and the representativeness of the conclusions drawn from the result of the testing. For instance, testing more than one pile, using telltales to evaluate the load distribution in the pile, combining static testing with dynamic monitoring, and/or other aspects aimed to improve the quality of the test.