

모형실험에 의한 말뚝지지력 연구

1. 서론

말뚝기초의 지지력을 예측하는 방법에는 정역학적 방법, 동역학적 방법, 말뚝재하시험에 의하는 방법, 경험식에 의한 방법등 다양한 방법들이 있으나, 이중 말뚝재하 시험방법외에는 그 신뢰도가 낮은 실정이다. 그러나 말뚝재하 시험에는 상당한 비용과 시간이 소요되어 재하시험을 거치지 않고 말뚝지지력을 예측하는 방법의 개발에 연구노력이 집중되어 왔다. 이와 같은 연구 노력에도 불구하고, 토질역학 지식을 기본으로하는 이론해석방법을 포함한 수많은 말뚝지지력 해석방법들을 실무에 적용하는 데에는 아직도 많은 문제점이 있는 실정이다.⁽¹⁾⁽²⁾

지금까지 제안된 많은 이론적 해석방법은 사용된 가정상의 차이로 우열판정이 곤란하며 각종 경험식들은 특정의 지반조건에서 얻어진 결과인바, 상이한 토질 조건에서의 적용은 적합하지 못하다. 보다 신빙성 있는 해석방법의 선택을 위하여 각종 예측방법에 의한 말뚝지지력과 실제 말뚝재하 시험결과를 비교하는 실험연구들이 수행되어 왔다. 이와 같은 연구 결과 말뚝지지력 예측에는 정적관입 시험 결과를 사용하는 것이 가장 신뢰도가 높은 것으로 보고되었다.⁽³⁾⁽⁴⁾

정적관입시험 (Cone Penetration Test, CPT 또는 DCPT, QCPT)은 단면적 1000mm²의 선단부가 60°각도의 원추형으로 된 관입체를 지반중에 정적으로 관입하여 선단저항과 주면 마찰저항을 측정하는 원위치 지반 조사 방법이다.⁽⁵⁾ 정적관입시험 결과로부터 말뚝의 선단지지력을 예측하는 방법은 네덜란드에서 사용되는 방법이 일반적으로 가장 우수한 것으로 알려져 있으며 (그림 1),⁽⁶⁾ 주면 마찰력 계산에는 Nottingham의 방법이 널리 사용되고 있다.⁽⁷⁾

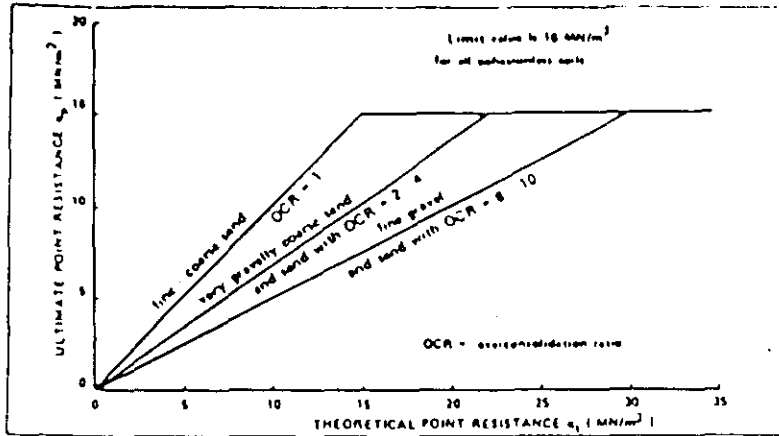


Fig.1 Correction to allowable end resistance of piles in overconsolidated sands, as determined from CPT

정적관입시험 결과로부터 말뚝의 선단지지력을 계산하는 방법은 말뚝지지력과 관입체의 저항이 같다고 보는 개념을 기본으로 하고 있다. 그림 1에서 보는 것과 같이 과압밀되지 않은 지반에서의 말뚝선단지지력은 이론적 계산값과 같으며 중요한 것은 이론적계산 값으로 정적관입저항치를 취하고 있는 점이다.

정적관입저항치를 실제 말뚝의 지지력으로 인정하는 데에는 첫째, 말뚝크기의 차이로 인한 소위 scale effect와 둘째 말뚝 설치방법 상의 차이를 규명하여야 한다. '60년대초 Kerisel⁽⁸⁾ 과 De Beer⁽⁹⁾ 간의 scale effect 와 관련한 논쟁은 그후 Vesic 의 연구결과와⁽¹⁰⁾ De Beer의 심층연구⁽¹¹⁾ 등을 통하여 이해가 증진될 수 있었다. scale effect의 영향은 말뚝크기에 따라 말뚝-흙의 상호작용이 차이가 있는 것이 아니라, 실제 시공시 말뚝의 이론적 극한값을 얻을 수 있는 충분한 근입장이 확보되는지 여부, 즉 시공가능성(drivability)에 기인한다는 것이다. 물론 크기가 다른 말뚝에서 극한값을 얻을 수 있는 한계관입깊이(critical-penetration depth)에 따라 말뚝선단부에 작용하는 응력조건 및 이에따른 지지력 구조의 차이는 극복할 수 없겠지만 이론적인 말뚝 지지력 해석의 개념은 동일하다고 할 수 있다.

둘째로 말뚝설치방법상의 차이는 극복할 수 없는 현실이지만 항타조건에 의한 지지력 산정 방법에 비하여서는 정적압입에 의한 CPT 결과가 우수하다는 연구결과⁽¹²⁾ 및 전술한 여러가지 연구결과들로부터 모형말뚝의 정적관입으로부터 말뚝의 이론적 지지력을 연구할 수 있다는 당위성은 도출할 수 있을 것이다.

이상의 과정을 거쳐 모형말뚝 관입시험을 계획하여 말뚝지지력을 연구하기로 하였다. 모형말뚝은 선단부 지지력과 총지지력을 측정할 수 있도록 하였으며, 지표면으로부터 임의의 깊이에서의 지반조건을 재현할 수 있도록 calibration chamber를 제작사용하였다. 시료로는 우리나라의 대표적인 토사중의 하나인 한강 모래를 raining 방법에 의해 균질한 지반상태를 조성하였다.

본실험의 목적은 실무에 적용할 수 있는 말뚝지지력 해석의 개발보다는 말뚝선단부 아래에서의 흙의 변화와 말뚝 주위에서의 지반의 응력변화를 조사함으로써 말뚝지지력 기구에 대한 이해를 증진시키려는데 주안점을 두었다. 이와 같은 실험결과 보다 합리적인 말뚝지지력의 이론적 해석이 가능할 것으로 기대된다.

2. 실험 장치 및 시료

2.1 시료

우리나라 중부지방에서 대표적인 사질토지반이라 할 수 있는 경기도 한강 미사리 부근에서 채취한 한강모래를 시료로 사용하였다. 시료는 장시간 공기중에서 건조하여 함수비가 0.2%이하가 되도록 하였으며 10번체로 체가름을 하여 통과한 시료만을 사용하였다. 기본적인 물성실험은 비중, 최대간극비, 최소간극비, 입도분포 실험을 하였다.

2.2 실험 장치

2.2.1 모형말뚝

모형말뚝은 관입시 buckling에 견딜 수 있도록 steel파이프를 사용하였으며 관입시 단지지력을 측정하기 위해 그림 2와 같이 단부분에 strain gauge를 부착할 수 있는 알루미늄 load cell을 모형 말뚝내의 단부분에 볼트로 고정시켰다.

load cell과 말뚝의 tip은 단부분의 하중이 load cell에 모두 전달될 수 있도록 나사로 고정시켰고, tip과 말뚝의 외벽사이에 고무 o ring을 설치하였다. Load cell의 윗부분은 strain gauge의 lead wire선이 통과 할 수 있는 구멍을 뚫었다.

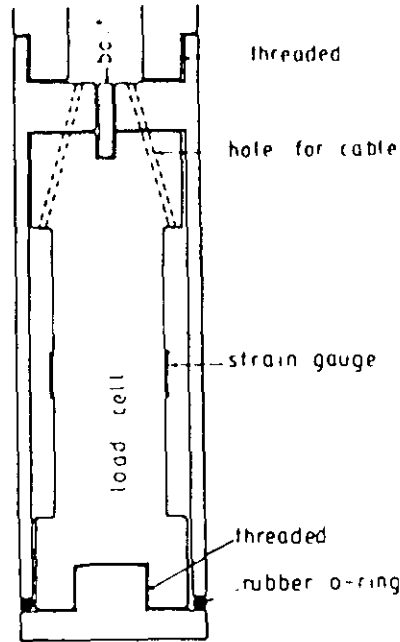


Fig. 2 Model pile detail

2.2.2 Calibration chamber

말뚝지지력 이해를 위하여 가장 확실한 방법은 실제규모의 말뚝재하시험에 의하는 것이다. 그러나 말뚝 재하시험에 소요되는 노력과 경비등의 문제외에 해석이 가능한 균질한 지반을 발견한다는 것은 거의 불가능하여 연구목적으로는 적당치 못하다. 반면 실험실에서의 모형실험은 노력과비용이 비교적 낮으며 지반조건을 임의로 조절할 수 있어 연구목적으로 많이 사용하여오고 있다. 그러나 모형실험은 말뚝과 흙입자의 size, scale effect 문제를 완전히 해결 할 수 없으며

지반형성 방법에 따라 지반내의 c, ϕ (토질정수)값이 다른뿐만 아니라, 무엇보다도 지반내 응력조건이 현장조건과 크게 다르다. 즉, 상재하중을 재하지 않는 실험조건에서 지반내 응력수준은 대부분 50kPa(관입깊이3m)이하로서 실제현장에서 말뚝기초의 선단부에 작용하는 응력수준인 150~300kPa(관입깊이 기준 10~20m)와는 큰 차이가 있다. 말뚝선단부의 응력수준은 말뚝지지력에 큰 영향을 미치는 흙의 내부 마찰각과 Young's Modulus 등과 밀접한 관계가 있어 이와 같은 실험실 실험결과를 현장에 적용하는데는 근본적인 문제가 있다.

응력수준에 따라 흙의 내부마찰각이 얼마만큼의 영향을 받나 보이기 위해 한강 모래에 대한 3축 압축 실험결과를 Mohr's circle과, 응력 수준에 따라 실제 내부마찰각의 변화 정도를 표시하였다(그림 3). 그림에서 보는바와 같이 응력수준이 증가 함에 따라 내부마찰각이 감소함을 볼 수가 있다. 그러므로 말뚝의 선단 지지력을 계산하는데 계산 방법에 따라 이론상의 모형실험결과와 실제 말뚝기초 사이에는 큰 차이가 있음을 알 수 있다.

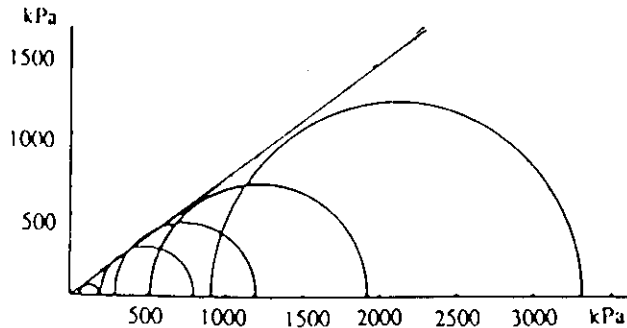


Fig. 3 Curved failure envelope

이러한 문제점을 극복하기 위해서 지반내 응력수준또는 응력조건을 임의로 조성할 수 있게 하기 위해서는 고무제 가압장치를 구비한 calibration chamber 를 사용하였다(그림 4). 그러나 이러한 calibration chamber 을 사용하는데 있어 고려해야 할 2가지 요소는 모형토조 (calibration chamber)의 경계조건 (Boundary - conditions)과 토조의 크기이다.

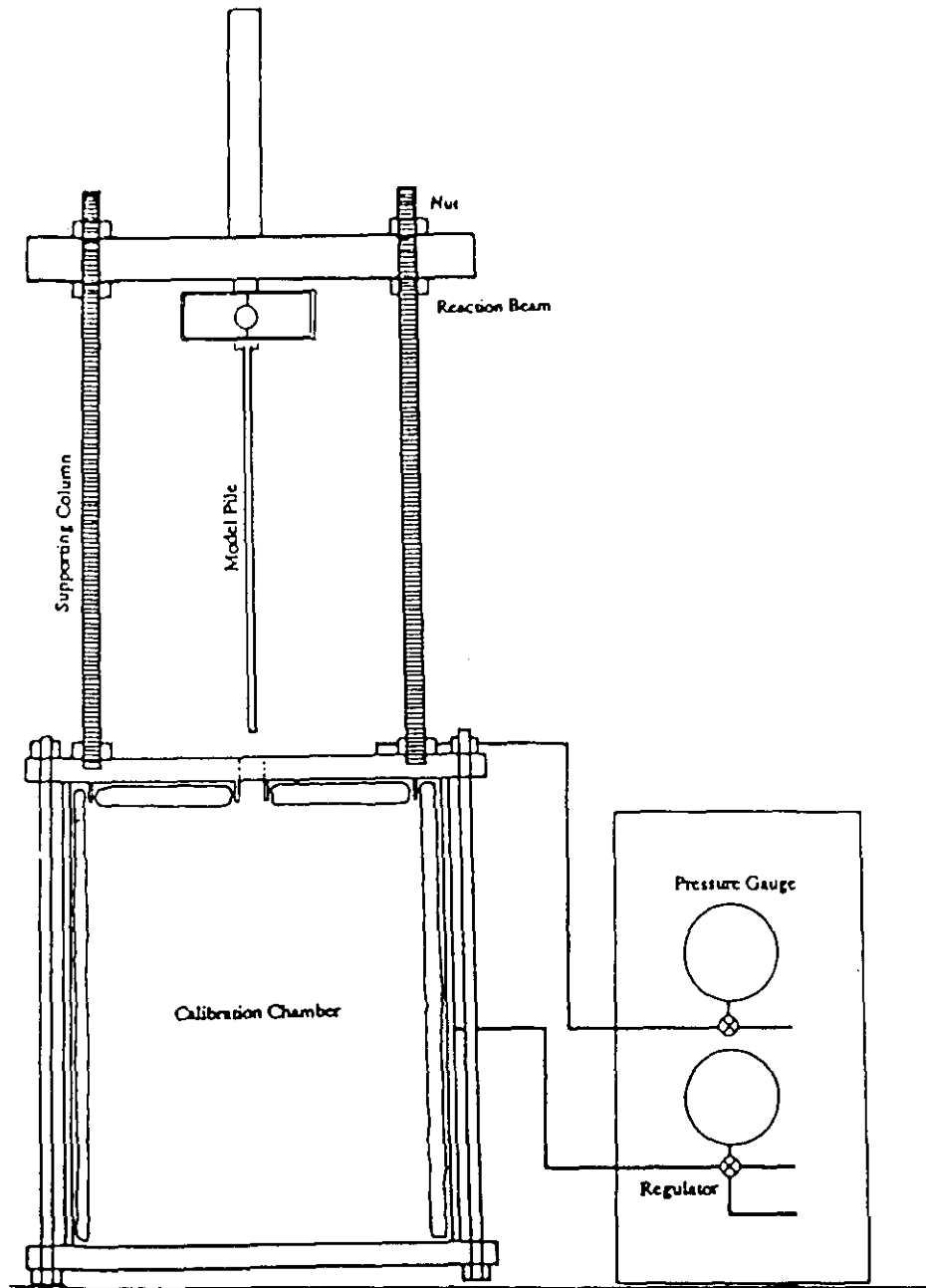


Fig. 4 Experimental set up - Model pile test

a) 경계조건

거의 무한한 현장의 경계조건을 한정된 공간내에서 재현하는데는 본제점이 있다. calibration chamber을 이용하여 조성할 수 있는 경계조건은 그림 5에 서와 같이 4가지로 나누어 볼 수 있다. 이 부분에 관하여는 약간의 이견이 있지만 이들중 BC1(constant stress condition)과 BC3 (zero lateral strain condition)가 가장 널리 쓰이고 있다. 일반적으로 BC1은 현장상태의 하한한계이며 BC3는 상한한계로 알려져 있다. 그러나 BC3(zero lateral strain condition)의 경계조건을 만족시키기 위해서는 체적변화 측정장치가 필요하며 calibration-chamber의 장치도 고도의 정밀도를 요하게 된다. 반면 BC1경계조건은 비교적 간단한 장치로 실험이 가능하며 BC3의 경계조건의 결과와도 큰차이가 없어 현재 가장 널리 사용되고 있다.

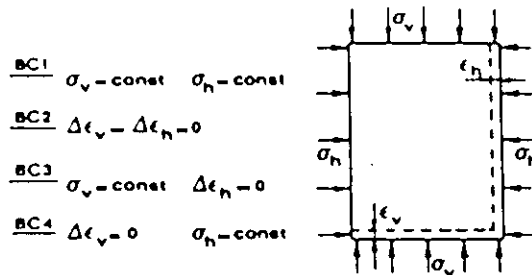


Fig. 5 Boundary conditions during cone penetration test in calibration chamber

b) calibration chamber의 크기

견고한 측방향경계조건을 가진 calibration chamber는 견고한 벽면사이의 마찰로인하여 calibration chamber의 크기가 모형말뚝 직경의 최소200배가 되어야 하고, 유연한 벽면을 가진 chamber에서는 20배이상⁽¹³⁾⁽¹⁴⁾이 되어야 한다는 연구결과가 발표되었다.⁽¹⁵⁾⁽¹⁶⁾ 그러나 Parkin의 실험연구결과에 의하면 실험실 실험에서 큰 chamber가 필요하며, 모형실험결과는 수정되어야 한다고 하였다(그림 6).⁽¹⁷⁾⁽¹⁸⁾ calibration chamber size effect 문제는 아직 완전히 이해되지 않고 있지만, 다음과 같은 사항이 일반적으로 받아들여지고 있다.

- 느슨한 모래 시료에서 calibration chamber 크기는 모형 말뚝지름의 20배면 충분하다.
- 조밀한 모래시료에서 일반적으로 calibration chamber의 크기는 모형 말뚝지름의 50배이상이어야 한다. 그러나 이것은 일반성있는 것은 아니고 모래시료의 종류에 따라 영향을 받을뿐아니라 경계조건이나 응력 이력(stress history)에도 영향을 받는다는 주장도 있다.⁽¹⁹⁾⁽²⁰⁾

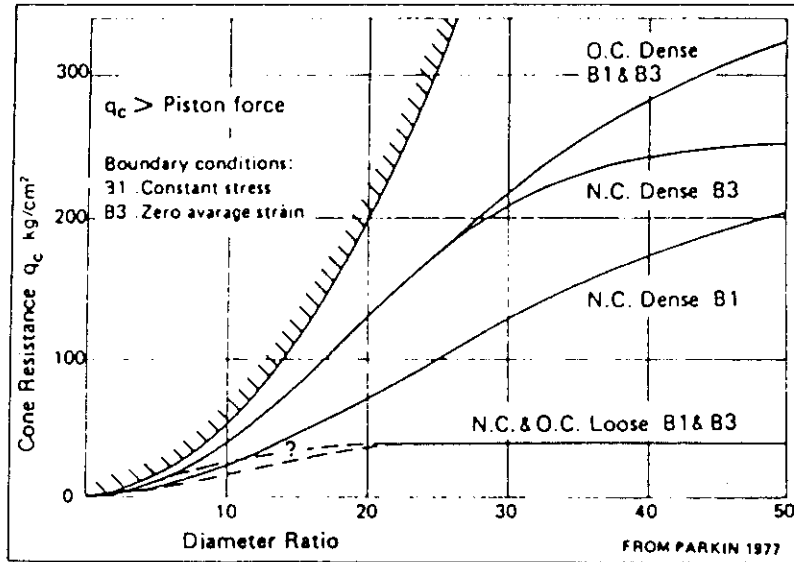


Fig.6 Effect of chamber diameter on cone resistance

2.2.3 모래뿌리는 장치

calibration chamber 내에 균일한 지반을 형성하기 위하여 그림7 과 같은 장치를 이용 raining method를 사용하였다. 아크릴판으로 만들어진 모래상자의 높이와 상자속의 모래가 뿌리는 틈의 간격을 조절하여 원하는 모래의 밀도를 얻을 수 있어, 100mm단위로 모래상자의 높이를 변하여 가며 비교적 균질한 지반을 형성하였다. 모래뿌리는 장치내 상자의 틈 조절은 일괄성이 결여 될 뿐아니라, 객관성이 없어 틈을 일정하게 고정시킨후 모래상자의 높이 만을 변수로 하여 모래밀도를 조절하였다.

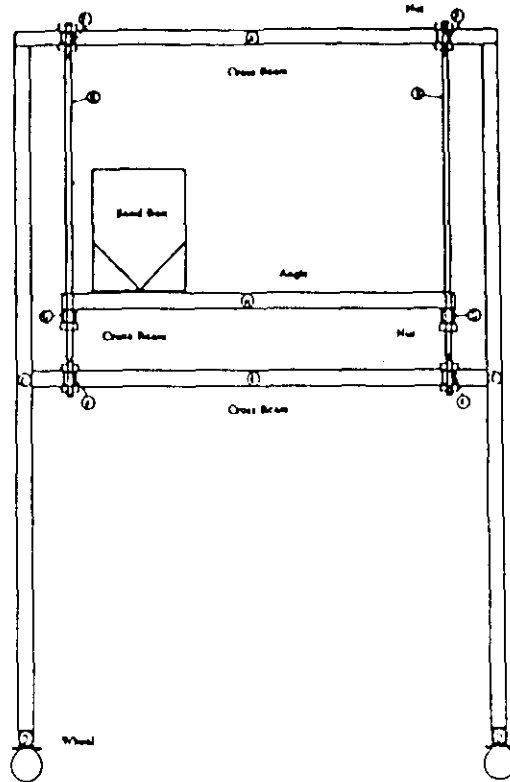


Fig. 7 Sand raining equipment

예비실험 결과에 의하면 다음과 같은 결과들 얻을 수 있었다.

- 시료의 밀도는 모래상자의 높이와 상자속 모래뿌리는 틈의 간격에 따라 시료의 밀도가 변하였다.
- 시료의 밀도는 모래상자의 높이가 높아짐에 따라 증가하며 일정한 높이에 이르면 모래상자의 높이의 영향을 받지않고 거의 일정한 밀도가 유지 되었다.

3. 실험과정

3.1 시료준비

지름이 80cm이고 높이가 100cm인 calibration chamber에 균질한 모래지반을 조성하기 위하여 raining method를 이용하였다. 2.2.3에서 언급한 바와 같이 예비실험을 통하여 얻은 결과를 기초로하여 모래상자를 높이 153cm위에 설치하고

일정한 속도로 모래상자를 왕복시켜 모래시료를 10cm높이로 조성시킨 후 다시 모래상자의 높이를 시료표면으로부터 일정높이 153cm로 유지하여 다음 10cm를 조성시켜나간다. 이러한 방법으로 조성된 모래시료의 단위중량은 $1.57t/m^3 (e = 0.7)$ 이었다.

3.2 토압계 설치

토압계는 calibration chamber내에 설치하여 모형말뚝 관입시에 발생하는 토압의 변화를 측정토록 하였다. 토압계의 설치는 모래시료를 raining 시켜가면서 원하는 위치에 말뚝면이나, 단부분에 수직 또는 수평으로 설치하였다. 토압계의 용량이 $5kg/cm^2$ 이므로, 이 용량이 초과하지 않도록 말뚝이 관입될 말뚝의 중심선으로부터 5cm이상 떨어져 설치하였으며 말뚝의 선단부에서는 높은 압력이 발생할 것으로 예상됨으로 8cm이상 떨어져 설치하였다. 계측오차를 최대한 줄이기 위하여 토압계를 설치시 말뚝면이나 단부분에 수직, 수평이 되도록 하여 일관된 데이터를 얻을 수 있도록 하였다.

3.3 setting

시료를 calibration chamber에 채운후 토압계의 lead wire를 chamber 밖으로 나오게하고 chamber 뚜껑을 덮고, 수직압이 시료에 모두 전달될 수 있도록 볼트너트로 단단히 chamber몸체에 고정시켰다. 그림 4에서 보는바와 같이 두정위에 $\phi 80mm$ 인 column에다 Reaction beam을 설치하고 그 위에 말뚝관입을 위해 유압장치를 설치하였다. chamber속의 시료의 가압은 air compressor 를 이용하였는데 계기판의 regulator를 이용하여 chamber속 고무튜브에 일정한 공기압을 가하여 시료내의 모래입자가 충분히 압축 되었다고 생각되는 24시간 후에 모형말뚝관입 실험을 수행하였다. 시료의 압축된 정도는 매설된 토압계의 관측을 매 2시간 단위로 하여 그 변화가 없는 시간이 20시간 내외였다.

3.4 말뚝관입실험

말뚝의 단지지력을 측정하기 위해서 모형말뚝의 단부분에 설치한 알루미늄 load cell의 양편에 strain gage를 2개를 부착하였고, 모형말뚝과 관입장치의 stroke 사이에 proving ring과 알루미늄 load cell strain gage를 부착하여 전지지력(total resistance)을 측정할 수 있게 하였다. 이 load cell들의calibration 은 모형말뚝에다 load cell들을 장치한 후 3축압축 실험기의 하중재하장치를 이용하였다. 하중재하시 모형말뚝의 buckling에 대비키위해 모형말뚝의 상단부와 하단부에 1/3의 위치에 구멍이 뚫린 각목을 설치보강 하였으며 모형말뚝과 각목 사이의 마찰이 발생하지 않도록 모형말뚝직경보다 1.0mm큰 구멍을 뚫었다. 실험에 쓰인 data logger는 UHAM 6-M로 10개의 channel을 이용할 수 있게되었으며 본 실험에서는 4개의 channel를 사용하였다. 말뚝의 관입은 한번에 20mm를 관입 시킨후 말뚝관입으로 유발되는 시료내 응력상태를 측정하기 위해 각점에 설치된 5개의 토압계를 관측하였으며 그때의 strain gage와 proving ring을 측정하였다. 말뚝의 관입은 460mm까지 하였다.

4. 실험결과 및 분석

4.1 응력조건과 선단 지지력

대부분의 이론 해석 및 경험식에 의한 말뚝 선단지지력 산정에는 말뚝선단부에서의 유효수직응력을 기준값으로 사용한다. 이와 같은 기준은 지반내의 응력조건을 계산에 의해 추정할 수 있는 가장 용이한 수단으로 적용이 간편한 이점이 있으나, 지반의 응력이력상의 과압밀 또는 현장주위의 굴착등 유효수평응력의 영향을 무시하게 되어 실제 지지력과는 큰 차이를 야기할 수 있으며 따라서 이러한 요소들의 경험식적 수정계수 도입이 불가피하다.

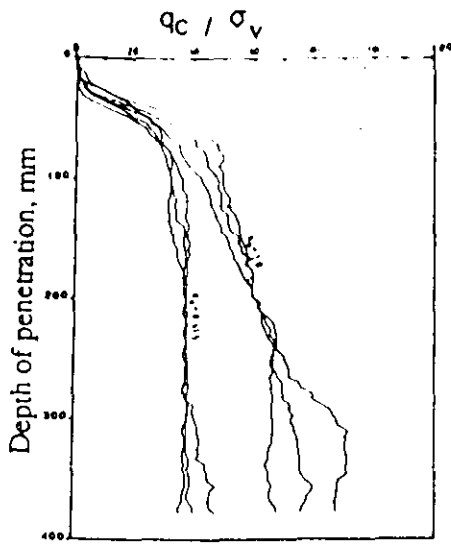
수평방향 가압장치를 이용한 모형말뚝 실험결과,⁽²¹⁾ calibration chamber 내에서의 모형말뚝 관입시험⁽²²⁾, 주변의 굴착이 정적 관입저항에 미치는 영향⁽²³⁾ 등의 실험결과는 선단지지력이 유효수직응력 보다는 유효수평응력에 더욱 큰 영향을 받는 것으로 보고되었으나 이러한 현상이 말뚝 지지력 해석에 도입되지는 못하였다.

공동확장 이론을 기본으로 한 말뚝지지력 해석에 있어서는 이론 전개를 위하여, 평균주응력(mean normal stress)을 해석의 기준응력으로 사용하고 있어 유효수직응력과 유효수평응력이 모두 영향을 미친다고 가정하였다. 그러나 이와 같은 기준응력의 차이는 사용된 이론상의 가정에 기인하는 문제로 받아들여지고 있으며, 이에 대한 실증적 규명은 되지 못하고 있는 실정이다.

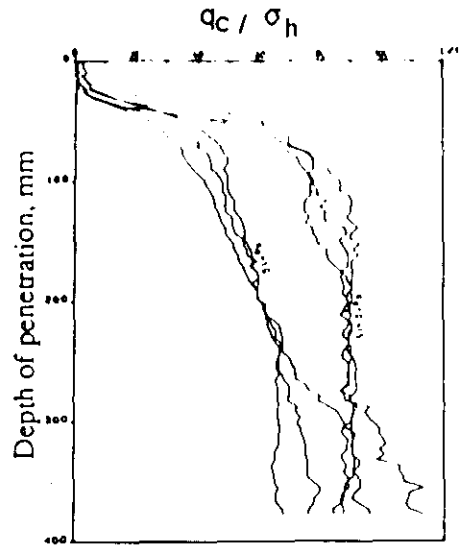
이와 같은 기준응력조건을 규명하기 위하여 동일한 상대밀도 조건에 대하여 수평/수직 응력비율을 0.415와 1.0의 두가지 조건으로 변경하여 실험하였다. 그림 8은 Leighton Buzzard sand를 사용한 실험 결과로서, 같은 실험결과를 유효수직응력, 유효수평응력, 평균주응력의 개념으로 해석 하였다.

실험결과를 유효수직응력으로 해석하였을 경우, 그림 8.a에 보이는 것과 같이 수평/수직 응력비율이 높은 경우 지지력 계수가 높은 것으로 나타난다. 같은 실험결과를 유효수평응력을 기준으로 해석하면 (그림 8.b) 반대의 결과가 나타남을 알 수 있다. 만약 일반적으로 사용되는 유효수직응력 기준 또는 일부 학자들의 주장과 같이 유효수평응력 기준이 적합하다면 동일한 상대밀도 조건의 시료로부터 계산되는 지지력 계수는 수평/수직 응력 비율과 관계없이 동일한 값(물론 응력 수준 차이로 인한 파괴포락선의 곡선현상으로 인한 차이가 없다고 가정할 때)을 얻어야 할 것이다. 그림 8.a,8.b에서 보이는 것처럼 유효수직응력 또는 유효수평응력은 어느 것도 말뚝 지지력 해석에 적합하지 못한 것으로 나타났다.

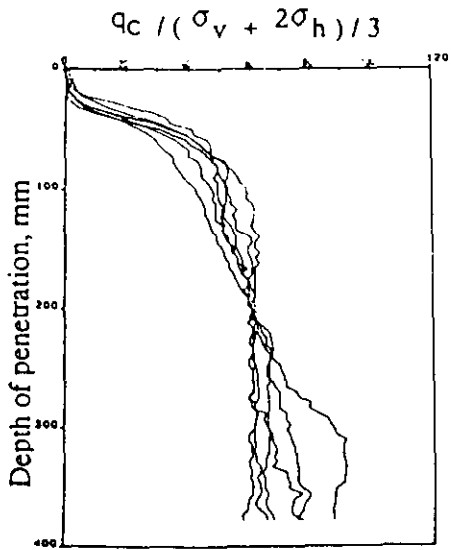
반면 같은 실험결과를 평균주응력을 기준으로 해석하면, 그림 8.c에서 보이는 것과 같이 수평/수직 응력 비율에 관계없이 거의 동일한 말뚝 지지력 계수를 얻을 수 있어 말뚝지지력 해석에 적합함을 알 수 있다. 지반내의 평균주응력



(a)



(b)



(c)

Fig.8.a Base resistance divided by vertical effective stress

Fig.8.b Base resistance divided by horizontal effective stress

Fig.8.c Base resistance divided by mean normal stress

산정에는 많은 어려움이 있어 이와 같은 개념을 실무에 적용하는 데에는 많은 애
 토가 있겠으나, 기존의 유효 수직응력 해석은 많은 문제점과 실제 지지력과
 의 차이가 있을 수 있으므로 향후 이부분에 대한 연구노력이 계속되어야 할 것이다.

4.2 근입장에 따른 선단지지력 변화

그림 9는 한강모래를 사용한 모형말뚝 실험 결과로서 관입깊이가 증가함에 따라 초기에는 급격한 선단지지력의 증가를 보여주나 어느 일정한 깊이 이상이 되면 선단지지력이 일정한 값에 수렴하고 있음을 보여준다. 이와 같은 현상은 Kerisel의 한계깊이(critical depth) 발표 후 수많은 연구결과로부터 확인되어 말뚝지지력 이해의 기본이 되었다.

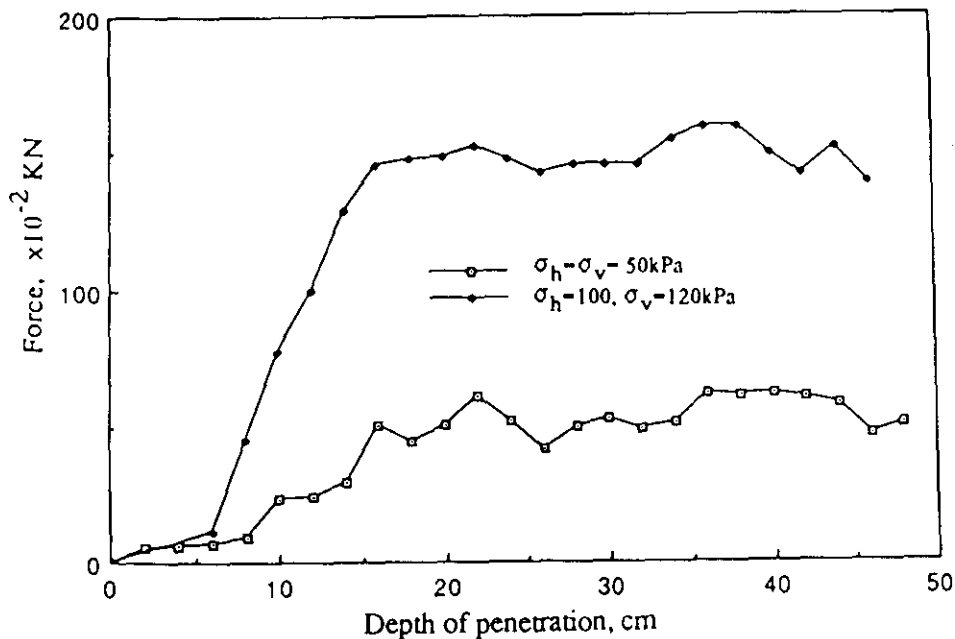


Fig. 9 Base resistance

이와 같은 현상은 말뚝선단부 아랫부분의 전단파괴 형태의 차이-일반전단 파괴, 국부전단파괴, 편칭전단파괴-로 부터 기인한다는 설명 또는 흙의 상대밀도 조건이 말뚝이 관입됨에 따라 압축(compression) 또는 팽창(dilation) 조건을 유발하여 체적변화의 평형이 되기까지 소요되는 근입장과 관계된다는 설명 등 해석이 있으며 한계관입깊이의 값도 흙의 상대밀도와 관련된다는 주장을 포함하여 여러 가지 제안이 존재한다.

이러한 한계 관입 깊이는 절대적인 것이 아니고, 관입깊이에 따라 선단지
지력이 비례하여 증가한다는 현장실험 결과⁽²⁵⁾ 와 말뚝직경대비 75배⁽²⁶⁾까지의 직선중
가를 보고한 실험실 규모 모형 말뚝실험 등 이견이 존재하기도 한다.

본 실험 결과로 부터는 말뚝 지경대비 약 8.6배 (관입깊이 기준 200mm)를
초과하면 선단지지력이 일정한 값에 도달하여, 한계관입깊이의 존재를 확인할 수
있었다. 한계관입깊이의 존재는 실제 말뚝시공시 지지층에 근입되는 근입장의
크기에 따라 말뚝지지력이 이론상의 극한 값과 차이가 있다는 scale effect 현상
의 주된 요인이 되는 바, 실제 말뚝 시공시 지지력을 예측하기 위해서는 근입장
대비 선단지지력 관계 등이 규명되어야 하며, 근입장은 말뚝 시공장비 및 말뚝의
재질 등에 관계되어 시공성 (drivability)과 연관 연구되어야 할 것이다.

4.3 주면마찰력

본 실험에서는 모형말뚝을 관입하여 선단지지력과 전체저항력을 측정하여
두가지 측정값의 차이로부터 주면 마찰력을 계산하였다. 그림 10,11은 선단저항,
전체저항 및 이로부터 계산된 주면 마찰력을 보여준다.

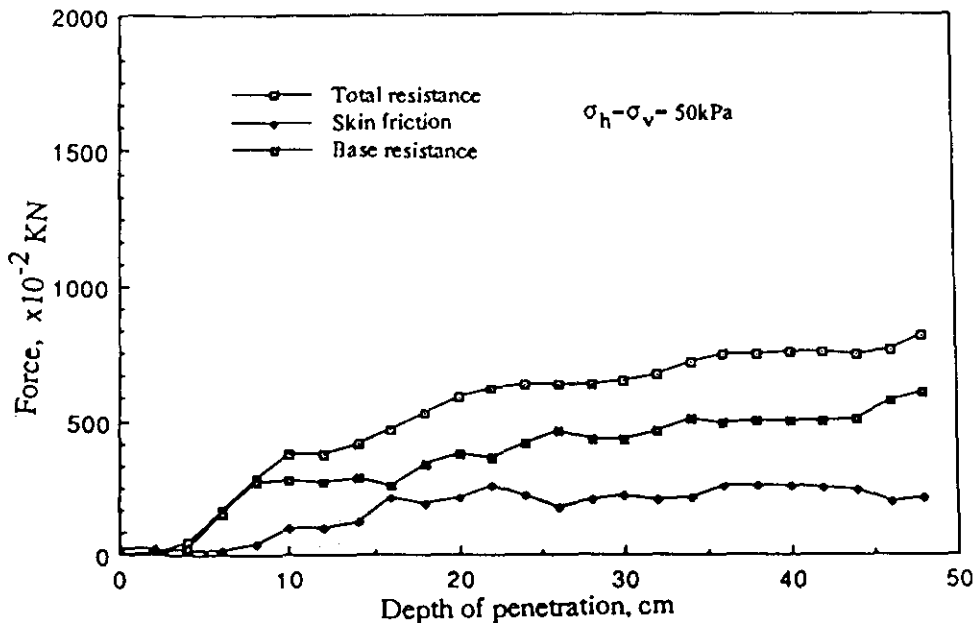


Fig.10 Curves showing development of cumulative skin friction,base resistance and total resistance

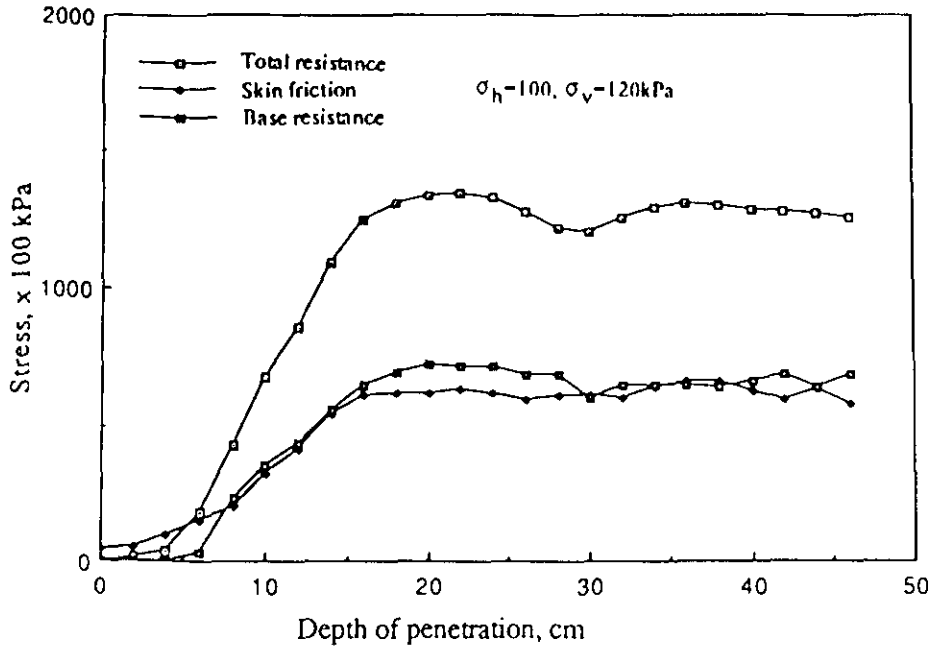


Fig.11 Curves showing development of cumulative skin friction, base resistance and total resistance

그림에서 보는 것과 같이, 선단 저항력뿐만 아니라 전체저항력도 어느 일정한 관입깊이를 초과하면 증가가 둔화하여 결과적으로는 주면마찰력이 일정한 값에 수렴하는 현상을 보여준다. 이와 유사한 현상은 Vesic의 실험연구결과에서도 보고되었으나, Vesic의 결과는 관입깊이가 증가함에 따라 단위 말뚝표면적당의 마찰 저항력 즉 응력의 개념이며 본 실험결과는 힘의 개념이어서 상이하다.⁽²⁷⁾

일반적으로 말뚝기초의 주면마찰력을 계산할 때에는 전체관입된 깊이 또는 여기에서 약간의 경험식적 깊이(지표면 부근과 선단부부근)를 공제한 깊이에 대하여 연직응력과 마찰계수를 곱하여 얻는다. 이와 같이 말뚝관입깊이 전체에 대한 고려는 말뚝선단부로부터의 거리변화에 따른 마찰력 변화 또는 말뚝관입으로 인한 지반응력 변화 등을 고려치 않아 합리적인 예측이 되지 못한다. 정적 관입시험시 측정된 주면마찰력으로 부터 선단부로부터의 거리변화에 따른 경험적인 계수를 적용한 Nottingham의 방법이 가장 합리적이라는 평가로 미루어 볼 때, 선단부로부터의 거리에 따른 주면마찰력 변화에 대한 보다 깊은 고찰이 필요할 것이다.⁽²⁸⁾⁽²⁹⁾

그림 12는 계산된 주변마찰력(힘)을 지반중에 관입된 전체 말뚝표면적으로 나누어 단위 표면적당 주변마찰력(응력)을 구한 것이다. 그림에서 보는 것과 같이 관입깊이가 증가하면 단위 주변마찰응력은 감소함을 알 수 있다. 이와 같은 현상은 관입깊이가 증가하면 일정한 주변마찰 응력에 도달한다는 기존의 이론과 상치되는 것이며 또 논리상 적합하지도 못하다.

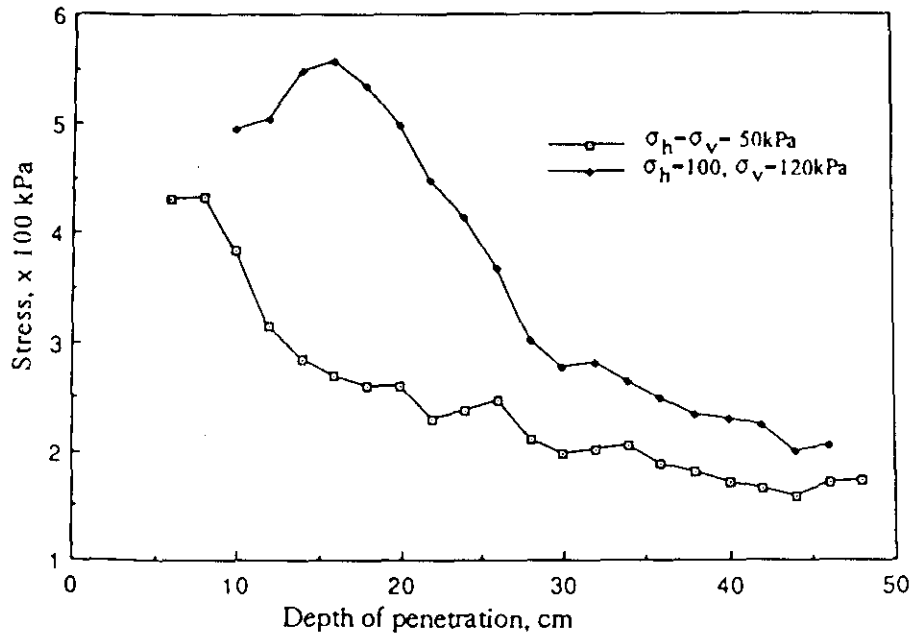


Fig.12 Skin friction

실험결과로부터 주변마찰력은 어느 일정한 관입깊이가 도달될 때까지는 증가한다는 것은 확인할 수 있었다. 이 현상을 다시 해석하면 말뚝선단부로 부터 일정한 거리가 확보될 때까지는 주변마찰력이 증가한다고 볼 수 있을 것이다. 즉 주변마찰력이 발생하는 범위는 말뚝선단부로부터 일정한 범위-이 범위를 한계범위(critical boundary)라 정의한다에 국한 한다고 할 수 있을 것이다. 실험결과로부터 주변마찰력에 대한 한계범위는 대략 200mm (말뚝 직경대비 8.6배) 정도 인 것으로 나타났으며, 이 범위는 선단지지력이 극한 값에 도달하는 한계 깊이와 같음을 알 수 있다. 주변마찰력은 한계범위내에서만 발생한다는 개념에 의한 주변마찰응력을 계산하여 그림 13에 나타내었다.

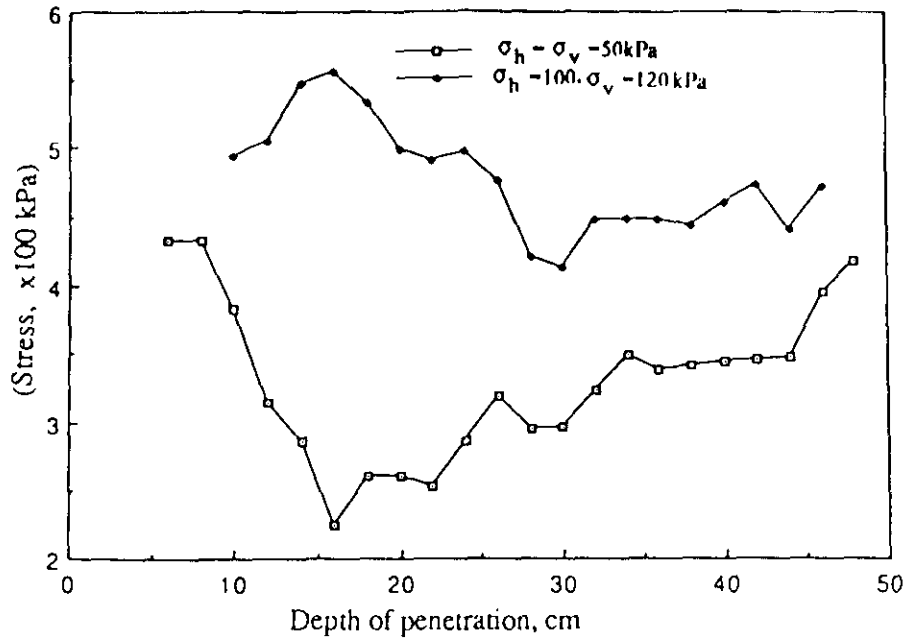


Fig.13 Skin friction / Surface area within critical boundary

말뚝 관입깊이 변화에 따른 주면마찰력의 변화를 확인하기 위하여 말뚝표면을 검은색으로 도장하여 관입시험을 수행한 결과 말뚝 선단부로부터 일정한 거리에서의 도장은 마찰결과 벗겨졌으나 일정거리밖의 도장은 그대로 남아 있어 마찰력이 어느 범위내에만 존재함을 확인할 수 있었다. 마찰정도는 말뚝 선단부로부터 말뚝직경대비 4~5배 범위에서 극심하였고 거리가 증가함에 따라 약화됨을 알 수 있었다.

도장 실험 결과로부터는 가정된 한계범위보다 큰 범위의 (약300~350mm) 도장이 벗겨진 것이 확인되었다. 이와 같은 현상으로부터 주면마찰에 대한 명백한 한계범위 개념은 실제와 상이한 것을 알 수 있으나, 주면마찰력이 선단부로부터 말뚝직경 대비 4~5배 범위에서 가장 큰 값을 갖는다는 점과, 일반적으로 정적관입시험으로부터 말뚝주면마찰력 계산에 사용되는 마찰측정단위(friction-jacket)가 선단부로부터 4~5배 범위 이내에 있는 것을 감안하여 볼 때 가상의 한계범위 적용은 합리화 될 수 있을 것이다.

그러나 전술한 내용들은 아직 문헌상에 보고된 예가 없어 결론을 도출하기에는, 모형토조의 구조상의 문제점, 그리고 실제 말뚝의 설치방법등에 대한 보다 구체적인 연구가 되어야 할 것으로 사료된다.

4.4 말뚝관입으로 인한 지중 응력변화

말뚝이 지반중에 관입됨에 따라 말뚝선단부 부근의 응력변화는 말뚝지지력⁽³⁰⁾에 대한 공동확장 이론(cavity expansion theory)에 의하여 계산할 수 있다.

공동확장 이론은 대부분의 소성이론을 기본으로한 말뚝지지력 해석에 비하여 상대적으로 높은 신뢰도를 주는 것으로 알려져 있으나, 말뚝선단부 아래에 가상의 확장하는 공동이 존재하지 않는 점과, 선단부 윗쪽에 존재하는 견고한 말뚝의 존재등의 문제점 때문에 가상의 우수한 이론으로는 인정되었으나 이론이 실제와 적합한지 여부에 대한 실증적인 연구는 극히 저조하였다.

말뚝관입으로 인한 지중응력변화 연구는 오히려 주변마찰력 연구를 위하여 보다 빈번히 수행되어 왔다. 이러한 지중응력 측정시 가장 문제가 되는 것은 마찰이 발생하는 곳에 측정장치를 설치할 수 없다는 점이다. Campanella and Robertson 은 수개의 마찰측정단위를 사용하여 선단부로부터 거리변화에 따른 마찰력을 측정하였으며 Nauroy and Le Tirant는 선단부로부터 횡방향으로 일정한 거리에 토압계를 매설 측정하였다.⁽³¹⁾ Huntsman외는 이와 같은 문제점 해결을 위하여 주변마찰 측정단위를 개조하여 말뚝주면에 작용하는 횡방향 응력을 측정하였다.

본 연구에서는 말뚝의 선단지지력 규명을 위하여, 구형공동확장 이론을 변형형태(mode of deformation)로 가정하고, 이론의 실증적 확인을 목적으로 하였다.⁽³²⁾ 구형 공동확장 이론에 의하면, 가상의 확장하는 구형공동(fictitious expanding spherical cavity)이 확장됨에 따라 공동 주위의 흙들이 탄성평형상태(elastic equilibrium)로 부터 소성평형상태(plastic equilibrium)로 변화하게 된다. 공동내의 압력이 극한상태에 도달하게 되면 주위의 소성구역 범위도 일정한 범위에 국한하게 되며(역시 구형) 소성구역 밖에는 지반응력이 초기의 상태와 같은 상태로 변화가 없다.

말뚝의 선단지지력과 관련한 변형형태 규명에 있어서 가장 큰 장애는 실제 토 지반내에 확장하는 공동이 없다는 것이다. 본 연구에서는 모형토조내에 토압 계를 매설하여 소성구역의 형태 및 범위확인을 목적으로 하였다. 소성구역의 형태 및 범위가 확인되면 이론상의 가상의 확장하는 공동을 간접적으로 유추할 수 있을 것으로 기대되었다. 아울러 소성구역내에서의 중심으로 부터 거리 변화에 따른 응력변화를 조사할 수 있었다.

그림 14 및 그림 15는 매설된 토압계의 위치를 나타내준다. 말뚝선단부로부터의 수직방향 거리 변화에 따른 토압변화를 측정하기 위하여 토조 중심에 수평방향으로 토압계를 설치하였으며 관입깊이 변화에 따른 토압변화를 측정하기 위해서 각각 다른 깊이에 수직방향으로 4개의 토압계를 매설하였다(그림 14). 그림 15의 경우에는 중심부의 토압계와 선단부로부터 횡방향 거리변화에 따른 토압 변화를 측정하기 위하여 같은 깊이에 중심으로 부터의 거리만을 변화시켜 4개의 토압계를 수직으로 설치하였다.

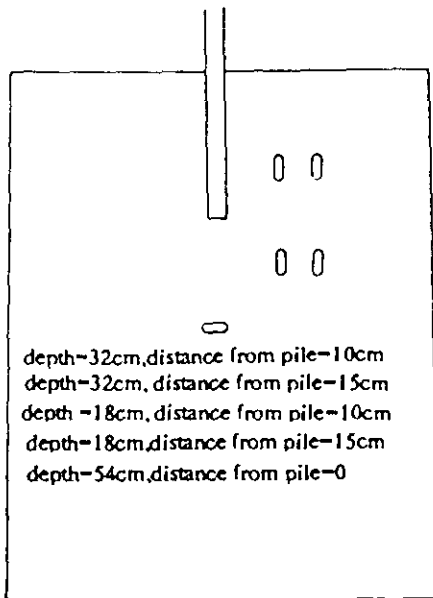


Fig. 14 Location of earth pressure cell

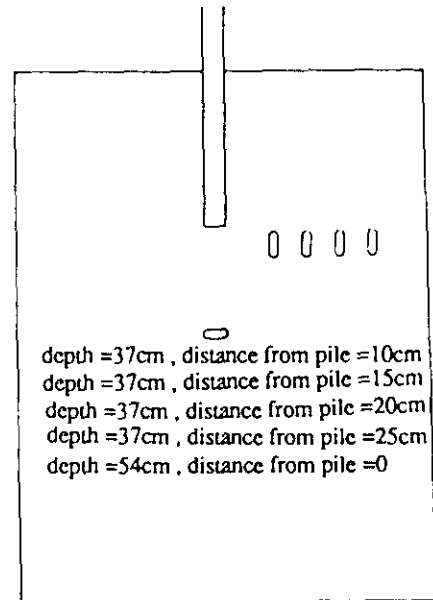


Fig. 15 Location of earth pressure cell

그림 16은 중심부에 설치한 토압계의 측정값을 나타내었다. 두가지 실험 모두에서 말뚝의 선단부로부터 약200~240mm 정도에서 소성구역이 시작되는 것으로 나타나고 있다. 말뚝선단부와와의 거리가 감소함에 따라 토압은 증가하며 증가율은 거리가 가까와 질수록 증가함을 알 수 있다. 이와 같은 증가양상은 구형 공동 확장의 이론적 응력 증가로 설명할 수 있겠으나 구체적 대비는 각종 토질정수에 대한 실험치를 얻은 후에 검토할 예정이다.

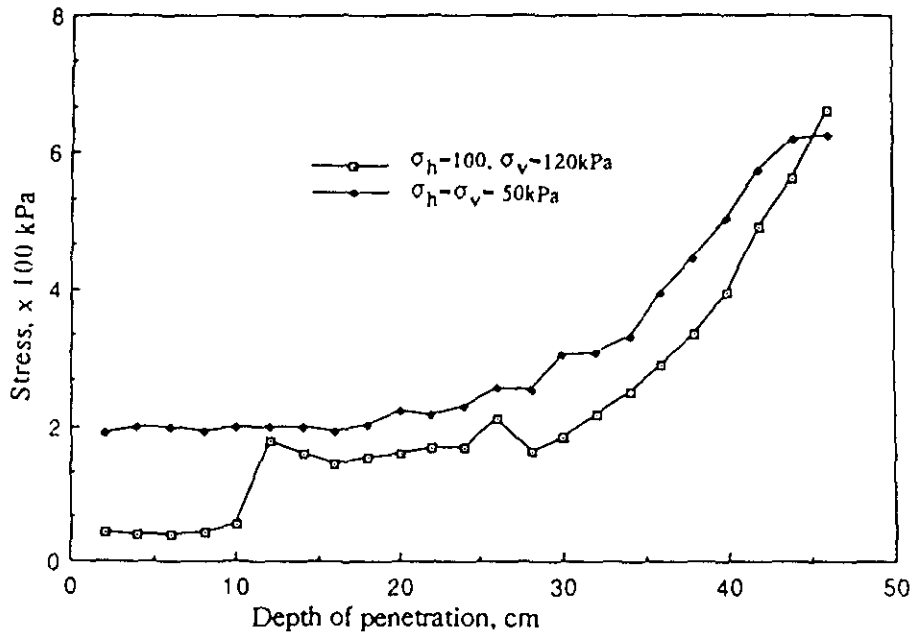


Fig. 16 Variation of earth pressure during pile penetration
(location of earth pressure, depth=54cm,distance from pile=0)

그림 17은 관입깊이 변화 및 중심으로 부터의 거리변화에 따른 토압변화를 보여준다. 말뚝선단부가 토압계를 설치한 위치보다 약간 높을때 최대값을 나타내고 있으며, 이러한 결과는 Nauroy and Le Tirant의 실험결과와도 일치한다. 이로부터 말뚝선단부 뒤편의 응력은 급격히 감소함을 확인할 수 있었으며 이는 구형공동확장 이론에 의한 변형가정과도 잘 일치하고 있다. 이 그림에서 보여주고 있는 바와 같이 중심으로부터 동일한 거리에 설치된 그러나 설치깊이가 서로다른 토압계의 토압변화로부터, 한계관입깊이를 다시한번 확인할 수 있었다.

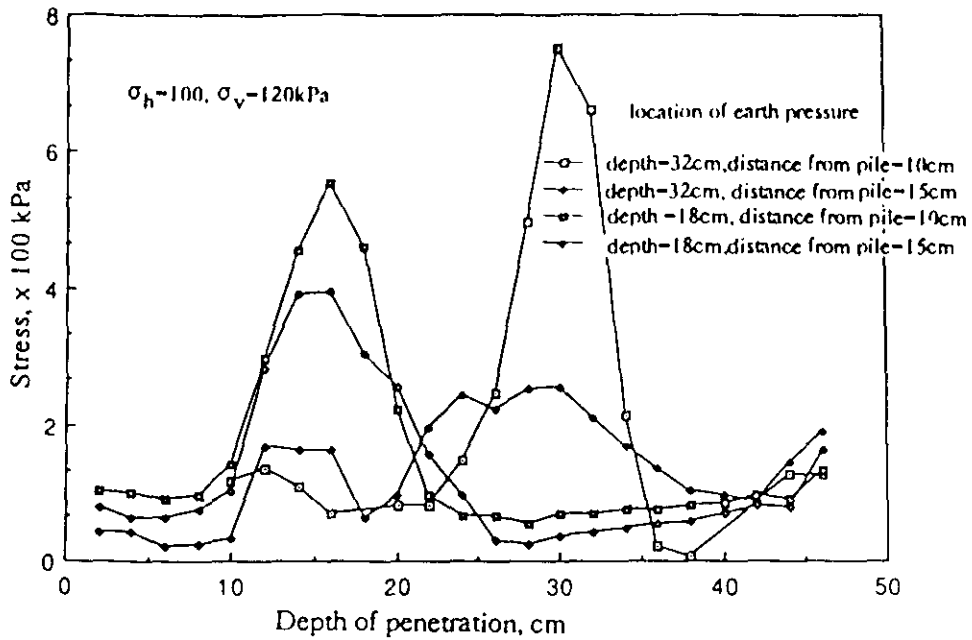


Fig. 17 Earth pressure distribution

그림 18은 같은 깊이에 중심부로 부터의 거리를 변화시켜 설치한 토압계의 측정치들을 보여준다. 여기에서 보는것 처럼 중심으로부터 어느정도 이상의 거리에 매설한 토압계에는 거의 변화가 없음을 알 수 있다. 이로부터 소성구역의 횡방향 범위는 대략 200mm인 것으로 해석할 수 있었다.

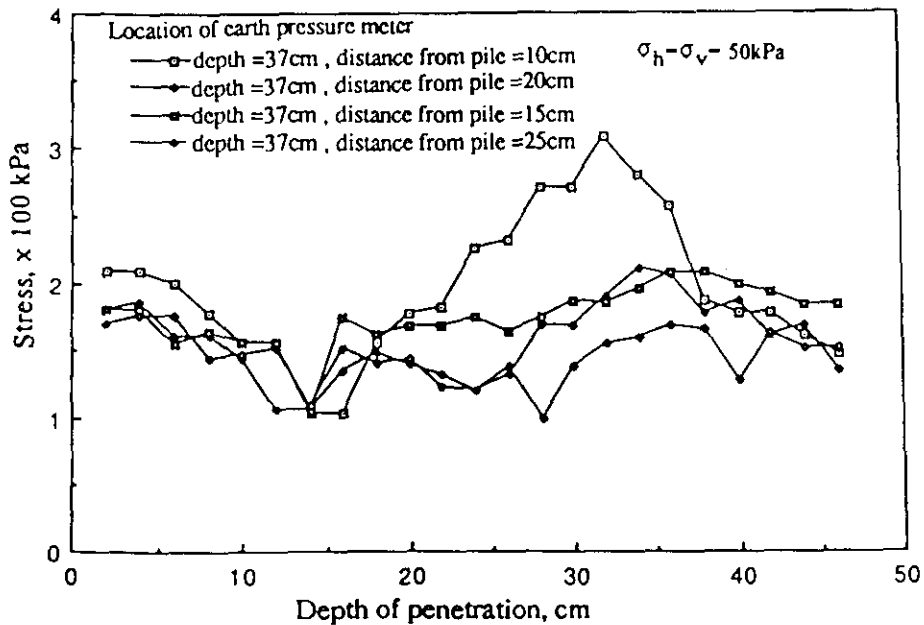


Fig. 18 Earth pressure distribution

4.5 흙의 변형형태 (mode of deformation)

토압계 측정으로부터 개략적인 소성구역을 가정하여 보면, 소성구역은 말뚝 선단부 아랫쪽에 대략 구형으로 존재하며, 범위는 말뚝직경의 약8.6배(약200mm 정도)인 것으로 생각된다. 토압계 해석으로부터 소성구역은 구형이 아니고 종방향 반경이 횡방향 반경보다 약간 큰 것으로 생각되며 이러한 가정은 Al Awkati의 해석과도 일치하고 있다. 그러나 이러한 형태는 이론적으로 해석이 불가능하여 이론해석을 위해서는 구형으로 가정하는 과정이 필요할 것이다.

소성구역의 범위는 X선을 이용한 Robinsky and Morrison의 실험결과와도 거의 유사하다.⁽³³⁾ 가정된 소성구역 범위로부터 가상의 확장하는 공동의 범위를 일반적인 모래에서의 소성구역 범위로부터 역산하면 대략 말뚝직경의 2배정도가 얻어진다.

구형공동확장 이론을 말뚝선단지지력에 적용한 여러가지 해석법들 중에, Sayed and Hamed는 가상의 공동의 범위를, Koizumi와⁽³⁴⁾의 말뚝선단부아래 주압축 구간 (main compaction zone)실측 값으로부터 아래와 같이 계산하였다 (그림 19)⁽³⁵⁾⁽³⁶⁾

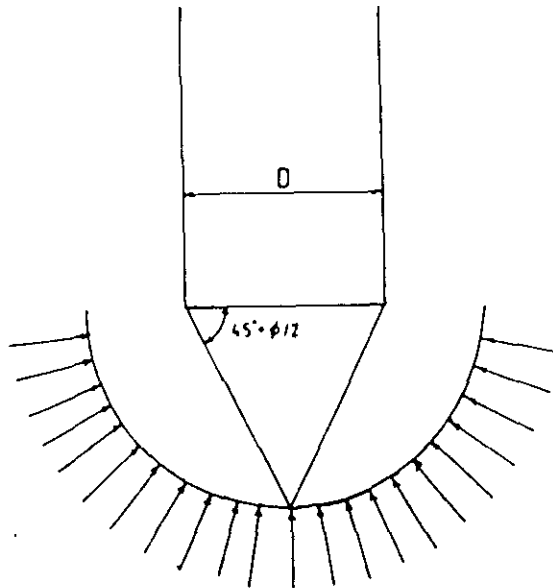


Fig. 19 Fictitious expanding spherical cavity boundary

$$R_u = D/2(45^\circ + \phi/2)$$

여기서 R_u ; 극한상태에 도달하였을때의 공동의 반경

D ; 말뚝직경

ϕ ; 흙의 내부마찰각

한강모래 시료에 대한 삼축압축 실험결과 $e=0.7$ 일때 ϕ 값은 구속압력수준에 따라 대략 $37^\circ \sim 40^\circ$ 의 범위에 있으며 이값을 위의식에 대입하면 $R_u \sim 2D$ 인 것으로 계산된다. 이 값으로부터 소성구역 범위를 계산하면 $R_p/R_u \approx 4.3$ 이 되며 이 값은 일반적인 모래시료의 범위에 해당된다.

이상으로 가상의 확장하는 공동의 크기를 계산하면 각종 실험결과와 구형 공동확장 이론과 상이하지 않으며 이로부터 20과 같은 변형형태를 사용할 수 있을 것으로 사료된다.

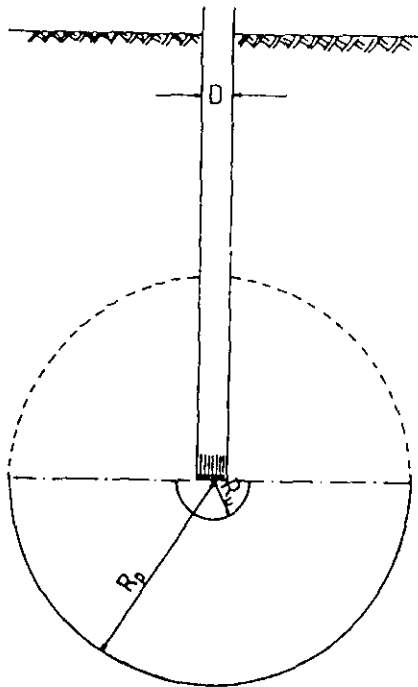


Fig. 20 Assumed mode of deformation

5. 결론

본 연구에서는 모형말뚝의 정척관입 저항력이 말뚝지지력과 동일하다는 가정아래 말뚝의 지지력 규명을 위하여 현장 지반의 응력을 재현할 수 있는 calibration chamber를 사용 모형말뚝 관입시험을 수행하였다. 지지력은 선단부와 전체지지력으로 나누어 측정하였으며 말뚝관입으로 인한 지반응력 변화를 알아보기 위해 토압계를 매설하여 응력변화를 측정하였다. 실험결과로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 말뚝의 선단지지력 해석에는 일반적으로 적용되는 유효수직응력을 기준응력으로 하는 것은 적합치 않으며 선단부에서의 평균주응력을 사용하여야 한다.
2. 말뚝이 지지층에 관입되어 이론상의 극한 선단 지지력을 갖기 위해서는 말뚝지경 대비 8.6배 정도의 (한계관입 깊이의 크기는 토사의 물리적 성질과 관련된 함수이며 본 실험연구의 경우에는 8.6배정도)관입이 되어야 한다. 한계관입깊이 이상의 관입은 말뚝지지력 증가에 도움이 되지 못한다.
3. 말뚝의 주변마찰지지력(힘)은 말뚝관입 깊이가 증가함에 따라 증가하나 주변마찰력을 발생시키는 한계범위 이상 관입되는 경우 주변마찰력은 일정한 값에 수렴한다. 따라서 일반적으로 사용되는 전체관입 깊이에 대한 표면적 고려는 재검토 되어야 할 것이다.
4. 말뚝이 관입됨에 따라 지반내의 응력은 말뚝 선단부와의 거리에 따라 변화한다. 선단부와의 거리가 어느 한계 이상일 경우 지반응력은 초기의 상태를 유지하며, 한계범위내의 소성구역에 들어가면 응력이 증가한다. 응력증가율은 선단부와의 거리가 가까와 질수록 급격하게 증가하며, 선단부보다 윗쪽 지반의 응력은 급격하게 감소한다.

5. 지반내의 응력변화와 소성구역 한계로부터 말뚝선단부 아래의 변형형태는 대략 구형인 것으로 추측되며 이를 구형공동확장이론으로 해석할 수 있다. 이론의 실증과정에서 가장 취약한 부분인 실제로 확장하는 구형공동의 범위를 소성구역 한계로부터 역산하면, 구형공동의 반경은 $D/2 \tan(45^\circ + \phi/2)$ 인 것으로 볼 수 있어 변형형태 규명이 가능하였다.
6. 이상의 실험결과로부터 말뚝의 선단지지력 관련 한계관입깊이, 주면마찰계산을 위한 한계범위 등은 말뚝관입으로 인한 흙의 변형형태와 밀접한 관계에 있는 것으로 볼 수 있으며, 해석은 구형공동확장 이론을 사용하여 설명될 수 있을 것이다.

6. 감사의 말씀

본 연구는 한국건설기술연구원의 "말뚝기초의 설계 및 시공관리 개선방안"의 일부로 수행되었으며 연구가 가능토록 배려하여 주신 이윤식 원장님 그리고 홍성완 실장님께 감사드립니다. 또한 실험측정장치를 제공하여 주신 국민대학의 황성일 교수님께 감사드리며 중량의 실험장치 조립, 해체에 도와주신 여러분들에게도 감사드립니다.

7. 참고문헌

1. Vesic, A.S., "Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand," Proc. Symp. Bearing capacity of Fdns, Duke university, 1967, pp. 53-68.
2. Lee, M.W., "End bearing capacity of a pile in cohesionless soils," PhD thesis, University of Birmingham, 1987.
3. Beringen, F.L., Windle, D. & Van Hooydonk, W.R., "Results of loading tests on driven piles in sand." Proc. Conference on Recent Developments in the Design and Construction of Piles, I.C.E., London, 1979, pp. 213-225
4. Cheeks, J.R., "Analytical methods to predict pile capacities," Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren. Ed., 1979, pp. 199-208.
5. Report of the ISSMFE, Technical committee on penetration Testing of soils-TC16 with Reference Test procedures, 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.
6. Heijnen, W.J., " Penetration Testing in the Netherlands," ESOPT, Stockholm, SOA Report, Vol.1, 1974, pp. 79-83
7. Nottingham, L.C., " Use of quasi-static cone penetrometer data to predict load capacity of displacement piles, "PhD thesis, University of Florida, 1975.
8. Kerisel, J. " Fondations profondes on Milieu Saleux," Proc. 5th ICSMFE. Vo.2, 1961, pp. 73-83.
9. De Beer, E.E., " The scale effect in the transposition of the results of deep-sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations." Geotechnique, Vol 3 No.1., 1963, pp. 39-75.
10. Vesic, A.S., "Bearing capacity of deep foundations in sand." Highway Research Board, National Research council, Washington D.C., 1963, pp. 112-153.
11. De Beer, E.E., De Jonghe, A., Carpentier, R. & Wallays, M., " Analysis of the results of loading tests performed on displacement piles of different types and sizes penetrating at relatively small depth into a very dense sand layer," Proc. Conference on Recent Development in the Design and Construction of Piles, I.C.E., London, 1979. pp. 199-214.
12. Van Weele. A.F, "Prediction versus performance." Special Lecture E, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, 1989.

13. Tcheng, Y., "Foundations profondes on Milieu Pulverulent a Diverses Compacities Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, "Sols et Fondations, 54, No. 219-220,1966.
14. Melzer, K.J., " Sondenunters chungen in Sand." Dissertation D82, Technischen Hochschule, Aachen, 1968.
15. Holden, J.C., " Laboratory research on static penetrometers," Internal Report CE-SM-71-1, University of Florida, 1971.
16. Al Awkati, A., " On problems of soil bearing capacity at depth." Ph D Thesis, Duke University, 1975.
17. Parkin,A.K., "The friction cone penetrometer;Laboratory calibration for the prediction of sand properties, " N.G.I. Internal Report 52108-5,1977.
18. Parkin, A.K. & Lunne, T., " Boundary effects in the laboratory calibration of a cone penetrometer for sand." N.G.I. Publication No.138, 1982, pp.307-312.
19. Villet W.C.B. & Mitchell, J.K., "Cone resistance, relative density and friction angle," Proc. Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Division, A.S.C.E., 1981, pp.178-207.
20. Bellotti, R., "Chamber size effects and boundary condition effects," Proc. Seminar on Cone Penetration Testing in the Laboratory, University of Southampton, 1984, pp.26-29.
21. Schmertmann, J.H., " Effect of in-situ lateral stress on friction cone penetrometer data in sand." Proc Fugro Sondeer Symposium, Published by Fugro-Cesco, Holland, 1972, pp.37-39.
22. Houlby, G.T. & Hitchmann, R., " Calibration chamber tests of a cone penetrometer in sand." Geotechnique, Vol. 38, No.1, 1988, pp.39-44.
23. Dahlberg, R., "The effect of overburden pressure on the penetration resistance in a preloaded natural fine sand deposit." Proc. 1st ESOPT, Stockholm, 1974, Vol.2:2, pp.89-91.
24. Peuch, A., Biarez, J., Cassan, M. & Toutoungi, A., "Contribution to the study of static and dynamic penetrometers." Proc. 1st ESOPT, Stockholm, 1974, Vol.2:2, pp.307-312.
25. Jambu, N., & Senneset, K., " Effective stress interpretation of in-situ static penetration tests." Proc. 1st ESOPT, Stockholm, 1974, Vol.2:2, pp.181-193.
26. Treadwell, D., "Effect of layering on the cone resistance of soils." Ph D thesis, University of California, Berkeley, 1975.

27. Vesic, A.S., " Investigation of bearing capacity of piles in sand." Proc.North American Conference of Deep Foundations, Mexico City, 1964.
28. Campanella, R.G. & Robertson, P.K., " Applied cone research," Proc. Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Division, ASCE, 1981, pp.343-362.
29. Huntsman, S.R., Mitchell, J.K., Klejbuk, L.W. & Shinde, S.B., " Lateral stress measurement during cone penetration." Proc. In-situ '86, ASCE Specialty Conference, 1986, pp.617-634.
30. Vesic, A.S., " Design of pile foundations," National cooperation Highway Research Program, Report No.42, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1977.
31. Nauroy, J.F. & Le Tirant, T., " Model tests of piles in calcareous sands," Proc. Geotechnical Practice on Offshore Engineering, ASCE, 1983, pp.356-369.
32. 이명환, " 공동확장개념에 의한 사질토에서의 말뚝의 선단지지력 해석," 대한토질공학회지, 1989, Vol.5, No.1, pp.35-46.
33. Robinsky, E.I. & Morrison, C.F., "Sand displacement and compaction around model friction piles," Canadian Geotechnical Journal, 1964, Vol.1, No.2, pp.81-93.
34. Koizumi, Y.et al (B.C.P. Committee), "Field tests on piles in sand," Soils and Foundations, 1971, Vol.11, No.2, pp.29-49.
35. Sayed, S.M. & Hamed, M.A., "Expansion of cavities in layered elastic system," Int. J. Numer. Anal. Mech. Geomech. 1987, Vol.11, pp.203-213.
36. Hirayama, H., "A unified base bearing capacity formula for piles," Soils and Foundations, 1988, Vol.28, No.3, pp.91-102.