

PAR에 의한 강관 말뚝의 극한 수직 및 수평 지지력 예측

Prediction on Ultimate Vertical and Horizontal Bearing Capacity
of Steel Pipe Piles by Means of PAR

최 용 규*
Choi, Yong-Kyu

Abstract

A predicting method for ultimate vertical and horizontal bearing capacity by means of PAR(Pile Analysis Routines) was suggested. Based on the static pile load test data, case studies by means of PAR were performed. Ultimate pile capacity predicted by PAR was within 15% error range of that determined by static pile load tests. Also, the results of static pile load test, statnamic tests and PDA data performed on pipe piles were compared and, by using PAR, ultimate pile capacity was determined. Distributions of axial pile load could be predicted and load transfer analysis could be done approximately by those distributions.

요 지

말뚝 해석 프로그램인 PAR에 의하여 말뚝의 극한 수직 및 수평 지지력을 예측할 수 있는 방법을 제안하였으며, 현장에서 수행된 말뚝재하시험 결과들을 이용하여 PAR에 의한 사례연구를 수행하였다. PAR에 의해 해석된 말뚝의 극한지지력은 정재하시험에서 구한 지지력에 대하여 약 15%이내의 오차범위에 들었다. 또한, 강관말뚝들에 수행된 정재하시험, 정·동재하시험, 그리고 PDA 결과들을 비교하였으며, PAR에 의해 극한지지력을 예측하였다. PAR을 이용하면 말뚝의 축방향 하중의 분포를 예측할 수 있었으며, 여기서, 하중전이해석도 근사적으로 수행할 수 있었다.

Keywords : Pile load tests, Ultimate pile capacity prediction, PAR(Pile Analysis Routines), P-y models, t-z/q-z models.

1. 서 론

말뚝 기초의 지지력을 예측하기 위한 재하시험 방법으로 정재하 시험법, 정·동재하 시험법(Statnamic test) 향타분석기에 의한 방법

(PDA 방법), 그리고 특별히 제안되고 있는 각종 방법들을 들 수 있다. 이들 중, 가장 신뢰도가 높은 것으로는 정재하 시험법을 들 수 있으나, 여기에는 많은 시험 경비와 시간이 수반되어야 하며, 재하시험 장치의 용량을 충분하게

* 정희원, 경성대학교 공과대학 건설·환경공학부 부교수

하지 못할 경우에는 극한 지지력을 확인하지 못할 뿐만 아니라 항복지지력마저도 구하지 못하는 경우도 많다. 즉, 설계하중의 지지여부만 확인하는데 그치는 경우가 대부분이다. 말뚝 재하 시험에 의하는 방법외에는 간접적인 수단이나 이론적 해석들을 이용한 극한 지지력 추정 방법들이므로, 그 신뢰도는 극히 낮은 것으로 알려져 있다(한국지반공학회, 1993).

본 연구에서는 외말뚝 해석용 전산 프로그램인 PAR (Pile Analysis Routines)을 이용한 강관 말뚝의 극한 수직 및 수평 지지력 예측 방법을 제안하였고, 예측된 극한 지지력을 대구경 강관 말뚝에 실시된 정재하 말뚝시험 결과와 비교하였다. 또한, 강관말뚝에 수행된 세 종류의 말뚝재하시험들간의 말뚝머리하중과 침하량 곡선을 비교하였다. 또한, 강관말뚝에서 수행된 재하시험자료들에 기초하여 PAR에 의한 극한지지력 결정방법의 적용성을 검토하였다. PAR에 의하여 하중전이해석을 개략적으로 수행하였다.

2. 흙의 비선형 모델(P-y 및 t-z/ q-z 모델)

흙과 암반에 대한 비선형 모델(P-y, t-z/q-z)을 제안한 연구자들과 발표년도를 표 1에 제시하였으며, 구체적인 참고문헌명은 지면판계상 수록하지 않았다. 그리고, 이들 중 PAR에서 채택하고 있는 흙의 비선형 모델들을 아래에 설명하였다.

2.1. P-y모델

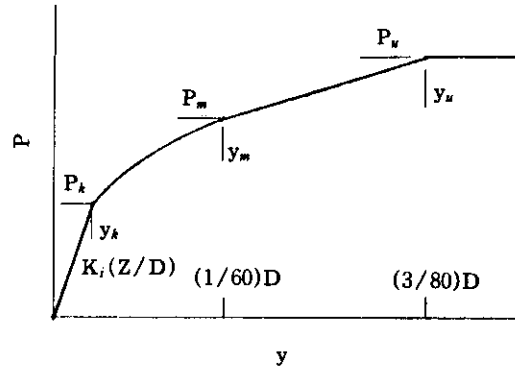
사질토에 대한 P-y모델은 O'Neill과 Mur-chinson(1983)의 것이 채용되었으며 식 (1)과 같다.

$$P = \eta \cdot A \cdot P_u \cdot \tanh\left[\frac{K \cdot z}{A \cdot P_u} \cdot y\right] \quad \dots\dots(1)$$

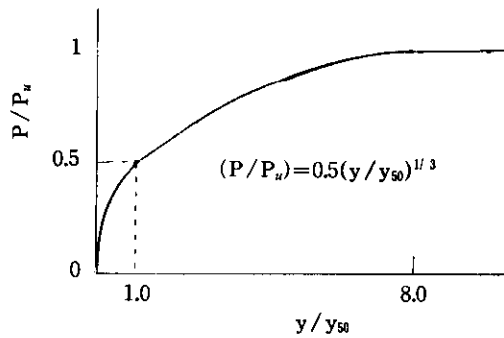
여기서, P = 단위 길이당 수평하중(kN/m)
 A = 재하조건에 따른 계수(주기하중 : 0.9, 정하중 : 3.0-z/D)

$$P_u = \text{깊이 } z \text{에서의 극한 지지력 값 (KN/m)}$$

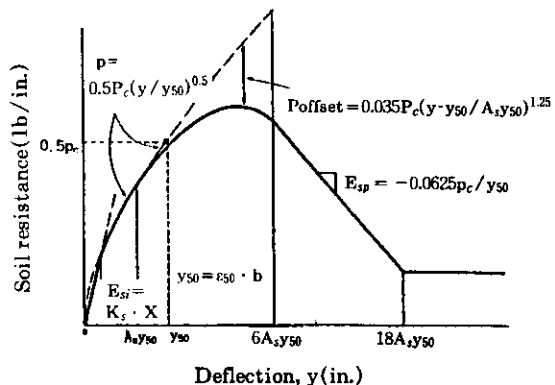
$$= (c_1 + c_2)\gamma \cdot z \quad (c_1, c_2 \text{는 } \phi \text{에 따라 변화})$$



(a) Sand (O'Neill, 1983)



(b) Stiff clay (Reese et al., 1975)



(c) Soft clay (Matlock, 1970)

그림 1 P-y models in sand and clay

η = 기하학적 조건에 따른 계수(원형
말뚝 : 1.0, 단면적이 변화하는 말
뚝과 H형강 말뚝 : 1.5)

K = 초기 지반 반력 계수(KN/m³)

y = 수평 변위(m)

z = 깊이(m)

D = 말뚝 직경(m)

점성토에 대한 P-y 모델은, 연약점토인 경
우 Matlock(1970)이 제안한 것(그림 1(b) 및
식(2))이 사용되었으며, 굳은 점토인 경우
Reese등(1975)이 제안한 것(그림 1(c))이 사
용되었다. 여기서 굳은 점토에 대해 Reese등이
제안한 P-y 모델은 식으로 제시하는 것은 복
잡하여 그림으로만 나타내었다.

$$P = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot P_u \quad (2)$$

여기서, $y_{50} = 2.5E_{50} \cdot D$

E_{50} = 일축 압축 강도의 1/2

2.2 t-z/q-z 모델

PAR에서는 사질토와 점성토의 t-z/q-z 모
델은 Reese & O'Neill (1987)이 제안한 것이
채용되었는데, 최대마찰응력(t_{max})과 최대선단
응력(q_{max})에 대하여 각각 정규화된 마찰응력
과 선단응력의 크기를 그림 2에 나타내었다.

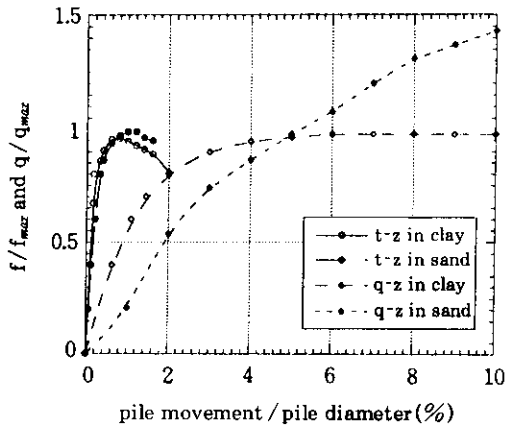


그림 2 Normalized t-z/q-z curves in clay and
sand(Replotted using Reese and O'Neill, 1987)

여기서, 사질토와 점성토의 경우 t/t_{max} 는 말뚝
의 수직 변위가 각각 말뚝 직경의 1%와 0.6%
에 도달할 때 최대가 되었으며, 선단응력은 점
성토에서는 말뚝 직경의 약 5% 변위에서 최대
값을 나타내었으나 사질토에서는 변위의 증가
에 따라 계속 증가하는 양상이었다.

3. PAR에 의한 말뚝의 극한 지지력 예측

3.1. PAR의 개요

PAR(Pile Analysis Routines)은 수직하중,
수평하중, 주기진동하중, 그리고 지진진동과
같은 비주기 진동하중이 작용된 말뚝의 해석을
수행할 수 있으며, PAR의 특성을 다음과 같이
요약할 수 있다.

- 외말뚝 해석 프로그램
- 말뚝은 유한 요소로 분할되어지며, 각 요소
는 비선형 3차원 보-기둥 요소(non-linear
3-dimensional beam-column element)로 모
델링된다.
- 흙 요소는 각 절점에서 수직 및 수평 스프링
으로 모델링된다.
- 각 절점의 고정 상태를 고정, 힌지, 자유 상
태로 할 수 있다.
- 사질토와 점성토에 사용할 수 있으며 기타
지반(풍화토~암반)에도 적용 가능하다.
- 비선형 모델(P-y, t-z/q-z 모델)을 채용하였
다.
- 각각의 하중 상태 및 변위 상태에 따른 해석
이 가능하다.
- 동하중 작용시 지지력 저감(degradation)을
예측할 수 있다.

그림 3에는 PAR에서 사용하는 비선형 3차원
보-기둥 요소를 나타내었는데, 여기에는 2개의
외부점(external node), 2개의 강소성 힌지
(two rigid-plastic hinges), 2개의 내부점
(two internal nodes), 그리고 탄성보 요소로
구성되어 있다. 일반 좌표계에서 외부점들은

각 점에서 6개의 자유도(3개의 변위와 3개의 회전)를 가지며, 국부 좌표계에서는 총 6개의 변위를 가진다. 강소성 힌지의 경우에는 각 힌지가 4개의 자유도(축방향 변위와 3개의 회전)로 구성되나, 완전 힌지(complete hinge)인 경우에는 총 6개의 자유도로 구성된다. 내부 점들은 총 6개의 자유도를 가진다.

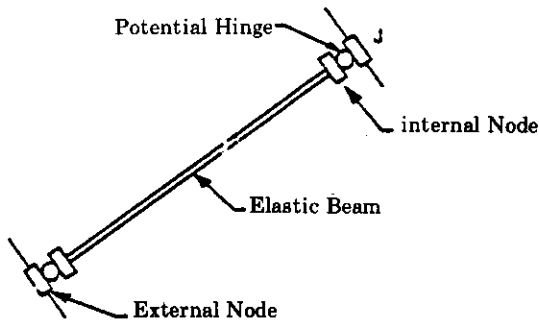


그림 3 Non-linear 3-dimensional beam-column element

3.2. 극한 지지력 예측 방법

말뚝머리 하중을 단계별로 증가시키면서 각 단계마다 하중을 입력하여 계산할 수 있다. 침하량이 급격히 증가할 때(즉, 파괴하중에 도달될 때)까지 증가시켜 해석을 수행하여 하중과 그에 상응하는 침하량을 도시하여 하중-침하량 관계를 구할 수 있으며, 여기서, 수직 극한 지지력을 예측할 수 있다. 수평지지력은 말뚝 두부의 고정상태에 크게 좌우되어진다. PAR에서는 말뚝머리의 고정상태가 고정(fixed), 힌지(hinged) 그리고 자유로운(free-headed) 말뚝머리 상태에 대하여 해석할 수 있다. 자유 및 고정된 말뚝 두부 상태에서는 말뚝 머리의 수평변위를 입력시켜야 해석되어진다. 그 변위에 상응하는 말뚝머리의 수평지지력(또는, 모멘트)을 계산할 수 있는데, 이렇게 계산된 수

평변위와 수평하중을 도시하여 수평하중-수평변위 관계를 구할 수 있으며, 여기서 수평극한 지지력(또는 모멘트)을 예측할 수 있다. 단, 힌지된 말뚝 두부 고정상태에서는 말뚝머리의 회전각을 입력시켜 수평하중이나 모멘트를 계산할 수 있다.

3.3. 극한 지지력 예측 방법의 적용성 검토

국내에서 수행된 대부분의 말뚝재하 시험은 설계지지력 확인 목적으로 수행되어졌으므로 극한 상태까지 재하된 사례는 흔하지 않으며 또한 각 지층의 특성치가 함께 조사된 예는 더 희소한 형편이다. 따라서, 외국에서 수행된 말뚝재하시험들 중에서 해석사례(사례 2-4)를 선정하였으며, 극한 상태까지 재하되지는 않았지만 국내에서 수행된 말뚝재하 시험결과(사례 1)를 해석하여 극한 지지력을 예측하였다.

3.3.1. 해석 사례 선정

사례 1(S-1) (00건설(주), 1995)

국내의 현장에서 시공된 개단 강관 말뚝의 예이며, 외경 812.2mm이고 벽두께 16.0mm인 대구경 개단 강관 말뚝을 66.5m관입시켰다. 지층은 모래층과 점토층이 혼재하고 있었으며, 말뚝 선단부는 풍화토(SW)층의 약 10m 정도까지 관입되었다. 점토층의 비배수강도는 삼축압축 실험(UU)결과를, 그리고 사질토의 내부마찰 저항각은 보정 N' 를 참고하여 결정하였는데, 내부 마찰각은 Terzaghi와 Peck의 관계식을 사용하였다. 각 지층의 지층 구분 및 특성치는 표 1에 나타내었다. 풍화토층은 입도분석결과 입도분포가 양호한 모래로 나타났으며 점착력이 없는 상태이므로 내부 마찰각이 45° 인 모래층으로 가정하였으며, 작성된 P-y, t-z/q-z 곡선을 입력하였다. 재하시험으로는 정재하 시험 뿐만 아니라 정·동 재하시험(Static test), PDA도 수행되었는데, 정재하시험에서는 재하용량에 제한이 있어 극한상태까지는 재하하지 못하였다.

Table 1. List of studies on P-y, t-z/q-z models for soils and rocks

Model	Materials	Names of Researchers (Year of Publication)
P-y Model	Sand	Reese, et al. (1974), Matlock, et al.(1980), Scott(1979), Parker(1970), Neill, et al.(1983, 1984)
	Clay	Dunavant, et al.(1989), O'Neill, et al. (1984), Welch, et al.(1972), Reese, et al.(1975), Matlock(1970), APIRP 2A(1989), Stevins(1979)
	Rock	Reese, et al. (1978)
t-z Model	Sand	Coyle, et al.(1967), Mosher(1984), Reese, et al.(1987)
	Clay	Coyle, et al.(1966), Kraft, et al.(1981), Kagawa, et al.(1987)
	Rock	Osterberg, et al.(1973), Johnston(1994), O'Neill, et al.(1994)
Q-z Model	Sand	Vijayvergiya(1951), Mosher(1984), Reese, et al.(1987)
	Clay	Skempton(1951), Reese, et al.(1987)
	Rock	Williams, et al.(1980), O'Neill, et al.(1994)

사례 2(OC-1)(Cox,1992)

사례 2는 국외의 과압밀 점토지반에 시공된 개단 강관 말뚝의 예이며, 외경 762mm이고 말뚝 상부 6.5m의 벽두께는 40mm, 하부 27m의 벽두께는 30mm였으며 말뚝의 관입깊이는 30m였다. 지반의 특성치를 그림 4(a)에 나타내었으며, 여기에는 삼축압축시험과 CPT결과로부터 산출된 지반의 특성치가 도시되어져 있다. 이 결과들은 참고문헌에 있는 것을 그대로 인용한 것이며, 본 해석에서는 해석사례 3과의 일관성을 유지하기 위하여 CPT결과로부터 산출된 비배수강도값을 사용하였다. 점토층의 P-y, t-z/q-z 곡선은 각 지층의 지반 특성치에 따라 코드에 내장되어 있는 자료들에 의하여 정해지게 되며, 정재하시험만이 실시되었는데 극한상태까지 재하되었다.

사례 3(NC-1)(Cox,1992)

외국의 정규압밀 점성토 지반에 시공된 개단 강관 말뚝에 대한 예이며, 외경은 762mm이었고, 말뚝상부 4.5m는 벽두께가 20mm, 하부 54m는 두께가 15mm였으며, 말뚝의 관입 깊이는 55m였다. 지반의 비배수강도 s_u 는 참고문헌(Cox, 1992)에 있는 값을 그대로 인용하였으며, 이 값은 CPT결과를 토대로 결정된 것이었다. 정재하시험만이 수행되었으며, 극한상태까

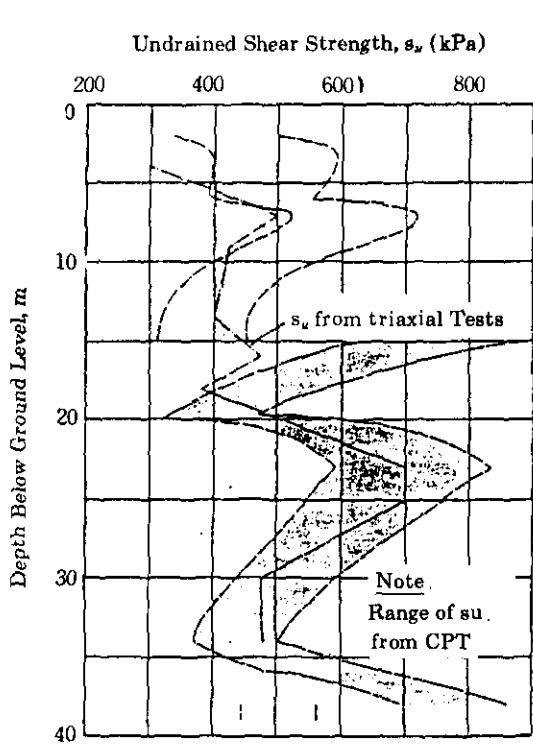
지 재하되었다.

사례 4(PS 3) (Fugro Engineers B. V., 1995)

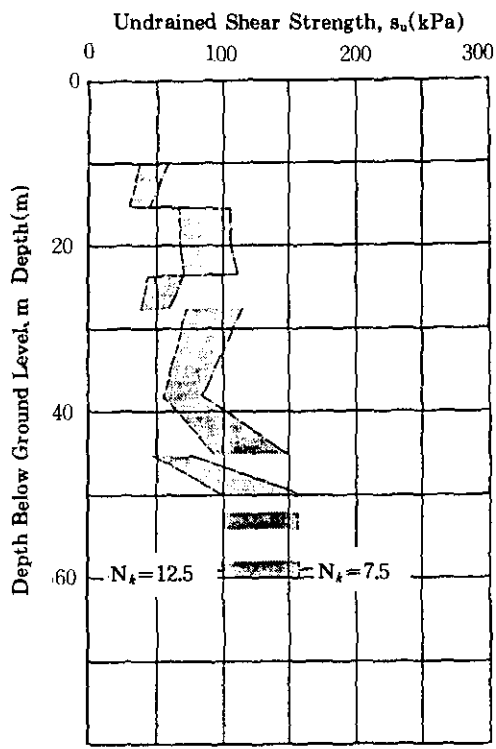
외국의 연약한 사질토 지반에 설치된 개단 강관 말뚝(직경 : 763.5mm, 벽두께 38.4mm, 관입 깊이 44.0m)에 대해 수행된 정재하 말뚝시험 결과이다. 각 지층의 내부마찰각은 N' (보정된 N 값)에 의해 산출되었으며 각 지층들은 세립질 모래로 구성되어져 있으므로, Dunham (1954)이 제안한 공식($\phi = \sqrt{12N'} + 15$)을 사용하여 내부마찰각을 산출하였다. 이때, N' 는 3종류의 인자들(흙의 상태, 연결 막대의 길이, 상재 압력)에 대하여 보정되었다.

3.3.2. 해석 결과 및 분석

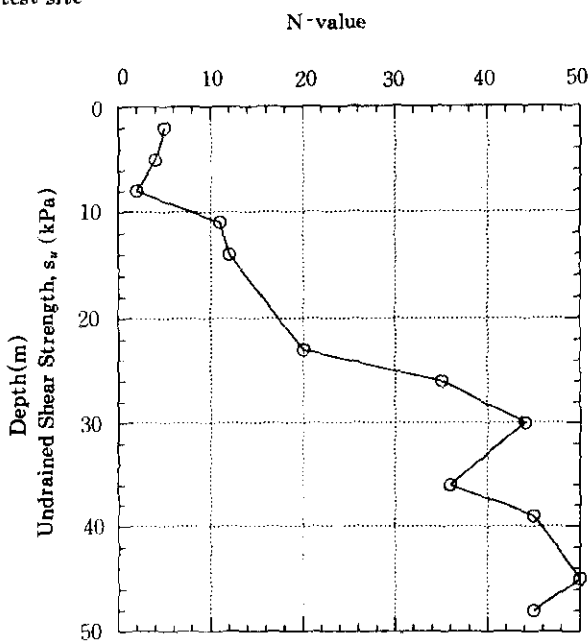
그림 5에는 S-1 말뚝에 대해 실시된 수직 방향의 정재하시험, 정·동 재하시험, 그리고 동재하 시험 결과와 PAR에 의해 해석된 예측 결과를 도시하였다. 여기서, 11회 (항타 완료직후 8회, 항타후 5~7일 경과후 3회)의 PDA를 수행하였다. 다시 2일 경과후 정·동 재하시험을 실시했으며, 약 40일 경과후 정재하 시험을 수행하였다. 항타 직후 동재하 시험은 8회 수행하였으며 8회 시험 결과를 평균하여 도시하였고, 5~7일 경과후 재타격한 말뚝의 동재하시



(a) s_u from triaxial test and CPT at OC-1 test site



(b) s_u from CPT at NC-1 test site



(c) N-Value From SPT at SP3 Test Site

그림 4 Undrained shear strength from CPT results

험 결과는 3회 수행의 평균치를 도시하였다. 정·동 재하 시험 장치의 최대 재하 용량이 6.0MN이므로 최대 시험하중은 6.0MN으로 나타났다. 3회의 시험 결과를 평균하여 도시하였다. 정재하 시험은 시험 장치의 용량의 한계로 인하여 약 7.0MN까지 재하한 후 시험을 완료하였다. PAR에 의해 해석된 하중-침하량 곡선은 정재하 시험결과와 거의 일치하고 있으나 재하장치의 한계로 인하여 정재하 말뚝시험에서는 극한 지지력을 구할 수 없었지만 PAR에 의한 해석에서는 극한지지력을 9.1MN으로 예측할 수 있었다. 정·동 재하 시험 결과는 정재하 시험 결과와 다소 다른 하중-침하량 특성을 갖는데, 침하량이 다소 작게 나타났다. 또한, PDA에 의한 하중-침하량 곡선도 정재하 시험 결과와 다소 차이를 보이고 있는데, 이것은 말뚝 설치후 시간의 경과에 따른 지반의 안정 상태에서 다소 차이가 나타난 때문으로 보인다.

그림 6은 수평변위의 발생시 말뚝에 발생하는 전단력과 모멘트의 PAR에 의한 해석 결과를 보여주고 있는데, 여기서, 말뚝 머리의 고정 조

건은 고정 및 자유 상태로 가정하였다. 동일한 수평 변위가 발생하는 하중 조건이라면, 말뚝 머리가 고정된 상태에서 전단력이 크게 발생하였으며, 전단력과 모멘트는 말뚝 직경의 12배 이내의 깊이에 해당하는 말뚝 상부에서 대부분이 발휘되었다.

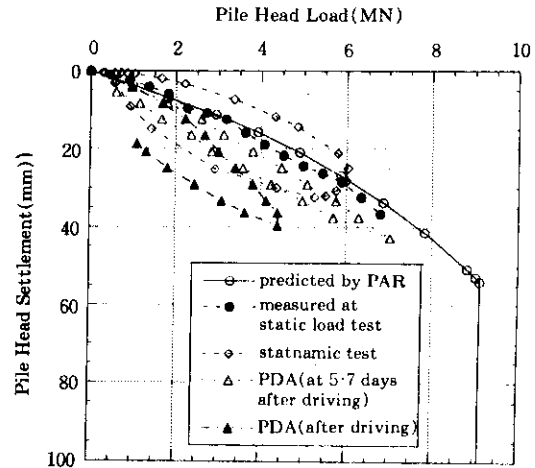
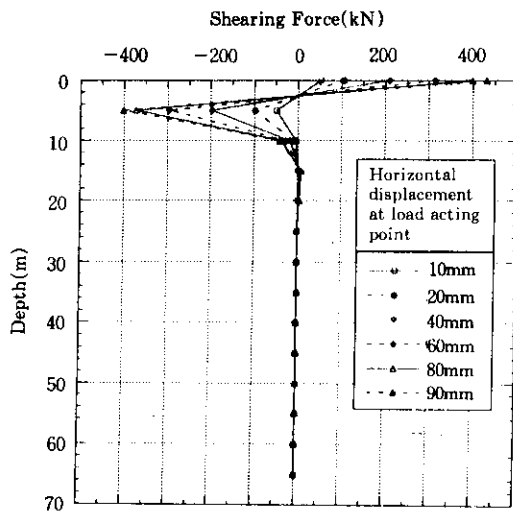
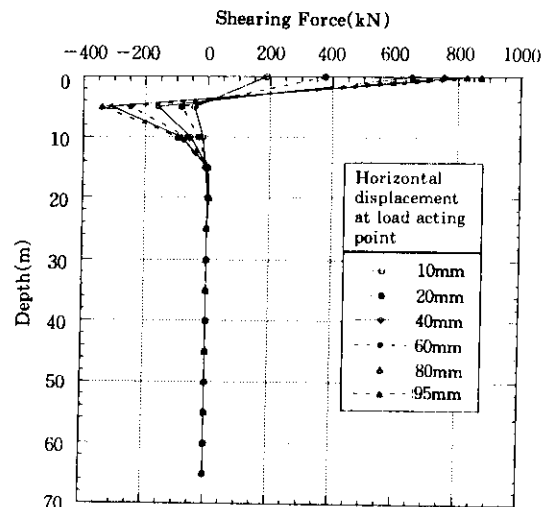


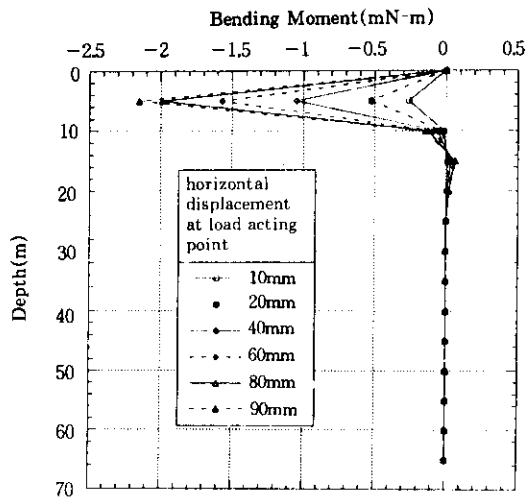
그림 5 Pile head load versus settlement curves



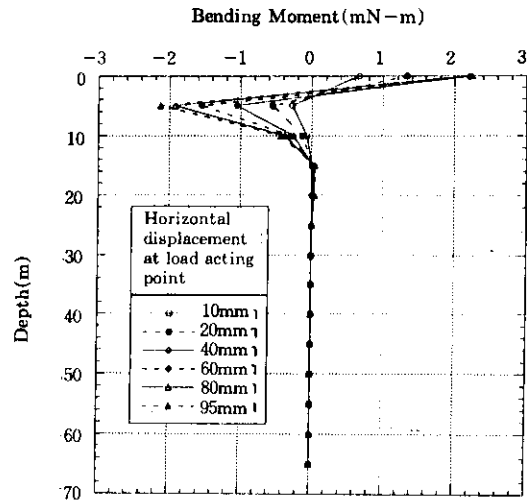
(a) shearing force of free-headed pile



(b) shearing force of fixed-headed pile



(c) bending moment of free-headed pile

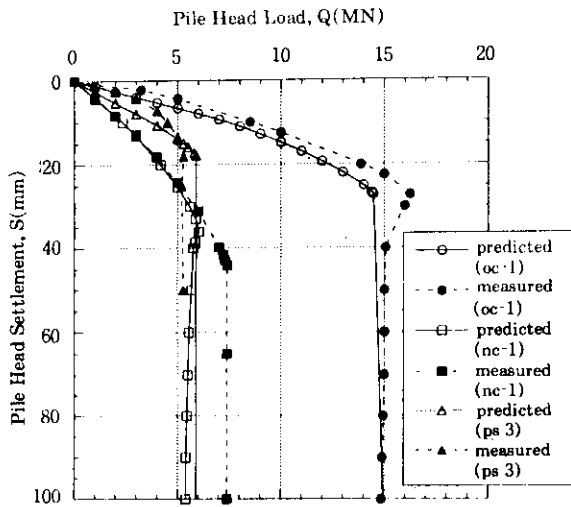


(d) bending-moment of fixed-headed pile

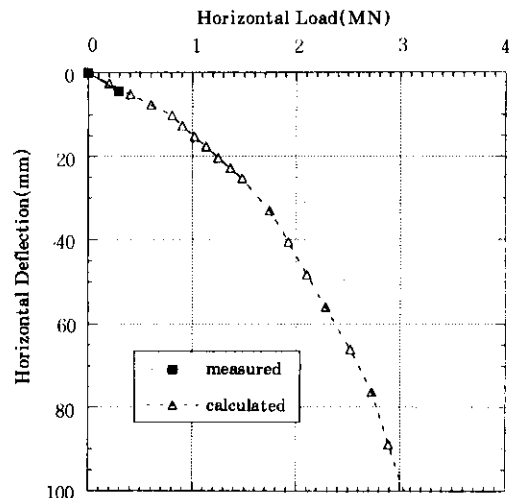
그림 6 Distributions of shearing forces and bending moments

그림 7(a)는 OC-1말뚝, NC-1말뚝, 그리고 PS 3 말뚝의 수직 지지력에 대한 정재하 시험 결과와 PAR에 의한 해석 결과를 보여주고 있다. 여기서, 정재하 시험의 하중-침하량 곡선은 극한 하중에 도달한 후 파괴이후의 상태까지도 측정할 수 있었다. PAR에 의해 예측된

하중-침하량 곡선은 측정된 결과와 거의 일치하였다. 그리고, 정재하압축시험의 극한지지력 값과 비교하여 OC-1말뚝과 PS 3 말뚝의 경우 약 10%이내의 오차범위까지 예측가능하였으나, NC-1말뚝의 경우에는 약 15%의 오차를 보였다. 극한 하중은 최대 15%이내의 오차를 보였다.



(a) vertical load-pile head settlement



(b) horizontal load-pile head deflection

그림 7 Pile head load versus deflection for static loading test

범위까지 예측되었다. 그림 7(b)는 OC-1말뚝에 대한 수평하중-변위량의 측정 결과와 예측 결과를 보여주고 있다. 측정 결과에 대한 충분한 자료가 제시되어 있지 않아 수평하중-침하량 곡선의 일부만 나타내었으며, 말뚝머리 고정된 상태에 대한 예측 결과는 측정결과와 거의 일치하였다. 그러나, 시험말뚝의 두부 상태는 힌지와 고정의 중간 상태로 볼 수 있었다.

그림 8은 PAR에 의해 생성된 OC-1말뚝에

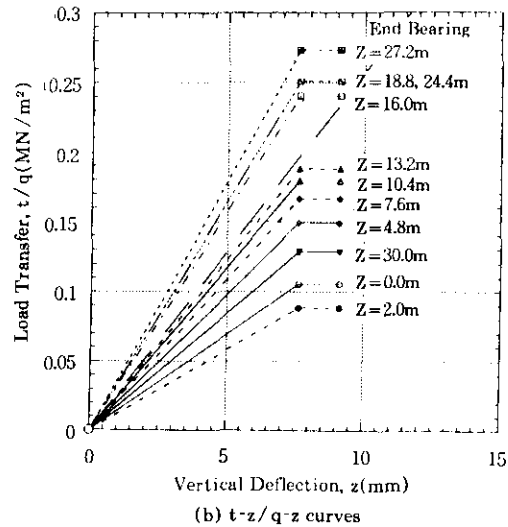
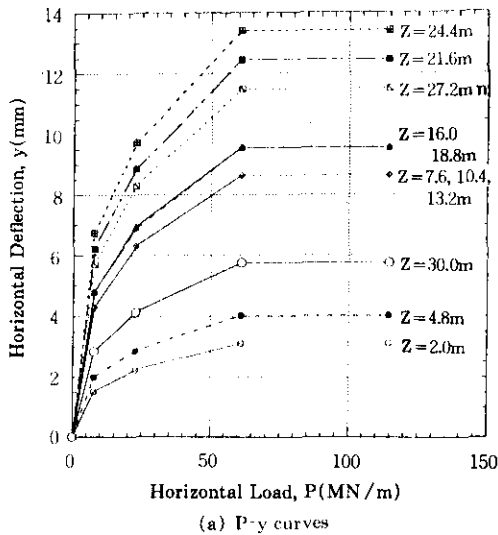


그림 8 P-y curves and t-z/q-z curves in OC-1 pile

그림 9는 말뚝 축하중의 분포에 대한 측정치와 PAR에 의한 해석치를 보여주고 있다. 여기서, 하중 재하의 초기 단계에서는 측정치와 해석치가 큰 차이를 보이고 있는데, 이것은 말뚝 재하실험에서는 말뚝설치에 따른 잔류응력을 고려할 수 있지만, PAR에 의한 해석에서는 잔류응력 부분을 고려할 수 없기 때문이다. 즉, PAR에 의한 축하중 분포의 예측치는 각 하중 단계에서 말뚝 설치로 인해 말뚝에 내재된 잔류하중만큼 작은 값을 나타내었다. 이와 같은 말뚝 축하중 분포에 대한 PAR해석치를 이용하면 하중전이 실험을 하지 않더라도 말뚝의 하중지지특성을 근사적으로 알아낼 수 있는 것점이 있다.

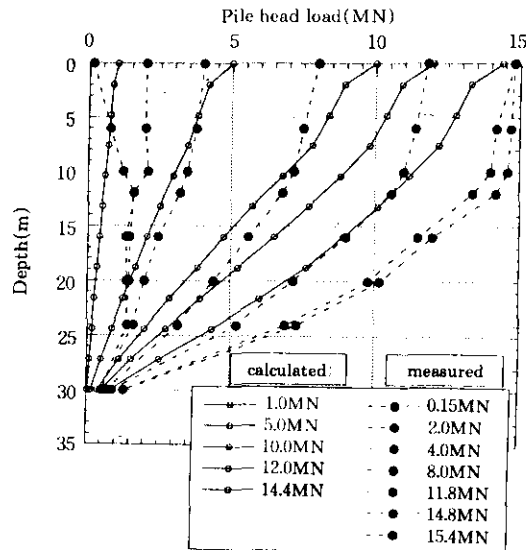


그림 9 Axial load distributions versus pile depth for OC-pile

Table 2. Soil properties for data entry

Depth(m)	Soil Type	γ' (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
0.0-1.2	Filled Soil	8.82	0	30
1.2-12.8	Sand(SM)	7.84	0	30
12.8-31.8	Clay(CH)	6.78	40	0
31.8-34.0	Sand(SM)	7.84	0	30
34.0-42.0	Sand(SM)	8.82	0	31
42.0-57.0	Clay(CH)	6.78	40	0
57.0-70.0	Weathered Soil	10.37	0	45

4. 결 론

본 연구에서는 말뚝 해석 프로그램인 PAR을 이용하여 극한 수직 및 수평 지지력을 예측하는 방법을 제안하였고, 국내·외에서 보고된 비교 가능한 예제들을 선정하여 적용시켰다. 본 연구의 결론들은 다음과 같다.

1. 수직압축말뚝의 경우, 임의 크기의 수직하중들을 입력시켜 해석을 수행하면 PAR에 의하여 말뚝의 수직 하중과 침하량 관계를 구할 수 있었으며, 여기서, 극한 수직 지지력을 예측할 수 있었다. 그러나, 수평 하중을 지지하는 말뚝의 경우, 임의 크기의 수평하중이 아니라 수평변위들을 단계적으로 입력시켜 해석을 수행하면 말뚝의 수평하중과 수평변위의 관계를 구할 수 있었는데, 여기서, 수평 지지력을 예측할 수 있었다. PAR에 의해 예측된 수직압축 극한지지력은 정재하시험에서 측정된 극한 지지력의 약 15% 오차 범위에 들었다.

2. PAR에서는 수직 말뚝 뿐만 아니라 수평 말뚝도 해석할 수 있었는데, 수평하중이 작용된 경우 발생한 전단력과 모멘트는 대부분 말뚝상부에서 발생되어졌으며 말뚝 직경의 약 12배 이내의 깊이에 해당하는 말뚝 상단부에서 발생되었다.

3. PAR에서는 말뚝 축하중의 분포도 해석할 수 있었는데, 이를 이용하면 하중 전이 실험을 하지 않더라도 말뚝의 하중지지특성을 근사적

으로 알아낼 수 있었다. 그러나, PAR에 의한 해석에서는 말뚝설치로 인해 말뚝에 발생된 잔류하중은 고려할 수 없었다.

참고문헌

1. 한국지반공학회 (1993), "지반공학시리즈 4 깊은 기초", pp. 265~267.
2. 00건설(주) 기술연구소 (1995), "0000대교 시항타 말뚝재하시험 보고서".
3. 00건설(주) (1995), "00공단 진입도로 현장 말뚝재하 시험 보고서", 00기초 연구소.
4. 00건설(주) (1995), "00공단 진입도로 현장 말뚝수평 재하시험 보고서", 00기초 연구소.
5. Cox, W.R., Cameron, H.K., and Clarke, J. (1992), "Static and cyclic axial load tests on two, 762mm diameter pipe piles in clays", Large-scale pile tests in clay, Proceedings of the conference Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay, held at the Institution of Civil Engineers, London, on 23-24 June.
6. Cox, W.R., Cameron, H.K., and Clarke, J. (1992), "Investigation and interpretation of Pentre and Tilbrook Grange soil conditions", Large-scale pile tests in clay, Proceedings of the conference Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay, held at the Institution of Civil Engineers, London, on 23-24 June.
7. Fugro Engineers B.V. (1995), "Reduced scale pile load tests, Jamuna bridge, Bangladesh", Report No. K-2380/206, Hyundai Engineering Construction Co. Ltd., April 18, 1995.
8. Hamilton, J.M. and Dunnivant, T.W (1992), "Analysis of behavior of the Tilbrook Grange lateral test pile", Large-scale pile tests in clay, Proceedings of the conference Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay, held at the Institution of Civil Engineers, London, on 23-24, June.
9. Matlock, H.(1970), "Correlations for design of laterally-loaded pile in soft clay", Paper No. OTC 1204, Proceedings, 2nd OTC, Houston, Texas, Vol. 1, 1970, pp. 577-594.
10. O'Neill, M.W. and Murchinson, J.M. (1983),

- "An evaluation of P-y relationship in sand", A Report to the API(PRAC 82-42-1).
11. O'Neill, M.W. and Hassan, K.M.(1994), "Drilled shafts: Effects of construction on performance and design criteria", proceeding, International conference on design and construction of deep foundations, U.S. Fedral Highway Administration.
 12. PMB software(1988), PAR, User Manual, Theoretical Manual, Application Manual, Reference Manual.
 13. Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D. (1975), "Field testing and analsis of laterally loaded piles in stiff clay", Paper No. OTC 2313, Proceeding, Seventh Offshore Technnology Conference, Houston, Texas, 1975.
 14. Reese, L.C. and Nyman, K.J. (1978), "Field load tests of instrumented drilled shafts at Islamorada, Florida", A report to Girdler Foundation and Explortion Corporation, Clearwates, Florida, Bereau of Engineering Research, UT, Feburaary 28.
 15. Reese, L.C. and O'Neill, M.W. (1989), "Drilled shafts: Construction procedures and design methods", Report No. FHWA-HI-88-042, U.S. Department of Transportaton, Fedral Highway Administration, Office of Implementation, Mclean, Virginia.

(접수일자 1996. 7. 4)