

점토지반에 타입된 콘크리트 말뚝의 인발저항 및 크리프 거동 Uplift Capacity and Creep Behavior of Concrete Pile Driven in Clay

신은철¹⁾, Eun Chul Shin, 김종인²⁾, Jong In Kim, 박정준³⁾, Jeung Jun Park, 이학주³⁾, Hak Ju Lee

- ¹⁾ 인천대학교 공과대학 토목환경시스템공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil & Environmental System Eng. University of Incheon
- ²⁾ 인천대학교 대학원 토목환경시스템공학과 박사과정, Ph. D. Student, Dept. of Civil & Environmental System Eng., University of Incheon
- ³⁾ 인천대학교 대학원 토목환경시스템공학과 석사과정, Ms. D. Student, Dept. of Civil & Environmental System Eng., University of Incheon

SYNOPSIS : The working load at pile is sometimes subjected to not only compression load but also lateral load and uplift forces. Pile foundation is essential and uplift load can be applied because of buoyancy, a typhoon, wind or seismic forces. This study was carried out to determine the uplift capacity of concrete pile foundation driven in clay. Pile was driven in clay, between pile and clay adhesion factor was estimated, and it is the mean value between the cast-in-situ-pile and steel pipe pile. When pile foundation is loaded for long time, creep behavior occurs. The behavior of creep is originated from the clay creep contacted with pile. The creep behavior of pile foundation embedded in clay is heavily depended on the thickness of clay around the pile shaft, pore water pressure in clay, and creep behavior of clay.

Key words : Uplift capacity, Skin friction, Creep behavior, Adhesion factor, Pore water pressure

1. 서 론

고층건물을 비롯하여 송전선 첩탑, 높은 물탱크, 높은 피어, 연약지반에 설치된 해양구조물의 말뚝기초는 바람, 지진, 파도, 양압력 등에 의한 수평하중과 상향의 인발력을 복합적으로 받게 된다. 국내에서는 인천국제공항, 가덕도 부산 신항만, 울촌 공단, 여수산업단지조성, 송도신도시계획을 비롯해 여러 가지 항만시설 등 매립지역을 이용한 부지확보가 활발하게 이루어지고 있다. 이런 매립지역의 경우 양질의 매립재 확보의 어려움과 경제적인 이유로 인해 육상의 매립재보다는 연안에 퇴적된 실트나 점토를 준설하여 매립하고 있다. 준설·매립을 통해 형성된 연약지반은 연약지반안정처리를 한다고 하더라도 고층건물이나 안전이 요구되는 주요구조물 등 큰 지지력이 필요한 구조물에는 알은 기초로 충분한 지지력을 발휘하지 못하고 액상화 현상 등의 문제로 인해 말뚝기초의 사용이 불가피하다. 이렇게 사용된 말뚝기초가 바람, 부력 등으로 인해 상향인발력을 받을 때의 거동에 대한 연구가 필요하다.

2. 이론적 배경

2.1 말뚝기초의 인발저항력

단독 말뚝의 총극한인발저항력은 말뚝의 주변을 따라 발생하는 순극한인발저항력과 말뚝의 자중의 합으로, 다음과 같이 표현된다.

$$T_{ug} = T_{un} + W_p \quad (1)$$

여기서, T_{ug} 는 총인발저항력, T_{un} 은 순인발저항력, W_p 는 말뚝의 유효자중이다. 점토지반에서는 말뚝과 주변점토와의 접촉마찰각이 거의 존재하지 않으므로 파괴면이 말뚝과 흙의 접촉면이라는 점을 이용하면 다음과 같은 방정식을 세울 수 있다.

$$T_{un} = Lp\alpha' S_u \quad (2)$$

여기서, L 은 말뚝의 길이, p 는 말뚝의 율변, α' 은 흙과 말뚝 접촉면에서의 부착계수, S_u 는 점토의 비배수전단강도이다. Das와 Seeley(1982) 등은 실내모형실험을 통해 현장타설 콘크리트말뚝과 강관말뚝에 대해 흙과 말뚝 접촉면에서의 부착계수를 표 1과 같이 비배수점착력에 대한 함수로 어떤 비배수 점착력이하에서는 1차함수로 그 이상에서는 일정한 값으로 제시하였다.

표 1 비배수 점착력에 따른 부착계수

말뚝의 종류	비배수 전단강도	부착계수
현장타설 콘크리트 말뚝	$c_u \leq 8.163 \text{ t/m}^2$	$\alpha' = 0.9 - 0.06125 c_u$
	$c_u > 8.163 \text{ t/m}^2$	$\alpha' = 0.4$
강관 말뚝	$c_u \leq 2.755 \text{ t/m}^2$	$\alpha' = 0.715 - 0.18718 c_u$
	$c_u > 2.755 \text{ t/m}^2$	$\alpha' = 0.2$

2.2 말뚝기초의 크리프 거동

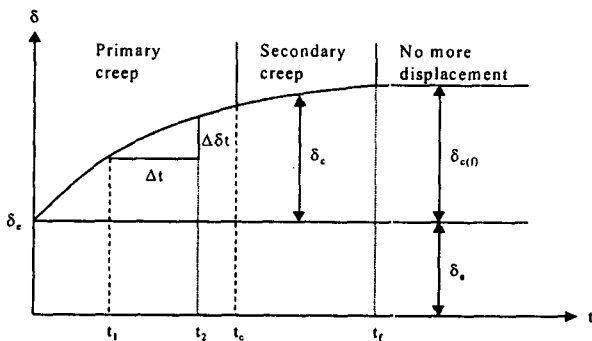


그림 1 말뚝기초의 크리프 거동

연약점토에서의 얇은 판앵커에 대한 실내실험을 통해 Shin과 Das(1996)는 시간경과에 따른 전형적인 크리프 변형 곡선은 그림 1과 같고, 그림에서 t_c 는 시간 변위 그래프에서 최대곡률점에서의 시간이라 하면 $t \leq t_c$ 일 때 급격한 변형이 일어나는 구간을 1차 크리프라 하고, $t > t_c$ 일 때 완만한 변형 구간을 2차 크리프라 정의하였다. t_f 는 $t \leq t_f$ 일 때 크리프 변형은 끝난다. $t = (t_1 + t_2)/2$ 에서의 크리프 변형률 ϵ 은 다음과 같은 식으로 근사화시킬 수 있다.

$$\epsilon = \frac{\Delta(\delta/H)}{\Delta t} = \left(\frac{\delta_2 - \delta_1}{t_2 - t_1} \right) \frac{1}{H} \quad (3)$$

이전까지의 연구결과에 의하면 시간에 대한 크리프 변형은 log-log 그래프에서 직선의 경향을 보이므로 $t < t_c$ 일 때 $\epsilon = \alpha_1 t^{-\beta_1}$, $t \geq t_c$ 일 때 $\epsilon = \alpha_2 t^{-\beta_2}$ 과 같이 정리할 수 있다. 여기서, α_1 , β_1 는 1차 크리프 계수이고, α_2 , β_2 는 2차 크리프 계수이다.

3. 말뚝의 인발저항 및 크리프 실험

3.1 기초지반의 지반공학적 특성

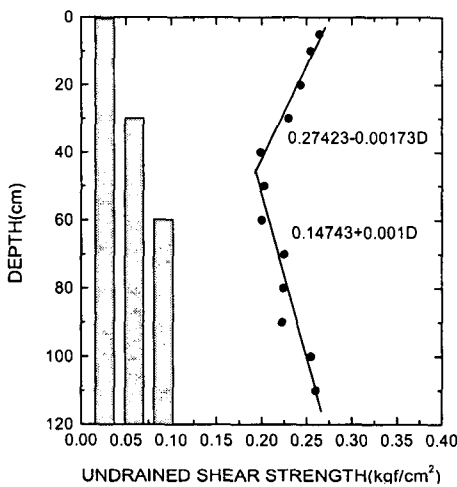


그림 2 심도에 따른 비배수전단강도

지반조성은 $5 \times 10 \times 1.5\text{m}$ 의 지반을 굴착한 후 해성점토를 채우고 교란된 점토가 원래의 강도를 회복할 수 있도록 3개월간의 자중압밀을 통하여 안정된 점토지반을 조성하였다. 말뚝은 자체 제작한 콘크리트 말뚝을 사용하였으며, 타입은 표준관입시험 장비를 이용하여 타입하였다. 말뚝의 설치간격은 2m로 말뚝인발시험시 시험 말뚝에 의해 주변말뚝이 영향을 받지 않는 충분한 여유를 두었다. 그 후 6개월간 안정화시킨 후에 인발시험을 실시하였다. 표 2는 시험에 사용된 해성점토의 공학적 특성이다. 말뚝의 인발시험시 지반의 전단강도는 지표면에서 약 40cm까지는 비배수 전단강도가 감소하다가 40cm이후에는 조금씩 증가하는 경향을 보였다. 이것은 40cm보다 얇은 부분은 지표면에서 건조수축으로 인한 전단강도의 증가이며, 40cm보다 깊은 곳에서는 자중압밀로 인한 유효응력의 증가가 그 원인으로 판단된다. 비배수전단강도를 심도에 따라 표시하면 그림 2와 같다.

표 2 해성점토의 공학적 특성

ω_n (%)	G_s	$\gamma_{d(max)}$ (tf/m^3)	ω_{opt} (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	USCS
26.69~28.55	2.68	1.79	17.0	26.38	15.4	10.9	CL

3.2 현장모형 인발실험

시험에 사용된 말뚝은 직경이 10cm이며 길이는 60cm, 90cm, 120cm로 서로 다르게 준비하여 근입비에 따른 인발저항력을 산정하였다. 정적인발시험 절차는 단계별 하중 증가량을 설계하중의 15~25%(4~7)단계로 정하고 각 재하단계에서 하중을 일정한 시간동안 유지시킨 후에 하중-침하관계가 평형상태에 이른 후 다음 하중을 재하였다. 시험에 사용된 기구와 인발시험의 모식도는 그림 3과 같다. 시험에 사용된 기구는 평판재하시험에 사용되는 장비를 사용하였다. 유압게이지의 최소눈금은 50kgf이며 눈으로는 10kgf까지 조절할 수 있으며, 다이얼 게이지의 최소눈금은 1/100mm이다. 표 3은 인발시험을 수행한 실험종류를 나타낸 것으로 각 근입비에 대하여 3번씩의 인발시험을 수행하였다.

3.3 현장 모형 크리프실험

크리프에 대한 시험은 말뚝기초의 현장모형인발실험과 같은 조건에서 100kgf부터 재하하여 크리프가 끝나면 200kgf를 재하하여 크리프를 관찰하는 단계하중재하방법으로 시험을 수행하였다. 표 4는 크리프 시험을 수행한 종류로 각각의 근입비 6, 9, 12에 대해 각각 2분, 3분, 3분의 말뚝에 대해 크리프실험을 하였으며, 마지막은 반복재하시험을 수행하여 간극수압이 말뚝의 인발변위에 미치는 영향을 파악하였다.

하중재하단계는 그림 4와 같고 1시간이 지나면 더 이상 변위가 발생하지 않아 1시간단위로 하중을 재하하였다. 하중재하방법은 말뚝인발시험에서와 동일한 시험장비를 사용하였다.

표 3 현장모형 인발시험 조건

Test series	No.	D (cm)	L (cm)	L/D	c_u (kg/cm ²)
I	1	10	120	12	0.244
	2				0.234
	3				0.225
II	1	10	90	9	0.393
	2				0.405
	3				0.341
III	1	10	60	6	0.470
	2				0.468
	3				0.480

표 4 현장모형 크리프실험 조건

Test series	No.	D (cm)	L (cm)	L/D	Loading condition
IV	1	10	120	12	step load
	2				
	3				
V	1	10	90	9	step load
	2				
	3				
VI	1	10	60	6	step load
	2				
VII	1	10	120	12	cyclic load

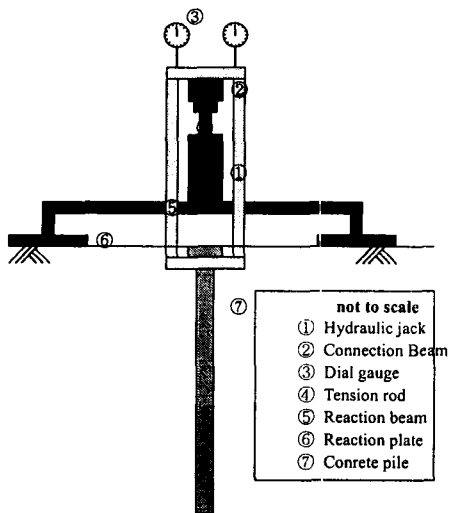


그림 3 말뚝의 인발재하시험 모식도

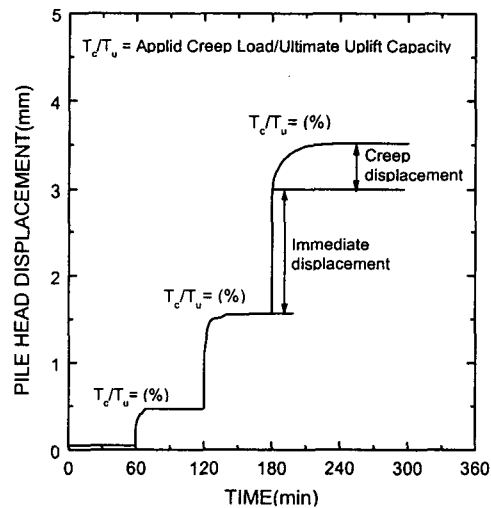


그림 4 크리프 하중 재하방법

4. 말뚝의 인발 및 크리프 실험 결과

4.1 말뚝기초의 인발실험 결과

그 결과는 표 5, 그림 5와 같으며, 총극한인발저항력에서 말뚝의 무게를 뺀 순극한인발저항력이다.

극한하중의 결정은 시험결과 모든 경향이 2~5mm사이에서 최대곡률을 나타내었으며, Whitaker와 Cook(1966)이 점토지반에서 극한인발저항력이 발휘되기 위한 최대변위는 5mm라는 것과 일치하는 것으로 나타났다. 따라서, 일정변위에서의 극한하중을 구하는 방법으로 4mm에서의 하중을 극한 인발저항력으로 판단하였다.

그림 5의 그래프에서 극한 인발저항력 발휘시 인발변위는 근입비에 관계없이 모두 4mm내외에 있으므로 치수효과는 거의 작용하지 않은 것으로 판단할 수 있다. Test series I, II, III에서 구한 순극한인발저항력을 이용하여 α' 의 값을 역계산하여 비배수전단강도와와의 관계그래프를 그리면 그림 6과 같다.

이전에 현장타설 콘크리트말뚝과 강관말뚝에 대한 형식으로 임계 비배수전단강도보다 작은 강도에서는 1차함수로 큰 강도에서는 일정한 값으로 나타내면 그 결과는 비배수전단강도가 0.4kgf/cm^2 보다 작을 때는 $\alpha' = 0.934 - 0.96S_u$ 의 관계를 얻고 비배수전단강도가 0.4kgf/cm^2 보다 클 때는 $\alpha' = 0.55$ 의 관계를 얻는다. 이것은 현장타설 콘크리트말뚝의 부착계수보다 작으며, 강관말뚝의 부착계수보다는 큰 값이 도출되었다.

표 5 평균비배수전단강도와 극한 인발저항력

Test Series	No.	L/D	평균비배수 전단강도 (kg/cm^2)	극한 인발저항력 (kg)	평균극한 인발저항력 (kg)
I	1	12	0.234	870	807
	2		0.225	750	
	3		0.244	800	
II	1	9	0.341	675	670
	2		0.405	725	
	3		0.393	610	
III	1	6	0.480	480	527
	2		0.468	525	
	3		0.470	575	

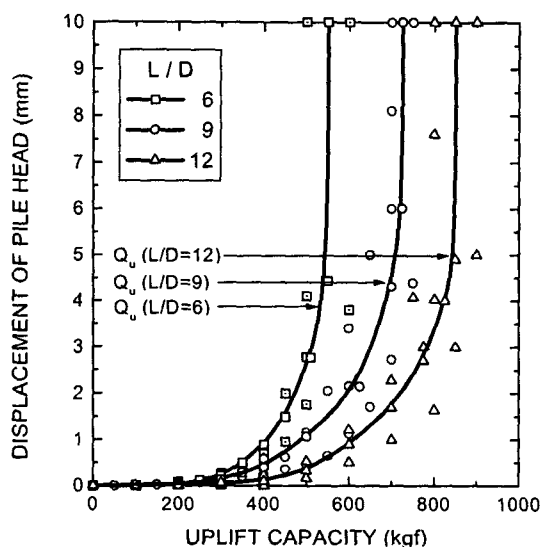


그림 5 근입비에 따른 인발저항력

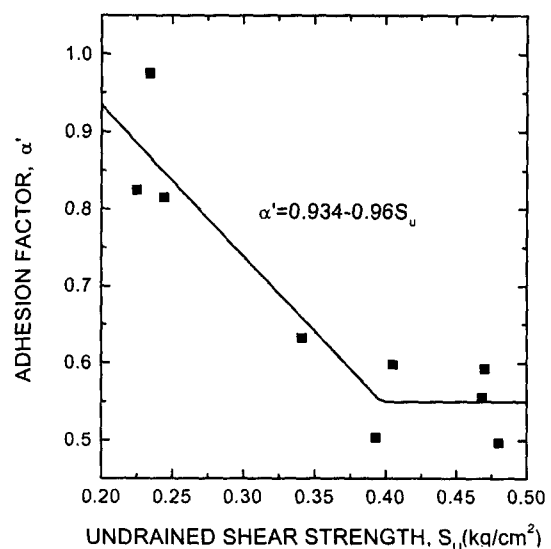


그림 6 역계산에 의한 α' 의 값

4.3 말뚝기초의 크리프실험 결과

말뚝과 주변 점토지반 경계면에서의 크리프 거동은 시간경과에 따른 말뚝과 점토의 상대적인 변위를 의미한다. 압축하중의 경우 크리프 변형은 말뚝선단의 지반과 말뚝주면에 접촉하는 흙과 관계하지만 인발하중의 경우는 말뚝주면에 접촉하는 흙과 관계한다. 따라서, 인발하중 작용시 말뚝과 주변흙과의 크리프 거동은 말뚝주면에서의 간극수압과 유효응력에 의존한다고 할 수 있다. 그림 7~9까지의 결과를 보면 거의 대부분의 크리프 변형은 10분 이내에서 멈추어 빠른시간 내에 크리프가 종료되었다.

이것은 콘크리트말뚝은 크리프 변형이 일어나지 않는다고 가정할 때 크리프변형이 일어나는데 큰 영향요소는 말뚝에서 주변 지반으로 전달되는 하중의 영향범위이다. 점토와 같이 내부마찰각이 없는 지반과 말뚝의 전단면은 말뚝과 주변 지반의 접촉면이 될 것이며, 이는 매우 얇은 층에 속한다. 따라서, 이 얇은 층에서 전단응력의 증가로 간극수압이 증가했다가 시간경과에 따라 간극수압의 소산은 빠른 시간 내에 일어나기 때문이다.

이 간극수압의 소산에 따른 변형량을 알아보기 위해 반복하중재하시험을 실시하여 그림 10, 그림 11과 같은 결과를 얻었다. 반복재하시험은 하중을 재하하고 즉시 하중을 제하하는 방법으로 하였다. 따라서 그림 11에서 재하-제하에서의 변위폭은 간극수압소산으로 발생할 수 있는 변위라고 할 수 있다. 이 결과 하중비에 대한 변위폭은 표 6과 같다. 크리프 변형량은 각 하중비에서의 크리프로 인한 변위를 나타내고 변형비는 크리프변형량에 대한 평균변위폭의 비를 나타낸다.

표 6 하중비에 대한 평균변위폭과 크리프 변형량

하중비	47.6%	59.5%	71.4%	83.3%	95.2%
반복회수	29	24	31	24	19
평균변위폭(mm)	0.024	0.116	0.222	0.325	0.704
크리프변형량(mm)	0.049	0.199	0.455	0.673	-
변형비	0.490	0.583	0.489	0.483	-

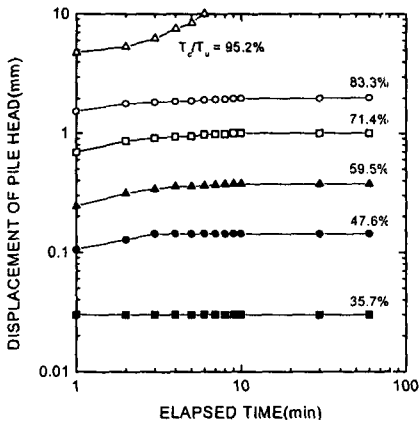


그림 7 평균 크리프 변위
Test Series IV(L/D=12)

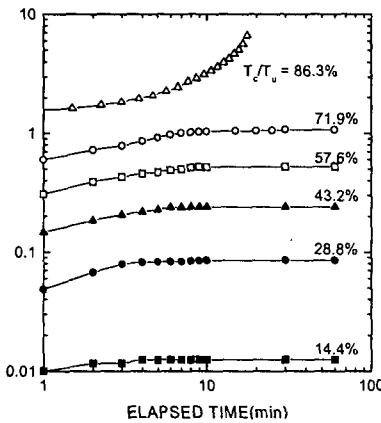


그림 8 평균 크리프 변위
Test Series V(L/D=9)

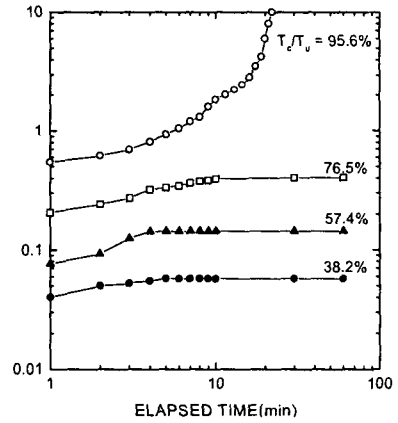


그림 9 평균 크리프 변위
Test Series VI(L/D=6)

그림 12와 13에서와 같이 파괴가 일어나기 전까지의 하중단계에서는 평균변위폭이 선형적으로 증가하는 것을 볼 수 있다. 이것은 하중크기에 따라 간극수압의 크기가 증가하고 이 증가한 간극수압은 하중의 제하에 의해 다시 소산되어 일정한 변위폭을 나타낸다고 할 수 있다. 하중비에 대한 평균변위폭의 선형적인 관계로부터 말뚝과 지반의 크리프 변형과 간극수압은 비례관계에 있음을 알 수 있다.

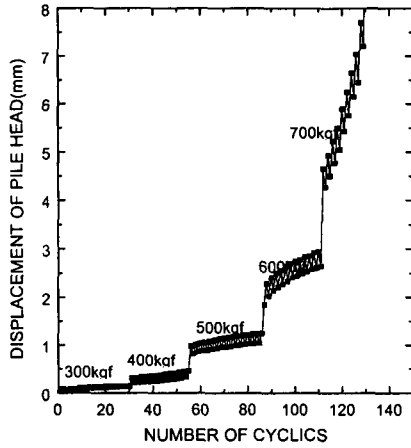


그림 10 각 하중단계에 대한 반복하중재하, Test Series VII

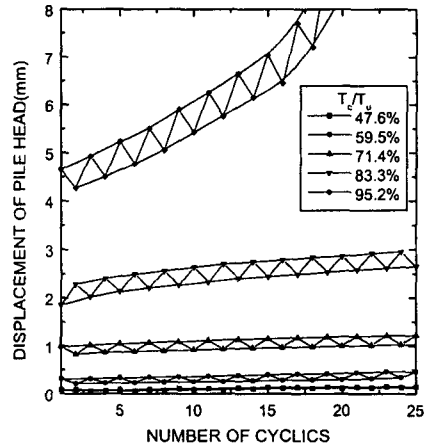


그림 11 단계하중재하에서의 말뚝의 변위폭, Test Series VII

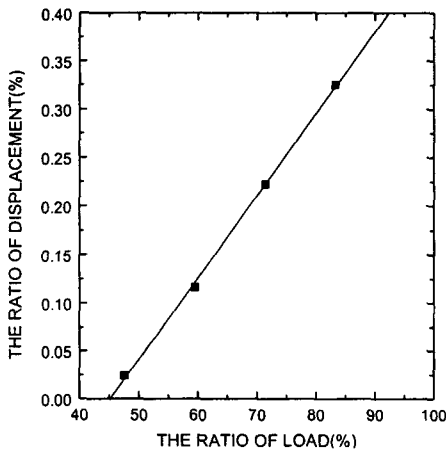


그림 12 하중비에 따른 말뚝의 변위비

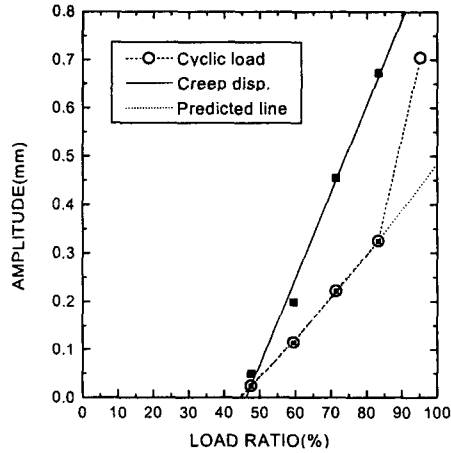


그림 4.13 하중비에 따른 말뚝의 변위폭

5. 결 론

이 연구에서는 콘크리트말뚝이 점토지반에 타입되어 인발력을 받을 때를 가정하여 말뚝의 거동을 파악하고자 말뚝인발실험을 실시하고, 극한인발저항력보다 작은 여러 단계의 하중을 재하하여 크리프 거동에 관하여 고찰하였다.

1. 콘크리트 말뚝의 인발시험결과 비배수전단강도가 0.4kgf/cm^2 보다 작을 때는 $\alpha' = 0.91 - 0.9S_u$ 의 관계를 얻고 비배수전단강도가 0.4kgf/cm^2 보다 클 때는 $\alpha' = 0.55$ 의 관계를 얻었다. 이 결과는 현장타설 콘크리트말뚝의 부착계수보다 작으며, 강관말뚝의 부착계수보다는 큰 값이다. 이것으로 말뚝과 점토의 부착계수는 말뚝의 표면거칠기와 상당한 관계가 있음을 알 수 있다.

2. 크리프 시험결과 낮은 하중단계에서는 크리프 변화가 크지 않으나 하중이 증가할수록 크리프 변화가 크게 나타났다. 극한인발저항력의 85%이상에서는 크리프 변형으로 인해 기초지반의 파괴가 즉시 발생되었다.
3. 말뚝과 점토사이에 주면마찰력 즉, 전단응력이 발휘되면 과잉간극수압이 발생하며, 이 과잉간극수압이 소산되기까지는 소정의 시간이 필요하다. 크리프 시험시 2차 크리프를 관찰하지 못한 점을 근거로 할 때 말뚝이 인발될 때는 간극수압의 소산시간이 크리프 변형이 종료되는 시점으로 판단된다. 큰 하중에서 크리프 변형이 크게 일어난 것 또한 작은 하중에 비해 상대적으로 과잉간극수압이 크게 발생하고 소산되기까지도 더 긴 시간이 필요하기 때문일 것으로 판단된다.
4. 콘크리트말뚝과의 점토의 부착계수산정에 있어 다양한 비배수전단강도에 대한 시험과 많은 실험결과가 필요하며, 간극수압이 크리프 거동에 미치는 영향을 분석하기 위해서는 정확한 간극수압과 크리프 변형량을 측정하여 이에 대한 관계가 분석되어야 한다.

참 고 문 헌

1. Fang, H.Y.(1991), "Pile Foundations", Foundation Engineering Handbook, 2nd Ed.
2. Bowles J.E.(1996), "Single Piles-Static Capacity and Lateral Loads", Foundation Analysis and Design, 5th Ed.
3. Whitaker T. and Cooke R.W.,(1966), "Large Board Piles" Proceedings of the Symposium organized by the Institution of Civil Engineers and the Reforced Concrete Association at the Institution of Civil Engineers, London, February, pp. 6-49
4. Meyerhof G.G. and Adams, J.I. (1968), "The Ultimate Uplift Capacity of Foundation", Canadian Geotechnical. Journal., Vol.5, No.4, pp.225-244.
5. Edil, T.B. and Mochtar, I.B.(1988), " Creep Response of Model Piles in Clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 114, No. 11
6. Tomlinson, M.J.(1987), Pile Design and Construction Practice, A Viewpoint Publication, pp.378.
7. Das, B.M., and Seeley, G.R.(1982), "Uplift Capacity of Pipe Piles in Saturated Clay", Soils and Foundations, The Japanese Society and Foundation Division, ASCE Vol. 89, No. SM3, pp.63-94.
8. Flaate, K. and Selnes, P.(1977), "Side Friction of Piles in Clay", Proceedings of 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1, pp.517-522.
9. Tomlinson, M.J.(1971), "Some Effects of Pile Driving on Skin Friction", Proceedings of Conference on Behaviour of Piles, ICE, London, pp.107-144.
10. Drewry, J.M., Weidler, J.B., and Hwong, S.T.(1977), "Predicting Axial Pile Capacities for Offshore Platforms, Petroleum Engineer, 41
11. Bowles, J.E.(1996), "Foundation Analysis and Design", McGraw- Hill, 5th Ed. pp.902
12. Shin, E.C. and Das, M.B.(1996), "Creep Effect of Shallow Plate Anchor in Soft Clay", Journal of The Korean Geotechnical Society, Vol. 12, No. 3, pp.63-72.ciety, Vol. 12, No. 3, pp.63-72.