

화강풍화토 지반에 타설된 소형 현장 타설 말뚝의 인발시험 및 하중 전이 특성

Uplift Testing and Load-transfer Characteristics of Model Drilled Shafts in Compacted Weathered Granite Soils

임 유 진*¹ Lim, Yu-Jin
서 석 현*² Seo, Seok-Hyun

Abstract

In the design of foundations for the super-structures such as transmission towers and oil-platforms, the foundations must be considered as a medium to resist cyclic tensile forces. In this study, the uplift capacity of the drilled shaft used as the medium resisting to this pattern of forces is investigated by performing cyclic uplift test of a small model-drilled shaft constructed in compacted granite soil in a steel chamber. In this test, the behavioral difference between a pile loaded on the top of the pile and a pile loaded at the bottom of the pile was investigated intensively. The load transfer curves obtained from the test were investigated by changing the confining pressure in the chamber. The load tests also included creep test and cyclic test. It is found from the tests that uplift capacity of the shaft loaded at the bottom is greater than that of the shaft loaded on the top of the pile. It is found also from the creep test that the pile loaded at the bottom was more stable than the shaft loaded on the top. If a pile loaded at the bottom is pre-tensioned, the pile will be most effective to the creep displacement. It is found also from the cyclic tests that apparent secant modulus obtained in a cycle of the load increases with the number of cycles.

요 지

철탑기초, 해양 플랫폼 등은 파랑과 풍하중을 반복적으로 받게 되어 주기적인 인발하중이 작용한다. 본 연구에서는 해양 구조물 기초로 사용되는 현장 타설말뚝의 단방향 인발 주기 하중 패턴에 대한 거동특성을 분석하기 위해 실내 모형타설말뚝에 대한 인발시험을 실시하였다. 특히 인장하중이 말뚝의 선단과 두부에 직접 가하여 질 때 즉, 인장하중 최초 전달지점의 차이로 인한 하중전달 메카니즘의 차이를 시험을 통해 분석하였다. 가압이 가능한 모형토조 내에 조성된 다져진 화강 풍화토 지반에 소형 현장타설말뚝을 타설하여 인발 시험, 크리프 시험, 반복 인발시험을 수행하였다. 시험 결과, 말뚝 선단인발시의 극한 인발지지력이 말뚝 두부인발시에 비해 약 30% 크게 계산되었다. 또한 선단 인발시의 말뚝이 크리프 변형에 대해 매우 안정적인 거동을 보였으며 선형 인발을 실시하면 수직 크리프 변형에 대해 보다 더 안정적일 것으로 판단된다. 반복재하 횟수가 늘어남에 따라 반복 할선탄성계수 값은 점차 증가하는 경향을 보였으며 선단 인발시 그 효과가 더 큰 것으로 밝혀졌다.

Keywords : Creep, Cyclic load, Drilled shaft, Granite soil, Uplift capacity

*1 정회원, 배재대학교 공과대학 토목환경공학과 조교수 (Member, Asst. Prof., Dept. of Civil & Geotech. Engrg., yujin@mail.pcu.ac.kr)

*2 정회원, 전 배재대학교 토목환경공학과 석사과정 (Member, Former Graduate Student, Dept. of Civil & Geotech. Engrg.)

1. 도입

지상 또는 해양구조물을 막론하고 대부분의 구조물 기초는 상부구조물로부터 지반에 전달되는 압축하중을 견디도록 설계되어 왔다. 이와는 달리 축인장 하중을 받는 말뚝은 건축구조물에서 양압력을 받을 경우의 부상방지용 기초와 송전용 철탑, 그리고 해양에서 원유시추를 위한 해양플랫폼의 기초로서 사용빈도가 증가되고 있다. 특히 송전용 철탑과 해양플랫폼 등의 구조물의 기초는 극심한 바람과 온도변화 및 파랑 등의 영향을 받으며 주기적으로 변화하는 동적인 인장하중을 계속 받게 된다. 따라서 이와 같은 상황 하에 있는 구조물은 기초와 주변 지반사이의 부착 강도가 쉽게 감소되는 특성을 띠므로 복잡한 하중 재하 패턴에 따른 타설된 말뚝의 거동과 인발력의 크기를 예측하는 것이 중요하다.

상기한 구조물의 기초는 주기 인발을 지속적으로 받게 된다는 점과 시공성을 고려할 때 타입 말뚝 보다는 현장 타설말뚝이 보다 적합한 것으로 알려져 있으나 타입말뚝에 비하면 연구가 미진한 실정이다. 또한 인발 하중을 받는 현장 타설말뚝에 관한 연구는 압축 또는 수평하중을 받는 말뚝에 비해 그 예가 매우 드물어서 일부 연구자에 의해 현장 또는 실내 실험수준에서 이루어졌을 뿐이다. 외국의 경우 대표적인 것으로는 Briaud 등(1998), Chaouch와 Briaud(1991), O'Neill 등(1990), Reese와 O'Neil(1972, 1988), Yazdanbod(1979) 등에 의한 연구를 들 수 있으며, 이중 Briaud(1998)는 소형의 현장 타설말뚝에 대한 실험적시험을 통하여 인발 하중이 작용될 때의 말뚝의 하중전이 과정과 크리프(creep)거동, 주기하중을 받을 때의 말뚝거동을 분석한 바 있고, O'Neill 등(1990)은 소형 압력 토조를 이용하여 인장 말뚝의 안정성에 관한 연구를 수행하였으며, Reese & O'Neil(1988)은 기존의 현장 타설말뚝에 대한 다양한 연구결과를 집약하여 보고 한 바 있다. 모형 압력토조를 이용한 말뚝의 거동에 관한 연구로는 Yazdanbod(1978)가 있으며 여러 가지 크기의 토조를 제작하여 압축말뚝의 거동분석시험에 사용하였다. 또한 국내의 현장 타설말뚝에 관한 연구도 제한적이지만 꾸준히 진행되어왔으나 최근까지도 대부분의 현장 타설말뚝에 대한 연구는 압축하중을 받는 말뚝의 하중전이 특성이나 지지력 거동분석에 국한[박종배 등(1998), 이성준 등(1997)]되어 있으며 인장하중을 받는 현장 타설말뚝에 대한 연구는 이

용훈 등(1993)의 이론 해에 대한 고찰, Yun 등(1999)에 의한 실내 모형 인발시험 및 이재동과 신방웅(2000)의 현장모형인발시험 등에서 찾아 볼 수 있다. 이 중 Yun 등(1999)은 인발시험을 이용해 팽창성모르타르 사용과 주입압의 증가에 따른 주변마찰력 증가효과를 관찰한 바 있다.

본 연구에서는 주기 인발에 따른 말뚝의 인발력과 하중 전이특성의 변화 및 장기 재하에 따른 크리프 거동특성을 파악하기 위해 소형 압력 토조 내에 구축된 화강토 지반에 소형 말뚝을 타설하고 인발시험을 실시하였다. 특히 본 시험에서 인장하중이 말뚝의 선단(pile tip)에 직접 가하여 질 때와 말뚝 두부(pile head)에 가하여 질 때 즉, 최초 인장하중 전달지점의 위치변화로 인한 인발력과 말뚝거동의 차이를 규명하여 보다 안정적인 하중 전달 형태를 밝혀내는 데 본 연구의 주목적을 두었다. 이를 위해 강제 챔버 안에 멤브레인을 설치하여 수직 및 수평 구속 압력비를 조정함으로써 토조 내 측압의 차이를 유도하여 인발 말뚝의 거동 차이를 분석하고자 하였다. 아울러 말뚝 인발시 주기적인 하중시험(cyclic load test) 및 크리프 시험을 함께 실시하여 화강풍화토 지반 내에 타설된 현장타설 인발 말뚝의 다양한 거동 특성을 분석하고자 하였다.

2. 말뚝 인발력의 추정

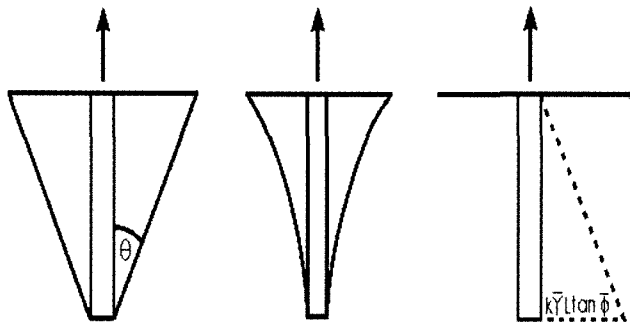
말뚝의 극한 인발하중은 말뚝표면과 주변 흙 사이의 마찰력으로 인해 발생하는 순 극한 인발저항력과 말뚝의 자체 중량의 합으로서 표시된다:

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

여기서, T_{ug} = 전 극한인발저항력, T_{un} = 순 극한 인발저항력, W = 말뚝의 유효중량이다.

매입말뚝의 인발저항력을 산정하기 위한 이론 모델식은 1)원추형 콘(truncated cone) 모델, 2)나선형 콘(curved surface) 모델, 3)원통형 전단(cylindrical shear) 모델의 세 가지로 구별(그림 1 참조)되며 이들 모델 중 대표적인 3가지 모델은 Meyerhof(1968), Das와 Seeley(1975) 및 Chattopadhyay와 Pise(1986)에 의해 제안된 바 있다.

이중 Meyerhof(1968)의 제안 모델은 대표적인 원통형 전단 모델로서 그림 2와 같이 말뚝의 순 극한 인발저항력이 말뚝의 근입된 길이방향의 표면과 말뚝 주위 흙



(a) Truncated cone (b) Curved surface (c) Cylindrical shear

Fig. 1. Models for uplift capacity of shaft

사이에 발생하는 마찰력에 의존하는 것으로 보았다. 이에 따른 순 극한 인발저항력은 식 (2)와 같이 표현된다.

$$T_{un} = (s_u + \sigma'_v K_u \tan \delta) A_s \quad (2)$$

여기서, s_u = 비배수 전단강도, σ'_v = 깊이 z 에서의 유효 수직 응력, K_u = 인발토압 계수이며 흙의 내부 마찰각 ϕ 에 따라 영향 받는 값, δ = 흙-말뚝 사이에 주면 마찰각, A_s = 말뚝의 표면적이다.

Das와 Seeley(1975)에 의해 제안된 식은 건조한 사질 토 지반($c = 0$)에 근입된 말뚝의 순 극한 인발 저항력 계산 방법이며 Vesic(1967)의 한계깊이(critical depth)개념에 근거, 임계근입비를 고려하여 인발 저항력을 구할 수 있도록 하였다. 반면, Chattopadhyay와 Pise(1986) 이론은 대표적인 원추형 전단모델로서 사질토 지반내에 관입된 말뚝의 인발저항력을, 말뚝 주위 지반 내에 형성되는 원추형의 가상 파괴면 상에 발생하는 마찰저항에 의한 것으로 가정한다. 이때 발생하는 흙의 전단저항력과 파괴면내 흙-말뚝 자중 사이의 극한 평형상태

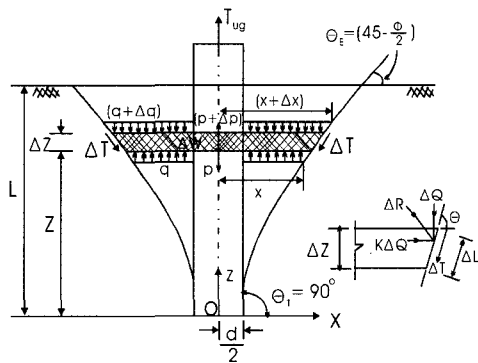
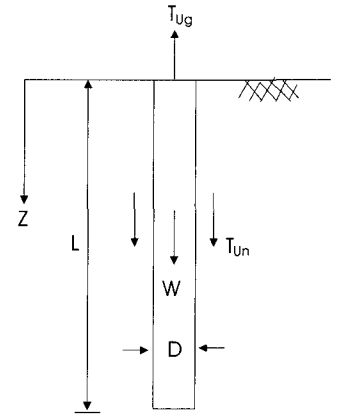


Fig. 3. Free body diagram of circular disc wedge



D = 말뚝의 직경 또는 폭

Fig. 2. Uplift capacity of piles

(limiting equilibrium)를 고려함으로써 극한 인발저항력을 구한다(그림 3참조).

3. 인장 현장타설말뚝의 실내모형실험

3.1 인발시험 개요

현장 타설말뚝에 가하는 인발하중의 재하지점을 말뚝 선단과 두부로 구분하여 재할할 수 있는 장치를 고안(그림 4)하고 구속압력수준을 변화시키며 각각 표 1과 같은 시험조건에 따라 인발시험을 수행하였다. 지반조성에 사용된 토조는 외벽을 이루는 강제챔버와 내부의

Table 1. Uplift test plan

인장 하중 전달 지점	시험 조건
말뚝 두부(Test 1,2,3)	- 구속응력 조건: $\sigma_v = 80$ (kPa) $\sigma_h = 40, 60, 80$ (kPa)
말뚝 선단(Test 4,5,6)	- 구속응력 조건: $\sigma_v = 80$ (kPa) $\sigma_h = 40, 60, 80$ (kPa)

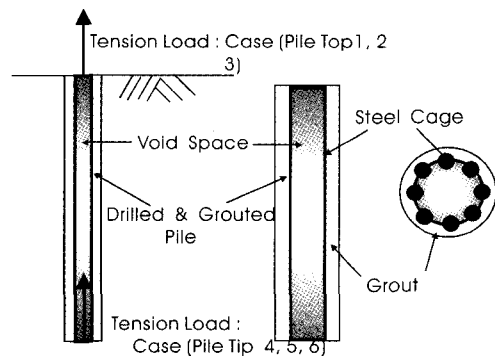
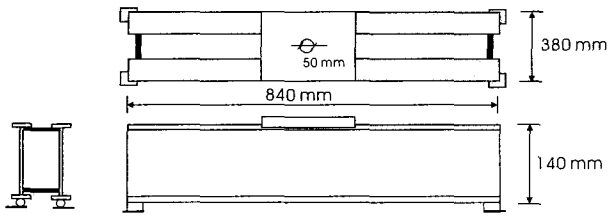
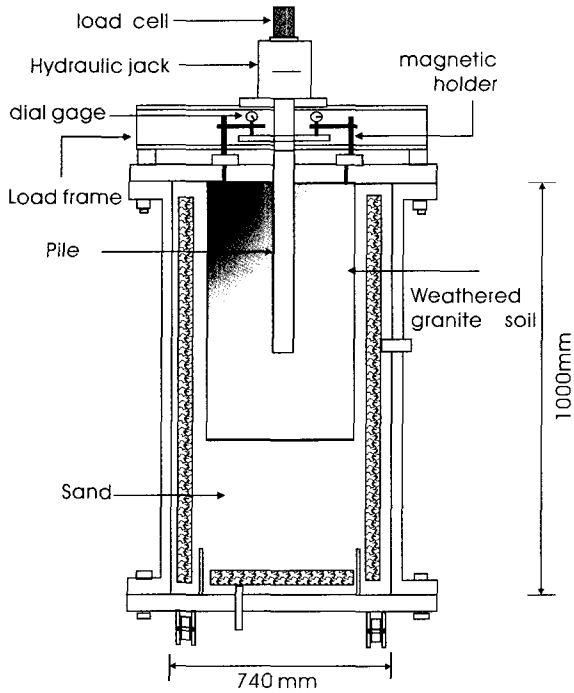


Fig. 4. Schematic of loading point difference



(a) Loading frame



(b) Calibration chamber

Fig. 5. Test setup

플라스틱 용기로 구성되며 두 용기사이에는 건조한 모래로, 플라스틱용기 내부는 화강풍화토로 다져서 채웠다. 토조를 이와 같이 두 용기로 구분한 이유는 내부 플라스틱 토조에 대한 구속압을 적절히 조절하기 위함이며 아울러 전체 강제챔버 내를 모두 흙시료로 다져서 채우기 위해서는 멤브레인 등으로 인해 시료를 다지는 데 한계가 있기 때문이다. 그림 5와 같이 플라스틱 모형 토조에 대한 수직/수평응력 차이를 조성하기 위하여 강제 챔버 내에 수직 멤브레인(membrane)과 수평 멤브레인을 각각 설치하였다. 각 멤브레인은 레귤레이터(regulator)를 통하여 에어 콤프레서에 연결되어 일정한 상태의 압력($\sigma_v = 80, \sigma_h = 40, 60, 80 \text{ kN/m}^2$)이 유지될 수 있도록 하였다. 모형 지반 내에 설치된 말뚝은 가압 상태에서 정적 인발하중을 단계별로 재하하여 파괴에 이르도록 하였고 시험 중 각 하중 단계별로 크리프 시험

(creep test)과 반복 인발시험(cyclic pullout test)을 실시하여 순 극한 인발하중과 하중전이 특성의 변화를 조사하였다.

3.2 모형지반의 조성

모형 현장타설말뚝이 타설된 모형지반의 구성시료는 대전광역시 관저동의 화강풍화토를 채취하여 1주일간 자연건조시킨 후 사용하였다. 강제 챔버와 플라스틱 토조 사이에 채우는 모래는 공주시 금강의 모래를 채취하여 자연 건조시킨 후, 10번 체를 통과하고 200번체에 남는 시료를 사용하였다. 본 시험에서 사용된 모래와 화강풍화토의 공학적 특성은 표 2와 같다. 모래와 화강풍화토의 입도분포곡선은 그림 6과 같으며 화강풍화토 시료로 조성된 기초지반은 플라스틱용기 내에서 E다짐법에 해당하는 에너지 효율이 획득되도록 다짐장치를 제작한 후 최대건조단위중량(γ_{d-max})대비 80% 이상의 다짐(래머무게 7.5kg인 다짐봉으로 자유낙하고 600mm를 유지하면서 층당 110회씩 7층으로 다짐)이 되도록 하였다. 다만 내부 토조로 사용된 플라스틱 통은 두께 2.5mm의 매우 얇은 용기로서 외부의 강제 챔버에 비해 강성을

Table 2. Characteristics of sand and weathered granite soil

시료	구분	G_s	γ_{d-max} (kN/m^3)	OMC (%)	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	C_c	C_u
Sand		2.59	15.7	-	42	-	1.27	3.28
Weathered granite soil		2.65	19.78	11.1	37.2	71	1.42	6.64

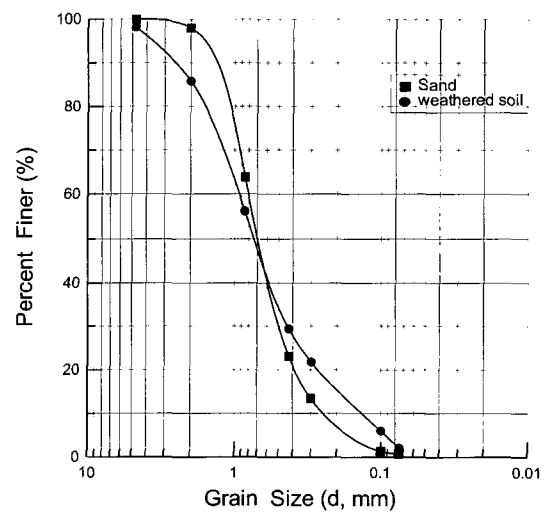


Fig. 6. Grain size distribution curves for sand and weathered granite soil

무시하여도 좋을 만큼, 화강풍화토 시료를 플라스틱 토조 내에서 다진 후 플라스틱 토조 외벽을 그라인더로 얇게 갈아내 후 시험을 실시하도록 하였다.

모래와 화강풍화토는 통일 분류법 상 각각 SP, SC로 분류되었다. 토조 내 시료의 다짐은 높이 500mm, 직경 300mm의 플라스틱 통내에서 다짐봉을 사용하여 실시하였다. 다짐이 완료된 플라스틱 통을 강제로 된 모형토조 안에 위치 시킨 후 소정의 강사장치를 사용하여 강제 챔버와 다져진 화강풍화토를 담은 플라스틱 통 사이를 모래를 이용하여 균질하게 채웠다.

3.3 시험장치 및 시험절차

3.3.1 모형말뚝

말뚝에 가해지는 인장하중을 말뚝 선단과 두부에 각각 가하기 위하여 직경(D) 20mm, 총길이 510mm(관입 깊이 400mm)의 강봉을 그림 7과 같이 제작하여 사용하였다. 말뚝 선단 인장용의 강봉은 그림 7(b)와 같이 강봉 내에 강선(tendon)을 이용하여 로드셀과 말뚝 선단 사이가 직접 연결 되도록 하였으며, 로드셀로부터의 하중값과 강봉 상에 부착된 스트레인 게이지의 변형을 측정하기 위하여 Tokyo Sokki사의 TDS 303 data logger를 사용하였다. 스트레인 게이지는 게이지 길이 5mm, 게이지 계수(gauge factor) 2.13 ±1%인 성질을 갖는 folder 타입을 선정하여 사용하였으며 강봉의 길이방향으로 각 7쌍씩 부착하였다. 제작 준비된 모형말뚝은 모형지반을 천공

한 곳에 팽창성 몰탈을 주입한 후 압입하여 설치를 완료하였다.

3.3.2 모형 토조(Calibration Chamber) 및 인발하중 재하장치

본 연구에서는 가압이 가능한 모형 토조를 제작하여 사용하였다. 가압형 모형 토조 시험에서는 지반 내 응력 조건의 조절이 가능하고 임의 경계면에서의 구속압력을 변화시켜 경계효과(boundary effect)를 고려할 수 있으며, 실제 말뚝과의 크기 대비 효과를 조사해 볼 수 있다고 보고된 바 있다(O'Neill et al, 1990). 사용된 모형 토조는 높이 1000mm, 직경 740mm의 크기로 모형말뚝의 직경대비 19배로 제작된 강제 원통형이다(그림 5 참조). 토조 내에 임의로 조성된 모형 지반은 강제로 된 토조외벽에 의한 경계조건의 영향을 받게 되므로 이를 피하기 위해 강제 토조 내에 휨성의(flexible)의 소형토조를 재설치하고 이 휨성 소형토조에 가압을 하여 경계 효과를 제어하였다. 또한 지반내의 응력조건이 수직응력 대비 수평응력의 크기가 다를 수 있으므로 수평방향의 구속압력과 수직방향의 구속압력을 따로 가압할 수 있도록 토조의 바깥벽면과 바닥면에 공기 주머니를 각각 설치하였다.

모형말뚝인발시험을 위한 인발 장치 개요는 그림 5와 같으며 10ton 용량의 유압 램(hydraulic ram), 유압 잭, 하중재하 프레임, 3ton 용량의 로드셀로 구성되었다.

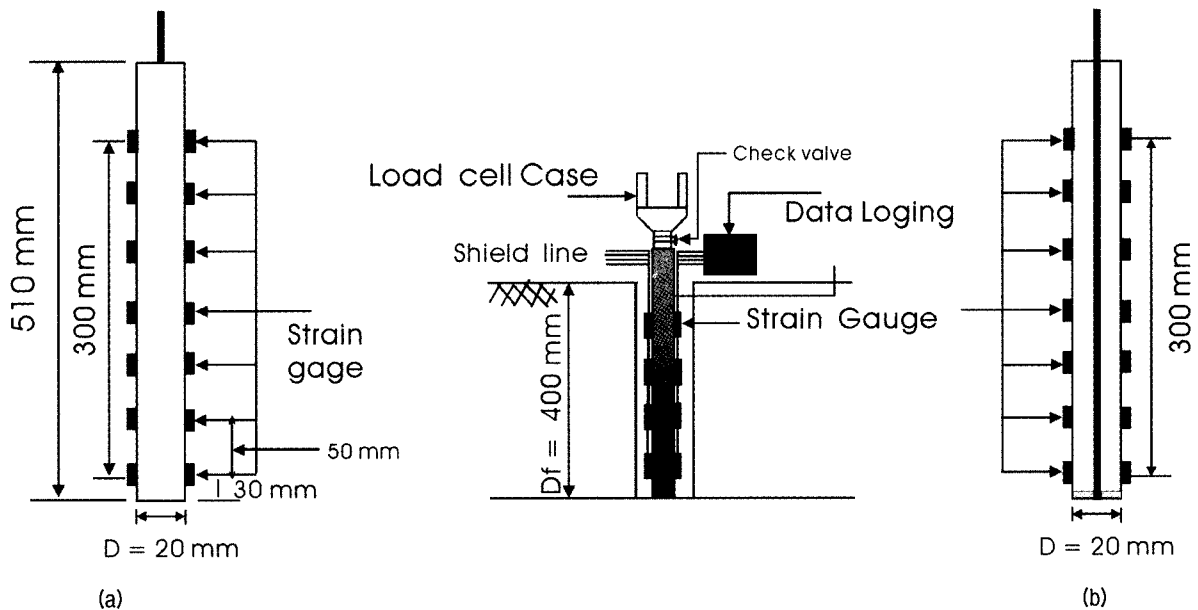


Fig. 7. Details of model pile: (a) tension bar used for pile top loading (b) tension bar used for pile tip loading

Table 3. Material properties of grout materials

시험 항목	단 위	품질관리기준	시험 방법
흐름도	%	150 이상	ASTM C 939
응결시간	초 결	시간 : 분	2시간 이상
	종 결	시간 : 분	8시간 이내
압축강도	1 일	Kg · f/cm ²	150 이상
	3 일	Kg · f/cm ²	350 이상
	7 일	Kg · f/cm ²	550 이상
	28 일	Kg · f/cm ²	650 이상
팽창율	1 일	%	0.0이상 0.3이내
	3 일	%	0.0이상 0.3이내
	14 일	%	0.0이상 0.3이내

※ W/C = 14%

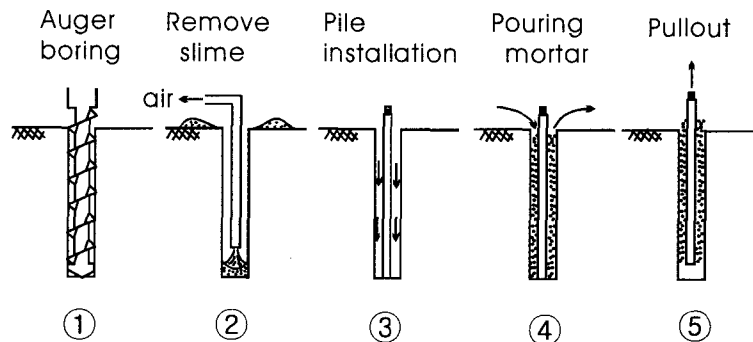


Fig. 8. Sequence of pile installation

3.3.3 시험방법

본 시험에서는 주입재로서 S사 제품의 팽창성의 무수축, 고강도, 고유동성의 시멘트계 그라우트재를 사용하였으며 그 특성은 표 3과 같다.

지반 천공에 사용되는 현장 auger boring 장비와 유사한 형태의 자연 배토방식으로 제작된 screw bit를 제작하여 모형 지반을 천공 한 후 제작된 모형말뚝을 굴착공 안에 설치하였다. 몰탈을 가압 주입을 할 경우, 팽창재의 효과와 더불어 보다 효과적인 주면마찰력의 증가를 가져오지만, 본 시험에서는 무가압 방식을 선택하였으며 천공깊이를 3단계로 나누어서 몰탈을 주입한 후 다짐봉으로 각 층마다 20번씩 다져 말뚝을 형성하였다(그림 8 참조).

모형말뚝의 설치 후 인발시험에 필요한 충분한 강도를 확보하기 위하여 그라우트재를 48시간 양생 시켰다. 모형 말뚝이 설치된 내부 플라스틱 토조를 모형챔버안에 위치시킨 후 내부 플라스틱토조와 강제토조 사이 공간에 강사를 실시하였다. 강사 종료 후 레귤레이터와 에어 컴프레서를 사용하여 수직 및 수평 방향으로 소정의 압력을 24시간 가하였다. 수직방향압력 (σ_v)은 80 kN/m²의 동일한 압력을 전 시험에 걸쳐 유지시켜주었으며, 수평

압력수준 (σ_h)은 각각 40, 60, 80 kN/m²으로 변화시켜 겉보기 토압 계수(K)가 각각 0.5, 0.75, 1.0이 인발 시 유지되도록 하였다.

4. 모형 말뚝의 인발시험

4.1 인발 시험

인발시험은 표 4와 같은 조건에서 각 6회 실시하였다. 시험시 설계하중 (T_{Design})은 말뚝 두부 인발시와 선단부 인발시 같은 구속압 하에서 동일 값으로 설정하였다. 두부 인발시에는 설계하중 대비 25%씩(25, 50, 75, 100%) 4단계로 증가시켰으며 각 인발단계에서 하중을 일정한

Table 4. Test conditions

Loading Type	Test No.	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	T_{Design} (kN)
Loaded at Pile Top	Pile Test # 1	40	80	5.88
	Pile Test # 2	60	80	6.86
	Pile Test # 3	80	80	7.84
Loaded at Pile Tip	Pile Test # 4	40	80	5.88
	Pile Test # 5	60	80	6.86
	Pile Test # 6	80	80	7.84

LOAD SEQUENCE
(Pile Top Test 1, 2, 3)

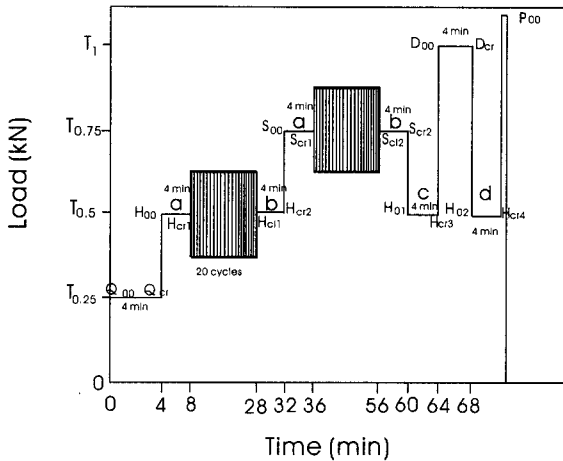


Fig. 9. Load sequence for pile loaded on top

LOAD SEQUENCE
(Pile Tip Test 4, 5, 6)

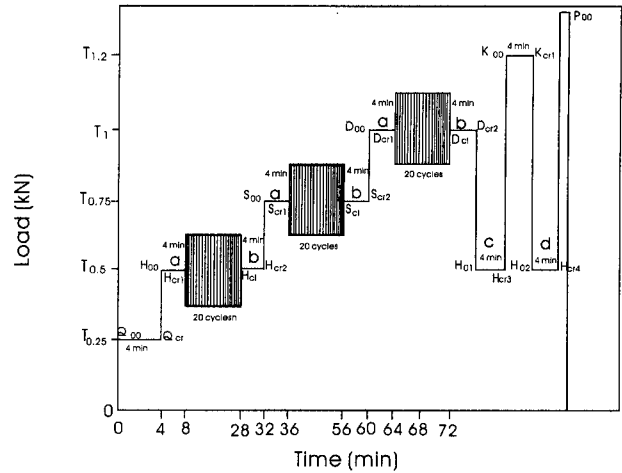


Fig. 10. Load sequence for pile loaded at tip

시간동안 하중을 유지시켜주었다(그림 9). 말뚝 선단 인발시에는 인발력의 증가를 예상, 1단계를 추가(T_{Design} 의 120%)하여 총 5단계로 인발하였다(그림 10).

인발과정은 다음과 같다: 1) 초기 인발 하중을 재하(설계하중의 25%), 2) 크리프(creep test)시험 실시, 3)설계하중의 50%, 75%까지 인발 하중을 단계별로 증가시키며 각 하중 단계 전·후에서 크리프 시험과 반복 인발 시험(cyclic pullout test)을 반복하여 실시, 4) 모든 단계 인발 과정 종료 후 각 말뚝에 대한 최대인발하중(T_{ult})측정 및 인발 속도 효과 측정 시험 실시, 5) 최종 인발변위량 측정.

매 인발 변위량 측정시에는 모형말뚝의 탄성변위량을 계산하여 보정하였으나 보정값은 다이알게이지로 읽은 측정변위량의 최소단위에도 못 미치는 매우 미약한 수준이었다.

4.2 크리프 시험 및 반복 인발시험

시험중 크리프 지속시간은 각 4분이 유지되었으며 크리프 지속 시간동안 균일하중이 계속 유지되도록 하였다. 변위는 크리프 시험시작 후 0.1, 0.2, 0.4, 1, 2, 3, 4분 경과시점에서 말뚝 두부 또는 선단인발 시 말뚝 선단과 두부에서의 인발 변위를 측정하였다.

그림 9 및 그림 10에서 볼 수 있듯이 반복인발시의 경우 하중 변동폭은 각 하중 단계($T_{0.5}$, $T_{0.75}$, $T_{1.0}$)에서 최대반복하중과 최소 반복하중의 차가 되며 본 시험에서는 설계하중(T_D)의 25%로 하였다.

말뚝 두부인발시에는 2단계의 반복하중 시험(1단 반복시 설계 하중의 50%, 2단 반복시 설계 하중의 75%)을 수행하였다. 또한 말뚝 선단인발시는 3단계의 반복 인발시험(1단 반복시 설계 하중의 50%, 2단 반복시 75%, 3단 반복시 설계 하중의 100%를 적용)을 수행하였다. 모든 반복 인발시험은 매 단계에서 하중의 증가와 제거를 분당 1회씩 20번 반복하였다.

그림 9 및 그림 10에서 각 인발시험에서의 변위측정 시기를 설명하기 위한 분류기호는 다음과 같다: 1) Q_{00} = 초기 $T_{0.25}$ 까지 인발하중이 증가 된 시점, 2) H_{00} , S_{00} , D_{00} = 각각 $T_{0.5}$, $T_{0.75}$, $T_{1.0}$ 까지 인발하중이 증가 된 시점, 3) Q_{cr} , H_{cr1} , S_{cr1} , D_{cr1} = 각각 $T_{0.25}$, $T_{0.5}$, $T_{0.75}$, $T_{1.0}$ 까지 하중 증가 시키고 4분간의 크리프시험 시행 직후, 4) H_{c1} , S_{c1} , D_{c1} = 각각 $T_{0.5}$, $T_{0.75}$, $T_{1.0}$ 에서의 4분 크리프시험 종료하고 인발하중 변화폭 $T_{0.25}$ 인 상태에서의 20회 반복인발시험 직후, 5) H_{cr2} , S_{cr2} , D_{cr2} = 각각 $T_{0.5}$, $T_{0.75}$, $T_{1.0}$ 에서 20회 반복인발시험과 4분간의 크리프시험 시행 직후, 6) H_{01} = 크리프 시험 종료(S_{cr2} 및 D_{cr2})후 인발하중을 $T_{0.5}$ 까지 낮춘 직후, 7) H_{cr3} = H_{01} 에 이은 4분간의 크리프 시험 직후, 8) D_{00} , K_{00} = 크리프시험 종료(H_{cr3})에 이은 인발하중 $T_{1.0}$, $T_{1.2}$ 까지의 각 인발 직후, 9) D_{cr} , K_{cr1} = 각각 D_{00} , K_{00} 에 이은 4분간의 크리프 시험 직후, 10) H_{02} = 크리프 시험 종료(D_{cr} 및 K_{cr1})후 인발하중을 $T_{0.5}$ 까지 줄인 직후, 11) H_{cr4} = H_{02} 에 이은 인발하중 $T_{0.5}$ 에서의 4분간 크리프 시험 직후, 12) P_{00} = 급속인발에 의한 최대 하중 발생 때의 인발 변위 측정시

5. 결과 분석

5.1 하중전이 특성

모형 현장타설말뚝의 인발시험에서 구한 결과는 표 5 및 그림 11, 12(공간제약으로 일부만 도시)와 같다. 표 5는 각 인발시험에서 얻어진 극한 인발력(T_{ult})과 β 방법을 이용하여 계산된 최대 단위 주면마찰력을 정리한 것이다(식 (3), (4) 참조).

$$T_{ult} = p \cdot L \cdot f_{max} \quad (3)$$

여기서, p = 말뚝 단면의 윤변, L = 말뚝의 근입된 길이, f_{max} = 인발시 최대단위 주면 마찰력이다.

$$f_{max} = \beta \cdot \sigma'_v \quad (4)$$

여기서, $\beta = K \cdot \tan \delta$ 이다.

말뚝의 주면 마찰각 δ 를 $(2/3)\phi$ 로, 말뚝 중간 높이에서의 수직응력(σ'_v)값을 압력토조에 가한 수직압력($\sigma_v = 80 \text{ kN/m}^2$)으로 간주하여 사용하였다. $L = 400\text{mm}$, $D = 40\text{mm}$ 이므로 구속압력(σ_h)에 따른 β 값은 2.59~4.03의 범위를 보였다. 이 중 말뚝 두부인발시의 β 값은 2.59~3.09의 변화를, 말뚝 선단 인발시에는 3.28~4.03의 분포를 보여 같은 구속압력조건에서 선단 인발시의 β 값이 두부 인발시에 비해 약 26~30%정도 더 크게 계산되었다. 또한 구속압력수준이 증가함에 따라서 말뚝 선단에서의 극한 인발력이 말뚝 두부에 비해 약 27~30% 정도 크게 계산되었다.

Table 5. Comparison of ultimate uplift capacity

σ_h (kPa)	$\sigma_v = 80 \text{ (kPa)}$			
	Pile type	$T_{ult} \text{ (kN)}$	$\frac{(T_{Tip} - T_{Top})}{T_{Top}} \%$	$\beta = K \cdot \tan \delta$
40	Top Test1	10.12	1	2.58
	Tip Test 4	12.94	27.86	3.28
60	Top Test2	10.78	1	2.73
	Tip Test5	13.72	27.27	3.48
80	Top Test3	12.15	1	3.08
	Tip Test6	15.86	30.54	4.04

그림 11~그림 14는 말뚝길이 방향에 대한 하중분포 변화를 도시한 것이다. 말뚝 두부 인발시 크리프 시험 전보다 크리프 시험 종료 직후 하중전이 곡선상의 분포 하중이 감소하는 경향을 보였다. 특히 높은 구속압력 수준($\sigma_v = 80 \text{ KN/m}^2$)으로 갈수록 크리프에 의한 하중 감소율이 증가되어 하중분포에 있어 약 10~20%감소하는 추세를 보였다. 반면 말뚝 선단인발 시 크리프 시험 종료 직후의 하중분포는 오히려 구속압력 증가에 따라 1~10% 증가하거나 변화가 거의 없는 경향을 보였다. 이와 같은 차이는 말뚝 선단 인발 경우가 두부 인발시보다 반복인발에 따른 잔류응력(residual stress)이 더 크게 발생되기 때문으로 판단된다(Briaud and Tucker, 1984).

또한 선단 직접 인발 시에는 말뚝 길이 방향에 대한 하중의 감소율(dT/dz)이 매우 급격한 반면, 두부 직접 인발시에는 하중 감소율(dT/dz)이 매우 완만한 특성을 보였다. 이는 말뚝 선단에서의 인발시 재하지점에서의 구속압력이 커서 상대적으로 매우 큰 저항력이 재하지점에 발생했기 때문으로 판단된다.

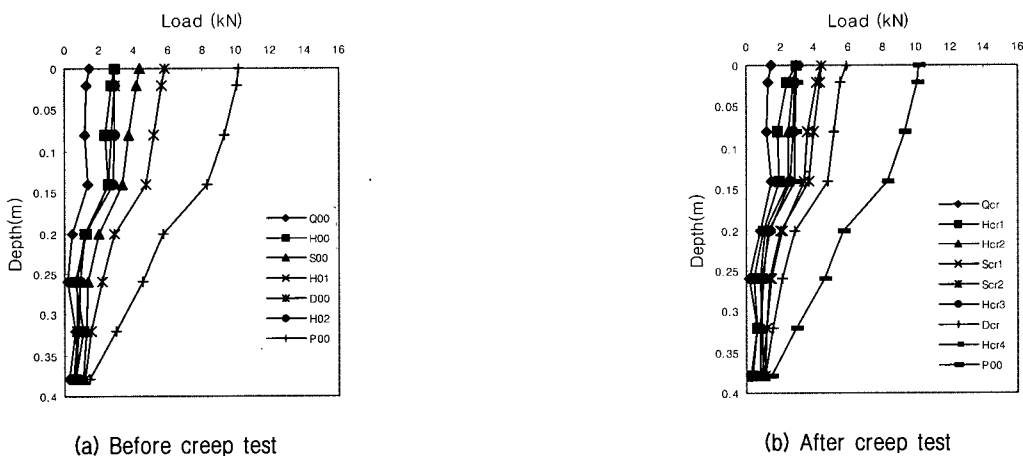


Fig. 11. Load distribution curve for Test 1 ($\sigma_v=80, \sigma_h=40$ (kPa)): pile loaded on top

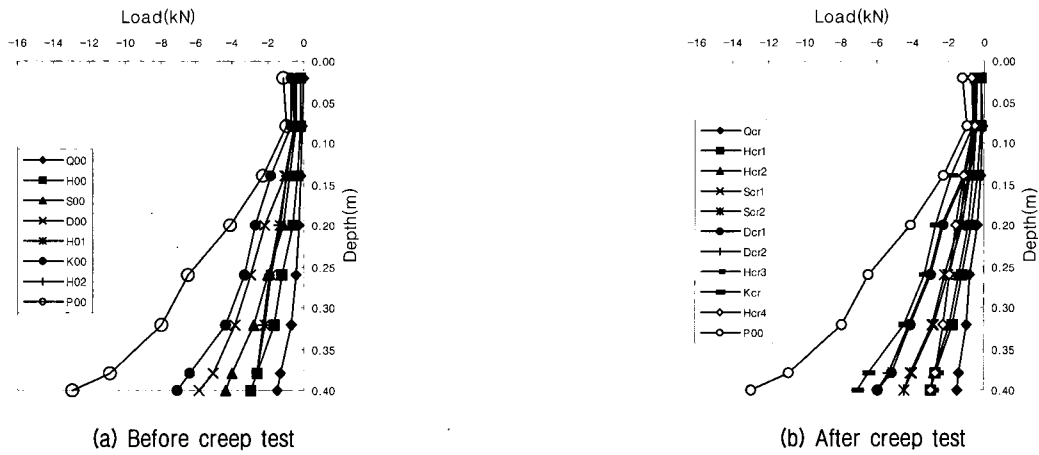


Fig. 12. Load distribution curve for Test 4 ($\sigma_v=80, \sigma_h=40$ (kPa)): pile loaded at tip

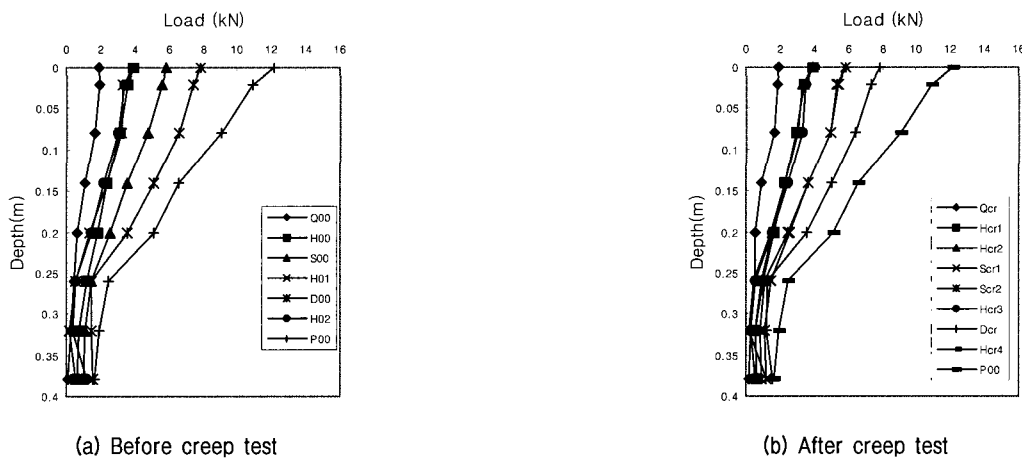


Fig. 13. Load distribution curve for Test 3 ($\sigma_v=80, \sigma_h=80$ (kPa)): pile loaded on top

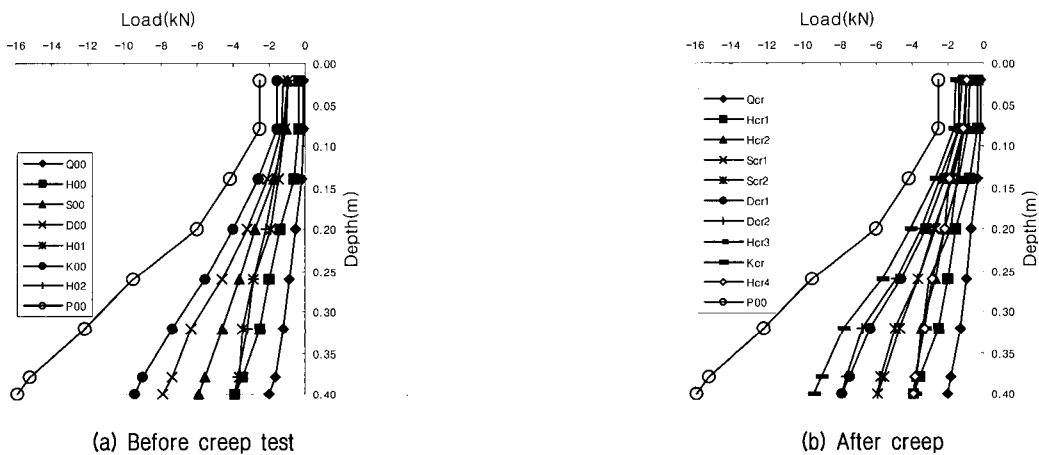


Fig. 14. Load distribution curve for Test 6 ($\sigma_v=80, \sigma_h=80$ (kPa)): pile loaded at tip

5.2 인발시 하중-변위 발생 특성

인발에 따른 대표적인 하중-변위 관계 그래프를 그림 15 및 그림 16에 일부 도시하였으며 표 6은 각 하중수준

에서의 발생 변위값을 구속압과 인발 모드에 따라 비교한 것이다. 구속압 수준을 증가시키면 인발 모드에 상관없이 점차 하중-변위 사이의 기울기가 커지는 양상을 보였으며 구속압의 크기가 동일할 때, 하중-변위 사이

Table 6. Generated displacement vs. load level

		$\sigma_v = 80 \text{ kN/m}^2$					
		Displacement (1/100mm)					
%of Ultimate	σ_h (kN/m^2)	Pile Top			Pile Tip		
		40	60	80	40	60	80
T_{25}		2.0	11.4	1.4	2.1	1.9	1.9
T_{50-a}		8.2	21.6	8.3	6.6	5.6	5.7
T_{50-b}		19.0	29.3	14.0	10.4	12.3	10.6
T_{75-a}		27.0	38.2	19.2	14.5	24.2	14.7
T_{75-b}		38.4	49.9	28.7	19.9	34.9	20.8
T_{50-c}		37.7	47.3	27.2	25.3	52.9	26.8
T_{100-a}		48.0	65.0	37.0	32.5	69.0	34.2
T_{100-b}		-	-	-	30.1	45.2	29.7
T_{120}		-	-	-	37.4	97.2	40.2
T_{50-d}		45.5	58.8	33.4	33.6	62.5	34.1
P_{00}		156.0	161.0	176.0	1283.0	146.0	155.0
0		139.0	152.0	158.0	126.0	138.0	141.0

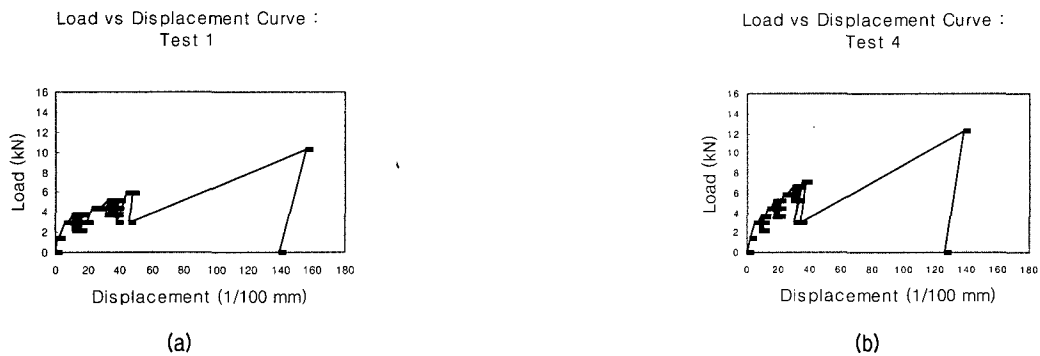


Fig. 15. Load-displacement curve: (a) pile loaded on top; (b) pile loaded at tip ($\sigma_v=80, \sigma_h=40(\text{kPa})$)

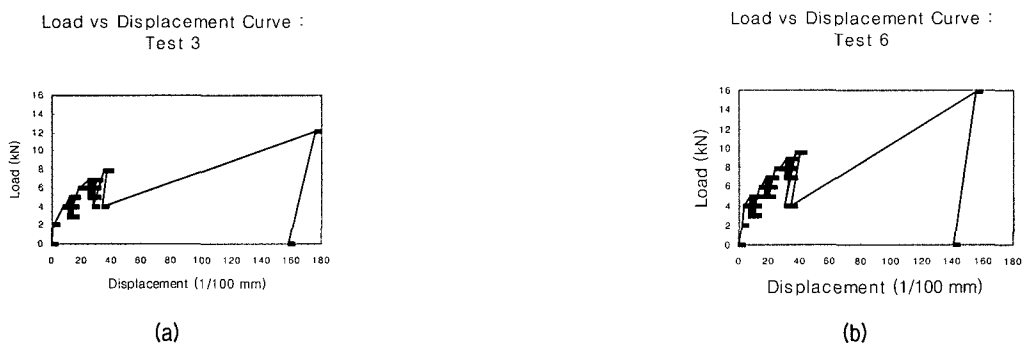


Fig. 16. Load-displacement curve: (a) pile loaded on top; (b) pile loaded at bottom ($\sigma_v=80, \sigma_h=80(\text{kPa})$)

기울기 값의 크기를 비교하여 보면, 말뚝 두부 인발시보다 말뚝 선단 인발시에 보다 크게 계산되었다(표 6).

아울러 파괴시 말뚝 두부 인발의 경우 직경대비 약 8~9%정도의 수직 변위가 발생 되었으며, 말뚝 선단 인

발의 경우에는 말뚝 직경대비 약 6~8%정도의 변위가 발생 되었다. 이는 인발하중 재하지점 즉, 선단인발지점에서의 구속압이 두부 인발지점보다 더 크고 아울러 포아송 효과(Poisson effect)가 중첩되어 나타난 결과로 판

명된다. 말뚝 두부인발시 인발에 의해 말뚝의 체적이 감소하지만 반면, 말뚝 선단인발시 인발에 의해 체적이 오히려 증가함으로써 말뚝의 주면마찰력이 커지는 효과를 보게 된다. 이는 이론적으로 Stewart와 Kulhawy(1980)에 의해 규명된 바 있다.

5.3 크리프 특성

Briaud와 Garland(1985)에 의해 제안된 아래 식을 사용하여 크리프 시험과 이때 발생하는 변위값의 상관성을 조사하였다(그림 17 참조):

$$K_t = K_1 \cdot (t/1)^{-b} \quad (5)$$

여기서, K_1 = 크리프 시험 시작 t=1분 경과 후의 발생

변위(δ_t)에 해당하는 초기 활선 탄성계수($K_1 = T/\delta_1$, T = 인발 하중), K_t = 크리프 시험 시작 임의 t분 경과 후의 발생변위(δ_t)에 해당하는 활선 탄성계수($K_t = T/\delta_t$). 또한 b = 누적변위 지수 값으로서 식 (5)의 양변에 자연로그를 취하고 정리하면 $\ln(\delta_t / \delta_1)$ 과 $\ln(t/1)$ 사이의 기울기에 해당한다. 따라서 크리프 시험에서 구한 하중-수직 변위관계를 위의 관계식을 참조하여 b 값에 대한 회귀분석을 실시할 수 있으며 분석결과를 표 7 및 표 8에 정리하였다. 그림 18은 선단인발 경우인 표 8의 수평구속압(σ_h)=80 (kPa), 하중단계 T_{100-a} 에서의 누적지수 b 와 회귀분석에 의한 R^2 구한 예를 도시한 것이다.

대체적으로 하중 T 가 증가하면서 시간 t분 경과 후의 활선탄성계수(K_t)를 표현하는 누적 변위지수(b)값이, 초기 하중단계 T_{25} 를 제외하고는 말뚝 두부인발(Test1)시

Table 7. Creep exponent b value for pile loaded on top

σ_v (kN/m ²)	80					
	40			80		
σ_h (kN/m ²)	40			80		
% of Ultimate	b Value	R ²	K ₁	b Value	R ²	K ₁
T_{25}	0.1172	0.9994	86.47	0.0947	0.896	171.93
T_{50-a}	0.0875	0.9574	31.61	0.0640	0.9983	25.96
T_{50-b}	0.0459	0.8575	14.85	0	-	14.05
T_{75-a}	0.0713	0.9957	15.81	0.0366	0.7717	10.74
T_{75-b}	0	-	10.45	0.0089	0.8069	6.93
T_{50-c}	0	-	7.19	0	-	7.22
T_{100}	0.0265	0.9981	11.57	0.0288	0.9566	5.51
T_{50-d}	0	-	6.13	0	-	5.88

N.B) K₁의 단위 = kN/mm

Table 8. Creep exponent b value for pile loaded at tip

σ_v (kN/m ²)	80					
	40			80		
σ_h (kN/m ²)	40			80		
% of Ultimate	b Value	R ²	K ₁	b Value	R ²	K ₁
T_{25}	0.1330	0.9659	85.02	0.1024	0.9836	119.60
T_{30-a}	0.0747	0.9844	49.34	0.0256	0.9676	70.92
T_{50-b}	0.0035	0.6	28.52	0.0034	0.6	37.24
T_{75-a}	0.0330	0.9979	31.76	0.0149	1	27.29
T_{75-b}	0.0018	0.8	22.17	0.0052	1	18.97
T_{100-a}	0.0321	0.9063	24.33	0.0247	0.8364	30.38
T_{100-b}	0	-	18.11	0	-	22.95
T_{50-c}	0	-	9.76	0	-	13.19
T_{120}	0.0215	0.989	19.43	0.0415	0.937	24.77
T_{30-d}	0	-	8.76	0	-	11.50

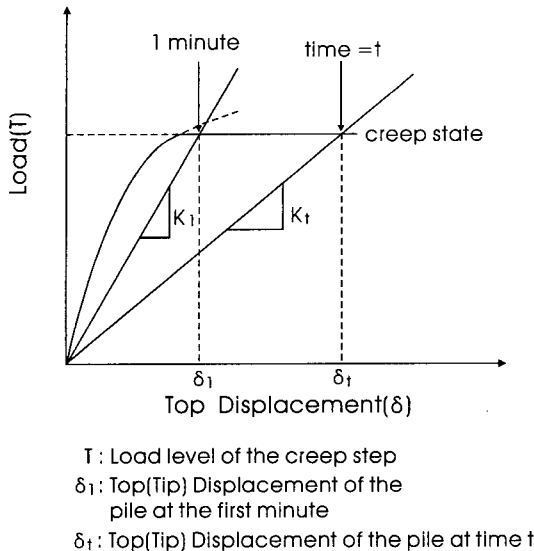


Fig. 17. Secant-stiffness defined for creep test

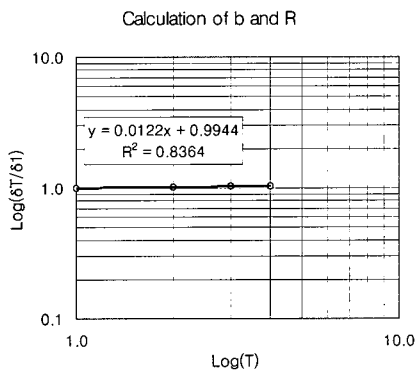


Fig. 18. Example of Calculation of b and R for secant modulus: loaded at bottom case ($\sigma_v=80, \sigma_h=80$ (kPa) & T_{100-a})

보다 말뚝 선단 인발시험(Test4)에서 작게 산정되었다. Test 2와 Test 5는 반대의 경향을 보였다.

말뚝 두부 인발 시험과 말뚝 선단 인발시험에서 모두 하중 단계(설계하중 T_D 의 %)가 증가 할수록 대체적으로 b값이 감소하는 경향을 보였다.

20회 반복재하 하중시험이 끝난 후에 실시한 크리프 시험($T_{50-b}, T_{75-b}, T_{100-b}$)과 T_{50-c}, T_{50-d} 에서 b값은 급격히 감소하는 경향을 보였다. 따라서 인장을 받는 말뚝의 변위에 대한 장기적인 안정성을 확보하기 위해서는 선행 인장을 실시하여 추가적인 크리프 발생량을 줄여야 하며 특히, 선단 인발 모드를 택한 말뚝은 크리프 변형에 대해 매우 안정적인 거동을 보일 것으로 판단된다.

6. 결론

모형 타설말뚝에 대한 여러 가지 인장시험결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다:

- (1) 토조내의 구속압력 수준을 $\sigma_v = 80$ (kPa)로 고정된 채로, $\sigma_h = 40, 60, 80$ kN/m^2 으로 증가시키면서 극한 인발력을 구할 때 까지 크리프 시험, 반복재하시험을 실시하였다. 시험결과, 말뚝 선단에서의 극한 인발지지력이 말뚝 두부인발시에 비해 약 27~30% 정도 크게 산정되었다.
- (2) 모형타설말뚝의 극한 인발력으로부터 계산된 β 값은 2.59~4.03의 분포를 보였다. 이중 말뚝 두부인발시의 β 값은 2.59~3.09의 분포를 보였으며, 말뚝 선단 인발시에는 3.28~4.03의 분포를 보여 같은 구속압력조건에서 선단 인발시의 β 값이 두부 인발시에 비해 약 26~30%정도 더 크게 산정되었다. 이는 선단 인발시 말뚝 주변에서의 단위 주변 마찰저항력이 더 큼을 의미한다.
- (3) 극한 인발력 발생시 말뚝 두부에서의 수직 변위를 말뚝 직경에 대해 비교하였다. 말뚝 두부 인발시의 수직 변위발생량은 말뚝 직경(D)대비 약 8~9% 정도였으며, 말뚝 선단 인발시의 경우는 말뚝 직경대비 약 6~8% 정도 변위가 발생 되었다. 이는 포아송 효과에 의한 차이로 판명된다.
- (4) 일정한 하중을 받고 있는 모형 타설말뚝의 크리프 특성을 파악하기 위하여 4분 동안 설계 하중(T_D)의 25, 50, 75, 100 및 125%에 해당하는 하중 하에서 변위 발생량을 측정하였다. 말뚝 두부 인발 시험과 말뚝 선단 인발시험에서 모두 하중 단계(25, 50, 75, 100, 120%) T_D 가 증가 할수록 b값이 감소하는 경향을 보였다.
- (5) 20회 반복재하 하중시험이 끝난 후에 실시한 크리프 시험($T_{50-b}, T_{75-b}, T_{100-b}$)과 T_{50-c}, T_{50-d} 에서 b값은 급격히 감소하는 경향을 보였다. 따라서 인장을 받는 말뚝의 크리프 등 변위에 대한 장기적인 안정성을 확보하기 위해서는 선행 인장이 매우 효과적일 것이다. 특히, 선단 인발 모드를 택한 말뚝은 크리프 변형에 대해 매우 안정적인 거동을 보일 것으로 판단된다. 또한 크리프 시험전·후 하중분포 특성을 보면, 말뚝 두부재하시에 크리프가 진행되는 동안 하중분포가 약 8~10%로 감소 하였지만, 말뚝 선단

에서는 하중분포가 역으로 약 1~10%로 증가하거나 변화가 거의 없는 경향을 보였다. 이는 말뚝 선단 인발 경우가 두부 인발시보다 반복재하에 따른 잔류 응력(residual stress)이 더 크게 발생되기 때문으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2000년도 한국학술진흥재단의 지원(KRF-00-003-E00527)에 의하여 연구된 것으로 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 박중배, 박태순, 정형식, 이명환 (1998), "현장계측을 이용한 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 하중전이 특성에 관한 연구, 한국지반공학회 가을학술발표회", pp.179-186.
2. 이성준, 정상섭, 김수일 (1997), "항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 지지력분석", 한국지반공학회, 제13권, 제5호, pp.75-88.
3. 조남준, 박정순, 이장덕 (2001), "경사반복하중을 받는 모형현장타설말뚝의 비배수 거동", 한국지반공학회, 제17권, 제3호, pp.77-83.
4. 이용훈, 권오균, 김명도 (1993), "모래 지반에 위치한 말뚝의 인발저항력", 대한토목학회논문집, 제13권, 제2호, pp.229-235.
5. 이재동, 신방용 (2000), "화강풍화토에 설치된 매입말뚝의 인발저항력에 관한 현장 모형 실험연구", 제20권, 제5-c호, pp.331-451.
6. Balla, A (1961), "The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundations for Pylons", Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, 1, pp.569-576.
7. Bieganousky, W.A. and Marcuson, W.F. (1996), "Uniform Placement of Sand", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol.102, No.GT3, pp.229-233.
8. Briaud, Jean-Louis et al. (1998), "Should Grouted Anchors Have Short Tendon Rod Length", Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.124, No.2, pp.110-119.
9. Briaud, J.-L and Felio, G.Y. (1986), "Cyclic Axial Loads in Piles: Analysis of Existing Data.", Canadian Geotechnical Journal, Vol.23, No.3, pp.362-335.
10. Briaud, J.L. and Garland, E.E. (1985), "Loading Rate Method for pile Response in Clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(3), pp.362-371.
11. Briaud, J.L. and Tucker, L. (1984), "Piles in Sand: A Method Including Residual Stresses", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110(11), pp.1666-1680.
12. Chattopadhyay, B. C and Pise, P. J (1986), "Uplift Capacity of Pile in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No.9, September, pp.888-904.
13. Coyle, H. M. and Reese, L. C(1966), "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay.", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.92, No.SM2, pp.1-26.
14. Das, B. M., and Seeley, G. R.(1975), "Uplift Capacity of Buried Model Piles in Sand," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol.101, No.GT10, pp.1091-1094.
15. Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M., Pedroni, S., and Salgado, R.(1994), "The Tip Displacement of Drilled Shafts in Sands.", Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankment, Gotechnical Special Publication Mo.40, ASCE, Vol.2, pp. 1039-1057.
16. Stewart, J. P. and Kulhawy, F.H.(1980), "Behavior of Drilled Shafts in Axial Uplift Loading", Geotechnical Engineering Report 80-2, Cornell University, Syracuse, NY.
17. Meyerhof, G.G. and Adams, J.I.(1968), "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical Journal, Vol.5, No.4, pp.225-244.
18. Murf, J. D.(1987), "Pile Capacity in Calcareous Sands: State of the Art.", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.113, GT5., pp.490-564.
19. O'Neill, M.W., Vipulanandan, C., and Ochoa, M.(1990), "Response of Tension Piles to Simulated Seismic Motion in Saturated Fine Sand", Report No.UHCEE 90-09, Dept. of Civil and Environmental Engineering.
20. Reese, L. C. and O'Neill, M. W.(1988), "Behavior of Bored Piles in Beaumont Clay.", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.98, SM2, pp.195-213.
21. Yun, S.-S., Lee, W.-J., and Lee, W.(1999), "An Experimental Study in the Bearing Characteristics of Auger-Cast Pile installed Using Expansive Mortar", Journal of the Korea Geotechnical Society, Vol.15, No.3, pp.99-111.
22. Yazdanbod, A.(1979), "Long Slender Model Pipe Piles in Over-consolidated Sands", Master's Thesis, Dept. of Civil and Environmental Engr., Univ. of Houston.

(접수일자 2002. 1. 28, 심사완료일 2002. 8. 21)