

파이프 골조온실의 원주형 콘크리트 기초의 인발저항력에 관한 연구

A Study on the Uplift Capacity of Cylindrical Concrete Foundations for Pipe-Framed Greenhouse

윤 용 철* · 윤 충 섭* · 서 원 명*
Yoon, Yong Cheol · Yoon, Choong Sup · Suh, Won Myung
강 만 호* ·篠 和 夫**
Kang, Man Ho · Shino Kazuo

Abstract

Recently pipe-framed greenhouses are widely constructed on domestic farm area. These greenhouses are extremely light-weighted structures and so are easily damaged under strong wind due to the lack of uplift resistance of foundation piles.

This experiment was carried out by laboratory soil tank to investigate the displacement behaviors of cylindrical pile foundations according to the uplift loads. Tested soils were sampled from two different greenhouse areas. The treatment for each soil type are consisted of 3 different soil moisture conditions, 2 different soil depths, and 3 different soil compaction ratios. Each test was designed to be repeated 2 times and additional tests were carried out when needed. The results are summarized as follows :

1. When the soil moisture content are low and/or pile foundations are buried relatively shallow, ultimate uplift capacity of foundation soil was generated just after beginning of uplift displacement. But under the high moisture conditions and/or deeply buried depth, ultimate uplift capacity of foundation soil was generated before the beginning of uplift displacement.

2. For the case of soil S_1 , the ultimate uplift capacity of piles depending on moisture contents was found to be highest in optimum moisture condition and in the order of air dried and saturated moisture contents. But for the case of soil S_2 , the ultimate uplift capacity was found to be highest in optimum moisture condition and in the order of saturated and air dried moisture contents.

3. Ultimate uplift capacities are varied depending on the pile foundation soil moisture conditions. Under the conditions of optimum soil moisture contents with 60cm soil depth, the ultimate uplift capacity of pile foundation in compaction ratio of 80%, 85%, and 90% for soil S_1 are 76kg, 115kg, and 155kg, respectively, and for soil S_2 are 36kg, 60kg, and 92kg, respectively. But considering that typical greenhouse uplift failure be occurred under satura-

*경상대학교 농과대학
**高知大學 農學部

키워드 : 실험, 인발저항력, 원주형콘크리트기초, 온실

ted soil moisture content which prevails during high wind storm accompanying heavy rain, pile foundation is required to be designed under the soil condition of saturated moisture content.

4. Approximated safe wind velocities estimated for soil sample S_1 and S_2 are 32.92m/s and 26.58m/s respectively under the optimum soil condition of 90% compaction ratio and optimum moisture content. But considering the uplift failure pattern under saturated moisture contents which are typical situations of high wind accompanying heavy rain, the safe wind velocities for soil sample S_1 and S_2 are not any higher than 20.33m/s and 22.69m/s respectively.

I. 서 론

최근 온실의 설치면적이 크게 증가하면서 온실의 구조개선을 비롯하여 환경조절 장치 및 기기 개발, 작물의 생육 등에 관한 연구가 활발히 진행되고 있으며, 이들 연구결과에 힘입어 현대화된 대규모 플라스틱 피복 파이프 온실이 널리 보급되고 있다.

농림부 통계자료¹⁾에 의하면, 1996년 말 현재 전국의 시설 원예 재배 면적은 약 45,000ha이며, 국민 1인당 시설면적은 1990년을 기준으로 네덜란드의 5.97m²보다 많은 5.99m²으로 증가하였고, 세계에서 시설재배 농업인이 가장 많은 나라로 발전하였다.

일반적으로 구조물의 기초는 상부구조물의 하중을 지반에 안전하게 전달할 수 있도록 압축지력을 가져야 함은 물론, 지진력이나 풍압 등에 의해서 큰 인발력을 받을 수도 있기 때문에 인발이나 전도 등에 대해서도 충분한 저항력을 가져야 한다.

말뚝기초는 연약한 점성토의 경우, 말뚝을 깊이 매입하여 사용하고, 사질토의 경우에는 전면기초를 사용하는 것이 일반적이지만, 지반의 지지능력이 충분한 사질토 지반인 경우에도 말뚝기초를 사용해야 할 경우가 있다. 예를 들면, 액상화 현상이 유발될 수 있는 지진 활성지대나 경사지 등에 설치된 전면기초는 불안전할 수도 있으므로 전면기초 아래에 말뚝기초가 사용²⁾될 수도 있다.

그러나 플라스틱 피복 파이프 온실은 경량구조

일 뿐만아니라 태풍이나 돌풍 등과 같은 강풍하에서 고유진동수로 진동하게 되고,³⁾ 특히 강우를 동반하게 되면, 순간적으로 발생하는 인발력을 견디지 못해 온실을 지탱하는 기초의 일부 또는 전부가 뽑혀 구조적으로 기능을 상실함으로써 온실 내의 재배작물에 치명적인 피해를 초래하는 경우³⁾가 종종 발생한다. 이와 같은 피해를 미연에 방지하기 위해서는 온실기초의 인발저항력에 대한 보강책이 질실히 요구된다.

따라서 본 연구에서는 현재 농촌에 많이 보급되어 있는 1-2W형 플라스틱 피복 파이프 온실에 주로 사용되는 원주형 말뚝기초를 중심으로 인발저항력을 실험적으로 검토하였다.

그리고 실험결과를 중심으로 말뚝기초의 인발저항력을 결정하는 제반 영향 인자들의 특성을 분석하고, 기초의 안정성 검토를 위한 기초자료를 수집함과 동시에 설계풍속에 대한 기초의 보강책을 제시하였다.

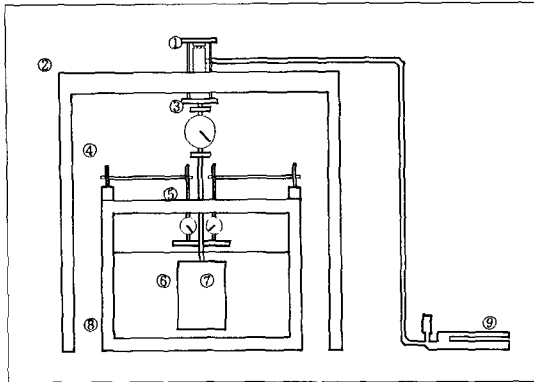
II. 실험장치 및 방법

1. 실험장치

본 연구에 사용된 실험장치의 구성도는 Fig. 1과 같다. 인발저항력 측정에 필요한 장치는 하중재하장치(⑨), 실험토조(⑧), 실험말뚝(⑦) 등으로 대별할 수 있다.

가. 하중재하장치

말뚝에 인발력을 가하는 장치로 최대 인발저항



① jack head ② support ③ proving ring ④ magnetic base
⑤ dial gage ⑥ soil ⑦ pile ⑧ soil tank ⑨ hydraulic jack

Fig. 1. Schematics of experimental apparatus

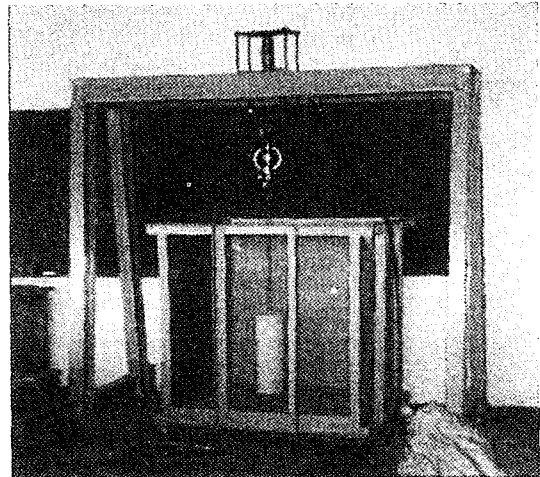


Photo 1. Soil tank

력이 상대적으로 작은 모형실험 등에서는 추를 이용하기도 하지만, 일반적으로 Hydraulic jack이 많이 이용된다. 따라서 본 실험에서도 Hydraulic jack를 이용하여 하중을 가하였다. 이 Jack의 최대 하중은 200kgf이며, 최소 단위는 1kgf이다.

나. 실험토조

실험말뚝이 인발될 때 말뚝주변에 있는 흙의 파괴형상 등에 대한 영향을 고려하여 실험에 사용한 토조는 Photo. 1과 같이 100cm×100cm×75cm 크기의 강철재로 제작하였다. 또 말뚝이 인발될 때 실험지반의 거동 관찰은 물론 작업상의 편의를 위하여 토조 전면에 투명 아크릴판을 부착하였다.

그리고 시료를 포화시킬 때 배수를 원활히 하기 위하여 토조 바닥에는 배수 파이프를 설치하였다.

다. 실험말뚝

실험에 이용한 말뚝기초의 공시체는 원주형 모르타르로서 직경과 길이는 각각 15cm 및 50cm이다.

실제 파이프 온실의 경우, 현재 사용되고 있는 콘크리트 기초의 형상은 원주형과 각주형으로 대별할 수 있다. 본 연구에서는 각주형에 비해 비교적 현장제작이 용이한 원주형 말뚝기초를 사용

하였다. 실제 현장에서 사용되고 있는 원주형 말뚝기초의 크기는 대부분 직경 15~18cm, 길이 40~60cm 정도로서 본 실험에서 채택한 공시체의 크기는 현장상황을 대표할 수 있을 것으로 판단된다.

2. 실험방법

가. 실험조건

본 실험에서는 2종의 흙 시료(S_1 , S_2)를 선정하여 각 시료에 대하여 다짐률, 함수상태 및 말뚝의 매입깊이 등을 Table 1과 같이 변화시키면서 실험을 수행하였다. 그리고 실험은 각 조건당 2회 반복하였으며, 2회 반복 실험치간의 차이가 큰 경우에는 확인 실험을 추가로 실시하였다.

말뚝기초 주변의 현장 다짐률은 현장조사 결과 S_1 시료의 경우 83~85%, S_2 시료의 경우 79~82%의 범위였다. 따라서 실험에 이용한 흙의 다짐률은 80%, 85% 및 90%의 3종류로 하였다.

현장 말뚝기초의 문힘상태를 조사해 보면, 기초의 일부가 지면으로 노출되어 있거나 완전히 지면에 묻혀 있는 경우로 크게 나눌 수 있다. 따라서 본 실험에서는 기초의 일부(10cm)가 지상으로 노출된 상태인 매입깊이 40cm와 기초가 완전히 묻힌 상태인 매입깊이 60cm로 분류하여 실

Table 1. Experimental design

Degree of compaction (%)	Moisture conditions	Embedded pile depth (cm)
80	Air dried	40
		60
	Optimum	40
		60
	Saturated	40
		60
85	Air dried	40
		60
	Optimum	40
		60
	Saturated	40
		60
90	Air dried	40
		60
	Optimum	40
		60
	Saturated	40
		60

험을 하였다.

흙의 함수상태는 자연건조상태와 최적함수비 상태 그리고 강우시를 고려한 포화상태 등 3종 류로 하였다.

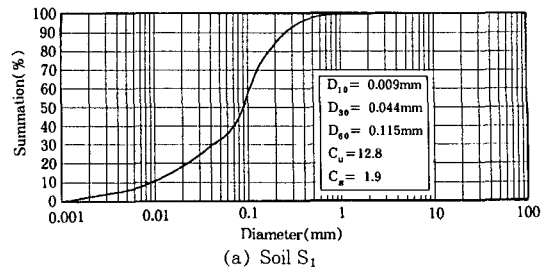
나. 시료의 물리적 성질

실험용 시료는 진주 인근의 온실단지에서 채취한 자갈이 없는 사질흙(시료 S₁)과 거제 인근의 온실단지에서 채취한 자갈이 많이 섞인 사질흙(시료 S₂)으로 각 시료에 대한 입도분포는 Fig. 2와 같고, 물리적 성질은 Table 2와 같다.

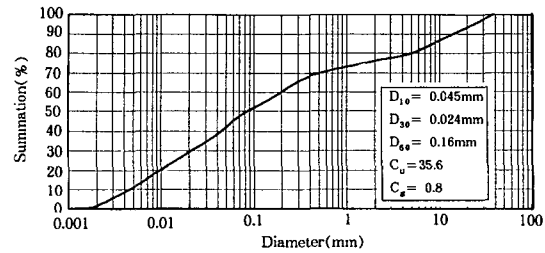
다. 시료의 역학적 성질

시료의 역학적 성질은 직접 전단시험을 통하여 구명하였으며, 시료 S₁ 및 S₂의 시험 결과는 각각 Table 3 및 Table 4와 같다.

직접 전단시험에 의한 점착력은 흙과 흙사이의 점착력이다. 그러나 인발력에 저항하는 마찰력은 흙과 말뚝표면 사이의 저항력이다. 따라서 Table 3 및 Table 4에 표시한 흙과 흙사이의 점착력(C_s)



(a) Soil S₁



(b) Soil S₂

Fig. 2. Grain size distribution curve

Table 2. Physical properties of sample soil experimented

Sample soil		S ₁	S ₂
Specific gravity (G _s)		2.64	2.58
Liquid limit (LL) (%)		N.P.	36.0
Plastic limit (PL) (%)		N.P.	28.8
Plastic index (I _p) (%)		N.P.	7.2
Grain size percent (%)	Gravel >4.76mm	0	20.47
	Sand 4.76~0.074mm	59.00	30.53
	Silt 0.074~0.005mm	35.00	37.00
	Clay <0.005mm	6.00	12.00
Unified soil classification system		SM	SM
Grain size percent (%)	Gravel <2.0mm	0	21.98
	Sand 2.0~0.05mm	68.53	36.00
	Silt 0.05~0.002mm	30.47	40.43
	Clay <0.002mm	1.00	1.59
Triangular soil classification chart system		Sandy loam	Gravelly sandy loam
Maximum dry density (γ _{dmax}) (g/cm ³)		1.52	1.61
Optimum moisture content (w _{opt}) (%)		22.20	21.25
Field wet density (γ _t) (g/cm ³)		1.54~1.58	1.54~1.60
Field moisture content (w _t) (%)		20.40	19.31
Field degree of compaction (D) (%)		83~85	79.82

Table 3. Cohesion and internal friction angle of soil S₁

Moisture condition	Degree of compaction (%)	Cohesion of soil (C _{s1} , kg/cm ²)	Cohesion between soil and pile surface (C _{c1} , kg/cm ²)	Ratio (C _{c1} /C _{s1})	Internal friction angle (°)
Air dried	80	0.05	0.023	0.45	16.6
	85	0.06	0.028	0.46	16.7
	90	0.08	0.036	0.45	16.9
Optimum	80	0.06	0.029	0.48	19.2
	85	0.08	0.034	0.42	19.3
	90	0.10	0.045	0.45	19.5
Saturated	80	0.03	0.010	0.35	13.7
	85	0.04	0.014	0.36	14.0
	90	0.04	0.015	0.37	14.4

Table 4. Cohesion and internal friction angle of soil S₂

Moisture condition	Degree of compaction (%)	Cohesion of soil (C _{s2} , kg/cm ²)	Cohesion between soil and pile surface (C _{c2} , kg/cm ²)	Ratio (C _{c2} /C _{s2})	Internal friction angle (°)
Air dried	80	0.01	0.002	0.24	21.0
	85	0.02	0.006	0.30	21.3
	90	0.03	0.014	0.47	21.6
Optimum	80	0.03	0.012	0.41	22.8
	85	0.05	0.022	0.44	23.0
	90	0.06	0.029	0.48	23.5
Saturated	80	0.03	0.012	0.40	14.6
	85	0.04	0.016	0.40	14.6
	90	0.04	0.019	0.47	14.6

과 내부마찰각(ϕ)은 시험을 통해 얻은 값이며, 흙과 콘크리트면 사이의 점착력(C_c)은 일반적으로 말뚝의 인발저항력 산정식으로 이용되는 다음과 같은 이론식에 실험치를 대입하여 역으로 추정된 값이다.

$$Q_u = W_p + W_u + C_c A_s \dots\dots\dots (1)$$

여기서,

- Q_u : 말뚝의 극한 인발저항력 (kgf)
- W_p : 말뚝의 자중 (kg)
- W_u : 말뚝의 상면에 실리는 상재하중 (kgf)
- C_c : 말뚝표면과 흙사이의 점착력 (kgf/cm²)
- A_s : 말뚝의 주면적 (cm²)

라. 인발하중 재하방식

말뚝 두부(頭部)에서 상방향으로 인발하중을 가하는 방식은 하중 조절방식과 변위 조절방식으로 대별할 수 있다. 하중 조절방식은 계획최대하중을 몇 단계로 나눈 후, 각 단계별로 일정한 시간간격을 두고 하중을 가하는 것으로서 다단계 하중법 또는 정하중법이라고도 한다. 그리고 변위 조절방식은 말뚝의 인발변위량을 제어하는 것으로서 일정 시간내에 일정한 인발변위량(예 1mm/30s)이 생기도록 하여 하중을 가하는 방법이다. 그러나 본 실험과 같이 최대 인발저항력에 대한 인발변위량이 대단히 작은 경우, 변위 조절방식을 사용하는 것은 부적절하다. 특히, 파이프 온실과 같은 경량구조물이 강풍하에 놓이게 되면, 말뚝기초에 작용하는 인발력은 순간적이고

반복적으로 작용할 뿐만 아니라 구조물 자체의 고유진동수 때문에 실제로 기초에 작용하는 인발하중을 재현하기란 대단히 어렵다. 따라서 본 실험에서는 다단계 하중법을 채택하였다.

마. 측정방법

Hydraulic jack으로 가한 인발하중은 Fig. 1에 도시된 바와 같이 Jack head, Proving ring 및 말뚝기초 중심에 설치한 직경 1.6cm, 길이 100cm의 강봉을 통하여 말뚝으로 전달된다.

말뚝기초의 인발저항력은 Proving ring으로 측정하였고, 말뚝기초의 인발변위량은 말뚝기초 상단에 부착된 아크릴판 위에 Dial gage(1/100mm) 2개를 양방향으로 설치(Fig. 1의 5참조)하여 측정치의 평균값을 산정하였다. Dial gage는 Magnetic base로 지지하였다.

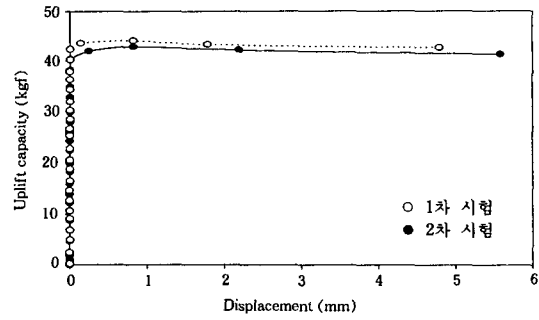
III. 결과 및 고찰

1. 극한 인발저항력

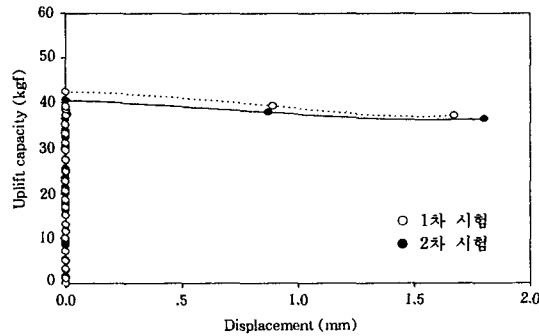
일반적으로 인발하중을 가하면 인발저항력은 어느 시점(하중단계)까지 계속 증가하다가 어느 하중단계를 넘어서면서부터 감소하기 시작한다. 이와 같이 인발저항력이 감소하기 직전의 하중단계에서 자중을 제외한 하중을 본 연구에서는 극한 인발저항력(Q_u)으로 정의하였다.

Fig. 3과 Fig. 4는 말뚝의 인발저항력과 인발변위량의 관계를 나타낸 실험결과의 일례로서 Fig. 3(a)와 Fig. 4(a)는 시료 S_1 및 S_2 에 대하여 함수비는 자연건조상태, 다짐률은 80%, 매입깊이는 40cm로 한 경우이다. 그리고 Fig. 3(b)와 Fig. 4(b)는 함수비는 포화상태, 다짐률은 90%, 매입깊이는 60cm로 한 경우이다.

Fig. 3(a)와 Fig. 4(a)에서는 말뚝의 인발변위가 일어난 직후의 하중단계에서 극한 인발저항력이 나타나는 현상을 보이고 있으며, Fig. 3(b)와 Fig. 4(b)는 말뚝의 인발변위가 생기기 전의 하중단계에서 극한 인발저항력이 나타나는 현상을



(a) D : 80%, w : 13.47%, L : 40cm



(b) D : 90%, w : 35.20%, L : 60cm

Fig. 3. Relationship between uplift capacity and displacement for soil S_1

(D : Degree of compaction, w : Moisture content, L : Embedded pile depth)

보이고 있다.

일반적으로 함수비가 작고 다짐률이 낮으며, 매입깊이가 얇은 경우에는 인발변위가 생긴 이후에 극한 인발저항력에 도달하고, 상대적으로 함수비가 크고 다짐률이 높으며, 매입깊이가 깊은 경우에는 변위가 일어나기 전에 극한 인발저항력에 도달한다는 사실을 발견할 수 있었다.

이와 같은 현상은 함수비, 다짐률 및 매입깊이에 따라 진행성과파괴나 아치액션 등과 같이 지반의 파괴형상이 다르기 때문인 것으로 판단된다.

이상의 Fig. 3과 Fig. 4와 같은 방법으로 구한 인발저항력의 실험치를 정리하면 다음과 같다. 즉, 시료 S_1 의 경우, 극한 인발저항력은 포화상태에서 다짐률을 80%로 하고 매입깊이를 40cm로 하였을 때 약 18.0~20.0kgf 정도의 범위로 최소치를 보였다. 이를 말뚝의 단위 주면적당으

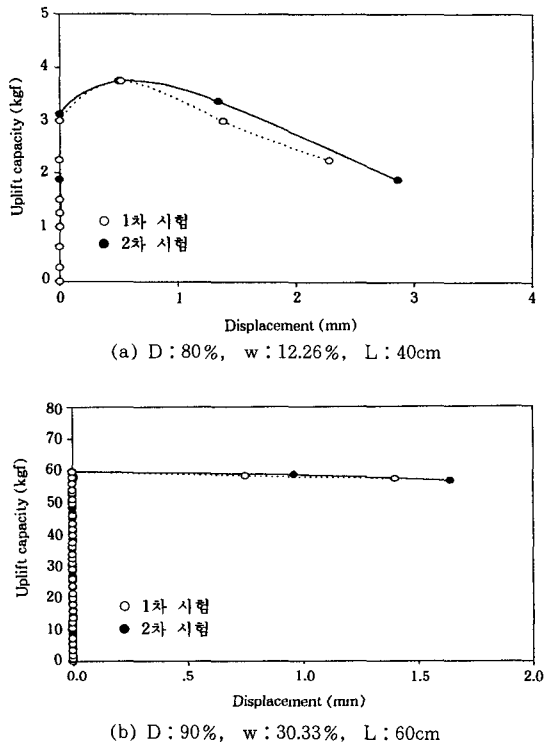


Fig. 4. Relationship between uplift capacity and displacement for soil S₂ (D : Degree of compaction, w : Moisture content, L : Embedded pile depth)

로 환산하면 약 0.009~0.010kgf/cm²의 범위에 있다. 그리고 최대치는 최적함수비 상태에서 다짐률을 90%로 하고 매입깊이를 60cm로 하였을 때로서 약 155.0kgf 정도였다. 이를 단위 주면적당으로 환산하면 약 0.066kgf/cm² 정도이다.

그러나 시료 S₂의 경우에는 자연건조상태에서 다짐률을 80%로 하고 매입깊이를 40cm로 하였을 때 최소치를 보였으며, 이 때의 극한 인발저항력은 약 4.0~4.5kgf 정도였다. 이를 단위 주면적당으로 환산하면 약 0.002kgf/cm² 정도이다. 그리고 극한 인발저항력의 최대치는 시료 S₁과 마찬가지로 최적함수비상태에서 다짐률을 90%로 하고 매입깊이를 60cm로 하였을 때로서 약 86.0~88.0kgf 정도였고, 이를 단위 주면적당으로 환산하면 약 0.037kgf/cm² 정도이다.

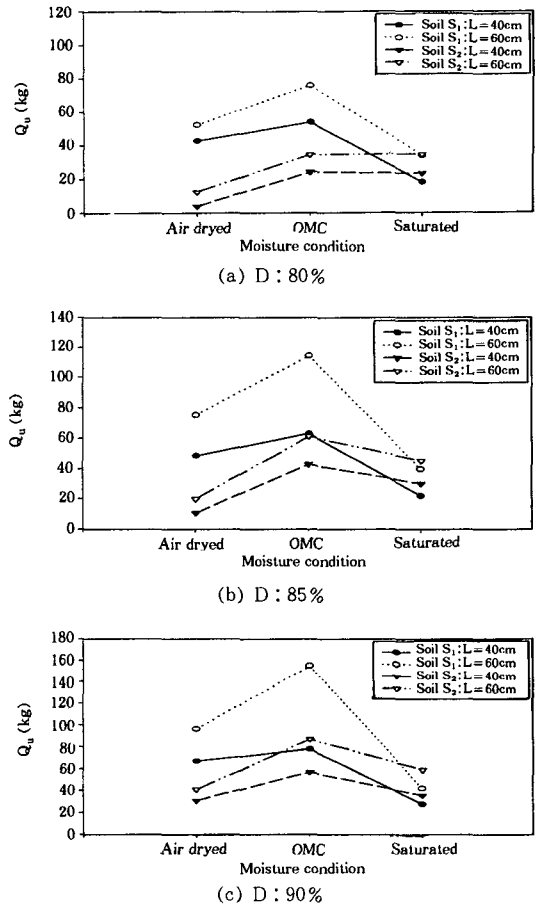


Fig. 5. Relationship between ultimate uplift capacity(Q_u) and moisture condition

2. 함수상태에 따른 극한 인발저항력

Fig. 5(a), (b) 및 (c)는 다짐률을 각각 80%, 85% 및 90%로 하였을 때 함수비 변화에 따른 극한 인발저항력의 변화를 두 가지 흙 시료에 대해 대비한 것이다.

극한 인발저항력 크기가 시료 S₁의 경우는 최적함수비상태, 자연건조상태, 포화상태의 순으로 나타났으며, 시료 S₂의 경우는 최적함수비상태, 포화상태, 자연건조상태의 순으로 나타났다. 즉 두 시료 공히 최대 극한 인발저항력은 최적함수비 상태에서 발생되나 최소 극한 인발저항력은 S₁ 시료에서는 포화상태에서 그리고 S₂ 시료의

경우는 자연건조상태에서 발생함을 알 수 있다. 특히 이러한 현상은 다짐률이 높아질수록 현저하게 나타남을 알 수 있다.

이와 같이 차이를 보이는 이유는 세립토(Sandy loam)인 시료 S_1 과 조립토(자갈이 섞인 Sandy loam)인 시료 S_2 간의 토질역학적 특성의 차이에 기인한 것으로 판단된다.

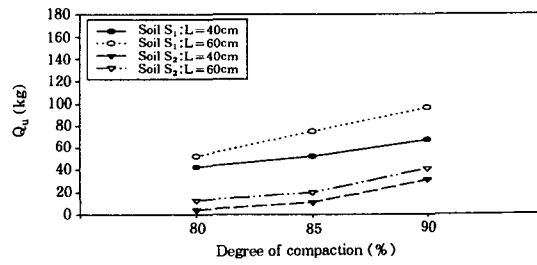
그리고 전반적으로 다짐률이 높을수록 그리고 최적함수비 상태에 가까울수록 극한 인발저항력의 증가율이 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 또 다짐률이 높아질수록 매입깊이 40cm와 60cm간의 극한 인발저항력의 차이가 커진다는 것을 알 수 있다.

3. 다짐률에 따른 극한 인발저항력

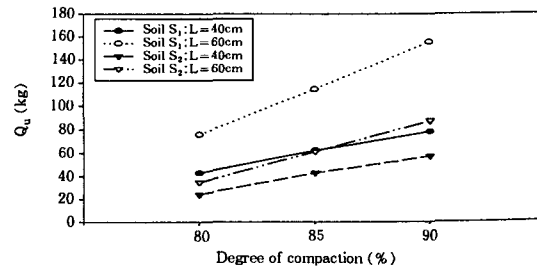
Fig. 6의 (a), (b) 및 (c)는 각각 자연건조상태, 최적 함수비상태 및 포화상태 일 때의 다짐률의 변화에 따른 극한 인발저항력의 변화를 나타낸 것이다.

Fig. 6에서는 매입깊이와 시료의 종류에 관계없이 일반적으로 다짐률이 높을수록 극한 인발저항력은 거의 직선적으로 증가하는 경향이 있음을 알 수 있다. 특히 최적함수비상태에서는 직선적인 관계가 뚜렷할 뿐만아니라 다짐률 증가에 따른 극한 인발저항력 증가 추세가 가장 현저함을 알 수 있다. 그러나 포화상태에서는 다짐률 증가에 따른 극한 인발저항력의 증가 추세가 상대적으로 미미함을 알 수 있다.

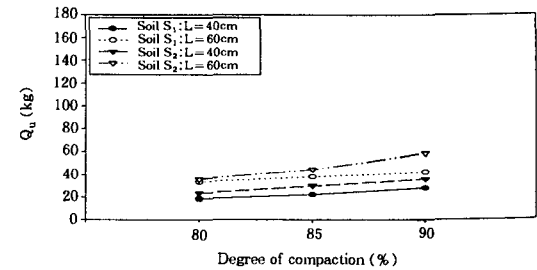
일반적으로 현장에서 이루어지는 시공방식은 자연건조상태에서 적절히 다지는 형식이며, 강우를 동반한 강풍하에서는 기초 주변의 지반이 포화되는 경향을 보이므로 본 실험에서 행한 시료의 처리와는 약간의 차이가 있다. 더욱이 현장시공이 이루어지는 시점에 강우가 있거나 원래지반의 토양수분함량이 매우 높은 경우에는 다짐에 따른 극한 인발저항력의 개선효과를 기대하기란 어려울 것으로 판단된다.



(a) Air dried moisture condition



(b) Optimum moisture condition



(c) Saturated moisture condition

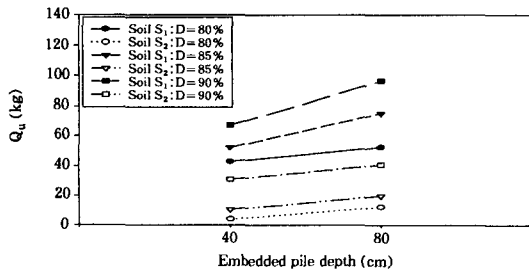
Fig. 6. Relationship between ultimate uplift capacity(Q_u) and degree of compaction

4. 매입깊이에 따른 극한 인발저항력

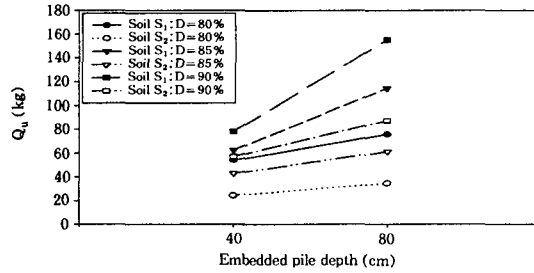
매입깊이 변화에 따른 극한 인발저항력을 함수비상태별로 나타낸 것이 Fig. 7이다.

Fig. 7에서 알 수 있듯이 매입깊이를 40cm에서 60cm로 증가시키기에 따른 극한 인발저항력의 증가는 뚜렷하지만 함수비상태나 시료의 종류에 따라 상이함을 알 수 있다. 따라서 설계풍속에 적절한 기초의 설계는 기초의 규격변화를 중심으로 이루어져야 할 것으로 판단된다.

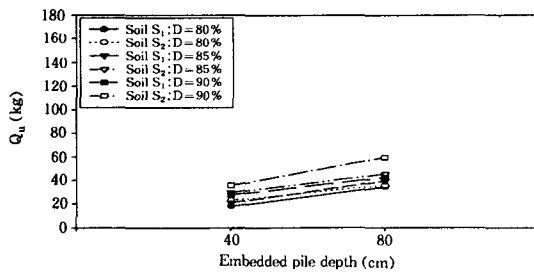
특히 토양의 입도분포 상태나 다짐상태에 따른 차이가 있음이 분명하므로 기초 시공시 이 점에 유의 해야할 것으로 판단된다.



(a) Air dried moisture condition



(b) Optimum moisture condition



(c) Saturated moisture condition

Fig. 7. Relationship between ultimate uplift capacity(Q_u) and embedded pile depth

5. 기초의 안전성 검토

기초의 안전성 검토를 위해 가정된 1-2W형 표준온실의 형상 및 골조의 구성은 다음과 같다.

- 온실스팬 = 7m × 3연동, 축고 = 2.7m,
동고 = 4.6m, 길이 = 90m,
기둥간격 = 2m, 서까래간격 = 60cm
- 외측기둥(50A) : Φ 48.1 × 2.1T :
 $A = 3.035\text{cm}^2$, $Z = 3.345$, $I = 80,396.4\text{cm}^4$
- 내측기둥(50A) : Φ 48.1 × 2.1T :
 $A = 3.035\text{cm}^2$, $Z = 3.345$, $I = 80,396.4\text{cm}^4$
- 서까래 : Φ 25.0 × 1.5T : $A = 3.690\text{cm}^2$,

$$Z = 2.016, I = 7,675.7\text{cm}^4$$

- 중 방 : Φ 48.1 × 2.1T : $A = 3.035\text{cm}^2$,

$$Z = 3.345, I = 80,396.4\text{cm}^4$$

- 중방받침 : Φ 33.5 × 2.1T : $A = 2.072\text{cm}^2$,

$$Z = 1.531, I = 25,645.2\text{cm}^4$$

그리고 기초의 극한 인발저항력은 구조해석 전용 프로그램인 SAP 90에 의해 산정된 풍하중에 의한 인발력과 비교하기 위하여 다음과 같은 식을 이용하였다.

$$Q_u = W_f + W_a + C_c A_s > Q_w \dots\dots\dots (2)$$

여기서,

Q_u : 극한 인발저항력 (tf)

Q_w : 풍하중에 의한 인발력 (tf)

$$Q_w = 0.167 v^2 / 1000 \text{ (tf)}$$

v : 설계풍속 (m/s)

W_f : 기초의 자중 (tf)

W_a : 기초상면에 실리는 흙의 중량 (tf)

C_c : 흙과 말뚝사이의 점착력 (tf/m²)

A_s : 말뚝의 주면적 (m²)

위 식을 이용하여 실험을 통한 각 시료별 극한 인발저항력이 지지할 수 있는 안전풍속을 나타내면 Table 5와 같다.

Table 5에서 알 수 있듯이 두 시료에 있어서 안전풍속의 최대치는 각각 32.92m/s, 26.58m/s로서 최적함수비 상태에서 90% 다진 경우이다.

재현기간을 30년으로 할 경우, 시료 S₁ 지구의 설계풍속은 26.58m/s이므로 최적함수비상태에서 매입깊이를 60cm로 하고 다짐률을 85% 이상으로 하였을 경우에만 안전한 것으로 나타났다. 그리고 시료 S₂ 지구의 설계풍속은 31.50m/s이므로 모든 조건에서 불안정한 것으로 판명되었다.

그러나 실제 온실의 피해가 우려되는 경우는 폭우를 동반한 강풍하에서 온실구조물 자체가 고유진동수로 진동하는 경향이 있으므로 기초지반은 포화 및 교란되는 것으로 생각할 수 있다. 이러한 상태를 고려한다면, 본 실험에 사용된 기초

Table 5. Safe wind velocity for various soil conditions

Moisture condition	Degree of compaction (%)	Embedded pile depth (cm)	Ultimate uplift capacity + concrete foundation weight (tf)		Safe wind velocity (m/s)	
			Soil S ₁	Soil S ₂	Soil S ₁	Soil S ₂
Air dried	80	40	0.069	0.030	20.33	13.40
		60	0.085	0.039	22.56	15.28
	85	40	0.079	0.037	21.75	14.88
		60	0.100	0.046	24.47	16.60
	90	40	0.093	0.053	23.60	17.81
		60	0.123	0.066	27.14	19.88
Optimum	80	40	0.081	0.051	22.02	17.48
		60	0.102	0.062	24.71	19.27
	85	40	0.089	0.069	23.08	20.33
		60	0.142	0.086	29.16	22.69
	90	40	0.104	0.085	24.96	22.56
		60	0.181	0.118	32.92	26.58
Saturated	80	40	0.044	0.050	16.23	17.30
		60	0.060	0.061	18.95	19.11
	85	40	0.048	0.056	16.95	18.31
		60	0.064	0.072	19.58	20.76
	90	40	0.053	0.062	17.81	19.27
		60	0.069	0.086	20.33	22.69

의 경우는 시료의 종류 및 다짐상태에 관계없이 불안정한 상태이다.

따라서 설계풍속이 비교적 큰 지역에서의 온실에 대한 기초는 우선 다짐을 철저히 해야함은 물론 앵커형 말뚝기초, 주름관 말뚝기초 등으로 보강하거나 말뚝기초의 규격을 키워서 매입깊이의 증대 또는 흙과의 마찰주면적을 높이는 등의 적절한 보강이 필요할 것으로 판단되었다.

V. 결 론

본 연구에서는 온실 농가에 보급되어 있는 1-2W형 플라스틱피복 파이프 온실 등이 태풍이나 돌풍과 같은 강풍하에 놓이게 될 때, 발생될 수 있는 온실의 구조적 피해를 대비하여 원주형 콘크리트 기초의 인발저항력을 실험적으로 검토하였다.

그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 함수비가 낮거나 매입깊이가 얇은 기초는 인발변위가 발생한 이후에 극한 인발저항력에 도달하지만, 상대적으로 함수비가 높거나 매입깊이가 깊은 경우에는 인발변위가 일어나기 직전에 극한 인발저항력에 도달하는 것을 알 수 있었다.

2. 함수상태에 따른 극한 인발저항력의 크기는 S₁ 시료의 경우, 최적함수비상태, 자연건조상태, 포화상태의 순으로 나타났지만, S₂ 시료의 경우에는 최적함수비상태, 포화상태, 자연건조상태의 순으로 나타났다. 즉, 극한 인발저항력이 S₁ 시료는 포화상태일 때가 가장 작게 나타나고, S₂ 시료의 경우는 자연건조상태일 때 가장 작게 나타났다.

3. 지반의 조건과 매입깊이에 따라 극한 인발저항력은 다르지만, 매입깊이가 60cm이고 최적함수비상태에서 극한 인발저항력이 가장 크게 나타났다. 그리고 현장 다짐률이 85% 정도라는 것을 고려한다면 최적함수비상태에서 다짐률을 90%로

증가시킬 경우 두 시료에 대해서 각각 약 35%와 53% 정도 극한 인발저항력의 증가를 보였다.

4. 이론적으로 최적함수비 상태에 가까울수록 다짐률이 높을수록 극한 인발저항력은 높아지지만, 자연건조상태에서 적당히 다져지는 현장시공 관행과는 차이가 있다. 특히 함수비가 높은 토양에서는 다짐에 의한 인발저항력 개선효과는 기대하기 어려울 것으로 판단된다.

본 연구는 1996년도 교육부 학술 연구조성비에 의하여 연구되었음.

참 고 문 헌

1. 농림수산부(1996), '95 화훼재배현황과 '96 채소생산실적.
2. 최용규(1995), 소형압력토조내에 타입된 말뚝의 인발거동과 극한 인발저항력 결정에 관한 연구. 한국지반공학회지 제11권 제2호, pp. 19~28.
3. 윤용철·서원명·윤충섭(1995), 설원예용 플라스틱하우스의 태풍피해에 관한 연구, 한국생물생산시설환경학회지, 4(2), pp. 167~174.
4. 윤용철·서원명·윤충섭(1995), 말뚝기초의 인발저항력에 대해서, 한국농공학회지, 37(4), pp. 11~19.
5. 이용훈·권오균·김명모(1993), 모래지반에 위치한 말뚝의 인발저항력, 대한토목학회논문집, 13(2), pp. 229~235.
6. 토목공법연구회(1997), 말뚝기초설계(조사, 설계, 시공), 창우출판, pp. 77~228.
7. 한국지반공학회지반공학 시리즈 2(1994), 얇은기초(얇은기초의 설계), pp. 296~300.
8. Balla, A.(1961), The Resisrance of Breaking out of Mushroom Foundations for Pylon, Proc, of 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Paris, France, pp. 569~576.
9. Chattopadhyay, B. C. and Pise, P. J.(1986), Uplift Capacity of piles in Sand, J. Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 112(9), pp. 888~904.
10. Das, B. M., Seeley, G. R. and Pfeifle, T. W. (1977), Pullout resistance of rough rigid piles in granular soils, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp. 72~77.
11. Das, B. M.(1983), A Procedure for Estimation of Uplift Capacity of Rough Piles, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 3, pp. 122~126.
12. Meyerhof, G.G. and Adams, J. I.(1968), The Ultimate Uplift Capacity of Foundation, Can. Geot. J., Vol. 5, No. 4, pp. 225~244.
13. Meyerhof, G. G.(1973), Uplift Resistance of Inolined Anchors and Piles, Proc, of 8th ICSME, Moscow, USSR, 2(1), pp. 225~244.
14. Ireland, H. O.(1957), Pulling test on piles in sand, Proc, 4th International Conference on Soil Mech. and Found. Engrg., Vol. 2, pp. 43~46.
15. Vesic, A. S.(1970), Tests on instrumented piles, Ogeechee river site, Jour, of the Soil Mech. and Found. Engrg. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 561~584.
16. 條和夫(1990), Shear key を付けた異形短杭の引抜き抵抗力に關する實驗的 考察, 日本農業土木學會論文集, 147, pp. 61~67.
17. 尹龍喆, 條和夫, 松本伸介, 玉井佐一 (1993), 水平加振した短杭の引抜き抵抗力に關する實驗的 研究, 日本農業土木學會論文集, 166, pp. 16~33.