

모래地盤에서 模型引張말뚝의 舉動

Behavior of Model Tension Piles in Sand

宋 永 祐*
Song, Young-Woo

Abstract

The results of a laboratory investigation for the influence of soil stress history, relative density of sand, pile surface condition, depth and diameter on the behavior of piles in uplift are presented.

Ultimate Uplift capacity depends not only on the relative density of sand but soil horizontal stress. The phenomena of critical depth can be explained by change of horizontal stress with depth. The value of $K \tan \delta$ tends to decrease with increasing pile diameter.

요 지

地盤의 相對密度, 應力履歷, 말뚝의 表面狀態, 埋設깊이 및 直徑이 上揚力을 받는 말뚝의 舉動에 미치는 영향에 對한 模型實驗結果가 發表되었다. 極限上揚支持力은 모래의 相對密度 뿐만아니라 現位置水平應力에 依存되며, 限界깊이 現狀은 깊이에 따른 水平應力の 變化로 설명되고, $K \tan \delta$ 의 값은 말뚝직경의 증가함에 따라 감소하는 경향을 보인다.

1. 序 論

말뚝기초(pile foundation)에 작용되는 하중은 축방향 압축하중, 上揚荷重(uplift load), 횡하중이거나 이들 하중의 조합으로 볼 수 있다. 지난 수십년간 축방향 압축력 또는 횡하중을 받는 외말뚝 또는 무리말뚝에 대해서는 그 거동에 대한 광범위한 理論的, 實驗的 研究가 遂行되어 온 결과, 지금 어느 정도나 확신을 가지고 해석하는 것이 가능하게 되었다. 그러나 海洋構造物(ocean structure), 送電塔, 큰 굴뚝 그리고 현수

교 텐돈 등과 같이 上揚荷重이 作用되는 구조물에서 말뚝기초의 거동 및 해석에 관한 연구는 비교적 드문 편이었다.

말뚝이 압축하중을 받을 때 支持力은 先端支持力(end bearing)과 周面摩擦力(skin friction or side resistance)의 總으로 이루어지나 말뚝에 上揚荷重이 작용될 때 先端支持力은 先端吸着(tip suction)이 있는 경우를 除外하고 一般적으로 發揮되지 않으므로 設計 上揚荷重의 크기가 압축하중과 비슷하거나 조금 작은 경우라도 말뚝기초의 설계를 支配하는 因子는 오히려 上揚荷重이 될 수도 있다. 더구나 최근 상양하중을 받는

* 정희원, 한남대학교 공대 토목공학과 조교수

해양구조물을 보다 많이 건설하는 추세에 있음을 고려할 때 말뚝의 상양지지력에 대한 연구는 상당히 切實한 課題라 할 수 있다.

모래지반에서 원형말뚝의 극한상양지지력을 구하는 식은 보통 다음과 같이 표시된다.

$$Q_u = \bar{f} \cdot A_s = \left(\frac{1}{2} K \cdot \tan \delta \cdot \bar{\gamma} H\right) \pi D H$$

$$= \frac{1}{2} K \tan \delta \cdot \bar{\gamma} \pi D H^2 \quad (1-1)$$

여기서 Q_u =말뚝의 극한상양지지력

K =토압계수

$\bar{\gamma}$ =흙의 유효단위중량

D =말뚝의 직경

H =말뚝의 매설깊이

\bar{f} =극한평균주면마찰력(ultimate average skin friction)

A_s =말뚝의 매설표면적

δ =말뚝과 흙 사이의 마찰각

지금까지 여러 연구자에 의해 제안된 식(1-1)에서의 토압계수 K 및 $K \tan \delta$ 의 값은 전반적으로 상당히 넓은 범위의 값을 보여주고 있다. 이러한 결과는 말뚝의 상양지지력이 말뚝 설치 전 당초 지반의 특성, 설치 방법에 따른 지반내 응력 상태의 변화, 말뚝의 표면 특성 및 치수효과(size effect) 등에 의존되기 때문인 것으로 생각된다. 본 연구에서는 모래지반에서 上揚荷重을 받는 깊은 기초의 거동에 대한 보다 많은 정보를 얻기 위해 실험조건의 調節이 容易하고 經濟的인 一聯의 模型實驗을 통하여 주된 영향인자인 흙의 밀도, 응력이력, 말뚝의 크기, 표면특성, 幾何學的 形態 및 設置方法 等의 變化에 따른 말뚝의 상양 거동(uplift behavior)에 대한 연구가 수행되었다. 紙面 關係로 幾何學的 形態 및 設置方法에 관한 연구는 본 논문에서 제외되었다.

토압계수 및 한계깊이에 대한 연구를 위해 상대밀도와 지반 조성 방법이 다른 모형 모래지반에서 매설깊이가 다른 말뚝 상양시험(uplift test)이 수행되었다. 실험지반은 降砂法(raining or pluviation technique)과 다짐법(compacting method)에 의해 各各 造成되었다.

치수효과를 검토하기 위해 近似模型(approximate modeling) 개념을 도입하여 규격이 증가되는 3개 말뚝이 실험되어 큰 규모의 말뚝에

대한 $K \cdot \tan \delta$ 의 값이 推定되었다.

2. 문헌연구

2.1 상양하중의 발생

乾船渠(dry dock), 地下室, 揚水場과 같이 浮力을 받는 구조물 기초는 上揚하중에 對한 저항이 요구된다.⁵⁵⁾ 또한 送電塔과 같은 구조물은 本體 및 가설된 전선에 作用되는 風壓으로 인하여 상양하중과 횡하중을 받아 전도되려는 경향이 있다. 한편 아열대 지방에서는 흙 속의 수분의 계절적 변화로 인하여 지표면의 隆起와 下降이 교대로 일어나는 경우도 있다.

發生된 상양하중을 지탱케 할 목적으로 말뚝기초가 일반적으로 사용된다. 케이블 앵커(cable anchor) 등이 사용되는 경우도 있으나 이것은 압축·인장이 교대로 발생되는 구조물의 기초로서는 적합치 못하여 항구적으로 引張力만이 발생되는 구조물에 使用이 局限된다.

2.2 모래지반에서 말뚝의 上揚支持力

그림 2-1에서 말뚝의 단위주변마찰력의 크기는 보통 다음 식으로 표시된다.

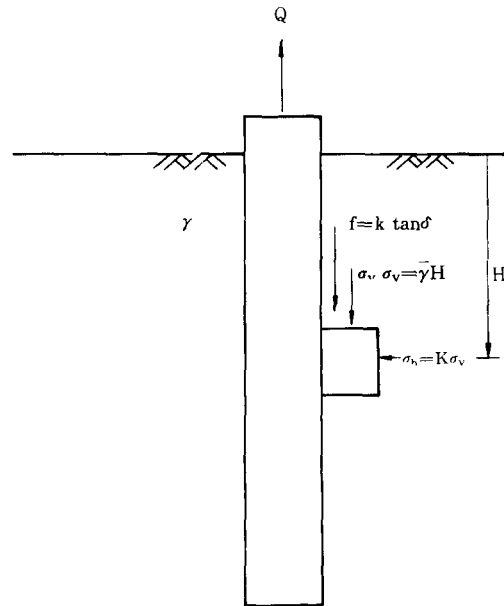


그림 2-1. 말뚝 주변 마찰력

$$f=K \cdot \tan\delta \cdot q_s=K \cdot \tan\delta \gamma H \quad (2-1)$$

여기서 $q_s=\bar{\gamma}H$, K =토압계수, $\tan\delta$ =말뚝과 흙사이의 마찰계수, γ =흙의 유효단위중량, H =말뚝의 매설깊이

이 식에서 f 값을 算定하기 위해 중요 일은 K 와 $\tan\delta$ 의 값을 결정하는 것이다.

$\tan\delta$ 의 결정을 위해 Potyondy⁴¹⁾는 실험실에서 건설재료와 흙 사이의 마찰실험을 수행한 바 있으며, Vesic⁵⁴⁾는 흙과 말뚝사이의 마찰각 흙의 당초 밀도나 말뚝재료와 무관하고 모래의 잔류마찰각(ϕ_{res})과 같다고 생각하였다. 한편 Coyle 등⁶⁴⁾은 Potyondy⁴¹⁾에 의한 실험치와 Vesic⁵⁴⁾에 의해 제안된 값 사이의 차이는 重大하지 않은 것 같다고 주장한 바 있다.

토압계수 K 에 대하여 Ireland²³⁾는 모래지반에서 말뚝 引拔實驗結果 冨토압계수는 최소한 1.75를 가정하는 것이 예비설계상 안전하다고 提案하였다. Meyerhof⁶⁶⁾와 Nordlund⁴⁰⁾는 말뚝의 항타는 말뚝 주변흙을 수평방향으로 변위시켜 다짐을 유발하며, 이 때 冨토압계수의 크기는 수동토압계수만큼 클 수 있다고 하였다.

다. Sowa⁵¹⁾는 사질토에서 말뚝의 인발저항은 넓은 범위에 존재하는 토압계수의 값에 의존되므로, 이것을 산정하기 위해 충분한 확신을 가지고 토압계수를 적용하는 것이 곤란하다고 한다. Meyerhof와 Adams³⁷⁾는 상양하중을 받는 기초에서 흙의 저항은 파괴면內의 흙의 무게와 그 모양과 크기가 기초의 상대깊이와 흙의 상대밀도에 의존되는 破壞面上에 작용되는 전단응력의 합이라고 보고하였다. Meyerhof⁶⁸⁾는 이어서 계속된 기초의 상양지지력에 관한 연구에서 토압계수 K 대신 上揚係數(uplift coefficient) K_u 를 소개하였다. 이 값은 흙의 전단저항각이 증가됨에 따라 증가되며, 어느 전단저항각에서는 매설비 H/B 의 증가에 따라 증가되어 최대치에 達한 후 一定値에 머문다. 또한 이때의 매설깊이를 한계깊이(critical depth)라 지칭하였다.

Vesic⁵⁷⁾에 의하면 말뚝의 선단 및 주면저항은 말뚝직경의 약 20배의 깊이까지 대략 선형적으로 증가되고 그 후 일정치에 달하며, 이 값은 오직 모래의 상대밀도에 의존되는 것 같다고 한다. 아울러 말뚝 인장과 압축시 말뚝의 주면마찰력의

표 2-1. 토압계수의 전형적인 값

저자 (1)	제안 근거 (2)	흙의 유형 (3)	K 값 (4)
Brinch Hansen Lundgren(1960) Ireland(1957) Meyerhof(1959)	이론 말뚝 시험 인발 시험 현장시험	모래 모래 모래 실트	$\cos^2 \phi$ 0.8 1.75 to 3 0.3(압축) 0.6(인장)
Kulhway(1979)	말뚝 시험	느슨한 모래 밀한 모래	K_a $\sqrt{K_p}$
Lambe-Whitman(1969) Kezdi(1958)	추측 이론	사질토	2 K_p

표 2-1은 말뚝기초에 적용될 冨토압계수의 전형적 값들을 보여준다. 이 표에서 토압계수의 값은 상당히 넓은 범위내에 존재함을 알 수 있다. Coyle와 Sulaiman¹⁰⁾은 모래지반에서 현장실험결과 말뚝에 작용되는 주면마찰력의 흙의 전단강도에 대한 比는 한계값 약 0.5에 달한다고 한

크기는 같은 것처럼 보이나 소규모 모형말뚝 실험에서는 그렇지 않은 것으로 미루어 보아 치수효과가 인장력을 받는 말뚝의 거동에 큰 영향을 주는 것 같다고 보고하였다. 모형실험결과로부터 Das¹⁴⁾ 17)등은 극한상양하중이 작용될 때 흙과 말뚝 사이의 단위주면마찰력(unit skin

friction)은 한계깊이까지 증가된 후 일정치에 달하며 이때의 한계매설비는 상대밀도에 따라 증가된다고 발표하였다. Chaudhuri와 Simons¹⁸⁾도 한계매설비에 관한 연구결과를 발표한 바 있다. chattopadhyoy와 Pise⁷⁾는 한계매설비는 모래의 단위중량 뿐만 아니라 말뚝표면 특성에도 의존 된다고 보고한 바 있다. Kulhawy²⁶⁾은 깊은 기초에선 한계깊이의 개념은 사실과 다르고, 주변 및 선단저항이 계속 증가된다고 주장하였다.

2.3 다짐에 의한 횡토압

본 연구에서 말뚝 上揚實驗은 다짐법과 降砂法에 의해 조성된 응력이력이 다른 지반에서 각각 수행되었다. 흙의 강도와 응력-변형 특성은 地盤內의 응력수준에 크게 의존되는데 다짐은 이 응력의 크기를 증가시킴으로써 실제로 土質工學의 모든 영역에서 다짐의 효과에 대한 해석은 매우 重要하다고 한다.

Broms⁵⁾, Mayne 등³⁴⁾, Duncan 과 Seed¹⁹⁾등의 연구결과에 의하면 흙의 다짐효과는 다짐에너지의 일부가 흙속에 잔류되어 횡토압의 크기를 증가시키며 이 토압의 크기는 이론적 정지토압의 값보다 수 배에 달하여 수동토압의 크기에 達할 수도 있다고 한다. 다짐에 의해 유발된 잔류토압을 說明 또는 解析하기 위해 履歷模型(hysteretic model)과 같은 몇가지 방법이 제안되었는데 이 연구들의 공통점은 다짐이 일시적 表面上載荷重의 作用과 除去로 因하여 이 하중의 일부가 殘留되는 過壓密의 형태로 表現된다는 것이다.

Broms⁵⁾는 모래를 층별로 놓고 다진 토층에서 횡토압의 크기는 어느 깊이까지 선형적으로 증가된 후 일정한 값이 된다고 하며, Duncan과 Seed¹⁹⁾는 그들의 해석 및 토압 측정결과 비다짐 지반에서는 선형적으로, 다짐지반에서는 일정 깊이 이하에서 일정한 값을 보인다고 한다.

2.4 K_0 -OCR 관계

본 연구에서 말뚝의 극한상양지지력은 흙의 단위중량 뿐만 아니라 現位置 수평응력의 크기에 크게 의존함이 보여지는데 여기서 이 응력의 크기를 고려하는 매개변수로 현위치 정지토압계

수 K_0 에 대해 간단히 살펴보기로 한다. K_0 의 값은 傳統的으로 흙의 내부마찰각에 의존되는 것으로 알려져 왔으나 1980년 Mayne과 Kulhawy³⁾는 90가지 모래와 81가지 점토에 대한 여러 연구자들의 실험치를 통계적으로 분석하여 점토, 실트, 모래에 공통적으로 적용할 수 있는 K_0 -OCR 관계를 제안하였다.

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \left[\frac{OCR}{OCR_{max} (1 - \sin \phi')} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (2-2)$$

여기서

ϕ' = 흙의 유효선단저항각

OCR = 과압밀비

OCR_{max} = 最大 OCR

이 식에서 K_0 의 값은 ϕ' 와 응력이력을 반영하는 OCR을 알면 계산될 수 있다. 정규압밀흙에서는 OCR_{max}=OCR=1이므로 식(2-2)는 다음 식으로 표시된다.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2-3)$$

이 식은 다름아닌 Jaky에 의한 이론식과 같다. 과압밀흙에서 OCR_{max}=OCR이면 식(2-2)는

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad (2-4)$$

식(2-2), (2-4)에서 지층의 현재 OCR의 결정은 전통적 압밀시험이나 지역 지질학과 응력이력에 대한 지식에 의한다고 한다.

3. 실험

(그림 3-1)에 표시된 地盤, 말뚝 그리고 設置方法 등을 변화시킨 가운데 모형말뚝에 대한 일련의 상양실험이 계획되었다.

3.1 실험설비

3.1.1 실험함(Test Tank)

모형말뚝의 실험시 적정 실험함의 크기는 때때로 論難의 對象이 되어왔으나 현재까지 이에 대한 定說은 없는 것 같다. 다만 지반의 破壞機構(failure mechanism)를 고려하여 境界效果(boundary effect)를 보이지 않고 외말뚝으로써의 거동을 보장하는 것이 중요하다고 생각된다.

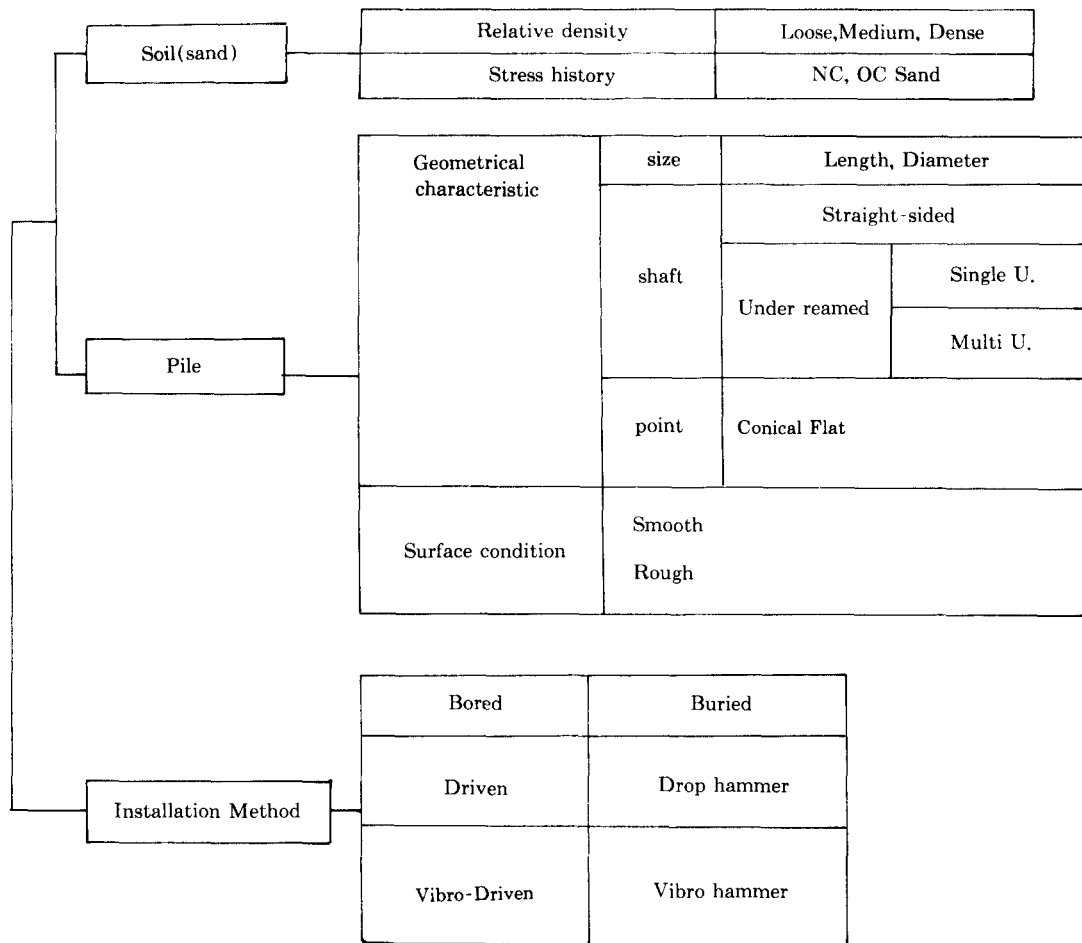


그림 3-1. 모래지반에서 말뚝 극한상양거동에 영향을 주는 주된 인자

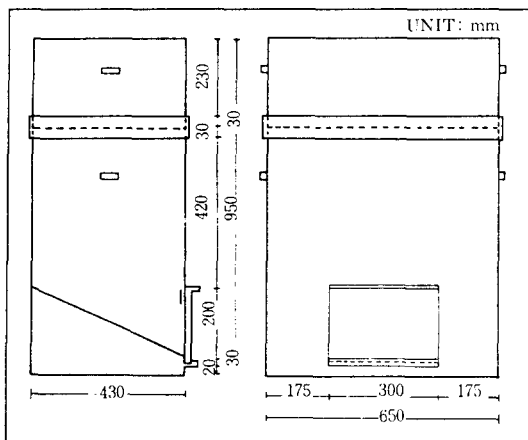


그림 3-2. 실험함의 정면도와 측면도

본 연구에서는 Andreadis 등¹⁾, Rowe 와 Davis⁴⁷⁾, Rowe 와 Booker⁴⁶⁾ Kwhway 등²⁹⁾ 및 Robinsky 와 Morrison⁴⁴⁾의 실험이 참고되었다. 사용된 말뚝의 직경 및 길이를 고려하여 결정된 실험함은 두께 5mm, 크기 430×650×950mm의 철제 합형 구조물이다.

(그림 3-2 참고) 실험함의 상부에는 재하틀이 설치되며, 운반을 위해 좌우 손잡이가 부착되었다. 바닥면은 실험후 모래의 배출이 용이하게 경사지고, 측면에 개폐식 문이 설치되었다. 한편 낮은 매설깊이의 실험시 便易를 위해 函의 上下部는 分離 可能토록 設計되었다.

3.1.2 재하틀, 인발장치, 하중측정장치

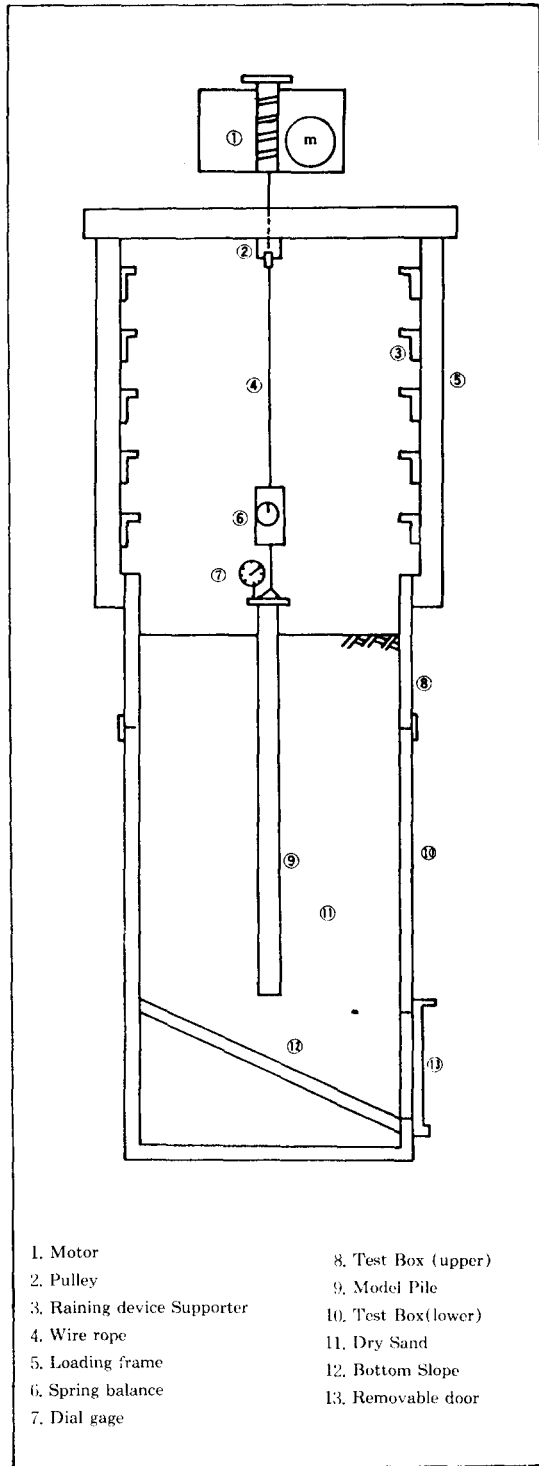


그림 3-3. 실험장비 개관

재하틀은 38×38×3mm ㄱ形鋼으로 조립되어 함에 설치되며 상부에 도르레를 통해 3mm 강선(wire rope)으로 인발장치와 연결된다. 이 재하틀 수직보에 수직방향 10cm 간격으로 설치된 ㄱ形鋼은 補強材 및 降砂器具(raining unit)의 支持臺 역할을 수행한다.

引拔裝置는 일축압축시험용 전등기가 사용되고 인발속도는 1.75mm / 分이다.

荷重測定은 미소하중에서 큰 오차를 보인 荷重計(load cell)대신 Imada Seisakusyō社 스프링 밸런스를 주로 사용하여 0.1kg 단위까지 측정하였으며 上揚時 말뚝 頭部의 변위측정에는 최소 읽음이 0.01mm인 Marui社 다이얼 게이지가 사용되었다. 실험장치의 概觀은 (그림 3-3)과 같다.

3.1.3 모형말뚝(Model Piles)

사용된 말뚝은 균일직경의 鐵材管으로 그 구조 상세가 (그림 3-4)에 표시되었다. 반복되는 실험에서 동일한 표면상태를 유지하고, 콘크리트 말뚝 표면을 모방하기 위해 60번 砂布(Sand Paper)가 말뚝 주위에 부착되었다. Hanna 등²¹⁾, Ismael과 Klym²⁴⁾ 등도 콘크리트말뚝을 모방하기 위해 이 방법을 이용한 바 있다.

3.1.4 시료의 준비와 저장

자연 건조된 후 20번 체를 통과한 한강모래는 事前에 소요량 보다 數倍로 준비하여 실험중 다른 모래가 사용되지 않도록 하며, 뚜껑이 있는 용기에 담아 습기가 차지 않게 보관한다. 모래의 物理的 성질은 (표 3-1, 3-2) 및 (그림 3-5)에 표시되었다.

3.2 실험 과정

3.2.1 지반 조성

모래지반 造成 方法으로는 다짐법(compacting method), 降砂法(raining technique), 振動法(vibratory method) 등이 있으나, 공통적으로 均等性(uniformity)과 反復性(reproducibility)의 확보가 중요하다. 실험규모, 소요시간, 경제성, 실험목적 및 실험자의 취향에 따라 지반조성법이 선택되는 것이 보통이며, 본 실험에서 응력 이력이 다른 흙에서 말뚝의 상양거동을 연구할 목적으로 동일 단위중량의 지반이 강사법 및

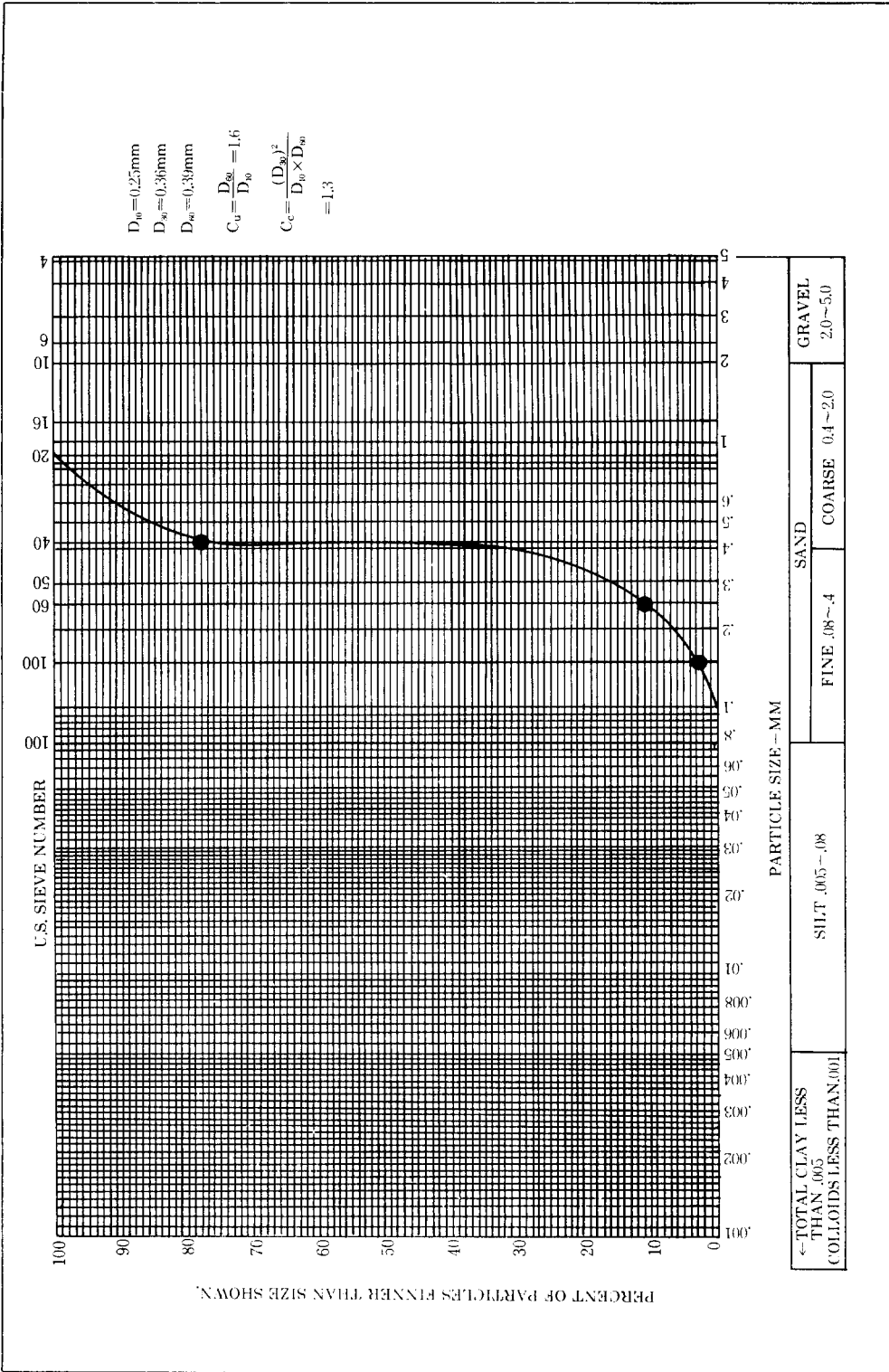


그림 3-5 Grain Size Distribution

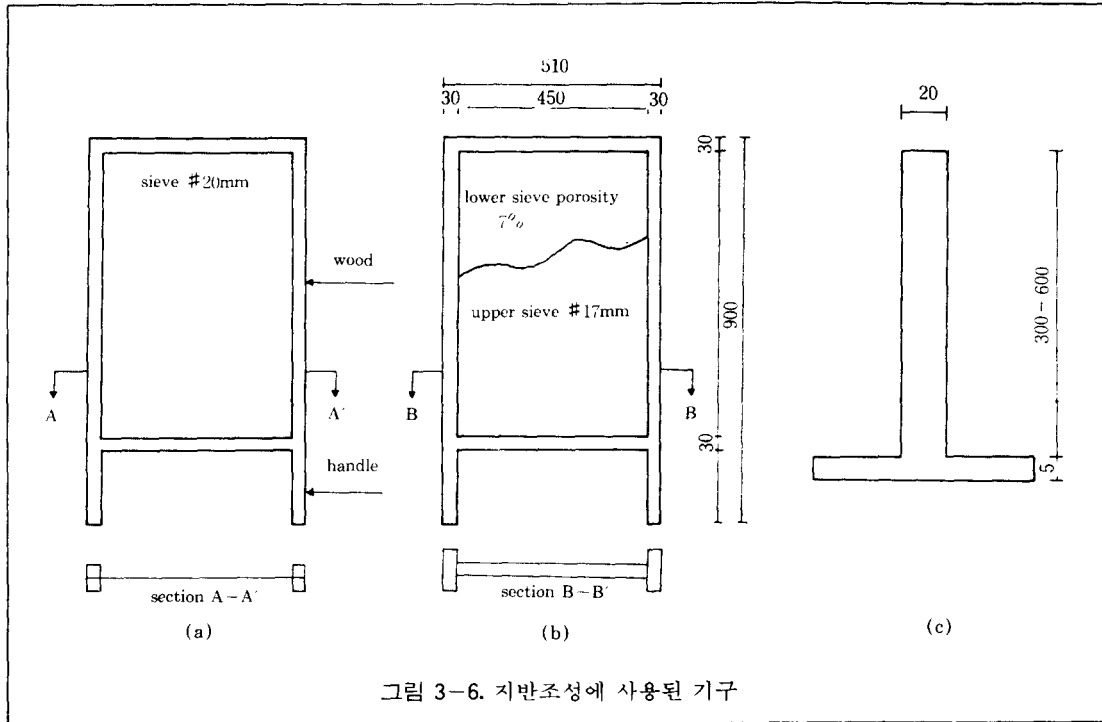


그림 3-6. 지반조성에 사용된 기구

다짐법으로 각각 조성되었다.

강사법은 낙하높이, 강도 등을 조절하여 모래를 낙하시켜 일정 상대밀도 지반을 조성하는 방법으로 지금까지 연구보고가 최소한 편이나 Walker 등⁶⁾, Bieganovsky 등⁴⁾이 참고될 수 있다. 이번 실험에서 강사기구(raining unit)는 기계장치 대신 (그림 3-6)에 보인 철망 또는 조합된 철망이 사용되었다. 이 기구 위에 모래를 조심스럽게 뿌려 조성된 실험함 내 지반이 10 cm 상승할 때마다 기구를 10cm 상단 지지대로 옮겨 모래의 낙하높이가 항상 70cm 이내가 되도록 하였다. 그림 3-6(a)에 보인 기구로 표준편차 8.1kg/m^3 (0.08KN/m^3)의 중간모래(medium sand) 지반이, (b)에 의해 표준편차 4.5kg/m^3 (0.04KN/m^3)의 밀한모래(dense sand) 지반이 조성되고, 느슨한 모래(loose sand) 지반은 강사기구를 사용하지 않고 20cm 높이에서 모래를 낙하시켜 조성되었다.

다짐법에 의한 지반은 눈금이 그려진 실험함 내에 일정 무게의 모래를 매 10cm 마다 층으로 넣고 원하는 단위중량이 얻어지도록 그림 3-6

(C)에 보인 중량 3.5kg의 철재 다짐판(compacting plate)으로 다짐하여 조성되었다.

3.2.2 말뚝의 설치방법(Pile Installation Method)

말뚝설치 전 지반의 상태가 말뚝의 거동에 미치는 영향을 알기 위해, 말뚝타입에 따른 주변 지반의 조밀화 또는 교란이 없도록 말뚝을 실험함 상단에 고정시킨 후 정해진 깊이까지 모래를 채워넣어 설치하였다. Hanna 등²¹⁾, Das 등¹⁷⁾, Chaudhuri 등⁸⁾, Ismael 등²⁴⁾의 모형실험에서 이 방법이 적용된 바 있고, Levacher 등³¹⁾은 이 말뚝을 'Bored Pile'이라 부른 예가 있다.

3.2.3 모래의 평균단위중량의 결정

실험지반 단위중량의 측정에는 다짐법 적용시는 별다른 어려움이 없고, 강사법 적용시는 지반 여러 곳에 밀도용기(density scoop) 또는 실린더를 놓고 시료를 채취하여 구한다. 본 실험에서는 보다 정확한 밀도측정을 위해 매회 실험시 실험함내 전 모래의 중량과 부피를 측정하였다. 이 과정에 상당한 시간이 소요되었다.

표 3-3. 말뚝시험 계획

흙의 상태	느슨, 중간, 조밀
지반 조성	강사법, 다짐법
말뚝 직경(mm)	13, 19, 21, 37
말뚝 길이(m)	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.45, 0.50, 0.55
말뚝표면	원활, 거칠

3.3 실험계획

(표 3-3)에 실험계획이 표시되었다. 매 실험은 원칙적으로 3회 이상 시행하는 것으로 하였다.

4. 실험결과 및 토의

4.1 말뚝의 表面粗度, 매설깊이, 직경과 극한 상양지지력

여러 상대밀도 지반에서 표면이 거친 말뚝에 대한 전형적 하중-변위곡선이 (그림 4-1)에서

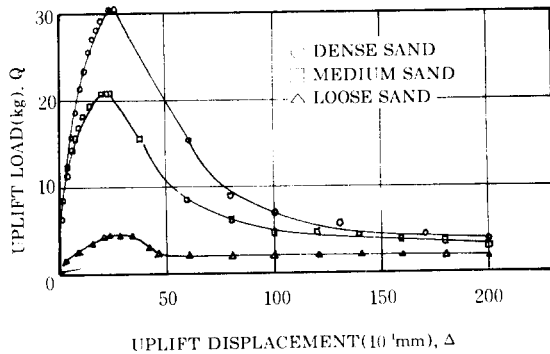


그림 4-1. 모래지반에서 거친 말뚝의 전형적 하중-변위 거동(D=21mm, H=0.45m)

보여진다. 극한상양하중은 지반의 밀도와 관계없이 말뚝직경 10% 정도의 '상양변위'에서 뚜렷이 나타나고 그 후 급속히 감소하여 殘留值(residual value)에 달하게 된다.

(그림 4-2)는 동일 매설깊이에서 표면이 원활한 말뚝의 하중-변위 관계를 보여준다. 여기서는 거친 말뚝의 경우처럼 극한하중이 뚜렷하게 나타나지 않으며 변위의 증가에 따라 점진적으로 하중이 감소되는 경향을 보인다.

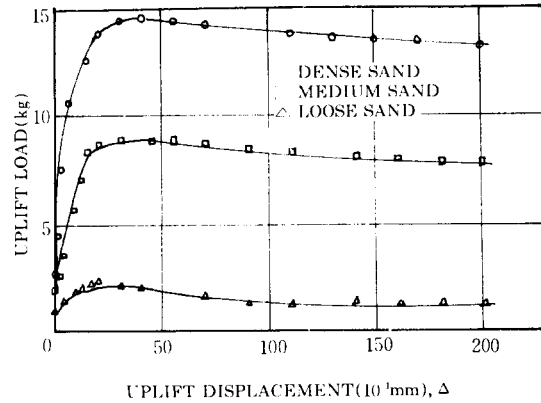


그림 4-2. 모래지반에서 원활한 말뚝의 전형적 하중-변위 거동(D=19mm, H=0.45m)

(그림 4-1)과 (그림 4-2)로부터 말뚝의 극한 상양지지력은 동일 상대밀도 지반에서도 표면상태에 따라 약 2배 이상의 차이를 보이며, 상양하중-변위 특성은 모래의 상대밀도 뿐만 아니라 말뚝의 표면조도에 크게 의존된다고 볼 수 있다. 또한 이 하중-변위 특성으로부터 거친 말뚝은 극한하중을 넘어서서 급격한 파괴가 예상되며, 원활한 말뚝은 파괴 후에 어느 정도의 하중을 지탱할 수 있다고 볼 수 있다.

引張말뚝의 설계 목적상 주된 관심은 극한지지력 및 변위의 크기이다. 말뚝의 극한변위 Δp 의 매설깊이에 따른 변화가 (그림 4-3)에 표시되었다. 말뚝의 최대마찰저항은 그 크기나 길이에 관계없이 흙과 말뚝 사이의 상대변위가 약 5~10mm^{15,59)}일때 최대로 발휘되는 것으로 알려져 왔다. (그림 4-3)에서 Δp 의 값은 말뚝의 매설깊이가 증가함에 따라 증가하는 추세를 보인다. 그러나 (그림 4-4)의 無次元量으로 표시된 변위 ($\Delta p/H$)와 말뚝의 매설비(H/D) 사이의 관계에서 $\Delta p/H$ 는 계속적으로 감소되므로 Δp 가 일정

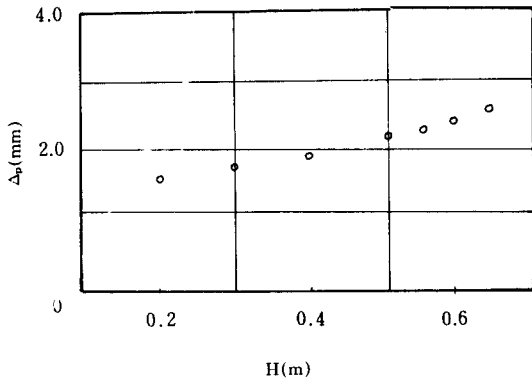


그림 4-3. 밀한 모래지반에서 직경 21mm 거친 말뚝에 대한 극한 상양 변위-매설깊이 관계

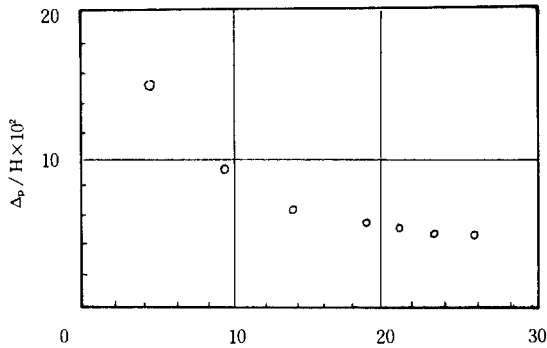


그림 4-4. 밀한 모래지반에서 직경 21mm 거친 말뚝에 대한 $\Delta_p / H - H / D$ 관계

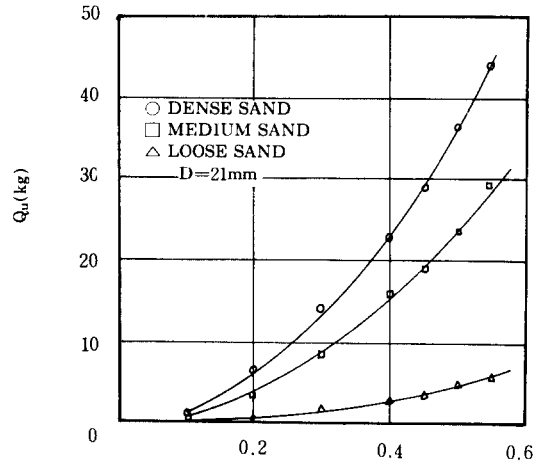


그림 4-5. 모래지반에서 거친 말뚝의 극한상양지지력

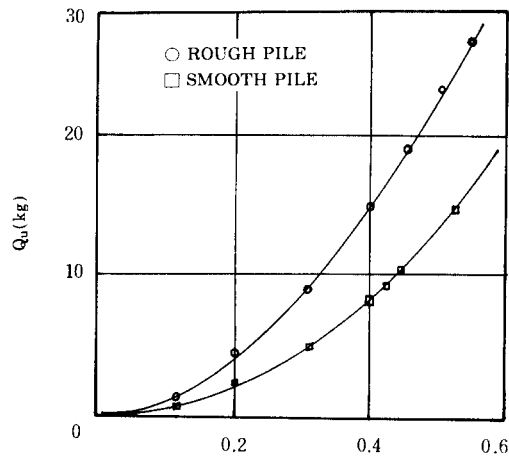


그림 4-6. 중간 모래지반에서 거친 말뚝과 원활한 말뚝의 극한상양지지력 비교

한 범위안의 값이 될 가능성을 보여주고 있다.

4.1.2 말뚝의 매설깊이와 극한상양지지력

상대밀도가 다른 지반에서 말뚝 매설깊이의 변화에 따른 극한상양하중의 크기가 (그림 4-5)에 표시되었다. 깊이의 증가에 따른 하중의 증가 유형은 아래로 반곡된 포물선형으로 나타나고 극한지지력의 크기는 $D_r=14\%$ 의 지반에 대해 $D_r=59\%$ 의 지반에서 약 5배, $D_r=80\%$ 지반에서 약 7배의 크기로 표시된다. 또한 상대밀도 변화에 따른 지지력의 차이는 깊이가 증가될수록 증폭되는 경향을 보인다. (그림 4-6)은 $D_r=59\%$ 지반에서 표면조도가 다른 말뚝의 매설깊이-극한상양지지력 관계를 보여준다.

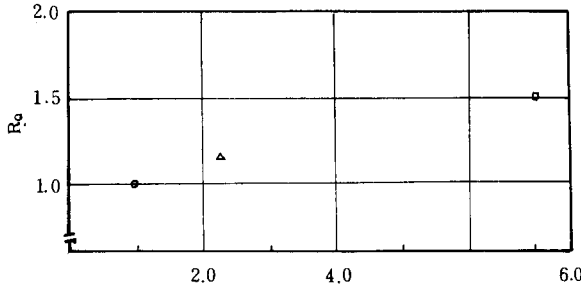
4.1.3 말뚝직경과 극한상양지지력

말뚝의 극한상양지지력 Q_u 를 구하는 식 (1-1)을 다시 쓰면

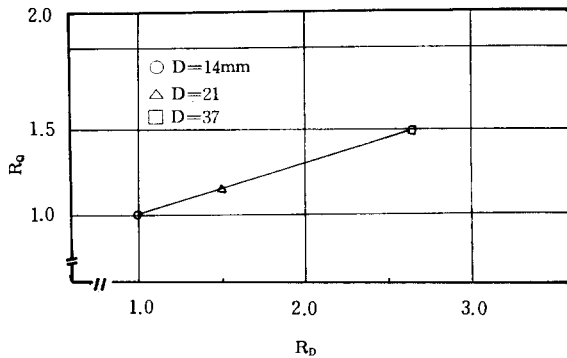
$$Q_u = \frac{1}{2} K \cdot \tan \delta \cdot \gamma \pi D H^2 \quad (1-1)$$

이 식에서 지반의 상태, 말뚝의 표면조도, 매설 깊이가 같으면 지지력의 크기는 말뚝직경에 비례한다. 지금 직경 14mm 말뚝을 기준으로 사용된 다른 말뚝에 대한 직경의 비, 극한상양지지력의 비, 말뚝부피의 비를 각각 R_D , R_Q , R_V 로 표시할

때 밀한 모래지반에서 0.45m 깊이의 표면이 거친 말뚝에 대한 R_Q-R_D 와 R_Q-R_V 의 관계가(그림 4-7)에 도시되었다. 이 그림 (a)에서 R_Q 는 R_D 가 증가함에 따라 선형적으로 증가하나 직경이 증가하는 비율만큼 증가되지는 않는다. 이러한



(b)



(a)

그림 4-7. 밀한 모래지반에서 거친 말뚝에 대한 R_Q-R_D , R_Q-R_V 관계

결과는 주변마찰력의 크기가 직경의 크기에 비례함을 확인한 바 있는 Mansur 등³²⁾의 비교적 큰 직경의 말뚝실험을 고려할 때 치수효과(size effect) 때문인 것으로 생각된다. 본 실험결과로부터 식(1-1)의 무차원량 $K \cdot \tan \delta$ 값은 말뚝직경이 증가하면 감소하여 어느 직경 이상에서 일정값이 될 것으로 추정된다. 그림 (b)의 R_V-R_Q 사이의 관계에서 지지력비는 R_D-R_Q 관계에서처럼 말뚝부피의 증가율만큼 증가되지 않음을 알 수 있다.

말뚝부피는 재료의 양, 항타에너지 또는 지반

천공량 등의 경제성 문제를 內包한다고 볼 때 단순히 생각하면 직경이 큰 말뚝의 시공보다 더 작은 말뚝을 여러개 시공하는 것이 유리할지도 모른다.

4.2 지반조성법이 다른 지반에서 극한 상양지 지력

4.2.1 강사 및 다짐지반에서 극한상양지 지력

강사법 및 다짐법에 의해造成된 두 지반에서 흙의 단위중량, 즉 상대밀도의 변화에 따른 지지력의 변화가(그림 4-8)에 표시되었다. 동일 상대밀도 지반에서 비교할 때 다짐지반에서의

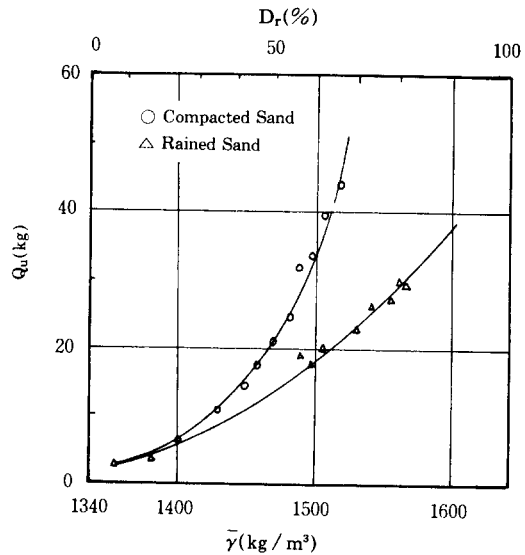


그림 4-8. 지반조성 방법이 다른 두 지반에서 말뚝의 극한상양지 지력($D=21\text{mm}$, $H=0.45\text{m}$)

지지력은 강사지반에서 보다 상당히 크며 이러한 경향은 상대밀도의 증가에 따라 더욱 두드러진다. 이렇게 동일한 상대밀도의 두 지반에서 지지력이 다른 것은 다짐에 의해 유발된 횡토압에 기인함이 명백하다. 지반내 先行有效應力水準이 달라지면 지지력의 차이가 나타나게 된다. 이 사실로 부터 말뚝의 상양지 지력의 크기에 큰 영향을 주는 것은 흙의 단위중량이라기 보다 오히려 말뚝 주위의 흙에 존재하는 현위치수평응력(in-situ horizontal stress)의 크기라고 생각된다. 경우에 따라 말뚝의 지지력은 상대밀도가

더 큰 지반에서 오히려 더 작을 수 있다. 그러므로 적절한 설계를 위해 흙의 단위중량, 이와 직접 관련되는 전단저항각 이외에 현위치수평응력의 크기가 고려되어야한다. 이 응력의 크기를 반영하는 매개변수로는 현위치정지토압계수 K_0 를 생각할 수 있다. 압력계에 의한 측정³³⁾, 경험값²⁶⁾, 경험식³⁴⁾ 등에 의해 평가된 K_0 값은 말뚝설치가 당초 지반의 응력상태를 변화시킬 수 있기 때문에 말뚝지지력 算定에 직접 적용될 수 있다고 단정할 수는 없으나 말뚝 설계시 토압계수 K 값과 매우 밀접하게 관련될 것으로 생각된다. 이 두 계수 사이의 관계는 여러 설치방법에 따라 경험적 관계설정이 요구된다.

Vesic⁵⁹⁾는 압축력을 받는 말뚝의 선단지지력 계산을 위한 傳統的인 식 $q = CN_c + q_u N_q$ 에서 선단지지는 수직응력에 의해 지배되는 것이 아니라 평균 범선응력 σ_0 에 의존된다고 확신하고 수직응력 q_v 대신 $\sigma_0 = q_v(1 + 2K_0) / 3$ 을 사용하여 이 식을 $q = CN_c + \sigma_0 N_r$ 형태로 교정한바 있다. Kulhawy²⁴⁾는 기초주변의 마찰력이 현위치수평응력에 의존된다고 주장한 바 있다. 본 연구에서 상양하중을 받는 기초에서 수평응력의 중요성이 선택된 실험방법에 의해 강조되었다.

모래의 단위중량은 내부마찰각과 직접 관련됨은 周知의 사실이다. Bowles⁶²⁾에 의하면 강도시험을 위한 비교란사질토시료의 채취는 거의 불가능하며 簿管피스톤 채취기(thin walled piston sampler)에 의해 덜 교란된 시료채취가 고작일뿐이다. 이 때 합리적 단위중량의 계산은 가능하나 그다음 전단각을 측정하기 위해 시료를 抽出하는 과정에서 교란되므로 당초 단위중량이 되도록 재구성하여 실험하게 된다. 결국 시료의 재구성으로 인하여 적절한 당초 지반응력상태의 再現은 기대하기 어렵게 된다. 따라서 상양지지력산정시 필요한 계수를 구하기 위해 실내시험보다 현위치응력이 반영되는 貫入試驗과 같은 현장시험결과를 이용하는 것이 특히 重要하다.

식(1-1)에서 γ, D, H 는 주어진 양이고 중요한 것은 $K \cdot \tan\delta$ 값이다.

$$K \cdot \tan\delta = 2Q_u / (\gamma\pi DH^2) \quad (4-1)$$

단위중량의 변화에 따른 말뚝의 $K \cdot \tan\delta$ 의 값이 (그림 4-9)에 表示되었다. 여기서 $\tan\delta$

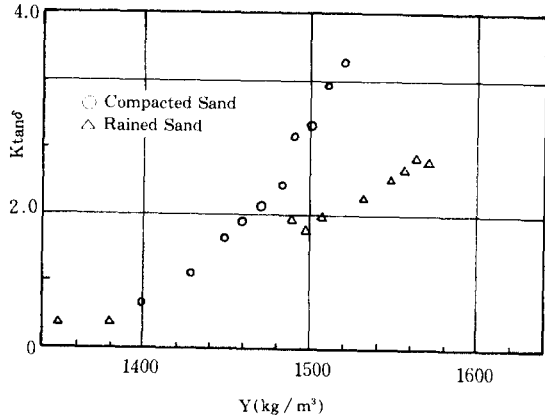


그림 4-9. 각 지반에서 $K \tan\delta$ 의 변화
($D=21mm, H=0.45m, \text{Rough Pile}$)

는 Das 등¹⁷⁾에 의한 $D_r - \delta / \phi$ 관계로부터 계산되고 오직 逆算된 K 값과 흙의 전단저항각 사이의 관계가 (그림 4-10)과 (그림 4-11)에 圖示되어 본 실험결과와 이전의 연구자의 모형 및 현장실험 결과와 비교되었다. 실험결과는 대체로 Meyerhof⁸⁾의 제안과 一致하고 있으나 일부 토압계수 값은 K_p 보다 크다. 그러나 여러 연구자들의 실험결과에서 말뚝에 적용될 토압계수의 값은 동일 전단저항각의 지반에서도 대략 수동 및 주동토압계수를 上下限으로 하는 매우 산만한 分布를 보인다. 이것은 당초 지반의 K_0 값이 넓은 범위내에 있거나, 말뚝설치방법에 따른 토층의 응력상태의 변화, 치수효과 등이 원인으로 생각된다. 이런 관점에서 말뚝설계시 적용될 토압계수에 대해 일반적인 값을 제안하려는 것은 상당히 곤란한 시도일지도 모른다. 다만 이런 실험연구의 의의는 경험적 계수의 측정, 설계시 적정 안전율의 賦與 또는 중요 공사에서 현장실험의 필요성을 강조하는 데 있는 것 같다.

4.3 말뚝의 단위주면마찰력과 限界깊이

말뚝의 순극한상양지지력(net ultimate uplift capacity)은

$$Q_u = Q_u' - W \quad (4-2)$$

여기서 Q_u' = 총극한상양지지력(gross ultimate uplift capacity), W = 말뚝의 유효 자중(effective self-weight of the pile).

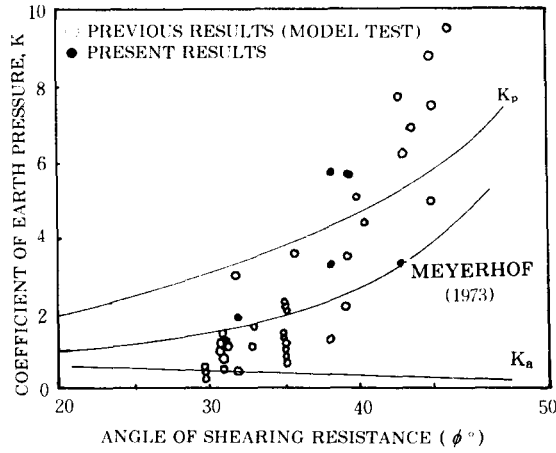


그림 4-10. 현재의 시험 결과와 과거 다른 모형시험 결과 비교

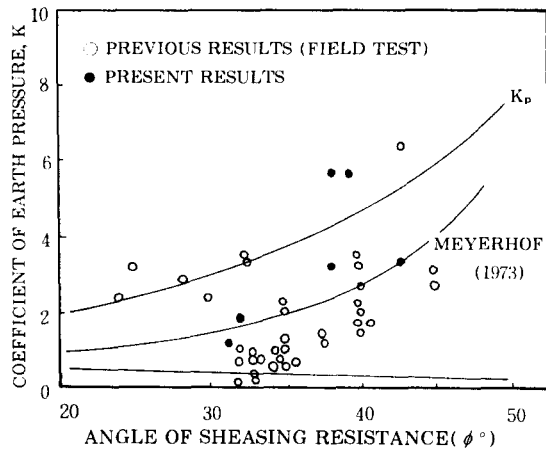


그림 4-11. 현재의 시험결과와 이전의 현장 시험 결과와 비교

또한 평균주면마찰력(average skin friction)은 다음 식으로 표시된다.

$$\bar{f} = Q_u / A_s \quad (4-3)$$

여기서 A_s = 말뚝의 매설표면적
식(1-1)을 식(4-3)에 대입하면

$$\bar{f} = \frac{1}{2} K \cdot \tan \delta \cdot \gamma H \quad (4-4)$$

f 는 말뚝매설깊이 중앙에서의 마찰력으로 간주될 수 있으나, 좀더 세분화된 f 를 구하기 위해 매설깊이 H_1 및 이보다 ΔH 깊은 $H_{1+\Delta}$ 에서의 지지력을 각각 Q_1 , $Q_{1+\Delta}$ 라 하면, 평균매설깊이 $H =$

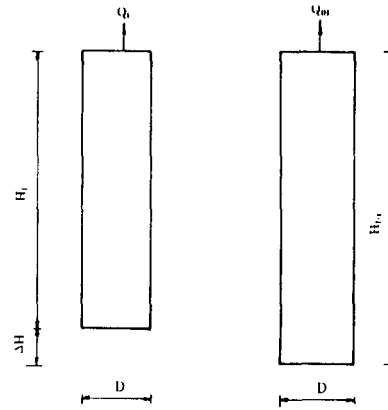


그림 4-12. 깊이 $(H_1 + H_{1+\Delta}) / 2$ 에서 평균 주면 마찰력의 계산

$(H_1 + H_{1+\Delta}) / 2$ 에서 f 는 (그림 4-12)에서 다음 식으로 계산될 수 있다.

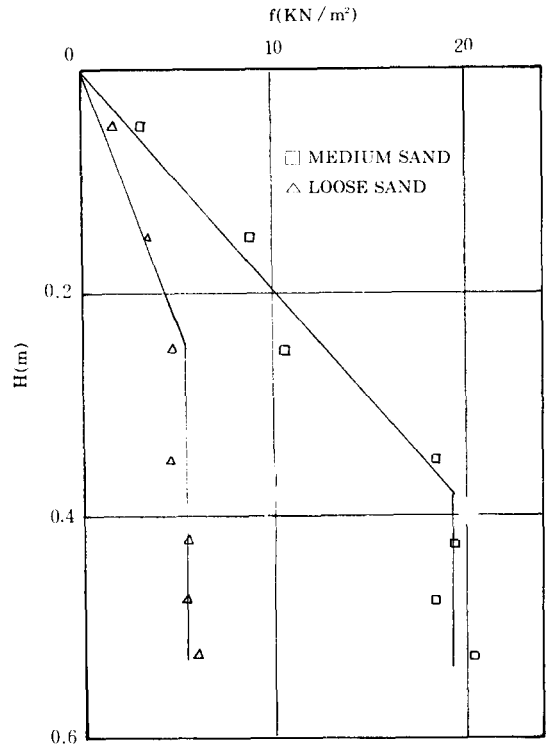


그림 4-13. 다짐 모래지반에서 말뚝의 주면 마찰력의 변화($D=21\text{mm}$)

$$f = \Delta Q / \pi D \Delta H = \frac{Q_{i+1} - Q_i}{\pi D (H_{i+1} - H_i)} \quad (4-5)$$

여기서 D = 말뚝의 직경

이 식에서 f 는 식(4-4)에서의 f 와 구별하기 위해 평균단위주변마찰력(average unit skin friction) 또는 단위주변마찰력(unit skin friction)이라 부르기도 한다.

(그림 4-13)에 표시된 다짐지반에서의 f 값은 느슨한 모래에서 매설비 $H/D=10\sim15$, 중간모래(medium sand)에서 $H/D=15\sim20$ 까지 선형적으로 증가된 후 準一定值(quasi-constant)에 달한다. 이와 같이 f 가 준일정치가 되는 매설깊이를 한계깊이 H_c 라 부르며 Kerisel⁶³⁾, Vesic⁵⁷⁾, Das¹³⁾, Chaudhuri와 Simon⁸⁾등에 의해 이미 관찰된 바 있다. 한편 H_c 를 말뚝직경 D 로 나눈 값을 한계매설비(critical embedment ratio)라 하며, Meyerhof⁶⁷⁾는 이 값이 흙의 전단저항각에, Das¹³⁾는 모래의 상대밀도에, Chattopadhyay와 Pise⁷⁾는 상대밀도 뿐 아니라 말뚝의 표면특성에 크게 의존된다고 주장한바 있다. 그림 4-13에서 H/D 는 모래의 상대밀도 증가에 따라 증가하는 경향을 보임으로서 Das⁷⁾의 주장과 일치한 결과를 보인다.

한편 강사지반에서 f 값이 (그림 4-14)에 표시되었다. f 는 매설비의 증가에 따라 대략 선형적으로 증가되어 수행된 실험규모에서 f 가 일정하게 되는 한계깊이는 관찰되지 않았다.

이렇게 조성방법이 다른 두 지반에서 f 의 분포類型이 相異한 것은 강사지반이 침강(sedimentation)에 의해 조성된 정규압밀지반, 다짐지반은 載荷(loading)와 除荷(unloading)된 과압밀지반으로써 각각 흙 媒體內 응력수준분포의 차이 때문인 것으로 생각된다.

식(4-5)에서 단위주변마찰력은 다음 식으로도 표시될 수 있다.

$$f = K \tan \delta \gamma H \quad (4-6)$$

이 식을 이용 그림 4-13과 그림 4-14의 실험 결과로부터 계산된 $K \tan \delta$ 의 변화가 (그림 4-15) 및 (그림 4-16)에 표시되었다. $K \tan \delta$ 의 값은 깊이에 따라 다짐지반에서 점차로 감소되고 강사지반에서는 대체로 일정한 값을 보인다. Kulhway²⁶⁾는 말뚝의 주변마찰력이 어느 깊이를 넘어서 일정하게 되는 한계깊이의 개념은

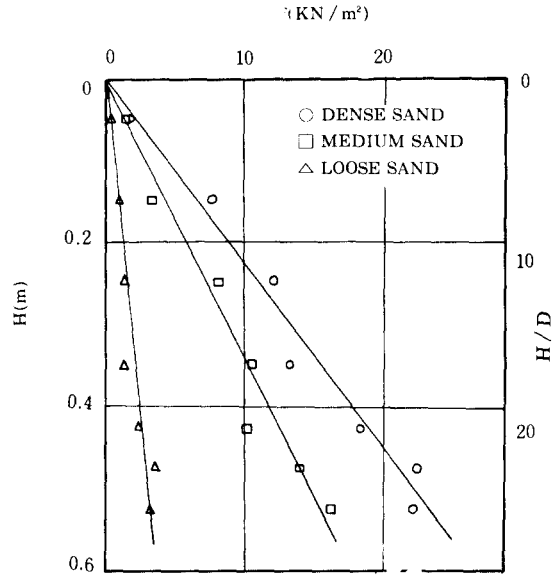


그림 4-14. 강사지반에서 단위주변 마찰력의 변화 ($D=21\text{mm}$)

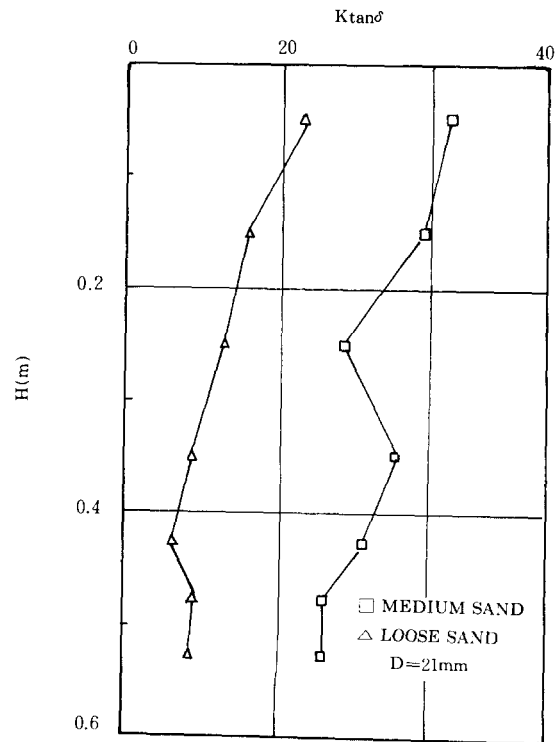


그림 4-15. 다짐지반에서 $K \tan \delta$ 의 변화

Vesic 에 의한 것이나 이는 사실과 다르고, K_0 또는 $K \tan \phi$ 값이 토층의 깊이에 따라 일정하게 되면 f 값은 계속적으로 증가된다고 주장한 바 있다. 한편 식(4-6)에서 $K \cdot \gamma H = \sigma H$ ($\sigma H =$ 수평 토압)으로 두면 이 식은

$$f = \sigma H \cdot \tan \phi \quad (4-7)$$

f 값의 변화유형은 말뚝에 작용되는 수평토압의 분포를 반영한다고 볼 수 있다. 그러므로 f 값이 일정하게 되는 한계깊이 현상은 깊이에 따른 토압계수의 감소 또는 수평토압의 변화에 의존되는 것으로 생각된다.

상대밀도가 같고 지반조성법이 다른 지반에서 f 및 Q_u 의 변화가 (그림 4-17)과 (그림 4-18)에 각각 표시되었다. 또한 (그림 4-19)에서 f 의 분포와 Q_u 사이의 관계를 설명하기 위해 f 값의 變化模型이 圖示되었다. 그림(a)에 f_R 과 f_C 는 각각 강사 및 다짐지반에서 f 값을, 빗금

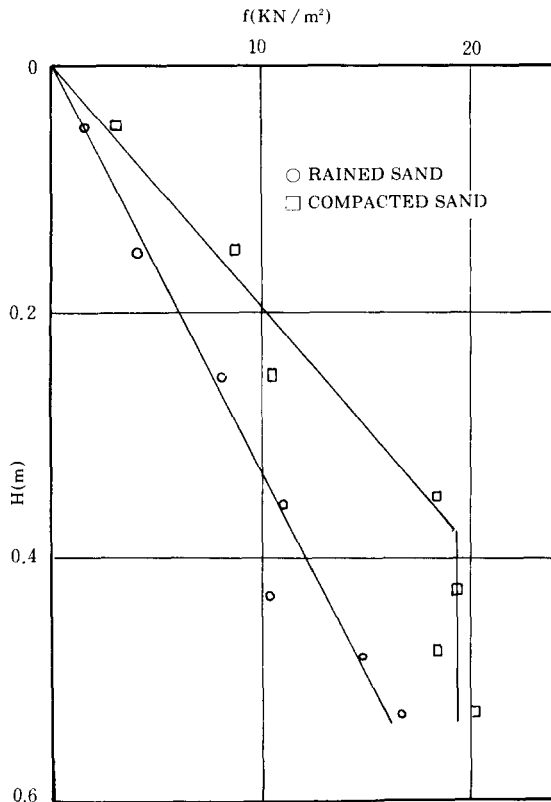


그림 4-17. 두 모래지반에서 주면마찰력의 비교

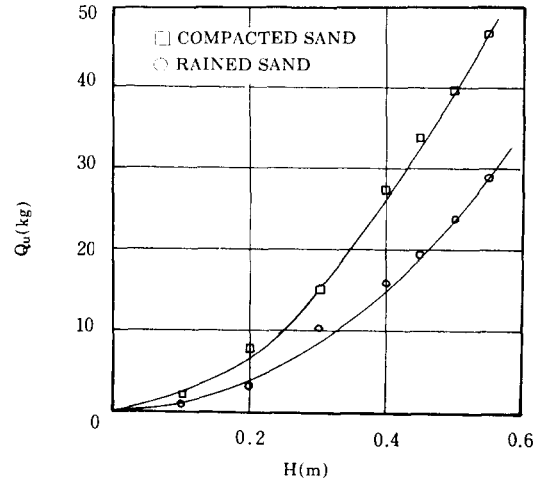


그림 4-18. 조성법이 다른 모래지반에서 말뚝의 극한 상양지지력(D=21mm, 거친말뚝)

친 부분은 다짐으로 유발된 횡토압의 증가에 의한 마찰력의 크기를 나타낸다. 圓筒型剪斷模型 (cylindrical shear model)이 가정될 때 원형말뚝의 임의깊이 Z에서 극한상양지지력은

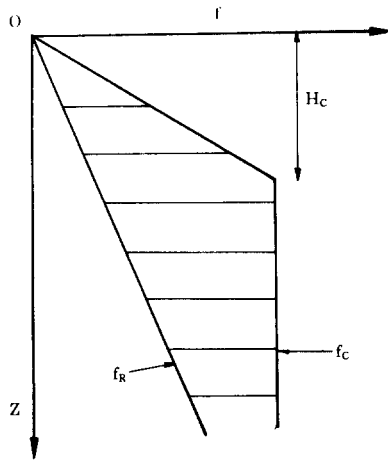
$$Q_u = \pi D \int_0^Z f(z) \cdot dz \quad (4-8)$$

여기서 $f(z) =$ 토층의 깊이에 따라 변화되는 주면마찰력 그림 4-19에서 극한지지력의 증가 추세는 $f(z)$ 가 선형적으로 증가되는 강사지반에서는 포물선형으로, 다짐지반에서는 포물선형 증가 후 한계깊이, H_c 이하에서 직선형 변화를 보이게 된다.

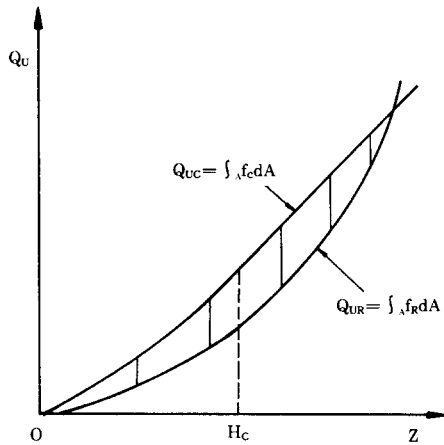
4.4 치수効果와 近似模型

토질공학에서 많은 문제들은 正確한 수학적 解를 가지지 못함으로써 실험에 의한 연구방법이 선택되는 것이 보통이다. 實物 크기 현장실험(full scale field test)은 비용이 매우 많이 든다. 小規模 模型實驗은 경제적이나 模型과 原型(prototype) 사이에 어떠한 관계가 수립될 때 그 가치가 있다. 더구나 깊은 기초에서 치수효과(size effect)는 매우 심각한 것 같다고 Vesic^{37,58)}은 주장하고 있다.

모형에서의 거동을 原型과 관련짓는 수학적 방법은 次元解析(dimensional analysis)이다³⁰⁾ 간단히 말하면 차원해석은 모든 가능한 無次元量 혹은 媒介變數의 無次元組合이 모형과 원형에서



(a)



(b)

그림 4-19. 예시된 단위 주면마찰력과 극한지지력 관계

같다면, 그 거동은 모형의次元에 獨立的일 것이라는 생각에 기초한다. 모든 무차원조합이 원형에서와 동등할 때 그 모형은 完全相似(complete similitude)를 가진다고 말한다.

Sabnis 등⁴⁸⁾은 非相似(dissimilitude)로부터 결과되는 거동상의 차이를 치수효과로 定義하였다. Rocha⁴⁹⁾는 많은 土質工學上 모형은 相似를 달성할 수 없음을 지적하고 치수효과는 반드시

豫測된다고 한다.

모형에서 支配的 주차원량이 保存될 수 없을 때 近似模型(approximate modeling)이라 불리는 技法이 Kananyan 등²⁵⁾에 의해 利用된 바 있다. 이 方法은 원형과 상상을 달성할지도 모르는 증가하는 규격의 소규모 모형에 대한 一聯의 실험으로부터 큰 規模의 거동을 外挿法(extrapolation)에 의해 推定하는 것이다. 본 연구에서 직경 14mm, 21mm, 37mm로 증가하는 규격의 말뚝에 對한 上揚實驗이 遂行되어, 매설깊이별 단위주면마찰력 f의 分布가 (그림 4-20)에 表示되었다. 여기서 말뚝의 직경이 증가되면 同一 깊이에서 f의 크기는 작아지는 것이 관찰된다. 말뚝의 직경별 f의 증가는 이 값이 선형적으로 증가된다고 가정할 때 다음 식으로 표시될 수 있다.

$$\text{Dia 14mm} : f=3.77\gamma H(\text{KN/m}^2) \quad (4-9a)$$

$$\text{Dia 21mm} : f=2.90\gamma H(\text{KN/m}^2) \quad (4-9b)$$

$$\text{Dia 37mm} : f=1.96\gamma H(\text{KN/m}^2) \quad (4-9c)$$

식(4-6)을 생각할 때 윗식에서 常數는 다른 값인 $K \cdot \tan\phi$ 값을 의미한다. 이 식에서 말뚝직경이 커지면 무차원량 $K \cdot \tan\phi$ 값이 작아짐을 알 수 있다. 即 실험된 말뚝 사이에 이 무차원량이 일정하지 않음으로 非相似에 起因하는 치수효

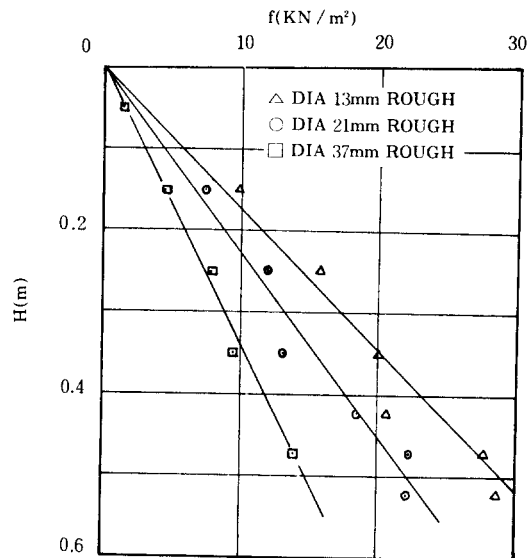


그림 4-20. 강사지반에서 단위 주면마찰력의 변화

과를 보인다고 생각된다. $K \cdot \tan \delta$ 의 값과 말뚝 직경과의 관계가 표시된(그림 4-21)에서 $K \cdot \tan \delta$ 값은 직경이 커질수록 감소하여, 더 큰 규격의 말뚝시험이 추가적으로 수행된다면 수치 해석에 의한 추정이 가능할 것으로 생각된다.

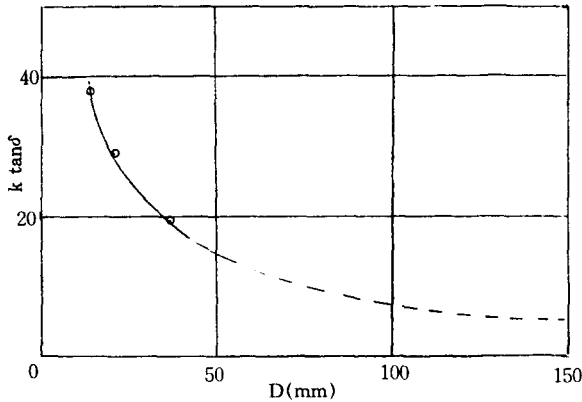


그림 4-21. 말뚝직경과 $K \tan \delta$

그러나 Vesic⁵⁶⁾은 깊은 기초에서 無分別한 차원 해석의 適用을 警告한 바 있다. 理論적으로 치수 효과는 차원해석의 適切한 使用으로 제거될 수 있으나, 깊은기초에서 어떤 물리량에 對한 차원 해석의 적용은 모형화와 관련된 피할 수 없는 치수효과⁵⁸⁾¹⁸⁾때문에 無意味한 것이 될지도 모른다. 본 연구에서 해석된 수치는 일부 실험결과에 局限되었다.

5. 結 論

地盤의 造成方法, 相對密度, 말뚝表面, 埋設깊이 등이 上揚力을 받는 말뚝의 舉動에 주는 영향을 조사하기 위한 말뚝上揚實驗結果 다음과 같은 結論을 얻었다.

1. 말뚝의 극한상양지지력은 지반의 상대밀도 뿐만 아니라 應力履歷에 依存되는 水平應力의 함수이다.

2. 어느 깊이 以下에서 單位周面摩擽力이 一定하게 되는 말뚝의 限界깊이 現狀은 地盤의 깊이

에 따른 水平土壓의 分布와 관련되는 것으로 생각된다.

3. 치수效果(size effect)를 보이는 小規模 말뚝 실험결과로부터 말뚝의 직경이 커지면 $K \cdot \tan \delta$ 의 값은 감소하는 경향을 보인다.

4. 말뚝의 上揚支持力 算定時 適用될 土壓係數는 추천치의 범위가 대단히 넓으므로, 設計의 適正化를 위해 現場實驗結果를 利用하는 것이 切實히 要望된다.

記 號(Notations)

- A_s : 말뚝의 埋設表面積(Embedded Area of Pile Surface)
- D : 말뚝의 直徑(Diameter of Pile)
- D_r : 相對密度(Relative Density of Sand)
- f : 極限單位周面摩擽力(Ultimate Unit Skin Friction)
- \bar{f} : 極限平均周面摩擽力(Ultimate Average Skin Friction)
- H : 말뚝의 埋設깊이(Embedment Depth of Pile)
- H_c : 말뚝의 限界깊이(Critical Embedment Depth of Pile)
- K : 土壓係數(Coefficient of Lateral Earth Pressure)
- K_a : 主動土壓係數(Coefficient of Active Earth Pressure)
- K_o : 靜止土壓係數(Coefficient of Earth Pressure at Rest)
- OCR: 塢壓密比(Overconsolidation Ratio)
- Q : 上揚荷重(Uplift Load)
- Q_u : 極限上揚支持力(Net Ultimate Uplift Capacity)
- Q_u' : 總極限上揚支持力(Gross Ultimate Uplift Capacity)
- R_D : 말뚝 直徑比(Ratio of Pile Diameter)
- R_V : 말뚝 부피의 比(Ratio of Pile Volume)
- R_Q : 極限上揚支持力比(Ratio of Pile Ultimate Uplift Capacity)
- H/D : 말뚝의 埋設比(Embedment Ratio of Pile)
- γ : 흙의 有效單位重量(Effective Unit Weight of Soil)
- δ : 말뚝과 흙사이의 摩擽角(Angle of friction between the Pile and the Soil)

- ϕ : 흙의 剪斷抵抗角(Angle of Shearing Resistance of Soil)
- Δ : 上揚變位(Uplift Displacement)
- Δ_p : 極限上揚變位(Displacement at Ultimate Uplift Capacity)
- σ_H : 水平應力(Horizontal Normal Stress)
- σ_V : 垂直應力(Vertical Normal Stress)
- f_c : 다짐地盤에서 말뚝의 單位周面摩擦力(Unit Skin Friction in Compacted Sand)
- f_r : 降砂地盤에서 말뚝의 單位周面摩擦力(Unit Skin Friction in Rained Sand)

References

1. Andreadis, A., Harvey, R.C. and Burley, E., (1981), "Embedded Anchor Response to Uplift Loading", J. Geotech. Div., ASCE vol.107 No. GT1, pp.59~78.
2. Balla, A., (1961), "The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundation for Pylons", Proc. of 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Paris, France, 1., pp.569~576.
3. Begemann, H.K.S., (1965), "The Maximum Pulling Force on a Single Tension Pile Calculated on the Basis of Results of the Adhesion Jacket Cone", Proc. 6th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Vol.2., pp.229~233.
4. Bieganousky, W.A. and Marcuson, W.F., (1976), "Uniform Placement of Sand", Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE Vol.102, No. GT3, pp. 229~233.
5. Broms, B., (1971), "Lateral Earth Pressures due to Compaction of Cohesionless Soils", Proc. 4th Conf. on Soil Mech. Budapast, pp.373~384.
6. Carr, T.W. and Hanna, T.H., (1971), "Sand Movement Measurements Near Anchor Plates", Jour. of Soil Mechanics and Found. Div. ASCE Vol.97, No.SM5, pp.883~840.
7. Chattopadhyay, B.C., and Pise, P.J., (1986), "Uplift Capacity of Piles in Sand", Jour. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.112, No.9, pp.888~904.
8. Chaudhuri, K.P.R., and Symons, M.V., (1983), "Uplift Resistance of Model Single Piles", Pro. of the Conf. Geot. Practice in Offshore Eng., Sponsored by Geotech. End., Div. ASCE, Austine, Texas, pp.335~355.
9. Christoulas, S.G., (1985), "Uncertainties in the Design of Driven Piles in Sands", Proc. 11th. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol.3 San Francisco, pp.1365~1368.
10. Coyle, H.M., and Sulaiman, I.H., (1967), "Skin Friction for Steel Piles in Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, No. SM6, pp.261~278.
12. Dagal, U., Gairola, S.S., and Raju, V.S, (1970), "Coefficient of Earth Pressure at Rest of Granular Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Eng. of India, Vol.9, No.4, pp.371~386.
13. Das, B.M., (1983), "A Procedure for Estimation of Uplift Capacity of Rough Piles", Soils and Foundation, 23(3), pp.122~126.
14. Das, B.M., (1983), Advanced Soil Mechanics, Hemisphere Publishing Co., USA, 287p.
15. Das, B.M., (1984), Principles of Foundation Engineering Brooks / Cole Engineering Division, Monterey, California, 381p.
16. Das, B.M., and Seeley, G.R., (1975), "Uplift Capacity of Buried Model Piles in Sand", Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.101, No.GT10, pp.1091~1094.
17. Das, B.M., and Seely, G.R., and Pfeifle, T.W., (1977), "Pull out Resistance of Rough Rigid Piles in Granular Soils", Soil and Foundations, 17(3), pp.72~77.
18. Debeer, F.E., (1965), "The Scale Effect on the Phenomenon of Progressive Rupture in Cohesionless Soils", Proc., 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol.2, Montreal, pp.13~17.
19. Duncan, J.M., and Seed, R.M., (1986), "Compaction-Induced Earth Pressures under Ko-Conditions", Jor. Geotech. Eng., Vol.112, No. 1, pp.1~22.
20. Hanna, A.A., and Afram, A., (1986), "Pull-out Capacity of Single Batter Piles in Sand", Can. Geotech. Jour., 23., pp.387~392.
21. Hanna, T.H., and Tan, F.H.S., (1973), "The Behavior of Long Piles under Compressive Loads in Sand", Can. Geotech. Jour., Vol.10, No.3, pp. 311~340.
22. Horner, J.M., (1972), "Vertical Uplift Tests and belled Auger Footings", Report REC-ERC-

- 72-16, Bureau of Reclamation, Denver, Co. 53p.
23. Ireland, H.O., (1957), "Pulling Tests on Piles in Sand", Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol.2, pp.43~54.
 24. Ismael, N.F., and Klym, T.W., (1979), "Uplift and Bearing Capacity of Short Piers in Sand", Jour. Geotech. Eng. Div. ASCE, 105(5), pp. 579~593.
 25. Kananyan, A.S., Nikitenko, M.I., Sobolevsky, Y.A., Sukhodoev, V.N., (1977), "Base Calculation of Anchor Foundations Using Approximate Model tests", Proc. Specialty Session 4, 9th International Conference on Soil Mechanics and Found. Eng. Tokyo, quoted from Habib.
 26. Kulhawy, F.H., (1984), "Limiting Tip and Side Resistance: Fact or Fallacy?", Proceedings of a Symposium Sponsored by ASCE, San Francisco, California, pp.80~98.
 27. Kulhawy, F.H., (1985), "Uplift Behavior of Shallow Soil Anchor-An Over View", Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, Proc. of Session, Geot. Eng. Div., ASCE, pp.1~255.
 28. Kulhawy, F.H., (1985), "Drained Uplift Capacity of Drilled Shafts", Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol.3 San Francisco, pp. 1549~1552.
 29. Kulhawy, F.H. and Kozera, P.W. and Withiam, J.L., (1979), "Uplift Testing of Model Drilled Shafts in Sand", Jour. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.105, pp.31~47.
 30. Langhaar, H.L., (1951), "Dimensional Analysis and Theory of Models", John Wiley and Sons, Inc, New York, 166p.
 31. Levacher, D.R., and Sieffert, J.G., (1984), "Tests on Model Tension Piles", Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.110, No.12, pp.1735~1748.
 32. Mansur, C.I., and Hunter, A.H., (1970), "Piles Tests Arkansas River Project", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.96, No.SM5, pp.1545~1582.
 33. Massarsch, K.R., Holtz, R.D., Hoin, B.G., and fredriksson, A., (1975), "Measurement of Horizontal In Situ Stresses", Proceed., ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Vol.1, Raleigh, NC, pp.266~286.
 34. Mayne, P.W., and Kulhawy, F.H., (1982), "Ko-OCR Relationship in Soil", Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.108, No.GT6, pp.851~872.
 35. Mc Clelland, B., (1974), "Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures", Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol.100, No. GT7, pp.709~745.
 36. Meyerhof G.G., (1959), "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.85, No. SM6, Proc. 2292, pp.1~29.
 37. Meyerhof, G.G., and Adams, J.I., (1968), "The Ultimate Uplift Capacity of Foundation", Can. Geotech. Jour., 5(4), pp.225~244.
 38. Meyerhof, G.G., (1973), "Uplift Resistance of Inclined Anchors and Piles", Proceedings of 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Moscow, USSR, 2(1), pp.167~172.
 39. Mohan, D. and Jain, G.S., (1969), "Design and Construction of Multi-Under-Reamed Piles", Proc., 7th. Int. Conf. Soil Mechanics Found. Eng., Vol.2, pp.183~186.
 40. Nordlund, R.L., (1963), "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 89, No. SM3, Proc. 3506, pp.1~35.
 41. Potyondy, J.G., (1962), "Skin Friction between Various Soils and Construction Materials", Geotechnique, 11(4), pp.339~345.
 42. Poulos, H.G., and Davios, E.H., (1980), "Pile Foundation Analysis and Design, 1st ed., John Wiley and Sons, New York, NY.
 43. Robinsky, E.I., Sagar, W.L., and Morrison, C.F., (1964), "Effect of Shape and Volume on the Capacity of Model Piles in Sand", Canadian Geotech. Jour. pp.189~204.
 44. Robinsky, E.I., and Morrison, C.E., (1964), "Sand Displacement and Compaction Around Model Friction Piles", Can. Geotech. J., 1(2), pp.81~93.
 45. Rocha, M., (1957), "The Possibility of Solving Soil Mechanics Problems by The Use of Models", Proc. 4th Int. Conf. Soil Mechanics Found. Eng., Voll, pp.183~188.
 46. Rowe, R.K. and Booker, J.R., (1979), "A Method of Analysis for Horizontal Anchors in an Elastic

- Soil", Int. J. Numer. Anal. Mech. Geotech. 3, No.2, pp.187~203.
47. Rowe, R.K., and Davis, E.H., (1982), "The Behavior of Anchor Plate in Sand", Geotechnique 32, No.1, pp.25~41.
 48. Sabnis, G.M., Harris, H.G., White, R.N. and Mirza, M.S., (1983), Structural Modeling and Experimental Techniques, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 585p.
 49. Seed, R.B., and Duncan, J.M., (1986), "F.E. Analyses: Compaction-Induced Stresses and Deformations", Jour. Geotech. Eng., Vol.112 No. 1 pp.23~43.
 50. Sellgren, E., Jacobson, A.B. and Widmark, (1985), "Prediction of the Behaviour of Friction Piles in non-Cohesive Soils", Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol.3, San Francisco, pp.1463~1468.
 51. Sowa, V.A., (1970), "Pulling Capacity of Concrete Cast In-situ Bored Piles", Can. Geotech. J. pp.482~493.
 52. Sowers, G.F., Robb, A.D., Mullis, C.H., and Glenn, A.J., (1957), "Residual Lateral Pressure Produced by Compacting Soils", Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Found. Eng., London, England, pp.243~247.
 53. Stewart, J.P. and Kulhawy, F.H., (1981), "Interpretation of Uplift Load Distribution Data", Proc. 10th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol.2, Stockholm, pp.277~280.
 54. Szechy, C., (1961), "The Effects of Vibration and Driving upon Voids in Granular Soil Surrounding a Pile", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol.2, pp.189~204.
 55. Tomlinson, M.J., (1977), Pile Design and Construction Practice, A Viewpoint Publications, London.
 56. Tran-Vo-Nhiem, (1971), "Ultimate Capacity of Anchor Piles", Proc., Fourth Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest Hungary, pp.829~836.
 57. Vesic, A.S., (1970), "Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site", Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 96(2), pp.561~584.
 58. Vesic, A.S., (1964), "Model Testing of Deep Foundation and Scaling Laws", proc., Conf. on Deep Found., Vol.2, Mexico City, pp.525~533.
 59. Vesic, A.S., (1977), Design of Pile Foundation, Synthesis of Highway Practice No.42, Transportation Research Board, Washington, DC, 68p.
 60. Winterkorn, H.F., and Fang, H.Y., (1975), Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, Co., New York, Ny, pp.556~600.

(접수일자 1990. 1. 12)