

## LRFD 설계법에 의한 부마찰력이 작용하는 말뚝의 안정성 평가 Stability Evaluation of Piles under Negative Skin Friction by the LRFD Approach

조찬환<sup>1)</sup>, Chun-Whan Cho, 김웅규<sup>2)</sup>, Woong-Kyu Kim, 이우철<sup>3)</sup>, Cheol-Woo Lee,  
강인철<sup>4)</sup>, In-Cheol Kang, 김영식<sup>5)</sup>, Young-Sik Kim

1) 삼성건설 T.A.팀 전문위원, Technical Advisor, T.A. Team, Samsung Corp.

2) 삼성건설 주택공사팀 대리, Assistant Manager, Housing Construction Team(Civil), Samsung Corp.

3) 삼성건설 T.A.팀 과장, Manager, T.A. Team, Samsung Corp.

4) 삼성건설 T.A.팀 차장, General Manager, T.A. Team, Samsung Corp.

5) 삼성건설 T.A.팀 과장, Manager, T.A. Team, Samsung Corp.

**SYNOPSIS** : Recently construction activities increase in reclaimed onshore areas. It is therefore considered an important factor for the design of pile foundation with problems in terms of settlements due to soft grounds. Nevertheless the design of piles for negative skin friction(or downdrag forces) is probably poorly understood by many engineers. It is mainly because the most of design specification give a way to design pile foundation in bearing capacity aspect although the negative skin friction is related to settlement(downdrag). Under LRFD(load resistance factor design) approach it is to separately consider ultimate limit state and serviceability limit state. This paper discusses LRFD approach to the design of piles for negative skin friction and compares this approach to traditional design approach. And also a case history is analyzed in that point of view.

**Keywords** : negative skin friction, downdrag, LRFD, pile, safety factor

### 1. 서론

최근에 사회간접자본시설물들은 남서해안 지역에서 많이 건설되고 있다. 국내의 남서해안 지역은 상당부분 연약지반을 포함하고 있다. 따라서 구조물 기초로서 말뚝의 설계 시공시 부마찰력(negative skin friction, downdrag force)에 대한 중요성이 강조되고 있다.

남서해안 지역에서 최근 건설되는 구조물의 기초 공사는 유래가 없는 말뚝기초공의 기록이 이루어지고 있다. 최근에 진해의 해안지역 에서는 558mm의 강관 말뚝이 88.7m까지 항타시공된 기록이 있으며, 또한 부산의 해안지역에서는 최대 직경 1852mm의 강관말뚝이 교량기초로 시공된 기록이 있다. 인천의 해안지역에서는 직경 3m의 현장타설말뚝이 시공되고 있으며 남해안 지역에서도 2m의 현장타설 말뚝이 약 65m 까지 계획되어 있다. 이들 대부분의 기초 지반 역시 연약지반과 관련되어 있어 부마찰력 문제를 포함하고 있다.

부마찰력이란 기본적으로 말뚝과 지반의 상대적인 침하(downdrag 또는 settlement)에 의해 나타나는 것으로 주변지반의 침하가 말뚝의 침하보다 클 때 발생한다. 반대로 말뚝의 침하가 주변 지반의 침하보다 크면 지반이 말뚝을 지지하게 되어 양의 마찰력이 발생하게 된다. 여기서 말뚝의 길이를 따라 상대 침하량이 같게 발생하는 이상적인 지점을 중립면(neutral plane)이라하며, 이 면은 설계시 말뚝기초의 안정성을 평가하는데 중요한 요소가 된다(Seidel, 2004; Fellenius, 1998).

아쉽게도 아직 기술자들 사이에서는 부마찰력에 대한 명확한 이해가 부족한 것 같다. 특히 이러한 현상은 각 기준에서 제시하는 설계기법의 차이에서 주로 기인하는 것으로 보인다. 일반적으로 설계기준들에서 제시하는 안정성 평가식 들은 서로 큰 차이를 보여주고 있으며, 어떤 경우는 서로 다른 안정성 결과를 주기도 한다.

현재의 국내의 기준들은 전통적인 전체안전율(global safety factor)을 적용한 설계법(또는 허용응력 설계법이라고도 함)을 채택하였고 기준별로 서로 상이한 안전율을 적용하고 있다. 특히 이러한 기준들은 부마찰력에 의한 현상이 침하에 의해 지배됨에도 불구하고 지지력만으로 말뚝의 안정성을 평가하도록 되어 있다는 점에서 적용식의 신뢰도 및 경제성에 대한 의문을 준다.

최근에는 진술한 전통적인 설계기법의 각종 문제를 보완하도록 설계법이 개선되고 있는데 그 중의 하나가 극한한계상태설계법(ultimate limit state design 또는 LRFD, load and resistance factor design 라고도 함)이다. 이 방법에서는 저항력을 평가하는 내용인 극한상태설계(ultimate limit state)외에 침하량을 평가하는 사용성설계(serviceability limit state)가 포함되어 있다. LRFD 방법은 향후 지반공학 분야의 설계법을 대체할 수 있는 잠재력이 있는 것으로 평가되고 있으며 이미 우수한 설계기준에서는 이를 채택하고 있다.

본 논문에서는 부마찰력을 고려해야하는 말뚝의 안정성평가를 극한한계상태설계법으로 접근하는 방법을 검토하고 이를 전통적인 설계법과 비교 고찰해 본다. 또한 부마찰력이 작용할 시 현장에서 동재하시험을 통해 평가하는 방법을 검토해 보았다. 마지막으로 실사례를 통해 검토된 방법을 평가해 보았다. 본 논문에서는 단말뚝(single pile)에 대해서 국한하였다.

## 2. 부주면 마찰력의 평가를 위한 설계법

### 2.1 구조설계

표 1에서처럼 말뚝의 설계단계에서 구조(말뚝재료) 및 지반에 관한 기준식은 모두 만족되어야 한다. 구조설계의 주요 관심사항은 말뚝 두부의 재하하중과 부주면마찰력에 의해 말뚝의 주면에 추가되는 하중으로 조합되는 최대하중이다. 최대압축력을 산정하기 위해서는 우선 중립면의 심도 결정이 필요하다. 부마찰력이 작용하는 말뚝의 최대 압축하중은 중립면에 작용하는 하중으로서 결정된다. 본 논문에서 구조 설계기법은 더 이상 언급하지 않는다.

표 1. 부마찰력을 고려한 말뚝의 허용지지력 산정을 위한 국내 설계기준

기 준	말뚝재료의 허용하중	지반의 허용지지력
도로교 표준시방서 (1997)	$Q_{SL} + Q_{ns} \quad \frac{f_y A_p}{1.2}$	$Q_a = \frac{Q_b + Q_{ps}}{1.5} - Q_{ns}$
도로교 설계기준 (2001)	$Q_{SL} + Q_{ns} + W' \quad \frac{f_y A_p}{1.2}$	$Q_a = \frac{Q_b + Q_{ps} - W_s - Q_{ns}}{3.0} + W_s - W$
구조물기초 설계기준 (2003)	$Q_{SL} + Q_{ns} \quad \frac{f_y A_p}{F.S.}$ F.S. = 1.0 (정확한 지반강도 및 중립면 산정시) F.S. = 1.2 (그 외의 경우)	$Q_a = \frac{Q_b + Q_{ps} - Q_{ns}}{F.S.}$ F.S. = 3.0 (극한지지력) F.S. = 2.0 (항복지지력)
철도설계기준 (1999)	$Q_{SL} + Q_{ns} \quad \frac{f_y A_p}{1.2} - W'$	$Q_a = \frac{Q_b + Q_{ps} - W_s - Q_{ns}}{3.0} + W_s - W$
건축기초구조 설계지침 (2004)	$Q_{SL} + Q_{ns} \quad f_y A_p$	$Q_a = \frac{Q_b + Q_{ps}}{1.2} - Q_{ns}$
항만 및 어항설계기준 (1999)	$Q_{SL} + Q_{ns} \quad f_y A_p$	$Q_a = \frac{Q_b (+ Q_{ps})}{3.0}, Q_a = \frac{Q_b (+ Q_{ps})}{1.2} - Q_{ns}$ 두 식의 값 중 작은 값으로 선정
기호설명	$Q_{SL}$ : 말뚝에 작용하는 상부하중 (장기 사하중만을 고려) $Q_{ns}$ : 부주면마찰력 $f_y$ : 말뚝재료의 항복압축응력 $A_p$ : 말뚝의 유효단면적 $W'$ : 중립면 상부 말뚝의 유효중량	$Q_a$ : 부주면마찰력을 고려한 말뚝의 허용지지력 $Q_b$ : 말뚝의 극한선단지지력 $Q_{ps}$ : 중립면 하부에서 말뚝의 극한주면지지력 $W_s$ : 중립면 하부에서 말뚝 치환부분의 흙의 유효중량 $W$ : 말뚝중량 + 말뚝 내부 흙의 유효중량

## 2.2 지반공학적 설계

### 2.2.1 전통적인 설계방법

현재 국내에서 이용되는 지반공학에 관련된 주요 설계기준은 대표적으로 구조물기초설계기준(2003), 도로교설계기준(2001), 철도설계기준(1999), 항만 및 어항설계기준(1999), 도로교표준시방서(1997) 등을 들 수 있다. 실제로 이들 기준은 대부분 외국의 기준들을 참고하여 제정된 것이다.

전반적으로 국내 기준들에서는 부마찰력이 작용하는 말뚝의 안정성평가를 위해 말뚝재료의 구조적인 검토와 말뚝주변의 지지력을 검토하도록 되어있다. 그러나 일반적으로 설계하중을 결정하는 데에는 전자보다는 후자가 더욱 영향을 미친다.

국내 기준들에서 제시하는 부마찰력을 고려한 허용지지력의 계산방법은 전통적인 극한지지력에 전체 안전율을 적용하여 허용지지력을 구하는 방법을 제안하고 있다. 실제로 이러한 개념은 지지력을 만족했을 때 침하량 문제도 일어나지 않는다는 가정을 경험적으로 전제하는 것이다. 결국 기준에서 채택한 원저자의 경험에 따라 적용안전율이 차이가 날 수 밖에 없을 것이다. 한편 부마찰력이 없는 경우의 허용지지력을 구하기 위한 적용 안전율은 기준마다 차이가 크지 않게 되어 있다.

표 1에서와 같이 기준마다 허용지지력을 구하기 위한 안전율의 차이가 크게 나타나고 있는 것을 알 수가 있다. 따라서 실무적으로 현재의 설계기준들을 이용하여 허용지지력을 구할 경우 지반 단면에 따라 허용지지력이 크게 차이가 나서 말뚝의 안정성이 뒤바뀌는 경우도 있으며, 극단적으로는 오히려 부마찰력이 있는 경우가 없는 경우보다 허용지지력이 크게 되는 경우도 나타난다.

이러한 내용들은 현장 기술자들에게 혼란을 주고 있으며, 결국 전체적으로 설계를 보수적으로 유도하거나 아니면 최악의 경우는 적용기준을 임의로 선택하게 함으로써 말뚝의 안정성이 위험층이 될 가능성도 있다. 이러한 것을 막기 위해서는 기준을 통일시키거나 기준마다 적용식의 배경과 한계를 명확하게 설명하여 설계자들이 적합한 식을 적용하도록 유도하는 등의 조치가 필요할 것이다. 그러나 현실적으로 어느 것도 쉽지는 않다.

### 2.2.2 LRFD 방법

LRFD 방법은 지지력을 평가하는 지반공학적 극한상태해석(geotechnical ultimate limit state analysis)과 침하량을 평가하는 지반공학적 사용성설계 (geotechnical serviceability design)로 분리하여 고려한다.

#### 가. Geotechnical Ultimate Limit State Analysis

지반공학적인 극한한계상태해석은 지반의 파괴되지 않도록 저항력(R)이 작용하중(F)을 초과하도록 보장한다. 설계 요구사항은 다음의 식으로 표현되며, 이 때 하중계수( $\Psi$ )는 1 이상, 저항계수( $\phi$ )는 1 이하의 값이 적용된다.

$$\Psi F \leq \phi R \quad (1)$$

하중 F는 사하중, 활하중, 풍하중 등 여러 종류의 하중으로 조합되며, 하중계수( $\Psi$ )는 하중의 종류에 따라 평균적인 가중치로 산정된 상수로서 각 설계코드에서 제시된 값을 사용한다. 저항계수( $\phi$ )는 저항력 평가 방법의 신뢰도에 의존하는 함수이다.

극한하중은 정역학적인 평형상태가 깨지는 저항력을 의미한다. 말뚝의 경우 극한 하중은 말뚝이 파괴되는 하중(plunging failure)이라할 수 있으며, 여기에서 말뚝의 파괴란 말뚝이 지반에 대해 상대적으로 침하하는 것을 의미한다. 따라서 극한상태에서 지반의 저항력은 말뚝의 하중을 지지하게 된다. 결국 극한한계상태해석에서 극한상태시 부마찰력은 존재하지 않기 때문에 고려대상이 아니다(Fellenius, 1998). 부마찰력이 존재하는 지반에서 하중과 저항력을 개념적으로 나타내면 그림 1과 같다.

상기의 정의를 고려하여 식(1)을 재구성하면 식(2)와 같다.

$$\Psi ( Q_{TL} + Q_{SL} ) \leq \phi ( Q_{ns} + Q_{ps} + Q_b ) \quad (2)$$

식(2)에는 침하에 대한 안정성의 개념이 포함되어 있지 않으므로 부마찰력을 고려한 안정성 평가시 일반적으로 식(2)는 임계상태를 평가하는 기준이 되지 않을 수도 있다.

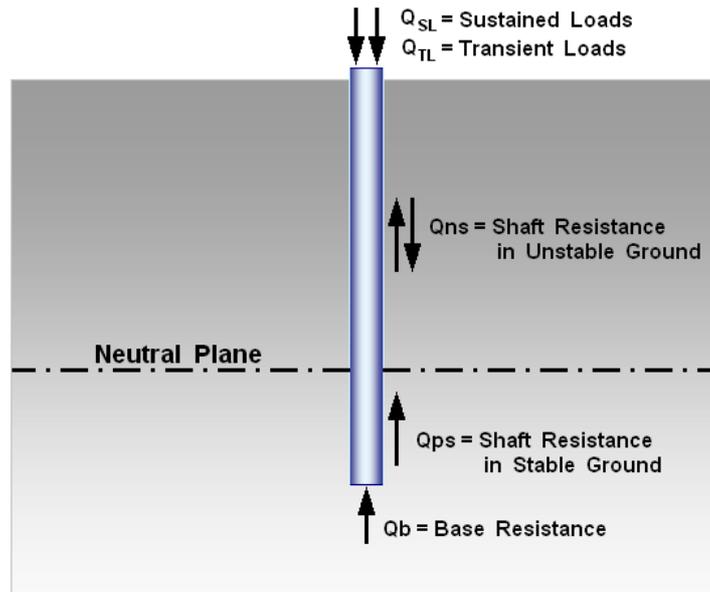


그림 1. 부마찰력이 존재하는 지반에서 하중과 저항력의 개념

### 나. Geotechnical Serviceability Design

지반공학적인 사용성설계(geotechnical serviceability design)는 정상적인 실하중하에서 말뚝의 거동을 검토하는 것이다. 즉, 부마찰력이 작용하는 말뚝에서 침하량에 대한 안정성을 평가하는 것이다.

말뚝을 항타한 후 시간이 경과하면 말뚝은 새로운 평형 상태에 이른다. 여기서 말뚝에 걸리는 최대하중은 사하중과 부주면마찰력의 합( $Q_{SL} + Q_{ns}$ )으로 나타나며 이는 중립면에서 작용하게 된다(그림 2 참조).

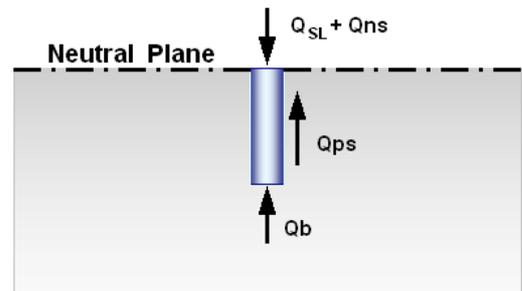


그림 2. 지지층에서의 탄성해석

말뚝 두부에 발생하는 침하량은 지지층에서 작용하는 말뚝의 저항력이 최대하중( $Q_{SL} + Q_{ns}$ )을 초과하지 않는 한 탄성해석법으로 계산할 수 있으며, 이 경우 creep 거동은 미미하여 무시할 수 있다(Seidel, 2004). 이러한 탄성상태는 식(3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$(Q_{SL} + Q_{ns}) / \phi \leq (Q_{ps} + Q_b) \quad (3)$$

식(3)은 하중 및 저항계수로 표현되었지만 사용상태를 결정하기 위한 설계조건이 될 수 있다. 따라서 식(3)은 부주면마찰력이 작용하는 말뚝에 대한 임계상태를 평가하는 조건이 될 수 있다(Seidel, 2004). 한편 식(3)에서 말뚝 두부에 작용하는 하중은 사하중( $Q_{SL}$ )만 고려하게 된다.

말뚝 두부의 침하량은 다음의 두 가지 항목의 합으로서 추정할 수 있다.

- (i) 중립면에 하중( $Q_{SL} + Q_{ns}$ )이 작용하는 경우 탄성적으로 해석된 중립면 하부 말뚝의 침하량
- (ii) 말뚝의 두부에서 중립면까지의 구간에 발생하는 말뚝 본체의 탄성압축량으로 하중은 말뚝 두부의  $Q_{SL}$ 로 부터 중립면의  $Q_{SL} + Q_{ns}$ 까지 증가하는 하중값을 적용

### 3. 동재하시험을 이용한 평가 방법

2장에서 설명한 부마찰력을 고려한 말뚝의 설계를 하기 위해서는 설계식에 있는 각 변수를 확인할 수 있는 시험이 필요하다. 이를 위한 시험에는 정재하시험과 동재하시험이 있다. 전자는 말뚝에 스트레인계이지 등을 부착하여 장기간 계측과 시험을 수행하는 것이 필요하며 후자의 경우는 비교적 간편하게 시험을 할 수 있다.

전통적인 정재하시험은 지층에 따라 다르게 발휘되는 주면저항력을 구별할 수 없는 단점이 있다. 따라서 전통적인 정재하시험을 통하여 식(3)의 설계 주요변수인  $Q_{ns}$ ,  $Q_{ps}$ ,  $Q_b$ 를 분리하여 측정하는 것은 어렵다. 한편 동재하시험은 이들을 분리할 수 있다는 장점이 있다.

정재하시험은 물론 동재하시험에서도 시험중에는 말뚝에 하향 침하량을 유발시키므로 연약지반에서도 양의 저항력이 유발된다는 것을 유념해야 한다.

부마찰력과 관련된 지반에 타입된 말뚝은 지지력 증가 효과(set-up effect)가 나타난다는 것을 이해해야 한다. 따라서 항타시 동재하시험(EOID ; end of intial driving test)에서는 저항력이 작게 평가되므로 항타후 시간이 경과된 후 재항타 시험(restrike test)을 통해 설계 주요변수를 확인할 수가 있다. 그러나 일반적으로 재항타 시험시는 지지력증가효과에 의해 말뚝의 변위를 충분히 유발시키는 데 필요한 해머 에너지가 부족한 경우가 많으므로 말뚝의 하부 및 선단의 지지력을 충분히 측정할 수 없는 경우가 많다. 따라서 이러한 경우는 두 시험에서 측정된 값을 적절히 조합하여 이용할 수가 있을 것이다.

한편 전통적인 정재하시험은 상대적으로 신뢰도가 있는 반면 비용과 기간에 있어서는 실용적이지 못한 면이 있다. 그러나 동재하시험은 시험과 분석의 정확성이 전제되어야 하므로 시험자의 능력이 매우 중요하다(이명환 등, 1996).

## 4. 사례연구

### 4.1 현장개요

본 현장은 우리나라 남동쪽의 해안에 위치한 진해시의 일구역이다. 본 현장은 항만공사현장으로 대심도 연약지반으로 구성되어 있으며, 연약지반을 PBD 및 재하성토를 통해 안정시킨 후 항만부지로 조성하였다. 본 지역의 토층은 지표로부터 해성퇴적 점토층, 해성퇴적 모래자갈층, 풍화대층, 기반암층으로 구성되어 있으며 기반암은 화강암이다. 해성점토층은 주로 CL, CH로 구성되어 있으며 상부는 N값이 약 1 정도로 매우 연약하고, 액성한계는 40~80% 정도이고 이는 함수비와 비슷하다.

본 현장은 매우 광범위한 지역으로 많은 구조물이 건설되었지만 본 연구에서는 이들 중 1개소를 선정하여 사례분석을 실시하였다. 그림 3은 시험위치의 지층단면도와 말뚝의 시공단면을 도시한 것이다.

시험위치의 상부 매립층의 두께는 12.0m 이며, N값이 50/30 및 40 이상인 부분들을 포함하고 있다. 매립층 하부에는 실트질 점토층이 40.0m(DL-32.7) 까지 나타나고 있는데, 이 지층의 N값은 4~8 정도로서 연약지반으로 분류할 수 있다. 그 하부에는 모래, 실트질 점토, 모래층이 46.5m(DL-39.2) 까지 존재하는데 이 지층들의 N값은 9~22로써 연약지층은 아니다. 그러나 그 하부에 N값이 7인 점토층이 나타나기 때문에 결국 연약지반은 지표면에서 47.0m(DL-40.0)의 깊이까지로 가정하였다. 연약지반 하부에는 56.7m(DL-49.4)까지 점토층이 존재하는데, 그 N값은 19~50/26 으로 조사되었다. 점토층 하부에는 N값이 50 이상인 모래층이 74.2m(DL-66.9) 깊이까지 나타나며 이 이하에서부터 연암층이 나타나고 있다(그림 3 참조).

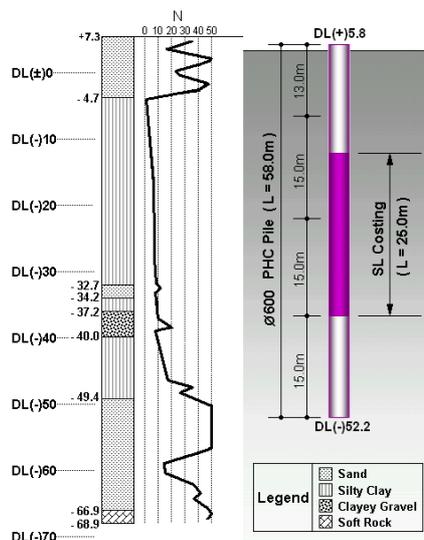


그림 3. 지반특성 및 시험말뚝

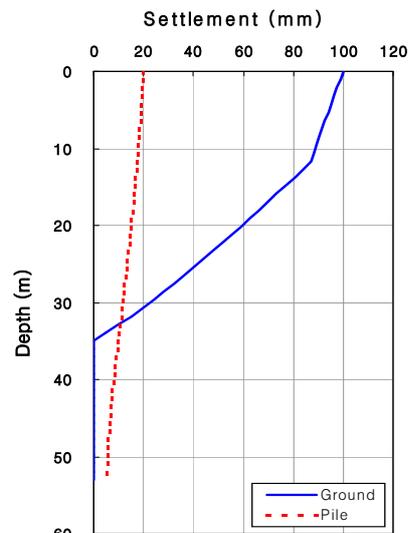


그림 4. 침하량 분석 결과

## 4.2 설계 및 시공 개요

각종 분석을 통해 시험시공시 결정된 말뚝은 PHC600이며, 구조적으로 계산된 본당 설계하중은 93.3ton이다. 그림 3에서와 같이 지반의 특성을 고려하여 설계단계에서 부마찰력과 항타시 인장파손에 대한 검토를 집중적으로 수행하였다. 우선 침하계측을 실시하여 층별 침하량을 구하였다. 그리고 측정된 침하량, 토성 및 역학시험치를 이용하여 재하성토 이력에 따른 향후 침하량을 예측한 후 이 값을 기준으로 부마찰력의 발생여부와 크기를 평가하였다. 그림 4는 이러한 결과를 보여주고 있다. 그림 4와 같이 침하량분석 결과에 따르면 중립축은 지표하 32.9m 이지만 4.1 절의 지반단면도의 분석결과(지표하 37.6m=0.8×47m)와 비교하여 보수적인 값인 후자를 채택하였다.

본 건의 경우 부마찰력에 대한 대책으로 말뚝에 SL코팅을 실시하였다. 또한 항타시 인장파손을 막기 위해 B종의 PHC 말뚝을 선정하였고 150mm의 합판을 쿠션으로 이용하였으며 비교적 용량이 큰 해머인 DKH13(램 중량 13 톤)을 이용하였다. 아울러 상부 조밀 매립층에서 코팅부의 손상을 막고 인장응력과 부마찰력을 줄이기 위해 조밀한 상부 매립층을 오가로 천공한 후 항타를 실시하였다. 말뚝은 DL-52.2까지 PDA(Pile Driving Analyzer)로 관리하면서 타입되었는데 표 2는 PDA로 측정된 항타결과를 요약하였다.

시험항타 말뚝에 대해서 동재하시험이 수행되었다. 동일 말뚝에 대해 총 3회의 재하시험이 실시되었는데, 항타시 시험과 시간경과 별로 재항타 시험 2회(1일과 7일 경과 후 시험)를 실시하여 지지력을 평가하였다. 재하시험은 PDA를 사용하여 동적 측정 데이터를 수집한 후 CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Programme)을 사용하여 분석하였다.

표 2. 항타기록

관 입 깊 이	램 낙하고 (m)	타격에너지 (ton · m)	최대 타격응력 (kg/cm <sup>2</sup> )			Case 지지력 (ton)	
			TSX	CSX	CSI		
DL(-)m	10.0~23.5	0.2~0.3	1.75	38	132	154	49
	25.0~39.5	0.3~0.6	5.21(Max)	28	197	208	125
	40.0~52.2	0.6~1.1	10.98(Max)	58	296	343	387(최종)

## 4.3 말뚝의 안정성 평가

그림 5는 동재하시험을 통해 분석된 시간경과별 하중-침하곡선과 주변마찰력 분포를 나타낸 것이다. 그림 5에서와 같이 본 지역은 시간에 따른 말뚝 지지력의 증가효과가 나타나고 있음을 알 수 있다.

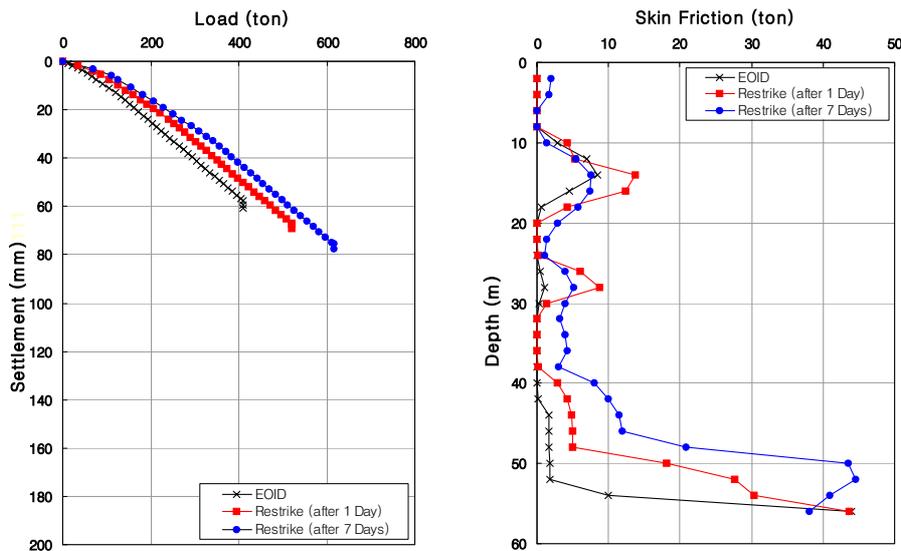


그림 5. 말뚝 동재하시험 결과

CAPWAP으로부터 선단지지력 및 주변마찰력을 분석한 후 전술한 설계시 안정성 평가에 필요한 변수를 구분하여 표 3에 나타내었다.

표 3. 측정 분석된 설계용 변수

구분	총극한지지력 (ton)	$Q_b$ (ton)	$Q_{ns}'$ (ton)	$Q_{ps}$ (ton)	$Q_{ns}$ (ton)	$Q_{SL}+Q_{TL}$ (ton)	비고
EOID	410.0	322.0	25.1	62.9	299.6 / 106.6 (비코팅 / 코팅)	93.3	항타시
Restrike	498.0	205.0	63.8	229.2			7일경과후
비고		측정시점의 극한선단저항력	중립면 상부의 극한주면저항력	중립면 하부의 극한주면저항력	부마찰력 계산치	구조계산치 (설계하중)	
결정값	614.0	322.0	63.0	229.0	300.0 / 107.0 (비코팅 / 코팅)	93.3	설계분석

주)  $Q_{ns}$ : 동재하시험 당시 중립면 상부의 극한주면저항력

표 3에서 재항타시 선단지지력이 작은 이유는 앞서 언급한바와 같이 말뚝지지력의 증가효과에 따른 해머에너지의 불충분함에 기인한다. 따라서 본 말뚝에서는 항타시와 재항타시의 지지력을 종합하여 설계변수를 결정하였다.  $Q_{ns}$ 의 지지력은 향후 말뚝주변 지반의 압밀에 따라 변경될 수 있는 것이므로 안정성평가에서는  $\beta$ 방법으로 계산된 부주면마찰력( $Q_{ns}$ )을 사용하였다. 또한 본 건에서는 활하중이 비교적 작으므로 상부하중으로서 전 하중( $Q_{SL}+Q_{TL}$ )을 적용하였다.

표 4는 표 3의 설계변수를 이용하여 각 지지력 공식별로 안전율을 계산해 본 것이다. 표에서 구한 안전율은 전통적인 설계지지력공식에서는 허용지지력을 설계하중으로 나누었고 LRFD 방법에서는 식(2)와 식(3)의 우항을 좌항으로 나눈 것이다. 따라서 안전율이 1.0보다 작으면 불안정한 상태가 되고 1.0보다 크면 안전성을 확보하게 된다.

표 4. 계산된 안전율

구분	비코팅 말뚝	코팅 말뚝	비고	
전통적 설계기준	도로교표준시방서	0.72	2.78	
	도로교설계기준	0.89	1.58	
	구조물기초설계기준	0.89	1.58	철도설계기준과 동일
	건축기초구조설계지침	1.70	3.77	
	항만 및 어항설계기준	1.70(0)	1.96(1.15)	( )안의 값은 $Q_{ps}$ 무시
LRFD	지지력	3.07	3.07	
	사용성	0.98	1.93	$\Psi=1.5$ $\phi=0.7$

표 4는 각 설계기준별 차이에 관한 흥미로운 결과를 보여주고 있다. 안전율이 기준에 따라 크게 차이가 나고 또한 기준에 따라 코팅을 하지 않은 경우와 코팅한 경우의 안전율의 증가가 달라져 일정한 경향이 나타나지 않음을 알 수가 있다. 이는 표 1의 부마찰력의 안전율 값과 관련이 있다. 따라서 하나의 사례를 분석한 것이지만 국내의 주요 기준들이 이러한 차이를 보이는 것은 수정되거나 새로운 방향의 제시가 필요하다고 하겠다.

본 시험말뚝과 관련하여 표 4를 살펴보면 코팅을 하지 않았을 경우 전반적으로 안전율이 1보다 작으므로 본 건의 경우 코팅이 필요한 것으로 판단된다. 그럼에도 불구하고 전통적 설계법의 5개 기준 중 1개(건축기초설계지침)는 코팅을 하지 않아도 되는 것으로 계산되어 있는데 이러한 결과는 설계기준을 적용할 시 현장기술자들을 매우 곤혹스럽게 하는 부분이다. 한편 LRFD 방법은 이러한 상황을 보다 명확하게 구분해 주는 예를 보여 주고 있다. 즉 본 건의 경우 코팅을 하지 않을 경우 지지력에는 문제가 없다(안전율3.07) 하더라도 침하에 대한 문제(안전율 0.98)는 발생할 수 있으므로 코팅을 함으로써 침하에 대한 안정성(안전율 1.93)을 확보할 수 있는 사례를 구체적으로 보여주고 있다.

상기의 사례는 일례를 통해서 분석한 내용이지만 이러한 상황은 실 사례에서 자주 나타난다. 부마찰력이 작용하는 말뚝의 안정성을 평가하는데 있어 한 가지 기준만을 이용하여 분석하는 것은 바람직하지 않다고 생각된다. 이와 관련하여 전통적인 여러 기준 중 어느 기준이 보다 합리적인가 하는 데는 보다 검토가 필요하다. 이러한 점에서 LRFD방법은 보다 실용적이라고 생각된다.

## 5. 결론

부마찰력을 고려한 말뚝의 안정성을 평가하는 여러 기준들을 종합적으로 검토하고 실 사례를 통하여 분석해 본 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 부마찰력이 작용하는 말뚝의 안정성을 평가하는 현재의 설계기준들은 전체안전율을 고려하여 제시하고 있는데 여기서 이용하는 안전율은 서로 큰 차이를 주고 있다. 따라서 이들을 이용하여 허용지지력을 구할 경우 허용지지력이 크게 차이가 나고 말뚝의 안정성이 뒤바뀌는 경우도 있다. 이러한 사실은 현장 기술자들에게 혼란을 주고 있으며, 결국 전체적으로 설계를 보수적으로 유도하거나, 최악의 경우는 적용기준을 임의로 선택하게 함으로써 말뚝의 안정성이 위험층이 될 가능성도 있다.
- (2) 부마찰력을 고려한 허용지지력의 전통적인 계산방법의 개념은 지지력을 만족했을 때 침하량 문제도 일어나지 않는다는 가정이 경험적으로 전제되는 것이다. 그러나 기준에서 채택한 적용안전율에 차이가 커서 이러한 가정이 모든 상황에 지켜질지는 의문이다.
- (3) 상기의 문제를 해결하기 위해서는 기준을 통일시키거나 기준마다 적용식의 배경과 한계를 명확하게 설명하여 설계자들이 적합한 식을 적용하도록 유도하는 등의 조치가 필요할 것이다. 한편 LRFD 방법은 지지력을 평가하는 지반공학적 극한상태해석과 침하량을 평가하는 지반공학적 사용성 평가로 분리하여 고려할 수 있으므로 이를 이용하여 검토하면 현재의 문제를 보완하는데 도움이 될 수 있을 것으로 생각된다.

## 참고문헌

- (1) 이명환, 홍헌성, 이장덕, 조천환, 이원제(1996), "부마찰력 고려시 동재하시험결과를 이용한 말뚝의 허용지지력 평가", 1996 봄학술발표회 논문집, 한국지반공학회.
- (2) Fellenius B.H.(1998), "Recent Advances in the design of piles for axial loads, dragloads, downdrag and settlement", Proc. ASCE Seminar and Pore of New York and New Jersey, April, 1998, pp.19.
- (3) Seidel J.P.(2004), "Dynamic Pile Testing and Design Verification for Downdrag Evaluation of Single Piles", Proc. of the 7th Int. Conf. on the Application of Stresswave Theory to Piles, Kuala Lumpur, pp.167~175.