

연약지반에서의 말뚝기초의 설계 Design of Pile Foundations in Soft Deposits

김주형¹⁾, Ju Hyong Kim, 권오성²⁾, Oh Sung Kwon, 김명모³⁾, Myoung Mo Kim

- 1) 한국건설기술연구원 선임연구원, Senior Researcher, Korea Institute of Construction Technology.
- 2) (주)대림산업 기술연구소 대리, Assistant Section Chief, Technology Research Institute, Daelim Industrial Co., Ltd.
- 3) 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수, Professor, Dept. of Civil, Urban and Geosystem Engineering, Seoul National University.

SYNOPSIS : The negative skin friction on piles, which are installed in currently consolidating soft deposits, creates significant problems on the stability of pile foundations. This study investigated whether or not the pile foundation designs were appropriate in soft deposits with large amount of consolidation settlement. The final settlements of the grounds along the pile depth were estimated by the soil parameters obtained from the laboratory tests and by the field-measured settlement curves, if they were available. The displacement of the piles along the pile depth was estimated by both the load transfer method and the numerical method. Both methods gave similar locations of neutral points and magnitudes of the maximum axial forces. The movements of the ground and the piles were compared to calculate the down drag acting on piles. For the piles whose bearing capacities were less than the design loads including the down drag, slip layer coatings and/or incrementing of the penetration depth into the bearing stratum were proposed to improve the piles capacities.

Key words : soft deposits, consolidation, negative skin friction, neutral point, pile bearing capacity

1. 현장 지반특성

교량기초 말뚝 시공이 계획된 지역은 남부지방에 위치한 낙동강 하구 지역으로 연약점성토가 분포하고 있는 지역이다. 이 지역은 10m 두께의 사질토층이 최상부에 위치하며 40m 두께의 점성토층, 그 하부에 10m 두께의 하부 사질토층, 풍화암, 그리고 연암층이 차례대로 분포하고 있다. 또한, 원지반 상부에는 6-7m 두께의 전석층으로 도로제방이 건설되어 있는데, 도로제방 건설시에 원지반 하부 20m까지 연직배수재(PVD)를 삼각형 배치형태로 1.5m 간격으로 설치하여 연약지반을 개량하였다.

이 지역에서는 1990년부터 1996년까지 공장부지 조성, 도로 건설등의 목적을 위해 여러 번의 지반조사가 수행된 바 있다. 기존 조사는 그림 1의 P16 위치에 집중되었으며, 동일한 위치에 층별침하계가 설치되어 계측이 수행되었다. 2001년 N-대교의 설계를 위한 광범위한 지반조사가 수행되었으며, 본 연구에서는 이 중 4 공의 지반조사결과(P8, P10, P17, 그리고 P22)를 대표단면으로 설정하여 분석을 실시하였다.

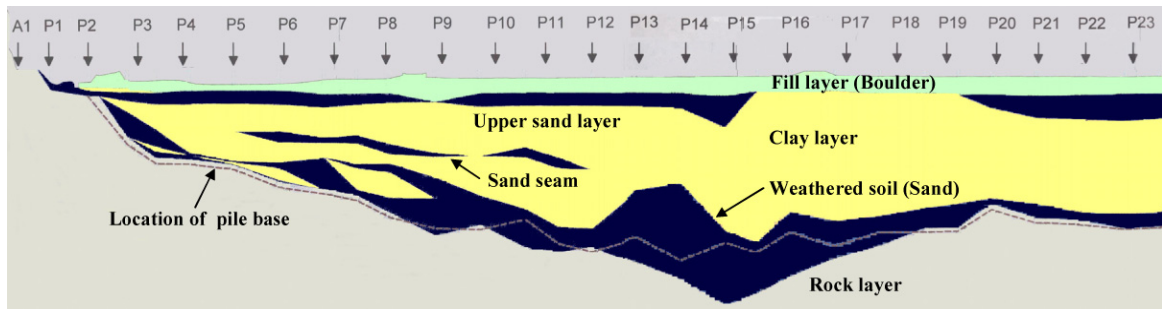


그림 1. 지반조사 및 교각 위치

1.1 P16 지점의 지반 특성

그림 2는 P16 지점에서 1990년-2001년까지 수행된 기존의 지반 조사 결과를 나타낸 것이다. 표준관 입시험 결과에서는 각 시기별 조사 결과가 거의 비슷한 것으로 나타났지만, 표준압밀시험으로 구한 점성토의 압축지수(Cc)는 0.28~0.91로 지반조사 시기에 따라 다소 분산이 크게 나타났으며, 1993년과 1996년에 시험하여 구한 압밀계수는 2001년에 시험하여 구한 압밀계수에 비해 상당히 큰 값을 나타내고 있다. 점성토층의 자연함수비, 액성한계, 소성지수는 각각 33-56%, 36-59%, 17-35% 정도로 통일 분류법상 CL 또는 CH로 분류된다.

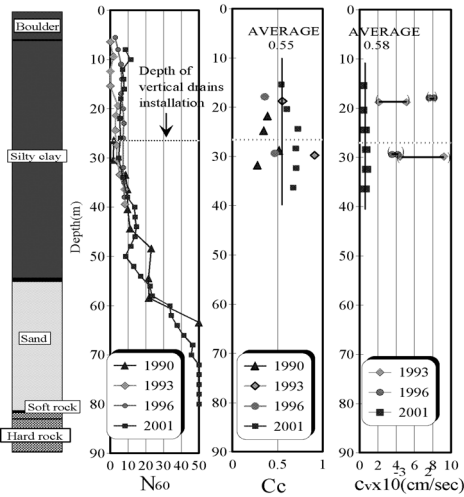


그림 2. P16 위치의 지층구성, SPT N값, 압축지수, 압밀계수

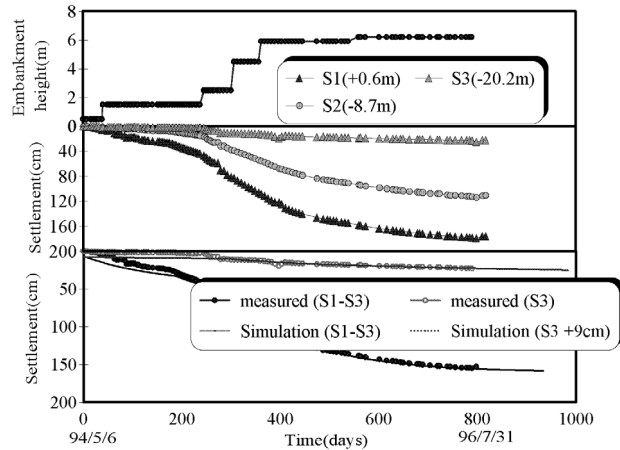


그림 3. P16 위치에서의 성토이력, 층별침하량, 층별 Simulation 결과

그림 3은 P16에 설치된 층별침하계에서 얻은 압밀침하량 계측 결과를 나타낸 것이다. P16위치에서는 성토에 의해 발생한 압밀침하를 1994년 5월 6일부터 1996년 7월 31일까지 계측하였는데, 이 계측결과를 이용하여 현재 지반상태를 평가하였다. 층별침하계는 G.L.+0.6m(S1), G.L.-8.7m(S2) 그리고 G.L.-20.2m(S3)에 각각 설치되었는데, 연직배수재가 설치되어 있는 상부점성토층(S1-S3)의 압밀침하량과 무처리 지반인 하부 점성토층(S3)의 압밀침하량을 분리하여 각 층의 최종침하량과 현재압밀도를 산정하였다.

연직배수재가 설치된 상부 점성토층의 최종침하량 추정방법으로는 Barron (1948)의 1차원 횡방향압밀 이론으로 산정한 침하곡선을 시행착오법으로 실제 침하곡선(S1-S3)과 가장 근접한 곡선을 구하여 최종침하량을 산정하는 Simulation법을 이용하였다. Simulation법으로 침하계측 종료일인 1996년 7월 31일에 대한 압밀도를 평가한 결과 96.6%로 나타났으며, 현재(2002년 9월 30일)에 대한 추정압밀도는 99.9%로 상부 점성토층의 압밀은 모두 완료된 것으로 판단된다. 또한 Simulation법으로 역산한 압축

지수는 $C_c = 0.48$ 이며, 압밀계수 $c_v = c_h = 0.6 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ 로 산정되었다.

연직배수재가 설치된 상부 20m를 제외한 하부 점성토 지반은 무처리 지반으로 압밀침하가 상부보다 상대적으로 느린 속도로 진행 중에 있다. 하부 점성토층의 경우에도 상부 점성토의 경우와 마찬가지로 Simulation법을 이용하여 최종침하량을 예측하였는데, 무처리 지반인 하부 점성토의 경우에는 Terzaghi의 1차원 압밀이론을 근거로 한 이론 압밀곡선을 이용하여 최종 침하량을 예측하였다.

상부 점성토층의 경우와 마찬가지로 하부 점성토층을 압밀층으로 간주하고 하부점성토 지반의 압밀정수를 역산하였다. 하부 점성토층의 배수조건은 모두 양면배수로 간주하였다.

그림 3에 나타난 결과와 같이 Simulation 방법을 이용해서는 상부 점성토층의 침하 양상과는 달리 무처리 층의 침하 양상을 정확하게 모사할 수는 없었다. 특히, 성토 후 200~300일 경과시에 발생한 급속한 압밀 침하 양상은 성토 이력만으로는 예측이 불가하였다. 그러나 300일 이후에 발생한 압밀 침하량만을 대상으로 하부 점성토의 압밀정수를 역산한 결과 압축지수 C_c 는 상부 점성토와 같은 0.48, 압밀계수 $c_v = 2 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ 가 산정되었다. Simulation방법을 이용하여 침하계측 종료일인 1996년 7월 31일에 대한 압밀도는 29.9%, 현재 (2002년 9월 30일)에 대한 추정압밀도는 50.8%로 평가되었다. 역해석을 통해 얻은 P16 지점의 지표값들은 향후 다른 위치에서의 압밀변수의 결정에 참고값으로 사용되었다.

2. 잔류 압밀침하량

1.1 절에서 수행한 P16 지점의 지반상태 및 평균압밀도 평가 결과에 기초하여 교량기초 말뚝 설치 위치의 대표단면에서의 잔류압밀침하량을 산정하였다. 각 대표 단면들은 4가지 지층 및 시공 조건에 대한 것으로, 점토층 내에 중간 모래층이 존재하는 경우 (P8), 매립층과 모래층이 점토 상부에 존재하는 경우 (P10), 매립층과 연약점토층이 두껍고 말뚝 지지층이 풍화토 내에 있는 경우 (P17), 그리고 매립층과 모래층이 상부에 두껍게 존재하는 경우 (P22)에 대한 잔류압밀침하량을 산정하였다. 모든 대표 단면에서 연직배수재가 설치되어 있는 상부 점성토는 압밀도가 99.9%에 도달한 것으로 가정하고 하부 점성토에 대한 잔류압밀침하량만을 산정하였다.

2.1 P8 위치의 잔류압밀침하량

P8 위치의 점성토층 자연함수비, 액성한계, 소성지수는 각각 53.5%, 77.4%, 49.7%이다. 하부 점성토층의 압밀계수 평균값은 $1.54 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ 이며, 압축지수는 0.74이다. P8 위치에서는 하부 점성토 지반내의 모래층이 배수 기능이 있는 경우로 가정한 양면배수조건으로 해석하였다. 하부 점성토 지반을 그림 4에서 나타낸 것처럼 중간모래층 상부 점토(1), 하부점토(2)로 각각 구분하여 심도별 잔류침하를 산정하였으며 그 결과, 하부 점성토의 총 잔류압밀침하량은 48.9cm로 산정되었으며, 현재 (2002년 9월 30일) 기준으로 추후 발생하게 될 잔류압밀침하량은 0.2cm로 계산되어 P8 위치에서는 성토로 인한 압밀침하가 거의 완료된 것으로 판단되었다.

2.2 P10 위치의 잔류압밀침하량

P10 위치는 그림 5에 나타낸 것과 같이 매립층과 모래층이 점토 상부에 존재하는 경우이다. 연직배수재가 설치되어 있는 상부점성토층의 자연함수비는 48-52%, 액성한계는 75-83% 그리고 소성지수는 47-52%로 통일분류법상 CH로 분류된 반면, 무처리 지반인 하부점성토층의 자연함수비는 34-43%, 액성한계는 36-52% 그리고 소성지수는 12-29%로 통일분류법상 CL로 분류되었다. 하부 점성토층 압밀계수의 평균값은 $3.26 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$, 평균압축지수는 0.29로 상부 점성토의 압밀계수보다 크며, 상부 점성토의 압축지수에 비해 작은 값을 나타내고 있다. 하부 점성토의 배수조건은 양면배수로 가정하였다. 그림 5에 나타낸 결과와 같이 P10 위치에서 하부 점성토의 총 잔류압밀침하량은 33.6cm, 현재(2002년 9월 30일) 기준으로 추후 발생하게 될 잔류압밀침하량은 10.6cm로 현재 압밀도는 68.4%로 평가되었다.

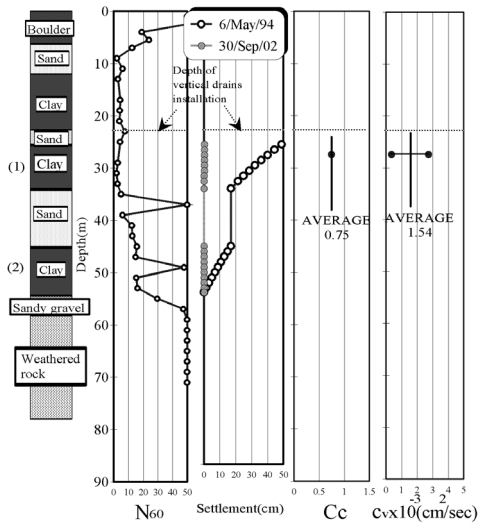


그림 4. P8 위치의 지층구성, SPT N값, 잔류침하량, 압축지수, 그리고 압밀계수

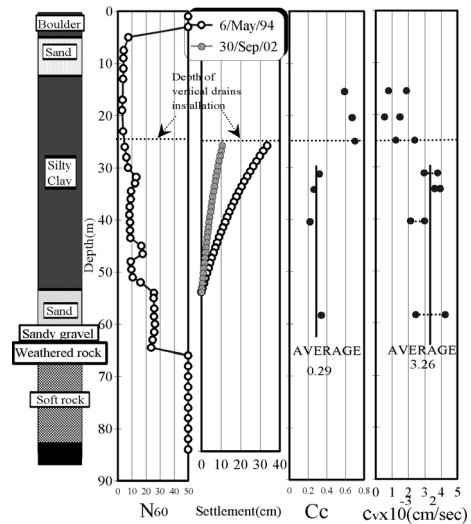


그림 5. P10 위치의 지층구성, SPT N값, 잔류침하량, 압축지수, 그리고 압밀계수

2.3 P17 위치의 잔류압밀침하량

P17 위치는 매립층과 연약점토층이 두껍고 말뚝 지지층이 풍화토 내에 있는 경우로 잔류압밀침하량이 발생하는 하부 점성토층은 표준관입시험결과에서 나타나 있듯이 상하부로 구분된다. 상부 점성토층(1)의 자연함수비는 56-62%, 액성한계는 86-92% 그리고 소성지수는 53-59%로 나타났으며 하부 점성토층(2)의 자연함수비는 40-54%, 액성한계는 68-77% 그리고 소성지수는 40-54%로 점토 상하부의 기본물성치가 차이를 나타내고 있음을 알 수 있다. 이는 압밀정수 경우에도 마찬가지인데, 그림 6에 나타나 있듯이 상부(1) 압밀계수의 평균값은 $0.45 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$, 평균압축지수는 0.97이며, 하부(2) 압밀계수의 평균값은 $3.25 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$, 평균압축지수는 0.71로 나타났다. P17 위치에서 하부 점성토층의 잔류압밀침하량은 하부 점성토층을 각각 (1), (2)로 구분하고 각각의 평균 압밀정수를 적용하여 해석하였다. 배수조건은 (1)층과 (2)층 모두 일면배수조건으로 가정하였다. 그 결과 총잔류압밀침하량은 102.6cm로 산정되었으며, 현재 (2002년 9월 30일) 기준으로 추후 발생하게 될 잔류압밀침하량은 60.6cm였다. (1)층과 (2)층의 현재 압밀도는 각각 31.0%, 54.5%로 산정되었다.

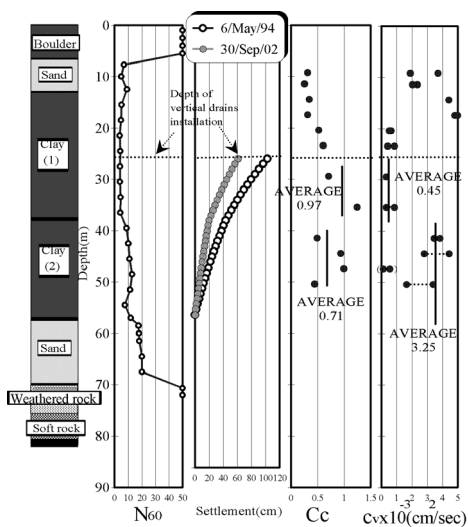


그림 6. P17 위치의 지층구성, SPT N값, 잔류침하량, 압축지수, 그리고 압밀계수

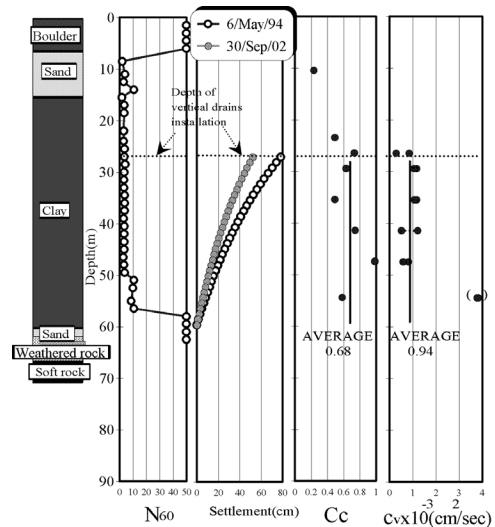


그림 7. P22 위치의 지층구성, SPT N값, 잔류침하량, 압축지수, 그리고 압밀계수

2.4 P22 위치의 잔류압밀침하량

P22 위치는 매립층과 모래층이 상부에 두껍게 존재하는 경우로 하부 점성토의 자연함수비는 35-64%, 액성한계는 42-91% 그리고 소성지수는 20-58%로 대부분 통일분류법상 CH로 나타났다. 하부 점성토층 압밀계수의 평균값은 $0.94 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ 이며, 평균압축지수는 0.68이다 그림 7에 나타난 잔류압밀침하량 결과에서처럼 P22 위치의 총 잔류압밀침하량은 78.6cm로 산정되었으며, 현재 (2002년 9월 30일) 기준으로 추후 발생하게 될 잔류압밀침하량은 52.2cm로 현재압밀도는 33.6%로 평가되었다.

3. 말뚝 변위 및 중립점 산정

교각 기초는 직경 800 mm($t=15\text{mm}$)의 강관말뚝 20본이 4×5 배치의 군말뚝 형태로($\text{CTC} = 2.0 \text{ m}$), 푸팅치수는 $8.0 \text{ m} \times 10.0 \text{ m}$ ($t=2.5\text{m}$)로 설계되었다. 교각당 작용하중은 사하중 1,791 ton, 활하중 563.5 ton 이며, 교축·교직방향으로 교각에 작용하는 모멘트를 고려하여 말뚝 한 본이 받는 하중을 계산한 결과는 표 1과 같다.

표 1. 말뚝 한 본이 받는 하중 (tons)

	교축방향		교직방향		평균
	Max.	Min.	Max.	Min.	
사하중	117.2	62.5	100.7	79.1	89.9
활하중+사하중	148.2	98.9	170.6	65.4	118.0

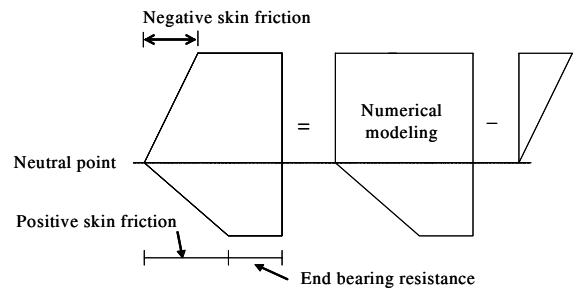


그림 8. 수치해석 모델의 단순화

말뚝의 깊이에 따른 변위를 산정하는 대표적 방법은 하중전이함수법(Coyle and Reese, 1966), Mindlin(1936)의 식에 기초한 탄성해법, 그리고 수치해석적 방법을 들 수 있다. 본 연구에서는 하중전이함수법과 수치해석적 방법을 이용하여 말뚝의 깊이에 따른 변위를 산정하였다.

부마찰력을 받는 말뚝에 적용 가능하도록 기존의 하중전이 함수법을 수정하였다. 즉, 주면하중전이함수($f-w$ 곡선)으로부터 주면하중을 추정하기 위하여 말뚝과 지반간의 상대변위를 대입하였으며, 부주면마찰력과 정주면마찰력의 크기 및 하중전이 함수의 모양을 동일하다고 가정하였다. 하중전이함수법을 이용해 말뚝의 변위를 구하기 위해 필요한 주면/선단 하중-전이 함수는 여러 학자들에 의해 다양한 모양으로 제안되어 왔다. 본 연구에서는 지반조건에 관계없이, 가장 간단한 형태인 탄성-완전 소성 곡선을 사용하였으며, 이 때 주면마찰력이 최대로 발휘되기 위한 변위는 1 cm, 선단지지력이 최대로 발휘되기 위한 변위는 말뚝 직경의 8 % 로 가정하였다(vesic, 1977).

수정하중전이함수법과 함께, 범용 유한차분해석 프로그램인 FLAC 2D(Ver.3.30) 를 이용하여 깊이에 따른 말뚝의 변위를 산정해 보고자 하였다. 말뚝과 지반은 축대칭으로 모델링하였으며, 말뚝은 탄성모델, 지반은 Mohr-Coulomb 파괴규준을 따르는 탄소성 모델을 사용하였다. 말뚝과 지반간의 미끄러짐을 모사하기 위해 경계면에 탄소성 스프링요소를 사용하였다. 위의 방법은 실제 말뚝의 거동을 합리적으로 모사할 수 있음이 검증된 바 있다(Kwon 등. 1999). 지반의 압밀침하와 말뚝의 하중전이 기구를 동시에 모델링하기는 매우 복잡하므로, 부마찰력을 받는 말뚝의 거동을 그림 8과 같이 단순화하여 해석하였다.

그림 8에 나타난 바와 같이, 먼저 초기 중립점을 가정하고, 중립점 위쪽으로는 주면마찰력이 발현되지 않도록 중립점 상부 접합면요소의 강성을 매우 작게 입력한다. 다음으로 예상되는 부마찰력의 크기만큼 두부에 작용하는 하중을 증가시킨다. 수치해석 결과 말뚝 변위에서 그림 8의 삼각형 형상의 하중으로 인한 탄성 압축량을 감하면 말뚝의 변위를 얻을 수 있다. 위와 같은 방법으로 계산한 말뚝의 깊이별 변위와 2절에서 계산된 지반침하량의 비교를 통해 새로운 중립점을 산정하며, 중립점의 위치가 수렴할 때

까지 반복계산을 수행한다.

그림 9 ~ 그림 12에 상기의 두 가지 방법으로 구한 해석대상 말뚝의 변위 및 축력을 도시하였으며, 표 2에 중립점 위치와 최대축력을 정리하였다.

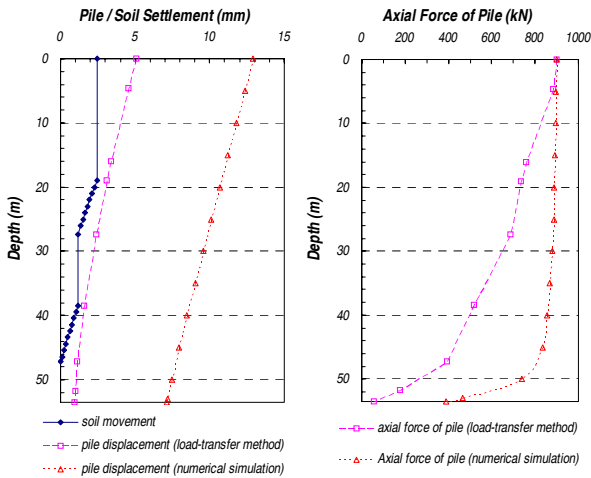


그림 9. 말뚝 변위 및 축력 분포(Pier No. 8)

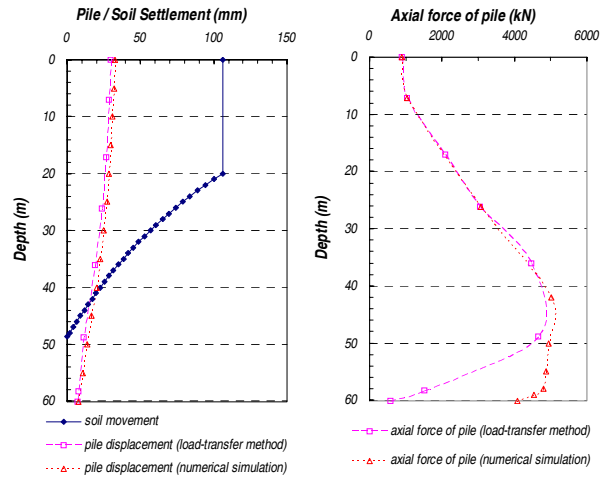


그림 10. 말뚝 변위 및 축력 분포(Pier No. 10)

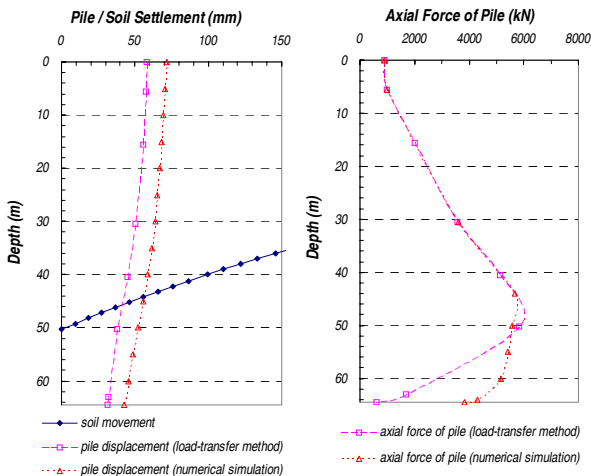


그림 11. 말뚝 변위 및 축력 분포(Pier No. 17)

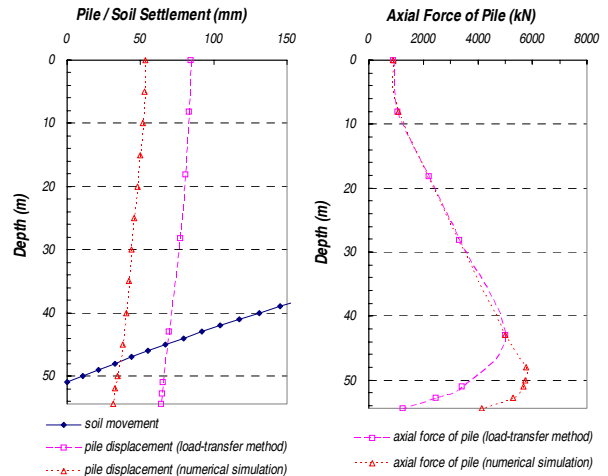


그림 12. 말뚝 변위 및 축력 분포(Pier No. 22)

표 2. 해석 단면별 중립점 심도 및 최대 말뚝 축하중

	중립점 심도 (m)			최대 말뚝 축하중 (tons)		
	f-w method	Numerical	Average	f-w method	Numerical	Average
Pier No. 8	-	-	-	89.9	89.9	89.9
Pier No. 10	42.6(85.1 %)	41.0(81.3 %)	41.8(83.2 %)	465.0	501.4	483.2
Pier No. 17	45.7(89.7 %)	44.2(86.4 %)	45.0(88.1 %)	582.7	568.8	575.8
Pier No. 22	45.0(86.0 %)	47.7(92.3 %)	46.4(89.2 %)	499.9	577.5	538.7

※ ()은 점토층에서 부마찰력이 작용하는 두께 (%)

Pier No.8 말뚝 해석 결과, 말뚝의 변위가 지반침하량에 비해 커 부마찰력이 작용하지 않는 것으로 나타났다. 이는 점토층 내의 모래층이 배수층으로 작용하여 잔류 침하량이 매우 적기 때문으로 판단된다. Pier No.10 ~ Pier No.22 말뚝은 모두 부마찰력을 받는 것으로 나타났으며, 중립점의 위치는 점토

층 하부 81.3 ~ 92.3 % 에 위치하였다. 말뚝의 최대 축하중은 중립점 근처에서 발생하며, 465.0 ~ 582.7 tons 정도였다. 이는 두부에 작용하는 사하중(89.9 tons)에 비해 5~ 7배 정도의 큰 값이다. 대상 말뚝 부재의 설계 항복하중은 708 tons 으로, 부재의 축방향 압축응력에 대한 안전율 1.2를 적용한 허용 하중은 590 tons 이다.

4. 말뚝의 허용지지력

부마찰력을 받는 말뚝의 허용 지지력은 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$Q_u = \frac{1}{3}(Q_u' - W_s' - Q_{nf}) + W_s' - W \quad (1)$$

이 때, Q_u' 는 중립점 하부의 정주면마찰력과 선단지지력의 합이며, Q_{nf} 는 중립점 상부의 부주면마찰력, W_s' 는 중립점 하부의 말뚝 타입에 의해 치환되는 흙의 유효중량, W 는 말뚝의 중량을 나타낸다. 부마찰력의 크기는 단말뚝의 경우 일반적으로 정마찰력의 크기와 비슷하지만, 무리말뚝으로 시공되는 경우 말뚝 한 본이 받는 부마찰력의 크기는 단말뚝의 경우보다 감소하는 것으로 알려져 있다. 따라서 본 연구에서는 무리말뚝효과를 고려한 식(2)를 이용하여 부마찰력을 산정하였다.

$$Q_{nf} = \frac{U_G \sum l_i f_i + A_G \gamma l_e}{n} \quad (2)$$

여기서 U_G 는 무리말뚝 둘레의 길이, A_G 는 말뚝면적을 제외한 무리말뚝 바닥면적, l_i 와 f_i 는 각각 i 번째 지반의 두께 및 부마찰력, γ 는 흙의 단위중량, l_e 는 말뚝에서 부마찰력을 받는 길이, 그리고 n 은 말뚝의 개수를 나타낸다(그림 13 참조).

식 (2)는 균말뚝 기초의 내부 말뚝에 작용하는 부마찰력이 가상 케이스 내부의 흙의 중량보다 클 수 없다는 가정과, 균말뚝 효과에 의해 부주면마찰력이 감소하는 경우에도 외부 말뚝에는 단말뚝의 크기와 같은 정도의 부마찰력이 작용할 수 있다는 연구결과에서 도출된 것이다. 총 부마찰력의 크기는 개개의 말뚝에 동일하게 분배된다고 가정한다.

식 (1) 및 식 (2)를 이용하여 말뚝의 지지력에 대한 안정성 평가를 수행한 결과를 표 3에 정리하였다. 지지력 산정을 위한 중립점 심도는 하중전이 분석 방법과 수치해석에서 구한 값의 평균값(표 2 참조)을 사용하였다.

표 3. S.L 코팅 적용/미적용에 따른 말뚝의 허용지지력

	허용지지력(tons)			
	Slip layer coating 미적용		Slip layer coating 적용	
Pier No. 8	341.6	O.K	-	-
Pier No. 10	243.1	O.K	309.1	O.K
Pier No. 17	102.2	N.G	184.0	O.K
Pier No. 22	9.4	N.G	89.0	N.G

※ 말뚝에 작용하는 최대 하중은 170.6 tons(표 1 참조)

안정성 검토 결과 지반 침하량이 작아 부마찰력을 받지 않는 Pier No.8 말뚝과 선단이 연암에 안치되어 선단지지력이 큰 Pier No.10 말뚝은 지지력에 대해 안정한 것으로 나타났으나, 부마찰력을 받는 점토층의 두께가 다른 말뚝에 비해 큰 Pier No.17 말뚝과 지지층이 얇은 Pier No.22 말뚝 허용지지력은 설계하중에 못미치는 값을 보였다.

이에 대한 대책 공법으로 교각기초의 외곽 말뚝에 Slip layer 코팅을 적용하여 부마찰력을 감소시키는 방안을 추천하였다(그림 14).

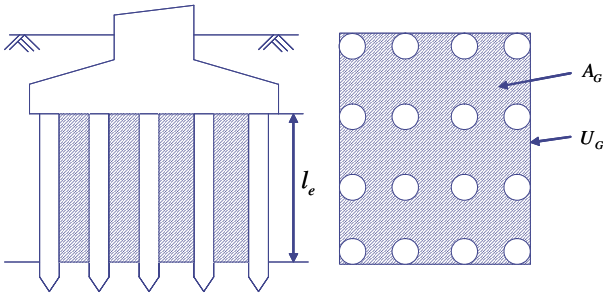


그림 13. 부마찰력을 고려한 무리말뚝의 설계

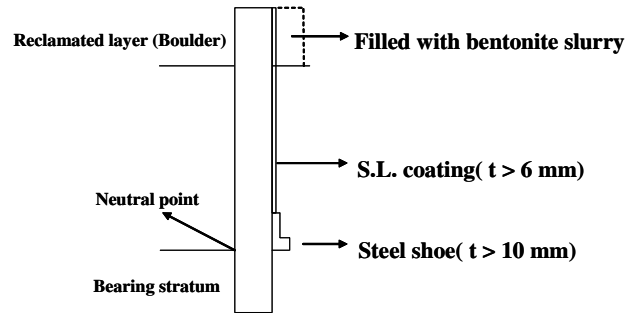


그림 14. schematic diagram of slip layer(SL) pile

SL pile은 부마찰력이 가장 크게 걸릴 것으로 예상되는 외곽 말뚝에 시공하며, 상부 모래/자갈층을 통과할 때 S.L. coating의 손상 방지를 위해 그림과 같이 shoe를 설치하는 것이 바람직할 것으로 판단되었다. S.L. pile 적용 후 말뚝의 부마찰력이 미적용시의 20% 정도로 감소한다고 가정하고(식 2에서 f 대신 $0.2 \times f$ 입력) 안정성 재검토를 수행한 결과를 표 3에 함께 요약하였다.

지지력 재검토 결과 Pier No. 22 말뚝은 지지층이 다른 말뚝에 비해 현저히 짧아 부마찰력 감소 공법을 적용하더라도 불안정할 것으로 생각되었다. 따라서, SL coating 적용에 추가로 지지력 확보를 위해 지지층으로의 말뚝 근입깊이를 늘려 지지력을 확보해야 할 것으로 판단되었다.

6. 요약

연약지반상에 시공되는 말뚝기초 설계의 적합성 평가를 위해, 먼저 연약지반의 잔류침하량을 평가하였다. 다음으로 말뚝의 깊이에 따른 변위를 지반의 압밀침하를 고려할 수 있도록 수정된 하중전이함수 법과 수치해석적 방법을 이용하여 계산하였다. 말뚝과 지반의 변위를 비교하여 주변마찰력이 0이 되는 중립점을 산정하고 말뚝에 가해지는 부마찰력을 추정하였다. 이와 같은 방법으로 말뚝의 지지력에 대한 안정성 평가를 수행하였다.

그 결과, 상대적으로 압밀층이 두꺼운 지반에 시공된 Pier No.17 말뚝과, 지지층에의 말뚝근입깊이가 비교적 얇은 Pier No. 22 말뚝이 지지력에 대해 불안정한 것으로 나타났다. 따라서, 군말뚝 기초의 외곽 말뚝에 SL coating을 적용하여 부마찰력을 감소시키고, 지지층으로의 말뚝 근입깊이를 늘려 말뚝의 지지력을 증가시키는 등의 대책방안을 제안하였다.

참고문헌

1. Barron, R. A. (1948), "Consolidation of fine-grained soils by drain wells", *Transaction, ASCE*, Vol.113, pp.718-754.
2. Coyle, H. H. & Reese, L. C. (1966), "Load transfer for axially loaded piles in clay", *J.S.M.F.D.*, ASCE, vol.93, SM6, pp.261-278.
3. Kwon, Oh Sung, Kim, Jung Hwan, Jeon, Kyong Soo, Kim, Myoung Mo (1999), "Numerical predictions of the load-displacement curves of rock socketed concrete piles", *Journal of the Korean Geotechnical Society.*, Vol 15, No 3.
4. Vesic, A. S. (1977), *Design of pile foundations*, N.C.H.R.P. Synthesis of Highway Practice 42, pp.22-26.