

## 현장타설말뚝 선단부의 위치에 따른 극한지지력 변화

### Changes in Ultimate Bearing Capacity according to the Position of the End of the Drilled Shaft

최동노<sup>1</sup>, 박경호<sup>2</sup>, 김채민<sup>3</sup>, 김태형<sup>4\*</sup>

Dong-Lo Choi<sup>1</sup>, Kyeong-Ho Park<sup>2</sup>, Chae-Min Kim<sup>3</sup>, Tae-Hyung Kim<sup>4\*</sup>

<sup>1</sup>Non-Member, Ph.D. Candidate, Korea Maritime and Ocean Univ., 727 Taejeong-ro, Yeongdo-gu, Busan 49112, Republic of Korea

<sup>2</sup>Non-Member, Director, Lotte E&C, 50-2 Jamwon-dong, Seocho-gu, Seoul 06515, Republic of Korea

<sup>3</sup>Member, Instructor, Dept. of Civil Engrg., Kyungsoong Univ., 309 Suyeong-ro, Nam-gu, Busan 48434, Republic of Korea

<sup>4</sup>Member, Professor, Dept. of Civil Engrg., Korea Maritime and Ocean Univ., 727 Taejeong-ro, Yeongdo-gu, Busan 49112, Republic of Korea

#### ABSTRACT

This study was conducted to find out the rational and appropriate design of drilled shaft. In other words, in order to find out the variation of ultimate bearing capacity according to the change in the support layer of drilled shaft, back analysis was performed using the bi-directional pile load test performed on drilled shaft. Based on the back-analyzed data, numerical analysis of the pile head load was performed, and the ultimate bearing capacity in the target ground was evaluated using the Davisson method. As a result of numerical analysis of one case where the end of the pile was seated on the top of the weathered rock layer, and three cases where the end of the pile was embedded at different locations in the weathered soil, it was found that sufficient ultimate bearing capacity was secured in all cases. In other words, the case where the end of the pile is seated on the top of the weathered rock layer, not embedded the weathered rock, and the drilled shaft embedded into the weathered soil also have sufficient bearing capacity, so it can be used as a support layer for drilled shaft.

#### 요 지

본 연구는 현장타설말뚝의 합리적인 적정설계를 알아보기 위하여 수행하였다. 즉, 현장타설말뚝의 지지층 변경에 따른 극한지지력변화를 알아보기 위하여 현장타설말뚝에 대해 실시된 양방향 말뚝재하시험을 이용하여 역해석을 수행하였다. 역해석된 자료를 바탕으로 두부재하하중에 대한 수치해석을 진행하여 대상 지반에서의 극한지지력을 Davisson 판정법으로 평가하였다. 말뚝 단부가 풍화암층 상단에 안착된 1개의 경우와 풍화토 내 서로 다른 위치에 근입된 3개의 경우에 대한 수치해석 결과, 모든 경우에서 충분한 극한지지력을 확보하는 것으로 나타났다. 즉 말뚝의 단부가 풍화암 근입이 아닌 풍화암층 상단에 안착된 경우와 풍화토 내에 근입된 현장타설말뚝도 충분한 지지력을 가지고 있어 현장타설말뚝의 지지층으로 활용할 수 있음을 알 수 있다.

**Keywords** : Drilled shaft, Ultimate bearing capacity, Bi-directional pile load test, Davisson method, Weathered soil

## 1. 서 론

말뚝의 지지층은 기초로부터 전달된 하중을 충분하게

지지할 수 있는 지반을 말한다. 이것은 구조물의 중요도나 기초에 작용하는 하중 규모에 따라 달라질 수 있는 상대적인 개념이다. 국내에서 설계되는 현장타설말뚝은 대부분 풍화암 이상 강도의 암반층만을 지지층으로 보고 있어, 말뚝을 풍화암층에 근입하여 시공하고 있는 실정이다. 국내에서는 2000년대 이후 풍화암에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 연구가 많이 진행되었다(Kim et al., 2003; Kwon

Received 19 Jul. 2022, Revised 6 Sep. 2022, Accepted 15 Sep. 2022

\*Corresponding author

Tel: +82-51-410-4465; Fax: + 82-51-410-4460,

E-mail address: kth67399@kmou.ac.kr (T.-H. Kim)

et al., 2005; Chun et al., 2006; Seol, 2008; Seol et al., 2008; Jung, 2010). 국외에서도 현장타설말뚝의 지지력 산정에 대한 연구는 주로 암반에 근입된 말뚝에 대하여 많은 연구가 진행되었다(Cater and Kulhawy, 1988; Kulhawy and Phoon, 1993; Zhang and Einstein, 1998).

암반층에 근입된 현장타설말뚝에 대한 많은 사례와 달리, 근래에 동남아시아의 경우 양질의 지지층에 현장타설말뚝을 근입하여 시공하는 사례가 보고되고 있다. 동남아시아의 경우 암반층이 깊이 분포되어 있어 말뚝을 암반에 근입하여 시공하면 비용이 과다하게 발생하여 모래층에 근입하는 말뚝을 시공하고 있다. 그리고 이와 같이 단단한 모래층에 지지된 현장타설말뚝에 대한 설계, 시험도 진행되어 모래층에 근입된 현장타설말뚝의 지지력에 대한 연구가 수행되었다(Ahmadi and Jazebi, 2018).

KCSE and KBDERC(2008)에서도 다양한 지층을 말뚝 지지층으로 보고 있다. 점성토층은 대략 N값이 20 이상이면 지지층이 될 수 있으며, 모래층과 자갈모래층은 N값이 30 이상이면 양질의 지지층으로 볼 수 있다.  $N > 50$  인 풍화대 지반(풍화토지반 및 풍화암지반)은 풍화도에 따라 지반공학적 특성이 다양하게 나타날 수 있으나 지지층으로서 충분한 역할을 할 수 있다고 언급하였다. 하지만 국내에서는 아직까지 풍화암에 안착된 또는 풍화토에 근입된 현장타설말뚝의 설계가 진행된 경우는 많지가 않다. 1999년 개정된 도로교 표준시방서에 따르면 양질의 지지층으로 연암뿐 아니라 풍화암, 풍화토 그리고 사력층을 양질의 지지층에 추가하였지만(Choi, 1999), 여전히 실제 적용에는 한계가 있는 것으로 알려져있다. Hong et al.(2005)은 현장타설말뚝에 대한 정재하시험과 하중전이시험으로 연암층 심도가 깊고, 상부에 모래자갈층이나 자갈층 같은 양질의 지지층이 존재할 경우는 각 지지층에 대한 마찰저항 특성을 적극적으로 고려한 설계법이 필요하다고 하였다.

따라서 본 연구에서는 풍화암에 안착된 또는 풍화토에 근입된 현장타설말뚝의 지지력에 대한 연구를 수행하였다. 연구를 위해 먼저 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 시험 사례에 대해 수치해석을 통하여 역해석을 실시하고, 그 결과를 이용하여 말뚝의 근입깊이를 다양하게 설정하여 풍화암 안착된 경우와 풍화토에 근입된 현장타설말뚝의 지지력에 대한 평가를 수행하였다.

## 2. 대상현장의 지반조건 및 말뚝제원

연구대상은 OO 재개발사업 연결교량(1단계) 건설공사 현장

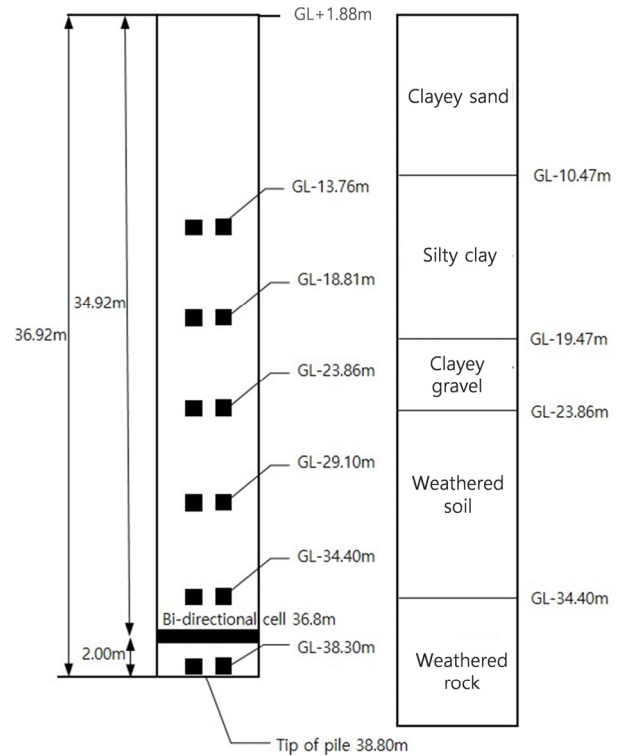


Fig. 1. Ground depth and soil layer of test pile with sensor installation

Table 1. Specification of drilled shafts materials

Item	Specification	Note
Concrete design strength ( $f_{ck}$ )	24MPa	
Concrete unit weight ( $\gamma_c$ )	25kN/m <sup>3</sup>	Reinforced concrete
Concrete elastic modulus ( $E_c$ )	25,811MPa	$8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}}, f_{cu} = f_{ck} + 4$
Rebar type	H-bar	

이다. 적용된 현장타설말뚝은 직경 1,200mm이다(Busan Port Authority, 2018). 설계된 현장타설말뚝의 총 길이는 36.92m이고 말뚝 소켓부와 본체부 직경이 1,200mm이다. 지반은 지표면으로부터 점토질모래, 실트질점토, 점토질자갈, 풍화토, 풍화암 순으로 분포하는 것으로 조사되었다(Fig. 1). 말뚝재료의 제원은 Table 1과 같다.

## 3. 설계적용 극한연직지지력 산정

한계상태설계법을 적용하여 설계지지력을 결정하기 위해 말뚝 소켓부와 본체부에 해당하는 말뚝의 연직지지력을 도로교설계기준해설(Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 2016)를 참조하여 산정하였다.

선단부가 풍화암에 근입되어 있어 선단지지력의 산정은  $N_{60}$ 값이 50보다 큰 지층으로 간주하여 식 (1)을 통해 산정하였다. 식 (1)을 통해 산정한 단위 극한선단지지력은 2.88MPa이다. 유효단면적( $A_p = 1.131m^2$ )을 곱한 극한선단지지력은 3.252MN이다.

$$q_p = 0.59N_{60}(P_a/\sigma'_v)^{0.8}\sigma'_v \quad (1)$$

여기서,  $q_p$  = 선단지지력(MPa)

$\sigma'_v$  = 대상층 중간에서 연직유효응력(MPa)

$P_a$  = 대기압

$N_{60}$  = 시험결과와 상관없이 상한값을 100으로 함

점토질모래, 점토질자갈, 풍화토의 주면마찰력은  $\beta$ 방법에 의한 공칭지지력을 이용해 산정하였다(FHWA, 1999). 산정된 점토질모래, 점토질자갈, 풍화토의 극한주면마찰력은 각각 0.395MN, 0.253MN, 2.118MN이다. 점성토의 주면마찰력은  $\alpha$ 방법에 의한 공칭지지력을 이용해 산정하였다(FHWA, 1999). 산정된 점성토의 극한주면마찰력은 1.060MN이다.

현장타설말뚝의 선단부가 소켓된 풍화암의 주면마찰력은 FHWA(1999)의 점성이 없는 IGM지반의 공칭지지력( $q_s$ ) 산정식을 통해 산정하였다(식 (2)). 산정된 풍화암의 극한주면마찰력은 2.309MN 이다.

$$q_s = \sigma'_{vi}K_{0i}\tan\phi'_i \quad (2)$$

여기서,  $\sigma'_{vi}$ =대상층 중간에서 연직유효응력(MPa)

$K_{0i}$ =대상층 설계 토압계수

$$\{K_{0i} = (1 - \sin\phi'_i) [0.2P_a N_{60i} / \sigma'_{vi}]^{\sin\phi'_i}$$

$\phi'_i$ =대상층 설계 내부마찰각

$$\{\phi'_i = \tan^{-1} [N_{60i} / (12.3 + 20.3(\sigma'_{vi} / P_a))]^{0.34}$$

Table 2. Design ultimate vertical bearing capacity

Item	Bearing capacity	
Skin friction	Clayey sand	0.395MN
	Silty clay	1.060MN
	Clayey gravel	0.253MN
	Weathered soil	2.118MN
	Weathered rock	2.309MN
End bearing	Weathered rock	3.252MN

계산된 말뚝 축방향 설계극한연직지지력은 Table 2와 같다. 설계에 적용시에는 Table 2의 값에 안전율 3을 적용한다. 본 사례의 현장타설말뚝 말뚝 반력은 2.076MN이었다. 이는 현재 산정된 극한지지력 9.387MN의 22% 수준이다. 극한지지력에 안전율 3을 적용하여 사용하는 허용지지력보다 낮은 수준으로 과설계된 것으로 판단된다. 이는 현재 설계에서 풍화암 이상의 암반에 근입시키는 설계자들의 인식 때문인 것으로 생각된다.

## 4. 양방향 말뚝재하시험 및 역해석

### 4.1 양방향 말뚝재하시험

현장타설말뚝 시공 후 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험은 말뚝의 지반공학적 특성 자료 획득과 시공된 현장타설말뚝의 지지력을 확인하기 위한 목적으로 실시한다. 시험말뚝에 사용된 양방향 말뚝재하시험 장치는 사용용량이 3MN인 실린더 2개로 구성되어있으며, 변위 측정용 강봉(telltale)을 상판에 2개, 하판에 2개씩 설치하여 지표면까지 연장하고 강봉 상부에 각각의 변위계를 설치하였다. 하중전이 시험 확인을 위한 센서의 설치위치는 말뚝선단에서부터 0.50m, 4.40m, 9.70m, 14.94m, 20.00m, 25.04m에 각각 설치하였다(Fig. 1).

양방향 말뚝재하시험에서는 KS F 7003에서 규정하고 있는 표준재하시험방법으로 실시하였다. 설계하중(말뚝반력=2.5MN)의 200%를 양방향으로 재하하는 KS F 7003의 규정에 따라 양방향으로 각각 4.50MN의 최대재하중을 계획하였다.

Fig. 2는 양방향말뚝재하시험 결과로 상향하중과 하향

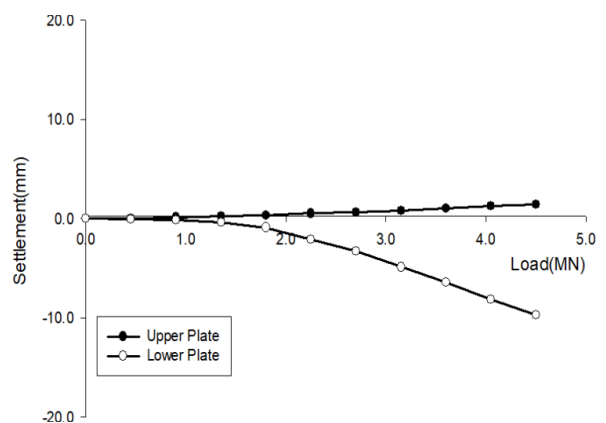


Fig. 2. Upward and downward load-settlement curve by bi-directional pile load test

하중에 의한 하중-침하곡선이다. 하향하중에 의한 하향하중-침하곡선은 약 1.80MN 이후 침하량이 증가하여 최대 재하하중에서 9.71mm라는 작은 변위만 발생하였다. 양방향말뚝재하시험의 상향과 하향의 하중으로 지반의 항복 및 극한지지력은 확인할 수 없다.

## 4.2 하중전이 분석

양방향말뚝재하시험은 일반적으로 장치상부의 주면마찰력과 장치하부의 지지력(선단지지력 또는 선단지지력+장치 하부 주면마찰력)의 상호 반력을 사용함으로써 별도의 반력시스템이 없이 시험을 수행할 수 있는 장점이 있다. 그러나 지층별 하중지지특성을 확인하기 위해서는 시험말뚝체에 심도별 축하중센서를 설치하여 하중전이시험이 필요하다. 본 연구에서는 말뚝선단으로부터 6개소에 개소별 2개의 하중전이 센서를 설치하였으며(Fig. 1), 측정된 하중전이시험 결과는 Fig. 3과 같다.

양방향 말뚝재하시험에 의해 얻어진 하중단계별 축하중 분포도(하중전이곡선)를 이용하여 각 깊이에 따른 단위주

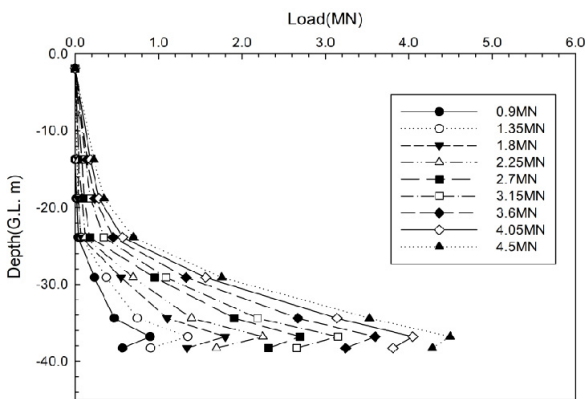


Fig. 3. Axial pile load transfer curve

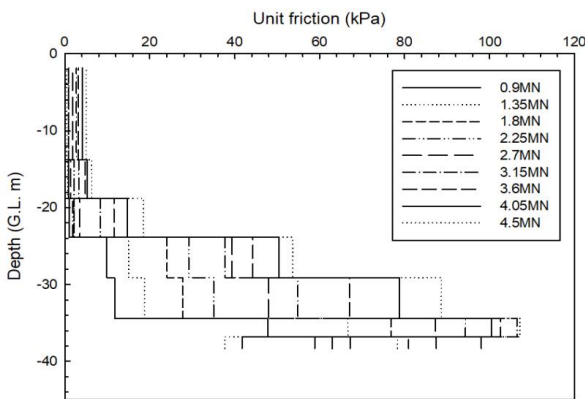


Fig. 4. Unit skin friction distribution

면마찰력 분포도를 Fig. 4에 나타내었다. 지층별 단위주면마찰력을 보면, 최대재하하중 4.50MN에서의 지층별 평균 단위주면마찰력은 모래 및 점토층에서 0.005MPa, 자갈층 0.006~0.018MPa, 풍화토 0.053~0.088MPa, 풍화암 0.037~0.109MPa으로 나타났다.

양방향말뚝재하시험의 최대재하하중에서 단위주면마찰력으로 극한주면마찰력을 정확히 산정할 수는 없다. 상향하중에 의한 침하량을 분석하면 더 많은 주면마찰력이 발현될 것으로 예측되나 시험하중의 부족으로 극한주면마찰력을 산정할 수는 없었다. 하향하중-침하곡선과 축하중 분포도, 그리고 주면마찰력 분포도(Fig. 2, 3, and 4)을 분석하면 풍화암의 주면마찰력은 하향하중 2.25MN에서 0.109MPa이 최대로 발현되고 이후 감소하는 경향을 보인다. 설계시의 풍화암의 단위주면마찰력이 2.31MPa으로 산정된 것에 비해 실제 풍화암에서 발현된 단위주면마찰력이 적게 나타났다.

양방향 말뚝재하시험은 시험의 특성상 선단지지력과 주면마찰력을 분리하여 분석이 가능하다. 이를 분석하면 시험에서 최소 선단지지력은 4.287MN 이상, 주면마찰력 4.712MN 이상으로 분석되었다.

시험에서의 최소 선단지지력은 설계에서의 선단지지력을 상회하는 것으로 나타났다. 그리고 Fig. 3의 축하중 분포도(하중전이곡선)를 분석하면 풍화토의 주면마찰력은 2.831MN으로 설계에서의 주면마찰력을 상회하였으나, 모래, 점토, 자갈, 풍화암의 주면마찰력은 각각 0.229MN, 0.163MN, 0.306MN, 1.523MN 설계의 주면마찰력보다 작은 것으로 나타났다. 이는 상부하중에 의한 상부주면마찰력이 극한상태가 발생하지 않고 작은 변위만 발생하였기 때문이다.

## 4.3. 양방향 말뚝재하시험의 역해석

### 4.3.1 수치해석 방법 및 지반 물성

양방향 말뚝재하시험의 역해석은 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS(2018)를 사용하였다. ABAQUS(2018)는 유한요소법에 기초한 시뮬레이션 프로그램으로 선형 해석, 비선형 해석 그리고 충격 해석 등 다양한 종류의 해석이 가능하다. 이 프로그램은 지반 해석을 위한 토질재료의 탄성 및 소성 이론, 구조해석을 위한 철근과 콘크리트재료에 대한 이론 자료를 내포하고 있다. 이러한 자료를 통해 토질의 역학적 문제 해결 및 구조의 응력에 따른 변위 해석

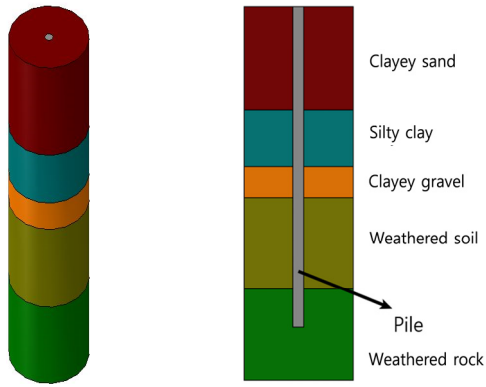


Fig. 5. 3D modelling of bi-directional pile load test

Table 3. Soil properties used in numerical analysis

Soil layer	$N_{ave}$	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$E$ (MPa)	$c$ (MPa)	$\phi$ ( $^\circ$ )
Clayey sand	4	17.5	30	0.01	30
Silty clay	6	17.0	0	0.03	25
Clayey gravel	39	19.0	50	0.05	30
Weathered soil	48	20.0	140	0.05	30
Weathered rock	100	22.0	500	0.05	30

등 다양한 해석을 시뮬레이션을 통해 해결할 수 있다. 말뚝에 적용된 지지력 및 주변 지반의 거동을 확인하기 위해 3D로 모델링하였다(Fig. 5). 지반모델은 Mohr-Coulomb을 적용하였다.

점토질 모래, 실트질 점토, 점토질 자갈 그리고 풍화토의 경우 시추조사 결과로 판단한 재료의 상태와 표준관입 시험 결과 N치를 이용한 경험식을 통해 지반물성치를 결정하였다. 풍화암층의 지반 물성은 국내에 분포하는 암반의 물리·역학적 특성 분석(Seo et al., 2016)을 참고하여 결정하였다. 해석에 적용된 각 지층의 지반 물성은 Table 3과 같다.

#### 4.3.2 경계면 조건

ABAQUS(2018)의 프로그램 수치해석에서는 성질이 다른 재료간의 접촉을 고려하는 여러 경계조건이 있다. 본 연구에서는 접촉(contact)조건을 사용하여 경계조건을 설정하였다. 접촉조건에 사용되는 마찰계수( $\mu$ )값을 풍화토, 풍화암에 사용될 범위를 산정하여 역해석에 이용하였다. 접촉조건일 때의 파괴형상을 두 가지로 정리하였다. 파괴형상에서 고려할 것은 접촉조건 마찰계수( $\mu$ )값의 크기와 재료의 강도정수이다. 말뚝기초의 수치해석에서 주로 고려되는 접촉조건은 Fig. 6(a)와 같이 지반과 콘크리트가 접촉되어 있을 경우이다. 이러한 접촉조건에서 본 해석에

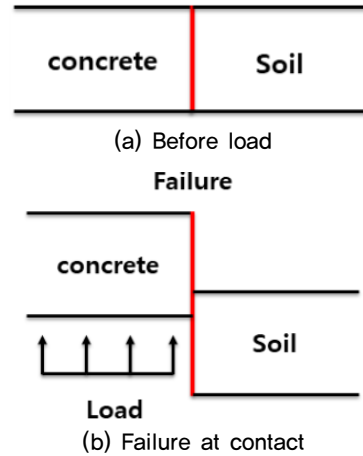


Fig. 6. Contact failure

서는 Fig. 6(b)로 경계면 파괴가 발생한다고 가정하였다. 연직말뚝에서 무리말뚝 효과에 의한 지지력 감소 방지를 위한 최소간격을 제안하고 있다. 여기서 말뚝길이 25m 이상의 원형말뚝에서 선단지지말뚝, 사질토층의 마찰말뚝은 최소간격을 5D이상으로 제안하였다(KGS, 2018). 그래서 말뚝의 응력 분포 범위를 5D이상으로 판단하여 말뚝직경(1,200mm)의 10배로 모델링하였다.

해석은 Geostatic 단계에서 중력에 의한 초기 지중응력을 구현하였다. 그리고 말뚝과 지반 모두 8개의 절점과 감소된 적분점(integration point)을 가지고 있는 C3D8R요소를 이용하여 해석하였다. 그리고 접촉조건 마찰계수( $\mu$ ) 값을 변화시켜 가며 각 지층과 현장타설말뚝 사이의 경계면 조건 설정을 시행착오법을 통해 진행하였다.

#### 4.3.3 수치해석 결과

##### (1) 양방향 말뚝재하시험에 대한 수치해석

4.1절의 현장시험 결과를 바탕으로 현장타설말뚝의 양방향 말뚝재하시험을 역해석하여 하중-침하곡선을 구하였다(Fig. 7(a)). 양방향 말뚝재하시험의 결과와 거의 유사한 하중-침하곡선을 얻었다. 역해석에서 상향하중 4.5MN에 대한 침하량은 1.75mm로 이는 양방향 말뚝재하시험에서 발생한 1.45mm의 침하량과 유사하다. 하향하중에 대한 하향침하량은 수치해석에서 9.97mm로 나타났으며, 양방향 말뚝재하시험에서는 9.71mm였다.

수치해석에서 축하중 분포도를 분석하면 하향하중에 의한 풍화암의 주면마찰력은 시험의 결과에서 2.25MN에서 단위주면마찰력이 최대로 발현되며 0.109MPa로 나타났으며 해석에서는 4.50MN의 하중에서 0.065MPa의 단위주면마찰력이 발현되었다. 상향하중에 의한 풍화암의



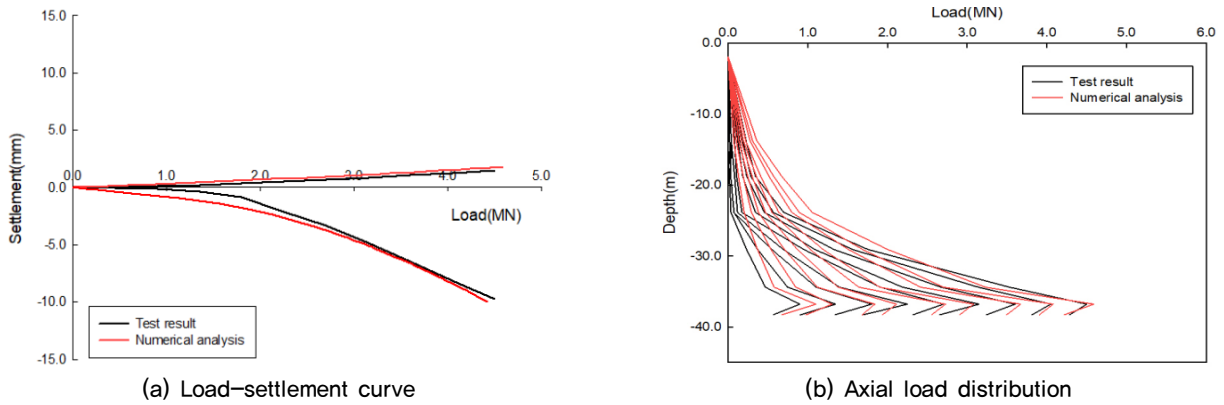


Fig. 7. Back analysis result of bi-directional pile load test

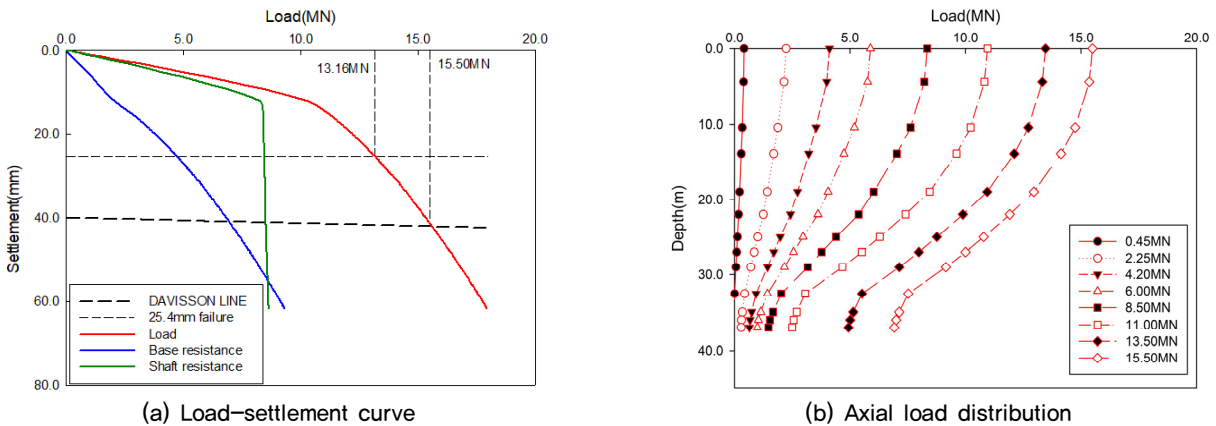


Fig. 8. Load-settlement curve and axial load distribution on applied head load (back analysis)

단위주면마찰력은 시험의 결과에서는 0.107MPa이 발견되었으며 해석에서는 152kPa로 나타났다. 풍화토의 단위주면마찰력은 시험의 결과에서는 0.088MPa이 발견되었으며 해석에서는 0.054MPa로 나타났다. 수치해석에서의 축하중 분포도와 양방향 말뚝재하시험에서의 축하중 분포도를 직접 비교하여 Fig. 7(b)에 나타내었다.

## (2) 두부재하하중에 대한 수치해석

양방향 말뚝재하시험의 역해석시 입력된 지반물성값을 이용하여 현장타설말뚝의 두부재하 하중에 대한 수치해석을 실시하였다. 두부재하 하중에 대한 수치해석의 결과는 Davisson(1973)의 판정법으로 분석하였다. Davisson 판정법은 말뚝의 전침하량과 말뚝직경, 단면적, 탄성계수 및 말뚝길이 등을 고려한 순침하량 판정을 복합적으로 적용한 것으로 가장 합리적인 말뚝 허용하중 판정법으로 인정받고 있다. Davisson 판정법으로 산정된 극한지지력은 설계적용시 안전율 2를 적용한다. 국내에서도 Davisson 판정법에 의한 말뚝지지력 해석을 실시해 본 결과 국내의 항복하중기준 설계법과 비교적 잘 일치하고 있는 것으로 나

타났다(Korean Geotechnical Society, 2018). 단 Davisson의 판정법은 말뚝길이가 지나치게 짧거나 주면마찰력이 낮은 말뚝의 경우에는 다른 판정기준 보다도 낮은 허용하중을 나타내주는 것으로 알려져 있어 이런 경우에는 사용에 주의가 필요하다.

두부재하하중-침하 곡선과 축하중 분포도는 Fig. 8과 같다. 25.4mm 허용침하량기준과 Davisson 판정법으로 분석하였다. Davisson 판정법으로 말뚝의 지지력을 분석한 결과 (Fig. 8(a)) 극한지지력은 15.50MN이었으며 이를 분석하면 극한선단지지력과 극한주면마찰력이 각각 7.00MN 그리고 8.50MN으로 나타났다. Fig. 8(b)의 축하중 분포도를 통해 각 지층의 주면마찰력을 분리 분석한 결과, 극한지지력 작용 시 사질토의 주면마찰력은 1.01MN, 점성토는 1.79MN, 자갈층은 0.78MN, 풍화토의 주면마찰력은 3.95MN, 풍화암의 주면마찰력은 0.96MN으로 나타났다. 허용침하량 25.4mm가 발생하는 두부하중은 13.16MN이었으며, 이때 주면마찰력은 8.44MN 선단지지력은 4.72MN으로 나타났다. Fig. 8(b)의 축하중 분포도를 통해 각 지층의 주면마찰력을 분리 분석한 결과, 극한지지력 작용 시 사질토의 주면마찰력

은 1.08MN, 점성토는 1.63MN, 자갈층은 0.87MN, 풍화토의 주면마찰력은 4.36MN, 풍화암의 주면마찰력은 0.50MN으로 나타났다.

### 5. 현장타설말뚝 지지층의 변화에 따른 지지력 변화

본 절에서는 4절의 역해석을 이용하여 풍화암 상부에 안착된 현장타설말뚝과 풍화토에 3m, 5m, 7m 근입된 현장타설말뚝을 모델링하여 4개의 수치해석을 추가적으로 실시하였다(Table 4). 일반적으로 풍화암 상부에 안착하거나 풍화토에 근입하는 현장타설말뚝의 설계나 시공은 잘 이루어지지 않고 있다. 본 해석을 통해서 현장타설말뚝이 풍화암에 근입되지 않은 경우 어느 정도의 지지력을 발휘하는지 확인할 수 있다. 해석은 두부재하하중에 대해서만 진행하였다.

#### 5.1 풍화암 상단에 안착된 현장타설말뚝(Case 1)

해석된 결과를 분석하여 두부재하하중-침하곡선을 Fig. 9(a)에 나타내었다. Fig. 9(a)의 두부재하하중-침하곡선을 분석하면 허용침하량 25.4mm가 발생하는 두부하중은

12.71MN으로 나타났다. 12.71MN의 하중을 주면마찰력과 선단지지력으로 분류하여 분석하면 주면마찰력이 7.84MN을 분담하며, 선단지지력이 4.87MN을 분담하는 것으로 나타났다. Fig. 9(a)에 의하면 두부하중 10.53MN에서 주면마찰력이 7.80MN을 분담하며 이후 두부하중의 증가에 의한 주면마찰력의 증가는 거의 없어 극한에 도달한 것으로 분석되었다.

Davisson 판별법으로 극한지지력을 분석하였으며, 이때 극한지지력은 14.94MN으로 분석되었다(Fig. 9(a)). Davisson 판별법에 의한 극한지지력에서 선단지지력은 7.12MN을 분담하고 있으며 주면마찰력은 7.82MN을 분담하는 것으로 나타났다.

허용침하량 25.4mm기준에서 하중분담율은 주면마찰력이 62%, 선단지지력이 38%를 분담하는 것으로 나타났다. 그리고 Davisson 판별법에서는 주면마찰력과 선단지지력이 50%씩 분담하는 것으로 분석되었다. 두 분석 방법에서 분담율의 차이는 선단지지력의 증가에 의한 것을 나타났다. 두 분석 방법 모두 주면마찰력이 극한이 발생한 이후의 하중에서 극한지지력이 발생하는 것으로 분석되어 극한지지력이 큰 것으로 분석된 Davisson 판별법에서 선단지지력의 분담율이 증가하는 것이다.

Fig. 9(b)를 분석하면 약 10.0MN까지 주면마찰력에 의

Table 4. Numerical analysis cases of bearing capacity

Item	Pile end settling location (m)	Remarks
Case 1	GL, -34.40m	The tip of the pile is seated on top of weathered rock
Case 2	GL, -30.86m	The tip of the pile is embedded into the 7m weathered soil layer
Case 3	GL, -28.86m	The tip of the pile is embedded into the 5m weathered soil layer
Case 4	GL, -26.86m	The tip of the pile is embedded into the 3m weathered soil layer

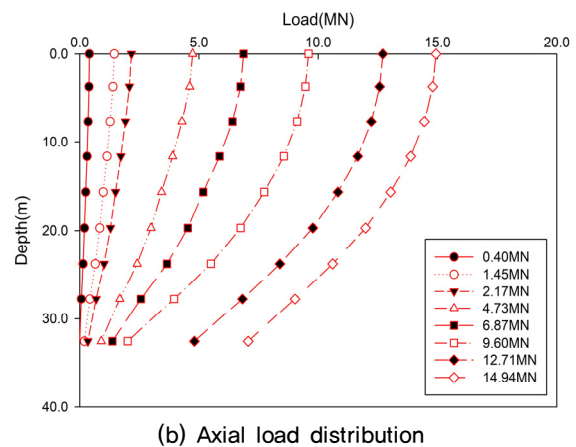
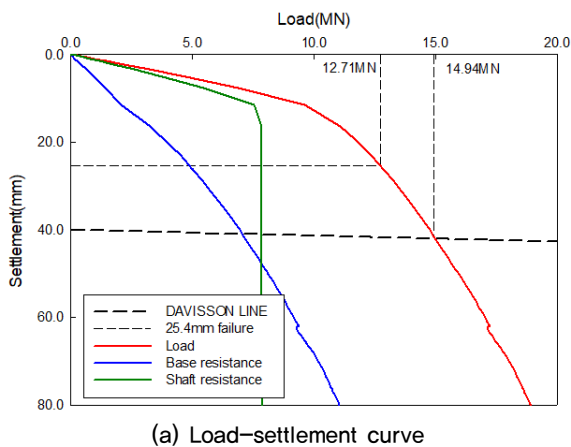
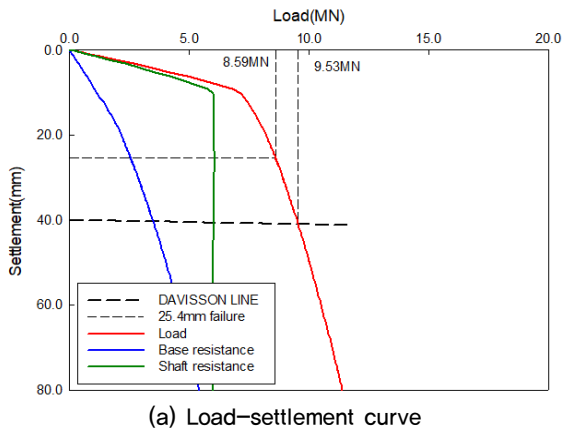


Fig. 9. Load-settlement curve and axial load distribution on applied head load in case of the tip of the pile seated on top of weathered rock

한 지지력 확인할 수 있으며 초기 하중에서는 각 지층에서 유사한 주면마찰력이 발현되지만 하중의 증가함에 따라 대부분의 마찰력이 말뚝부두에서 15m하부의 지층에서 발현되는 것으로 나타났다.

### 5.2 풍화토에 7m 근입된 현장타설말뚝(Case 2)

풍화토에 7m 근입된 현장타설말뚝의 해석된 결과를 분석하여 두부재하하중-침하곡선을 Fig. 10(a)에 나타내었다. Fig. 10(a)의 두부재하하중-침하곡선을 분석하면 허용 침하량 25.4mm가 발생하는 두부하중은 8.59MN로 나타났다. 8.59MN의 하중을 주면마찰력과 선단지지력으로 분류하여 분석하면 주면마찰력이 6.05MN을 분담하며, 선단지지력이 2.54MN을 분담하는 것으로 나타났다. Fig. 10(a)에 의하면 두부하중 7.14MN에서 주면마찰력이 6.00MN을 분담하며 이후 두부하중의 증가에 의한 주면마찰력의 증가는 거의 없어 극한에 도달한 것으로 분석되었다.



Davison 판정법으로 극한지지력을 분석하였으며, 이때 극한지지력은 9.53MN으로 분석되었다(Fig. 10(a)). Davison 판정법에 의한 극한지지력에서 선단지지력은 3.52MN을 분담하고 있으며 주면마찰력은 6.01MN을 분담하는 것으로 나타났다.

Fig. 10(b)를 분석하면 약 7.0MN까지 주면마찰력에 의한 지지력 확인할 수 있으며 초기 하중에서는 각 지층에서 유사한 주면마찰력이 발현되지만 하중의 증가함에 따라 대부분의 마찰력이 말뚝부두에서 15m하부의 지층에서 발현되는 것으로 나타났다.

### 5.3 풍화토에 5m 근입된 현장타설말뚝(Case 3)

풍화토에 5m 근입된 현장타설말뚝의 해석된 결과를 분석하여 두부재하하중-침하곡선을 Fig. 11(a)에 나타내었다. Fig. 11(a)의 두부재하하중-침하곡선을 분석하면 허용침하량 25.4mm가 발생하는 두부하중은 7.72MN으로 나타났

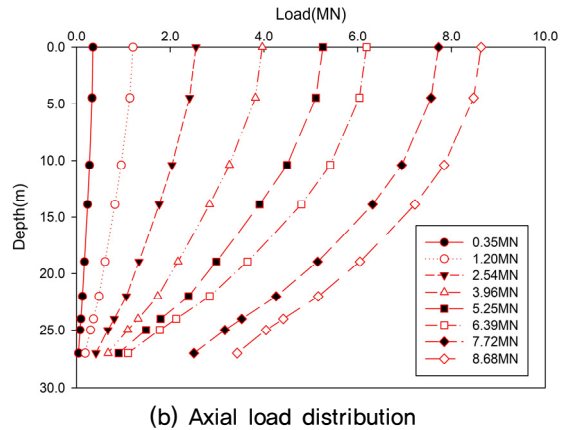


Fig. 10. Load-settlement curve and axial load distribution on applied head load in case of the tip of the pile embedded into the 7m weathered soil layer

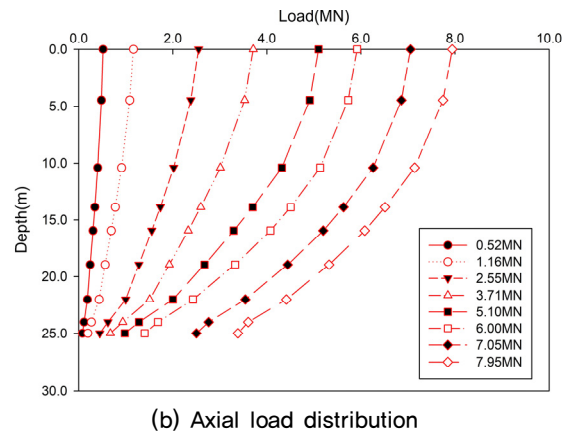
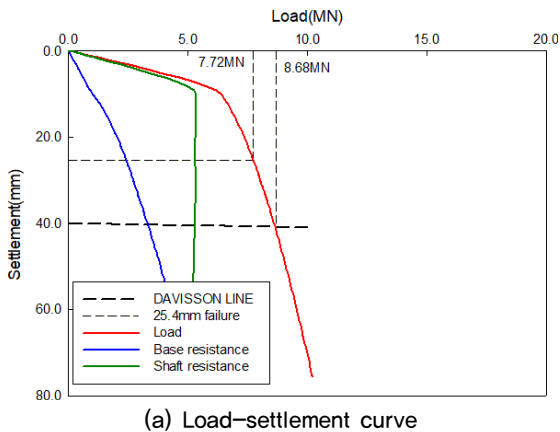


Fig. 11. Load-settlement curve and axial load distribution on applied head load in case of the tip of the pile embedded into the 5m weathered soil layer



다. 7.72MN의 하중을 주면마찰력과 선단지지력으로 분류하여 분석하면 주면마찰력이 5.32MN을 분담하며, 선단지지력이 2.40MN을 분담하는 것으로 나타났다. Fig. 11(a)에 의하면 두부하중 6.18MN에서 주면마찰력이 5.26MN을 분담하며 이후 두부하중의 증가에 의한 주면마찰력의 증가는 거의 없어 극한에 도달한 것으로 분석되었다.

Davisson 판정법으로 극한지지력을 분석하였으며, 이때 극한지지력은 8.68MN으로 분석되었다(Fig. 11(a)). Davisson 판정법에 의한 극한지지력에서 선단지지력은 3.40MN을 분담하고 있으며 주면마찰력은 5.28MN을 분담하는 것으로 나타났다.

Fig. 11(b)를 분석하면 약 6.0MN까지 주면마찰력에 의한 지지력 확인할 수 있으며 초기 하중에서는 각 지층에서 유사한 주면마찰력이 발현되지만 하중의 증가함에 따라 대부분의 마찰력이 말뚝부두에서 15m하부의 지층에서 발현되는 것으로 나타났다.

#### 5.4 풍화토에 3m 근입된 현장타설말뚝(Case 4)

풍화토에 3m 근입된 현장타설말뚝의 해석된 결과를 분

석하여 두부재하하중-침하곡선을 Fig. 12(a)에 나타내었다. Fig. 12(a)의 두부재하하중-침하곡선을 분석하면 허용침하량 25.4mm가 발생하는 두부하중은 7.05MN으로 나타났다. 7.05MN의 하중을 주면마찰력과 선단지지력으로 분류하여 분석하면 주면마찰력이 4.55MN을 분담하며, 선단지지력이 2.50MN을 분담하는 것으로 나타났다. Fig. 12(a)에 의하면 두부하중 5.92MN에서 주면마찰력이 4.52MN을 분담하며 이후 두부하중의 증가에 의한 주면마찰력의 증가는 거의 없어 극한에 도달한 것으로 분석되었다.

Davisson 판정법으로 극한지지력을 분석하였으며, 이때 극한지지력은 7.95MN으로 분석되었다(Fig. 12(a)). Davisson 판정법에 의한 극한지지력에서 선단지지력은 3.39MN을 분담하고 있으며 주면마찰력은 4.56MN을 분담하는 것으로 나타났다.

Fig. 12(b)를 분석하면 약 5.9MN까지 주면마찰력에 의한 지지력 확인할 수 있으며 초기 하중에서는 각 지층에서 유사한 주면마찰력이 발현되지만 하중의 증가함에 따라 대부분의 마찰력이 말뚝부두에서 15m하부의 지층에서 발현되는 것으로 나타났다.

Davisson 판정법은 가장 합리적인 말뚝 허용하중 판정법으

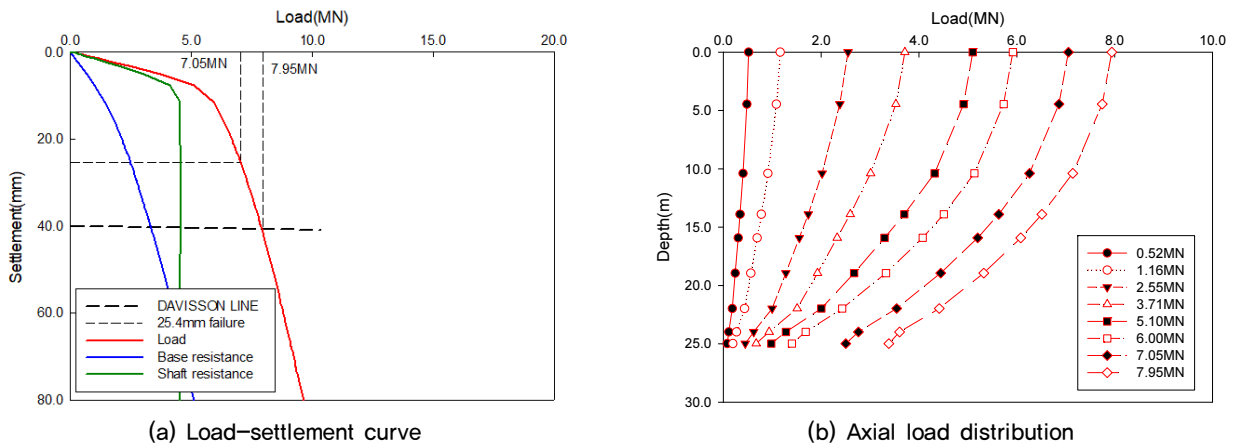


Fig. 12. Load-settlement curve and axial distribution on applied head load in case of the tip of the pile embedded into the 3m weathered soil layer

Table 5. Comparison of the ultimate bearing capacity applied to the design and the value obtained by numerical analysis

Classification		Design ultimate bearing capacity	Ultimate bearing capacity obtained by numerical analysis			
			Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
Skin friction	Clayey sand	0,395MN	1,111MN	1,079MN	1,065MN	1,086MN
	Silty clay	1,060MN	1,779MN	1,693MN	1,672MN	1,663MN
	Clayey gravel	0,253MN	0,841MN	0,742MN	0,737MN	0,777MN
	Weathered soil	2,118MN	4,143MN	2,560MN	1,729MN	1,031MN
	Weathered rock	2,309MN	-	-	-	-
End bearing	Weathered rock	3,252MN	7,065MN	3,457MN*	3,477MN*	3,384MN*

로 인정받고 있어 Case 4개에 대한 결과에 대하여 Davisson 판정법으로 종합하여 Table 5에 나타내었다. 해석된 값을 Table 2 설계값과 비교하면 충분한 지지력을 확보하는 것을 알 수 있다. 즉, 풍화암 근입이 아닌 풍화암층 상단에 안착된 또는 풍화토 내에 근입된 현장타설말뚝도 충분한 지지력을 가지고 있어 말뚝의 지지층으로 활용할 수 있다고 볼 수 있다.

## 6. 결론

본 연구는 현장타설말뚝의 합리적인 적정설계를 알아보기 위하여 수행하였다. 즉, 현장타설말뚝의 지지층 변화에 따른 지지력 변화를 알아보기 위하여 현장타설말뚝에서 실시된 양방향 말뚝재하시험을 이용하여 역해석을 진행하였다. 역해석된 자료를 바탕으로 두부재하하중에 대한 4개의 수치해석을 진행하여 대상 지반(풍화암 안착, 풍화토 근입)에서의 극한지지력을 Davisson 판정법으로 평가하였다. 연구 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 역해석 결과가 양방향 말뚝재하시험 결과를 잘 재현하였다. 역해석 자료를 이용한 두부재하하중 수치해석 결과 극한단지지력은 설계에서의 극한단지지력보다 크게 지지력이 발휘되는 것으로 나타났으며 나머지 층의 극한주면마찰력은 설계에서의 극한주면마찰력보다 각각 더 크게 지지력이 발휘되는 것으로 해석되었다. 하지만 풍화암의 극한주면마찰력은 설계의 극한주면마찰력에 비해 작게 지지력이 발휘되는 것으로 나타났다. 즉, 풍화암 상부의 토층에서 주면마찰력이 더 크게 발생하는 것을 알 수 있다.
- 2) 4개의 경우에 대한 수치해석 결과를 종합하면, 해석된 값을 설계값 2.074MN과 비교하면 충분한 지지력을 확보하는 것을 알 수 있다. 즉, 풍화암 근입이 아닌 풍화암층 상단에 안착된 또는 풍화토 내에 근입된 현장타설말뚝도 충분한 지지력을 가지고 있어 현장타설말뚝의 지지층으로 활용할 수 있다는 것이다.

## References

1. Abaqus (2018), *User's Manual*.
2. Ahmadi, M. M. and Jazebi, M. (2018), "Side Resistance of Drilled Shafts in Sandy Soils" *11th international congress on civil engineering*, Tehran, Iran. pp.1-7.
3. Busan Port Authority (2018), *Busan Port (North Port) Redevelopment Project Connection Bridge (Phase 1) Construction*, Design report.
4. Cater, J. R. and Kulhawy, F. H. (1988), *Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock*, Report No. EPRL. EL-5918, Geotechnical Engineering Group, Cornell Univ.
5. Choi, Y. K. (1999), "Suggestions for Improvement of Domestic Pile Foundation Design Routine - At a Viewpoint of Pile Bearing Capacity", *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.19, No.III-3, pp.467-477.
6. Chun, B. S., Kim, S. M., Park, J. S. and Kim, E. S. (2006), "A Case Study on Evaluation of Bearing Capacity for Axially Loaded Drilled Shafts in Weathered Rock", *In proceedings of the Korean Society of Civil Engineers*, pp.4422-4425.
7. Davisson, M. T. (1973), High Capacity of Piles, *Proceedings of Lecture Series on Innovation in Foundation Construction*, Illinois section, Chicago, pp.81-112.
8. FHWA (1999), *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, FHWA Publication No. FHWA-IF-99-025. Department of Transportation, McLean, VA, Federal Highway Administration, Office of Implementation.
9. Hong, W. P., Yea, G. G. and Lee, J. H. (2005), "Evaluation of Skin Friction on Large Drilled Shaft" *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.21, No.1, pp.93-103.
10. Jung, S. J. (2010), *Calibration of Resistance Factors of Load and Resistance Factor Design for Drilled Shafts Embedded in Weathered Rock*, Seoul National Univ. Doctor's Thesis.
11. Kim, D. Y., Joun, D. H. and Lee, Y. D. (2003), "Evaluation of Side Friction for Drilled Shafts Embedded in Weathered Rocks" *In proceedings of the Korean Society of Civil Engineers*, pp.3338-3341.
12. Korean Geotechnical Society (2018), *Explanation of Foundation Design Standards for Structures*, CIR.
13. Korean Society of Civil Engineers & Korea Bridge Design Engineering Research Center (2008), *Highway Bridge Design Criteria*, Kimoondang, pp.41 (in Korean).
14. Kulhawy, F. H. and Phoon, K. K. (1993), "Drilled Shaft Side Resistance on Clay Soil to Rock", *In Proceedings of the Conference on Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers on Soil and Soft Rock*, ASCE, Geotechnical Special Publication 38, pp.172-183.
15. Kwon, O. S., Cho, S. M., Jung, S. J. and Kim, M. M. (2005), "Load Transfer Mechanism of Drilled Shafts in Weathered Rock", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.21, No.5, pp.187-196.
16. Ministry of Land, Infrastructure and Transport (2016), *Korean Highway Bridge Design Code (Limit State Design)*.
17. Seo, Y. S., Yun, H. S., Kim, D. G. and Kwon, O. I. (2016), "Analysis on Physical and Mechanical Properties of Rock Mass in Korea", *The Journal of Engineering Geology*,

Vol.26, No.4, pp.593-600.

18. Seol, H. I, Jeong, S. S. and Kim, Y. H. (2008), Load-Transfer Analysis by Considering Coupled Soil Resistance, *KSCE Journal of Civil and Environmental Engineering Research*, Vol.28, No.6C, pp.359-366.
19. Seol, H. I. (2008), *Load Transfer Analysis of Rock-socketed Drilled Shafts by Considering Coupled Soil Resistance*, Yonsei Univ. Doctor's Thesis.
20. Zhang, L. and Einstein, H. (1988), "Estimating the Mean Trace Length of Rock Discontinuities", *International Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol.31, No.4, pp.217-235.