

# 절리암반에 설치된 단말뚝기초의 선단지지력에 관한 수치해석 연구

## A Numerical Investigation on End Bearing Capacity of Single Pile Installed in Fractured Rock Mass

김 태 중<sup>1</sup> Kim, Tae-Jung

유 충 식<sup>2</sup> Yoo, Chung-Sik

### Abstract

This paper presents the results of a two-dimensional finite element analysis of end bearing capacity of single pile installed in fractured rock mass. A number of cases were analyzed using Hoek-Brown criterion that can consider the condition of rock joints. Considering a wide range of joint conditions in which the pile is embedded into the rock, GSI was set as a main parameter. And the effects of pile diameter, unconfined compressive strength of rock and Hoek-Brown constant  $m_0$  were considered. Based on parameter study, end bearing load factor graphs were suggested.

### 요 지

본 연구에서는 2차원 유한차분 해석을 이용하여 절리암반에 시공된 말뚝기초의 선단지지력을 분석하였다. 이를 위해 암반의 절리상태를 고려할 수 있는 Hoek-Brown 항복규준을 이용하여 다양한 조건의 수치해석이 수행되었다. 넓은 범위의 절리상태를 고려하기 위하여 GSI를 주 매개변수로 설정하였고 말뚝 직경, 암반의 일축압축강도, Hoek-Brown 상수  $m_0$ 의 매개변수 영향을 살펴보았다. 본 연구결과 매개변수들의 변화에 따른 절리 암반에 설치된 말뚝기초의 선단지지력 변화 경향을 확인하였고 이러한 결과를 토대로 매개변수 분석에 따른 선단지지력 결과를 도출하였다.

**Keywords :** End bearing capacity, Finite difference method, Rock foundation, Hoek-Brown failure criteria

### 1. 서 론

최근 들어 각종 구조물이 대형화됨에 따라 초고층 빌딩이나 장대교량의 기초에 요구되는 지지력이 지속적으로 커지고 있으며 이에 따라 말뚝의 선단을 암반에 근입시키는 암반 근입 현장타설말뚝의 사용빈도가 지속적으로 증가하는 추세이다. 이처럼 암반에 근입된 현

장타설말뚝의 시공이 많이 이루어지고 있음에도 불구하고 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정은 아직도 많은 불확실성을 가지고 있으며 암반에 근입된 말뚝 설계에 있어서 가장 큰 불확실성은 선단지지력에 있다. 절리면의 간격이 말뚝 직경의 4~5배보다 크다면 암반은 대규모 괴상(塊狀)이라 볼 수 있으나(Turner and Ramey, 2010) 말뚝 선단 아래의 암반이 절리를 가지며

1 비회원, 성균관대학교 초고층-장대교량학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Mega buildings and bridges, Univ. of Sungkyunkwan, Tel: +82-31-290-7537, Fax: +82-31-290-7549, kimtaeda@skku.edu, 교신저자)

2 정회원, 성균관대학교 건설환경시스템공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Sungkyunkwan)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 7월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

절리균을 형성하고 있을 경우 암반을 무결암(intact rock) 또는 하나의 대규모 암반(massive rock)으로 취급할 수 없기 때문이다. 그래서 절리를 포함한 암반에 설치된 말뚝의 선단지지력에 대한 계산에 대해 일반적으로 인정된 방법이 없는 실정이다. 국내에서는 암반에 설치되는 말뚝기초 설계 시 선단지지력을 무결암의 일축압축강도( $\sigma_c$ )만을 이용하는 방법(Rowe and Armitage, 1987; Zhang and Einstein, 1998)으로 산정하는 것이 일반적이며 이러한 방법으로 산정된 선단지지력은 일반적으로 보수적인 값을 갖는 것으로 알려져 있다.(Seidel and Harberfield, 1994)

본 연구는 이러한 맥락에서 절리에 따른 암반의 공학적 특성을 반영할 수 있는 Hoek-Brown 항복규준을 이용하여 절리암반에 근입된 말뚝기초의 선단지지력을 평가하였다. 그리고 암반의 절리상태를 반영하는 GSI값과 더불어 말뚝의 직경, 근입깊이비, 암반의 일축압축강도, Hoek-Brown 상수  $m_0$ 가 선단지지력에 미치는 영향을 살펴보고 이러한 매개변수를 고려하여 절리암반에 설치된 단말뚝 기초의 선단지지력과 무결암의 일축압축강도와의 관계를 평가할 수 있도록 그래프를 통해 살펴보았다.

본 연구에서는 암반을 대상으로 한 지반구조물 설계 및 해석 시 현장 암반의 공학적 특성을 쉽게 고려할 수 있는 Hoek-Brown 항복규준이 활용 가능한 상용 유한차분해석 프로그램 Flac 7.0(Itasca, Inc., 2011)을 이용하여 다양한 조건에 대해 축대칭 조건을 이용하여 2D 수치해석을 실시하였다. 수치해석 결과에 대한 검증은 실제 현장재하시험과 수치해석 결과 값을 비교 검토하여 이루어졌다.

## 2. 관련 연구 동향

국내에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 다수의 연구자에 의한 연구가 수행되어왔다. 대표적인 관련 국내 연구로는 지지력 산정기준에 대한 평가에 대한 Baeg and Sa(2003)의 연구가 있고 침하특성에 대한 연구로 Hong et al.(2005) 그리고 수치해석을 이용하여 하중전이거동에 관하여 연구한 Seol et al.(2008), Cho et al.(2009)이 있다. 이러한 연구들은 암반에 근입된 말뚝의 거동을 파악하는 데에 초점이 맞춰져있으며 기존의 제안식과 설계기준들에 대한 검토가 이뤄져있으나 암반의 절리는 크게 고려되지 않은 부분이 있다.

암반에 근입된 말뚝의 선단지지력에 관한 국외의 연구로는 다양한 연구가 진행되어왔으며 그에 따라 다양한 설계식도 제안되어왔다. 근래에는 기존의 경험적 설계식에 절리조건까지 포함하는 연구가 Zhang and Einstein(1998)에 의해 진행되고 있으며 Meyerhof의 기초 파괴메카니즘과 Hoek-Brown 항복규준을 이용한 해석적 접근으로 말뚝의 선단지지력을 계산하는 방법에 관한 연구가 Serrano and Olalla(2002)에 의해 이루어졌다.

말뚝의 선단지지력은 대부분 현장 실험을 통한 경험적 해석방법 또는 수치해석을 통한 해석 방법을 많이 사용하게 되는데 대부분의 예측식에서는 무결암의 일축압축강도를 사용하고 있다. 극한선단지지력의 예측식은 식 (1)과 같은 형태의 경험식을 많이 사용하고 있으며 암석의 일축압축강도에 대하여 암종 또는 암반특성에 따른 계수를 고려하게 된다.

$$\sigma_{ult} = \alpha \times \sigma_c \quad (1)$$

여기서,  $\sigma_{ult}$ 는 단위면적당 극한선단지지력,  $\sigma_c$ 는 암석의 일축압축강도를 나타내며 국내외에서 많이 사용되는 말뚝의 극한 선단지지력 예측식은 다음과 같다.

$$\text{Teng(1962)} \quad \sigma_{ult} = (5 \sim 8) \times \sigma_c \quad (2)$$

$$\text{Coates(1967)} \quad \sigma_{ult} = 3 \times \sigma_c \quad (3)$$

$$\text{Pells(1977)} \quad \sigma_{ult} = (4 \sim 11) \times \sigma_c \quad (4)$$

$$\text{Rowe and Armitage(1987)} \quad \sigma_{ult} = 2.7 \times \sigma_c \quad (5)$$

$$\text{Argema(1992)} \quad \sigma_{ult} = 4.5 \times \sigma_c \leq 10 \text{ MPa} \quad (6)$$

$$\text{Zhang and Einstein(1998)} \quad \sigma_{ult} = 4.83 \times \sigma_c^{0.51} \quad (7)$$

식에서 보는 것과 같이 대부분의 제안식에서 극한선단지지력에 큰 영향을 주는 인자는 무결암의 일축압축강도이나 실제 현장의 암반은 불연속면이 포함된 경우가 많고 그로 인해 선단지지력이 저하된다. 대부분의 제안식은 이러한 사항을 반영하지 못하고 있다. AASHTO(1989)는 단순히 암반의 강도만을 이용하는 기존의 경험식에서 나아가 불연속면을 고려한 말뚝의 극한 선단지지력을 산정하는 방법으로써 다음과 같은 관계식을 제시하였다.

$$\sigma_{ult} = N_{ms} \times \sigma_c \quad (8)$$

여기서,  $N_{ms}$ 은 극한선단지지력과 암반의 강도에 대한 비율이며 암의 형태, 절리 그리고 풍화정도가 포함된 암반의 질(rock quality)을 나타내는 함수이다. 여기서  $\sigma_c$ 값은 기초 저면과 근접해야 하며 기초 판의 직경 또는 길이에 대하여 2D 이내에서 채취된 암석 코어의 물성 특성을 고려하여 계산하도록 하고 있다.

앞서 살펴본 암반 위에 놓인 기초의 선단지지력 산정식에 관한 문헌을 분석해보면 암반 위에 놓인 기초의 선단지지력을 산정하는 방법에는 2가지 경향이 있다. 첫 번째는 암반의 일축압축강도( $\sigma_c$ )와 기초의 극한선단지지력( $\sigma_{ult}$ )이 비례관계에 있는 것으로 가정하여 둘 사이에 비례상수 값을 이용하는 것이다. 이 비례상수 값을 앞서 설명한 것처럼 제안한 연구자에 따라 상당한 차이를 보인다. 두 번째는 기초의 극한선단지지력값은 암반의 일축압축강도의 제곱근의 관계가 비례하다고 가정하는 것이다. 아직까지는 대부분의 설계가 첫 번째 방법으로 이루어지는 만큼 본 논문에서도 첫 번째 방법과 같이 암반의 일축압축강도와 기초의 극한선단지지력 사이의 비례상수 값을 이용하여 선단지지력 평가차트를 작성하였다.

### 3. Hoek-Brown 항복규준

기존의 일반적인 수치해석 프로그램은 지반구조물 설계 시 대부분 Mohr-Coulomb 항복규준에 근거한 탄소성 해석기법을 주로 이용해왔다. 하지만 절리면을 가진 암반은 연속체로 볼 수 없으며 사질토나 점성토 지반에 적용되는 Mohr-Coulomb 항복규준을 적용하기에는 무리가 있었다. 그에 따라 Hoek and Brown(1988)은 기초 설계에 용이하게 적용될 수 있는 파쇄암에 대한 강도기준을 제안하였고 지속적인 연구를 통해 강도기준을 발전시켜나가고 있으며 Hoek-Brown 항복규준이 적용 가능한 수치해석 프로그램도 늘어나고 있다.

#### 3.1 Hoek-Brown 항복규준 식

Hoek and Brown(1988)은 절리를 가진 암반 위에 놓인 기초의 설계에 적용될 수 있는 강도기준을 제안하고 있다. 이 기준은 시산적인 방법에 의해 개발된 경험적인 기준이며 암반의 거동측정자료, 절리를 갖는 암석의 파

괴 메커니즘을 모사하기 위한 모델연구 그리고 파쇄암에 관한 삼축압축시험 성과 등을 근거로 한다. 파괴 시의 최대 유효주응력( $\sigma_1'$ )에 대한 Hoek의 방정식은 다음과 같다.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + (m\sigma_c\sigma_3' + s\sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

여기서,  $\sigma_1', \sigma_3'$  = 유효 최대, 최소 주응력

$\sigma_c$  = 무결암(intact rock)의 일축압축강도

$m, s$  = Hoek-Brown 암반 재료 상수

이후 일반화된 Hoek-Brown 항복규준(2002)이 제안되었으며 식은 다음과 같다.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left( m \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (10)$$

여기서, a = 추가된 Hoek-Brown 암반 재료 상수

#### 3.2 Hoek-Brown 항복규준 변수산정

Hoek-Brown 항복규준을 적용하기 위해서는 m, s, a 값 산정이 필요하다. 본 연구에서는 Hoek and Brown(1997)이 제시한 암반재료상수 m, s, a 산정방법에 따라 암반 재료상수 값이 이용되었으며 계산식은 다음과 같다.

$$m = m_0 \exp \frac{GSI - 100}{28} \quad (11)$$

$$s = \exp \frac{GSI - 100}{9} \quad (\text{for } GSI > 25) \quad (12)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (13)$$

암반의 일축압축강도  $\sigma_c$ 와 무결암의 Hoek-Brown 상수  $m_0$ , GSI값이 정해지면 m, s, a는 식에 의해 계산되어지며 Hoek-Brown 항복규준을 이용할 수 있다.

### 4. 수치 해석 검증

본 절에서는 Hoek-Brown 항복규준을 이용한 유한차분해석 프로그램 Flac 7.0의 축대칭조건을 이용한 2D 수치해석 모델링 기법의 타당성을 검증하였다. 수치해

석 모델링 기법의 타당성을 검증하기 위하여 실제 국내 현장재하시험 1건을 대상으로 수치해석 결과와 비교 검토하였으며 평가대상인 국내 현장재하시험 사례(SCJV, 2005a)는 인천 A현장에서 수행된 1본의 Osterberg cell 시험으로서 직경 2.4m(선단은 2.25m) 길이 45.7m의 시험말뚝이다. 이 시험 말뚝은 풍화등급 D3~D4의 심한 (highly)~보통(moderately) 정도로 풍화된 화강암에 약 8m정도 근입된 말뚝이며 지반조사 보고서(SCJV, 2005b)와 말뚝재하시험보고서(SCJV, 2005a)를 토대로 현장에서 계측된 단위중량, 탄성계수, 포아송비와 지반조건을 수치해석에 사용하였고 이를 Table 1에 정리하였다. 말뚝선단부가 위치한 연암은 암반의 절리를 고려할 수 있는 Hoek-Brown 모델을 적용하였고 연암 위에 존재하는 퇴적층과 풍화암층은 말뚝선단지력에 상재하중으로써 작용하는 것 외에 큰 영향을 주지 않는 것으로 판단하여 탄성모델을 이용하였다. 또한 말뚝과 지반사이의 Interface Modeling은 말뚝선단부와 지반은 Full Bonded, 말뚝주면부와 지반의 경우에는 법선강성(Normal Stiffness,  $k_n$ )을  $100\text{MPa/m}$ , 전단강성(Shear Stiffness,  $k_s$ )을  $0\text{MPa/m}$ 로 설정하였다. 이와같이 설정한 이유는 본 논문의 연구 범위가 말뚝의 선단지력만을 대상으로 하기 때문에 주면마찰력을 배제하기 위함이다. 또한 검증에 사용된 모델링 개요는 Fig. 1과 같다.

여기서 암반의 일축압축강도는 말뚝 선단 51.2m에서부터 51.2m에서부터 5D 범위의 평균 암반강도를 이용하였고 현장재하시험이 이루어진 암반의 공학적 특성은 RMR값으로 계측이 되었는데 이를 GSI값으로 환산하여 Hoek-Brown 항복규준을 적용하기 위하여 Hoek and Brown(1997)이 제안한 다음과 같은 관계식을 이용하였다.

$$GSI = RMR - 5$$

$$\text{for } GSI \geq 18 \text{ or } RMR \geq 23 \quad (14)$$

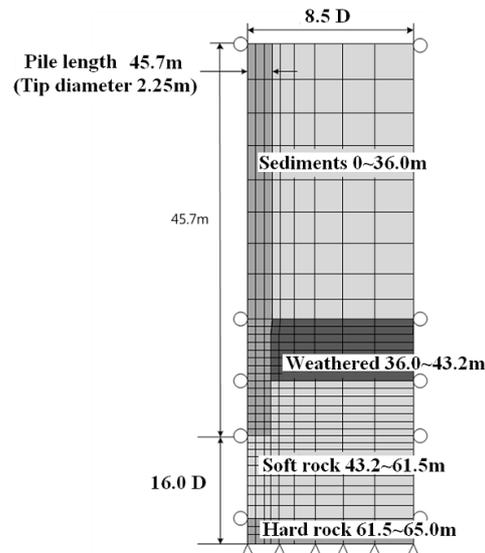


Fig. 1. Numerical modeling scheme

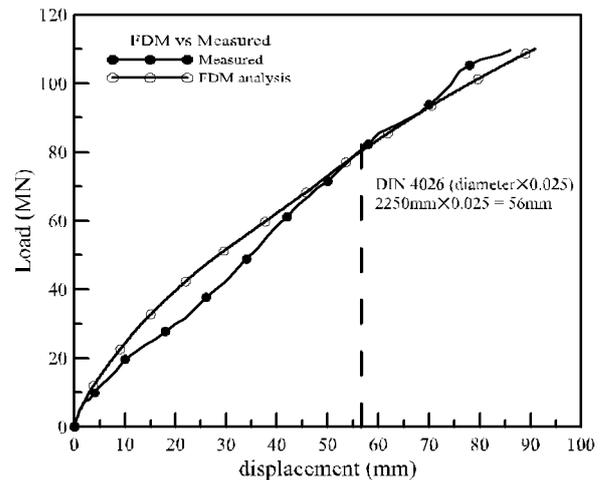


Fig. 2. Comparison of the results of the numerical results with the loading test

여기서 RMR값은 말뚝선단하부 5D범위의 평균RMR을 활용하였으며  $m_0$  값은 말뚝선단부의 암종이 대부분 페그마타이트로 나타남에 따라 화강암으로 분류하여 33값을 이용하였다. 이러한 지반조건과 물성치조사를

Table 1. Geotechnical conditions and material properties

	Depth(m)	$\gamma(kN/m^3)$	$E_s$ (MPa)	$\nu$	Model	
Pile	-	23.0	34,000	0.2	Elastic	
Ground	Sediments	0~36.0	17.7	150	0.3	Elastic
	Weatherd rock	36.0~43.2	20.2	450	0.28	Elastic
	Soft rock	43.2~61.5	23.5	3,388	0.26	Hoek-Brown
	Hard rock	61.5~	25.4	7,000	0.22	Elastic

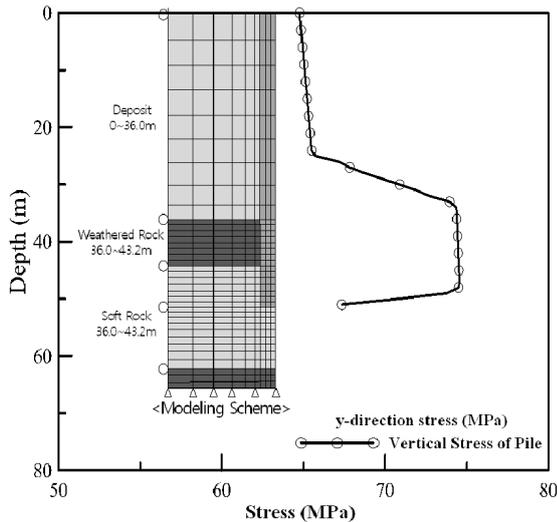


Fig. 3. The axial force distribution of a pile by the depth

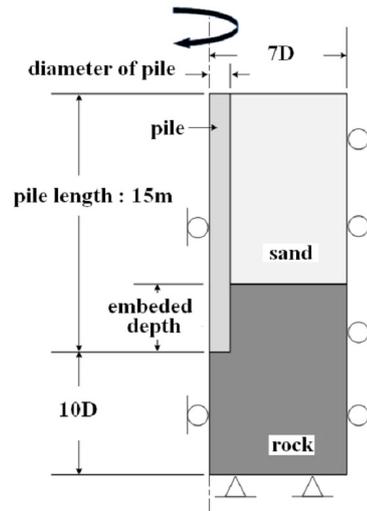


Fig. 4. A schematic diagram of a modeling

바탕으로한 수치해석 결과와 실측치를 비교분석하여 Fig. 2와 같이 말뚝선단의 지지력-변위 관계를 확인할 수 있었다. Fig. 2의 Load는 말뚝 선단에 전달되는 하중을 의미하며 displacement는 말뚝 선단을 지지하는 암반 접촉면의 변위를 의미한다. 또한 Fig. 3에서는 말뚝의 심도별 축력분포도를 도시하였는데 이를 살펴보면 말뚝의 축응력은 말뚝머리부분에서 64.8MPa로 시작하여 퇴적층에서 완만한 증가를 보이다 풍화암층에 가까워지면 74.5MPa까지 증가하여 말뚝의 축응력이 15%증가한 뒤 말뚝의 심도가 선단부에 다가갈수록 67.3MPa까지 감소하게되며 이는 말뚝머리부분보다 3.9%증가된 크기이며 말뚝 중간부에서 말뚝의 축응력이 증가되는 이유는 지반에 의한 구속력 때문으로 판단된다.

이러한 심도별 축력분포도를 통해 말뚝머리의 하중은 주변마찰력의 영향을 거의 받지않고 말뚝의 선단으로 옮겨졌음을 확인할 수 있었으며 이러한 검증과정을 통해 본 연구의 수치해석 모델링 방법은 말뚝의 선단의 지지력-변위 관계를 적절히 모사 가능한 것으로 나타났다.

## 5. 수치 해석

본 연구에서는 Fig. 4와 같이 사질토 층 아래 암반이 조성되어있는 지반 조건에 시공된 단말뚝 기초를 대상으로 하였다. 말뚝의 제원은 길이 15m, 직경 0.5m로 동일하게 진행했으며 지반조건을 변화시켜가며 해석을 실시하였다. 말뚝의 암반근입깊이와 말뚝지지 암반의 특성에 따른 말뚝의 선단지지력 변화를 분석하기 위하여 단일 말뚝 기초 조건과 암반 지반 조건에 대한 2차원

유한요소 모델을 구축하였고 Geological Strength Index (GSI), 무결암의 Hoek-Brown 상수  $m_0$ , 암반의 일축압축강도 등을 변화시키며 해석을 수행하였다. 또한 말뚝기초의 지지력에서 선단지지력만을 살펴보기 위하여 지반과 말뚝주면에 대하여 Interface modeling을 적용하였다. 하중 재하는 말뚝 두부에 축하중을 재하하여 극한 거동을 유도하였으며 이에 따른 결과로 하중-침하 관계를 얻어 DIN(말뚝직경의 2.5%)의 침하량 기준에 따라 극한지지력을 결정하였다.

### 5.1 해석 모델링

본 연구의 유한 차분 해석은 Hoek-Brown 항복규준이 적용 가능한 상용화된 유한 차분 해석 프로그램인 Flac 7.0으로 수행하였다. 말뚝과 지반의 모델링은 Fig. 4와 같이 지반의 기하학적 변화조건을 고려하여 축대칭을 이용한 2차원 유한차분망으로 형성하였다. 해석시 말뚝은 탄성 모델을 사용하고 사질토 층은 Mohr-coulomb의 항복규준, 암반층은 Hoek-Brown 항복규준을 따르는 탄소성 구성모델을 사용하였다. 유한차분망은 대략 2500개 절점과 4800개의 요소로 구성하였다. 경험적으로 동질의 토양에 대해 모델의 수평거리가 하중 작용면의 폭보다 약 4~6배 정도, 수직거리가 4~10배 정도이면 하중 작용면의 영향을 무시할 수 있다(Logan, 2007). 이에 따라 본 연구의 모델은 Fig. 3과 같이 세로방향으로는 하중작용범위의 7배 범위가 고려될 수 있도록 7D, 가로방향으로는 말뚝길이  $L=15m$ 와 추가적으로 하중작용범위의 10배 범위가 고려될 수 있도록 선단이하 지반이

Table 2. FDM analysis conditions

	Description	
Analysis condition	Axisymmetric	
Boundary condition	y-axis boundary : x displacement restraint	The bottom of the x-axis : pinned
Upper stratum	sand (elastic model)	
Pile socketed strata	Jointed rock (Hoek-Brown model)	
Interface Modeling	pile tip part & soil	Full Bonded
	pile skin part & soil	$k_n = 100 MPa/m$ $k_s = 0 MPa/m$

Table 3. Properties of soil and pile used in the FDM analysis

	Pile	Sand	Rock
Modulus of elasticity, E (MPa)	30,000	15	$E = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(GSI-10)/40} \times 10^3$
The Poisson's ratio, $\nu$	0.25	0.25	0.25
Unit weight, $\gamma$ ( kN/m <sup>3</sup> )	23	17.5	25
Internal friction angle, $\phi$ ( ° )	-	30	-
$m_b$	-	-	$m = m_0 \exp \frac{GSI-100}{28}$
s	-	-	$s = \exp \frac{GSI-100}{9}$ ( for GSI>25 )
a	-	-	$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$
Uniaxial compressive strength of intact rock, $\sigma_c$ (MPa)	-	-	15, 50
$m_0$	-	-	5, 10, 25
GSI	-	-	80, 70, 60, 50, 40, 30

10D의 크기로 결정하였다.

또한 하중 재하에 대한 지반의 선단지지력만을 검토하기 위하여 말뚝과 지반의 Interface Modeling은 말뚝의 선단부와 지반은 Full Bonded로 설정하고 말뚝주면부와 지반의 경우 법선강성( $k_n$ )을 100MPa/m, 전단강성( $k_s$ )을 0MPa/m로 설정하였으며 이와같이 본 연구의 해석에 적용된 해석 조건을 정리하면 Table 2와 같다. 또한 적용된 지반과 말뚝의 물성치는 Table 3과 같으며 말뚝 기초를 지지하는 암반 및 암반위에 상재하는 사질 토층에 대한 물성치와 현장타설말뚝으로써 말뚝의 물성치는 You et al.(2011), Carrubba(1997)의 논문을 참고하여 설정하였다.

### 5.2 하중-변위 곡선

하중 변위 곡선은 말뚝 두부의 하중과 말뚝 선단부의 침하량을 기록하여 작성하였으며 극한선단지지력은 DIN 4026에 따라 말뚝직경의 2.5%(0.025D)를 적용하여

결정하였다. 본 연구에서 수행된 모든 말뚝재하시험 해석은 침하량 기준 이하에서 뚜렷한 극한지지력을 보이지 않았다. 그 중 한 예로  $m_0 = 5$ ,  $\sigma_c = 15 MPa$ , 암반 근입깊이비  $n=2$  인 경우의 하중-변위곡선은 Fig. 4와 같다. 그리고 매개변수가 다른 해석의 경우에도 하중-변위곡선은 Fig. 5와 동일한 양상으로 나타났다.

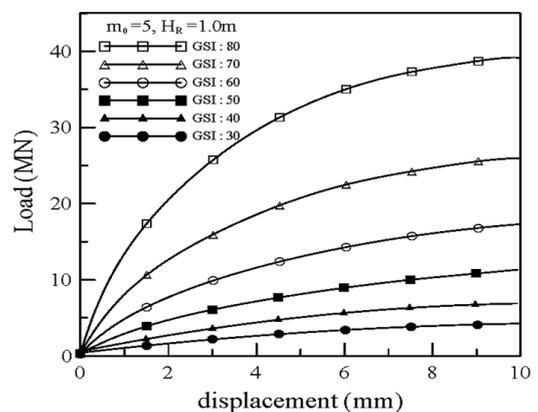


Fig. 5. The load displacement curve( $m_0=5$ ,  $\sigma_c = 15 MPa$ ,  $H_R=1.0m$ )

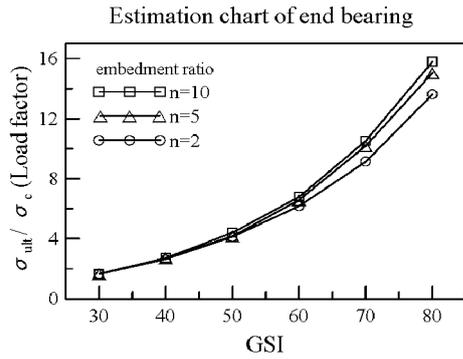


Fig. 6. Result of load factor according to embedment ratio(n)

### 5.3 매개 변수 연구

수치해석 시 고려한 매개변수, 즉 말뚝의 선단지지력에 영향을 미치는 영향인자에 대한 검토는 암반의 절리 상태 지표인 GSI를 기본으로하여 말뚝의 암반 근입깊이, Hoek-Brown 상수  $m_0$ , 말뚝 직경에 대하여 이루어졌다. 결론적으로 암반 근입깊이는 선단지지력에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 파악되었으며 암반절리상태, Hoek-Brown 상수  $m_0$ , 말뚝 직경은 선단지지력을 평가하는 데에 주요한 인자로 검토되었다.

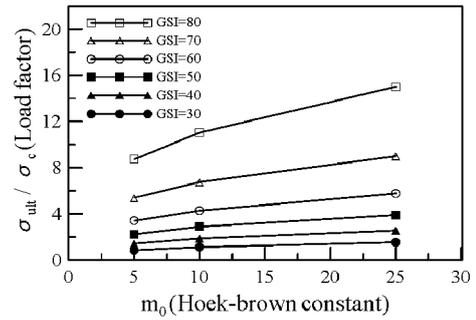


Fig. 7. Result of Load factor according to the Hoek-Brown constant,  $m_0$

#### 5.3.1 암반 근입깊이비(n)에 따른 영향 평가

Fig. 6은  $m_0=5$ ,  $\sigma_c = 15 MPa$  조건에서 근입깊이비(n), GSI 변화에 따른 하중계수( $\sigma_{ult} / \sigma_c$ ) 변화를 도시한 것이다. 여기서  $\sigma_{ult}$ 는 단위면적당 극한선단지지력,  $\sigma_c$ 는 무결암의 일축압축강도를 의미한다. 일반적으로 선단지지력은 근입깊이가 깊어질수록 GSI값이 높아질수록 값이 증가하였다. 특히 GSI 값에 변화에 따른 선단지지력의 증가는 그 폭이 매우 크기 때문에 결과정리에 주요한 인자로 선정하였다. 하지만 그림에서 보이는 바와 같이 근입깊이가 깊어짐에 따른 선단지지력의 증가는 비례

Table 4. Values of the constant  $m_0$  by rock group

Rock Type	Class	Texture			
		Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic	Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
		<---- Graywacke ----> (18)			
	Non-clastic	Breccia (20)	Sparitic limestone (10)	Gypstone 16	Anhydrite 13
Metamorphic	Non-foliated	Marble 9	Hornfels 19	Quartzite 24	
	Slightly foliated	Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (6)	
	Foliated	Gneiss 33	Schists (10)	Phyllites (10)	Slate 9
Igneous	Light	Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
		Diorite (28)	Dolerite (19)	Andesite 19	
	Dark	Gabbro 27		Basalt (17)	
	Extrusive pyroclastic type		Breccia (18)	Tuff (15)	

적으로 증가하는 것은 아니라 수렴하는 경향이 있다. 그리고 근입깊이 비에 따른 최대 증가 폭은 GSI값이 80일 때 근입깊이가 n=2에서 n=10으로 증가시 15%로 나타났다. 또한 Fig. 6에서 보이듯이 암반의 절리상태가 좋지 않아 GSI값이 낮은 파쇄암의 경우 암반의 근입깊이 증가에 따른 선단지지력의 증대를 기대하기 어렵다는 것을 알 수 있다. 이와 같은 영향 평가를 바탕으로 이후 수치해석은 근입깊이비  $n = 2$ 를 기준으로 수행되었다.

### 5.3.2 Hoek-Brown 상수 $m_0$ 에 따른 영향 평가

Fig. 7은 Hoek-Brown 상수  $m_0$ 의 선단지지력 영향평가를 위하여  $\sigma_c = 15 \text{ MPa}$ ,  $n=2$  조건에서  $m_0$ , GSI값의 변화에 따른 하중계수 ( $\sigma_{ult} / \sigma_c$ ) 변화를 도시한 것이다. Hoek-Brown 상수  $m_0$ 는 암종에 따라 경험적으로 제시된 상수로써 Table 4과 같이 제시되고 있다(Hoek et al., 1995). 그 변화폭은 점토암(4)에서 화강암(33)으로 제시되고 있으며 Fig. 7에서는  $m_0=5, 10, 25$ 에 대하여 선단지지력에 대한 영향을 살펴보았다. GSI값이 높을수록  $m_0$ 값에 따른 하중계수 변화폭은 크게 나타났으며 최대 증가폭은  $m_0=5, 25$  사이에서 71.9%로 나타났다.

### 5.3.3 말뚝 직경에 따른 영향 평가

Fig. 8은 말뚝 직경 변화에 따른 하중계수의 영향평가를 위하여  $\sigma_c = 50 \text{ MPa}$ ,  $m_0=10$ ,  $n=2$  조건에서  $m_0$ , GSI값의 변화에 따른 하중계수 ( $\sigma_{ult} / \sigma_c$ ) 변화를 도시한 것이다. GSI값이 높아짐에 따라 직경 변화에 따른 하중계수 변화폭은 커졌으며 직경이 커짐에 따라 하중계수는 작은 값으로 수렴하는 경향을 나타냈다. 말뚝직경은 다른 매개변수보다 하중계수에 미치는 영향이 더 크게 나타났으며 직경이 0.5m에서 2.0m로 증가하는 경우 하중계수는 3.15배 감소하는 것으로 나타났다.

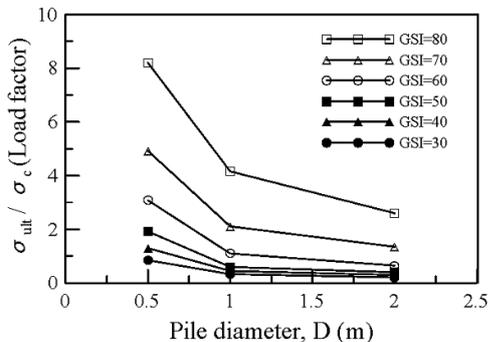


Fig. 8. Load factor changes according to the diameter of the pile

## 6. 매개변수 분석에 따른 선단지지력 결과

본 절에서는 앞 절에서 기술된 말뚝제원(길이 15m, 직경 0.5m)조건을 바탕으로 절리 암반의 근입된 말뚝기초의 매개변수 분석에 따른 선단지지력 결과 그래프를 도출하였다. 이 그래프는 암반의 절리상태를 평가할 수 있는 GSI값과 Hoek-Brown 상수  $m_0$ 를 주요 매개변수로 고려하였으며 크게 풍화암 조건과 연암-보통암 조건으로 나누어 제시하였다. 또한 국내외에서 많이 쓰이는 설계식 중 최저 기준치와 최대기준치로 대별되는 Rowe (1987), Pells(1977)의 식과 CGS와 AASHTO 기준을 같이 도시하여 본 연구에서 제시한 그래프를 다른 설계기준과 비교해 볼 수 있도록 하였다.

먼저 풍화암이라 볼 수 있는 암반의 일축압축강도 ( $\sigma_c$ ) 15MPa 조건에서의 매개변수 분석에 따른 선단지지력 결과는 Fig. 9와 같다.

다음 Fig. 10은 연암-보통암으로 분류될 수 있는 암반의 일축압축강도 50MPa 조건에서의 매개변수 분석에

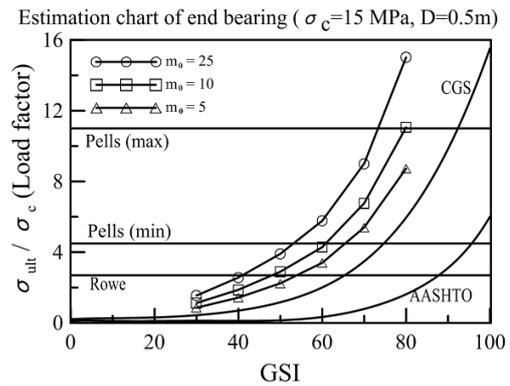


Fig. 9. End bearing results according to the parameter study ( $\sigma_c = 15 \text{ MPa}$ )

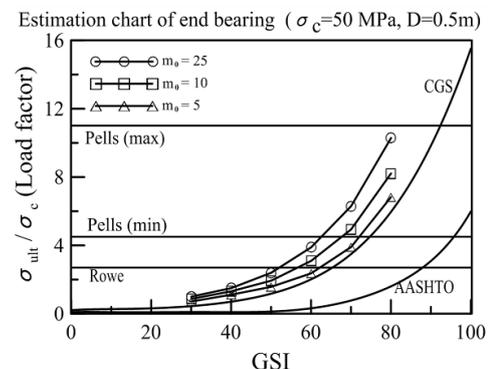


Fig. 10. End bearing results according to the parameter study ( $\sigma_c = 50 \text{ MPa}$ )

Estimation chart of end bearing ( $\sigma_c=50 \text{ MPa}$ ,  $m_0=10$ )

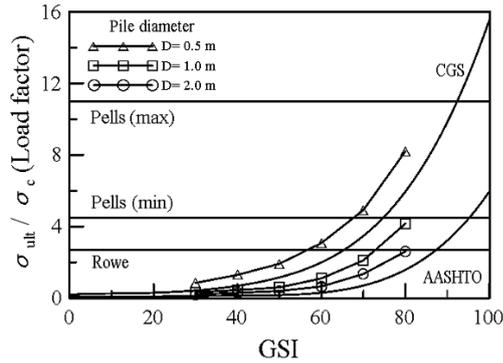


Fig. 11. Load factor changes according to the variation of the pile diameter

따른 선단지지력 결과이다.

Fig. 9, 10에서 제시된 차트를 살펴보면 무결암의 일축압축강도가 15MPa 인 경우 지지력계수는 CGS나 AASHTO의 기준보다 비교적 크게 나타났으나 무결암의 일축압축강도가 50MPa(일반적인 연암-보통암)의 경우에는 CGS의 설계기준과 비교적 유사하게 나타나는 경향을 보였다. 이러한 점은 CGS에서도 Hoek-Brown 항복기준을 채택하고 있기 때문인 것으로 판단된다. 그리고 말뚝의 직경 변화에 따른 지지력계수를 도시한 Fig. 8을 살펴보면 직경이 커짐에 따라 지지력 계수가 작아짐을 확인할 수 있다. 이러한 점은 직경이 큰 말뚝일수록 지지력계수를 저감시켜 적용해야함을 나타내며 직경에 따른 지지력계수에 저감비 적용이 필요한 경우 Fig. 11을 바탕으로 산정하면 적절할 것으로 판단된다.

## 7. 결론

본 연구에서는 Hoek-Brown 항복기준과 축대칭조건을 이용한 2차원 유한차분해석을 통하여 절리암반에 설치된 단말뚝기초의 선단지지력에 관하여 연구하였다. 이를 위해 먼저 국내에서 이루어진 현장재하시험 1건에 대해 수치해석을 실시하여 유한차분해석의 적용성에 대한 검토를 수행하고 GSI, 말뚝의 암반근입깊이, 암반의 일축압축강도, 말뚝의 직경을 변화시켜가며 72개 케이스에 대해 하중-변위 곡선을 살펴보는 수치해석을 수행하였으며 DIN 기준을 통해 극한선단지지력을 결정하였다. 이를 바탕으로 매개변수 영향평가를 하고 산정된 극한선단지지력을 암반의 일축압축강도로 정규화하여 매개변수 분석에 따른 선단지지력을 살펴보았다. 이러한 연구 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 절리암반에 설치된 단말뚝기초에 대하여 2차원 유한차분해석의 적용성 검토를 현장재하시험 1건에 대해 수행하였고 그 결과 Hoek-Brown 항복기준을 이용한 2차원 유한차분해석결과는 현장재하시험 결과와 유사하게 나타났다.
- (2) 말뚝의 근입깊이가 2D 이상이 되는 경우 선단지력력의 증가폭은 크지 않고 근입깊이 증가에 따른 지력 증가는 수렴하는 경향으로 나타났다. 또한 절리상태 평가(GSI)에 따른 지지력의 증가는 지수함수적으로 나타났으며 암반의 일축강도 50MPa,  $m_0=5$ 의 경우에는 CGS에서 제시한 설계기준과 유사하게 나타났다.
- (3) 암반의 일축압축강도와 말뚝의 직경은 커질수록 하중계수는 작아지는 경향이 있으며 이와 같은 결과는 CGS, AASHTO 설계기준과 일치해가는 것을 알 수 있다.
- (4) 매개변수 분석에 따른 선단지지력 결과는 말뚝 직경 0.5m에 대하여 작성되었으며 말뚝 직경에 대한 고려는 말뚝 직경 변화에 따른 지지력계수 그래프를 이용하여 말뚝 직경의 변화에 따른 지지력계수 변화비를 적용하는 방안을 제시하였다.

## 참고 문헌

1. ARGEMA(1992), *Design guides for offshore structures: offshore pile design*, Tirant PL, Paris
2. Baeg, G. H. and Sa, G. M. (2003), "Assessment of Design Criteria for Bearing Capacity of Rock Socketed Drilled Shaft", *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.19, No.1, pp.37-49.
3. Carrubba, P.(1997), "Skin friction of large-diameter piles socketed into rock" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.34, pp.230-240.
4. Cho, H. Y., Jung, S. S., and Seol, H. I. (2009), "End Bearing Load Transfer Behavior of Rock Socketed Drilled Shafts", *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.25, No.8, pp.77-93.
5. Choi, G. N. and Yoo, C. S. (2011), "Numerical Investigation on Load Supporting Mechanism of a Pile Constructed above Underground Cavity", *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.27, No.1, pp.5-16.
6. Coates, D. F. (1967), *Rock mechanics principles*. Department of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Queen's printer, Ottawa.
7. Harberfield, C. M. and Seidel, J. P. (1999), "Some recent advances in the modeling of soft rock joints in direct shear", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.17, pp.177-195.
8. Hoek, E. and Brown, E. T. (1997), "Practical Estimates of Rock Mass Strength", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.34, No.8, pp.1165-1186.
9. Hoek, E., Kaiser, P. K., and Bawden, W. F. (1995), *Support of underground excavations in hard rock*, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.215.

10. Hong, W. P., Yea, G. G., Nam, J. M., and Lee, J. H.(2005), "Settlement Characteristics of Large Drilled Shafts Embedded in Bed Rocks", *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.21, No.5, pp.111-122.
11. Itasca Consulting Group, Inc. (2011), *FLAC, Fast lagrangian analysis of continua, Ver. 7.0, Vol. I : User's Guide*, Minnesota, Itasca Consulting Group, INC.
12. Logan, D. L. (2007), "A first course in the finite element method, 4<sup>th</sup> ed." Thomson, pp.361.
13. Pells P. J. (1977), Theoretical and model studies related to the bearing capacity of rock. Paper presented to Sydney Group of Australian Geomechanics Society
14. Rowe, R. K. and Armitage, H. H. (1987), "A design method for drilled piers in soft rock", *Canadian Geotech Journal*, Vol.24, pp.126-142.
15. SCJV(2005a), Incheon Bridge project design package No.3 Pile load test report : TP-3 (W8)
16. SCJV(2005b), Incheon Bridge project design package No.9 Geotechnical investigation report.
17. Seol, H. I., Jeong, S. S., and Kim, Y. H. (2008), "FE Analysis of Rock-Socketed Drilled Shafts Using Load Transfer Method", *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.24, No.12, pp.33-40.
18. Serrano, A. and Olalla, C. (2002), "Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock : part-1 :theory.", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.39, pp.847-866.
19. Teng, W. C. (1962), *Foundation design*, Prentice-Hall, Inc, NJ.
20. Turner, J. and Ramey, S. (2010), "Base Resistance of drilled shafts in fractured rock", *ASCE, The art of foundation engineering practice congress 2010*, pp.687-701.
21. Zhang, L. and Einstein H. (1998), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124(7), pp.57-58.

(접수일자 2012. 8. 28, 심사완료일 2013. 1. 11)