

암반에 설치된 현장타설말뚝의 극한선단지지력에 관한 연구

A Study on the Ultimate End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rocks

정 상 섬¹ Jeong, Sangseom
이 재 환² Lee, Jaehwan
김 도 현³ Kim, Dohyun

Abstract

The end bearing capacity of rock-socketed drilled shafts under axial loading is investigated by Hoek-cell tests and a numerical analysis. From the test results, it was found that the ultimate end bearing capacity (q_{max}) was influenced by pile diameter, rock mass modulus and the spacing of discontinuity. A new ultimate end bearing capacity method is proposed by taking end bearing capacity influence factors, including rock mass discontinuity, based on field data. Through comparisons with other field data, the proposed q_{max} method represents a definite improvement in the prediction of ultimate end bearing capacity of rock-socketed drilled shafts.

요 지

본 연구에서는 Hoek-cell을 이용한 실내모형실험 및 개별요소해석을 수행하여 말뚝의 직경, 암반의 강도와 불연속면 조건이 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단부 거동에 미치는 영향을 분석하였다. 이를 통해 영향인자를 선정하였고, 실제 현장재하시험 데이터베이스를 구축하여 암반근입 현장타설말뚝의 극한선단지지력 예측식을 제안하였다. 또한, 제안된 극한선단지지력 산정식을 현장재하시험 결과와 비교·분석하여 그 적용성을 검증하였다. 그 결과, 시험말뚝이 근입된 암반의 불연속면 특성을 고려하지 못하고 일축압축강도만을 이용하여 극한선단지지력을 예측하는 기존 제안식들이 일부 재하시험 결과를 과도하게 예측하는 데 비해, 본 연구의 제안식은 선단부 거동 영향인자를 반영하여, 현장말뚝의 극한선단지지력을 적절히 예측하고 있음을 확인할 수 있었다.

Keywords : Ultimate end bearing capacity, Hoek-cell, Numerical analysis (DEM), Rock discontinuity

1. 서 론

우리나라의 지반은 대부분 지표면에서부터 기반암까지의 깊이가 깊지 않아 양호한 암반층에 지지되는 말뚝 기초를 많이 사용하고 있다. 또한 국토의 이용률이 점점 포화상태에 이르러 열악한 지반조건을 갖는 지역 내에서 대규모 말뚝기초의 활용이 증가하였고, 특히 도로,

초장대 교량 및 초고층 빌딩 등의 대규모 건설 사업에서 상부구조물의 대형화/증량화 추세에 따라 하부기초로서 현장타설말뚝기초의 시공 및 설계가 더욱 증대되고 있는 실정이다.

암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력은 주면마찰력과 선단지지력으로 구분할 수 있으며, 초기 말뚝기초 설계 시에는 주면마찰력 혹은 선단지지력만을 고려하여

1 정희원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., Tel: +82-2-2123-2807, Fax: +82-2-364-5300, soj9081@yonsei.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

2 정희원, 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

3 정희원, 연세대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2014년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

설계되었으나, 최근에는 주변마찰력과 선단지지력을 모두 고려하여 설계하는 경우가 늘고 있다. 현장타설말뚝은 기타 항타말뚝과 달리 극한지지력을 발휘하기 위해서는 상대적으로 더 큰 주변과 선단 변위량이 요구된다 (De Beer, 1986; Reese and O'Neill, 1988).

주변마찰력은 선단지지력에 비해 작은 변위가 발생하여도 그 최대값이 발휘되기 때문에, 사용하중 이내의 재하시 대부분의 하중이 주변마찰력에 의해 지지되고, 하중이 점차 증가될수록 선단지지력이 발휘되는 것으로 알려져 있다. 주변마찰력은 국내·외 많은 학자들에 의해 활발히 연구되었지만 (Baquelin, 1982; O'Neill과 Hassan, 1994; Kim et al., 1999; Cho et al., 2003; Lee and Lee, 2006; Seol et al., 2008), 이에 반해 선단지지력에 대한 연구는 극한상태까지 재하된 현장자료의 부족으로 인해 연구가 상대적으로 부족한 실정이다.

암반에 근입된 현장타설말뚝의 경우, 암반 불연속면의 상태, 간격, 방향, 거칠기 등 많은 요소에 따라 그 지지특성이 크게 달라진다. 국외에서는 이에 따른 영향들을 고려하여 선단지지력을 분석하는 연구가 여러 학자들에 의해 진행되었다. Ladanyi and Roy(1971)는 말뚝 소켓의 깊이에 따른 영향을 고려하여 암석코어의 일축 압축강도로부터 암의 허용선단지지력을 제안하였고, Carter and Kulhawy(1988)는 현장타설말뚝이 불규칙한 절리를 가진 암반 위에 위치하거나 근입된 경우에 대한 선단지지력 식을 제시하였다. 또한, AASHTO(1996)는 암반 불연속면의 영향을 고려하기 위한 지지력계수를 제안하고, 극한선단지지력 식을 제안하였다. 그러나, 국내의 경우, 아직까지도 무결암의 일축압축강도만을 이용하여

극한선단지지력을 산정하는 것이 대부분이다. 또한 제안된 여러 방법들도 서로 큰 편차를 나타내고 있으며, 일반적으로 보수적인 값을 갖는 것으로 알려져 있어 (Seidel and Harberfield, 1994), 기존의 일축압축강도만을 이용한 극한선단지지력 산정방법은 적용성에 문제가 있다고 할 수 있다. 최근에 들어 국내에서도 암반의 불연속면을 고려한 연구가 진행되고 있지만 아직 미비한 실정이다. Cho et al.(2009)은 국내 현장데이터를 토대로 국내 암반지반에 근입된 현장타설말뚝의 선단하중전이함수를 제안하였고, Kim and Yoo(2013)은 수치해석을 이용하여 절리암반에 근입된 말뚝의 선단지지력 변화 경향을 확인하였다.

따라서, 본 연구에서는 암반을 무결암으로 가정한 기존의 보수적인 극한선단지지력 산정방법을 개선하기 위해, 개별요소해석 및 실내모형실험을 통해 암반의 불연속면이 말뚝의 극한선단지지력에 미치는 영향을 분석하였다. 또한, 국내·외 현장재하시험 데이터베이스를 구축하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한선단지지력 산정식을 제안하였으며, 현장데이터와의 비교를 통해 제안식의 타당성을 검증하였다.

2. 실내모형실험

2.1 실험장치

본 연구에서는 실제 현장과 유사한 실험조건의 모사를 위해, 암반 절리 특성을 고려한 대형 시편의 적용이 가능하고, 암반깊이에 따른 구속압을 재할 수 있는

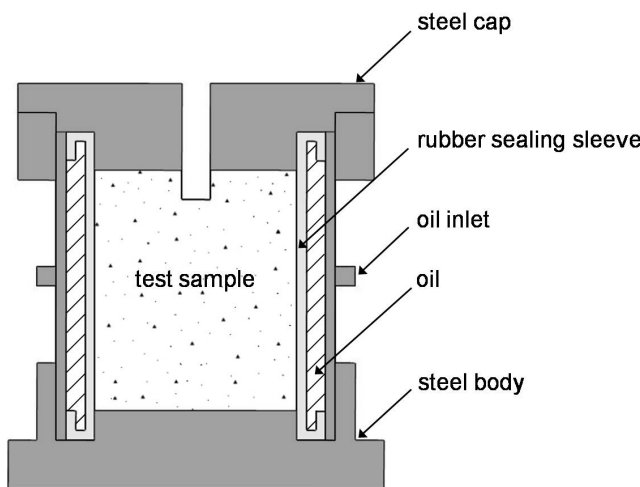


Fig. 1. Hoek-cell Testing devices

Hoek-cell 실험을 실시하였다. Hoek-cell 실험 장치의 구성은 Fig. 1과 같이 크게 유사암반시편이 거치되는 내부 공간과 구속압을 재하기 위한 기름(oil)이 위치하는 공간, 기름과 유사암반시편을 분리하기 위한 고무멤브레인, 그리고 내부를 감싸고 있는 외부 강체로 이루어져 있다. 유사암반시편이 거치되는 내부공간은 지름 20cm, 높이 24cm의 원통형을 이루고 있으며, 모든 방향에서 동일한 구속압의 재하가 가능한 고무 멤브레인의 크기는 유사암반시편의 거치와 제거가 편리하도록 여유 공간을 두어 유사암반시편의 지름보다 약 2mm가 더 큰

지름 20cm, 높이 24cm로 제작되었다. 또한, 하중재하, 변위측정 등에 대한 서보 제어가 가능한 대형 압축실험기를 통하여 실험을 실시하였다.

말뚝의 지름은 Hoek-cell의 크기와 영향거리를 고려하여 30mm로 설계하였고, 말뚝과 벽면과의 거리는 FLAC 해석을 통하여 수평 영향거리를 고려하였다. FLAC 해석 결과, 약 2D(D : 말뚝직경) 거리까지는 암반에 전해지는 하중의 영향이 거의 미치지 않는 것으로 나타났으나(Fig. 2), 수치해석과 실제 실험간의 차이를 고려하여 말뚝에서 벽면까지의 거리를 2.8D로 설계하였다.

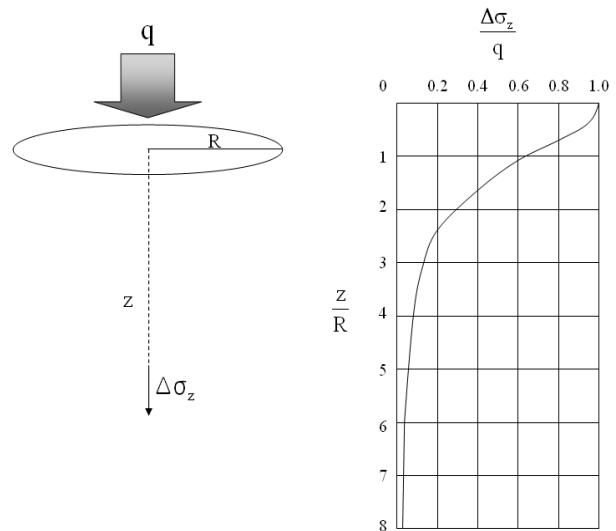
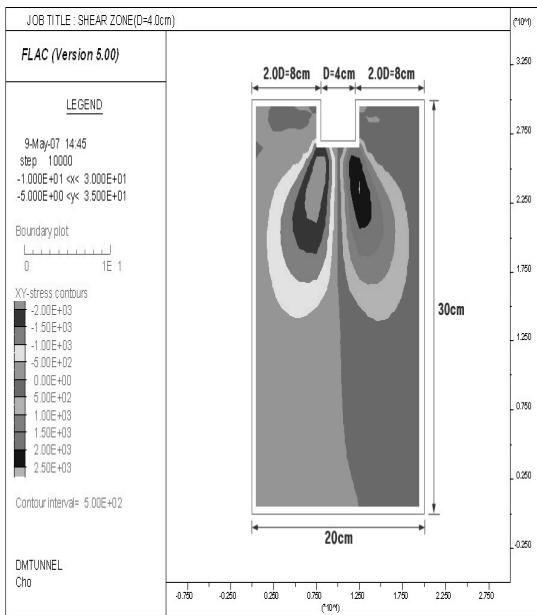


Fig. 2. Boundary condition

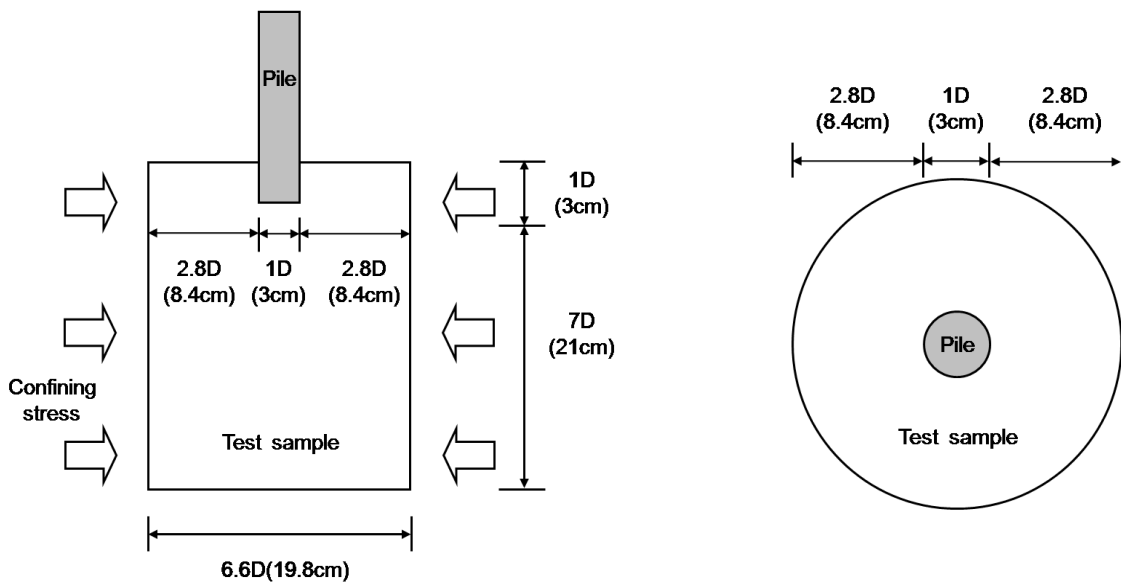


Fig. 3. Schematic diagram of sample preparation



Fig. 4. Test procedure

또한, 일반적인 대구경 현장타설말뚝의 근입 깊이가 1~2D임을 고려하여, 본 연구에서는 주면마찰에 의한 영향을 최소화하기 위하여 말뚝 근입깊이를 1D로 설계하였다. Fig. 2와 같이 연직응력 값은 깊이에 따라 급격하게 감소하게 되는데, 본 실험에서는 연직응력 값이 지표면 압력강도인 $q_{값}$ 의 약 4% 정도로써 그 영향을 무시할 수 있을 정도라 판단된 7D까지의 깊이로 설계하였다. 전체 시편 형상도는 Fig. 3과 같다.

말뚝에 의한 영향을 배제하고, 순수하게 암반 조건에 따른 영향만을 고려하고자 말뚝은 강재로 제작하였으며, 암반과 같이 취성거동을 보이고, 수화작용 이후 장기강도가 시간에 따라 변하지 않기 때문에 원하는 강도를 발휘하기 용이한 공업용 석고를 이용하여 암반을 모사하였다(Indraratna, 1998; Seol et al., 2008).

2.2 영향인자 선정

본 실험 시 적용된 암반근입 현장타설말뚝의 선단지 지력 영향인자는 대표적 암반 분류법인 RMR 분류법을 토대로 하여 선정하였다. RMR 분류법에 따르면 암반은 크게 일축압축강도, RQD, 불연속면의 간격, 불연속면의 상태, 지하수의 상태 등 다섯 가지 요소에 의하여 결정된다. 하지만 본 연구에서는 실내실험의 여건을 고려하여, 적용하고자 하는 영향 인자를 일축압축강도(q_u), 불연속면의 간격(S_d), 불연속면의 기울기(I_d)의 세 가지로 선정하여, 이를 변화시켜가며 적용하여 총 20여 회의 Hoek-cell 실험을 실시하였다(Fig. 4). 일축압축강도는 국내 현장타설말뚝의 일반적인 시공조건을 고려하여

풍화암과 연암 정도의 강도인 14MPa, 28MPa를 구현하였으며, 불연속면의 간격은 말뚝 직경(D)에 대해 1D, 2D, 3D로 모사하였다. 또한 불연속면의 기울기는 세 가지 케이스로 구분하여 각각 0°, 30°, 60°를 모사하였다.

2.3 실험결과 분석

2.3.1 암반 일축압축강도

Fig. 5는 불연속면 기울기 0도, 불연속면 간격 1D(D는 말뚝직경)의 동일한 조건 하에 일축압축강도(q_u)에 따른 선단하중(q)-침하(w) 거동을 도시한 결과이다. 실내실험

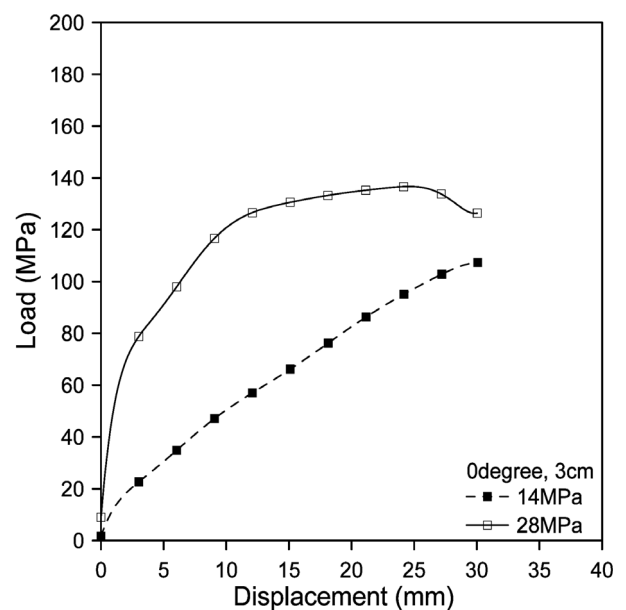


Fig. 5. q - w curves by varying unconfined compressive strength, q_u

결과, 일축압축강도(q_u)가 28MPa인 암반이 $q_u=14$ MPa인 조건에 비해 극한선단지지력이 크게 발휘되는 것을 확인할 수 있었다. 이는 암반의 일축압축강도를 통해 극한선단지지력을 추정하는 기존의 제안식들과 유사한 경향을 나타낸다.

2.3.2 암반 불연속면 간격(S_d)

Fig. 6은 일축압축강도 28MPa, 불연속면 기울기 60° 의 동일한 조건 하에서 불연속면 간격에 따른 선단 하중(q)-침하(w) 거동을 나타내고 있다. 실험결과, 불연속면 간격이 큰 시험조건일수록 극한선단지지력 또한 크게

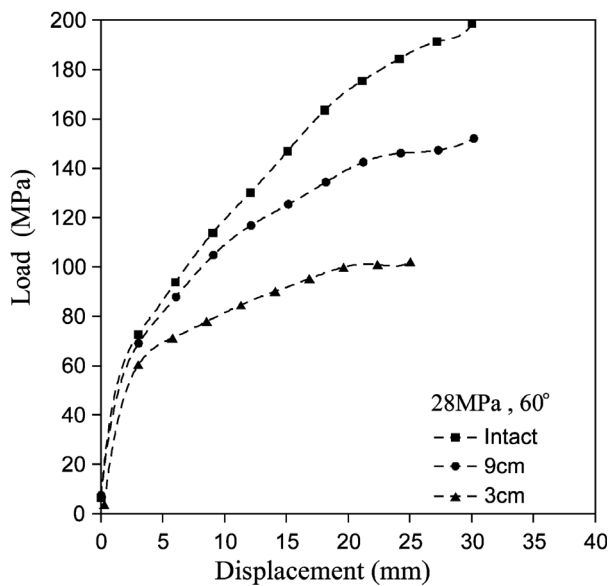


Fig. 6. q - w curves by varying discontinuity spacing, S_d

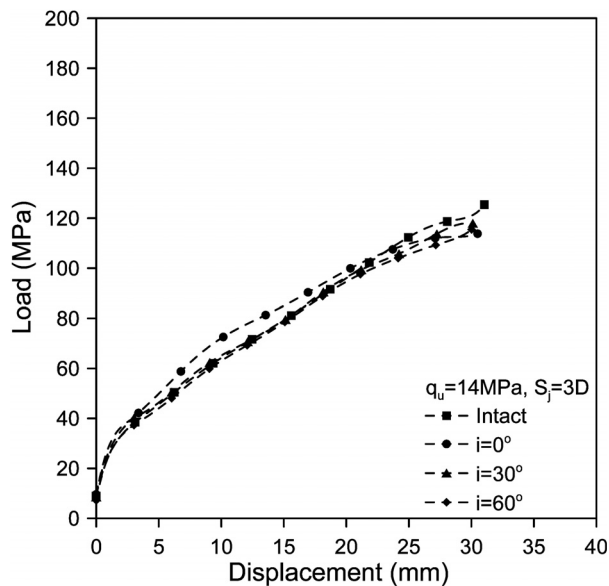


Fig. 7. q - w curves by varying discontinuity inclination, I_d

발현됨을 확인할 수 있었으며, 이는 극한선단지지력이 불연속면 간격이 커짐에 따라 무결암(Intact rock)의 특성에 가까워지기 때문으로 추정된다.

2.3.3 암반 불연속면 기울기(I_d)

Fig. 7은 일축압축강도 14MPa, 불연속면 간격 3D의 동일한 조건에서 불연속면 기울기에 따른 선단 하중(q)-침하(w) 거동을 나타내고 있다. 실험결과, 극한선단지지력(q_{max})은 불연속면의 기울기에 크게 영향을 받지 않으며, 일정한 경향을 띄지 않는 것을 확인할 수 있었다.

3. 수치해석

본 연구에서는 암반의 불연속면을 모델링하기 위해 개별요소해석 프로그램인 UDEC ver.4.0(Universal Distinct Element Code)을 이용하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력을 분석하였다. 앞서 수행한 실내실험 결과를 토대로, 말뚝의 선단지지력에 영향을 미치는 영향인자를 Table 1과 같이 선정하여 수치해석을 수행하였다(Lee et al., 2012).

3.1 해석모델링

본 해석영역은 Fig. 8과 같다. 말뚝은 탄성모델을 이용하였고, 말뚝 주변부의 지반과 선단부 암반은 탄소성 모델로 고려하기 위하여 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 또한, 암반의 불연속면은 불연속면에 인접해 있는 변형가능한 블록들이 접촉면에서 수직과 전단스프링으로 연결되어 있으며 전단 거동 하에 불연속면의 파괴진행을 고려하는 Coulomb 모델을 적용하였다. 말뚝 인접부에서는 두 재료 간의 큰 강성 차이로 인해 큰 변형이 예상되어 조밀한 mesh를 사용하였고 거리가 멀어질수록 mesh 크기를 증가시켰다. 또한, mesh의 x축, y축, z축(far-field-boundary)은 말뚝의 거동이 경계면에 영향을 받지 않도록 수평방향으로 40D(D:말뚝직경), 연직방향

Table 1. Variables for parametric study

Parameters	Values
Pile diameter, D (m)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
Rock mass modulus, E_m (MPa)	600, 1200, 2400, 4800
Discontinuity spacing, S_d (m)	0.25, 0.5, 1, 2, 3
Discontinuity inclination, I_d ($^\circ$)	0-90 $^\circ$ (every 10 $^\circ$)

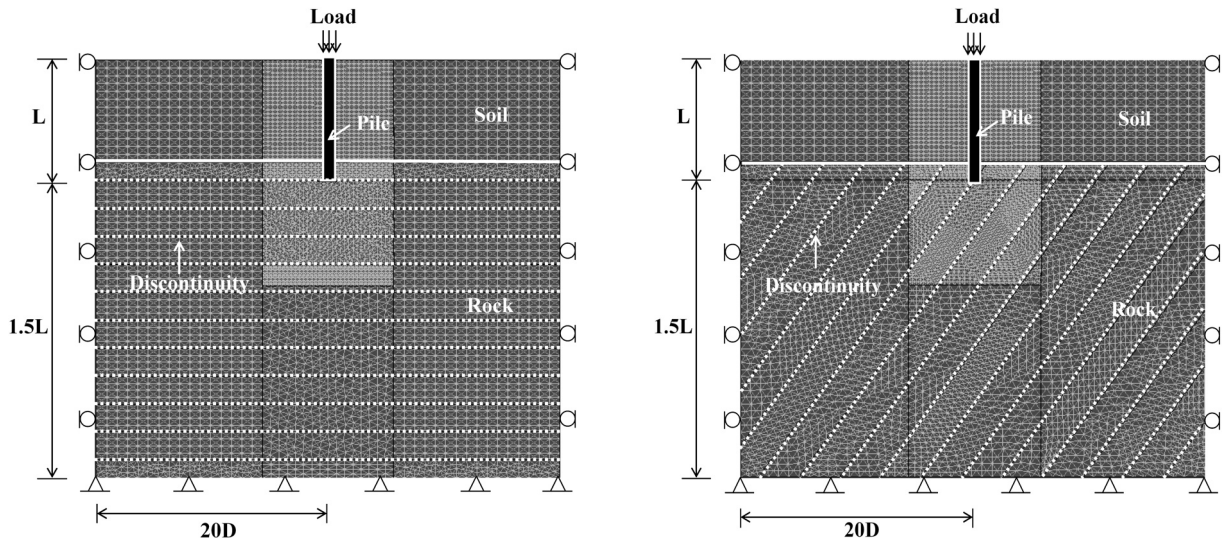


Fig. 8. Typical mesh and boundary conditions

으로 $2.5L$ (L :말뚝길이)을 적용하였으며, 좌우측 경계면은 롤러구속조건을 적용하였고 하부 경계면에는 x-y-z 방향으로 변위가 발생하지 않도록 힌지구속조건을 적용하였다.

3.2 수치해석 결과 분석

본 연구에서는 실내모형실험 및 기존 연구결과를 토대로 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력에 영향을 미치는 인자로 말뚝의 직경(D), 암반의 탄성계수(E), 불연속면의 간격(S_d)과 기울기(I_d) 등을 선정하여 수치해석을 수행하였다. 분석결과와는 다음과 같다.

3.2.1 말뚝 직경(D)

말뚝의 직경 변화에 따른 선단지지력 분석을 위해, 암반 탄성계수, 불연속면 기울기 및 간격 등의 동일한 조건 하에서 말뚝직경을 0.5, 1.0, 1.5, 2.0m로 변화시켜가며 해석을 수행하였다. 해석결과 중, 암반 탄성계수 2400MPa, 불연속면 기울기 30° , 간격 1m일 때의 말뚝 직경(D)에 따른 선단하중(q)-침하(w) 거동을 Fig. 9에 도시하였다. 분석 결과, 말뚝직경(D)이 증가할수록 단위면적당 극한 선단지지력은 감소하였고 그 감소량은 점진적으로 작아지는 것으로 나타났으며, 이는 기존 연구결과(Cho et al., 2009; Kim and Yoo, 2013)와 유사한 결과를 나타내고 있음을 알 수 있었다.

3.2.2 암반 탄성계수(E)

암반의 탄성계수 변화에 따른 선단지지력의 변화경

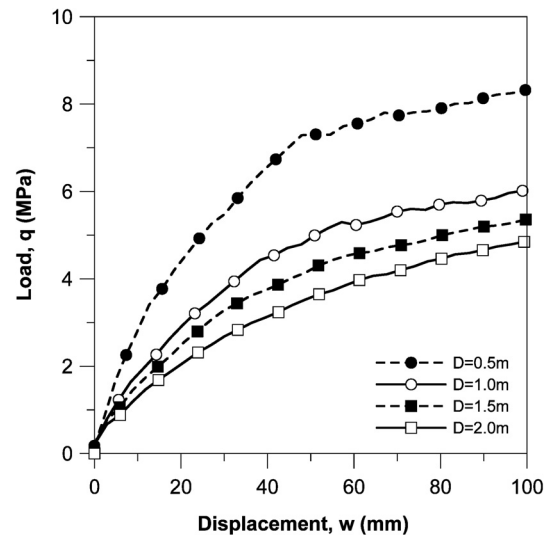


Fig. 9. q - w curves by varying pile diameter, D

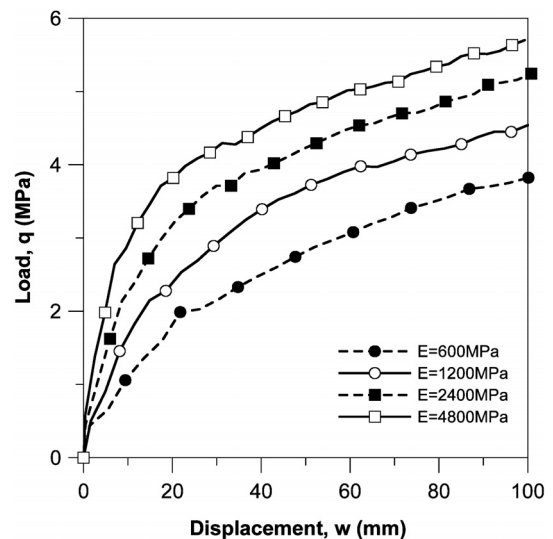


Fig. 10. q - w curves by varying rock mass modulus, E

향을 분석하기 위해, 말뚝 직경, 불연속면 간격 및 기울기 등을 동일하게 가정한 상태에서 암반 탄성계수가 600MPa, 1,200MPa, 2,400MPa, 4,800MPa인 4가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 해석결과 중, 말뚝 직경 1m, 불연속면 기울기 60°, 간격 1m일 때의 암반 탄성계수(E)에 따른 선단하중(q)-침하(w) 거동을 Fig. 10에 나타내었다. 암반의 탄성계수가 증가함에 따라 극한 선단지지력은 증가하였으며, 이 결과는 일축압축강도에 비례하여 극한선단지지력이 증가하는 기존 제안식 및 실내모형실험과 유사한 경향임을 확인할 수 있었다.

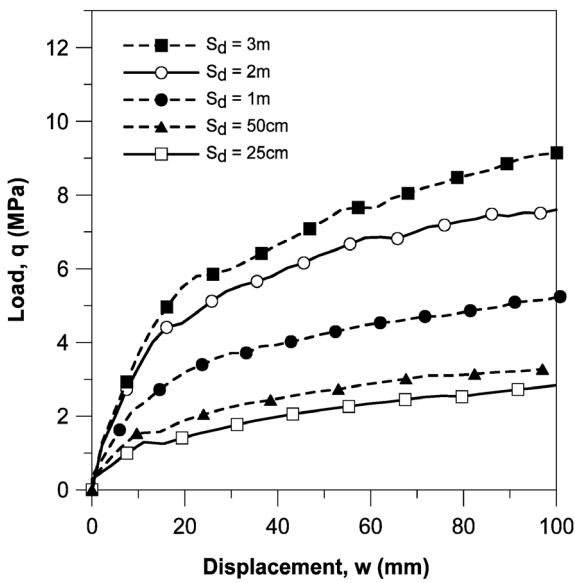


Fig. 11. q-w curves by varying discontinuity spacing, S_d

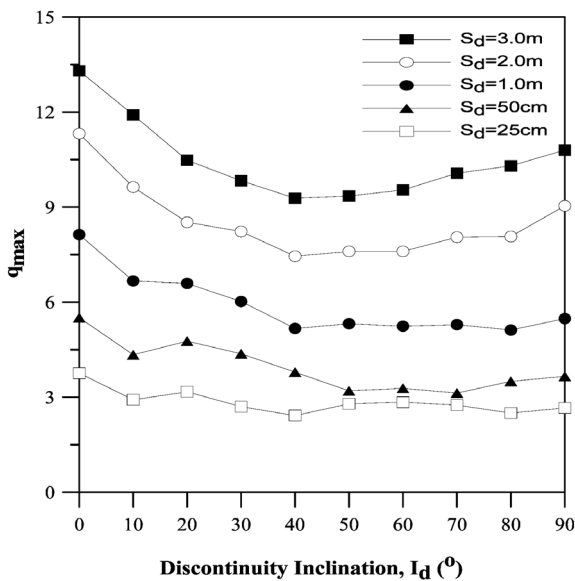


Fig. 12. q_{max} by varying discontinuity inclination and spacing

3.2.3 암반 불연속면 간격(S_d)과 기울기(I_d)

말뚝 직경, 암반 탄성계수와 마찬가지로, 말뚝의 선단 지지력에 미치는 암반 불연속면의 영향을 분석하기 위해, 불연속면의 기울기(I_d)가 $0^\circ \sim 90^\circ$ 일 때 불연속면의 간격(S_d)이 각각 0.25m, 0.5m, 1.0m, 2.0m, 3.0m의 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다.

전체 해석결과 중에서, 대표적으로 경사(I_d)가 60° 인 경우의 암반 불연속면 간격에 따른 선단하중(q)-침하(w) 거동을 Fig. 11에 나타내었다. 실내모형실험과 마찬가지로 불연속면의 간격이 증가함에 따라 극한선단지지력이 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 또한, 불연속면의 기울기와 간격 변화에 따른 q_{max} 값들을 Fig. 12에 도시하였다. Fig. 12를 보면, 불연속면의 경사가 $0^\circ \sim 50^\circ$ 의 경우, 그 외의 불연속면 경사의 극한선단지지력에 비해 대체적으로 감소하는 것을 알 수 있으며, $40^\circ \sim 50^\circ$ 부근에서 극한선단지지력의 최소값이 나타났다.

4. 극한선단지지력 식 제안

암반에 근입된 말뚝기초의 선단지지력은 암반 불연속면의 수, 간격, 방향, 충전물 등에 따라 그 값의 차이가 매우 크므로, 이에 따른 영향들을 고려해야 한다(Zhang and Einstein, 1998). Ladanyi and Roy(1971)는 연구를 통해 말뚝의 극한선단지지력이 암반의 일축압축강도에 비례하고, 말뚝 직경에 반비례한다고 발표하였다. 또한, Peck et al.(1974)은 암반분류 기준인 RQD와 기초의 허용지지력과의 관계를 비례관계로 규정하였는데, RQD는 불연속면의 간격과 밀접한 관계를 갖는 요소임을 고려하였을 때, 본 연구에서 실시된 실내모형실험 및 수치해석과 유사한 결과를 보여준다고 할 수 있다.

하지만 국내에서는 아직까지도 이에 대한 연구가 부족한 실정으로, 주로 무결암의 일축압축강도만을 이용하여 극한선단지지력을 산정하는 외국학자들의 보수적인 방법을 채택하고 있으며(Teng, 1962; Coates, 1967; Rowe and Armitage, 1987; ARGEMA, 1992; Zhang and Einstein, 1998; Vipulanandan et al., 2007), 최근에 들어서야 암반의 절리를 고려한 연구가 진행되고 있다. Kim and Yoo(2013)은 수치해석을 이용하여 절리암반에 시공된 말뚝기초의 선단지지력을 분석하였고, Cho et al. (2009)은 국내에서 수행된 현장재하시험자료를 토대로 절리를 고려한 암반근입말뚝의 선단하중전이(q-w) 함수를 제안하였다. 하지만, 이는 국내 현장자료만을 토대

로 제안되었으므로, 적용에 있어 국내 대표적인 암반인 편마암, 화강암, 안산암 등에 국한하고 있다. 따라서, 보다 많은 국내·외 현장데이터를 기반으로, 보다 넓은 범위의 암반에서 적용 가능한 극한선단지지력 산정식이 필요한 실정이다.

본 연구에서는 실내모형실험 및 수치해석을 수행하

여 암반의 일축압축강도와 말뚝의 직경, 불연속면 조건 등이 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단부 거동에 미치는 영향을 확인하였다. 이에 따라 암반의 일축압축강도만을 이용하여 말뚝의 극한선단지지력을 산정하는 기존의 보수적 방법에서 탈피하여, 보다 합리적인 암반 근입 현장타설말뚝의 선단지지력을 예측하기 위하여

Table 2. Database of rock-socketed drilled shaft tests

Rock description	Diameter, D (m)	Length, L (m)	q_u (MPa)	RQD (%)	S_d (m)	q_{max} (MPa)
Incheon E5	3.0	38.8	82.4	70~82	0.091	20.1
Incheon E7	2.4	40.0	30.0	55	0.067	18.8
Incheon W8	2.4	45.1	35.0	42	0.052	26.6
Seohae S3	0.4	1.0	36.1	0	0.015	10.9
Seohae S4	0.4	1.0	17.3	0	0.015	5.2
Seohae S5	0.4	1.0	15.7	0	0.015	4.6
Seohae S7	0.4	1.0	57.0	0	0.015	20.3
Dongtan D4	1.0	13.8	47.8	40	0.051	12.7
Seoul M1	0.8	28.7	29.0	70	0.091	20.9
Sangam R	1.5	26.1	21.9	39	0.049	13.6
Gimhae G1	1.5	33.5	75.0	21	0.034	22.6
Pusan P3	2.0	42.0	36.0	40	0.051	15.3
Hwaseong H1	2.0	28.3	48.0	50	0.060	12.7
Pusan P6	2.0	49.0	36.0	41	0.052	14.0
Pusan P9	2.0	43.5	36.0	42	0.053	17.8
Sangam P	0.8	27.1	16.8	6~52	0.060	20.9
Songdo R1	1.5	43.0	23.0	0	0.015	17.0
Greyish jointed basalt	1.0	12.7	14.14	51	0.061	11.3
Greyish jointed basalt	1.0	14.2	19.43	10	0.026	13.2
Moderately weathered basalt	1.0	14.9	11.77	8	0.024	10.3
Weathered basalt	1.0	11.9	12.46	0	0.015	10.6
Weathered amygdaloidal basalt	1.0	13.8	7.07	30	0.041	8.0
Jointed yellowish tuff	1.2	13.2	11.49	37	0.047	10.2
Greyish tuff	1.2	11.3	28.5	30	0.041	16.0
Volcanic breccia	1.2	19.1	6.4	20	0.034	7.6
Moderately weathered amygdaloidal basalt	1.2	12.1	39.4	37	0.047	18.8
Weathered claystone	0.762	6.1	0.48	0	0.015	2.25
Claystone	0.762	8.53	1.1	43	0.053	5.03
Weathered fossiliferous limestone	1.585	25.9	1.5	39	0.049	6.28
Weathered fossiliferous limestone	1.94	27.3	3.8	35	0.045	6.22
Weathered fossiliferous limestone	1.88	27.2	0.92	12	0.028	3.57
Greyish jointed basalt	1.2	9.3	28.04	10	0.026	15.9
Jointed basalt	0.9	10.4	35.7	37	0.047	17.9
Jointed basalt	0.9	11.1	21.83	27	0.039	14.0
Jointed amygdaloidal basalt	1.1	14.0	40.8	42	0.053	19.1
Greyish basalt	1.05	14.0	15.3	43	0.053	11.7
Greyish basalt	0.6	11.2	11.8	0	0.015	10.3
Greyish basalt	0.6	10.4	14.24	39	0.049	11.3
Granodiorite	1.32	23.1	35	49	0.059	16.0

실내모형실험과 수치해석 결과로부터 도출된 말뚝 직경, 암반강도, 불연속면 간격 등의 영향 요소를 반영한 극한선단지지력 식을 제안하였다. 실제 현장 적용성을 높이기 위해서 Table 2와 같이 총 39개의 국내·외 현장 재하시험 데이터베이스를 구축하여(Jeong et al., 2010; Zhang, 2010), 회귀분석을 통해 극한선단지지력 산정식을 제안하였다.

$$q_{\max} = \alpha \left(\frac{q_u \cdot S_d}{P_a \cdot D} \right)^\beta \cdot P_a \quad (1)$$

여기서, α , β 는 현장데이터를 기반으로 한 회귀분석을 통해 산정된 값으로 각각 79.2와 0.315이며, q_u 는 암반의 일축압축강도, D 는 말뚝의 직경, S_d 는 암반 불연속면의 간격, P_a 는 대기압(=101.3kPa)이다.

본 연구에서 제안한 극한선단지지력 식을 검증하기 위해, 실제 현장에서 측정된 선단지지력 값과 제안식으로 예측한 선단지지력 값을 비교하여 Fig. 13에 나타내었다. 제안식으로 산정된 극한선단지지력 값은 실제 측정값보다는 다소 크게 예측이 되지만, 현장 여건상 대부분의 측정값이 극한상태보다는 최대 재하하중 상태가 많기 때문에, 이를 감안하면 실제 거동과 유사하다고 판단된다. 또한, 2개 지역의 현장재하시험 결과를 대상으로(Table 3), 무결암 일축압축강도만을 이용한 기존의 방법들 및 불연속면을 고려한 국외의 극한선단지지력 제안식과의 비교·분석을 수행하였다(Table 4). 그 결과, 국외의 불연속면을 고려한 방법들은 국내 현장의 선단 거동을 적절하게 예측하지 못하는 것으로 나타났으며, 본 제안식은 기존의 일축압축강도만을 이용하는 보수적인 방법보다 암반근입말뚝의 실제 극한선단지지력을

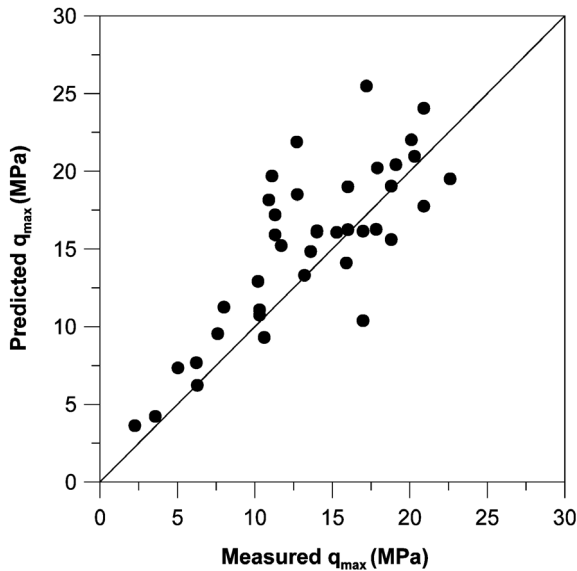


Fig. 13. The comparison between measured and predicted q_{\max}

Table 3. Input for q_{\max} method

Rock description	Diameter, D (m)	Length, L (m)	q_u (MPa)	RQD (%)	S_d (m)	q_{\max} (MPa)
Seocho S1	1.0	22.0	39.7	74	0.100	17.2
Pusan P1	1.5	33.5	78.7	20	0.033	11.1

Table 4. The comparison on existing methods

Method	q_{\max} (MPa)	Seocho S1	Pusan P1
Teng	$q_{\max} = (5 \sim 8) \cdot q_u$	258.05	511.6
Coates	$q_{\max} = 3 \cdot q_u$	119.1	236.1
Rowe and Armitage	$q_{\max} = 2.5 \cdot q_u$	99.3	196.8
ARGEMA	$q_{\max} = 4.5 \cdot q_u < 10$	10.0	10.0
Zhang and Einstein	$q_{\max} = 4.83 \cdot (q_u)^{0.51}$	31.6	44.8
Vipulanandan et al.	$q_{\max} = 4.66 \cdot (q_u)^{0.56}$	36.6	53.7
Ladanyi and Roy	$q_{\max} = 3 \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d$	40.494	80.274
Carter and Kulhawey	$q_{\max} = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}] \cdot q_u$	0.94	0.99
AASHTO	$q_{\max} = N_{ms} \cdot q_u$	18.262	1.89
This study	$q_{\max} = \alpha \left(\frac{q_u \cdot S_d}{P_a \cdot D} \right)^\beta \cdot P_a$	25.48	19.69
Field test		17.2	11.1

예측하는 데 있어 보다 적합한 것으로 나타났다.

참고문헌 (References)

5. 결론

본 연구에서는 암반에 근입되어 있는 현장타설말뚝의 극한선단지지력을 예측할 수 있는 식을 제안하고자 하였다. 실내모형실험 및 개별요소해석을 수행하여 암반의 불연속면이 말뚝의 선단지지력에 미치는 영향을 분석하였으며, 이를 통해 영향인자를 선정하였다. 또한, 현장재하시험 데이터베이스를 구축하여 이를 기반으로 암반근입 현장타설말뚝의 극한선단지지력 산정식을 제안하였다. 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 실내모형실험결과, 말뚝의 선단지지력은 암반의 강도 및 불연속면의 간격이 커질수록 증가하는 것으로 나타났다. 하지만 불연속면의 기울기 변화에 따라서는 일정한 경향을 보이지 않았다.
- (2) 수치해석결과, 말뚝직경이 증가함에 따라 선단지지력이 감소하였고, 암반의 탄성계수 및 불연속면 간격이 증가함에 따라 선단지지력이 증가하는 것을 알 수 있었다. 또한, 불연속면 기울기가 0°~50°의 경우, 그 외의 불연속면 경사의 극한선단지지력에 비해 대체적으로 감소하는 것으로 나타났다.
- (3) 실내모형실험과 수치해석 결과를 토대로 실제 현장에서 확보할 수 있는 요소인 말뚝의 직경, 암반의 일축압축강도, 불연속면의 간격 등을 영향인자로 선정하였다. 이러한 영향인자들을 토대로, 현장재하시험 데이터베이스를 기반으로 하여 극한선단지지력 식을 제안하였다.
- (4) 현장데이터와의 검증을 통해, 본 연구에서 제안한 극한선단지지력 식이 기존의 암반 일축압축강도만을 고려한 방법과 달리 암반 불연속면의 영향을 고려할 수 있어, 실제 현장의 극한선단지지력 값을 보다 더 정확히 예측하는 것을 확인할 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 2013년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다(No.2011-0030040).

1. AASHTO (1996), *Standard Specifications for Highway Bridges*, 16th ED: American Associations of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
2. ARGEMA (1992), *Design guides for offshore structures : Offshore pile design*, ED: P. L. Tirant, Editions Technip, Paris, France.
3. Baquelin, F., Frand, R., and Jezequel, J. F. (1982), "Parameters for friction piles in marine soils", *2nd International Conference in Numerical Methods for Offshore Piling*, Austin, April.
4. Carter, J.P. and Kulhawy, F.H. (1988), "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock", Final report, EL 5918/ Project 1493-4 / Electric Power Research Institute, Conell Univ., Ithaca, NY.
5. Cho, C. H., Lee, M. H., Yoo, H. K., Kwon, H. G., and Park, E. S. (2003), "The Characterization of Surface Roughness of the Drilled Shaft into Rock", *Journal of Korean Geo-environmental Society*, Vol.4, No.2, pp.5-13.
6. 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.
7. Coates, D. F. (1967), *Rock Mechanics Principles, Energy Mines and Resources*, Ottawa, Canada, Monograph 874.
8. De Beer, E. (1986), "Different behavior of bored and driven piles", *Proc. of 6th Danubian Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, pp.307-318.
9. Indraratna, B., Haque, A., and Aziz, N. (1998), "Laboratory modeling of shear behaviour of soft joints under constant normal stiffness conditions", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.16, pp.17-44.
10. Jeong, S. S., Cho, H. Y., Cho, J. Y., Seol, H. I., and Lee, D. S. (2010), "Point bearing stiffness and strength of socketed drilled shafts in korean rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.47, pp.983-995.
11. Kim, S. I., Jeong, S. S., Cho, S. H., and Park, I. J. (1999), "Shear load transfer characteristics of drilled shafts in weathered rocks", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, pp.999-1010.
12. Kim, T. J. and Yoo, C. S. (2013), "A Numerical Investigation on End Bearing Capacity of Single Pile Installed in Fractured Rock Mass", *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.29, No.1, pp.61-70.
13. Ladanyi, B. and Roy, A. (1971), "Some aspects of bearing capacity of rock mass", *Proc. 7th Canadian Symposium on Rock Mechanics, Edmonton*, pp.161-190.
14. Lee, H. J. and Lee, H. K. (2006), "An Analysis on the Behavior Characteristics of the Side of Drilled Shafts in Rocks", *Journal of Korean Geo-environmental Society*, Vol.7, No.6, pp.101-111.
15. Lee, J. H., Cho, H. Y., You, K. H., and Jeong, S. S. (2012), "A Study on the Ultimate Point Resistance of Rock Socketed Drilled Shafts Using FLAC3D and UDEC", *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.28, No.1, pp.29-39.
16. O'Neill, M. W. and Hassan, K. M. (1994), "Drilled shaft : effects of construction on performance and design criteria", *Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations*, Federal Highways Administration, Washington D.C., Vol.1, pp.137-187.

17. Reese, L. C. and O'Neill, M. W. (1988), *Drilled shafts : Construction procedures and design methods*, Publ. No. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
18. Rowe, P. K. and Armitage, H. H. (1987), "Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.114-125.
19. Seidel, J. P. and Harberfield, C. M. (1994), "A new approach to the prediction of drilled pier performance in rock", *Proc. of the International Conf. on Design and Construction of Drilled Pier*.
20. Seol, H. I, Jeong, S. S., Cho, C. H., and You, K. H. (2008), "Shear load transfer for rock-socketed drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI)", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.45, pp.848-861.
21. Teng, W. C. (1962), *Foundation design*, Prentice-Hall, Inc, NJ.
22. UDEC (2004), *Universal Distinct Element Code, Ver. 4.0, Theory and Background Manual*, Itasca Consulting Group, Inc.
23. Vipulanandan et al. (2007) : "Parametric study of open core-hole on the behavior of drilled shafts socketed in soft rock", *Proc of Geo-Denver 2007: Denver, Colo. Geotechnical Special Publication 158*, pp.1-10.
24. Zhang, L. and Einstein, H. H. (1998), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124(7), pp.574-584.
25. Zhang, L. (2010), "Prediction of end-bearing capacity of rock-socketed shafts considering rock quality designation(RQD)", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.47, pp.1071-1084.

Received : May 9th, 2013

Revised : October 7th, 2013

Accepted : October 10th, 2013