

# LRFD 설계를 위한 쇄석다짐말뚝공법의 저항편향계수 산정

## Evaluation of the Resistance Bias Factors to Develop LRFD for Gravel Compaction Piles

한 용 배<sup>1</sup> Han, Yong-Bae  
박 준 모<sup>2</sup> Park, Joon-Mo  
장 연 수<sup>3</sup> Jang, Yeon-Soo

### Abstract

In this study, the resistance bias factors are calculated to determine the resistance factor of Gravel Compaction Piles which is one of the soft ground improvement methods. In order to calculate resistance bias factors for gravel compaction piles, two ultimate bearing capacities were analyzed. One is the ultimate bearing capacity in 2.54 cm settlement measured using data of the field loading test on 41 piles and the other is the ultimate bearing capacity calculated using the seven equations concerning bulging failure. The results of analysis show that the probability density function of the calculated ultimate bearing capacities has a lognormal distribution. Resistance bias factor and the coefficient of variation for Greenwood equation are 0.91 and 0.38, respectively, and for those of Hughes & Withers are 1.19 and 0.39. The two equations are suitable for calculating resistance factors for LRFD of soil improvement using gravel compaction piles.

### 요 지

본 연구에서는 연약지반개량공법의 하나인 쇄석다짐말뚝공법의 저항계수를 산정하기 위한 저항편향계수를 산정하였다. 쇄석다짐말뚝공법의 저항편향계수를 산정하기 위하여 국내외 현장에서 수행된 41개 말뚝의 재하시험 결과로부터 산출된 2.54cm 침하량기준의 극한지지력과 말뚝직경의 2~3배의 깊이에서 팽창파괴가 지배적인 파괴유형이므로 팽창파괴에 대한 7개의 극한지지력공식을 사용하여 저항편향계수를 분석한 결과 확률밀도함수는 쇄석다짐말뚝의 7개 팽창파괴에 대한 극한지지력식 모두 로그정규분포 형태를 보였고, 저항편향계수/변동계수는 Greenwood(1970) 제안식에서는 0.91/0.38, Hughes & Withers(1974) 제안식에서는 1.19/0.39로 팽창파괴에 대한 극한지지력식 중에서 저항계수 설계법의 저항계수 산정 시 적합한 제안식으로 분석되었다.

**Keywords :** 한계상태설계법, 하중저항계수설계법(LRFD), 쇄석다짐말뚝, 저항편향계수

### 1. 서 론

쇄석다짐말뚝공법은 연약지반에 모래 또는 쇄석을 압입하여 지중에 조립질 재료로 구성된 구근을 형성함

으로써 지반의 전단강도 및 지지력의 증가, 측방변위 억제, 압밀침하의 저감 등을 목적으로 한다. 2000년대 초반까지 항만, 단지, 도로, 연약지반 개량공사 등에 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)이 다수 적용되었으나,

1 정희원, 동국대학교 공과대학 건설환경공학과 박사과정 (Member, Graduate student, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Dongguk University\_Seoul, ybhan@paran.com, 교신저자)

2 정희원, (주)건일엔지니어링 과장 (Member, Senior Engineer, Dept. of Geotechnical Engrg., Kun-II Engrg. Co., LTD)

3 정희원, 동국대학교 공과대학 건설환경공학과 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Dongguk University\_Seoul)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

점차 모래 수급이 어려워지고 단가상승으로 인해 최근에는 쇄석다짐말뚝(Gravel Compaction Pile)의 적용이 점차 증가하고 있다. 또한 쇄석다짐말뚝공법은 연약지반개량공법 중에서 가장 친환경적이며, 비교적 경제적인 공법으로 평가되고 있다.

다짐말뚝은 1830년 프랑스에서 고유기질 흙의 개량을 위해 처음으로 사용되어, 1950년 이후부터는 지반개량을 위해 유럽에서 널리 이용되었으며, 1976년 이후부터는 미국에서 사용량이 증가하였다(Barksdale and Bachus, 1983). 연약지반에서 다짐말뚝의 거동특성에 관한 연구는 Hughes and Withers(1974)의 연구가 기초가 되었으며, 이전까지는 시공 전 현장시험에 의한 경험적 방법을 주로 이용하였다(Ambily and Gandhi, 2004).

경험적인 방법을 벗어나 이론적, 실험적, 시험시공에 의한 방법 등으로 다짐말뚝의 유용성을 입증하고, 설계방법에 이용될 수 있는 반경험적인 이론들이 발표되었다. Greenwood(1970), Hughes and Withers(1974), Saha(1992)는 다짐말뚝의 허용응력과 점토의 비배수전단강도의 관계로부터 반경험적 설계법을 제안하였으며, Ranjan and Rao(1986), Darye and Nagaraju(1981)은 Vesic(1972)의 공동확장이론을 이용하여 반경험적 설계법이 제안하였다.

다짐말뚝의 지지력 및 침하량, 파괴거동에 대한 연구와 더불어 구조물에 작용하는 설계하중, 원지반 및 다짐말뚝의 강도에 대한 불확실성을 고려하여 보다 합리적인 설계가 될 수 있도록 Matsuo and Suzuki(1983), Kitazume and Nagao(2007)는 신뢰성에 기반을 둔 다짐말뚝의 설계법을 제시하였다. 채종길 등(2009)은 다짐말뚝으로 개량된 연약지반 상의 성토시공에 있어서 손실평가함수 및 신뢰성 설계법을 이용하여 최적설계조건을 검토하였으며, 개량율에 따른 안정성(안전율과 파괴확률), 안정성과 기대 총 비용에 대한 관계를 이용하여 최적설계를 위한 목표 파괴확률을 0.1%로 제안하였다. 이와 같은 신뢰성에 기반을 둔 설계법은 현행 안전율 개념의 허용응력설계법을 보완하고, 비용 대비 효과에 기초한 최적 설계 대안을 결정할 수 있다는 장점이 있으나 설계자가 파괴확률을 정식화하는데 많은 어려움이 있어 접근하기는 쉽지 않은 실정이다.

지난 수십여 년 간 국내·외의 많은 연구자들이 신뢰성이론에 기반하며 기술자들이 쉽게 접근할 수 있는 구조물 기초 설계법을 개발해 왔다. 현재 북미지역에서는 AASHTO(2010)와 같은 하중저항계수설계법(Load and

Resistance Factor Design, LRFD)을 채택하고 있으며, 유럽지역에서는 Eurocode 7(CEN, 2004)을 설계기준으로 채택하고 있다. LRFD와 Eurocode 7은 계산된 저항값에 전체저항계수를 적용할 것인지, 각 저항값에 부분안전계수를 적용하는가에 따라 크게 구분된다. 어떤 설계법이 신뢰도가 높은지는 아직 논란이 되고 있으나, 현재 국내 구조물 기초분야에서는 하중저항계수설계법에 관한 연구가 가장 활발히 진행되고 있다.

본 연구에서는 연약지반개량공법에 대한 하중저항계수설계법 개발을 위한 쇄석다짐말뚝의 저항편향계수를 산정하였다. 쇄석다짐말뚝의 현장 지지력 측정 자료는 국내의 재하시험 및 지반조사 자료와 함께 미국, 필리핀 등에서 수집된 재하시험자료를 추가하여 구성하였다. 쇄석다짐말뚝의 설계 지지력은 쇄석다짐말뚝공법의 지배적인 파괴유형인 팽창파괴에 대하여 산정하였다. 현장재하시험에 의해 결정된 극한 지지력과 여러 연구자들에 의해 제안된 지지력 공식으로 산정된 설계 극한지지를 비교·분석하여 저항편향계수와 저항편향계수의 확률통계학적 특성을 산정하였다.

## 2. 하중저항계수설계법의 국내·외 연구동향

최근 한계상태설계법과 하중저항계수설계법은 지반공학분야에서 표준화된 설계법으로 자리잡고 있으며, 세계 주요 지반분야 설계기준이 허용응력설계법에서 한계상태설계법이나 하중저항계수설계법으로 전환되고 있다. 유럽에서는 벨기에(NBN EN 1997-1), 덴마크(DS/EN 1997-1), 프랑스(NF EN 1997-1), 독일(DIN EN 1997-1) 등이 Eurocode 7(CEN, 2004)과 같은 한계상태설계법을 채택하였으며, 북미지역에서는 미국(AASHTO, 2010), 캐나다(CSA, 2006) 등이 하중저항계수설계법을 채택하였다. 또한 아시아 국가들 중에는 중국(Zhang, 2003)과 일본(Okahara et al., 2003)이 Eurocode 7과 유사하게 한계상태설계법을 채택하고 있다.

국내에서의 연구는 신뢰성해석에 기초하여 항타말뚝과 현장타설말뚝에 대한 연구를 중심으로 이루어져 왔으며, 얇은기초, 사면 및 항만 방파제부분에서 연구가 진행 중이다. 신뢰성을 기반으로 한 한계상태 설계법에 관련된 연구는 국토해양부 R&D 사업으로 「LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구(한국건설기술연구원, 2008)」가 진행되었으며, 한국해양연구원에서는 「차세대 항만설계 기술개발의 일환으로 항만시설물 설

계 관련 기반연구(해양수산부, 2005)」를 수행한 바 있다. 현재는 한국연구재단의 지원으로 「연약지반개량공법에 관한 하중저항계수설계법」과 국토해양부에서 지원하는 「표준화를 위한 구조물기초 설계기준의 정비방안 연구」등 다양한 구조물기초 분야의 연구가 수행되고 있다.

김대호 등(2005)은 사질토에 근입된 항타말뚝의 재하시험과 CPT결과를 활용한 Aoki & Veloso(1975), Schmetmann (1978), LCPC(Bustamante and Ganeselli, 1982), Philipponnat (1980) 등의 말뚝의 지지력 산정법을 이용하여 전체 지지력, 선단 및 주면지지력의 개별 저항편향계수를 산정하였다. 전체지지력에 대한 저항편향계수는 LCPC의 방법( $\lambda_R=1.09$ ,  $COV_R=0.31$ )이 가장 실제 지지력과 유사하며, 불확실성이 작으며, Aoki & Veloso의 방법( $\lambda_R=1.15$ ,  $COV_R=0.46$ )은 다른 방법에 비하여 정밀성이 떨어지는 것으로 평가하였다.

곽기석 등(2006)은 항타강관말뚝의 재하시험에 의한 대표 극한지지력(Davisson 기준)과 지지력 공식에 의한 설계지지력을 비교 분석하여 저항편향계수를 산정하였다. 정역학적 지지력공식  $\lambda_R=0.98$ ,  $COV_R=0.67$ , N치를 이용한 경험식  $\lambda_R=1.46$ ,  $COV_R=0.74$ 로 정역학적 지지력공식의 불확실성이 상대적으로 낮아 일관성 있는 설계결과를 도출할 수 있는 것으로 평가하였으며, 저항편향계수의 확률분포는 로그정규분포에 가까운 형태를 보인다고 하였다.

허정원 등(2007)은 곽기석 등(2006)의 연구에서 이용된 항타강관말뚝의 재하시험 자료를 이용하여 말뚝 선단부 평균 N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하여 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식에 의한 설계 극한지지력을 이용하여 저항편향계수를 산정하였다. 정역학적 지지력공식은  $N<50$ 인 경우  $\lambda_R=1.010$ ,  $COV_R=0.515$ ,  $N\geq 50$ 인 경우  $\lambda_R=0.73$ ,  $COV_R=0.423$ 으로 실제지지력을 거의 정확히 평가하거나, 다소 과대평가하는 경향이 있었으며, Meyerhof 경험식은  $N<50$ 인 경우  $\lambda_R=1.782$ ,  $COV_R=0.773$ ,  $N\geq 50$ 인 경우  $\lambda_R=1.341$ ,  $COV_R=0.754$ 로 실제지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 나타내었다. 또한 저항편향계수는 대수정규분포에 적합한 것으로 분석하였다.

윤홍준 등(2007)은 Hovath and Kenny(1979), Rowe and Armitage(1987), FHWA IGM(O'Neill et al., 1996), Zhang and Einstein(1988), Carter and Kulhawy(1987),

LCPC SETRA(1985) 등의 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 지지력공식을 이용하여 저항편향계수를 국내 재하시험 자료에 근거하여 산정하였다. 각 지지력공식에 대한 저항편향계수는  $\lambda_R=0.37\sim 3.50$ ,  $COV_R=0.20\sim 0.86$ 으로 매우 큰 차이를 보였으며, 저항편향계수가 1.0에 가까운 Hovath and Kenny( $\lambda_R=1.44$ ,  $COV_R=0.49$ )와 LCPC SETRA( $\lambda_R=0.68$ ,  $COV_R=0.20$ )의 지지력공식 조차도 기존의 연구결과와 비교하여 다소 과소·과대 예측하는 경향을 나타내었다.

### 3. 하중저항계수설계법과 저항편향계수

하중저항계수설계법에서는 저항계수에 공칭저항(극한저항)을 곱한 저항능력이 하중계수에 공칭하중을 곱한 설계하중보다 커야하며, 한계상태에 대한 정의는 식 (1)과 같으며, 일계이차모멘트법(FOSM)으로부터 유도된 저항계수는 식 (2)와 같다. 저항계수를 유도하는 자세한 내용은 NCHRP Report 507(Paikowsky, 2004)에서 참고할 수 있다.

$$R_r = \phi R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (1)$$

$$\phi = \frac{\lambda_R \left( \gamma_D \frac{Q_D}{Q_L} + \gamma_L \right) \sqrt{\frac{1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2}{1 + COV_R^2}}}{\left( \lambda_{QD} \frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_{QL} \right) \exp\left( \beta_T \sqrt{\ln\left[ (1 + COV_R^2)(1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2) \right]} \right)} \quad (2)$$

여기서,  $\phi$ 는 저항계수,  $R_n$ 은 공칭저항,  $\eta_i$ 는 하중수정자,  $\gamma_i$ 는 하중계수,  $Q_i$ 는 작용하중,  $\lambda_R$ ,  $\lambda_{QD}$ ,  $\lambda_{QL}$ 은 각각 저항, 사하중, 활하중의 편향계수(bias factor),  $COV_R$ ,  $COV_{QD}$ ,  $COV_{QL}$ 은 각각 저항, 사하중, 활하중의 변동계수,  $\beta_T$ 는 목표신뢰도지수(Target Reliability Index)  $\gamma_D$ ,  $\gamma_L$ 은 사하중과 활하중의 하중계수이다.

구조물기초에 작용하는 하중의 통계학적 특성은 상부 구조물에 대한 AASHTO 설계기준을 이용한다고 가정하면(Nowak, 1999), 하중계수( $\gamma_D$ ,  $\gamma_L$ )와 하중편향계수( $\lambda_{QD}$ ,  $\lambda_{QL}$ )는 결정된 값이며, 저항계수는 하중비( $Q_D/Q_L$ )를 고려한 편향계수( $\lambda_R$ )와 저항의 변동계수( $COV_R$ )으로 구성된 저항분포로 산정할 수 있다(Paikowsky, 2010).

저항편향계수는 재하시험을 통해 측정된 극한지지력 값( $R_m$ , Measured Resistance)에 대한 설계방법에 따라 예측되는 저항값( $R_n$ , Predicted or Nominal Resistance)의 비로써 식 (3)과 같이 나타낸다. 저항편향계수에 대한 통계학적 분석은 저항값을 예측하는 해석모델의 정

확성을 정량적으로 판단할 수 있다. 예측값이 정확한 모델 일수록 저항편향계수의 평균값은 1에 가까워지며, 변동계수(COV)는 작은 값을 나타낸다. 또한 저항편향계수가 1에 근접한 설계법에 비해 동일한 조건하에서 저항계수값이 증가하는 결과를 보이게 된다.  $\lambda_{Ri}$ ,  $\sigma_R$ 은 각각 저항편향계수의 평균과 표준편차이다.

$$COV_R = \frac{\sigma_R}{\lambda_{Ri}}, \lambda_R = \frac{R_m}{R_n} \quad (3)$$

#### 4. 쇄석다짐말뚝에 대한 극한지지력산정

##### 4.1 쇄석다짐말뚝공법

쇄석다짐말뚝공법은 과다하지 않은 크기의 상부구조물 하중을 지지하기 위한 연약한 점성토 기초지반의 보강에 효율적인 공법으로 쇄석을 연약지반 내에 압입하여 원통형 모양의 말뚝을 형성한다(Hu et al., 1997). 점성토지반에 적용할 경우 원지반과 압입된 쇄석다짐말뚝으로 이루어진 복합지반을 형성하여 지반의 전단강도 및 지지력을 증대시키고 측방변위와 압밀침하 등을 억제한다. 쇄석다짐말뚝공법은 구성 재료의 입자들이 구속되어 있는 상태가 아니므로 일반 콘크리트 말뚝과는 다른 파괴양상을 보이는데 파괴메커니즘은 팽창파괴(Bulging failure), 전반전단파괴(General Shear failure), 펀칭파괴(Punching failure)로 구분할 수 있다(그림 1 참조).

흙과 다짐말뚝 간의 상호작용은 주로 다짐말뚝의 팽창

을 억제하기 위한 원지반의 횡방향 구속압력의 증가에 지배되며, 횡방향 구속압력이 충분하게 발휘되지 않는 지반에서의 적용은 불가능하다(Barksdale and Bachus, 1983; Juran and Guermazi, 1988). 그리고 일반적으로 김홍택 등(1997)에 의하면 말뚝직경의 2~3배의 깊이에서 대부분의 쇄석다짐말뚝의 경우에는 팽창파괴가 지배적인 파괴유형이므로, 본 연구에서는 팽창파괴에 대한 저항편향계수를 분석하였다. 저항편향계수를 산출하기 위하여 사용된 팽창파괴에 대한 지지력 이론식은 표 1과 같다.

##### 4.2 자료의 수집

쇄석다짐말뚝공법은 연약지반에서 압밀침하 유발 및 사면안정 확보, 호안설계에서 지지력 확보를 위한 지반 개량목적 그리고 건축 또는 토목구조물의 기초처리공법으로 활용하고 있다. 압밀침하 및 사면안정, 호안에 대한 설계에서는 다짐말뚝을 연직배수재 또는 일부 하중을 분담하는 복합지반의 개념으로 설계하고 있어, 다짐말뚝 시공 후 지지력 측정 보다는 시추조사에 의한 미개량층 확인, 표준관입시험에 의한 다짐말뚝의 관입 저항치(N치)에 의한 확인조사를 수행하고 있다. 따라서 본 연구에서는 토목구조물 및 건축구조물에 구조물기초로 시공된 쇄석다짐말뚝의 자료를 수집하여 연구를 수행하는 것으로 계획하였다.

쇄석다짐말뚝의 저항편향계수를 분석하기 위해서 측정지지력은 국내에서 실시된 재하시험보고서 9개, 학술

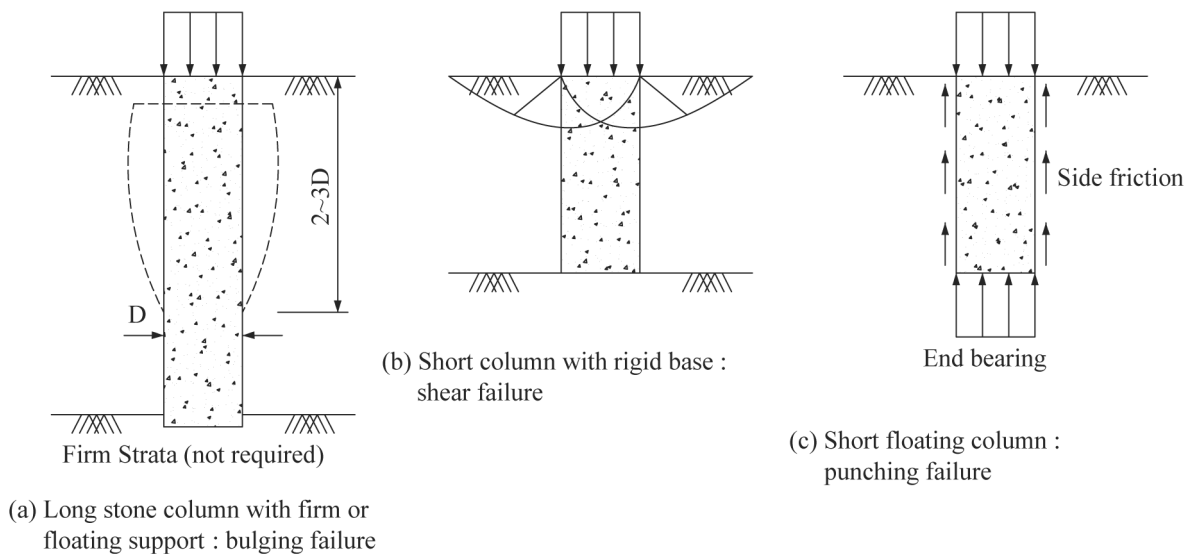


그림 1. 쇄석다짐말뚝의 파괴거동(Barksdale and Bachus, 1983)

표 1. 분석에 사용된 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 따른 극한지지력 산정식

제안자	산 정 공 식	비 고
Gibson & Anderson (1961)	$q_u = \left[ \sigma_{ro} + c_u \left( 1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1+\nu_c)} \right) \right] \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ $\sigma_{ro} : (\text{초기}) \text{ 횡방향응력 (initial in-situ lateral stress) (kN/m}^2\text{)}$ $E_c : \text{주변지반의 탄성계수 (kN/m}^2\text{)}, \quad c_u : \text{주변지반의 비배수 전단강도 (kN/m}^2\text{)},$ $\phi_s : \text{쇄석말뚝의 내부마찰각}(\text{°}), \quad \nu_c : \text{주변지반의 프와송비}$	Single Stone Column
Greenwood (1970)	$q_u = (\gamma_c z K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ $\gamma_c : \text{주변지반의 단위중량 (kN/m}^3\text{)}$ $z : \text{팽창파괴가 예상되는 길이 (m)}$ $K_{pc} : \text{주변지반의 수동토압계수}$	
Vesic (1972)	$q_u = (c_u F_c' + q_{avg} F_q') \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ $q_{avg} : \text{등가파괴심도에서의 평균 (등방) 응력 (= } (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 \text{) (kN/m}^2\text{)}$ $F_c', F_q' : \text{공동확장계수 (Cavity expansion factors)}$	
Hughes & Withers (1974)	$q_u = (\sigma_{ro} + 4c_u) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ $\sigma_{ro} : (\text{초기}) \text{ 횡방향응력 (initial in-situ lateral stress) (kN/m}^2\text{)}$	
Brauns (1978)	$q_u = \left[ \sigma_{ro} + \left( 1 + \ln \frac{E_c}{3 \cdot c_u} \right) \cdot c_u \right] \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$	
Hansbo (1994)	$q_u = (\sigma_{ro} + 5c_u) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$	
Madhav et al. (1979)	$q_u = (4c_u + \sigma_{ro} + K_o q_k) (W/B)^2 \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} + [1 - (W/B)^2] q_k$ $B : \text{하중재하폭 (m)}, \quad q_k : \text{연약지반의 지지력 (= } (2/3)c_u N_c \text{) (kN/m}^2\text{)}$ $W : \text{쇄석말뚝 열의 등가폭 (width of equivalent granular pile strip) (m)}$ $K_o : \text{정지토압계수}$	Stone Column Group

연구논문 16개, 석박사학위논문 4개로 총 29개 자료를 수집하였다. 미국에서 실시된 재하시험결과 28개 학술 연구논문에서 4개의 재하시험 자료를 분석한 결과 총 41개의 유용한 재하시험자료를 구할 수 있었다. 이 중 국내 학술연구논문 및 석·박사 학위논문의 경우 거의 대부분 모형실험을 통해 연구를 하였으며, 쇄석다짐말뚝의 모형화에 따른 직경의 축소와 치환률 고려에 따른 측정지지력과의 변동성이 매우 크므로 본 연구에서 제외하였다.

말뚝의 재하시험결과로부터 얻어지는 하중-침하량 곡선을 이용하여 허용지지력을 결정하는 방법에는 여러 방법이 있다. 하지만 실물 재하시험으로 정의에 의한 실제 극한지지력, 즉 일정한 하중 하에서 급격한 파괴가 발생하는 경우, 즉 하중-침하량 곡선이 침하량 축에 거의 평형될 때의 지지력을 구하는 것은 곤란하므로 이에 대한 대안으로 대부분 침하량을 기준으로 극한지지력을 판정하거나 항복하중을 결정한 후 주어진 안전율을 적용하여 말뚝의 허용지지력을 계산하고 있다.

Fellenius(1980)는 극한지지력을 산정할 때 한 가지 방법에 의존하지 않고 3~4개의 방법으로 판단할 것을 제안하고 있어 본 연구에서는 극한지지력 산정법인

2.54cm침하량 기준과 Davisson(1972)의 방법 그리고 허용지지력 산정법인 P-S곡선법과 logP-logS곡선법을 이용하여 현장재하시험에서의 지지력을 확인하였다. 그러나 국내 대부분의 재하시험에서는 하중-침하량곡선이 설계하중을 확인하는 차원에서 멈추어 극한지지력을 충분히 확인하지 못한 상태이므로 허용지지력 산정법인 P-S곡선법과 logP-logS곡선법으로는 지지력 추정이 곤란하다. Davisson방법은 타입말뚝의 급속재하시험 결과를 바탕으로 제안된 것이며, 말뚝의 주변마찰에 의한 탄성침하량의 변화를 고려하지 못했다는 면에서 시공 방법, 말뚝의 길이, 파괴형태에 따라서 다른 결과를 줄 수 있다. 따라서 본 연구에서의 극한지지력은 설계시 허용침하량 기준인 2.54cm침하량에서의 지지력 값을 기준으로 결정하였다.

#### 4.3 쇄석다짐말뚝공법의 재하시험 및 지지력공식에 의한 극한지지력 산출

쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 극한지지력을 산정하기 위하여 표 1과 같이 기존에 제안된 7가지 지지력 공식을 41회 현장재하시험 자료에 대해 적용하였다. 말

뚝의 제원은 R-3-1~R-3-4 재하시험의 경우 말뚝직경이 400mm이고, 그 이외의 말뚝은 직경이 760mm이다. 쇄석다짐말뚝이 적용된 지반의 지반정수를 표 2에 정리하였다.

표 3과 4는 재하시험 결과에 따른 극한지지력과 7개의 팽창과괴에 대한 지지력공식을 이용한 설계극한지지력을 정리한 결과이다. 여기서,  $q_{uF}$ 는 현장에서 재하

시험에 의해 측정된 극한지지력,  $q_{uT}$ 는 이론식에 의한 설계극한지지력이며, R-1은 양평동현장, R-2는 포항장량지구현장, R-3은 천안논산고속도로 시험시공 현장재하시험 결과로부터 산출하였다. AR-1~28은 미국 및 필리핀(PHL) 각 지역에서 현장재하시험 결과이며 AJ-1~4는 미국에서 학술연구지에 발간된 현장재하시험을 분석한 결과이다.

표 2. 국내의 쇄석다짐말뚝 재하시험 지역의 지반정수

구분	지층	말뚝길이 (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	구분	지층	말뚝길이 (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
R-1-1	ML	3.5	15.7	14.7	20	AR-13	CL/SC	11.9	17.0	10.0	25
R-1-2	ML	3.5	15.7	14.7	20	AR-14	CL/SC	4.6	17.0	15.0	15
R-2-1	CL	4.6	16.7	50.0	20	AR-15	CH	5.5	17.0	20.0	15
R-2-2	CL	7.8	16.7	49.1	20	AR-16	ML-CL	5.8	17.0	20.0	20
R-2-3	CL	7.8	16.7	26.5	20	AR-17	ML-CL	4.6	17.0	20.0	20
R-3-1	ML-CL	2.1	16.7	27.0	0	AR-18	ML-CL	3.4	17.0	20.0	20
R-3-2	ML-CL	1.2	16.7	27.0	0	AR-19	CL	9.1	17.0	30.0	20
R-3-3	ML-CL	2.1	16.7	27.0	0	AR-20	SM/CL	4.6	17.0	10.0	25
R-3-4	ML-CL	1.2	16.7	27.0	0	AR-21	SM-SP	2.0~3.0	17.0	10.0	25
AR-1	CH	3.0	17.0	50.0	20	AR-22	SM-SP	5.0	17.0	10.0	25
AR-2	ML-CL	4.9	17.0	30.0	10	AR-23	SM	5.2	17.0	10.0	25
AR-3	peat	4.0	14.0	10.0	0	AR-24	SM	7.6	19.0	20.0	30
AR-4	CH	4.6	17.0	30.0	20	AR-25	SC-SM	5.8	17.0	10.0	25
AR-5	CL	3.4	18.0	30.0	20	AR-26	SC-SM	3.7	18.0	20.0	30
AR-6	CL	3.5	18.0	30.0	20	AR-27	SP-SM	4.6	17.0	10.0	25
AR-7	CL	3.7	17.0	30.0	20	AR-28	SM	4.0	18.0	25.0	30
AR-8	CL	3.0~3.5	18.0	30.0	0	AJ-1	OL	3.0~3.5	16.0	10.0	0
AR-9	CL	-	17.0	15.0	20	AJ-2	CL	3.8~4.6	17.0	30.0	20
AR-10	CL	-	17.0	30.0	15	AJ-3	CL	3.7	17.0	30.0	20
AR-11	MH	2.5~3.5	16.0	10.0	15	AJ-4	ML	3.0	19.6	9.6	20
AR-12	ML	4.6	17.0	15.0	20	-	-	-	-	-	-

\* R(국내자료), AR, AJ(미국 등)

표 3. 국내의 재하시험 및 지지력공식에 의해 산정된 극한지지력

구분	$q_{uF}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{uT}$ (kN/m <sup>2</sup> )							시험지역
		Gibson & Anderson (1961)	Greenwood (1970)	Vesic (1972)	Hughes & Withers (1974)	Brauns (1978)	Hansbo (1994)	Madhav et al. (1979)	
R-1-1	790	897	492	2,408	622	889	733	258	양평동
R-1-2	930	897	492	2,408	622	889	733	248	
R-2-1	1,180	2,171	1,042	4,083	1,700	2,145	2,077	1,233	포항
R-2-2	870	2,140	1,028	3,549	1,700	2,114	2,040	1,210	
R-2-3	830	1,366	687	2,934	989	1,352	1,189	671	
R-3-1	330	442	351	373	494	442	600	149	논산
R-3-2	641	413	291	373	465	413	571	110	
R-3-3	285	581	460	490	648	581	788	169	
R-3-4	600	542	382	490	610	542	490	116	

표 4. 미국, 필리핀의 재하시험 및 지지력공식에 의해 산정된 극한지지력

구분	$q_{if}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{LT}$ (kN/m <sup>2</sup> )							시험 지역
		Gibson& Anderson (1961)	Greenwood (1970)	Vesic (1972)	Hughes& Withers (1974)	Brauns (1978)	Hansbo (1994)	Madhav et al. (1979)	
AR-1	1,100	1,053	1,961	2,461	1,456	1,440	1,279	546	Batangas,PHL
AR-2	1,460	449	1,233	1,928	702	691	524	301	
AR-3	1,650	910	2,438	3,973	1,371	1,344	1,099	955	
AR-4	1,600	1,053	2,178	2,646	1,390	1,375	1,279	665	California
AR-5	1,480	1,148	746	2,059	1,486	1,470	1,375	564	Colorado
AR-6	880	751	1,595	2,474	1,080	1,070	902	453	Connecticut
AR-7	930	449	1,065	2,595	702	691	524	241	Florida
AR-8	2,200	449	1,233	3,035	666	661	524	301	
AR-9	1,720	449	1,233	2,092	666	661	524	301	
AR-10	2,250	759	2,108	2,987	1,089	1,079	910	770	
AR-11	1,850	449	1,233	2,297	666	661	524	301	Illinois
AR-12	930	1,053	2,178	2,893	1,456	1,440	1,279	665	
AR-13	1,720	1,053	2,178	1,925	1,283	1,283	1,279	665	Iowa
AR-14	950	1,053	2,178	2,893	1,456	1,440	1,279	665	
AR-15	1,500	1,656	3,481	3,711	2,109	2,109	2,034	1,089	Kansas
AR-16	1,620	751	1,595	2,520	1,080	1,070	902	453	
AR-17	1,300	600	1,323	1,763	801	793	713	347	Manila
AR-18	1,160	544	393	634	634	634	619	185	Massachusetts
AR-19	1,560	600	1,323	2,452	880	872	713	347	Minnesota
AR-20	1,400	1,061	2,200	2,630	1,399	1,383	1,288	667	Mississippi
AR-21	1,480	1,061	2,200	2,950	1,464	1,449	1,288	667	Missouri
AR-22	1,750	751	1,595	2,235	1,037	1,027	902	453	New Jersey
AR-23	1,650	768	2,154	5,845	1,298	1,276	919	772	
AR-24	960	1,061	1,474	1,447	1,292	1,292	1,288	367	Pasig, PHL
AR-25	1,040	440	615	738	600	600	515	139	PHL
AR-26	1,400	440	900	1,274	572	561	515	199	Tagaytay, PHL
AR-27	1,050	459	1,133	2,078	671	666	531	237	Texas
AR-28	750	1,053	2,178	2,952	1,472	1,440	1,279	665	
AJ-1	1,180	600	1,166	1,300	673	657	713	287	Virginia
AJ-2	1,450	751	1,418	1,791	965	965	902	373	
AJ-3	870	449	1,233	2,297	666	661	524	301	
AJ-4	2,700	449	1,233	2,444	666	661	524	301	Washington

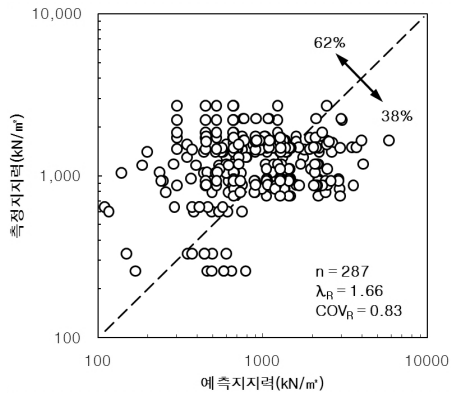
## 5. 저항편향계수 산정

### 5.1 저항편향계수의 확률밀도분포 분석

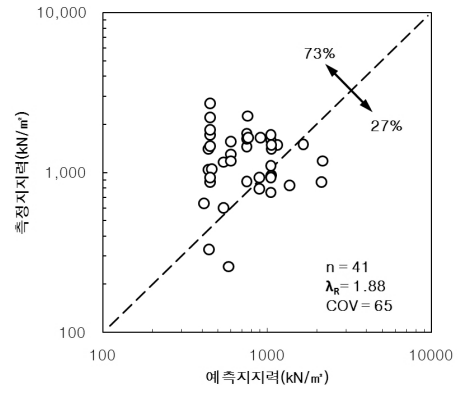
현장 재하시험으로 부터 산정된 극한지지력(측정지지력)과 팽창파괴에 따른 지지력 공식에 의해 산정된 설계 극한지지력(예측지지력)을 그림 2에 나타내었으며, 측정-예측지지력 비에 의한 저항편향계수를 산정하였다. 저항편향계수는 전체 자료에 대하여  $\lambda_R=1.66$ ,  $COV_R=0.83$ 으로 분석되었으며, 평균 지지력을 과소평가 하는 경향

이 있으며 불확실성도 비교적 큰 것으로 분석되었다. Greenwood, Hughes & Withers의 제안식은 측정지지력과 예측지지력이 1:1로 대응되는 선을 중심으로 분포하는 것으로 나타났으며, 저항편향계수가 1에 가까운 값으로 비교적 실제 지지력을 잘 예측하는 식으로 평가된다. 반면, Vesic, Madhav의 제안식은 지지력이 대응선의 위, 아래로 85~95%의 지지력 자료가 편향되어 분포하고 있어 실제 지지력을 제대로 예측하지 못하는 것으로 평가된다.

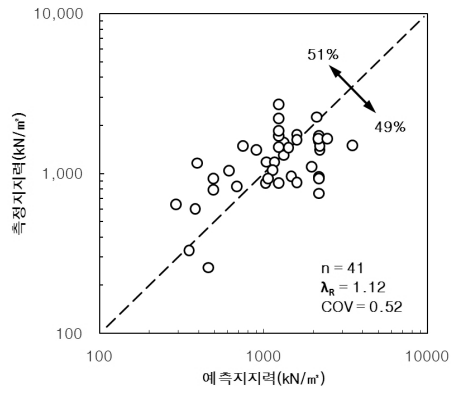
LRFD에서는 하중과 저항은 확률적으로 독립이며,



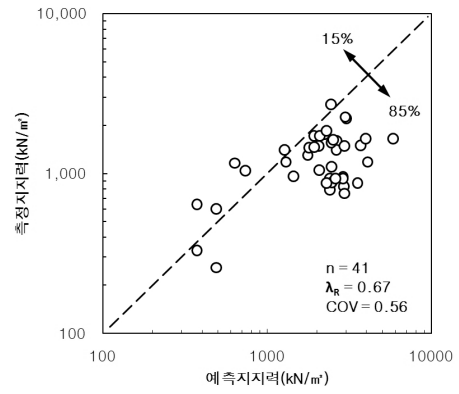
(a) All data



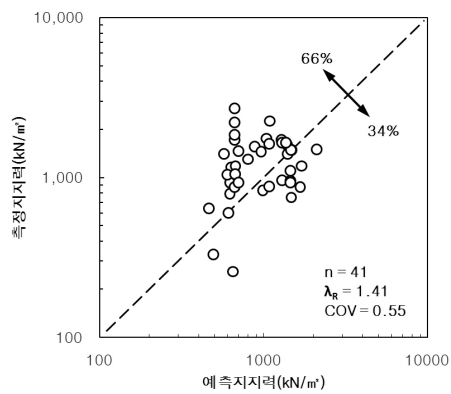
(b) Gibson & Anderson(1961)



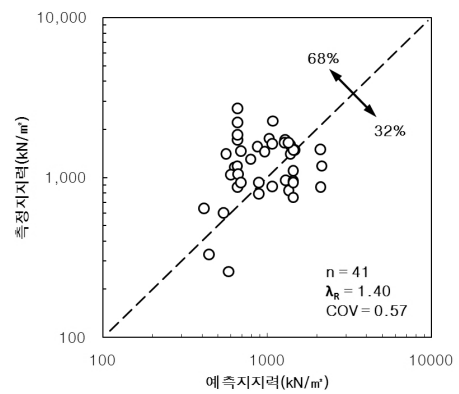
(c) Greenwood(1970)



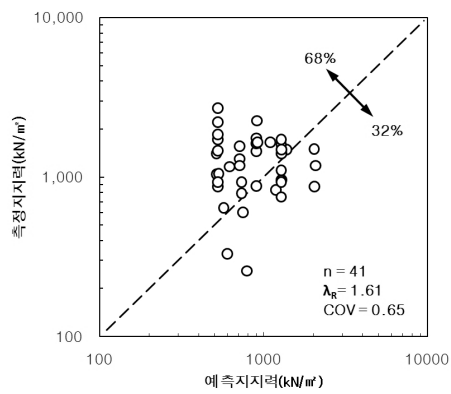
(d) Vesic(1972)



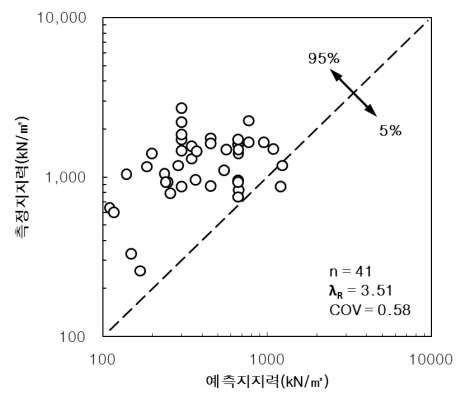
(e) Hughes & Withers(1974)



(f) Brauns(1978)



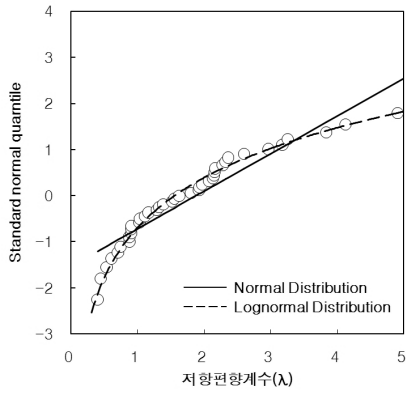
(g) Hansbo(1994)



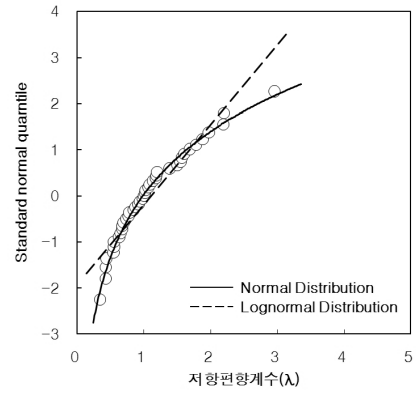
(h) Madhav et al.(1979)

그림 2. 측정지지력에 대한 예측지지력

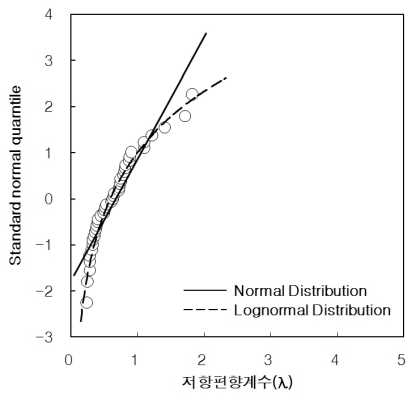




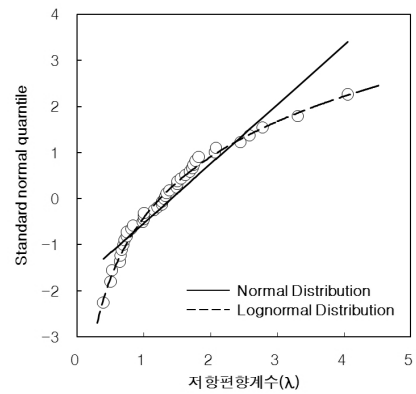
(a) Gibson & Anderson(1961)



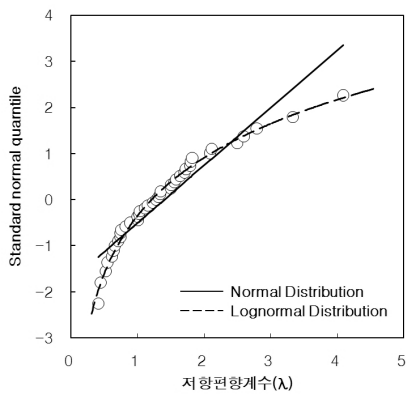
(b) Greenwood(1970)



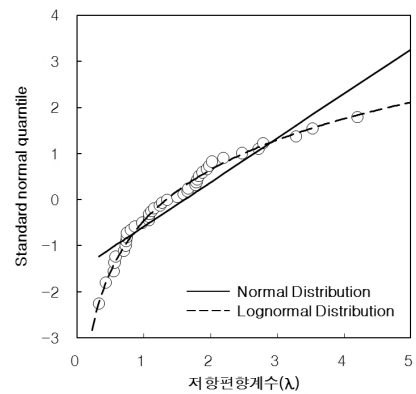
(c) Vesic(1972)



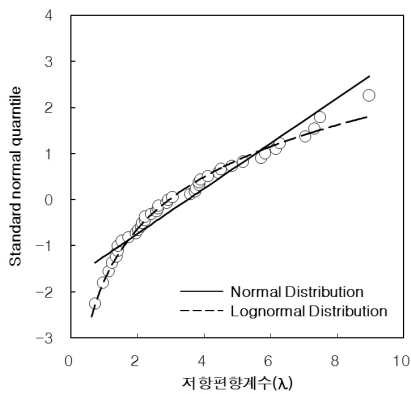
(d) Hughes & Withers(1974)



(e) Brauns(1978)



(f) Hansbo(1994)



(g) Madhav et al.(1979)

그림 3. 정규확률지를 이용한 확률분포 적합성 평가

표 5. 저항편향계수의 확률밀도분포 적합성 검정

제안식	Kolmogorov-Smirnov test			Chi-square test		
	test statistic		critical value	test statistic		critical value
	normal	lognormal		normal	lognormal	
Gibson & Anderson(1981)	0.146	0.092	0.208	2.495	1.883	9.488
Greenwood(1970)	0.152	0.071		4.918	2.542	
Vesic(1972)	0.145	0.133		3.047	1.523	
Hughes & Withers(1974)	0.142	0.099		4.069	2.636	
Brauns(1978)	0.136	0.080		3.624	1.931	
Hansbo(1994)	0.159	0.092		3.058	1.661	
Madhav et al.(1979)	0.133	0.094		3.472	1.101	

표 6. 저항편향계수 산정

제안식	평균 ( $\lambda_R$ )	표준편차 ( $\sigma_R$ )	변동계수 ( $COV_R$ )	확률분포
Gibson & Anderson(1961)	1.44	0.64	0.45	lognormal distribution
Greenwood(1970)	0.91	0.35	0.38	lognormal distribution
Vesic(1972)	0.55	0.21	0.39	lognormal distribution
Hughes & Withers(1974)	1.19	0.46	0.39	lognormal distribution
Brauns(1978)	1.30	0.65	0.50	lognormal distribution
Hansbo(1994)	1.23	0.53	0.43	lognormal distribution
Madhav et al.(1979)	2.62	1.15	0.44	lognormal distribution

로그정규분포(lognormal distribution)로 가정하여 신뢰도지수( $\beta$ )와 저항계수( $\phi$ )를 정의하고 있으므로 저항편향계수에 대한 확률분포 적합성을 검토하였다. 적합성 검정은 Kolmogorov-Smirnov test(Chakravart and Roy, 1967)와 Chi-square test(Snedecor and Cochran, 1989)를 이용하였으며, 검정통계량(test statistic)이 유의수준 5%에 대한 기각값(critical value)을 만족하는지를 판단하였다. 저항편향계수에 대한 확률분포로 정규분포와 로그정규분포 모두 적합한 것으로 산정되었다. 또한 로그정규분포의 검정통계량이 낮은 값을 보이므로 로그정규분포가 저항편향계수에 적합한 확률분포로 평가되며, 그림 3과 같이 정규확률지에 검정분포값의 분위수(quantile)를 도시한 결과 저항편향계수의 확률분포는 로그정규분포가 적합한 것으로 평가되었다.

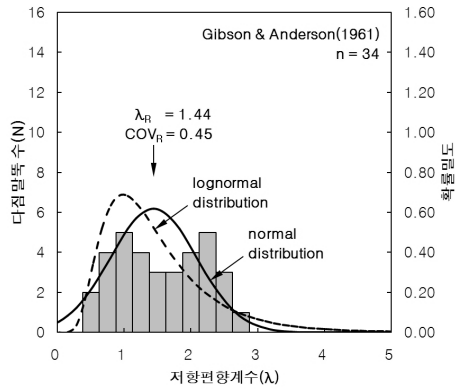
### 5.3 저항편향계수의 결정

저항편향계수의 결정에 있어 데이터의 값이 너무 크거나 작은 값이 포함될 경우 확률밀도분포의 외도(skewness)가 증가하여 저항편향계수의 통계량이 왜곡될 수 있으므로 평균값의  $\pm 2\sigma$  내의 자료만을 적용하였다. 팽창과괴에 대한 쇄석다짐말뚝의 저항편향계수를 각 지지력

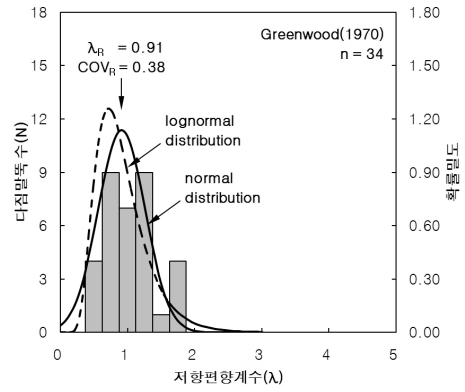
공식별로 표 6에 나타내었으며, 저항편향계수의 확률밀도함수를 그림 4에 나타내었다.

Greenwood와 Vesic의 제안식은 저항편향계수의 평균값이 1보다 작아 실제 지지력을 과대 예측하는 경향이 있었으며, 이외의 제안식은 실제 지지력을 과소 예측하고 있는 것으로 나타났다. Madhav의 제안식은 저항편향계수가 2.62로 매우 큰 값을 나타내며, 예측지지력이 그룹말뚝의 효과를 고려하여 쇄석다짐말뚝 열의 등가폭(W)에 대한 하중재하폭(B)의 비로 비례하기 때문에 지지력을 단일말뚝에 비해 과소평가하는 원인으로 분석된다. Vesic의 제안식은 저항편향계수가 0.55로 실제 지지력을 매우 과대평가 하는 것으로 나타났으며, 팽창과괴 시 원지반 비배수전단강도와 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각에 가장 큰 영향을 받는 Vesic의 제안식(천병식, 2004)의 특성에 따른 것으로 분석된다.

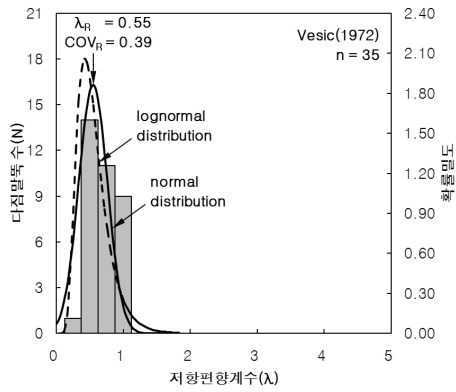
Greenwood와 Hughes & Withers의 지지력공식은 저항편향계수의 평균이 0.91~1.19의 범위로 비교적 실제 지지력에 근접하게 예측하고 있으며, 다른 제안식에 비하여 변동계수가 0.38~0.39로 낮으므로 이 제안식에 대한 저항편향계수를 이용하여 저항계수를 산정한다면 보다 효율적인 설계가 가능할 것으로 평가된다.



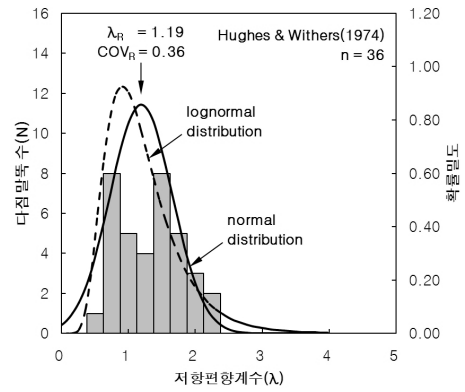
(a) Gibson & Anderson(1961)



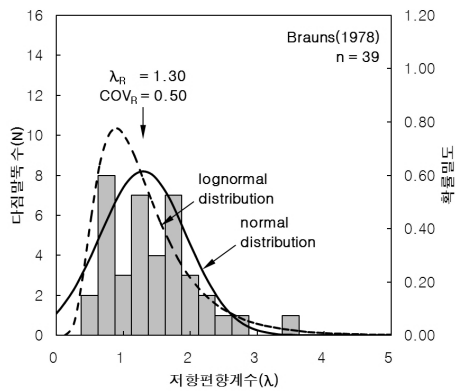
(b) Greenwood(1970)



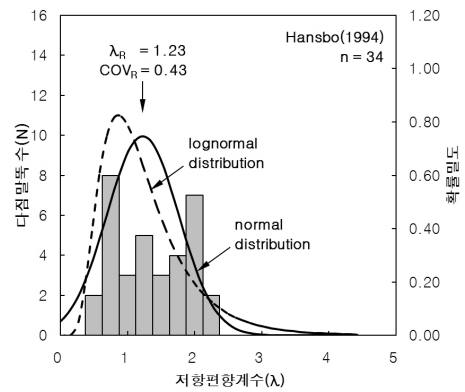
(c) Vesic(1972)



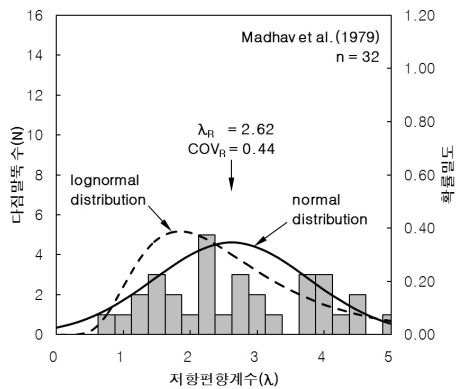
(d) Hughes & Withers(1974)



(e) Brauns(1978)



(f) Hansbo(1994)



(g) Madhav et al.(1979)

그림 4. 저항편향계수의 확률밀도분포

## 6. 결 론

본 연구에서는 연약지반개량공법 중 하나인 쇄석다짐말뚝공법의 저항계수를 산정하기 위하여 국내·외 설계 및 현장재하시험 자료를 수집하였으며, 저항편향계수를 산정할 수 있는 41개의 자료를 선정하였다. 확률통계학적 분석을 통하여 저항편향계수의 확률밀도분포 형태를 분석하고, 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 저항편향계수를 결정하였다.

- (1) 저항편향계수의 확률밀도분포의 적합성 검정을 Kolmogorov-Smirnov test, Chi-square test 및 정규확률지를 이용하여 실시한 결과, 팽창파괴에 대한 7개의 제안식 모두 로그정규분포가 적합한 확률밀도분포로 평가되었다.
- (2) 저항편향계수는 Greenwood(1970)의 제안식은  $\lambda_R=0.91$ ,  $COV_R=0.38$ , Hughes & Withers(1974)의 제안식은  $\lambda_R=1.19$ ,  $COV_R=0.39$ 으로 실제지지력을 잘 예측하는 것으로 평가되었다. 반면, Vesic(1972)의 제안식은  $\lambda_R=0.55$ 로 실제지지력을 과대평가 하는 경향을 나타내었고, Gibson & Anderson(1961), Brauns(1978), Madhav(1979), Hansbo(1994)의 제안식은  $\lambda_R=1.23 \sim 2.62$ 로 지지력을 과소평가하는 경향을 나타내었다.
- (3) 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 극한지지력식 중에서 Greenwood(1970)의 제안식과 Hughes & Withers(1974)의 제안식은 저항편향계수의 불확실성이 상대적으로 낮으며 실제지지력을 잘 예측하므로 저항계수 산정에 이용할 경우 보다 효율적인 설계가 가능할 것으로 평가된다.

## 감사의 글

이 논문은 2011년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 기초연구사업 지원을 받아 수행된 것임(2011-0004876).

## 참 고 문 헌

1. 광기석, 박재현, 최용규, 허정원 (2006), LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수 산정, *대한토목학회 논문집*, 제26권 제5C호, pp.343-350.

2. 김대호, 이준환, 김범주 (2005), CPT결과를 이용한 항타말뚝 지지력 평가를 위한 저항계수 산정, *한국지반공학회 논문집*, 제21권 제10호, pp.113-122.
3. 김홍택, 고용일, 강인규, 김진홍 (1997), Granular Group Pile의 팽창파괴에 대한 극한지지력의 평가, *한국지반공학회 추계학술발표회 논문집*, pp.73-80.
4. 윤홍준, 정성준, 김명모 (2007), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수 산정, *한국지반공학회 논문집*, 제23권 제8호, pp.107-116.
5. 천병식, 김원철, 조양운 (2004), 단일 쇄석다짐말뚝의 지지력 예측방법에 대한 비교 연구, *한국지반환경공학회 논문집*, 제5권 제1호, pp.55-64.
6. 채종길, 박영목, 정민수 (2009), SCP개량지반상에 성토시공 시 최적설계에 관한 연구, *대한토목학회 논문집*, 제29권 제6C호, pp.251-258.
7. 한국건설기술연구원 (2008), *LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구*, 국토해양부, 한국건설교통기술평가원.
8. 허정원, 박재현, 김경준, 이주형, 광기석 (2007), 국내 항타강관말뚝 설계법의 신뢰성 평가, *한국지반공학회 논문집*, 제23권 제12호, pp.61-73.
9. 해양수산부 (2005), *차세대 항만 설계기술 개발 - 항만설계기준 및 신뢰성 설계법을 중심으로 - (1~5 단계 최종보고서)*, 해양수산부.
10. AASHTO (2010), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 6th Edition, AASHTO, Washington, DC.
11. Ambily, A. P. and Gandhi, S. R. (2004), "Experimental and theoretical evaluation of stone column in soft clay", *International Conference on Geosynthetics and Geo-environmental Engineering, ICGGE-2004*, IIT Bombay, INDIA, pp.201-206.
12. Aoki, N. and de Allencar, D (1975), "An approximate method to estimate the bearing capacity of piles", *Proceedings of 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires.
13. Barksdale, R. D. and Bachus, R. C. (1983), "Design and construction of stone columns", *National Technical Information Service*, Vol.1, Report No.FHWA/RD-83/026, Springfield, Virginia.
14. Brauns, J. (1978), "Die anfangstraglast von schottersauen im bingigen untergrund", *Die bautechnik*, Vol.8, pp.263-271.
15. Bustamante, M. and Gianselli, L. (1982), "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT", *Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, pp.493-500.
16. Carter, J. P. and Kulhawy, F. W. (1987), *Analysis and design of foundations socketed into rock*, Research Report 1493-4, Geotechnical Engineering Group, Cornell University Ithaca, New York.
17. CEN (2004), *EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design-General Rules*, European Committee for Standardization.
18. Chakravarti, L. and Roy (1967), *Handbook of Methods of Applied Statistics*, Vol. I, John Wiley and Sons, pp.392-394.
19. CSA (2006), *CAN/CSA-S6-06: Canadian Highway Bridge Design Code*, Canadian Standard Association.
20. Dartye, K. R. and Nagaraju, S. S. (1981), "Design approach and field control for stone columns", *Proceedings 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm,

- Vol.3, pp.637-640.
21. Davisson, M. (1972), "High capacity Piles", *Proceedings of The Lecture Series on Innovations in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section, Chicago, pp.81-112.
  22. Fellenius, B. H. (1980), "The analysis of results from routine pile load test", *Ground Engineering*, London, Vol.13, No.6, pp.19-31.
  23. Gibson, R. E. and Anderson, W. F. (1961), "Insitu measurement of soil properties with the pressuremeter", *Civil Engineering*, London, Vol.56, pp.615-620.
  24. Greenwood, D. A. (1970), "Mechanical improvement of soils below ground surface", *Proceedings of the Ground Engineering Conference*, Institution of Civil Engineers, London, pp.11-22.
  25. Hansbo, S. (1994), *Foundation Engineering*, Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier Press, Vol.95, pp.450-455.
  26. Horvath, R. G. and Kenny, T. C. (1979), "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers", *Drilled shaft design and construction in Florida*, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville.
  27. Hu, W., Wood, D. M. and Stewart, W. (1997), "Ground improvement using stone column foundation: Results of model test", *International Conference on Ground Improvement Techniques*, pp.264-256.
  28. Hughes, J. M. O. and Withers, N. J. (1974), "Reinforcing of soft cohesive soils with stone column", *Ground Engineering*, Vol.7, No.3, pp.42-49.
  29. Juran, I. and Guermazi, A. (1988), "Settlement response of soft soils reinforced by compacted sand columns", *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.114, Issue 8, pp.930-943.
  30. Kitazume, M. and Nagao, T. (2007), "Studies of reliability based design on sand compaction pile improved ground", *Report of the port and airport research institute*, Vol.46, No.1, pp.45-70.
  31. LCPC-SETRA (1985), *Regles de justification des fondations sur pieux a partir des resultats des essais pressiometriques*, Ministre de L'Urbanisme du logement et des Transports, Paris.
  32. Matsuo, M. and Suzuki, H. (1983), "Study on reliability-based design of improvement of clay layer by sand compaction piles", *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol.23, NO.3, pp.112-122.
  33. Madhav, M. R., Iyengar, N. G. R., Vitkar, R. P. and Nandia, A. (1979), "Increased Bearing Capacity and Reduced Settlements Due to Inclusions in Soil", *Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques*, Vol.II, Paris, pp.329-333.
  34. Nowak, A. S. (1999), *NCHRP Report 368: Calibration of LRFD Bridge Design Code*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
  35. Okahara, M., Fukui, J., Shirato, M., Matsui, K., and Honjo, Y. (2003), "National Report on Geotechnical Codes in Japan.", *Proceedings of the 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Singapore.
  36. O'Neill, M., Townsend, F., Hassan, K., Buller, A. and Chang, P. (1996), *Load transfer for drill shafts in intermediate geo-material*, FHWA-RD-95-172.
  37. Paikowsky, S. G. (2004), *NCHRP Report 507: Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
  38. Paikowsky, S. G. (2010), *NCHRP Report 651: LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
  39. Philipponnat, G. (1980), "Methode prtique de calcul d'un pieu isole a l'aide de penetrometre statique", *Revue Francaise de Geotechnique*, Vol.10, pp.55-64.
  40. Ranjan, G. and Rao, B. G. (1986), "Granular piles for ground improvement", *Proceedings of the 1st International Conference on Piling and Deep Foundations*, Beijing, Vol.1.
  41. Rowe, R. K. and Armitage, H. H. (1987), "A design method for drilled piers in soft rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.126-142.
  42. Saha, S. (1992), "Design approach and performance of stone columns". *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference*, Calcutta, pp.195-198.
  43. Schmertmann, J. H. (1978), *Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design*, U.S Dept. of Transportation, FHWA-TS-78-209.
  44. Snedecor, G. W. and Cochran, W. G. (1989), *Statistical Methods*, 8th Edition, Iowa State University Press.
  45. Vesic, A. S. (1972), "Expansion of cavities in infinite soil mass", *Journal of Soil Mechanics and Foundation*, ASCE, Vol.98, SM 3, pp.265-290.
  46. Zhang, L. and Einstein, H. H. (1988), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.7, pp.574-584.
  47. Zhang, L. (2003). "Limit State Design Experiences in Hong Kong and Mainland China", *Proceedings of the 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Singapore.

(접수일자 2011. 11. 22, 심사완료일 2012. 2. 22)