

풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수 산정

Resistance Factors for Drilled Shafts Embedded in Weathered Rock

윤 홍 준¹ Yoon, Hong-Jun

정 성 준² Jung, Sung-Jun

김 명 모³ Kim, Myoung-Mo

Abstract

Load and Resistance Factor Design (LRFD) method is being used increasingly in geotechnical design practice worldwide, and is expected to completely replace the current Allowable Stress Design (ASD) method in the near future. LRFD has advantages over ASD in that it allows the design of superstructures and substructures at a consistent reliable level by quantification of failure probability based on reliability analysis. At present, resistance factors for cast-in-place piles embedded in rocks are determined by AASHTO only for the intact rock conditions. In Korea, however, most of the bedrocks in which piles are embedded are heavily weathered. Thus, this study will try to determine the resistance factors of heavily weathered rocks (so-called intermediate geo-materials). To this aim, reliability analysis was carried out to evaluate the resistance factors of cast-in-place piles embedded in intermediate geo-materials in Korea. Pile load test data of 21 cast-in-place piles of 4 construction sites were used for the analysis. Depending on the method which calculates the pile capacities, the resulting resistance factors ranged between 0.1 and 0.6.

요 지

하중저항계수설계법(LRFD)은 세계적으로 지반공학적 설계의 실무에서 사용이 증가하고 있으며 머지않아 현재의 허용응력설계법(ASD)을 완전히 대체할 것으로 예상된다. 하중저항계수설계법은 신뢰도해석(Reliability analysis)을 바탕으로 파괴확률을 정량화하여 상부구조물과 하부구조물을 일관된 신뢰도 수준으로 설계할 수 있게 하는 장점을 가지고 있다. 현재 암반에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수는 단지 무결암 상태일 경우에 대하여 AASHTO에 의해 제시되어 있다. 그러나 국내의 경우, 말뚝이 근입되는 대부분의 기반암은 심하게 풍화되어 있다. 따라서 본 연구에서는 풍화암(흔히 IGM)에 대한 저항계수를 산정하고자 하였다. 이를 위해 국내 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수를 산정하기 위하여 신뢰도 해석을 수행하였다. 4개 현장에서 수행된 21본의 재하시험자료가 분석에 사용되었으며, 말뚝지지력을 계산하는 방법에 따라 저항계수는 0.1~0.6의 범위 내에서 산정되었다.

Keywords : Code calibration, Load and resistance factor design, Reliability analysis, Rock socketed pile

1. 서 론

최근, 범세계적으로 구조와 지반공학 분야에서 설계

시 허용응력설계법(Allowable Stress Design)으로부터 한계상태설계법(Limit State Design)으로 전환하려는 노력이 전개되어 왔다. 그 결과로, 지반공학 분야에서 한

1 정회원, 한국도로공사 대리 (Member, Assistant Manager, Korea Highway Corporation)

2 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil, Urban & Geosystem Eng., Seoul National Univ.)

3 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil, Urban & Geosystem Eng., Seoul National Univ., geotech@snu.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 2월 29일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

계상대설계법 중 하중저항계수설계법의 적용은 세계적인 추세가 되고 있으며, 우리나라에서도 하중저항계수설계법으로 전환하려는 작업이 진행 중에 있다. 하중저항계수설계법은 신뢰도해석(Reliability analysis)을 바탕으로 파괴 확률을 정량화하여 상부구조물과 하부구조물을 일관된 신뢰도 수준으로 설계할 수 있게 하는 장점을 가지고 있다. 그러나 AASHTO LRFD(2004)에서 제시한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수는 일반적으로 무결암 암반에 근입된 말뚝에 대한 것으로서, 국내 지반에 많이 분포되어 있는 풍화암에 근입된 말뚝에는 사용할 수가 없다.

따라서 본 연구에서는 4개소 현장의 총 21개 시험말뚝에 대한 말뚝재하시험자료와 그 시험현장의 암반물성치를 수집하여 풍화암에 근입된 말뚝을 위한 저항계수를 산정하고자 하였다. 저항계수 산정을 위해서는 하중계수, 하중과 저항에 대한 편향계수, 목표신뢰도지수가 필요하다. 그러나 하중에 대한 편향계수에 비해 저항에 대한 편향계수는 많이 알려져 있지 않으며, 또한 지반 특성상 내재된 불확실성이 상부 구조물에 비해 상당히 큰 편이므로 저항에 대한 편향계수의 정확한 측정은 어려운 일이라 할 수 있다.

현장타설말뚝에 대한 저항계수 산정은 자료수집의 어려움 등으로 인해 연구실적이 미비한 실정이다. Barker 등(1991)은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 전체지지력에 대한 저항계수를 산정한 결과, 말뚝길이가 10m인 경우 목표신뢰도 지수(β_T) 2.5, 3.0에 대하여 Horvath와 Kenney (1979)방법은 각각 0.73, 0.59, Carter와 Kulhawy(1987) 방법은 각각 0.56, 0.43을 제안하였다. 또한 AASHTO LRFD(2004)에서는 주면지지력과 선단지지력에 대한 저항계수를 분리하여 제시하였는데, 주면지지력에 대한 Horvath와 Kenney(1979)의 방법에 대하여 저항계수를 0.65로 제안하였다.

본 연구에서는 하중계수 및 하중에 대한 편향계수를 AASHTO LRFD(2004)에서 제시한 값을 이용하였다. 또한,

저항의 편향계수를 구하기 위해서 실측지지력과 추정지지력을 각각 산정하였다. 그리고 하중과 저항의 통계분포는 대수정규분포로 가정하였다. 재하시험으로부터 얻은 말뚝의 실측지지력을, 주면과 선단지지력으로 분리 산정하기 위하여 변형률계 및 변형률을 설치한 말뚝에서는 하중전이 시험 결과를 이용하여 분리하였고, 계측기를 부착하지 않은 나머지 시험 말뚝에 대해서는 수치해석 방법으로 역해석을 수행하여 분리하였다. 그리고, 추정지지력은 일반적으로 사용하는 지지력 공식을 이용하여 산정하였다.

또한, 하중저항계수설계법의 저항계수 산정에 필요한 목표신뢰도 지수를 결정하기 위하여, 현행 허용응력설계법에 대한 신뢰도수준을 통계적 방법으로 산정하였으며, 그 결과를 기존 문헌과 비교하여 목표신뢰도지수를 결정하였다.

2. 통계적 변수 측정

2.1 지지력

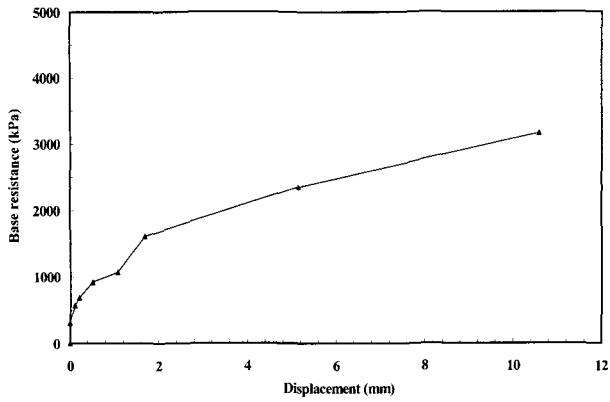
2.1.1 재하시험으로부터 구한 실측지지력

본 연구에서는 총 4부지에서 수행된 21개 시험말뚝에 대한 재하시험 자료를 이용하여 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수를 산정하였다. 표 1은 시험현장의 암반상태와 말뚝지름, 그리고 풍화암 근입깊이를 나타낸다. 4부지의 암반상태는 완전 풍화~중간정도 풍화되었다. 시험말뚝의 지름은 0.4-1.5m의 범위내에 있고, 근입깊이는 0.2-9m의 범위를 가진다.

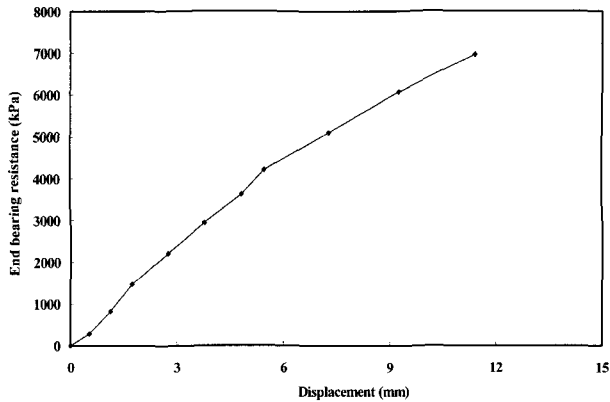
D(동탄)현장과 N(남향대교)현장에서는 주면과 선단지지력으로 분리 산정하기 위하여 하중전이 시험결과를 이용하였고, S(서해대교)현장과 K(금강대교)현장에서는 하중전이 시험을 수행하지 않아 수치해석 방법으로 역해석을 수행하여 분리 산정하였다. 이러한 과정을 이용하여 계산된 극한지지력을 측정 지지력이라고 정의하였

표 1. 시험현장의 암반상태와 말뚝지름 및 풍화암 근입깊이

| 현장명 | 말뚝 개수 | 암반의 풍화도와 암종 | 풍화암 근입부 치수(mm) |
|------|-------|--------------------|--------------------------------|
| K-현장 | 7 | 중간 ~ 심한 풍화, 화강편마암 | 지름 : 400 근입깊이 : 200~2,000 |
| S-현장 | 7 | 심한 ~ 극심한 풍화, 화강편마암 | 지름 : 400 근입깊이 : 3,000~9,000 |
| N-현장 | 2 | 심한 ~ 극심한 풍화, 화산각력암 | 지름 : 1,500 근입깊이 : 5,000 |
| D-현장 | 5 | 중간 ~ 심한 풍화, 편마암 | 지름 : 1,000 근입깊이 : 2,500 |



(a) N(남향대교) 현장



(b) D(동탄) 현장

그림 1. 단위선단지지력 - 상대변위($q-w$)곡선(권오성, 2004)

다. 재하시험결과, 단위선단지지력-상대변위($q-w$)곡선을 확인해 보면, 그림 1과 같이 대부분의 경우 극한 선단지지력을 확인하지 못하고 탄성변위 범위의 침하가 발생하는 설계하중의 확인만으로 재하시험을 종료하였다. 따라서, 대부분의 재하시험이 극한상태에 이르지 않았기 때문에 암반에 근입된 말뚝의 극한선단지지력을 측정하는 것이 불가능하였다. 그리하여, 명백한 극한지지력이 나타나지 않을 경우, 권오성(2004)이 제안한 선단변위 20mm에서 $q-w$ 곡선의 기울기인 활선선단접지압계수(k_h)와 선단지지력과 상관성을 이용하여 선단지지력을 추

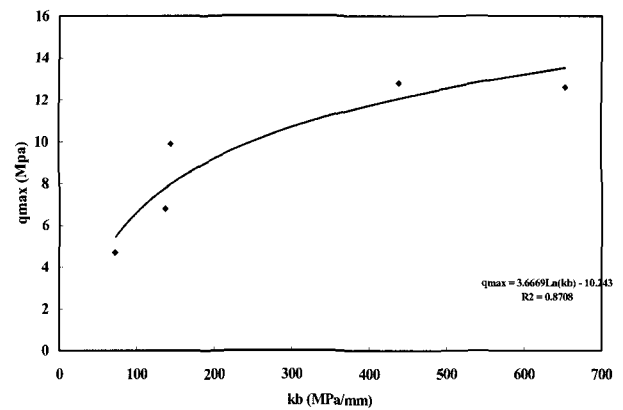


그림 2. k_h 와 q_{max} 의 관계

표 2. 재하시험으로부터 얻은 실측지지력

| 현장명 | 말뚝 구분 | 주면지지력(kPa) | 선단지지력(MPa) |
|---------------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|
| K-현장 ¹⁾ (지름=0.4m) | 1(MX) ²⁾ | 362 | - |
| | 2(MX) | 542 | 11.0 ⁵⁾ |
| | 4(MX) | 692 | 12.8 |
| | 5(MX) | 1095 | 10.4 ⁵⁾ |
| | 6(MX) | 1312 | 12.9 ⁵⁾ |
| S-현장 ¹⁾ (지름=0.4m) | 7(MX) | 1465 | 12.6 |
| | 3(CX) ³⁾ | 428 | 6.8 |
| | 4(CX) | 155.3 | 7.2 ⁵⁾ |
| N-현장 (지름=1.5m) | 5(CX) | 187.2 | 4.7 |
| | P1(upper)(CX) | 254 | - |
| | P1(lower)(MX) | 330.1 | 9.9 |
| D-현장 (지름=1.0m) | P2(MX) | 354.8 | 10.7 ⁵⁾ |
| | 2(lower)(HX) ⁴⁾ | 670 | 13.3 ⁵⁾ |
| | 2(upper)(CX) | 510 | - |
| | 3(lower)(HX) | 711.1 | - |
| | 4(upper)(HX) | 407 | - |
| | 4(lower)(MX) | 1136.7 | 15.0 ⁵⁾ |
| 5(lower)(MX) | 1399.3 | 15.8 ⁵⁾ | |

1) : 수치해석 방법으로 역해석을 수행하여 분리 산정한 주면지지력과 선단지지력

2) MX : 중간정도의 풍화도, 3) CX : 완전 풍화도, 4) HX : 심한 풍화도

5) : 그림 1에 제시되어 있는 극한선단지지력과 활선선단접지압계수 사이의 상관성을 이용하여 얻은 선단지지력

정하였다. 즉, 극한값을 확인한 5개 말뚝재하시험결과인 극한선단지지력과 그 때의 활선선단점지압계수와와 상관도를 그림 2와 같이 도시하였다. 그리고, 극한값을 확인하지 못한 경우에는 위의 상관성을 이용하여 간접적으로 극한선단지지력을 추정하였다. 표 2에 각 현장의 재하시험으로부터 얻은 실측지지력 값을 정리하였다.

2.1.2 지지력 공식을 이용한 추정 지지력

각 현장의 암반 물성 값은 실내시험(uniaxial compressive test, point load test)과 현장시험(NX boring, sampling,

pressuremeter test, and observation of rock cores)으로부터 측정되었으며, 주변과 선단지지력을 산정하기 위한 암반 물성 값을 각각 표 3과 4에 정리하였다.

위의 암반 물성값을 이용하여, 21개 말뚝에 대한 주변과 선단의 극한지지력을 산정하였다. 이러한 과정을 이용하여 계산된 극한지지력을 추정 지지력이라고 정의하였다. 주변지지력을 산정하기 위하여 Horvath and Kenny(1979), Rowe and Armitage(1987), FHWA IGM(1999)과 같은 지지력 공식이 적용되었으며, 선단지지력을 산정하기 위하여 Zhang and Einstein(1998), Carter and Kulhawy(1988),

표 3. 주변지지력을 산정하기 위한 지반물성 값

| 현장명 | 말뚝 No. | q_u ¹⁾ (MPa) | E_i ²⁾ (MPa) | E_m ³⁾ (MPa) | E_{ur} ³⁾ (MPa) | j ⁴⁾ (E_m/E_i) | j ⁴⁾ (E_{ur}/E_i) | p_{lm} ³⁾ (MPa) | RQD (%) | RMR |
|-------------------|----------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|------------|-----|
| K-현장 (지름=0.4m) | 1 (MX) | 56.7 | 54600 | - | - | - | - | - | 0 | 25 |
| | 2 (MX) | 56.7 | 54600 | - | - | - | - | - | 0 | 25 |
| | 4 (MX) | 84.7 | 71300 | 887.2 | 2280 | 0.012 | 0.032 | - | 37 | 33 |
| | 5 (MX) | 55.5 | 41500 | 169.5 | 650 | 0.004 | 0.016 | - | 55 | 38 |
| | 6 (MX) | 55.5 | 41500 | 169.5 | 650 | 0.004 | 0.016 | - | 55 | 38 |
| | 7 (MX) | 57 | 62400 | - | 860 | - | 0.014 | - | 49 | 33 |
| S-현장 (지름=0.4m) | 3 (CX) | 15.6 | - | 61.9 | 162.1 | - | - | 5.6 | 0 | 7 |
| | 4 (CX) | 15.7 | - | 56.7 | 162.5 | - | - | 5.9 | 0 | 7 |
| | 5 (CX) | 15.7 | - | 56.7 | 162.5 | - | - | 5.9 | 0 | 7 |
| N-현장 (지름=1.5m) | P1(upper) (CX) | 78.7 | - | 105.6 | 283 | - | - | 8.4 | 0 | 9 |
| | P1(lower) (MX) | 78.7 | - | 150.7 | 336 | - | - | 15.3 | 20 | 25 |
| | P2 (MX) | 78.7 | - | 150.7 | 336 | - | - | 15.3 | 20 | 25 |
| D-현장 (지름=1.0m) | 2(lower) (HX) | 47.8 | 20100 | 195.5 | 905.2 | 0.010 | 0.045 | 33.2 | 0 | 22 |
| | 2(upper) (CX) | 47.8 | 20100 | 118.5 | 676.1 | 0.006 | 0.034 | 13.5 | 0 | 22 |
| | 3(lower) (HX) | 47.8 | 20100 | 170.2 | 973.5 | 0.008 | 0.048 | - | 0 | 22 |
| | 4(upper) (HX) | 47.8 | 20100 | 294 | 1202.7 | 0.015 | 0.060 | 23.0 | 9 | 31 |
| | 4(lower) (MX) | 47.8 | 20100 | 583.5 | 1931.6 | 0.029 | 0.096 | - | 40 | 42 |
| | 5(lower) (MX) | 47.8 | 20100 | 931.5 | 2748 | 0.046 | 0.137 | - | 52 | 45 |

1) q_u : 암반시편의 일축압축강도, 2) E_i : 초기활선 탄성계수,

3) E_m, E_{ur}, p_{lm} : 공내재하시험의 변형계수, 탄성계수, 한계압, 4) j : 암체계수($E_m/E_i, E_{ur}/E_i$)

표 4. 선단지지력을 산정하기 위한 지반물성 값

| 현장명 | 말뚝 No. | k_b (kPa/mm) | q_u (MPa) | E_i (MPa) | E_m (MPa) | E_{ur} (MPa) | j (E_m/E_i) | j (E_{ur}/E_i) | p_{lm} (MPa) | RQD (%) | RMR |
|-------------------|---------|-------------------|----------------|----------------|----------------|-------------------|--------------------|-----------------------|-------------------|------------|-----|
| K-현장 (지름=0.4m) | 2 (MX) | 328.9 | 56.7 | 54600 | 548.4 | 2810 | 0.010 | 0.051 | - | 23 | 25 |
| | 4 (MX) | 438.2 | 84.7 | 71300 | - | - | - | - | - | 37 | 33 |
| | 5 (MX) | 277.9 | 55.5 | 41500 | - | - | - | - | - | 45 | 38 |
| | 6 (MX) | 549.4 | 55.5 | 41500 | - | - | - | - | - | 45 | 38 |
| | 7 (MX) | 653.1 | 57 | 62400 | - | - | - | - | - | 31 | 33 |
| S-현장 (지름=0.4m) | 3 (CX) | 136.3 | 36.1 | - | 111 | 619 | - | - | 10.4 | 0 | 7 |
| | 4 (CX) | 117.8 | 17.3 | - | 57.8 | 191 | - | - | 7.3 | 0 | 7 |
| | 5 (CX) | 72.2 | 15.7 | - | 57.8 | 162.5 | - | - | 7.3 | 0 | 7 |
| N-현장 (지름=1.5m) | P1 (MX) | 299.0 | 78.7 | - | 150.7 | 336 | - | - | 15.3 | 20 | 25 |
| | P2 (MX) | 144.3 | 78.7 | - | 150.7 | 336 | - | - | 15.3 | 20 | 25 |
| D-현장 (지름=1.0m) | 2 (HX) | 610.5 | 47.8 | 20100 | 203.5 | 905.2 | 0.010 | 0.045 | - | 0 | 22 |
| | 4 (MX) | 988.4 | 47.8 | 20100 | 834.5 | 2752 | 0.042 | 0.096 | - | 40 | 42 |
| | 5 (MX) | 1218.2 | 47.8 | 20100 | 931.5 | 2748 | 0.046 | 0.137 | - | 52 | 45 |

표 5. 주변지지력과 선단지지력을 산정하기 위하여 이용된 지지력 공식

| 지지력 구성 | 설계방법 | 주면지지력과 선단지지력 | 변 수 | 비 고 |
|-------------------|--------------------------|---|------------------------|--------------------------------|
| 주면 | Horvath and Kenny(1979) | $f_{max} = 0.65 p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5}$ | 암석시편의 일축압축강도 | 매끄러운 공벽 |
| | Rowe and Armitage(1987) | $f_{max} = 0.45 (q_u)^{0.5}$ | 암석시편의 일축압축강도 | 매끄러운 공벽 |
| | | $f_{max} = 0.60 (q_u)^{0.5}$ | 암석시편의 일축압축강도 | 거친 공벽 |
| | FHWA IGM(1999) | $f_{max} = \sigma'_{vi} K'_{oi} \tan \phi'_i$ | 단위중량, 지하수위, 표준관입시험의 N값 | |
| $f_{max} = q_u/2$ | | 암석시편의 일축압축강도 | | 점성 IGM |
| 선단 | Zhang and Einstein(1998) | $q_{max} = 4.83 (q_u)^{0.51}$ | 암석시편의 일축압축강도 | |
| | Carter and Kulhawy(1988) | $q_{max} = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}] q_u$ | 암석시편의 일축압축강도, 암반 특성치 | |
| | LCPC SETRA(1985) | $q_{max} = k(p_i - p_0) + \sigma_0$ | 공내재하시험 결과 | 암반: $k = 1.8$ 토사: $k = 1.1$ |

표 6. 주변지지력에 대한 실측지지력, 추정지지력, 편향계수

| 현장 | 말뚝 No. | 실측지지력 (kPa) | 추정지지력 (kPa) / 편향계수 | | | | |
|------|---------------|-------------|--------------------|-------------|-------------|------------|--------------|
| | | | H&K | R&A(S) | R&A(R) | IGM(N) | IGM(C) |
| K-현장 | 1(MX) | 362 | 384 / 0.94 | 1299 / 0.28 | 1732 / 0.21 | 244 / 1.48 | - / - |
| | 2(MX) | 542 | 384 / 1.41 | 1299 / 0.42 | 1732 / 0.31 | 244 / 2.22 | - / - |
| | 4(MX) | 692 | 508 / 1.36 | 2098 / 0.33 | 2797 / 0.25 | 242 / 2.85 | 10383 / 0.07 |
| | 5(MX) | 1095 | 551 / 1.99 | 1844 / 0.59 | 2458 / 0.45 | 242 / 4.52 | 3089 / 0.35 |
| | 6(MX) | 1312 | 551 / 2.38 | 1844 / 0.71 | 2458 / 0.53 | 242 / 5.42 | 2466 / 0.53 |
| | 7(MX) | 1465 | 548 / 2.67 | 1857 / 0.79 | 2476 / 0.59 | 243 / 6.04 | - / - |
| S-현장 | 3(CX) | 428 | 313 / 1.37 | 681 / 0.63 | 909 / 0.47 | 238 / 1.80 | - / - |
| | 4(CX) | 155.3 | 314 / 0.49 | 684 / 0.23 | 911 / 0.17 | 238 / 0.65 | - / - |
| | 5(CX) | 187.2 | 314 / 0.60 | 684 / 0.27 | 911 / 0.21 | 239 / 0.78 | - / - |
| N-현장 | P1(upper)(CX) | 254 | 384 / 0.66 | 1531 / 0.17 | 2041 / 0.12 | 279 / 0.91 | - / - |
| | P1(lower)(MX) | 330.1 | 451 / 0.73 | 1796 / 0.18 | 2395 / 0.14 | 282 / 1.17 | - / - |
| | P2(MX) | 354.8 | 451 / 0.79 | 1794 / 0.20 | 2395 / 0.15 | 279 / 1.27 | - / - |
| D-현장 | 2(lower)(HX) | 670 | 384 / 1.74 | 1193 / 0.56 | 1590 / 0.42 | 265 / 2.53 | 1431 / 0.47 |
| | 2(upper)(CX) | 510 | 384 / 1.33 | 1193 / 0.43 | 1590 / 0.32 | 266 / 1.92 | 943 / 0.54 |
| | 3(lower)(HX) | 711.1 | 384 / 1.85 | 1193 / 0.60 | 1590 / 0.45 | 265 / 2.69 | 1256 / 0.57 |
| | 4(upper)(HX) | 407 | 414 / 0.98 | 1286 / 0.32 | 1715 / 0.24 | 265 / 1.54 | 2009 / 0.20 |
| | 4(lower)(MX) | 1136.7 | 517 / 2.20 | 1605 / 0.71 | 2140 / 0.53 | 266 / 4.27 | 3300 / 0.34 |
| | 5(lower)(MX) | 1399.3 | 551 / 2.54 | 1711 / 0.82 | 2282 / 0.61 | 265 / 5.28 | 4643 / 0.30 |

note) H & K: Horvath and Kenny(1979)
 R & A(S): Rowe and Armitage(1984), 매끄러운 공벽
 R & A(R): Rowe and Armitage(1984), 거친 공벽
 IGM(N): FHWA IGM(1999), 비점성 IGM
 IGM(C): FHWA IGM(1999), 점성 IGM

LCPC SETRA(1985) 지지력 공식이 적용되었다. 주면지 지지력과 선단지지력을 구하기 위하여 필요한 변수와 식, 그리고 적용한계를 각각 표 5에 정리하였다.

2.1.3 저항의 편향계수

저항에 대한 편향계수의 통계값을 파악하기 위하여

실측지지력과 추정지지력을 산정하였다.

표 6과 7에 각 현장의 실측지지력, 추정지지력과 편향계수를 주면지지력과 선단지지력에 대하여 각각 정리하였다. 그리고 표 8에 각 방법에 대한 평균과 표준편차 그리고 변동계수를 정리하였다.

표 8에서 제시한, 편향계수 분포의 평균 (λ_R)은 추정

표 7. 선단지지력에 대한 실측지지력, 추정지지력, 편향계수

| 현장 | 말뚝 No. | 실측지지력(MPa) | 추정지지력(MPa) / 편향계수 | | | |
|------|---------------|------------|-------------------|--------------|-------------|-------------|
| | | | Z&A | C&K | LCPC(S) | LCPC(R) |
| K-현장 | 2(MX) | 11.0 | 15.9 / 0.69 | 4.62 / 2.38 | - / - | - / - |
| | 4(MX) | 12.8 | 30.5 / 0.42 | 6.90 / 1.86 | - / - | - / - |
| | 5(MX) | 10.4 | 22.8 / 0.46 | 4.52 / 2.30 | - / - | - / - |
| | 6(MX) | 12.9 | 22.8 / 0.57 | 4.52 / 2.85 | - / - | - / - |
| | 7(MX) | 12.6 | 20.5 / 0.61 | 4.64 / 2.72 | - / - | - / - |
| S-현장 | 3(CX) | 6.8 | - / - | - / - | 11.2 / 0.61 | 18.2 / 0.37 |
| | 4(CX) | 7.2 | - / - | - / - | 7.8 / 0.92 | 12.6 / 0.57 |
| | 5(CX) | 4.7 | - / - | - / - | 7.8 / 0.60 | 12.6 / 0.37 |
| N-현장 | P1(lower)(MX) | 9.9 | 19.7 / 0.50 | 6.41 / 1.55 | 16.1 / 0.61 | 26.0 / 0.38 |
| | P2(MX) | 10.7 | 19.7 / 0.54 | 6.41 / 1.67 | 16.1 / 0.66 | 26.0 / 0.41 |
| D-현장 | 2(lower)(HX) | 13.3 | 12.0 / 1.11 | 1.13 / 11.75 | - / - | - / - |
| | 4(lower)(MX) | 15 | 21.5 / 0.70 | 3.89 / 3.85 | - / - | - / - |
| | 5(lower)(MX) | 15.8 | 23.9 / 0.66 | 3.89 / 4.06 | - / - | - / - |

note) Z & A: Zhang and Einstein(1988)
 C & K: Carter and Kulhawy(1988)
 LCPC(S): LCPC SETRA(1985), 토사
 LCPC(R): LCPC SETRA(1985), 암반

표 8. 편향계수의 평균, 표준편차, 변동계수

| 지지력 구성 | 설계방법 | 말뚝개수 | 평균(λ_R) | 표준편차 | 변동계수(COV_R) | 비고 |
|--------|-------------|------|-------------------|------|-----------------|---------|
| 주면 | H & K(1979) | 18 | 1.44 | 0.70 | 0.49 | |
| | R & A(1984) | 18 | 0.46 | 0.22 | 0.48 | 매끄러운 공벽 |
| | | 18 | 0.34 | 0.17 | 0.48 | 거친 공벽 |
| | IGM(1999) | 9 | 0.37 | 0.17 | 0.45 | 점성 IGM |
| 18 | | 2.63 | 1.73 | 0.66 | 비점성 IGM | |
| 선단 | Z & E(1988) | 10 | 0.63 | 0.19 | 0.31 | |
| | C & K(1988) | 10 | 3.50 | 3.02 | 0.86 | |
| | LCPC(1985) | 5 | 0.42 | 0.08 | 0.20 | 암반 |
| | | 5 | 0.68 | 0.14 | 0.20 | 토사 |

지지력에 대한 실측지지력의 비로 정의되므로 실측지지력에 대한 추정지지력의 과대예측 또는 과소예측 여부를 알 수가 있다. 만약, λ_R 이 1이라면 실제 지지력과 같은 추정지지력을 예측한 것이며, 1보다 작으면 실제지지력보다 과대예측을, 1보다 크다면 실제지지력에 대하여 과소예측을 하는 것이다. 표 8에서 보는 것처럼 주변지지력의 경우, Hovath and Kenny(1979), FHWA noncohesive IGM(1999) 방법은 실제 지지력을 과소예측하며, Rowe and Armitage(1984), FHWA cohesive IGM(1999) 방법은 과대 예측하는 결과를 보였다. 선단지지력의 경우, Carter and Kulhawy(1988) 방법은 실제 지지력을 과소예측 하며, Zhang and Einstein(1988), LCPC SETRA(1985) 방법은 과대 예측하는 결과를 보였다. 또한, 평균분포의 분산정도를 평가하는 변동계수(COV_R)는 표준편차와 평균의 비로서 정의되며, COV_R 가 낮다면 경제적으로 더욱더 효율적인 설계가 가능함을 반영한다.

3. 목표 신뢰도 지수

3.1 허용응력설계법의 신뢰도 지수

현재 국내에서 사용 중인 허용응력설계법에 대한 신뢰도수준을 파악하기 위하여, 실무에서 적용되고 있는 전체 안전율의 신뢰도 지수를 검토하였다. 신뢰도 지수는 전체안전율(FS), 하중비(Q_D/Q_L), 하중 통계적 변수, 저항 통계적 변수의 함수로서 신뢰성 해석기법 중 일계 이차모멘트분석법(First Order Second Moment; FOSM)으로 산정하였다. FOSM에 의하여 사하중 Q_D , 활하중 Q_L , 저항 R 이 각각 독립이며, 대수정규분포를 따른다고 가정하면, 신뢰도 지수는 다음과 같이 표현된다.

$$\beta = \frac{\ln \left[\frac{\lambda_R FS (Q_D/Q_L + 1) \sqrt{(1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2)}}{\lambda_{QD} Q_D / Q_L + \lambda_{QL}} \sqrt{\frac{1 + COV_R^2}{(1 + COV_R^2)}} \right]}{\sqrt{\ln \left[(1 + COV_R^2)(1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2) \right]}} \quad (1)$$

여기서, λ_{QD} : 사하중의 편향계수
 λ_{QL} : 활하중의 편향계수
 COV_{QD} : 사하중의 변동계수
 COV_{QL} : 활하중의 변동계수

이 중 하중통계적 변수는 AASHTO LRFD(2004) 상부구조편에서 제시하는 값을 사용하였고, 저항 통계적 변수는 자료에 대한 편향계수 분포에 근거하여 설정된 값을 사용하였다. 실무에 적용되고 있는 안전율의 일반적인 범위는 2~3이므로, 본 연구에서는 안전율 2, 2.5, 3에 대하여 신뢰도 분석을 수행하였다. 하중비는 시공재료와 교량 경간길이에 의존하나, 하중비(Q_D/Q_L)와 신뢰도지수(β)와의 관계(그림 3)에서 보이는 것처럼 하중비의 영향은 신뢰도 지수에 큰 영향을 미치지 않는 것을 알 수가 있다. 따라서 본 연구에서는 AASHTO LRFD(2004)에서 사용되는 장대교량에 적용 가능한 하중비 2의 값을 적용하였다.

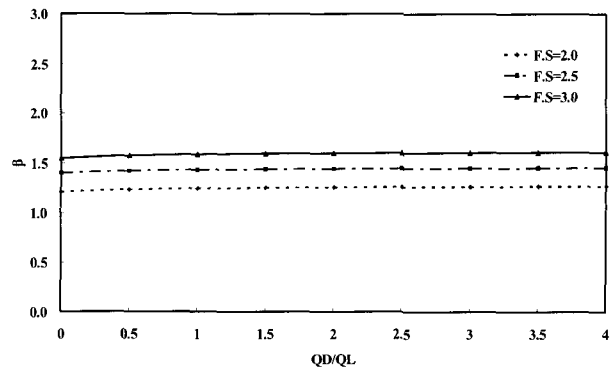


그림 3. 하중비와 β 의 관계

표 9. 안전율에 따른 현장타설말뚝의 신뢰도 지수

| 지지력 구성 | 설계방법 | 신뢰도 지수 | | | 비고 |
|--------|------|--------|--------|---------|---------|
| | | FS=2.0 | FS=2.5 | FS=3.0 | |
| 주변 | H&K | 1.78 | 2.22 | 2.58 | |
| | R&A | -0.48 | -0.04 | 0.32 | 매끄러운 공벽 |
| | | -1.08 | -0.64 | -0.28 | 거친 공벽 |
| | IGM | -0.93 | -0.47 | -0.09 | 점성 IGM |
| 2.22 | | 2.57 | 2.86 | 비점성 IGM | |
| 선단 | Z&E | 0.36 | 0.96 | 1.46 | |
| | C&K | 2.07 | 2.36 | 2.59 | |
| | LCPC | -0.84 | -0.09 | 0.53 | 암반 |
| | | 0.78 | 1.53 | 2.15 | 토사 |

허용응력설계법의 신뢰도 지수를 NCHRP 507(2004)에서 적용한 2차모멘트법인 FOSM 방법에 의해 평가하였으며 그 결과는 표 9와 같다. 표 9에서 보는 것처럼 계산되어진 신뢰도지수는 지지력공식에 따라 다르며 이는 같은 안전율을 사용함에도 불구하고 설계방법에 따라 신뢰도 수준의 차이가 있음을 알 수가 있다. 따라서 각 방법에 대한 저항계수를 다르게 산정해야 함을 확인하였다.

또한, 표 9에서 보듯이 경우에 따라서 신뢰도지수가 음의 값을 가진다. 신뢰도 지수에 대한 음의 값은 저항편향계수의 평균이 매우 작고 저항의 변동계수가 매우 클 경우 나타난다.

표 9에 제시된 주면과 선단지지력의 전체안전율에 대하여 FOSM으로 산정된 신뢰도지수를 도시한 결과는 그림 3과 같다. 그림에서 나타내는 것처럼, 허용응력설계법의 전체안전율이 증가할수록 신뢰도 지수도 증가하는 것을 알 수가 있다. 주면지지력에서는 Rowe and Armitage(1984), FHWA cohesive IGM(1999)방법이, 선단지지력에서는 LCPC SETRA for rock(1985) 방법이 낮은 신뢰도지수를 가지는 것을 확인하였다. 현행 허용응력설계법에 대한 신뢰도지수의 범위는 주면지지력과 선단지지력의 경우 각각 -1.08~2.86, -0.84~2.59의 범위에 분포한다.

3.2 목표 신뢰도 지수의 결정

Meyerhof(1970)는 항타말뚝에 대하여 파괴확률이 1×10^{-3} 과 1×10^{-4} 에 해당하는 목표 신뢰도 지수 3과 3.6의 값을 제안하였으며, Wu, et al.(1990)은 무리말뚝에 대하여 파괴확률 5×10^{-5} 에 해당하는 대략 4의 값을 제안하였

다. 또한 Tang, et al.(1990)은 해안구조물의 깊은기초에 대하여 파괴확률 $1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$ 에 해당하는 1.4~3.0의 값을 제안하였으며, Barker et al.(1991)는 말뚝 유형에 따라 표 10과 같이 목표신뢰도지수를 제안하였다. 최근, NCHRP Report 507(2004)에서는 말뚝 캡 당 5개 이상의 말뚝에 대해서는 redundant 말뚝으로 정의하여 2.33의 목표신뢰도 지수를 제안하였으며, 그 이하의 말뚝에 대해서는 nonredundant 말뚝으로 정의하여 3.0의 값을 제안하였다. 문헌연구를 통한 신뢰도지수의 범위는 최소 1.4에서 최대 4.0의 값을 가진다.

따라서, 현행 허용응력설계법에 대한 신뢰도수준과 문헌연구결과를 종합하여 본 연구에서는 목표신뢰도지수의 범위를 2.5와 3.0으로 결정하였다.

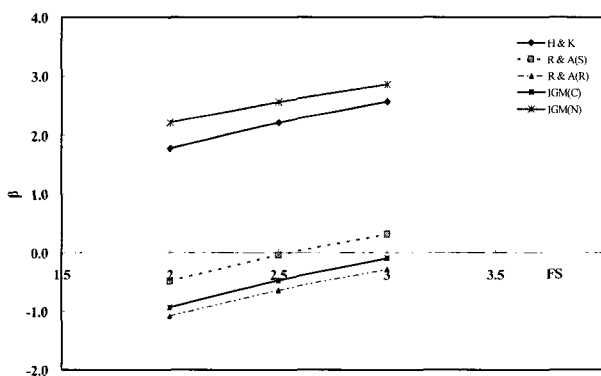
4. 저항계수의 결정

4.1 현장타설말뚝의 저항계수

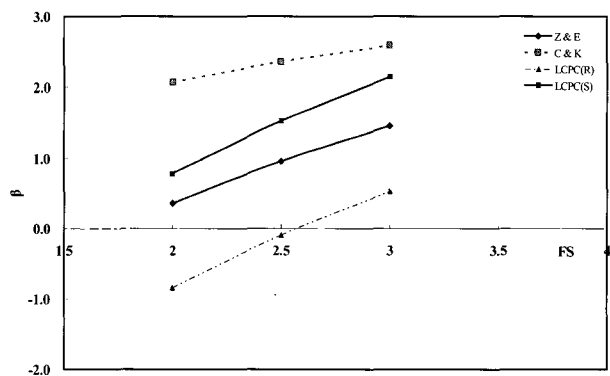
FOSM 방법을 이용하여 위에서 결정한 목표 신뢰도 지수 2.5와 3.0에 대한 저항계수를 산출하였다. 표 11에 하중통계적 변수, 저항통계적 변수 그리고, 목표신뢰도 지수를 이용하여 저항계수를 산정한 결과를 정리하였다. 표에서 보는 것처럼, 신뢰도 지수가 3.0인 경우, 2.5인 경우와 비교하여 저항계수가 더욱 작아짐을 알 수가 있다.

표 10. 목표 신뢰도 지수(Barker, et al., 1991)

| 기초 형식 | β_T |
|----------|------------|
| 확대기초 | 3.0 to 3.5 |
| 현장타설말뚝 | 2.5 to 3.0 |
| 항타말뚝(균형) | 2.0 to 2.5 |



(a) 주면지지력



(b) 선단지지력

그림 4. FOSM방법에 의해 계산된 신뢰도지수와 안전율의 관계

표 11. 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수

| 지지력 구성 | 설계방법 | $\beta_T=2.5$ | $\beta_T=3.0$ | 비고 |
|--------|--------------------------|---------------|---------------|---------|
| 주면 | Horvath and Kenny(1979) | 0.49 | 0.38 | |
| | Rowe and Armitage(1984) | 0.15 | 0.12 | 매끄러운 공벽 |
| | | 0.12 | 0.09 | 거친 공벽 |
| | FHWA IGM(1999) | 0.14 | 0.11 | 점성 IGM |
| 0.60 | | 0.43 | 비점성 IGM | |
| 선단 | Zhang and Einstein(1988) | 0.31 | 0.26 | |
| | Carter and Kulhawy(1988) | 0.51 | 0.34 | |
| | LCPC SETRA(1985) | 0.26 | 0.23 | 암반 |
| | | 0.43 | 0.37 | 토사 |

또한, 산정된 저항계수의 범위는 일반적으로 0.1-0.6의 범위를 가지고 있다. 이 중에서, Rowe and Armitage(1988)와 FHWA cohesive IGM(1999) 방법은 거의 0.1에 가까운 아주 작은 저항계수를 산정하였다. 그 이유는 표 8에서 보는 것처럼, 위의 지지력 공식들이 실제 지지력을 과대 예측하였기 때문이다.

AASHTO LRFD(2004)에 제시되어 있는 비교적 신선 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대한 Horvath and Kenny (1979)의 저항계수는 본 연구에서의 같은 목표신뢰도지수 범위(2.5~3.0)에서 0.65로 제시되어 있으며, 본 연구에서의 저항계수보다 약 32.6~71.1(%) 큰 것을 알 수 있다. 이는 본 연구 시험부지의 말뚝근입부 암반이 풍화되어 실제지지력이 과대 예측되었기 때문인 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수를 산정하기 위하여 신뢰성 분석을 수행하였다. 본 연구결과 다음의 결론을 도출하였다.

- (1) 현행 기초설계기준인 허용응력설계법의 전체안전율 2.0, 2.5, 3.0에 대한 신뢰도 지수를 FOSM 방법에 의해 검토하였으며, 분석결과, 신뢰도 지수는 -1.24 ~ 2.86의 범위를 가지는 것을 확인하였다.
- (2) 저항에 대한 통계적 변수는 국내 재하시험 자료에 근거하여 산정하였다. 현행 허용응력설계법에 대한 신뢰도수준을 통계적 방법으로 산정하였고, 문헌연구와의 비교를 통하여 결정한 목표 신뢰도 지수 2.5와 3.0에 대한 저항계수는 0.1~0.6의 범위를 가지는 것으로 산정되었다.

- (3) 본 연구의 신뢰성 분석에 이용된 재하시험 데이터 수가 적어 저항계수 산정에 큰 영향을 미칠 것으로 판단되며, 양질의 데이터가 축적되면 앞으로 더욱 더 신뢰성 높은 저항계수를 산정할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 2005 건설기술기반구축 연구 과제 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구” 및 서울대학교 SIR BK21(안전하고 지속가능한 사회기반건설)사업단의 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 권오성 (2004), “암반의 풍화도가 암반근입말뚝의 지지거동에 미치는 영향”, 서울대, 박사학위 논문.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 2004 AASHTO LRFD Bridge Design Specification. 3rd edition
3. Barker, R.R., J.M. Duncan, K.B. Rojiani, P.S.K. Ooi, C.K. Tan, and S.G. Kim (1991a), “Manuals for the Design of Bridge Foundations”, NCHRP Report 343, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
4. Carter, J. P., and Kulhawy, F. H. (1987), “Analysis and design of foundations socketed into rock”, Research Report 1493-4, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York.
5. Carter, J. P. and Kulhawy, F. H. (1988), “Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock”, Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
6. 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.
7. 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. (in French)
8. Meyerhof, G. (1970), "Safety Factors in Soil Mechanics", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.7, No.4, pp.349-555.
 9. National Cooperative Highway Research Program REPORT 507 (2004), Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations, TRB, Washington, D.C.
 10. O'Neill, M., Townsend, F., Hassan, K., Buller, A., and Chang, P. (1996), "Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterial", FHWA-RD-95-172, FHWA.
 11. 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.
 12. Tang, W. Woodford, D., and Pelletier, J. (1990), "Performance Reliability of Offshore Piles", *Proceedings of the 22nd Annual Offshore Technology Conference*. May 7-10, Houston, TX, Paper No. OTC 6379, Offshore Technology Conference, Richardson, TX, Vol.3, pp.299-308.
 13. Wu, T., Tang, W., Sangrey, D., and Baecher, G. (1989), "Reliability of Offshore Foundations-State of the Art", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.115, No.2, pp.157-178.
 14. 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.

(접수일자 2007. 1. 12, 심사완료일 2007. 7. 6)