# 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 지지거동 분석

## Bearing Capacity of Cast-in-situ Concrete Piles Socketed in Completely Weathered Gneiss

전 경 수[*1]
Jeon, Kyung-Soo

김 정 환[*2]
Kim, Jeong-Hwan

김 명 모[*3]
Kim, Myoung-Mo

### Abstract

In completely weathered granite gneiss, 8 of 40cm cast-in-situ concrete piles are constructed, and static pile load tests are executed on the piles to study the bearing behavior of rock-socketed piles. Subsurface explorations are carried out on the test site in three phases, in which 14 borehole investigations as well as the seismic investigation are performed.

Rock socketd depths of the piles in the weathered rocks are varied as 3m, 6m and 9m to separate the shaft resistance from the end bearing resistance, and for a couple of piles, styrofoam of 10cm thickness is installed under the pile point to eliminate the effect of the end resistance. Strain gages are instrumented on re-bars to pick-up the transferred loads along the pile length.

From the results of the pile load tests, the allowable shaft resistance and the allowable end bearing values of weathered rocks are proposed as 8.6t/m$^2$ and 84t/m$^2$, respectively. The empirical equation relating the elastic modulus of rock mass with the uniaxial compressive strength of the rock specimen is also proposed for the weathered rocks.

### 요 지

화강편마암으로 된 풍화암이 기반암인 암반에 소켓된 말뚝의 지지 거동을 알기 위하여 직경 40cm인 현장타설말뚝 8개를 시공하고 말뚝 재하 시험을 실시하였다. 지반 조사는 예비조사, 본조사, 그리고 시험후 조사 등 3차례에 걸쳐서 이루어 졌으며, 이 때 BX와 NX 보링(12개소) 조사와 탄성파 탐사 등이 시행되었다.

*1 정회원, 한국도로공사 도로연구소 책임연구원
*2 정회원, 삼성건설 기술연구소 선임연구원
*3 정회원, 서울대학교 공과대학 토목공학과 교수

암반 소켓 말뚝의 지지 거동을 주면부와 선단부로 분리하여 평가하기 위하여 암반 소켓 깊이를 3m, 6m, 그리고 9m 등으로 다양하게 하고, 선단부 지지력의 영향을 배제하기 위하여 말뚝 선단부에 스타이로폼(styrofoam)을 매설하기도 하였다. 그리고, 말뚝 깊이에 따른 하중 전이 해석을 위하여 말뚝 철근에 변형률 게이지 등을 설치하고 재하 시험을 수행하였다.

상기의 재하 시험 결과로부터 국내 화강 편마암으로 된 풍화암에 소켓된 현장타설말뚝의 허용 주면지지력과 허용 선단지지력을 각각 8.6t/m$^2$와 84t/m$^2$로 제안하였으며, 일축압축강도를 이용한 풍화암의 탄성계수 산정식을 제안하였다.

**Keywords** : Pile load test, Completely weathered gneiss, Shaft resistance, End bearing, Load transfer

## 1. 서 론

암반을 쉽게 만날 수 있는 한반도의 지질학적 특성과 최근 말뚝 한 개당 큰 지지력이 필요한 대규모 구조물의 건설증가로 인해 암반에 근입되는 현장타설말뚝이 기초로써 사용되는 경우가 많이 늘어나고 있다. 그러나 국내의 암반에 대한 지반공학적 자료가 불충분하여 이에 대한 연구가 절실히 필요한 실정이다.

본 연구에서는 서해안 고속도로 ○○교 교각 15와 16 사이를 현장 재하시험 장소로 선정하였는데, 이곳은 국내 암반의 약 30%를 점유하고 있는 편마암지역중의 한 곳으로서, 시험말뚝이 시공된 위치는 화강편마암이 심하게 풍화된 곳이다. 이 풍화암 지역에서 직경 40cm인 현장타설 말뚝 총 8본을 시공하여 정적 재하 시험을 실시하였으며, 말뚝의 암반 소켓 효과를 규명하기 위하여 말뚝의 암반 근입깊이를 3m, 6m, 9m 등으로 달리하고, 하중전이 분석을 위하여 말뚝 철근에 스트레인 게이지를 부착하였다. 또한 선단과 주면 저항력을 구분하기 위하여 말뚝의 선단에 스타이로폼(styrofoam)을 매설하기도 하였다. 정적 재하시험을 실시한 후에는 말뚝중심을 보링하여 채취한 콘크리트 시료로부터 일축압축강도 및 탄성계수를 측정하였으며, 시험말뚝 사이에서 NX보링으로 채취한 시료에 대하여 점하중 시험과 공내재하시험 등을 실시하였다. 이 실험결과들을 분석하여 국내 풍화암에 근입된 말뚝의 지지 거동을 구명하고자 한다.

## 2. 문헌 고찰

풍화암에 대한 지지력 평가는 국가별로 그리고 평가기관별로 얼마간의 차이를 보인다. 독일 표준시방서(Hunt, 1986)에서는 풍화가 심하고 약하게 결합되어 있으며 절리간격이 좁은 암반의 경우 말뚝의 허용 선단지지력을 161t/m$^2$그리고 주면지지력은 선단지지력의 10%정도를 보고 있으며, 완전히 풍화된 암(weathered rock)의 경우 허용 주면 마찰력은 12.9t/m$^2$를 넘지 않는다고 명시하고 있다. 이암(mudstone)을 제외한 풍화암에 대하여 미국대도시 시방기준(Winterkorn과 Fang, 1975) 및 미해군 시방기준(NAVFAC, 1982) 등은 추정 허용 연직지지력으로 86~161t/m$^2$ 를 제안하고 있다. Peck(1974)은 RQD가 0인 암반의 경우 작용하중하에서 침하량이 0.5inch를 넘지않는 범위에서의 지지력을 108t/m$^2$로 제안하였다.

표 1. 공내재하시험(pressuremeter) 결과

| 위치 | 심도(m) | E값(kg/cm²) | 인접위치의 N | TCR* | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|
| N-1 | 5.3 | 44.4 | 3/30~2/30 | - | 토사 |
| | 8.3 | 1,886.69 | 50/13~50/7 | 80 | 풍화암 |
| | 9.6 | 3,771.04 | 50/7~50/3 | 95 | |
| | 10.9 | 1,178.3 | 50/3~50/2 | 75 | |
| | 12.9 | 1,764.7 | 50/2 | 80 | |
| | 14.3 | 1,161.37 | - | 75 | |
| N-2 | 8.1 | 959.21 | - | 50 | |
| | 9.1 | 1,552.23 | 50/7 | 77 | |
| | 10.6 | 3,946.48 | 50/3 | 95 | |
| | 12.1 | 3,427.91 | 50/2 | 92 | |
| | 13.4 | 1,521.94 | - | 85 | |
| | 14.5 | 720.53 | - | 63 | |
| | 15.6 | 2,519.71 | - | 90 | |
| N-3 | 5.2 | 42.4 | 6/30~2/30 | - | 토사 |
| N-4 | 7.9 | 714 | 50/10~50/5 | 60 | 풍화암 |
| | 9.0 | 1,610.07 | 50/5 | 90 | |
| | 10.0 | 1,376.59 | - | 87 | |
| | 11.5 | 877.71 | - | 60 | |
| | 13.0 | 1,486.55 | - | 82 | |
| N-5 | 8.5 | 1,216.86 | - | 60 | |
| | 11.4 | 2,023.07 | - | 85 | |
| | 12.6 | 1,018.47 | - | 65 | |
| | 16.3 | 4,720.05 | - | 90 | |

* 삼중관 시료 채취기를 이용함.

## 3. 지반조사

현장조사는 예비조사, 본조사 그리고 말뚝 재하실험실시 후 확인조사로 3번에 거쳐 실시하였다. 예비조사에서는 NX크기의 보링을 2곳에서 실시하여 암종 및 암반의 풍화 상태를 분석하고, 탄성파 실험을 실시하여 대상 지반의 전반적인 지층구조를 파악하였다.

본조사는 말뚝을 시공할 위치 중심부에 BX보링으로 실시 하였으며, 이때 보링 심도는 말뚝을 시공할 깊이까지로 하였다. 말뚝 재하실험을 모두 끝낸 후 말뚝과 말뚝사이에서 NX크기의 삼중관

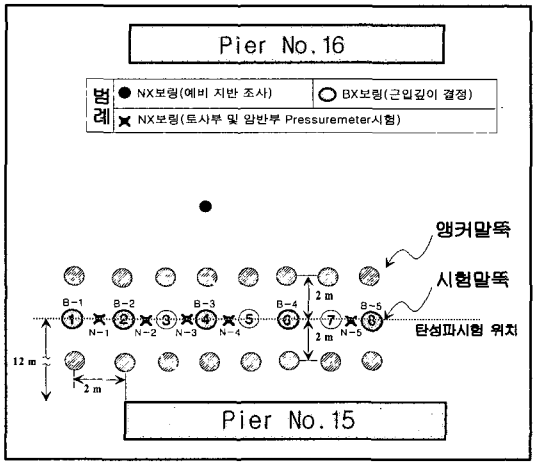


그림 1. 지반조사공 및 시험말뚝 평면도

표 2. 말뚝시험 계획

| 구 분 \ 말뚝번호 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 말뚝길이(m) | 9.9 | 13.2 | 10.2 | 10.2 | 10.2 | 16.1 | 13.3 | 7.6 |
| 풍화암 근입깊이(m) | 3 | 6 | 3 | 3 | 3 | 9 | 6 | 0 |
| 선단상태 | styro-foam | 슬라임제거 | 슬라임제거 | 슬라임제거 | 슬라임제거 | 슬라임제거 | 슬라임제거 | styro-foam |

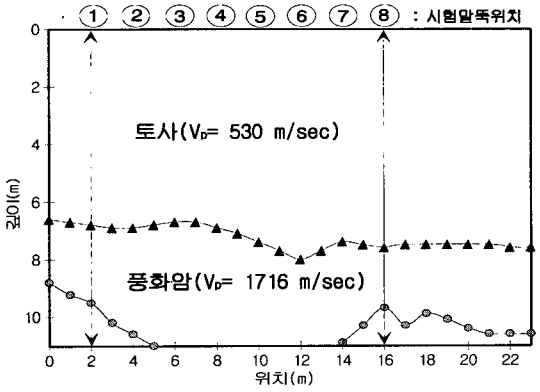


그림 2. 탄성파 시험 결과

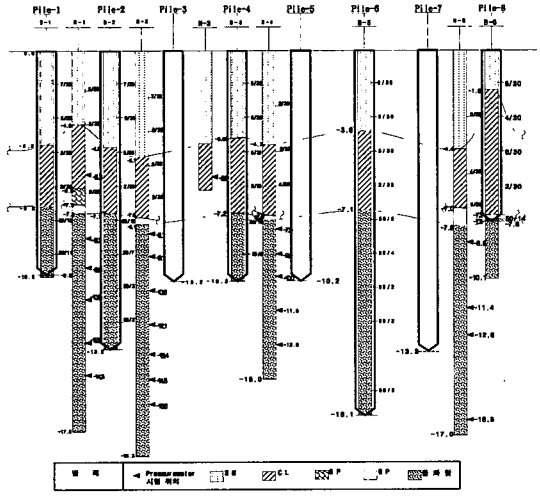

그림 3. 지반조사 결과

(tripple tube core barrel) 시료채취기를 이용하여 불교란 시료를 채취하였고 이 시료에 대하여 현장에서 점하중실험을 실시하였다. 탄성계수 측정을 위한 공내재하시험은 점토층에서는 캐나다의 Pressuremeter G-Am을 사용하고, 풍화암층에서는 일본의 Elastmeter-2를 사용하여 깊이 약 1.5m 간격으로 실시하였다. 지반조사 및 말뚝시공 평면도는 그림 1과 같으며, 시험 말뚝의 중심선에 대한 탄성파실험 결과는 그림 2와 같다. 본 조사 및 확인조사시 실시한 보링결과는 그림 3과 같고 공내재하시험결과는 표1과 같다.

## 4. 말뚝 시험 계획 및 재하시험 결과

### 4.1 시험계획

시험말뚝은 25mm 주철근 8개를 사용하였고, 앵커말뚝은 H형강을 사용하였다. 말뚝 재하실험후 말뚝 몸체를 보링하여 채취한 콘크리트 시료에 대한 시험 결과, 일축압축강도($q_u$)는 평균 428kg/cm$^2$ 이고 탄성계수(E)는 평균 $2.29\times10^5$kg/cm$^2$이었다. 말뚝의 암반 근입깊이는 말뚝의 암반 소켓 효과를 알기 위하여 3m, 6m 그리고 9m 등으로 다양하게 하였으며, 1번 및 8번 말뚝은 재하시험시 선단부 지지력의 영향을 배제하기 위하여 스타이로폼(styrofoam)을 말뚝선단에 두었다. 또한 말뚝의 하중전이 거동을 분석하기 위하여 6개의 말뚝에 깊이 방향으로 각 각 5단면을 선정하여 단면당 2개씩의 전기저항식 변형률 게이지를 부착하였으나, 기계적 결함으로 대부분 계측에 실패하여 아주 제한적인 결과만을 얻었다. 시험계획은 표2와 같다.

### 4.2 말뚝 재하실험 결과

정적 재하실험은 ASTM D 1143의 규정에 의거

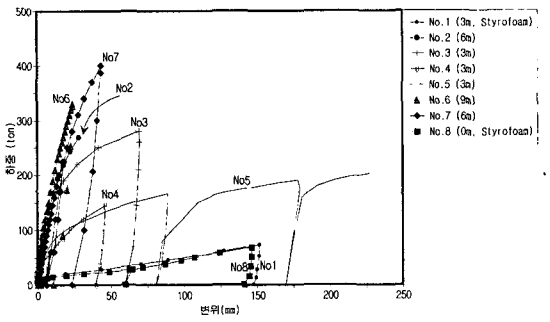


그림 4. 재하 시험 결과

하여 실시하였고, 재하를 위하여 용량이 500ton인 잭(jack)을 사용하였다. 그림 4는 각 말뚝의 재하시험 결과를 모두 도시한 것이다. 이 그림에서 선단부에 선단지지력 제거를 위해 스타이로폼을 설치한 1번 말뚝과 8번 말뚝의 재하시험곡선이 거의 일치하는 것을 볼 수 있다. 본래 8번 말뚝은 토사부에만 근입되도록, 그리고 1번 말뚝은 암반에 3m 가량 근입되도록 계획하였으나, 이 재하시험 결과에서 1번 말뚝의 암반 근입여부가 분명하지 않아 1번 말뚝은 분석에서 제외하였다.

## 5. 말뚝 재하 실험 결과 분석

### 5.1 말뚝기초 지반

본 연구에서 선정한 현장은 그림 3에 나타난 바와 같이 토사부 깊이가 6.9m에서 7.5m 사이로 큰 차이가 없으며, 1번 말뚝과 2번 말뚝사이 그리고 3번 말뚝과 4번 말뚝사이 각 각 심도 5.3m, 5.2m에서 실시한 토사부 공내재하시험결과 탄성계수 역시 44.4kg/cm$^2$과 42.4kg/cm$^2$로서 비슷한 값을 나타내었다. 그리고 표준관입시험결과에 의하면 실트질 모래층은 N치가 5~8, 점토질층에서는 2~6으로서 큰 차이가 없었다. 따라서 각 시험 말뚝에서의 토사부 주면지지력은 대동소이한 것으로 판단하였다.

삼중관 시료채취기로 보링공 N-1~N-5(그림

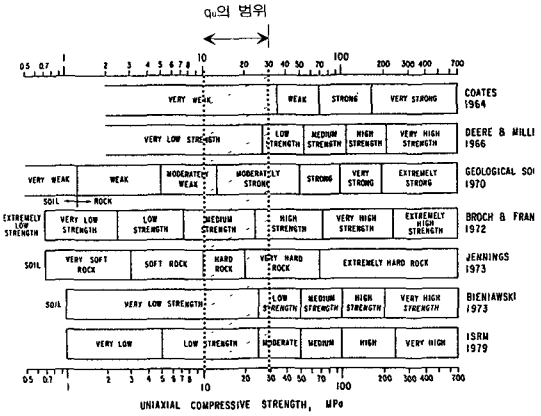


그림 5. 일축압축강도에 의한 암 분류 (Bieniawski, 1980)

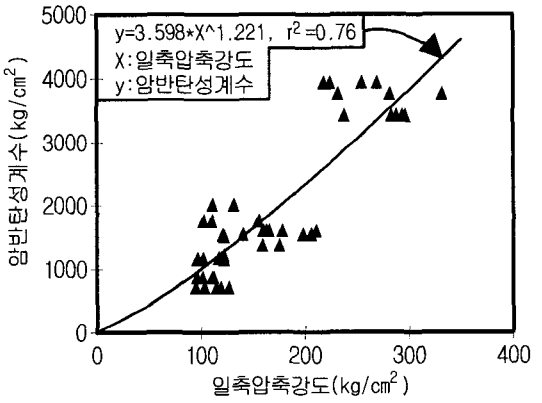


그림 6. 일축압축강도와 암반탄성계수와의 관계

3)에서 채취한 풍화암 시료(N값 50/15 미만)에 대하여 점하중 시험을 실시한 결과 점하중지수는 약 2.3~16.0kg/cm$^2$의 분포를 보이며, 정형식과 유병옥(1997)이 제안한 화강 편마암에 대한 관계식으로 암의 일축 압축강도를 구해 보면 약 100~300kg/cm$^2$의 값을 나타낸다. 그림 5는 이 결과를 암의 강도에 따른 기존의 분류기준들과 비교한 것이다. 이 그림에서 보면 본 실험 지반의 기반암인 풍화암은 분류기관이나 분류학자의 관점에 따라 '매우 연약한 암'에서부터 '꽤 단단한 암'에 이르기까지 다양하게 평가된다. 점하중시험 결과로 구한 일축압축강도와 그 지점의 공내재하시험

표 3. RMR 산정 결과

| 구 분 | 내 용 | 점 수 |
|---|---|---|
| 1. 일축압축강도 | 100~300kg/cm$^2$ | 2 |
| 2. RQD | 0 | 3 |
| 3. 절리간격 | 3~8cm | 5 |
| 4. 절리면 틈 | 절리간격 5mm이상 | 0 |
| 5. 지하수위 | 지하수위 지표에서 약 1.7m | 4 |
| 6. 절리방향 | 수평방향 우세<br>일부 수직 및 45° 경사 | -7 |
| 7. 합계 | | 7 |

으로 구한 암반의 탄성계수와의 상관관계는 그림 6과 같으며, 그 관계식은 식(1)와 같다.

$$E=3.598\times(q_u)^{1.221} \quad (1)$$

여기서, $q_u$ : 일축압축강도(kg/cm$^2$),
$E$ : 암반 탄성계수(kg/cm$^2$)

위에서 구한 일축압축강도와 보링코아 관찰결과에 따라 산정한 본 풍화암의 RMR값은 7로서 Bieniawski 분류법(Bieniawski, 1979)에 의하면 5등급에 해당된다 (표 3).

## 5.2 말뚝의 허용지지력

표 2에서 보인바와 같이 8번 말뚝은 토사부까지만 굴착하였고 선단지지력을 제거하기 위하여 선단에 스타이로폼을 설치하였다. 따라서, 8번 말뚝의 말뚝재하시험 결과는 토사부에서 발휘되는 주면마찰력만이 반영된 것으로 판단하였다. 그리고 앞에서 설명한 바와 같이 시험 지반 토사부의 구성 및 공학적 성질이 유사하기 때문에 풍화암에 근입된 부분의 말뚝지지 거동을 분석하기 위하여 2번부터 7번까지 각 말뚝의 실험 결과에서 8번 말뚝의 주면저항부분을 일제히 빼주었다. 표 4는 재하시험 결과를 이용하여 구한 허용지지력을 나타내며, 그림 7은 토사부의 주면 마찰력이 배제된 암반 근입부만의 허용지지력을 암반 깊이에 대하여 도시한 것이다.

표 4. 각 재하시험 해석 방법에 따른 허용 지지력(단위 : ton)

| 말뚝 \ 해석방법 | | Davission 방법 (FS=2) | 1/2 침하기준** (FS=2) | 4% 침하기준 (FS=3) | 25mm 침하기준 (FS=3) | 평균 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| No.8(토사부, Styrofoam) | | 6.3 | 7.4 | 5.3 | 6.1 | 6.3 |
| No.1(3m, Styrofoam) | | 7.3 | 8.7 | 6.2 | 7.3 | 7.4 |
| 3m근입 | No.3 | 79.5(73.2)* | 82.0(74.6) | 60.0(54.7) | 70.8(64.7) | 73.1(66.8) |
| | No.4 | 28.5(22.2) | 35.5(28.1) | 27.2(21.9) | 35.3(29.2) | 31.6(25.4) |
| | No.5 | 37.5(31.2) | 43.0(35.6) | 31.3(26.0) | 36.2(30.1) | 37.0(30.7) |
| | 평균 | 48.5(42.2) | 53.5(46.1) | 39.5(34.2) | 47.4(41.3) | 47.2(41.0) |
| 6m근입 | No.2 | 96.5(90.2) | 91.0(83.6) | 68.7(63.4) | 85.0(78.9) | 85.3(79.0) |
| | No.7 | 94.5(88.2) | 86.0(78.6) | 70.0(64.7) | 95.7(89.6) | 86.6(80.3) |
| | 평균 | 95.5(89.2) | 88.5(81.1) | 69.4(64.1) | 90.4(84.3) | 86.0(79.7) |
| 9m근입 | No.6 | 145.0(138.7) | 107.0(99.6) | 83.3(78.0) | 112.0(105.9) | 111.8(105.6) |

* : 각 재하시험 결과에서 8번 말뚝의 주면저항을 제거한 값. 즉, 암반 소켓부 지지력
** : Peck은 RQD에 따른 허용 접지압이 암반에 작용할 경우, 침하량이 0.5inch를 넘지 않는다고 하였는데, 이 논리에 근거하여 0.5inch 침하에 해당하는 시험 하중을 안전율 2로 나누어 허용하중으로 정의하였다.

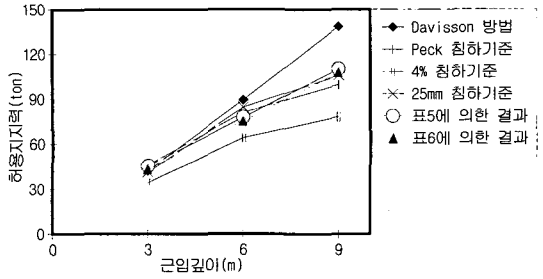


**그림 7. 근입깊이별 평균 허용지지력**

같은 종류의 암반에 근입된 각 말뚝의 단위면적당 주면지지력과 선단지지력이 동일하다면 근입깊이가 다른(즉, 하중을 받는 주면면적이 다른) 두 종류의 말뚝의 전체 저항력을 이용하여 2원 1차 연립방정식에 의해 말뚝의 주면 및 선단지지력을 구분할 수 있다. 표5는 3m, 6m 그리고 9m근입된 말뚝의 암반 근입부 평균 지지력를 이용하여 구한 말뚝의 허용 주면 및 선단 지지력 계산 결과이다. 이 표에는 3가지 조합의 주면 및 선단 허용지지력이 나타나 있는데 이 3가지 조합의 주면과 선단지지력을 각각 평균하면 8.6 t/m$^2$과 103.2 t/m$^2$이다. 이 평균 허용 주면 및 선단지지력을 이용하여 각 근입깊이별 지지력을 추정하면 3m, 6m 그리고 9m 근입된 말뚝의 허용 지지력은 각 각 45.4 t, 77.8 t, 및 110.2 t이고 이 값을 그림 7에 검정원으로 나타내었다. 이 그림에서 보면 검정원으로 나타낸 값은 재하시험 곡선으로부터 얻은 여러가지 결과의 대략 평균값을 나타낸다. 그러나, 표5에서 보는 것처럼 말뚝길이에 따라 여러 조합으로 구한 선단지지력의 분산이 매우 크기 때문에 주면의 평균 허용저항력을 이용하여 풍화암 근입 깊이별로 허용 선단지지력을 다시 산정하였다. 그 결과, 표6에 수록한 바와 같이 표5의 결과에 비하여 분산정도가 많이 줄었으며 허용 선단지지력 역시 20% 가량 감소하였다. 이 결과를 이용하여 산출한 풍화암 근입부의 총 허용지지력을 그림7에 근입 깊이별로 검은 삼각형으로 나타내었다. 앞의 결과들과 비교하면 표5의 결과와 큰 차이가 없으나 다소 보수적

**표 5. 연립방정식으로 산출한 말뚝 조합별 허용 주면 및 선단지지력**

| 구분 \ 근입깊이 | 허용 지지력(t/m$^2$) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 3,6m | 6,9m | 3,9m | 평균 |
| 주 면 | 10.3 | 6.9 | 8.6 | 8.6 |
| 선 단 | 18.3 | 222.0 | 69.2 | 103.2 |

**표 6. 평균 주면마찰력을 이용하여 산출한 허용 선단지지력**

| 근입 깊이 | 3m | 6m | 9m | 평균 |
|---|---|---|---|---|
| 허용 선단지지력(t/m$^2$) | 66.0 | 120.9 | 66.8 | 84.3 |

인 값을 나타내며 재하곡선으로부터 여러가지 방법으로 구한 결과의 평균값에 가깝다. 따라서, 필자는 보수적인 값을 택하여 국내 화강편마암 지역의 풍화암에 해당하는 암반의 주면 및 허용 선단지지력을 각각 8.6 t/m$^2$과 84 t/m$^2$로 제안하고자 한다. 다만, 여기서 주의할 점은 선단지지력의 경우 단순히 침하를 기준으로 그 값을 결정하였으므로 허용 침하량이 본 논문의 가정과 상이할 경우에는 적절히 가감할 필요가 있다

극한 주면 마찰력은 Horvath(1978), Rosenberg와 Journeaux(1976), 그리고 Williams와 Pells(1981) 등에 따르면 식(2)와 같이 암반의 일축압축강도의 함수로서 나타낼 수 있다.

$$f_s = \alpha\beta q_{uc} \qquad (2)$$

여기서, $f_s$ : 극한 주면마찰력

$\alpha$ : 소켓 마찰저항 감소계수 (그림 8참조)

$\beta$ : 암반의 절리간격에 따른 수정계수

$q_{uc}$ : 암석의 일축압축강도

그림 8은 Williams 와 Pells(1981), Rosenberg와 Journeaux(1976), 그리고 Horvath (1978) 등 기존의 연구자들이 제안한 소켓 마찰

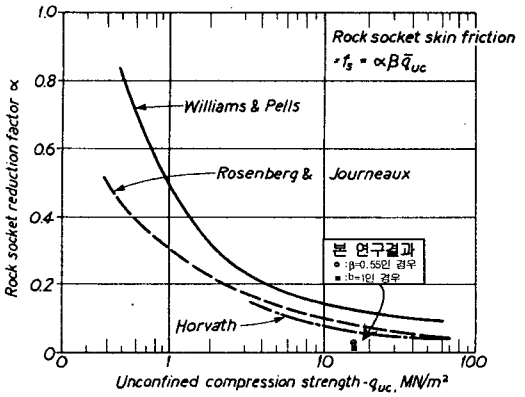


**그림 8. 암석의 일축압축강도 vs 암반소켓 감소계수 (Tomlinson, 1994)**

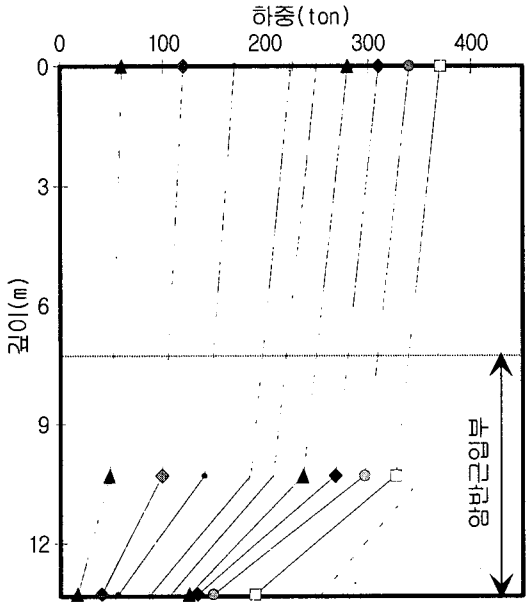


**그림 9. 7번 말뚝 변형률게이지 측정결과**

저항 감소계수($\alpha$) 도표에 본 연구 대상 암반의 극한 지지력을 허용 주면 지지력의 3배로 가정하고 각 제안자들이 가정한 $\beta$값을 대입하여 구한 $\alpha$값을 도시한 것으로, 국내 풍화암의 소켓 저항 감소계수는 Williams와 Pells 곡선의 약 24%, Rosenberg와 Journeaux 그리고 Horvath의 약 20~26% 크기이다.

암의 일축압축강도와 말뚝의 선단 극한 지지력과의 관계를 선단 지지력 계수 $N_c$를 이용하여 나타내고자 하는 일련의 연구가 있어 왔는데(Bishnoi (1968), Kulhawy와 Goodman(1980)), Zhang과 Einstein(1998) 등은 최근에 석고, 이암, 사암 그리고 점토질 세일 등과 같은 연암(weak rock)에 대한 시험결과를 분석하여 $N_c$를 식(3)과 같이 제안하였다.

$$N_c = \frac{Q_{max}}{q_{uc}} = 15.91(q_{uc})^{-0.49} \qquad (3)$$

여기서, $N_c$ :선단지지력 계수,

$Q_{max}$ :극한 선단 지지력(kg/cm$^2$),

$q_{uc}$ :일축압축강도(kg/cm$^2$)

식(3) 에 본 풍화암의 일축 압축강도를 대입하여 $N_c$값을 구하면 1.29이고, 본 논문에서 제안하는 허용 선단 지지력의 3배를 극한 지지력으로 보고 풍화암의 일축 압축강도를 대입하여 $N_c$값을 구하면 0.18으로서 큰 차이를 보인다. 따라서, 암종에 구분없이 사용할 수 있다고 제안한 Zhang과 Einstein(1998)의 선단 지지력 계수 산정식은 절리에 대한 적절한 고려가 없는 한 적용 범위가 제한될 수 밖에 없다고 판단된다.

암체의 절리와 점착력을 고려한 선단지지력 계수관계식은 Kulhawy와 Goodman (1980)이 Bishnoi (1968)의 연구 결과를 이용하여 제안한 바 있는데, 그 식은 다음과 같다.

$$Q_{max} = JcN_{cr} \qquad (4)$$

여기서, $Q_{max}$ : 극한 선단지지력,

J : 절리간격에 의한 수정계수

c : 점착력

$N_{cr}$ : 수정 지지력 계수

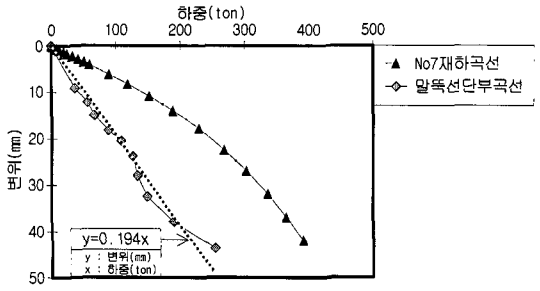


**그림 10. 변형률 게이지 결과로부터 얻은 선단 하중-변위 곡선(7번 말뚝)**

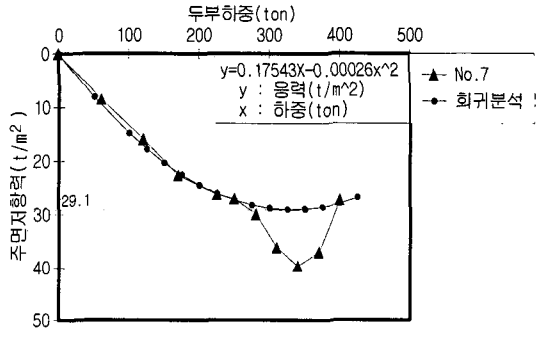


**그림 11. 말뚝 두부하중 vs 암반 근입부 주면 저항력 (7번 말뚝)**

Kulhawy 와 Goodman(1987)은 암체의 점착력을 일축 압축 강도의 10%정도로 보고, RQD가 0~70%인 경우 마찰각은 30° 로 제안하였으며, 식(4)에 나타난 J와 $N_{cr}$은 도표로 제시하였다. 이 값들을 이용하여 극한 선단 지지력을 산정한 결과 본 풍화암의 경우 314.5 t/m$^2$로 계산되었으며, 안전율 3을 고려한 허용 선단 지지력은 105 t/m$^2$ 으로서 본 연구에서 제안하는 풍화암의 허용 선단지지력 84 t/m$^2$로 약 25% 큰 값이다.

## 5.3 하중전이 분석에 의한 말뚝의 주면 및 선단응력

그림 9는 7번말뚝의 변형률 게이지 측정결과를 도시한 것이며, 그림 10은 7번 말뚝의 재하시험 결과와 변형률 게이지로 측정한 선단 하중-변위 관계를 도시한 것이다. 그림 9에서 보면 말뚝에 설치한 변형률 게이지는 말뚝 두부와 암반근입부 1곳 그리고 말뚝 선단에서만 작동하였다. 이 결과를 이용하여 산정한 암반 근입부에 발생한 말뚝의 주면 저항력을 말뚝두부하중에 대하여 도시하면 그림 11과 같으며, 이 그림에 나타난 곡선을 회귀분석하여 구한 극한 주면 저항력은 29.1 t/m$^2$이고, 안전율 3을 적용하면 허용 주면지지력은 9.7 t/m$^2$이된다. 이 값은 앞에서 구한 평균 허용 주면지지력 보다 약 13% 가량 큰 값으로서 본 논문에서 제안하는 풍화암의 허용 주면지지력이 비교적 합리적인 값임을 보여준다. 그림 10에서 보면 풍화암의 경우에도 일반 암반에서와 같이 말뚝의 선단 응력은 말뚝머리 침하량에 대하여 단조증가 함수 관계(Carter와 Kulhawy(1988))에 있음을 알 수 있다.

## 5.4 암반의 탄성계수 평가

균질하고 등방성인 지반에 대하여 Schleicher (1926)와 Kulhawy(1978)는 각각 식(5)와 (6)과 같은 암반의 탄성계수-침하량 관계를 제안한 바 있는데, 이 식들을 이용하여 그림 10에 나타난 7번 말뚝의 선단 하중-변위 곡선으로부터 암반의 탄성계수를 역산하면 그 값은 각각 1,500 kg/cm$^2$과 1,530 kg/cm$^2$이다. 그리고, 7번 말뚝 선단부 깊이의 공내재하시험 결과로부터 구한 평균 탄성계수는 1,450 kg/cm$^2$로서 이 값은 앞서 보인 이론식으로 구한 탄성계수들보다 다소 작으나 큰 차이가 없으며, 특히, 실제지반에서는 깊이가 깊어질수록 탄성계수가 점점 커진다는 점을 고려할 때 공내재하시험에서 얻는 암반 탄성계수는 암반의 연직방향 탄성계수와 동일한 크기를 갖는다고 할 수 있다.

$$S_e = \frac{q_p \cdot D}{E_r}(1-\nu^2)C_p \qquad (5)$$

$$S_e = \frac{P_p(1-\nu^2)}{\beta E_r A^{0.5}} \quad (6)$$

여기서, $S_e$ : 말뚝선단의 침하량

$q_p$ : 말뚝 선단에 작용하는 응력

D : 말뚝의 직경

$\nu$ : 포아송비(0.25 가정)

$E_r$ : 암반의 탄성계수

$P_p$ : 말뚝 선단에 작용하는 힘

A : 말뚝의 단면적

$C_p, \beta$ : 형상계수(강성원형기초인 경우 $C_p=0.79$, $\beta=1.1$)

## 6. 결 론

본 연구에서 실시한 풍화암층에 근입된 현장 타설 말뚝에 대한 일련의 재하시험 결과로부터 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1) 국내의 화강 편마암으로 된 풍화암에 관입된 현장 타설 말뚝의 허용 주면 마찰력은 8.6t/m$^2$, 그리고 허용 선단 지지력은 84t/m$^2$정도라고 판단된다. 이 수치는 독일 표준시방서와 미국대도시 시방기준, 그리고 Peck 등이 제안한 풍화암에 대한 추정 연직지지력의 하한치에 가까운 값이다.

2) 변형률 게이지로 측정한 말뚝 선단부 하중-변위 곡선을 이용하여 Schleicher(1926)와 Kulhawy(1978) 등이 제안한 이론식으로 말뚝 선단부 암반의 탄성계수를 추정하여 본 결과, 본 연구대상 암반의 탄성계수는 각각 1,500kg/cm$^2$과 1,530kg/cm$^2$이었으며 공내재하시험 결과로부터 산정한 탄성계수는 1,450kg/cm$^2$이었다. 따라서 공내재하시험에서 얻는 암반 탄성계수는 암반의 연직방향 탄성계수와 동일한 값을 갖는 것으로 평가된다.

3) 화강편마암으로 RQD는 0이며, 표준관입시험 결과 50타에 15cm 미만으로 관입되는 풍화암의 일축압축강도와 암반 탄성계수 사이의 상관관계를 다음과 같이 제안한다.

$$E=3.598\times(q_u)^{1.221} \text{ (단위, kg/cm}^2\text{)}$$

## 감사의 글

본 연구는 한국도로공사의 연구비 지원으로 이루어졌다. 당시, 도로 연구소장인 조건창님께 깊은 감사의 뜻을 표합니다.

## 참 고 문 헌

1. Bishnoi, B. L.(1968), "Bearing capacity of a closely jointed rock", Ph.D. Thesis, Georgia Inst. of Tech., Atlanta pp.76~82.
2. Bieniawski, Z. T.(1979), "The geomechanics classification in rock engineering applications", Proc. 4th Int. Congr, Rock Mech, , ISRM, Montreux, vol 2. pp. 41~48.
3. Bieniawski, Z. T.(1980), "Rock Classifications : state of the art and prospects for standardizations", Transportation Research Record, no. 783, pp. 2~9.
4. 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, Pal Alto, California. pp 4-1~4-47
5. Hobbs, N. B.(1975), "Review paper-rocks", Proceedings of the conference on settlement of structures, British Geotechnical Society, Pentech Press, pp. 579~610.
6. Horvarth, R. G.(1978), "Field load test data on concrete-to-rock bond strength for drilled pier foundations", University of Toronto publication pp. 78~107.
7. Hunt, R. E.(1986), "Geotechnical engineering analysis and evaluation", McGraw-Hill Book Company p. 373.
8. Kulhawy, F. H.(1978), "Geomechanical Model for

Rock Foundation Settlement", Journal of the Geotehnical Eng., ASCE, Vol. 104, No. GT2, February, pp. 211~227.
9. Kulhawy, F. H. and Goodman, R. E.(1980), " Design of foundations on discontinuous rock". Proceedings of the international Conference on Structural Foundations on Rock, Sydeny, pp. 209-220.
10. Kulhawy, F. H. and Goodman, R. E.(1987), " Foundations in rock ground engineers reference book". Chapter 55, Bell F. G., ed., Butter worths, London, England.
11. NAVFAC DM 7.2(1982), "Foundations and earth structures" pp. 142~143.
12. Peck, R. B., Hanson. W. E., and Thornburn T. H.(1974), "Foundation engineering", John Wiley & Sons, Inc. pp 361~363.
13. Rosenberg, P. and Journeaux, N. L.(1976), "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design", Canadian Geotechnical Journal , Vol. 13, pp. 324~333.
14. Schleicher, F. (1926), Zur theorie des Baugrundes Der Bauingenieur, pp.48~49
15. Tomlinson, M.J.(1994), Pile design and construction practice, fourth edition, E & FN Spon pp. 143-146.
16. Williams, A. F. and Pells, P. J. N.(1981), " Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone and shale", Canadian Geotechnical Journal, Vol.18, pp. 502-513.
17. Winterkorn, H. F. and Fang, H. Y.(1975), "Foundation engineering handbook", Van Nostrand Reinhold Company, pp. 609~610.
18. Zhang, L. and Einstein, H. H.(1998), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", ASCE Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No 7. pp. 574~584.
19. 정형식, 유병옥(1997), "암석의 풍화도에 따른 강도 변화 특성 및 강도추정에 관한 연구", 한국지반공학회, Vol 13, No6, pp.71-93.

(접수일자 1999. 8. 5)