大 韓 土 木 學 會 論 文 集
第28卷 第4C號・2008年 7月
pp. 197~203

풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지거동

End Bearing Behavior of Drilled Shafts in Weathered Rock

권오성*・김명모**
Kwon, Oh Sung・Kim, Myoung Mo

Abstract

The end bearing behavior of piles socketed in weathered/soft rock is generally dependent upon the rock mass conditions with fractures rather than the strength of intact rock. Therefore, a database which includes 13 load tests performed on cast-in-place concrete piles and soil investigation data at the field test sites was made first, and new empirical relationships between the base reaction modulus of piles in rock and rock mass properties were developed. No correlation was found between the compressive strengths of intact rock and the base reaction modulus of weathered/soft rock. The ground investigation data regarding the rock mass conditions (e.g. Pressuremeter modulus and limit pressure, RMR, RQD) was found to be highly correlated with the base reaction modulus, showing the coefficients of correlation greater than 0.7 in most cases. In addition, the applicability of existing methods for the end bearing capacity of piles in rock was verified by comparison with the field test data.

Keywords : *Drilled shaft, base reaction modulus, end bearing capacity, pile load test*

요 지

풍화된 암반에 근입된 말뚝의 선단지지거동은 신선암의 강도보다는 절리를 포함한 암반 상태에 의존한다. 본 연구에서는 암반상태가 말뚝의 선단지지력에 미치는 영향을 알아보기 위해 먼저 총 4부지의 암반에 근입된 13본의 현장타설콘크리트 말뚝에 대한 재하시험, 그리고 재하시험 부지의 지반조사 자료를 포함하는 데이터베이스를 구축하고, 말뚝선단부의 거동과 암반물성치의 상관관계를 분석하였다. 선단지반반력계수와 암반물성치의 상관관계 분석 결과 암석의 일축압축강도와 지반반력계수 사이에는 일관된 상관관계를 찾을 수 없었으나, 암반의 상태를 나타내는 물성치인 E_m, E_{ur}, RMR, 그리고 RQD 등과 지반반력계수의 상관계수는 대부분 0.7 이상으로 매우 뛰어난 상관성을 보였다. 또한, 기존의 방법으로 추정한 선단지지력과 실측 선단지지력의 비교를 통해 기존 방법의 적용성을 검증하였다.

핵심용어 : 현장타설콘크리트말뚝, 선단지반반력계수, 선단지지력, 말뚝재하시험

1. 서 론

1970년대 중반 이후로 암반에 근입된 현장타설 콘크리트 말뚝의 주면지지력에 대한 많은 연구가 수행되었으며, 다수의 재하시험자료를 이용한 암주면지지력의 경험적 추정방법이 여러 연구자들에 의해 제안되었다(Horvath와 Kenny, 1979; Williams와 Pells, 1981; Rowe와 Armitage, 1987; Carter와 Kulhawy, 1988; McVay 등, 1992; Kulhawy와 Phoon, 1993). 그러나 암선단지지력과 관련한 연구 및 시험자료는 상대적으로 적은데 그 이유는 암반근입말뚝의 경우 본당 지지력이 매우 크기 때문에 선단의 항복까지 재하시험을 수행하기가 매우 어렵기 때문이다.

이러한 이유로, 기존의 암선단지지력 예측방법들(CGS, 1985; Rowe와 Armitage, 1987; ARGEMA, 1992; AASHTO, 1996)은 종종 실제 재하시험값과 동떨어진 결과를 보이며 특히 암석의 강도가 클수록, 암반상태가 불량할수록 오차가 커지는 경향이 있다. 이를 보완하고자 Zhang과 Einstein(1998)은 총 39개의 재하시험 자료를 이용하여 선단지지력을 암석강도의 지수함수 형태로 제안하고, 지지력계수 산정시 암반상태에 대한 고려가 가능하도록 하였다. 그러나 이들의 연구결과는 암석강도가 비교적 작고(평균 6.4MPa) 암반상태는 상대적으로 좋은(RMR 44 이상) 퇴적암에 대한 자료를 토대로 한 것이다. 따라서 국내의 대표적 암반인, 암석강도가 크지만 절리가 발달한 화강암・편마암종의 연암 또는 풍화암에 적용하기에는 문제가 있다.

한편, 일반적으로 암석강도가 크지만 절리가 발달한 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 축방향 설계에는 극한 주면지지력과 선단지지력보다는 침하량이 더 중요한 인자가 된다. 또한 주면마찰력이 최대로 발휘되기 위한 변위는 수 mm에 불과하지만(Whiteaker과 Cooke, 1966; Aurora과 Reese,

*정회원・대림산업(주) 기술연구소 과장 (E-mail : kwonos1@daelim.co.kr)
**정회원・교신저자・서울대학교 공과대학 건설환경공학부 교수 (E-mail : geotech@snu.ac.kr)

1977; Horvath와 Kenny, 1979; O'Neill과 Reese, 1972), 선단지지력이 발휘되기 위해서는 말뚝직경의 5~10% 정도의 상대적으로 큰 변위가 요구되므로(Vesic, 1977; Chang과 Broms, 1990), 주면지지력과 선단지지력의 합으로 말뚝의 지지력을 추정하는 전통적인 설계방법에는 오류가 있다. 따라서 특히 암반근입말뚝의 경우 극한선단지지력뿐만 아니라 선단하중-선단침하 거동을 이해하는 것이 암반에 근입된 말뚝의 합리적 설계를 위해 필요하다.

본 연구에서는 먼저 4개 부지의 암반에 근입된 총 13본의 현장타설 콘크리트말뚝에 대한 재하시험 및 하중전이 계측자료, 그리고 시험부지에서 수행한 지반조사 자료에 대한 데이터베이스를 구축하였다. 다음으로 말뚝재하시험 결과 분석으로 구한 암반선단부의 지지거동과, 지반조사 및 시험을 통해 구한 암반상태를 나타내는 물성치와의 상관성을 분석하였으며, 마지막으로 기존의 선단지지력 추정방법의 국내 암반에의 적용성을 검증해 보았다.

2. 말뚝재하시험 및 지반조사

본 연구를 위해 수집 또는 수행한 재하시험 및 지반조사 결과 자료를 분석하여 얻은, 암반선단부의 지지거동을 나타내는 지표와 선단부 암반의 물성치를 표 1에 수록하였다. 표 1에 정리한 시험말뚝은 모두 현장타설콘크리트 말뚝으로, ASTM D 1143-81에서 규정하고 있는 완속재하시험방법에 따라 재하시험을 수행하였다. 재하시험 말뚝 중 N 현장과 D 현장에 시공된 말뚝에는 깊이별로 철근변형률계, 콘크리트 변형률계, 그리고 선단침하봉을 설치하여 계측을 수행함으로써 재하하중에 따른 말뚝의 선단지지거동만을 분리할 수 있었다. 그러나 K 현장과 S 현장에 시공된 말뚝에 대해서는 시험중 하중전이 계측을 수행하지 않았거나 신뢰할 만한 계측결과를 획득하지 못하였으므로, 수치해석을 이용한 하중-변위곡선의 역해석 기법을 이용하여 암선단부의 거동만을 분리추정하였다(Kwon, 2004). 표 1의 말뚝선단부의 지지거동을 나타내는 물성치 중 선단부의 단위침하당 선단지지력으로 정의되는 선단지반반력계수(k_b)는 선단하중-선단변위(q-w) 곡선이 선형으로 거동하는 구간(본 연구에 사용된 자료의 경우 대체적으로 선단변위 20mm 내외)의 기울기로 정의하였다. 극한선단지지력(q_{max}) 및 극한하중하에서의 선단변위(w_b)는 재하하중증가에 따라 선단침하량이 급격히 증가할 때의 값으로 산정하였다. 그러나 시험말뚝 중 5본(K4, K7, S3, S5, N1)의 말뚝을 제외한 나머지 8본의 말뚝은 선단부의 항복에 이르기까지 시험을 수행하지 못하였으므로, 극한하중이 아닌 재하시험 최대하중하에서의 선단접지압과 선단변위값을 표 1에 참고적으로 나타내었다.

각 시험부지의 선단부 암반 물성치를 정량적으로 얻기 위하여 말뚝이 설치될 위치 또는 인접한 위치에서 NX 크기의 시추조사, 공내재하시험, 채취한 시료에 대한 육안조사, 점하중시험, 일축압축시험 등 가능한 모든 시험들을 충분히 수행하였다. 지반조사 결과 표 1의 암반물성치 중 공내재하시험으로 구한 암반의 변형계수(E_m), 탄성계수(E_{ur}), 한계압(p_{lm})은 LCPC SETRA(1985)에서 규정한 범위(선단위치의 상하부로 말뚝 반지름 또는 0.5m 이내)의 평균값, 그 외의 암반물성치는 말뚝 선단 위치에서 상하부로 말뚝 직경의 범위에서의 평균값(Peck 등, 1974)이다.

3. 암반상태가 말뚝 선단의 축방향 거동에 미치는 영향

전술한 바와 같이, 총 13본의 시험말뚝 중 5본의 말뚝에 대해서만 선단의 항복까지 시험을 수행하였으므로, 극한선단지지력에 대한 정량적인 분석을 수행하기에는 자료가 부족하였다. 다만 선단의 항복까지 재하시험을 수행한 말뚝 중 풍화암에 근입된 말뚝(S3, S5)은 말뚝 직경의 12.5%~15.0% 정도의 선단변위에서 극한값이 발휘되며, 연암에 근입된 말뚝(K4, K7, N1)은 말뚝 직경의 5.0%~10.0%의 선단변위에서 극한값이 나타나는 것으로 미루어 암반상태가 불량할수록 선단지지력이 발휘되기 위해 큰 변위가 요구된다는 것을 알 수 있었다. 이 결과는 말뚝기초의 허용침하량을 말뚝 직경의 1% 정도로 규정하고 있는 도로교설계기준(2001)과는 극한값과 허용값의 차이를 감안하더라도 큰 차이가 있다.

암반상태가 말뚝의 선단하중-선단변위 거동에 미치는 영향을 알아보기 위해 본 연구에서는 일축압축강도, 공내재하시험 변형계수 및 탄성계수, RQD, RMR 등 말뚝 선단부의 암반상태를 나타내는 물성치들과 선단지반반력계수(k_b)의 상관관계를 분석하였으며, 그 결과를 그림 1~그림 5에 나타내었다. 각각의 그래프에는 최적 회귀분석곡선과 상관계수값(R^2)을 함께 나타내었다.

그림 1에서 보는 바와 같이 본 연구의 결과만으로는 암반의 지반반력계수와 일축압축강도의 상관성을 찾을 수 없었다. 그 이유는 절리가 발달하고 풍화상태가 불량한 풍화암 또는 연암의 경우 무결암의 특성인 일축압축강도가 현장 암반의 변형특성을 대변할 수 없기 때문으로 판단된다. 그러나 그림 2~그림 4에서 알 수 있는 바와 같이 현장의 암반상태를 대변하는 물성치인 공내재하시험의 변형계수 E_m, 탄성계수 E_{ur}, RMR 등의 경우는 선단지반반력계수와 최적회귀분석곡선의 상관계수가 0.7 이상으로 상관성이 뛰어남을 알 수 있었다. RQD의 경우(그림 5) 다른 물성치에 비해 선단지반반력계수와의 상관계수값이 작은데, 이는 선단부 암반 RQD 값의 범위가 20~50 사이로 상대적으로 좁기 때문(상관관계 분석시 RQD 0인 자료는 제외)인 것으로 판단된다. 이상의 암반물성치와 선단지반반력계수의 상관관계 분석으로 얻은 최적 회귀곡선식과 상관계수(r^2)값을 표 2에 정리하였다.

4. 기존 선단지지력 추정방법의 국내 암반에의 적용성 분석

기존에 제안되어 있는 암반근입말뚝의 선단지지력 산정 방법의 국내 암반에의 적용성을 검토해 보기 위해 표 3에 기존의 여러 방법으로 추정한 극한선단지지력과 본 연구의 재하시험 결과를 함께 수록하였다. 극한선단지지력 추정에 필요한 각종 암반물성치는 표 1의 값을 사용하였다. 표 3에 수록한 선단지지력 추정방법 중 AASHTO의 지지력계수 N_{ms} 값은 표 4를, Zhang과 Einstein의 지지력계수 N_c 값은 그림 6을 이용하여 산정하였다.

표 1. 재하시험 및 지반조사 결과 요약

Sites (암종)	Pile No. (풍화정도[1])	굴착방법	L (m)	D (mm)	d_p (×D)	k_b[2] (MPa/m)	q_{max}[3] (MPa)	w_b (mm)	q_u[4] (MPa)	E_i (GPa)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	p_{lm} (MPa)	RQD	RMR[5]	GSI[6]	출 처
K-site (화강편마암)	K2(HW)	Auger + T4	10.4	400	0.9	328.9	>4.4	>15.2	56.7	54.6	-	-	-	23	25	35	Kim (1997)
	K4(MW)		9.5	400	0.5	438.2	12.8	34.6	84.7	71.3	-	-	-	37	48	58	
	K5(MW)		9.7	400	1.2	277.9	>7.4	>22.7	55.5	41.5	-	-	-	45	53	63	
	K6(MW)		10.0	400	2.7	549.4	>3.0	>5.8	55.5	41.5	-	-	-	45	53	63	
	K7(MW)		10.0	400	1.9	653.1	12.6	20.0	57.0	62.4	-	-	-	31	48	58	
S-site (화강편마암)	S3(CW)	Auger + T4	10.0	400	7.5	136.3	6.8	49.0	36.1	-	111	619	10.4	0	14	20	Jeon (2000)
	S4(CW)		10.2	400	7.5	117.8	>4.9	>41.0	17.3	-	58	191	7.3	0	14	20	
	S5(CW)		10.2	400	7.5	72.2	4.7	62.9	15.7	-	58	163	7.3	0	14	20	
N-site (화산각력암)	N1(HW)[7]	Benoto(토사) + RCD(암반)	33.5	1,350	3.7	144.3	11.0	162.6	78.7	-	151	336	15.3	20	28	38	Kwon et al. (2005)
	N2(HW)		33.5	1,350	3.7	299.0	>3.2	>10.6	78.7	-	151	336	15.3	20	28	38	
D-site (편마암)	D2(HW)	Benoto(토사) + Chiesel 타격(암반)	13.0	1,000	2.5	610.5	>7.0	>11.4	47.8	20.1	204	905	-	0	29	28	Kwon (2004)
	D4(MW)		13.0	1,000	2.5	988.4	>12.7	>12.8	47.8	20.1	835	2,752	-	42	49	58	
	D5(MW)		13.0	1,000	2.5	1,218.2	>7.3	>8.9	47.8	20.1	932	2,748	-	50	54	63	

[1] MW: Moderately weathered, HW: Highly weathered, CW: Completely weathered

[2] k_b: 선단지반반력계수로, K, S 현장말뚝은 재하시험의 역해석으로 추정, N, D 현장말뚝은 하중전이 계측결과 이용

[3] q_{max}, w_b: 각각 재하시험 최대하중 또는 극한하중하에서의 선단지지력 및 선단변위

[4] q_u: K, N, D 현장은 일축압축시험, S 현장은 점하중시험으로 추정

[5] Rock Mass Rating : Bieniawski(1989) 가 제안한 방법을 이용하여 계산하였으며, 절리방향에 대한 보정은 하지 않음.

[6] Geological Strength Index : 암반에 존재하는 절리, 풍화 등 암반의 지질학적 상태에 따른 암반 강도의 저감정도를 추정하기 위해 Hoek 등(1995)이 제안.

[7] N1 말뚝에 대해서는 양방향 재하시험 수행, 나머지 모든 말뚝에 대해서는 두부재하시험 실시.

※ E_m, E_{ur}, p_{lm}은 각각 공내재하시험 결과 변형계수, 탄성계수, 한계압.

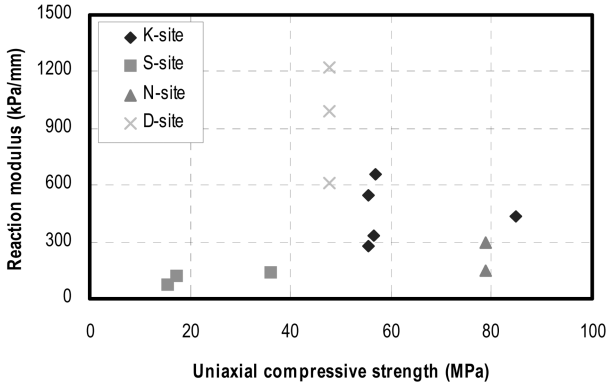


그림 1. 일축압축강도와 선단접지압

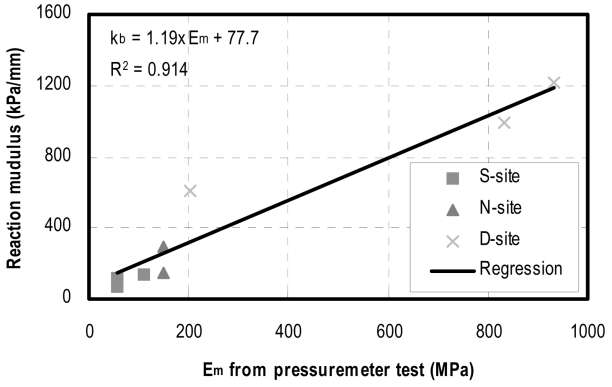


그림 2. 암반변형계수와 선단접지압

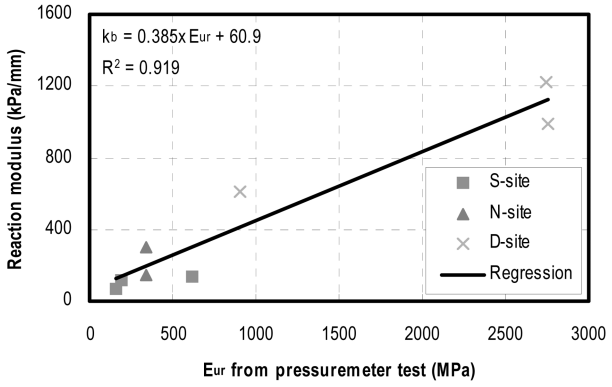


그림 3. 암반탄성계수와 선단접지압

표 3에서 알 수 있는 바와 같이, Rowe와 Armitage(1987)의 방법으로 추정한 선단지지력은 계측값에 비해 10배 이상 큰 값을 산정한다. 따라서 이 방법을 포함하여 암반상태를 고려하지 않고 무결함의 일축강도로 극한선단지지력을 산정하는 기존의 방법들(Teng, 1962; Coates, 1967; ARGEMA, 1992)은 절리가 발달한 풍화암 및 연암을 지지층으로 사용할 경우 적용이 곤란할 것으로 판단된다.

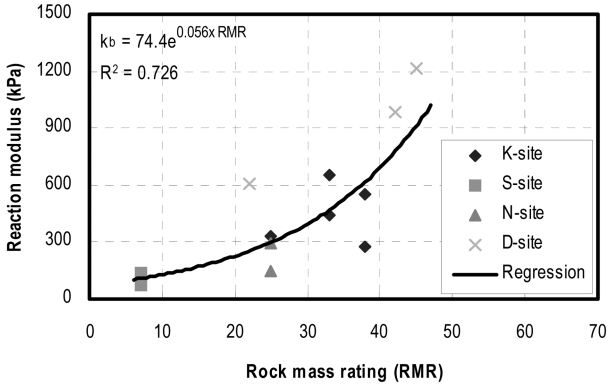


그림 4. RMR과 선단접지압

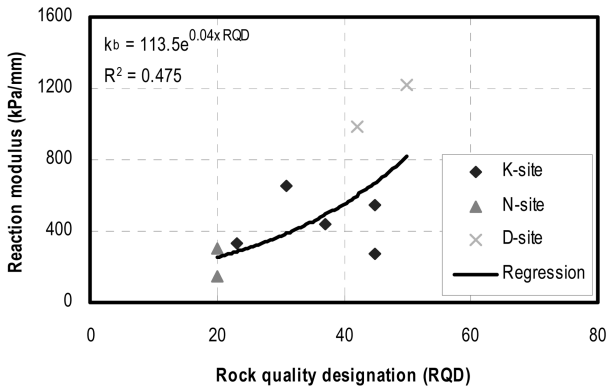


그림 5. RQD와 선단접지압

이외는 반대로, 암석의 일축압축강도와 함께 암반의 풍화 또는 절리상태를 고려하는 방법 중 AASHTO(1996)의 방법으로 산정한 극한선단지지력은 실측값의 1/5 정도로 지지력을 과소평가하는 경향이 있어 매우 비경제적인 설계의 가능성이 있다.

Zhang과 Einstein이 제안한 방법으로 추정한 선단지지력은 실측값의 2배 내외의 큰 값을 보이나 다른 방법들에 비해서는 비교적 실측치에 부합되는 결과를 보이는 것으로 나타났다. 한편, 암반의 RMR값을 이용하는 이들 방법은 암반상태가 매우 불량하여 풍화암으로 분류되는 지층에서는 적용성이 떨어진다. 그 이유는 두 방법 모두 Hoek과 Brown(1980, 1988)이 제안한, 파괴규준을 정의하는 매개변수와 RMR(또는 RQD)의 상관식을 차용하고 있는데 이 식은 절리 또는 풍화가 심하게 진행된 RMR 20 이하의 암반에서는 암반의 강도를 추정하기 위한 Bieniawski(1976)의 RMR값 적용에 신뢰성이 떨어진다(Hoek, 1994)고 알려져 있기 때문이다.

표 2. 암반물성치와 선단지반반력계수의 경험적 상관관계

암반물성치	상관관계식			상관계수
PMT E_m	$k_b = 1.19 \times E_m + 77.7$	$(50<E_m<1{,}000)$	(1)	$r^2 = 0.914$
PMT E_{ur}	$k_b = 0.385 \times E_{ur} + 60.9$	$(150<E_{ur}<3{,}000)$	(2)	$r^2 = 0.919$
RMR	$k_b = 74.4e^{0.056 \times RMR}$	(10<RMR<60)	(3)	$r^2 = 0.726$
RQD	$k_b = 113.5e^{0.04 \times RQD}$	(20<RQD<50)	(4)	$r^2 = 0.475$

※k_b는 MPa/m 단위, E_m, E_{ur}은 MPa 단위임.

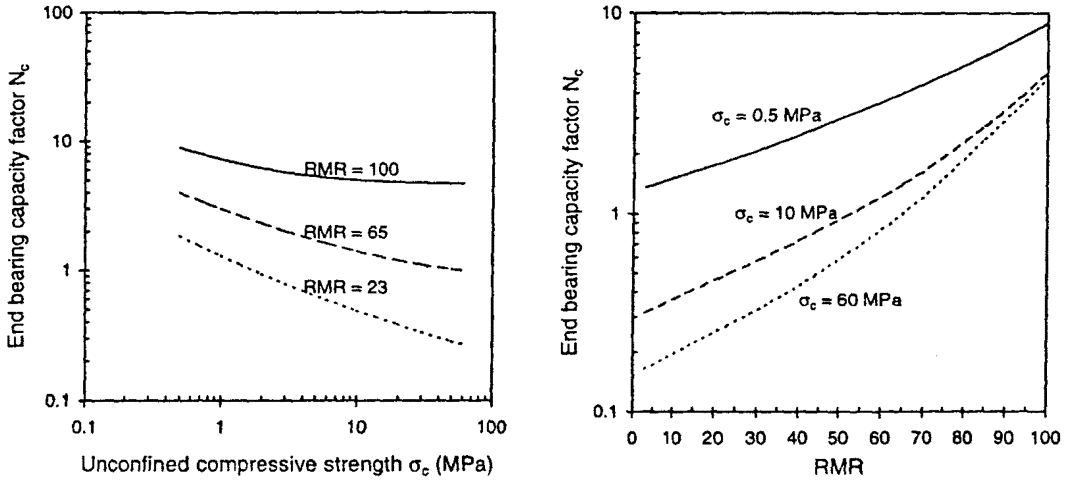
표 3. 계측 선단지지력과 추정 선단지지력 비교 (단위: MPa)

추정방법(제안식) \ 말뚝 No.		K2	K4	K5	K6	K7	S3	S4	S5	N1	N2	D2	D4	D5
재하시험 결과		>4.4	12.8	>7.4	>3.0	12.6	6.8	>4.9	4.7	11.0	>3.2	>7.0	>12.7	>7.3
Rowe와 Armitage, 1987 $q_{max} = 2.7\ q_u$		153.1	228.7	149.9	149.9	153.9	97.5	46.7	42.4	212.5	212.5	129.1	129.1	129.1
AASHTO, 1996 $q_{max} = N_{ms} \cdot q_u$		1.4	2.0	1.3	1.3	1.4	-	-	-	1.9	1.9	1.1	1.1	3.9
LCPC SETRA[1], 1985 $q_{max} = k(p_{lm} - \sigma_h) + \sigma_v$	k=1.8	-	-	-	-	-	18.2	12.6	12.6	26.0	26.0	-	-	-
	k=1.1	-	-	-	-	-	11.2	7.8	7.8	16.1	16.1	-	-	-
Zhang과 Einstein, 1998 $q_{max} = N_c \cdot q_u$		15.9	30.5	22.8	22.8	20.5	-	-	-	19.7	19.7	12.0	21.5	23.9
FHWA[2], 1999 $q_{max} = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}]q_u$		16.9	74.6	61.9	61.9	50.2	4.95	2.37	2.15	22.8	22.8	10.06	42.1	53.3

[1] LCPC SETRA 방법의 지지력계수 k 값은 암반일 경우 1.8, 토사일 경우 1.1을 적용함.
[2] FHWA 방법의 m, s 계수는 Hoek 과 Brown(1997)이 제안한 방법을 이용하여 추정.
※음영으로 표시된 부분은 말뚝 선단부 항복이상까지 재하시험을 수행한 말뚝.

표 4. 화강암 · 편마암의 N_{ms} 계수(AASHTO, 1996)

암반등급	우수	매우 양호	양호	보통	불량	매우 불량
RMR	100	85	65	44	23	3
RQD (%)	95 - 100	90 - 95	75 - 90	50 - 75	25 - 50	<25
N_{ms}	6.1	2.3	0.46	0.081	0.024	사질토 취급



(a) 일축압축강도와 지지력계수 N_c (b) RMR과 지지력계수 N_c

그림 6. 암석강도와 암반상태를 고려한 N_c 계수(Zhang과 Einstein, 1998)

Hoek과 Brown(1997)은 암반상태가 불량한 경우에도 암반의 강도 산정이 가능하도록 파괴규준을 보완한 바 있으며, 이 때 RMR이 아닌 GSI(Geological Strength Index)를 이용하도록 규정하였다. 따라서 표 3의 FHWA(1999) 방법을 이용한 선단지지력 산정시에는 상기의 보완된 파괴규준을 적용하였다. 선단지지력 계산시 필요한 매개변수 m과 s는 식 (5) 및 식 (6)을 이용하여 산정할 수 있다.

$$m = m_i \exp\frac{(GSI-100)}{28-14D} \quad (5)$$

$$s = \exp\frac{(GSI-100)}{9-3D} \quad (6)$$

식 (5)와 식 (6)에서 *D*는 굴착 및 응력해방 등에 의한 암반의 교란정도를 나타내는 계수로 0에서 1 사이의 값을 가지며, 소규모 기계굴착에 해당하는 현장타설말뚝의 경우 0을 적용할 수 있다. FHWA 방법으로 선단지지력을 계산한 결과, 연암 이상의 암반에 근입된 말뚝(K4, K7)의 경우에는 타 방법과 마찬가지로 선단지지력을 과다 추정하나, 암반상태가 상대적으로 불량한 풍화암 또는 파쇄가 심한 연암에 근입된 말뚝(S3, S5, N1)의 경우는 선단지지력을 실측치와 비교적 유사하게 추정하는 것으로 나타났다.

LCPC SETRA의 공내재하시험 한계압을 이용한 선단지지력 추정방법 역시 실측 선단지지력보다 2배 정도 큰 값을 예측하고 있는 것을 알 수 있다. 따라서 지지력계수 *k* 값을

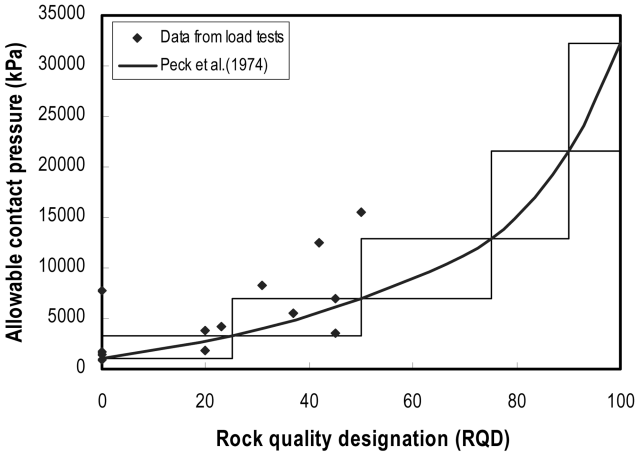


그림 7. RQD와 0.5 inch 침하기준 허용선단접지압(Peck 등, 1974)

암반에서의 값(1.8)이 아닌 토사에 대해 제안된 값(1.1)을 쓰는 것이 오히려 실측치에 부합할 것으로 생각된다. 본 방법은 암석의 일축강도가 아닌 공내재하시험의 한계압을 입력치로 사용하므로, 시험중 한계압을 추정하기 어려운 강성이 큰 암반(연암 이상)에 대해서는 지지력의 추정이 불가능하다.

암반의 강도를 매개변수로 하는 지지력 추정방법 이외에, Peck 등(1974)은 기초의 허용 접지압력은 강도에 지배받는 것이 아니라 암반 내의 결함에 관련된 침하에 의해 지배받는다는 가정 하에 선단의 0.5inch 침하를 기준으로 한 암반의 허용지지력을 RQD의 함수로 나타내었다. 그림 7은 표 1의 선단지반반력계수에 0.5inch를 곱한 허용선단접지압과 Peck 등의 제안방법을 비교한 그래프이다.

분석 결과, 모든 재하시험 말뚝의 실측 선단지지력이 Peck이 제안한 허용선단지지력의 하한치 기준 이상인 것으로 나타났다. 따라서 Peck 등이 제안한 기준을 이용하면 풍화암 또는 연암에 근입된 말뚝의 선단지지력에 대한 안전측의 설계가 가능할 것으로 판단된다. 그러나 이 방법 사용시에는 암반의 주면지지력을 무시하도록 규정하고 있음에 유의해야 한다.

5. 결론 및 토의

본 연구에서는 암반상태가 현장타설 콘크리트 말뚝의 축방향 선단지지거동에 미치는 영향을 분석하였다. 이를 위해 먼저 4개 부지의 풍화암 및 연암에 근입된 총 13본의 현장타설 콘크리트말뚝에 대한 재하시험 및 하중전이 계측자료, 그리고 시험부지에서 수행한 지반조사 자료에 대한 데이터베이스를 구축하고, 재하시험 결과 분석으로 구한 암반선단부의 지지거동과, 지반조사 및 시험을 통해 구한 암반상태를 나타내는 물성치와의 상관관계를 분석하였다. 또한 기존 문헌에 제안되어 있는 암선단지지력 추정방법의 국내 암반에의 적용성을 검증하였다. 이상의 연구결과로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 선단의 항복까지 재하시험을 수행한 말뚝 중 연암에 근입된 말뚝(K4, K7, N1)은 말뚝 직경의 5.0%~10.0%의 선단변위에서 극한값이 나타났으며, 풍화암에 근입된 말뚝(S3, S5)은 말뚝 직경의 12.5%~15.0%의 변위까지 선단지지력이 지속적으로 증가하는 것으로 나타났다.
2. 풍화가 상당히 진행된 암반(풍화암~연암)에 근입된 말뚝의 경우, 암석의 일축압축강도와 선단지반반력계수의 상관관계를 분석한 결과 일관적인 상관성을 찾을 수 없었다.
3. 암반의 풍화 상태를 대변하는 물성치인 E_m, E_{ur}, RMR, 그리고 RQD 등과 선단지반반력계수의 상관성을 분석한 결과, 회귀분석을 통한 상관계수는 대부분 0.7 이상으로 매우 뛰어난 상관성을 보였다. 따라서 본 연구에서 상관관계 분석을 통해 제안한 경험적 상관관계식들은 풍화암 및 연암에 근입된 현장타설말뚝의 침하를 고려한 설계에 유용하게 사용할 수 있을 것으로 판단된다.
4. 암반상태를 고려하지 않고 암석의 일축압축강도만으로 선단지지력을 산정하는 기존의 방법들은 연암 또는 풍화암에 근입된 말뚝의 실측 선단지지력의 10배 이상 큰 값을 산정하므로 적용이 불가능하다. 암석강도와 함께 암반상태를 고려한 선단지지력 산정방법 중 AASHTO의 방법은 연암 및 풍화암의 극한지지력을 실측값의 1/5 정도로 과소평가하므로 비경제적인 설계의 가능성이 있다.
5. Zhang과 Einstein의 RMR을 이용한 선단지지력 산정방법, 현장 공내재하시험 한계압을 매개변수로 하는 LCPC SETRA의 방법, 침하량 기준으로 말뚝의 허용지지력을 예측하는 Peck 등의 방법은 말뚝의 계측 선단지지력을 비교적 합리적으로 예측하는 것으로 판단되었다. FHWA에서 제안한 선단지지력 추정방법은, 1997년 이후 개정된 Hoek과 Brown의 파괴규준을 채용할 경우, 특히 암반상태가 상대적으로 불량한 풍화암 또는 파쇄가 심한 연암에 근입된 말뚝에 적용성이 큰 것으로 나타났다.

참고문헌

도로교설계기준(2001). **하부구조편**, 대한토목학회, pp. 135-137.

Kwon, O.S., Choi, Y., Kwon, O. and Kim, M.M. (2005) Comparison of the Bidirectional Load Test with the Top-Down Load Test, *In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1936, pp. 108-116.

AASHTO (1996) Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials.

ARGEMA (1992) *Design guides for offshore structures: offshore pile design*, Association de Recherche en Geotechnique Marine, P.L. Tirant, ed., Editions Technip, Paris, France.

Aurora, R.R. and Reese, L.C. (1976) Field tests of drilled shafts in clay-shales, *Proceedings of the 9th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, pp. 371-376.

Bieniawski, Z.T. (1976) Rock mass classifications in rock engineering, *Proc. Symp. exploration for rock engineering*, Bieniawski, Z.T.(ed), Vol 1, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 97-106.

Bieniawski, Z.T. (1989) *Engineering in Rock mass Classifications.* Wiley-Interscience, New York.

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.

CGS (1985) *Canadian Foundation Engineering Manual*. 2nd Ed., Can. Geotech. Soc., Toronto, Ont., Canada.

Chang, M.F. and Broms, B.B. (1990) Design of Bored Piles in

Residual Soils Based on Field-performance data, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 28, pp. 200-209.

Coates, D.F. (1967) *Rock mechanics principles*. Monograph 874, Department of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Queen's Printer. Ottawa, Canada.

FHWA (1999) Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Publication FHWA-IF-99-025. FHWA, U.S. Department of Transportation.

Hoek, E. and Brown, E.T. (1980) Empirical strength criterion for rock masses, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 106(GT9), pp. 1013-1035.

Hoek, E. and Brown, E.T. (1988) The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update, *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.* (ed. J.C. Curran), pp.31-38. Toronto, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.

Hoek, E. (1994) Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, Vol. 2, No. 2, pp. 227-229.

Hoek, E. kaiser, P.K. and Bawden, W.F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.

Hoek, E. and Brown, E.T. (1997) Practical Estimates of Rock Mass Strength, *International Journal of Rock Mech. & Mining Sci. & Geomecahnics Abstracts*, Vol. 34, No. 8, pp. 1165-1186.

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, Gainsville.

Jeon, K.S. (2000) Analysis of vertical and horizontal resistance behavior of cast-in-situ concrete piles in completely weathered granite gneiss, PhD Thesis, Seoul National University, Seoul, Korea.

Kulhawy, F.H. and Phoon, K.K. (1993) Drilled shaft side resistance in clay soil to rock, *Design and performance of deep foundations. Geotech. Spec. Pub.* No. 38, pp. 172-183.

Kim, J.H. (1997) Analysis of resistant behaviour of cast in-situ concrete piles socketed in gneiss, PhD thesis, Seoul National University, Seoul, Korea.

Kwon, O.S. (2004) Effect of rock mass weathering on resistant behavior of drilled shaft socketed into weathered rock, PhD Thesis, Seoul National University, Seoul, Korea.

LCPC-SETRA (1985) Regles de justificaton des fondations sur pieux a partir des resultats des essais pressiometriques. Ministre de L'Urbanisme du logement et des Transports, Paris. (in French).

McVay, M.C., Townsend, F.C. and Williams, R.C. (1992) Design of socketed drilled shafts in limestone. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 10, pp. 1626-1637.

O'Neill, M.W. and Reese, L.C. (1972) Behavior of bored piles in Beaumont clay. *ASCE Journal of the Soil mechanics and Foundation Division*, Vol. 98(SM2), pp. 195-213.

Peck, R.B., Hanson. W.E. and Thornburn T.H. (1974) Foundation Engineering, John Wiley & Sons, Inc., pp. 361-363.

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.

Teng, W.C. (1962) *Foundation Design*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.

Vesic, A.S. (1977) *Design of pile foundations*, N.C.H.R.P. Synthesis of Highway Practice 42, pp. 22-26.

Whitaker, T. and Cooke, R.W. (1966) An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London clay, *Proceedings of the Institution for Civil Engineers Symposium on Large Bored Piles*, London, pp. 7-49.

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.

Zhang, L. and Einstein, H.H. (1998) End bearing capacity of drilled shafts in rock, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 7, pp. 574-584.

(접수일: 2006.11.27/심사일: 2007.2.3/심사완료일: 2007.2.3)