

풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면지지력

Side Shear Resistance of Drilled Shafts in Weathered Rock

권오성* · 김명모**

Kwon, Oh Sung · Kim, Myoung Mo

Abstract

In this research, the effect of rock mass weathering on the side shear resistance of drilled shaft socketed into igneous-metamorphic rock was investigated. For that, 23 cast-in-place concrete piles with diameters varying from 400mm to 1,500mm were constructed at four different sites, and the static axial load tests were performed to examine the resistant behavior of the piles. A comprehensive field/laboratory testing program at the field test site was also performed to describe the in situ rock mass conditions quantitatively. The side shear resistance of rock socketed piles was found to have no intimate correlation with the compressive strength of the intact rock. However, the global rock mass strength, which was calculated by the Hoek and Brown criteria, was found to closely correlate to the side shear resistance. The ground investigation data regarding the rock mass conditions (e.g. E_m , E_{ur} , p_{lm} , RMR, RQD, j) were also found to be highly correlated with the side shear resistance, showing the coefficients of correlation greater than 0.75 in most cases. Additionally, the applicability of existing methods for the side shear resistance of weathered granite-gneiss was verified by comparison with the field test data. The existing methods which consider the effect of rock mass condition were modified and/or extended for weathered rock mass where mass factor j is lower than 0.15, and RQD is below 50%.

Keywords : drilled shaft, side shear resistance, pile load test, weathered rock, soft rock

요 지

본 연구에서는 암반의 풍화상태가 암반에 근입된 현장타설콘크리트 말뚝의 주면지지력에 미치는 영향을 분석하였다. 이를 위해 먼저 총 4부지의 풍화된 화강암/편마암 지역에 시공된 현장타설말뚝 14본(직경 400~1500 mm)에 대한 축방향 정재하 시험 및 하중전이 계측결과, 그리고 대상암반에 대한 엄밀한 지반조사 결과를 포함하는 데이터베이스를 구축하고, 암반 주면부의 거동과 암반물성치의 상관관계를 분석하였다. 풍화암/연암에 근입된 대상말뚝의 경우 주면지지력과 신선암편의 일축압축강도와의 상관관계 분석 결과 일관적인 상관성을 찾을 수 없었다. 그러나 Hoek-Brown 파괴규준을 이용해 추정된 암반강도는 주면지지력과 좋은 상관관계를 가지는 것으로 나타났다. 암반의 풍화 및 절리상태를 대변한다고 판단되는 암반물성치(e.g. E_m , E_{ur} , p_{lm} , RMR, RQD, j)들과 주면지지력의 상관성 분석을 통해 얻은 최적회귀곡선의 상관계수 또한 대부분의 경우 0.75 이상으로 좋은 상관성을 가지는 것으로 나타났다. 추가적으로, 본 연구의 결과를 이용하여 기존의 주면지지력 추정방법의 풍화암/연암에의 적용성을 재하시험결과와의 비교를 통해 고찰하였다. 암반상태를 고려한 기존의 주면지지력 추정방법은 각각 암체계수(j) 0.15 이상, RQD 60 이상의 비교적 상태가 양호한 암반에 대해서만 제안되어 있으므로, 암체계수 0.15 이하, RQD 0~50인 연암 및 풍화암에 대한 본 연구의 결과를 이용하여 암반상태가 불량한 암반까지 이들 방법의 적용성을 보완 및 확장하였다.

핵심용어 : 현장타설말뚝, 주면지지력, 말뚝재하시험, 풍화암/연암

1. 서 론

암반근입말뚝은 초고층건물, 장대교량 등 상부로부터의 큰 하중을 지지할 경우 특히 경제적이고 유용한 기초의 하나로, 일반적으로 대구경 현장타설말뚝의 형태로 설계·시공된다. 암반근입말뚝은 여타 깊은기초와 마찬가지로 암반근입부의 주면 및 선단지지력으로 하중을 분담하게 된다.

암반에 근입된 말뚝의 주면지지력은 일반적으로 암석의 일축압축강도를 매개변수로 하는 경험적 상관관계식을 이용하여 추정해 왔다(Horvath와 Kenny, 1979; Williams와 Pells, 1981; Rowe와 Armitage, 1987; Carter와 Kulhawy, 1988; McVay 등, 1992; Kulhawy와 Phoon, 1993). 이들 경험식은 강도 기준으로 연암에 해당하는 퇴적암 - 이암, 셰일, 사암, 석회암 등 - 에 대한 재하시험 결과를 이용하여 도출되

*정회원 · 대림산업(주) 기술연구소 과장 (E-mail : kwonos1@daelim.co.kr)

**정회원 · 교신저자 · 서울대학교 공과대학 건설환경공학부 교수 (E-mail : geotech@snu.ac.kr)

었으며, 주로 절리 빈도가 낮은 양질의 암반을 대상으로 하고 있다. 또한 퇴적암의 특징인 수평절리(bedding plane), 층진물, 수평연약층 등의 존재가 말뚝의 지지거동에 미치는 영향에 대한 실내시험 및 수치해석적 연구 역시 다수 수행되었다(Williams와 Pells, 1981; Parbon과 Nelson, 1992; O'Neill과 Hassan, 1994). 90년대 이후 상기의 연구결과를 토대로 암반과 토사의 중간정도의 공학적 특성을 가지는 IGM지반(Intermediate geo-materials)에 대한 연구 역시 활발히 진행된 바 있다(FHWA, 1999).

한편, 국내의 대표적 암종인 화강암 및 편마암은 암석 강도 기준으로는 보통암-경암에 해당되나, 말뚝의 지지층으로 사용되는 기반암 상부는 절리 및 풍화가 발달하여 풍화암(Completely~Highly weathered) 또는 연암(Moderately weathered)으로 분류되는 경우가 대부분이다. 즉, 국외의 주 연구대상인 퇴적암과 국내의 화강·편마암은 그 성인, 화학 성분, 광물의 종류 및 구성 등의 차이로 인하여 공학적 특성이 다르므로, 국내 암반근입말뚝의 합리적인 지지력 설계를 위해서는 1) 퇴적암을 대상으로 도출된 기존 설계방법의 화강암·편마암에의 적용성 검증이 요구되며, 2) 암반의 절리 및 풍화상태가 말뚝의 지지력에 미치는 영향에 대한 엄밀한 고려가 필요할 것으로 판단된다. 풍화된 화강암 또는 편마암에 근입된 말뚝의 주면지지력에 대한 연구 역시 몇몇 수행된 바 있으나(김정환, 1997; 전경수, 1999; Ng 등, 2001; 초진환 등, 2006) 이들은 대부분 특정 사이트의 산발적인 연구결과이거나, 재하시험 부지에 대한 엄밀한 암반 조사 부족 등으로 인한 한계가 있어, 화강암·편마암을 대상으로 한 일반화된 현장타설말뚝 설계기준 정립을 위해서는 보다 많은 자료의 축적 및 분석이 필요할 것으로 사료된다.

말뚝의 지지력을 산정하는 가장 신뢰성 있는 방법은 실규모 정재하시험을 수행하는 것이다. 본 연구에서는 완전 풍화(completely weathered)~중간정도 풍화(moderately weathered)된 화성암 및 편마암(igneous, meta-igneous rock)에 근입된 총 4개 현장 23본(ϕ 400mm~1500mm)의 말뚝에 대한 정재하시험 및 하중전이 계측, 그리고 재하시험 부지에 대해 수행한 엄밀한 지반조사 자료를 이용하여 구축한 데이터베이스(권오성, 2004) 중 암주면지지력의 도출이 가능한 14본의 말뚝에 대한 분석을 통해 암반의 상태가 암반근입말뚝의 주면지지력에 미치는 영향을 고찰해 보고자 한다. 또한 기존의 암주면지지력 산정방법의 국내 풍화암 및 연암에의 적용성을 검토해 보고자 한다.

2. 말뚝재하시험 및 지반조사

본 연구를 위해 수집 또는 수행한 재하시험 및 지반조사 자료를 분석하여 얻은 암주면지지력과 주면부 암반의 물성치를 표 1에 수록하였다. 표 1에 정리한 시험말뚝은 직경 400~1,500의 현장타설콘크리트 말뚝으로, ASTM D 1143-81에서 규정하고 있는 완속재하시험방법에 따라 재하시험을 수행하였다.

시험말뚝 중 N 현장과 D 현장에 시공된 말뚝에는 깊이별로 철근변형률계, 콘크리트 변형률계, 그리고 선단침하봉을

설치하여 하중전이 계측을 수행함으로써 재하하중에 따른 말뚝의 주면 및 선단지지력을 분리하였다. 그러나 K 현장과 S 현장 말뚝에 대해서는 시험중 하중전이 계측을 수행하지 않았거나 신뢰할 만한 계측결과를 획득하지 못하였으므로, 수치해석기법을 활용한 말뚝두부 하중-변위곡선의 역해석 기법을 적용하여 암주면부의 거동만을 분리추정하였다(권오성, 2004).

3. 암반상태가 주면지지력에 미치는 영향

표 1에 정리된 자료를 이용하여 현장타설말뚝의 암주면지지력과 암반상태를 나타내는 지수들 - 암석강도, 암반 변형계수, RQD, RMR, GSI 등 - 의 상관관계를 분석하였으며, 그 결과를 그림 1~그림 6에 도시하였다.

상관관계 분석시 K4 말뚝의 시험결과는 제외하였는데, K4 말뚝의 암반근입깊이는 20cm(0.5D)로 매우 얇아 암반근입에 의한 주면지지력 발현 효과가 의심되기 때문이다. 또한, 암반의 변형계수 및 탄성계수와 주면지지력의 상관관계 분석시(그림 2와 그림 3), K 현장의 값은 제외하였는데, 그 이유는 K 현장 암반의 경우 깊이에 따른 공내재하시험 물성치의 변화는 매우 큰 반면 암반근입깊이는 최소 20cm로 매우 얇아, 2m 간격으로 주면 상·하부에서 수행한 공내재하시험 평균값이 주면의 상태를 대변할 수 없다고 판단되기 때문이다. RQD와 주면지지력의 관계(그림 5) 분석에는 RQD 0인 경우는 큰 의미가 없는 것으로 사료되어 분석시 제외하였다.

상관관계 분석 결과 그림 1에서 보는 바와 같이, 암반의 주면지지력과 암석의 일축압축강도는 일관된 상관성을 보이지 않아 최적 회귀분석식을 찾을 수 없었다. 이는 절리가 발달한 풍화암 또는 연암의 경우 무결암의 일축압축강도가 현장 암반의 특성을 대변할 수 없다는 것을 반증한다. 현장의 암반상태를 대변하는 물성치인 공내재하시험의 변형계수 E_m , 탄성계수 E_u , 한계압 p_{lm} , RQD, RMR 등과 주면지지력간의 최적회귀곡선의 상관계수(R^2)는 모든 경우 0.75 이상으로 상관성이 뛰어난 것으로 나타났다.

주면지지력과의 상관관계 분석을 수행한 현장 물성치 중 E_m , E_u , p_{lm} , RMR은 암석의 강도와 직·간접적인 관계를 가진다. 그러나 암체 계수 $j(E_m/E_i)$, 그리고 RQD는 암석의 강도와는 관계 없는 암반의 절리 또는 풍화도만을 대변하는 지수들이므로, 주면지지력을 일축압축강도로 정규화한 값의 상관관계 분석을 추가로 수행하여 그림 7~그림 8에 나타내었다.

그림 7 및 그림 8에서 보는 바와 같이, 일축압축강도로 정규화한 주면지지력 역시 암체계수 j , 그리고 RQD와의 상관성이 좋은 것으로 나타났다. 이상의 암반물성치와 주면지지력의 상관관계 분석으로 얻은 최적 회귀곡선식과 상관계수(R^2)값을 표 2에 정리하였다. 표 2에 제안된 암반상태를 나타내는 물성치를 매개변수로 하는 경험적 상관관계식들은, 암반근입말뚝이 시공되는 현장에 대한 충실한 지반조사가 선행된다면, 향후 암반근입말뚝의 주면지지력 추정을 위해 유용하게 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

표 1. 재하시험결과와 압주면지지력과 암반물성치

Sites (암종)	Pile No. (풍화정도 ¹⁾)	클처방법	L (m)	D (mm)	d _p (×D)	f _{yield} ²⁾ (kPa)	f _{max} ³⁾ (kPa)	w _{yield} (mm)	w _{max} (mm)	q _u ⁴⁾ (mm)	E _i (MPa)	E _m (GPa)	E _{ur} (MPa)	j (E _m /E _i)	j (E _{ur} /E _i)	P _{lim} (MPa)	RQD	RMR ⁵⁾	GSI ⁶⁾	q _{u, mass} ⁷⁾	출처
K-site (화강편마암)	K2(HW)	Auger + T4	10.4	400	0.9	-	579	-	-	56.7	54.6	-	-	-	-	-	0	25	35	11.9	Kim (1997)
	K4(MW)		9.5	400	0.5	-	740	-	-	84.7	71.3	887	2,280	0.032	0.012	-	37	48	58	28.6	
	K5(MW)		9.7	400	1.2	-	1,165	-	-	55.5	41.5	170	650	0.016	0.004	-	55	53	63	20.7	
	K6(MW)		10.0	400	2.7	-	1,485	-	-	55.5	41.5	170	650	0.016	0.004	-	55	53	63	20.7	
	K7(MW)		10.0	400	1.9	-	1,640	-	-	57.0	62.4	-	860	-	0.014	-	-	49	48	58	
S-site (화강편마암)	S3(CW)	Auger + T4	10.0	400	7.5	-	428	-	-	15.6	-	62	162	-	-	5.6	0	14	20	2.21	Jeon (2000)
	S4(CW)		10.2	400	7.5	-	158	-	-	15.7	-	57	163	-	-	5.9	0	14	20	2.23	
	S5(CW)		10.2	400	7.5	-	187	-	-	15.7	-	57	163	-	-	5.9	0	14	20	2.23	
N-site (화산각력암)	N1(HW) ⁸⁾	Benoto (토사) + RCD (암반)	33.5	1,350	3.7	328	458	7.7	>18.5	78.7	-	151	336	-	-	15.3	20	28	38	14.5	Kwon et al. (2005)
	N2(HW)		33.5	1,350	3.7	291	414	5.2	>10.6	78.7	-	151	336	-	-	15.3	20	28	38	14.5	
D-site (편마암)	D2(HW)	Benoto (토사) + Chiesel 타격(암반)	13.0	1,000	2.5	640	858	9.0	>13.2	47.8	20.1	196	905	0.010	0.045	33.2	0	29	28	8.49	Kwon (2004)
	D3(CW)		13.0	1,000	2.5	460	615	12.0	28.3	47.8	20.1	170	974	0.008	0.048	13.5	0	29	19	6.56	
	D4(MW)		13.0	1,000	2.5	1,105	1,481	6.7	>13.1	47.8	20.1	584	1,932	0.029	0.096	-	40	49	58	16.1	
	D5(MW)		13.0	1,000	2.5	1,275	1,709	5.3	>8.1	47.8	20.1	932	2,748	0.046	0.137	-	52	54	63	17.9	

¹⁾ MW: Moderately weathered, HW: Highly weathered, CW: Completely weathered

²⁾ 주면하중전이 곡선(f-w curve)의 기울기가 급격히 감소할 때, 또는 곡선의 곡률반경이 최소일 때의 단위주면지지력

³⁾ K, S 현장말뚝은 재하시험의 역해석으로 추정, N, D 현장말뚝은 하중전이 계측결과 이용. 주면하중이 극한값에 도달하기 전 시험을 종료한 경우, 주면하중전이곡선을 쌍곡선 형태로 가정된 후 외삽을 통해 극한주면지지력 추정.

⁴⁾ q_u: K, N, D 현장은 일축압축시험, S 현장은 점하중시험으로부터 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⁾ 암반의 강도는 Hoek과 Brown(1997)이 제안한 방법을 이용하여 추정.

⁸⁾ N1 말뚝에 대해서는 양방향 재하시험 수행, 나머지 모든 말뚝에 대해서는 두부재하시험 실시.

※ L, D, d_p는 각각 말뚝길이, 직경, 암반근입깊이, w_{yield}, w_{max}는 주면 각각 주면이 항복 및 극한에 도달했을 때의 주면변위.

※ E_m, E_{ur}, P_{lim}은 각각 공내재하시험 결과 변형계수, 탄성계수, 한계압. 또는 일축압축시험 결과 암석의 탄성계수.

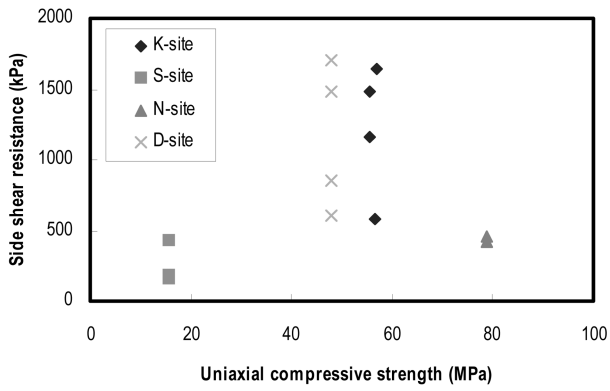


그림 1. f_{max} vs. q_u

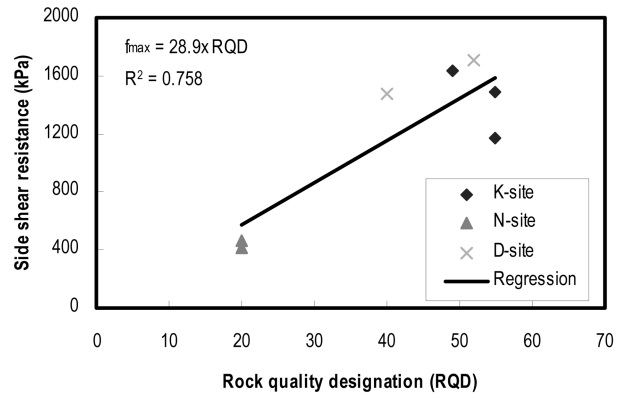


그림 5. f_{max} vs. RQD

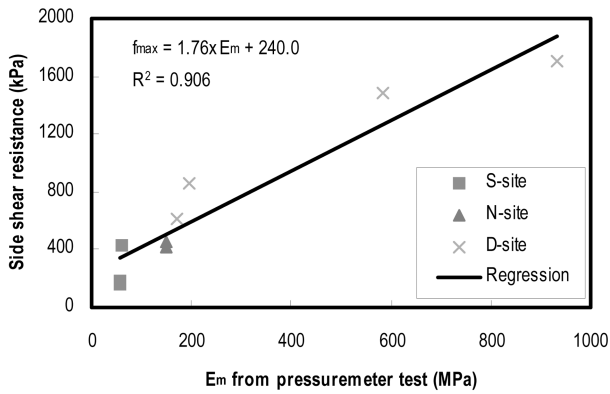


그림 2. f_{max} vs. E_m

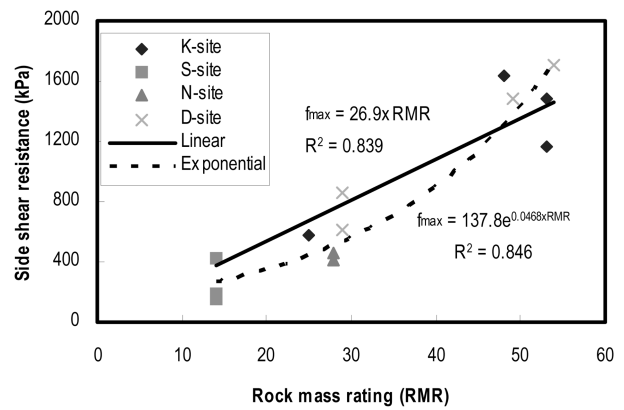


그림 6. f_{max} vs. RMR

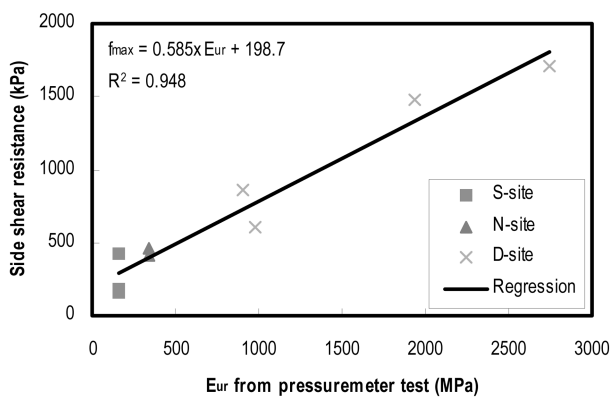


그림 3. f_{max} vs. E_{ur}

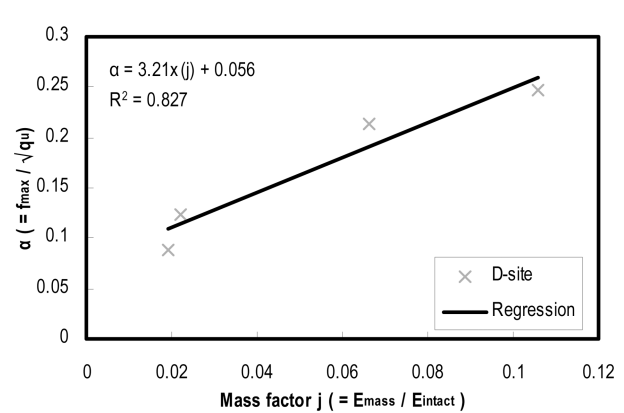


그림 7. α vs. j

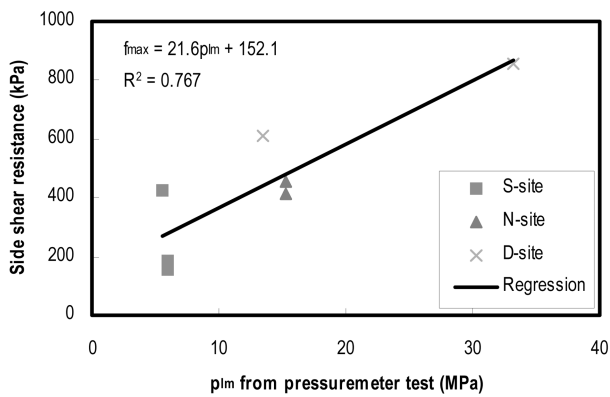


그림 4. f_{max} vs. p_{lm}

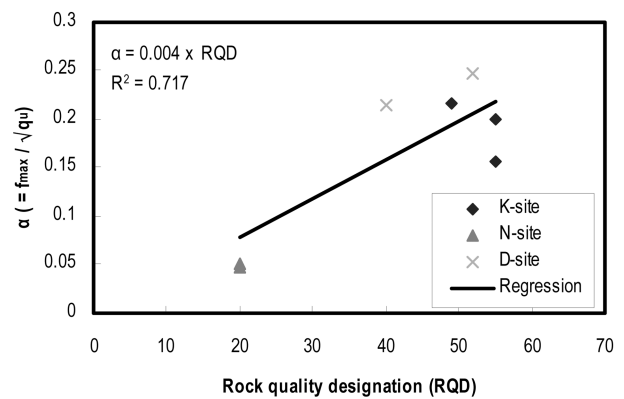


그림 8. α vs. RQD

표 2. 암반물성치와 주면지지력의 경험적 상관관계

Field test data	Empirical relations			Remarks
PMT E_m	$f_{max} = 1.76 \times E_m + 240.0$	$(50 < E_m < 1,000)$	(1)	$R^2 = 0.906$
PMT E_{ur}	$f_{max} = 0.585 \times E_{ur} + 198.7$	$(100 < E_m < 2,000)$	(2)	$R^2 = 0.948$
PMT p_{lm}	$f_{max} = 21.6 \times p_{lm} + 152.1$	$(5 < p_{lm} < 30)$	(3)	$R^2 = 0.767$
RMR	$f_{max} = 26.3 \times RMR$	$(10 < RMR < 60)$	(4a)	$R^2 = 0.839$
	$f_{max} = 162e^{0.047 \times RMR}$	$(10 < RMR < 60)$	(4b)	$R^2 = 0.846$
RQD	$f_{max} = 28.9 \times RQD$	$(20 < RQD < 60)$	(5a)	$R^2 = 0.758$
	$f_{max} / \sqrt{q_u} = 0.004 \times RQD$	$(20 < RQD < 60)$	(5b)	$R^2 = 0.717$
$j (=E_m/E_i)$	$f_{max} / \sqrt{q_u} = 3.21 \times j + 0.056$	$(0.005 < j < 0.03)$	(6)	$R^2 = 0.827$

※ 주면지지력 f_{max} 는 kPa 단위, E_m , E_{ur} , p_{lm} 은 MPa 단위로 계산됨.

4. 기존 암주면지지력 추정방법의 국내암반에의 적용성 분석

4.1 일축압축강도와 주면지지력의 경험적 상관관계식

기존에 제안되어 있는 지지력 산정식을 본 연구의 재하시험 결과와 비교하여 국내 화강암-편마암종의 풍화암과 연암에 근입된 말뚝에의 적용성을 검토하였다. 그림 9는 기존 문헌에 소개되어 있는 주면지지력과 일축압축강도의 경험적 상관관계를 본 연구의 재하시험 결과와 함께 도시한 것이다.

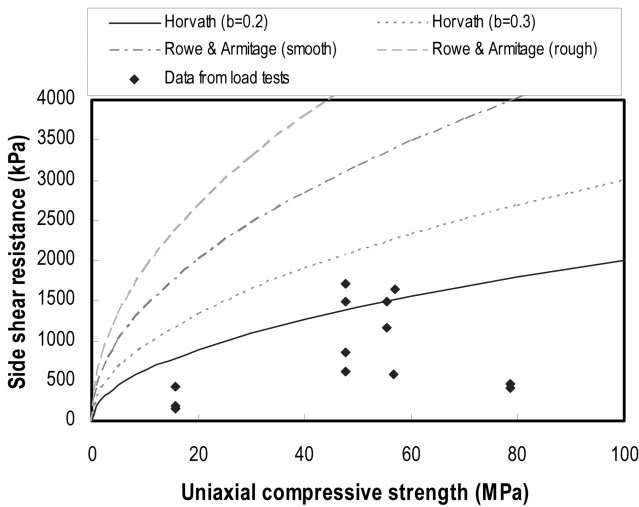


그림 9. 암편의 일축압축강도와 주면지지력의 상관관계

Kulhawy와 Phoon(1993)은 문헌에 소개된 모든 데이터베이스를 이용한 분석을 통해, 기존의 방법 중 Horvath(1979)의 하한치($=0.2q_u^{0.5}$, MPa)는 슬러리를 사용하여 시공된 부드러운 소켓에 대한 보수적인 설계에 적합하며, Rowe 등(1987)의 부드러운 소켓에 대한 제안($=0.45q_u^{0.5}$, MPa)이 암반근입말뚝의 평균적인 주면지지력을 나타낸다고 하였다. 그러나 그림 9에서 알 수 있듯이 재하시험 결과 극한주면지지력의 대부분이 Horvath의 하한치 기준보다도 작은 값을 보인다. 즉 기존의 일축강도를 이용한 주면지지력 추정식은 암반의 풍화 및 절리상태에 대한 별도의 고려 없이 사용할 경우 풍화암 또는 연암의 주면지지력을 과대평가할 가능성이 크다.

4.2 암반강도 산정을 위한 Hoek-Brown(1997) 파괴규준의 적용

본 절에서는 암반내의 절리 및 풍화정도를 고려한 암반의 강도가 말뚝의 주면지지력에 미치는 영향에 대한 분석을 추가로 수행하였다. 암반의 풍화도 및 절리상태를 고려하여 암반의 강도를 추정하는 가장 일반화된 방법으로는 Hoek-Brown(1997)의 파괴규준을 들 수 있다. 이들은 절리 및 풍화상태를 고려한 포괄적 “암반강도”(Global “Rock mass strength”)를 구하는 방법을 식 (7)과 같이 제안한 바 있다.

$$q_{u,mass} = q_{u,intact} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b + 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (7)$$

식 (7)에서 m_b 는 암종에 따른 재료상수인 m_i (편마암의 경우 28 추천)를 암반의 상태 및 교란도에 따라 저감시킨 값으로 식 (8)에 의해 구할 수 있으며, s 와 a 값은 각각 식 (9)과 식 (10)에 의해 계산한다.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (8)$$

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (10)$$

식 (8)과 식 (9)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. 상기의 방법에 의한, 각 재하시험 말뚝의 소켓부 암반강도는 표 1에 정리하였으며, 암반강도와 주면지지력의 상관관계를 그림 10에 도시하였다.

그림 10에서 보는 바와 같이, 재하시험으로 구한 암주면지지력은 대체적으로 기존의 제안식으로 추정된 암주면지지력의 범위 내에 드는 것으로 나타났다. 재하시험말뚝 중 암종이 상이한 N-site(화산각력암)의 결과를 제외하고 화강암-편마암 계열의 암종에 근입된 말뚝에 대해서만 회귀분석을 수행했을 경우, 암주면지지력과 암반강도와의 상관관계 및 상관계수는 식 (11)과 같다.

$$f_{max} = 0.31 \sqrt{q_{u,mass}}, R^2 = 0.764 \quad (11)$$

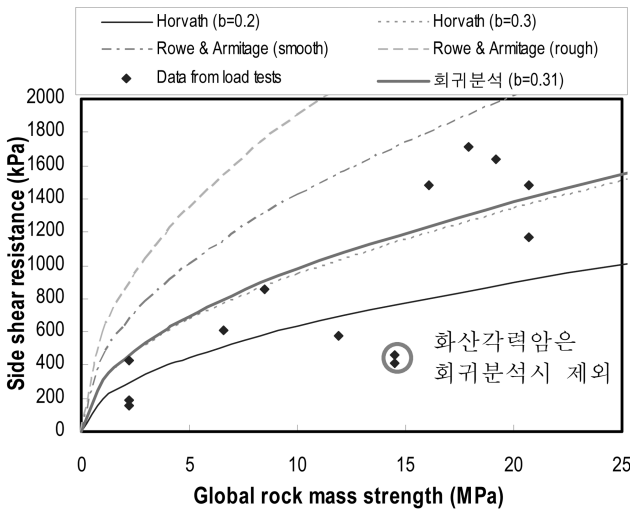


그림 10. 암반의 일축압축강도와 주면지지력의 상관관계

회귀분석 결과, 국내의 대표적 암종인 화강암-편마암종 암반에 현장타설말뚝을 근입시킬 경우 식 (11)을 사용하되 암반의 일축강도가 아닌, 암반의 일축강도를 채용한다면 보다 합리적인 설계가 가능할 것으로 판단된다.

4.3 주면지지력 산정식 암반상태를 고려하는 기존의 제안식

그림 11은 Williams와 Pells(1981)가 제안한 주면지지력 감소 계수 β 와 암체계수 j 의 상관관계를 나타낸다. O'Neill 등(1994)은 Parbon 등(1993)의 실내시험 결과를 이용하여 암반상태가 불량한 경우 및 IGM(Intermediate Geo-Material) 지반에까지 이 상관관계를 확장시켰으며, 현재 FHWA(1999)의 IGM 소켓말뚝 설계기준에 수록되어 있다. 또한 그림 11은 AASHTO(1996)에서 제안하였으며, 현재 우리나라의 도로교설계기준(2001)에 수록되어 있는 강도 저감계수 a_E 와 RQD의 관계를 현장시험 결과와 함께 도시한 것이다. 주면지지력 감소계수 β 는 식 (12)와 같이 정의된다.

$$\beta = \frac{\text{암반의 주면지지력}}{\text{신선암의 주면지지력}} \quad (12)$$

강도 저감계수 a_E 를 이용하여 풍화암의 주면지지력을 구하는 식은 다음과 같다.

$$f_{\max} = a \sqrt{q_{u, \text{mass}}} = a \sqrt{a_E q_{u, \text{intact}}} = a \sqrt{a_E} \sqrt{q_{u, \text{intact}}} \quad (13)$$

암반의 절리 상태 또는 풍화도에 따른 감소계수 β 와 a_E 의 계산을 위해서는 신선암의 주면지지력을 알아야 한다. 기존 방법과의 일관성 있는 비교를 위해, 주면지지력 감소계수 β 산정을 위한 신선암의 주면지지력 추정에는 Williams 등이 제안한 방법을, a_E 산정을 위한 신선암의 주면지지력 추정에는 AASHTO에서 추천하는 방법(식 (13)에서 $a = 0.21$ 사용)을 이용하여 신선암의 주면지지력을 추정하였다. 만약 여타의 제안식을 사용한다면 주면지지력 감소계수 β 와 강도 저감계수 a_E 가 다르게 계산될 수 있다.

그림 11에서 알 수 있듯이 재하시험 현장의 암체계수는 0.1 이내로 암체계수 0.15 이상일 때의 관계인 Williams

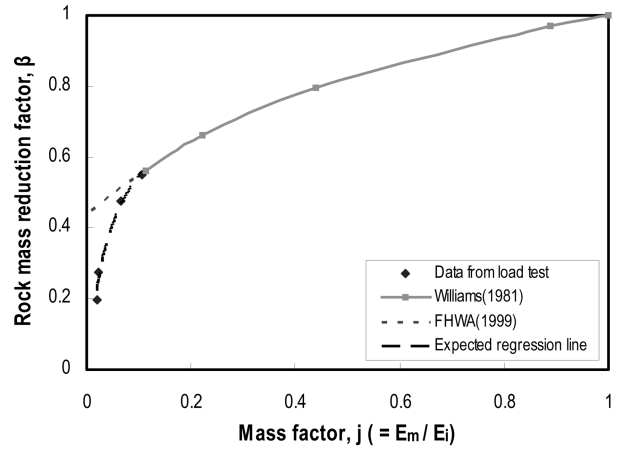


그림 11. 주면지지력 감소계수 β

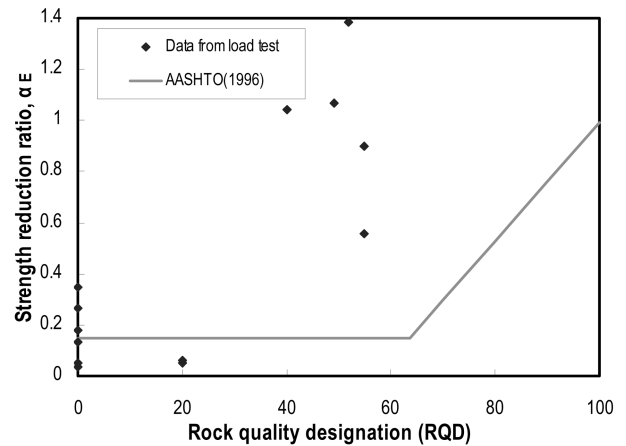


그림 12. 강도 저감계수 a_E ($f_{\max, \text{intact}}$ obtained from Horvath's equation: $f_{\max} = 0.21q_u^{0.5}$)

등의 결과와 직접적으로 비교하기는 어려웠다. 한 편, 본 연구의 결과는 FHWA에 수록된 방법과는 큰 차이를 보이는데, 실제 재하시험 결과로 도출한 주면지지력 감소계수 β 는 암체계수가 0.1 이하로 떨어짐에 따라 FHWA 제안값에 비해 급격히 감소하는 것을 알 수 있다. FHWA의 방법은 Williams 등이 제안한 방법을 IGM 지반에까지 확장했다고 하나, 추정선 도출시 현장시험이 아닌, 퇴적암의 특성인 수평연약층을 모사한 실내시험(Pabon 등, 1993) 결과를 이용했기 때문에 국내의 화강암-편마암종 암반에도 신뢰할 만한 값을 줄지에 대해서는 검증이 필요할 것으로 판단된다.

그림 12의 경우는 그림 11과는 다른 양상을 보여준다. 특히 일부 데이터의 경우 강도저감계수가 1 보다 큰 값을 가지기도 하는데, 그 이유는 전술한 바와 같이 AASHTO 방법에서는 보수적인 설계를 위해 Horvath 등이 제안한 방법의 하한치에 가까운 식($f_{\max} = 0.21q_u^{0.5}$)을 주면지지력 계산에 사용했기 때문으로 판단된다. 즉, 신선암의 주면지지력 ($f_{\max, \text{intact}}$)의 보수적 추정은 역으로 암반상태에 따른 강도저감계수 a_E 를 과대평가하는 결과를 초래하게 된다. 따라서 a_E 의 계산을 위한 신선암의 주면지지력 산정에 기존의 데이터 베이스를 모두 활용한 최근의 연구인 Kulhawy 등의 제안식 ($f_{\max} = 0.45q_u^{0.5}$)을 사용하여 강도저감계수를 재도시하였으며, 그 결과를 그림 13에 나타내었다. 그림 11과 그림 13의

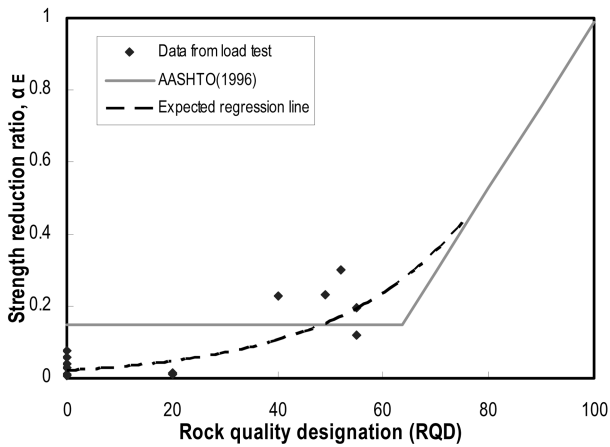


그림 13. 강도 저감계수 α_E ($f_{\max, \text{intact}}$ obtained from Kulhawy's equation: $f_{\max} = 0.45q_u^{0.5}$)

최적회귀선은 각각 암체계수 0.1 미만, RQD 60% 미만인 암반에 적용가능하도록 기존의 방법을 확장한 것으로, 향후 연암 또는 풍화암에 근입된 말뚝의 주변지지력을 추정하는데 사용될 수 있을 것이다.

5. 결론 및 토의

본 연구에서는 현장타설 콘크리트 말뚝의 주변지지력과 암반상태를 나타내는 물성치와의 상관관계를 분석하고, 기존의 암주면지지력 추정방법의 국내 풍화암 및 연암에의 적용성을 검증하였다. 본 연구결과로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 암석의 일축압축강도와 암주면지지력은 서로 일관된 상관성을 보이지 않았는데 이는 암반상태가 비교적 불량한 풍화암/연암의 경우 암편의 일축압축강도 또는 점하중강도가 현장암반의 강도특성을 대변할 수 없기 때문으로 판단된다.
2. Hoek-Brown의 파괴규준을 이용해 추정한 암반강도(Global "rock mass strength")는 암주면지지력과 밀접한 관계를 가지는 것으로 나타났다. 회귀분석을 통해 국내의 대표적 암종인 화강암-편마암의 암반강도와 말뚝 주변지지력의 경험적 상관관계식($f_{\max} = 0.31q_u^{0.5}$)을 제안하였으며, 향후 말뚝의 주변지지력 추정시 암시편의 강도가 아닌 암반의 강도를 사용하면 보다 합리적인 설계가 될 것으로 판단된다.
3. 암반의 풍화 상태를 대변하는 물성치인 E_m , E_{ur} , p_{lm} , RMR, $j(E_{\text{mass}}/E_{\text{intact}})$, 그리고 RQD 등과 주변지지력간의 회귀분석을 통한 상관계수는 모두 0.75 이상으로 매우 뛰어난 상관성을 보였다.
4. 기존에 제안되어 있는 암석의 일축압축강도와 주변지지력의 경험적 상관관계식들은, 암반의 풍화 또는 절리상태가 지지력에 미치는 영향에 대한 별도의 고려 없이 사용할 경우, 말뚝의 주변지지력을 대부분의 경우 수 배 이상 과대평가 하는 것으로 나타났다.
5. Williams(1981) 등과 AASHTO(1996)에서 제안한, 암체 상태를 고려한 주변지지력 저감방법은 각각 암체계수(j) 0.15 이상, RQD 60 이상의 비교적 상태가 양호한 암

반에 대해서만 제안되어 있다. 본 연구의 결과를 이용하여 암반상태가 불량한 화강암-편마암중 연암 및 풍화암에 적용 가능하도록 이들 방법의 적용성을 보완 및 확장하였다.

참고문헌

- 도로교설계기준(2001) 하부구조편, 대한토목학회, pp. 230-232.
- 조천환, 이혁진(2006) GSI를 이용한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변저항력 산정, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제26권, 제1C호, pp. 25-31.
- AASHTO (1996) *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- 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.
- 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. (1997) Practical estimates of rock mass strength, *International Journal of Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. Vol. 34, No. 8, pp. 1165-1186.
- Hoek, E. Kaiser, P.K., and Bawden, W.F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- 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.
- 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.
- Kim, J.H. (1997) *Analysis of Resistant Behaviour of Cast In-situ Concrete Piles Socketed in 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.
- 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.
- Kwon, O.S., Choi, Y., Kwon, O., 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.
- 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)
- 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.
- Ng, W.W., Yau, L.Y., Li, H.M., and Tang, H. (2001). Side resistance of large diameter bored piles socketed into decomposed rocks, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 8, pp. 642~657.
- O'Neill, M.W. and Hassan, K.M. (1994) Drilled shafts: Effects of construction on performance and design criteria, *Proceedings of International Conference on Design and Construction of Deep Foundations*, Vol. 1, FHWA, Orlando, pp. 137-187.

Pabon, G. and Nelson, P.P. (1993) Behavior of instrumented model piers in manufactured rock with a soft layer. Design and Performance of Deep Foundations. *Geotech. Spec. Pub.* No. 38, pp. 260~276.

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.

Williams, A.F., Johnston, I.W., and Donald, I.B. (1980) The design

of socketed piles in weak rock, *Proceedings, International Conference on Structural Foundations on Rock*, Balkema, Sydney, pp. 327-347.

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.

(접수일: 2006.11.27/심사일: 2007.2.5/심사완료일: 2008.6.9)