

**국내 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계기준 수립**  
**Design criteria of rock socked pile in**  
**South Korea**

1. 서 언
2. 암반근입말뚝의 하중전이 매커니즘
3. 암반근입말뚝의 설계기준 수립
4. 암반근입말뚝의 설계기준 검증
5. 결 론

---

**이봉희**

**Pung-Hee Lee**

한국도로공사 설계처장

Managing Director, Highway Design Division, Korea Highway Corporation

**김종훈**

**Jong-Heun Kim**

한국도로공사 설계처 구조설계부 부장

Director, Bridge Design Dept of Highway Design Division, Korea Highway Corporation

**전경수**

**Kyung-Soo Jeon**

한국도로공사 설계처 구조설계부 과장

Manager, Bridge Design Dept of Highway Design Division, Korea Highway Corporation

# 국내 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계기준 수립

## Design criteria of rock socketed pile in South Korea

이풍희<sup>1)</sup>, Pung-Hee Lee, 김종훈<sup>2)</sup>, Jong-Heun Kim, 전경수<sup>3)</sup>, Kyung-Soo Jeon

- 1) 한국도로공사 설계처장, Managing Director, Highway Design Division, Korea Highway Corporation
- 2) 한국도로공사 설계처 구조설계부 부장, Director, Bridge Design Dept of Highway Design Division, Korea Highway Corporation
- 3) 한국도로공사 설계처 구조설계부 과장, Manager, Bridge Design Dept of Highway Design Division, Korea Highway Corporation

**SYNOPSIS** : The Design criteria are different from one another due to the different engineering properties of rock in the every nation. Most of the test results of the rock-socketed piers were loaded two times of the design load capacities because they would be used in the foundation of the bridge or the building. So we have much difficulties in study of the load capacities of the rock-socketed piers by the test result in Korea. When we design the rock-socket piers, every designer uses the different formula, and makes different results. Recently the demand of the large bridges and the huge buildings has been increased. The adequate design criterion of the rock-socketed pier is urgently needed to design them reasonable. In this paper we analyzed the various design criteria and proposed the adequate design criterion which is based on the test results of the rock-socketed piers in Korea.

**Key words** : engineering properties of rock, rock-socketed pier, design load capacity, design criteria

### 1. 서 론

구조물의 대형화로 한 본당 큰 지지력을 발휘할 수 있는 대구경 현장타설말뚝은 암반이 조기에 출현되는 국내 지반특성에 적합하여 수요가 날로 증대되고 있다. 현재 국내의 암반 특성에 맞는 만족할 만한 수준의 지지력 산출식이 없어 설계시 적정 지지력 산출이 곤란함은 물론 설계자에 따라 지지력 편차가 커서 국내에서 사용할 수 있는 암반근입말뚝의 설계기준 제시가 절실한 실정이다. 그러나 합리적인 지지력공식을 산출을 위해서는 많은 실험 자료가 필요하나 현장타설말뚝은 지지력이

매우 커서 실험비용이 매우 고가이며 하중전이 파악을 위한 계측을 위해서도 고도의 기술이 필요로 하여 실험자료를 구하는 것이 어렵다. 또한 암반은 각 지역별로 공학적 성질이 매우 달라 각 연구자에 따라 암반근입말뚝의 지지력 산정식의 편차가 매우 크게 나타나고 있어 외국의 시방기준을 검증없이 이용하는 경우 국내지반과 매우 상이한 예측 결과를 낳을 수 있다. 현재 수행되고 있는 구조물의 합리적인 시공을 위해서는 부족하지만 지금까지의 자료를 이용하여 국내지반에 적합한 설계기준의 수립이 필요하다.

## 2 암반근입말뚝의 하중전이 메커니즘

### 2.1 주변마찰력

토사부와 암반근입부에서의 주변 마찰력과 변형률과의 관계는 그림 1, 2와 같이 토사부에 설치된 말뚝의 경우 직경의 0.6~0.8%의 침하량에서 최대 주변마찰력이 발휘되고 암반근입부에서는 약 0.5mm의 상대변위에서 최대 주변마찰력이 발휘되므로 동시에 토사부와 암반근입부의 주변마찰력이 발휘된다고 간주하기 곤란하다. 그러므로 암반근입말뚝의 하중전이 특성상 토사부 주변 마찰력은 무시하고 암반근입부의 지지력만으로 지지력을 산출하도록 하는 것이 타당하다. 식(1)~(9)는 일축압축강도와 극한 주변 마찰력과의 관계를 나타내고 있으며, 각 제안자에 따라 2배 이상의 차이를 보이고 있어 암의 특성에 따라 지지력 편차가 크다는 것을 나타낸다. 그림 3은 Rock Anchor의 정착부에 작용되는 주변마찰력 분포를 도시한 것으로 근입깊이에 따라 주변마찰력 분포가 매우 다양하게 나타나므로 근입깊이가 깊은 경우 점진적인 파괴를 고려하는 개념의 도입이 필요하다.

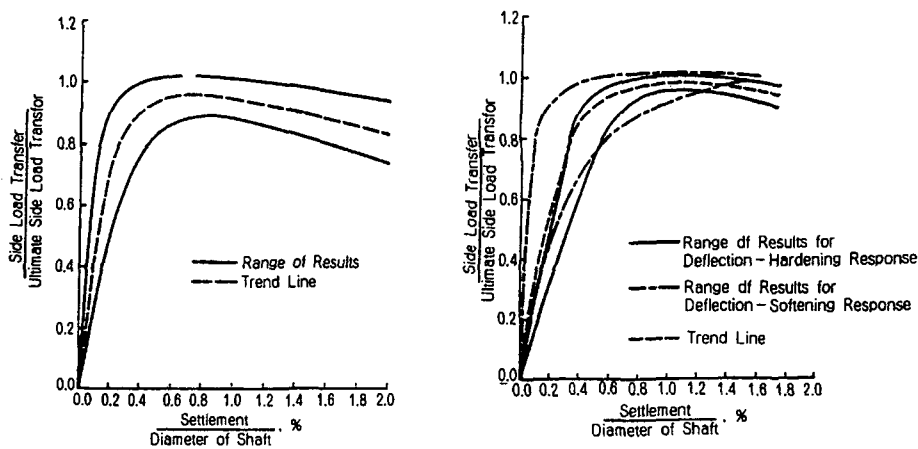


그림 1. 토사부 주변마찰력-변형률 관계(Reese and O'Neill, 1988)

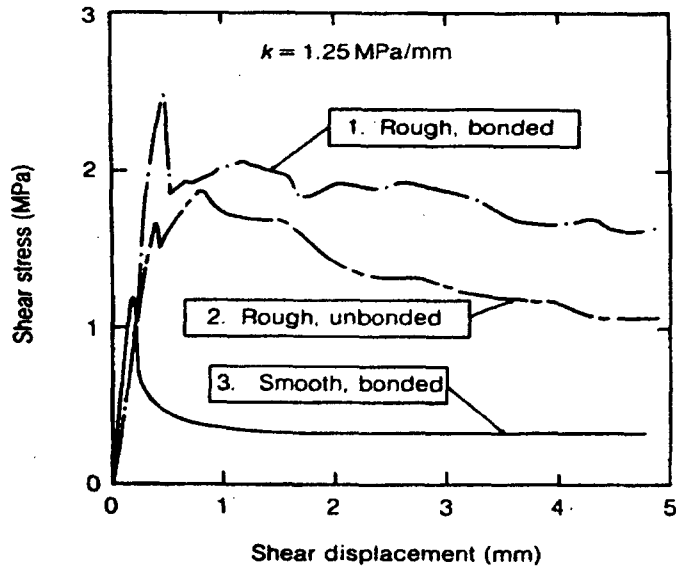


그림 2. 암반근입부 주면마찰력-변위와의 관계(Ooi and Carter, 1987)

$$q_s(\text{tsf}) = 1.842q_u^{0.367} \quad (\text{Williams et al. 1980}) \quad (1)$$

$$q_s(\text{tsf}) = 1.45\sqrt{q_u} \quad \text{매끈한 소켓} \quad (\text{Rowe and Armitage, 1987}) \quad (2)$$

$$q_s(\text{tsf}) = 1.94\sqrt{q_u} \quad \text{거친 소켓} \quad (\text{Rowe and Armitage, 1987}) \quad (3)$$

$$q_s(\text{tsf}) = 0.67\sqrt{q_u} \quad (\text{Horvath and Kenny, 1979}) \quad (4)$$

$$q_s(\text{tsf}) = 0.63\sqrt{q_u} \quad (\text{Carter and Kulhawy, 1988}) \quad (5)$$

$$q_s = 0.3q_u \quad (\text{Reynolds and Karderab, 1987}) \quad (6)$$

$$q_s = 0.2q_u \quad (\text{Gupton and Logan, 1984}) \quad (7)$$

$$q_s = 0.15q_u \quad (\text{Reese and O'Neil, 1987}) \quad (8)$$

$$q_s = 0.63q_u^{0.51} \quad \text{Rosenberg and Journeaux(1976)} \quad (9)$$

(단,  $q_s$  : 극한 주면마찰력,  $q_u$  : 암의 일축압축강도)

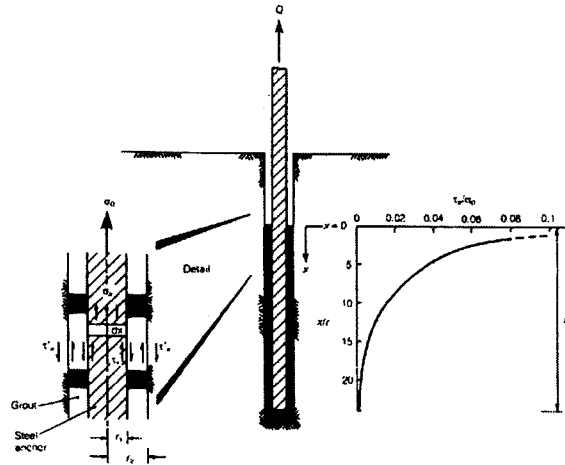


그림 3. 근입깊이별 앵커주면의  
응력분포(Farmer, 1975)

## 2.2 선단지지력

기존의 연구결과 선단지지력에 영향을 미치는 요소로 일축압축강도, 절리면의 간격 및 틈새 크기 등을 고려하고 있다. Canadian Engineering Manual(1992)에서 인용하고 있는 Ladanyi and Roy(1971)의 제안식은 식(10)과 같이 암의 일축압축강도와 절리면의 간격 및 틈새를 모두 고려하고 있으며, Rowe and Armitage(1987)와 Zhang and Einstein(1998)은 암의 일축압축강도만을 이용하여 말뚝의 선단지지력 산정식을 제안하였다. Peck은 암반의 극한 지지력은 의미가 없으며 침하량이 상부에 유해한 영향을 미치지 않도록 하여야한다는 개념으로 침하량에 영향을 미치는 RQD를 기준으로 허용지지력을 제안하게 되었다. 표4와 같이 일축압축강도에 대한 선단극한지지력 예측식은 각 제안자에 따라 매우 큰 차이를 보이고 있다.

$$q_a = q_u K_{sp} d \quad (10)$$

- 여기서  $q_a$  : 허용 선단지지력  
 $q_u$  : 암의 일축압축강도  
 $d$  : 암반근입깊이  
 $K_{sp}$ : 그림 4참조

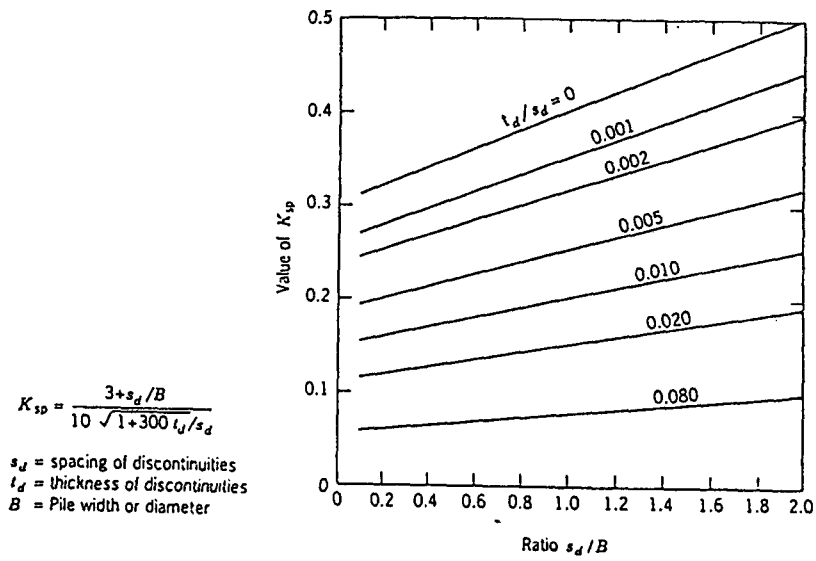


그림 4. 식(10)에 사용되었던  $K_{sp}$  (Ladanyi and Roy, 1971)

표 1. 각 연구자별 말뚝의 선단지지력 산정 공식

제안자	말뚝 선단 극한 용력	$q_p/q_u$	비고
AASHTO(2000)	$q_p = N_{ms} \times q_u$ (RQD = 25~50인 경우, $N_{ms} = 0.015 \sim 0.024$ )	0.015~ 0.024	$q_p$ : 말뚝 선 단 극한 용력  $q_u$ : 무결암의 일축압축 강도
Coates(1967)	$q_p = 3q_u$	3	
Teng(1962)	$q_p = 5 \sim 8q_u$	5~8	
Rowe and Armitage(1987)	$q_p = 2.7q_u$	2.7	
ARGEMA(1992)	$q_p = 4.5q_u \leq 10\text{Mpa}$	4.5	
Zhang and Einstein (1998)	$q_p = 4.83q_u^{0.51} \leq 10\text{Mpa}$	-	

표 2. Peck et al(1974)의 허용지지력

RQD	허용 지지력		비고
	$t/ft^2$	$t/m^2$	
90~100	200~300	2,152~3,228	
75~90	120~200	1,291~2,152	
50~75	65~120	699~1,291	
25~50	30~65	323~699	
0~25	10~30	108~323	

### 2.3 주면 및 선단지지력 발휘

말뚝 두부에 작용하는 하중은 말뚝 주면 상부에서 하부방향으로 하중이 전달되어 결국 선단까지 하중이 전이되게 된다. 즉 암반근입말뚝의 경우 그림 5와 같이 선단지지력은 침하량이 증가하여도 계속 증가되는 것을 볼 수 있으나 초기에는 대부분의 지지력이 주면마찰력으로 발휘되고 주면마찰력이 극한 상태에 달한 후에 선단지지력이 크게 발휘되는 것을 알 수 있다.

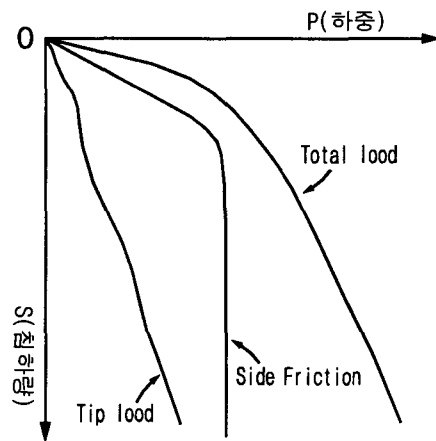


그림 5. 암반근입말뚝의 주면 및 선단지지력

이런 하중전이 매커니즘을 반영하여 AASHTO(2000)기준 등은 암반 근입부 침하량이 10mm이하인 경우 주면마찰력만을 고려하고 암반근입부 침하량이 10mm 이상인 경우 주면과 선단지지력을 동시에 고려하고 있다. 그러나 Ladanyi(1977) 등의 연구결과에 의하면 그림 6과 같이 건설 초기에는 주면 마찰력으로 상부하중이 대부분 지지되나 약 3~4년이 경과된 후에는 선단지지력이 상부하중의 80%를 지지하고 있으므로 장기적인 관점에서 선단지지력의 발휘를 고려하여 설계 및 시공이 이루어져야 할 것으로 판단된다.

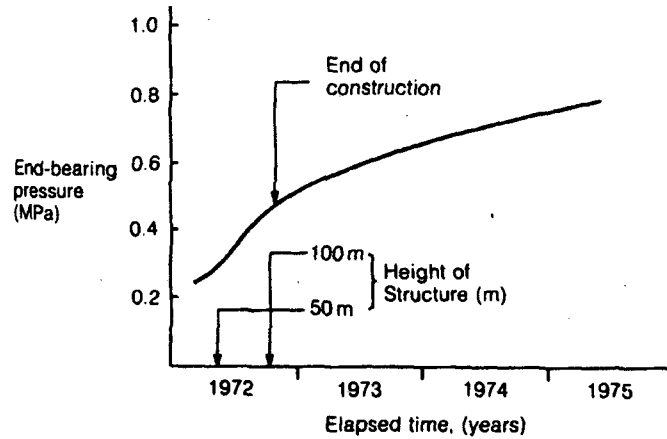


그림 6. 시간경과에 따른 선단지지력 증가(Ladanyi, 1977)

### 3. 암반근입말뚝의 설계기준 수립

본 설계기준에서는 작용하중 기간별로 하중 분담율을 고려하는 것이 곤란하며, 국내 암반근입말뚝의 하중전이 관계를 알 수 있는 측정자료가 부족하므로 주면과 선단지지력을 설계시 모두 고려하도록 하였다. 다만, 시공방법상 주면 또는 선단지지력 발휘가 곤란한 경우 및 암의 특성상 부득이한 경우 주면마찰력 또는 선단지지력만을 고려하여 설계할 수 있다.

#### 3.1 주면마찰력

주면마찰력은 공벽의 자립성 및 암반으로서의 거동을 고려하여 N치 기준으로 50타에 5cm 이하로 관입되는 깊이에서부터 주면마찰력을 고려하였다. 주면마찰력의 기준은 Rowe and Armitage(1984, 1987) 및 Carter and Kulhawy(1988)의 연구결과를 이용한 Canadian Foundation Engineering Manual(Canadian Geotechnical society 1992)의 기준을 준용하여 식(11) 및 (12)를 적용하도록 하였다. 김정환(1997) 및 전경수(2000) 등의 연구결과 국내 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력이 작게 나타나므로 b 값은 하한치인 0.63을 적용하도록 하였다. 콘크리트의 일축압축강도가 암의 일축압축강도에 비하여 작은 경우 주면마찰력은 콘크리트의 강도에 좌우되므로 식(12)에 따라 주면마찰력은 산출한다. 암반의 근입깊이가 3D이상인 경우 점진적인 파괴를 고려하여 주면마찰력의 1/3을 감소시킨다.

$$q_s = b p_a \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} \quad (11)$$

여기서  $q_s$  : 극한 주면 마찰응력( $t/m^2$ ),  $p_a$  : 대기압( $t/m^2$ )



qu : 암석코아의 일축압축강도(t/m<sup>2</sup>)

b : 경험계수(0.63)

$$q_s = 0.05 \sigma_c \quad (12)$$

여기서  $q_s$  : 극한 주변 마찰력(t/m<sup>2</sup>),  $\sigma_c$  : 콘크리트의 일축압축강도(t/m<sup>2</sup>)

### 3.3 선단지지력

N치가 50타에 5cm이하로 관입되고 RQD가 10%이하인 경우 AASHTO(2000)의 토사부 선단지지력 기준을 준용하며, RQD가 10%를 초과하는 경우 Peck et al(1974)의 RQD와 허용지지력과의 관계를 준용하도록 하였다.

## 4. 암반근입말뚝의 설계기준 검증

### 4.1 재하시험 결과를 이용한 지지력 예측 결과 비교

수립한 설계기준의 적정성을 검증하기 위하여 국내 정재하시험 결과와 비교를 수행하였다. 모두 14개의 현장타설말뚝중 H와 N현장의 말뚝은 극한 상태까지 재하한 시험말뚝에 대한 결과이며, 나머지 말뚝은 모두 재하시험 후 본 구조물의 기초로 사용되므로 당초 설계하중의 2배까지만 재하한 결과이다. 말뚝의 극한 지지력을 확인하지 못하였으므로 말뚝의 탄성침하량에 대한 재하시험시 당초 설계하중의 2배에서 발생한 말뚝두부의 침하량과의 비를 이용하여 말뚝의 극한 지지력에 대한 말뚝의 작용력을 추정할 수 있도록 하였다. 극한 지지력까지 재하한 H와 N현장의 경우 (두부 침하량)/(탄성침하량)의 값이 2이상으로 나타나는 것을 알 수 있다. AASHTO(2000)방법은 지지력을 매우 작게 예측하고 있으며, Canadian Foundation Engineering Manual (1992)에서 제시한 방법으로 예측한 지지력은 지지력을 매우 크게 예측하고 있는 것을 알 수 있다. 이것은 지역별로 암반의 공학적 성질이 매우 다르다는 것을 증명하는 것으로 외국의 지지력 산정공식을 그대로 인용하는 경우 국내 암반의 성질과 매우 다른 지지력을 예측할 수 있다. 극한 지지력을 확인한 H와 N현장의 시험결과와 금번에 수립된 기준으로 예측한 값이 잘 일치되는 것을 볼 수 있으며, 지지력을 당초 설계된 허용 지지력을 크게 예측한 A, C, D 및 J 현장의 시험결과에서 (두부 침하량)/(탄성침하량)의 값이 모두 1미만으로 나타난 것으로 판단할 때 타당한 것으로 판단된다.

암 반		재하시험 결과			허용지지력(ton)			
구 분	지반조건	직경(m) (근입깊이)	허용설계 지지력 (ton)	<sup>2)</sup> 침하량/탄 성압축량	AASHTO	Canadian Manual	금번 설계기준	
<sup>1)</sup> RQD ≤10 또는 N≥ 50/5 인 경우	A	1.0 (10.5D)	447.0	0.41	363.4	1215.7	689.9	
	B	1.0(4.5D)	454.5	0.50	155.7	699.4	361.4	
	C	1.5(3.2D)	604.0	0.74	249.2	1195.6	613.3	
	D	1.2(6.3D)	450.0	0.86	311.4	1253.9	658.4	
	E	1.5(3.8D)	876.5	0.76	295.9	1370.1	687.2	
	F	1.5(3.7D)	702.5	0.83	285.5	1341.0	670.8	
	G	1.5(1.7D)	698.0	0.77	354.1	759.4	539.4	
	<sup>3)</sup> H	0.4(3.0D)	43.0	2.71	16.6	80.9	44.7	
	I	RQD = 0~10	1.5(3.3D)	876.5	1.04	478.7	1224.7	630.0
	J	RQD = 0~10	1.5(5.4D)	730.0	0.47	419.4	1793.0	882.7
RQD > 10 인 경우	K	RQD = 12	1.5(3.1D)	1,100.0	0.52	467.2	3647.4	963.8
	L	RQD = 30 q <sub>u</sub> = 700가정	1.2(1.6D)	900.0	1.58	167.9	1587.9	736.9
	M	RQD = 17	1.5(1.3D)	876.0	1.20	188.9	2247.8	807.3
	<sup>3)</sup> N	RQD = 45	0.4(1.9D)	119.5	2.01	19.0	193.0	119.3

<sup>1)</sup>RQD ≤10 인 경우: N치 50타에 5cm이하로 관입 또는 RQD가 10% 이하인 경우로 정함

<sup>2)</sup>설계하중×2 인 하중에서 구한 값(단, 침하량은 말뚝두부에서 측정된 값이며, 탄성압축량은 (PL)/(EA)로 산출함)

<sup>3)</sup>극한하중까지 재하된 시험 결과

#### 4.2 재하시험의 필요성

금번에 수립한 설계기준이 외국의 설계기준보다 지지력을 합리적으로 예측하기는 하나, (두부 침하량)/(탄성침하량)의 비와 예측한 지지력과의 관계를 비교하여 볼 때 편차가 큰 것을 알 수 있으므로 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 예측은 각 현장에서 재하시험을 통하여 지지력을 확인할 필요가 있다.

## 5. 결 론

암반에 근입된 현장타설말뚝의 경우 연구자별로 예측지지력의 편차가 심하여 외국의 기준을 그대로 적용시 국내 현실과 매우 동떨어진 지지력을 예측을 하고 있으며, 금번에 수립된 기준은 국내의 재하시험결과와 비교하여 볼 때 외국의 지지력 추정식에 비하여 말뚝의 지지력을 합리적으로 예측하고 있었다. 금번의 설계기준은 제한된 시험결과와 비교한 것으로 향후 추가적인 연구를 통해 보완되어야 할 것이다. 암반의 공학적 성질은 지역별, 암종별로 공학적 성질이 매우 다르므로 재하시험을 통하여 설계된 지지력의 합리성을 확인하여야 할 것이다.

## 6. 참고문헌

1. 김정환(1997), "편마암에 근입된 현장타설말뚝의 지지거동 분석" 서울대학교 박사학위논문
2. 전경수(2000), "풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석" 서울대학교 박사학위논문
3. American Association of State Highway and Transportation Officials(2000), "2000 Interim Revisions to the Standard Specifications for Highway Bridges" 16th Edition, pp84~91
4. Canadian Geotechnical Society (1992), "Foundation Engineering Manual." 3rd Edition, pp. 155-158, 320-330.
5. Carter, J. P., and Kulhawy, F. H. (1988). "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock." EPRI Report EI-5918, Electric Power Res. Inst. Palo Alto, Calif.
6. Horvath, R. G. & Kenny, T. C. (1980). " Results of tests to determine shaft resistance of rock-socketed drilled piers." Proc. Int. Conf. on Struct. Foundations on Rock, Sydney, pp. 349-361.
7. Ladanyi, b., and Roy, A. (1971). "Some Aspects of Bearing Capacity of Rock Mass." Proceedings of the Seventh Canadian Symposium on Rock Mechanics, Edmonton, pp. 161-190.
8. Ladanyi, B. (1977). "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design." Discussion. Canadian Geotechnical Journal, 14, pp. 153-155.
9. Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). Foundation Engineering, John Wiley and Sons, pp. 361-374.
10. 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.
11. 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