

현장타설말뚝의 암반 근입부 암판정 사례연구

Study on Rock classification of Rock Socketed Drilled Shaft

박완서¹⁾, Woan-Suh, Park, 유재현²⁾, Jai-Hyun, Yoo, 이우철³⁾, Woo-Cheol, Lee, 주용선⁴⁾, Yong-Sun, Joo

1) 삼성물산(주) 건축ENG팀 토목파트 과장, Manager, Samsung C&T Corporation.

2) 삼성물산(주) 건축ENG팀 토목파트 부장, General Manager, Samsung C&T Corporation.

3) 삼성물산(주) 건설부문 T.A팀 차장, Deputy General Manager, Samsung C&T Corporation.

4) 삼성물산(주) 건축ENG팀 토목파트 대리, Assistant Manager, Samsung C&T Corporation.

SYNOPSIS : Recently the most of deep foundation were socketed into weathered rock or soft rock to carry large foundation loads. The end bearing behavior of piles socketed in rock is generally dependent on the rock mass conditions with discontinuities and rock strength. Therefore, it is very important that the estimating rock classification with relation of TCR, RQD and unpredicted rock condition. In this study, the construction failure example of drilled shaft due to mistaking to estimate the rock classification on penetration were analyzed in site, so we hope to discuss problems of determining the rock socketed length of drilled shaft on construction.

Key words : drill shaft, end bearing capacity, socketed depth, uniaxial strength, rock condition, rock classification

1. 서 론

현장타설말뚝은 상부 구조물 중량과 지반조건에 따라 말뚝 직경과 근입깊이를 쉽게 조절할 수 있으며, 기성말뚝에 비하여 지지능력이 크기 때문에 초고층 건물과 교량 구조물의 기초로써 사용이 매우 빈번하다. 특히 풍화토층과 풍화암층대의 층후가 얇은 국내의 지반 특성을 고려할 때 높은 하중을 지지하기 위해서는 견고한 암반에 근입시키게 되는 것이 일반적인 시공법으로 인식되어 왔다. 지지력을 고려하는 방식은 지반 상태 및 말뚝 시공조건등과 같은 다양한 조건에 따라 결정되지만, 슬라이드 제거방법과 지지력을 확인하는 시험 방법 개선등의 기술적인 발전과 더불어 하중 재하에 따른 말뚝의 하중전이가 주면저항 뿐만 아니라 선단지지력도 거의 동시에 발현된다는 연구 결과에 의해서 국내의 경우에는 주면저항 뿐만 아니라 선단저항을 동시에 고려하여 설계를 하게 된다(Crapps et al., 2002).

암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동을 예측하기 위한 암반(rock mass)의 특성으로는 일축압축강도(Uniaxial Compressive Strength)와 공내재하시험(Pressuremeter Test)등이 있으며, 암반의 파쇄정도가 심할 경우는 점재하시험 자료를 사용하여 말뚝의 지지력과 침하등을 예측하게 된다. 특히 설계시 암석의 일축압축강도의 값을 적용하는 경우가 대부분이며, 풍화암 이상의 강도를 갖는 암반층에 말뚝 선단부의 지지층을 위치하게 된다. 이러한 암반굴착 말뚝의 경우는 암반층 천공이 공사기간과 공사비에 많은 영향을 주기 때문에 암판정에 의해 선단부의 위치를 결정하는 경우가 많은데 불구하고, 굴착방법에 따라 배출되는 암반 종류와 암편의 크기에 따라 실제 지중의 암반을 평가하는데 왜곡되는 경우가 많기 때문에 말뚝 천공에 따른 암판정은 고도의 전문성과 관리가 필요한 부분이라 할 수 있겠다.

본 논문은 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 설계, 시공관리 및 말뚝 선단을 결정하기 위한 암

관정과정에서의 실패 사례를 분석함으로써 현장타설말뚝의 최적 시공에 대하여 논의코자 한다.

2. 말뚝의 거동 특성

2.2 말뚝의 선단지지력 설계 특징

말뚝의 주면 마찰저항과 선단지지력 예측기법은 대부분 암석의 일축압축강도등을 이용하여 하는 기법들이 대부분이며, 특히 작은 직경의 말뚝과 불연속면이 거의 없는 암반에서 얻어진 경험식을 사용하고 있다. 식(1)은 암석의 일축압축강도를 이용한 주면과 선단지지력을 나타내고 있다.

$$q_{\max} = \alpha \sigma_c^\beta \quad (1)$$

여기서, α , β 는 상수이며, 암반의 강도에 따라 선단지지력이 선형적인 거동을 한다고 가정할 경우에는 α 는 1~4.8, $\beta=1$ (Coates, 1967; Rowe and Armitage, 1987a & 1987b; Findlay et al., 1997)이며, 비선형 거동에 제시한 Zhang등(1998)은 $\alpha=4.83$, $\beta=0.51$ 을 제시하였다. 주면마찰의 경우는 α 는 0.15~0.44, β 은 0.36~1.0의 범위로 제시되었으며, σ_c 는 암석의 일축압축강도를 나타내고 있다.

Peck(1974)은 RQD와 말뚝의 선단 허용지지력과의 관계를 도표로 나타냈는데, 정밀하지 않기 때문에 간단하게 지지력을 평가할 경우에 사용토록 권고하고 있다. 또한 기초저면의 절리 간격과 말뚝의 직경간의 관계를 이용한 지지력 산정 기법(Kulhawy and Goodman, 1980)을 제안하기도 하였으며, 말뚝과 직경의 비(L/B)가 6이하인 경우에 대하여 식(2)와 같이 절리 간격과 절리면의 틈을 고려한 지지력 예측식(CGS, 1985)이 사용되기도 한다.

$$q_{\max} = 3\sigma_c K_{sp} D \quad (2)$$

$$K_{sp} = [3 + s/B] / [10(1 + 300g/s)^{0.5}]$$

여기서 K_{sp} 는 경험상수, s 는 절리의 간격, B 는 말뚝의 직경, g 는 불연속면간의 틈(aperture)의 크기를 나타내고 있으며, $D = 1 + 0.4(L/B) \leq 3.4$ 는 말뚝의 깊이 상수이다.

2.1 말뚝의 선단부의 응력 분포

말뚝의 지지력은 선단지지력과 주면마찰지지력의 합으로 산정할 수 있다. 주면마찰저항은 콘크리트와 암반의 부착력에 의해서 결정되며, 말뚝의 선단지지력은 말뚝과 콘크리트의 탄성계수에 지배받는 상태에서 주면마찰저항의 하중전이 크기에 따라 결정되어지는 특징이 있다(Rowe and Armitage, 1987). 말뚝 선단부에서의 응력 분포상태와 지지력에 대해서는 많은 연구가 진행되었으며, Terzaghi(1943), Skempton(1953) 등에 의하여 말뚝과 지반의 극한 평형상태를 고려한 지지력 이론이 발표되었고, Berezantev(1961), Vesic(1963)등 외에도 최근까지 지속적인 연구가 수행되어 왔다.

Terzaghi(1943)에 의하면 암반에 근입된 말뚝 하단의 응력 분포는 그림 1과 같이 얇은 기초의 지지력 형상과 유사한 파괴 메카니즘에 의하여 산정할 수 있다는 연구결과를 발표하였으며, 이는 ASCE(1994)에서 제시된 기초 선단에서의 불연속면과의 관계에 따른 가상 파괴면에 대해서 제시된바 있다.

실제로 이러한 말뚝 선단의 응력분포는 지반조사 심도와 불연속면을 고려한 암반 상태에서의 거동을 분석하기 위한 매우 중요한 인자이며, 이를 정량적으로 연구한 바로는 주(2010)는 연암에 근입하게 되는 경우 말뚝 선단으로부터 직경(B)의 3배의 심도까지 응력이 작용함으로 확인 할 수 있었으며,

Choi(2007)는 수치해석과 모형실험을 통하여 말뚝 선단에서 약 3.0B의 Fan형태의 파괴면이 발생하는 것을 확인하였다. 이러한 연구를 고려할 때 지질상태가 복잡하고, 강도가 균질하지 못한 암반인 경우에는 말뚝의 선단지지력을 예측하기 위해서 말뚝의 선단으로부터 최소 3B이내에서의 암반의 물성 자료를 얻는 것이 중요하다고 할 수 있을 것이다.

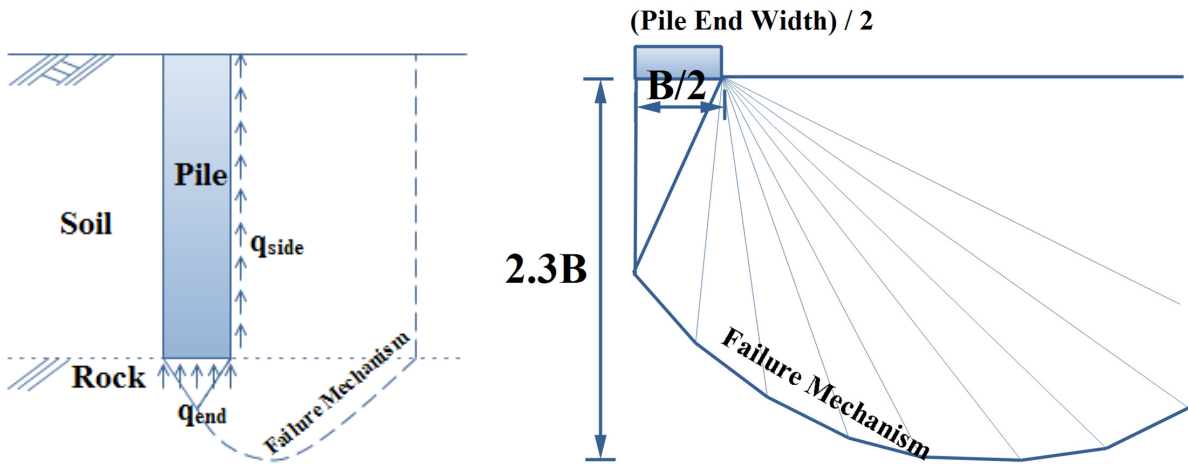


그림 1. Terzaghi의 제시된 말뚝의 선단지지력 메커니즘

3. 암반의 강도에 따른 분류 기준

말뚝의 근입깊이를 결정하는 방법중에 실험된 암반의 강도를 직접적으로 사용하는 것이외에 강도와 풍화도에 의해서 분류된 암분류를 적용하게 되는데, 국내의 암반은 오랜기간 동안 매우 복잡한 지각운동에 의해서 매우 복잡한 특성을 가지고 있으며, 암반의 종류와 형태에 따라 암반의 강도와 작업특성이 매우 틀리기 때문에 암판정의 기준을 동일하게 적용하는 것은 매우 어려운 일이다. 이에 따라 각각의 기관과 시험 방법에 따라 분류기준을 달리하고 있으며, 국외의 기준과도 상이한 상태이다. 표1은 국내에서 대표적으로 적용되고 있는 강도에 따른 암판정 분류 기준과 국제암반공학회(ISRM)의 암반 분류기준을 나타낸 것으로써, 공시체의 크기에 따라 분류되는 강도의 차가 크며, 공시체의 크기가 같더라도 국내외의 분류기준이 다른 것을 알 수 있다.

표 1. 암반의 강도(σ_c)에 따른 암판정 분류 기준

구 분	표준품셈 기준 (MPa)	서울시 표준지반분류(안) (MPa)	ISRM(1978), CGS(1985) (MPa)
풍화암(Weathered Rock)	30~70	10 <	1~5
연 암(Weak Rock)	70~100	10~50	5~50
보통암(Moderate Rock)	100~130	50~100	50~100
경 암(Hard Rock)	160 >	100~150	100~250
시료상태	5×5×5cm	NX규격 10cm이상	

4. 현장타설말뚝의 설계 사례

4.1 말뚝의 설계 현황

00 현장은 담회색의 편마암과 석영맥(quartz vein)이 주된 암종으로 구성되어 있으며, 표1에서 보는 것과 같이 매립층이 매우 두꺼워서 비교적 신선한 연암은 GL-37.0m이하에서 관찰되고 있으나, 연암의 일축압축강도는 석영맥과 절리면등에 의해서 비교적 낮게 범위를 가지고 있었다. 직경이 2.0m인 말뚝에서 주면마찰저항은 비교적 견고한 지층은 풍화암과 연암층에서 적용하였으며, 말뚝의 설계축력중 주면마찰저항을 제외하고 말뚝의 지지력은 연암 하부층의 선단지지력으로 지지토록 하게 하였고, 표 2와 같은 설계조건에서 말뚝의 총 길이는 약 52.0m였다. 지반 천공시 두 개로 나뉜 Zone에 BG장비를 이용한 Earth Drill공법과 RCD공법을 적용하였다.

표 2. 암반의 강도(σ_c)에 따른 암판정 분류 기준

지반 조사 특징				설계 및 암판특징	
지 층	설 계		시 공		
매립층	0.0~9.5m	Drilled Shaft	0.0~9.5m	Drilled Shaft	마찰저항에 고려하지 않음
충적층	9.5~12.8m		9.5~12.8m		
풍화토	12.8~23.5m		12.8~23.5m		
풍화암	23.5~37.0m		23.5~25.2m		시공중 경암판정 (표 3참조)
연 암1	37.0~50.0m				TCR=90%, RQD=20%, UCS=7MPa
연 암2	50.0~54.0m				TCR=100%, RQD=65%, UCS=15MPa

4.2 말뚝의 시공 관리

설계된 현장타설말뚝의 실제 시공하여 최종 선단을 결정하여 것은 매우 중요한 사항이다. 설계 깊이 에 비하여 양호한 암반선이 높게 출현되는 경우에는 최종 깊이까지 천공을 하기 위하여 불필요한 많은 시간이 소요하게 되며, 이와 반대로 암선이 예상보다 깊게 있는데도 불구하고 설계 깊이까지만 천공하고 말뚝을 설치한 경우는 침하와 지지력이 부족하게 되는 문제등이 발생할 수 있다. 00현장에서는 이러한 오류를 범하지 않기 위해서 400 kg/cm² 이상의 강도를 가지고 있는 연암에 2D 이상을 근입하게 하고, 800 kg/cm² 이상의 경암이 출현되는 경우에는 1D만을 근입하도록 시공관리를 하게되었다. 특히 암판정의 판단을 정확하게 하기 위하여 암판정 전문 인력을 배치하여 시공관리를 하였다.

4.3 암판정 오류 현황

RCD 굴착의 경우는 그림 2(a)과 같이 매우 작은 입자들이 회수가 되기 때문에 실제 지반에 대한 암판정이 쉽지가 않다. 특히 연약한 부분은 모래와 같이 파쇄가 되고 일부 양호한 암석만이 배출되기 때문에 굴착시 적절한 말뚝의 선단을 찾기가 매우 힘들게 된다. 이에 비하여 그림2(b)는 BG 커터를 이용한 굴착 작업시 배출되는 암편을 보여주는 것으로 RCD 작업에 비하여 비교적 큰 시편을 얻을 수 있고, 원주형태의 일축압축 시험을 수행할 수 없으나, 점재하시험과 같은 간단한 시험을 통하여 암석의 강도를 얻을 수 있는 특징이 있다. 그러나 이러한 암시편은 장비 특성상 말뚝 근입부의 암반 전체를 대표할 수 있지는 못하기 때문에 판정의 오류가 발생하게 되고, 설계시 과다한 안전율을 포함하게 되는 문제점이 있다.



(a) RCD 굴착에 의한 암시편



(b) BG장비에 의한 암시편

그림 2. 천공 후 암시편

표3에서는 말뚝 설계시 적용된 시추조사 자료로써, 말뚝 선단으로부터 조사된 지반조사 자료(a)와 시공이 완료된 말뚝의 중심부에서 말뚝체와 말뚝 하부의 지반을 코어링한 자료(b)를 비교한 것으로 원 설계시에는 GL-37m에서부터 연약한 연암이 출현되었으나, 암판정을 실시하며 시공된 말뚝에서는 연암 이상의 강도가 발현되는 GL-25m에서 굴착을 종료하게 되었다. 이는 암판정시 핵석을 경암으로 오인하여 말뚝 시공을 중지한 것으로 설계 깊이 GL-52m에 비하여 27m 짧게 시공되었으며, 확인 코어링을 실시하지 않고 상부구조물을 시공했을 경우 말뚝의 침하와 이에 따른 구조물의 손상이 예상되는 매우 위험한 상황이었다. 당 현장에서는 해당 말뚝을 폐기하고 추가 말뚝을 시공하는 등, 공사비의 증가와 공기 지연등의 문제가 발생하게 되었다. 이러한 말뚝 선단이 설계시 예상된 심도보다 상부에서 사용된 주된 이유는 시편을 통한 암판정시 설계에서 요구되는 암반의 강도를 만족하는 것을 확인하고, 설계에 반영된 지반조사 자료에 대한 비교 검토를 수행하지 않았기 때문인 것으로 사료된다.

표 3. 암반의 강도(σ_c)에 따른 암판정 분류 기준

(a)원설계시 지반조사 보고서 [표2 지층상태참조]	(b)암판정후 말뚝 중심부 Coring 실시결과

5. 결론

현장타설말뚝의 선단지지력은 하부 암반의 천공 및 슬라임 처리등의 엄격한 관리가 전제되어 설계에 반영하게 된다. 그러나 국내에서는 말뚝이 계획된 지반에서의 지반조사 기준과 시공시 말뚝 선단부를 결정하는 별다른 기준이 없는 실정이다. 본 사례 연구는 00현장의 암판정 오류사례를 검토하고, 향후 말뚝의 최적 설계에 대한 최소한의 기준에 대하여 제시코자 한다.

- 1) 말뚝이 계획된 현장의 지반조사시, 예상되는 말뚝의 선단부의 위치의 하부로부터 최소 3B이상의 지반조사 실시가 필요하며, 암반의 특성을 고려하여 암반의 강도뿐만 아니라 TCR과 RQD등의 자

료를 분석하여 말뚝의 근입깊이를 설계해야 할 것으로 사료된다.

- 2) 시공 관리시 암반에 근입된 말뚝의 선단을 결정하는 방법에서 굴착토의 시편에 대한 점재하시험만 의존하는 것이 아니고 암반의 종류, 풍화 정도등의 다양한 조건을 확인하여야 하며, 설계 깊이와 차이가 발생할 경우 Coring을 실시하여 말뚝 하부의 암반상태를 반드시 확인해야 할 것이다.
- 3) 향후, 말뚝 지지력의 확보를 위한 최적의 관리기법을 위하여 말뚝의 설계, 시공, 시공 완료시의 세밀한 시방 기준의 정립과 다양한 사례 연구를 데이터 축적이 필요할 것으로 사료된다.

참고문헌

1. ASCE (1996) Rock Foundation: Technical Engineering and Design Guides as Adopted from the US Army Corps of Engineers. No 16, ASCE Press, New York, NY.
2. Berezantev, V. G. (1952) Axially symmetrical limit equilibrium problems of loose materials (soil), Moscow : Gostekhizdat Brinch Hansen.
3. CGS (1985) Canadian Foundation Engineering Manual, Canadian Geotechnical Society, Vancouver, Canada.
4. Coates, B.G.(1967) *Rock Mechanics Principles*. Energy Mines and Resources, Ottawa, Canada, Monograph 874.
5. Crapps, D.K and J.H. Schmertmann (2002) Compression Top Load Reaching Shaft Bottom-Theory Vesus Tests. Proceedings, International Deep Foundations Congress, Orlando, Fla., Feb.14-16.
6. Findlay, J.D., Brooks, N.J., Mure, J.N., Heron W.(1997) Design of axially loaded piles-United Kingdom practice. *Design of Axially Loaded Piles-European Practice*, Balkema, Rotterdam.
7. Joo, Y., S. (2010) Development and Evaluation of the Smart Bi-directional Pile Load Test, Ph.D. dissertation, Univ. of Sungkyunkwan.
8. Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornborn, T.H.(1974) *Foundation Engineering*. John Wiley and Sons, New York.
9. Rowe, R.K., Armitage, H.H.(1987a) Theoretical solutions for the axial deformation of drilled shafts in rock. *Can. Geotech. J., Ottawa, Canada*, 24, 114-125.
10. Rowe, R.K., Armitage, H.H.(1987b) A design method for drilled piers in soft rock. *Can. Geotech. J., Ottawa, Canada*, 24, 126-142.
11. Skempton, A. W. (1959) Cast in situ bored piles in London Clay. *Geotechnique* 9, pp153-173.
12. Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc. NY, NY.
13. Vesic, A., S. (1965) Ultimate load and settlement of deep foundations in sand. In: Proceedings of the Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations. Duke University, pp53-68.
14. Zhang L, Einstein H (1998) The end-bearing capacity of a rock-socketed drilled shaft. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE*, 124(7), pp 574-584.