

풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이 기구

Load Transfer Mechanism of Drilled Shafts in Weathered Rock

권오성¹⁾, Oh Sung Kwon, 조성민²⁾, Sung Min Cho, 정성준³⁾, Sung Jun Jung, 김명모⁴⁾, Myoung Mo Kim

1) (주)대림산업 기술연구소 대리, Assistant Section Chief, Technology Research Institute, Daelim Industrial Co., Ltd.

2) 한국도로공사 도로교통기술원 수석연구원, Principal research engineer, Korea Highway Corporation, Highway & Transportation Technology Institute

3) 서울대학교 지구환경시스템공학부 박사과정, Graduate student, Dept. of Civil, Urban and Geosystem Engineering, Seoul National University.

3) 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수, Professor, Dept. of Civil, Urban and Geosystem Engineering, Seoul National University.

SYNOPSIS : Since the allowable bearing capacities of piles in weathered/fractured rock are mainly governed by settlement, the load-displacement behavior of the rock socketed pile should be well known. To predict pile head settlement at the design stage, the exact understanding of the load-transfer mechanisms is essential. Therefore, in this research, the load-transfer mechanisms of drilled shaft socketed into weathered rock was investigated. For that, 5 cast-in-place concrete piles with diameters of 1,000 mm were socketed into weathered gneiss. The static axial load tests and the load-transfer measurements were performed to examine the axial resistant behavior of the piles. A comprehensive field/laboratory testing program on weathered rock at the field test sites was also performed to describe the in situ rock mass conditions quantitatively. And then, the effect of rock mass condition on the load transfer mechanism was investigated.

The side shear resistance of the pile in moderately weathered rock reached to yielding point at a few millimeter displacements, and after that, the rate of resistance increment dramatically decreased. However, that in the highly /completely weathered rock did not show the obvious yielding point, and gradually increased showing the hyperbolic pattern until with the relatively high displacement (>10 mm). The end bearing-displacement curves showed linear increase at least until with the base displacement of approximately 10 mm, regardless rock mass conditions.

Key words : drilled shaft, pile load test, load transfer mechanism, weathered/soft rock, f-w curve, q-w curve

1. 서 론

암반근입말뚝, 특히 암석강도는 크지만 절리 등의 발달로 인해 풍화암 또는 연암으로 분류되는 암반에 근입된 말뚝의 허용지지력은 극한주면 및 극한선단지지력보다는 일반적으로 침하량에 의해 결정되므로 말뚝 두부의 하중-변위 관계를 아는 것이 매우 중요하다. 또한 재하하중에 따른 말뚝의 침하량을 합

리적으로 예측하기 위해서는 말뚝 주변 및 선단에서의 하중-전이 기구를 명확히 이해하는 것이 필수적이다. 한편, 풍화된 암반에 근입된 말뚝의 축방향 하중전이 거동은 절리 및 절리를 따라 발달하는 풍화 정도에 크게 영향을 받는다. 그러나 암반의 풍화상태가 말뚝의 축방향 하중전이 기구에 미치는 영향에 대한 연구는 거의 없으며, 풍화가 상당히 진행되어 풍화암 또는 연암으로 분류되는 암반에 대한 하중전이 계측자료도 많이 부족한 상태이다.

따라서 본 연구에서는 먼저 풍화된 편마암 지역에 직경 1m의 현장타설말뚝 5본을 시공하고 정재하시험, 그리고 선단침하봉과 변형률계 계측을 수행하여 암반근입부의 하중전이 거동을 도출한다. 다음으로 다양한 현장지반조사/실내시험을 수행하여 현장 암반의 상태를 정량적으로 표현해 보고, 암반상태가 말뚝의 하중전이 기구에 미치는 영향을 분석해 보고자 한다. 마지막으로 기존에 제안되어 있는 암반근입 말뚝의 하중전이 함수를 계측곡선과 비교하여 국내 풍화암/연암에 근입된 말뚝에의 적용성을 판단해 보고자 한다.

2. 말뚝재하시험

2.1 지반조사

말뚝이 설치될 부지의 지반조건을 알아보기 위하여 그림 1에 표시한 위치에 총 6공의 NX 보링을 실시하였으며, 말뚝의 강성 및 강도 확인을 위한 말뚝체 보링 (2공)을 추가로 수행하였다. 지반조사 보링 심도는 말뚝 선단 하부로 최소 5m(5D) 이상 수행하였다. 보링조사 결과 현장의 지층은 11-12m 두께의 상부 매립층(실트질 모래 또는 자갈), 0-1m 두께의 풍화토층, 그리고 기반암층으로 이루어져 있으며, 지하수위는 지표면 하부 약 9m에 위치하였다. 보링중 표준관입시험을 병행하였으며, 그 결과 상부매립층의 N 값은 6~18 정도이나 시험 위치나 심도에 따라 큰 편차는 보이지 않았다. 암반의 풍화상태는 깊이가 깊어짐에 따라 완전풍화, 심한풍화, 보통풍화의 순으로 좋아지는 것으로 나타났다.

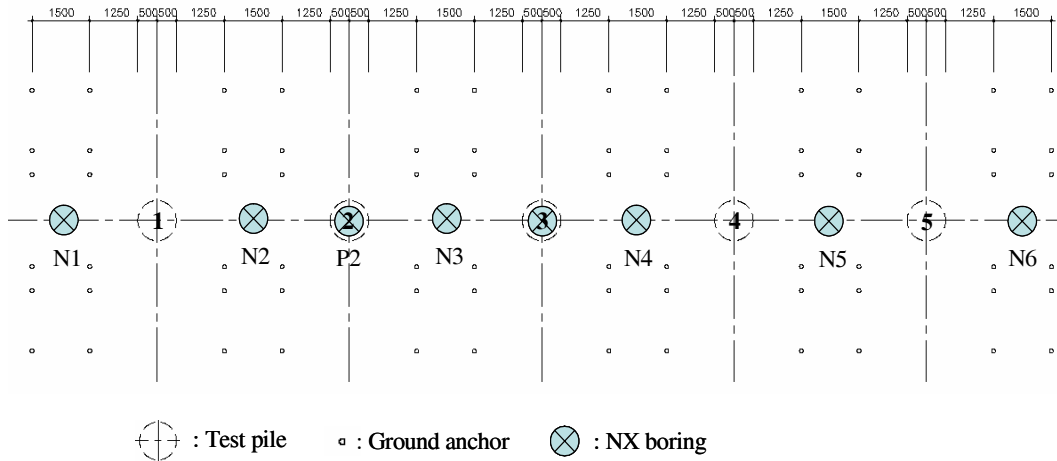
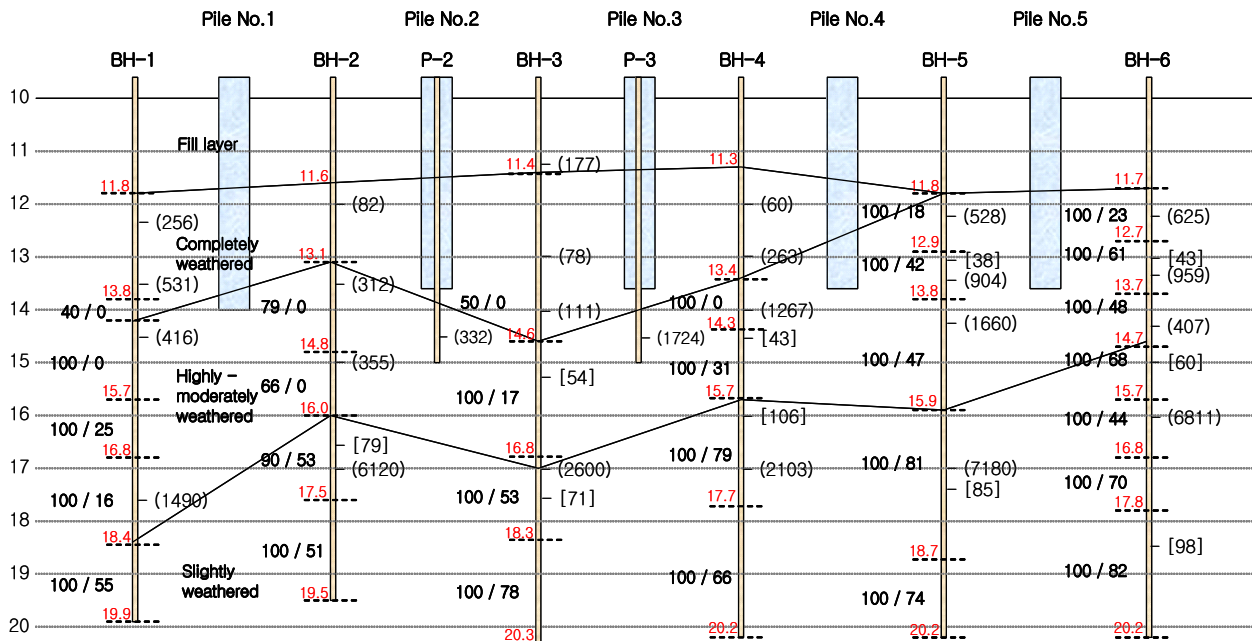


그림 1. 시험말뚝, 반력앵커, 보링위치 평면도

근입부 암반의 상태를 정량적으로 파악하기 위하여 공내재하시험(24회), 일축압축시험(10회)을 수행하였으며, 채취된 암석시료에 대한 회수율과 RQD를 깊이별로 측정하였다. 일축시험을 위한 시편을 얻기가 곤란한 심하게 풍화한 암반의 경우, 추가로 점하중 시험(10회)을 수행하여 강도특성을 추정하였다. 풍화정도가 심하지 않은 암반의 동일위치에서 채취한 시료에 대한 두 종류의 강도시험으로 얻은 암석강도값의 차이는 크지 않은 것으로 나타나, 점하중시험 결과를 일축압축시험결과 대신 사용해도 큰 무리가 없을 것으로 판단되었다. 그림 2에 각종 시험결과를 함께 도시하였다.



(/) : TCR / RQD, () : Deformation modulus obtained from pressuremeter test (MPa), [] : Uniaxial compressive strength (MPa)

그림 2. D 보링조사, 공내재하시험, 일축압축강도시험 결과

2번과 3번 말뚝 보링을 통해 얻은 콘크리트 시료에 대한 일축압축 시험(10회)을 수행하였다. 콘크리트 시험 결과 평균 일축압축강도는 32.8 MPa, 초기 접선탄성계수는 평균 28.8 GPa이었다. British Standard BS 8100에서는 콘크리트의 초기 탄성계수를 식 (1)과 같이 제안하였다.

$$E_i = 9.1 \times q_{cu}^{0.33} \quad (1)$$

여기서, E_i 는 GPa 단위, q_{cu} 는 MPa 단위이다. 식(1)을 이용할 경우 E_i 는 28.7 GPa 로 계산되어 실험 값과 거의 동일한 값을 보였다. 그러나 콘크리트의 변형계수는 그림 3에서 보는 바와 같이 응력 수준에 따라 선형적으로 감소하는 경향을 나타내었으며, 이와 비슷한 결론이 Chan(1975), Balakrishnan(1999) 등에 의해 보고된 바 있다.

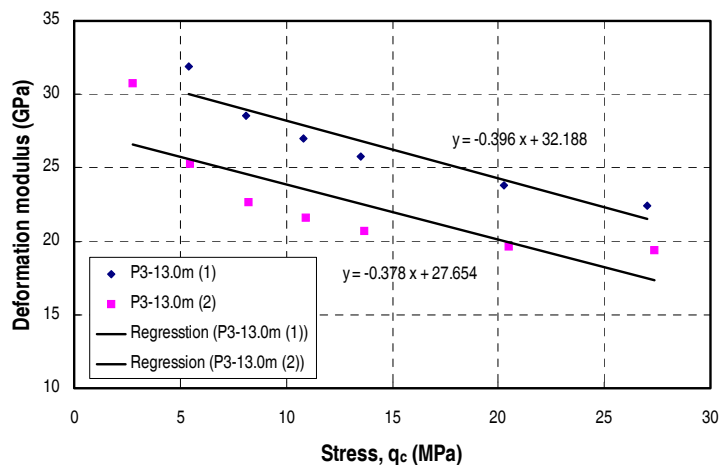


그림 3. 응력수준에 따른 말뚝 변형계수의 변화

총 10회의 실험을 통해 얻은 말뚝의 활선탄성계수와 축방향 재하응력의 상관관계는 식(2)와 같으며, 이후 변형률계 분석을 통한 말뚝의 깊이별 축하중 분포 산정에 이 식을 적용하였다.

$$\begin{aligned}
 E_p &= E_i - 0.402q_c \\
 &= 9.1q_{cu}^{0.33} - 0.402q_c
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

여기서, E_p 는 응력 수준에 따른 말뚝의 활선탄성계수(GPa) 이며, q_c 는 축방향 작용응력(MPa) 이다.

2.2 말뚝시공 및 계측기 설치

시험말뚝 시공을 위한 굴착 방법은 토사부는 Allcasing 후 Hammer Grab로, 암반근입부는 Benoto method를 적용하여 2.5ton의 chisel 해머를 자유낙하함으로써 굴착하였다. 선단부 슬라임은 굴착공 속으로 직접 인부가 들어가 제거하였다. 시험말뚝은 암반에 2.0 m~2.5 m 근입시켜 시공하였으며, 콘크리트 타설 후 토사부의 케이싱을 인발하였다. 또한 콘크리트 양생 후 초음파 탐상법과 충격반향 시험을 통해 말뚝의 건전도를 확인하였다. 그림 4는 하중전이 계측을 위해 말뚝에 설치한 진동현식 철근변형률계 및 콘크리트 변형률계의 위치를 나타낸 것이다.

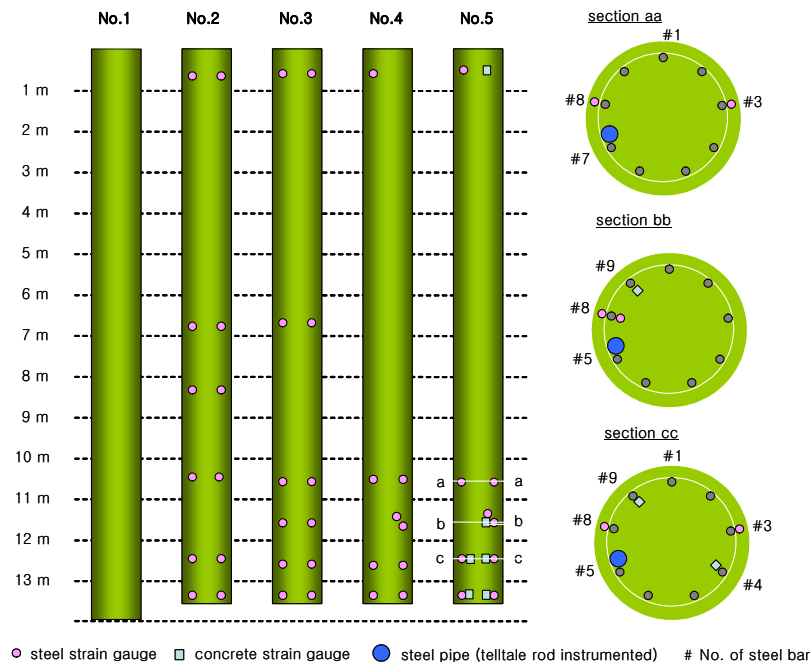


그림 4. 계측기 설치 위치

그림 4에서 보는 바와 같이 깊이별로 진동현식 철근변형률계(SM-3 type, Roctest 사) 각 한쌍씩을 설치하여 재하하중에 따른 말뚝의 깊이별 변형율을 측정하였다. 또한 철근의 변형률 계측값이 말뚝 전체의 변형률을 대표할 수 있는지의 확인을 위해 콘크리트 변형률계(SM-2 type, Roctest 사)를 5번말뚝에 함께 설치하였다. 또한 말뚝의 선단침하를 측정하기 위하여 콘크리트 타설 전 철근망에 부착한 강관에 선단침하봉을 삽입하였다.

2.3 재하시험 결과

재하시험은 ASTM D1143-81에서 규정하는 완속재하시험법에 따라 실시하였으며, 재하 단계는 총 3

cycle 로 18,000 kN 까지 재하한 후, 말뚝의 파괴가 일어날 때 까지 추가로 하중을 증가하는 것으로 계획하였다. 그러나 재하시험을 먼저 수행한 1번과 2번 말뚝의 경우 하중이 18,000 kN에 이르기 전에 말뚝 두부가 파손되어, 나머지 말뚝은 강제 링과 무수축 모르타르를 이용하여 말뚝의 두부를 보강후 시험하였으며 그 결과 계획 최대하중 이상으로 재하할 수 있었다. 그림 5 에 재하시험 결과 하중-변위 곡선을 도시하였다. 복잡함을 피하기 위해 재하-재재하 곡선은 그림에 나타내지 않았다.

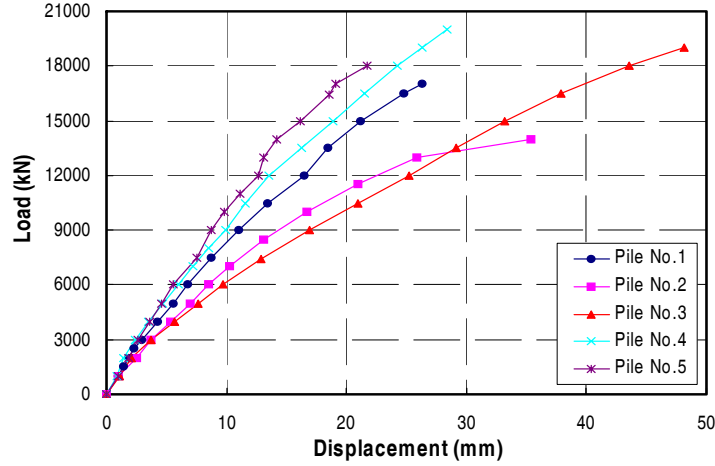


그림 5. 재하시험 결과 하중-변위 곡선

그림 6에 변형률 계측결과 말뚝 깊이별 축하중 분포를 나타내었다. 계측 변형률값을 이용하여 말뚝의 깊이별 축하중 산정시 하중증가에 따른 말뚝강성의 변화를 고려하기 위하여 식(2)를 이용하였다.

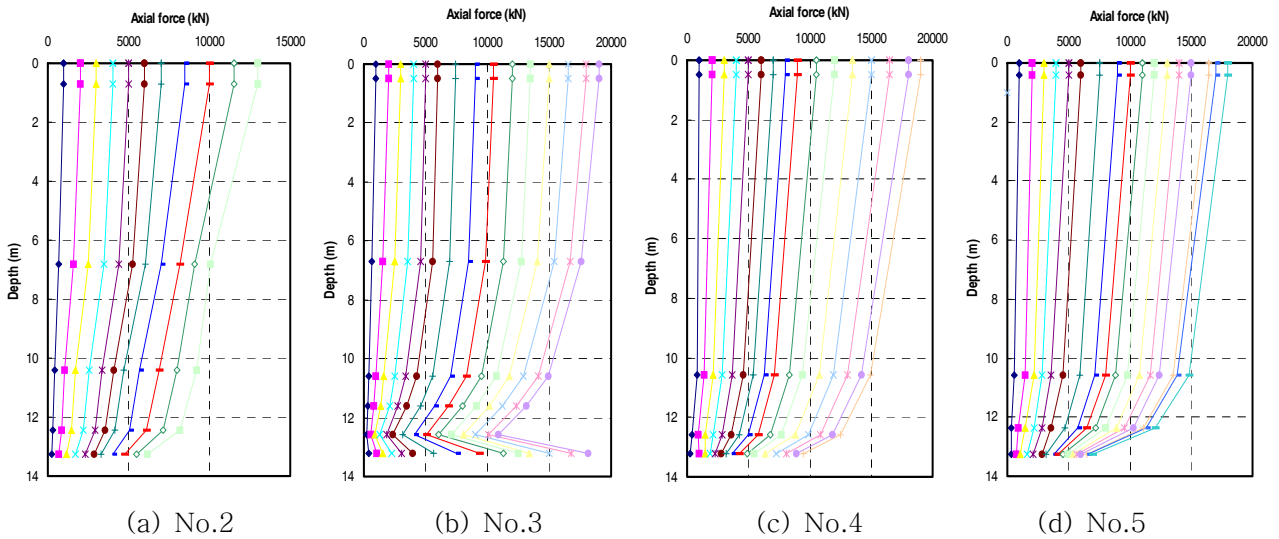


그림 6. 말뚝 축하중 분포 곡선

3번말뚝의 경우 선단부에 180° 방향으로 설치된 한 쌍의 계측기로 계측한 변형률값이 다른 말뚝에 비해 상당히 큰 값을 보이는데, 이는 3번 말뚝체에 대한 보링으로 얻은 콘크리트시료의 상태로 미루어 선단부의 재료분리 등으로 인해 말뚝체의 강성이 상대적으로 작았기 때문으로 생각된다.

2.2절에서 언급했던 바와 같이 동일 위치에 설치된 철근 변형률계와 콘크리트 변형률계의 변형률 측정값을 비교하였으며, 그 결과 철근과 콘크리트의 변형률이 일치함을 확인하였다(그림 7). 따라서 철근 땅에 부착된 변형률값은 콘크리트 말뚝단면의 변형률을 대표할 수 있다고 판단된다.

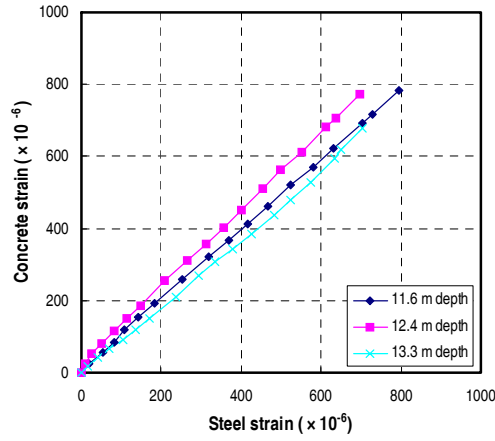


그림 7. 철근 변형률과 콘크리트 변형률의 비교 (5번 말뚝)

3. 재하시험 결과 분석

말뚝의 깊이별 변형률 측정값과 말뚝 두부 및 선단 변위 측정값을 이용하여 깊이별 주면 하중전이곡선(f-w curve)과 선단 하중전이 곡선(q-w curve)을 도출하였다. 그림 8은 풍화암/풍화토에 근입된 말뚝의 f-w 곡선, 그림 9는 연암에 근입된 말뚝의 f-w 곡선, 그리고 그림 10은 q-w 곡선을 나타낸다. 그림 내의 기호 RS, CW, HW, MW는 각각 Residual soil, Completely weathered rock, Highly weathered rock, Moderately weathered rock 의 약자이다.

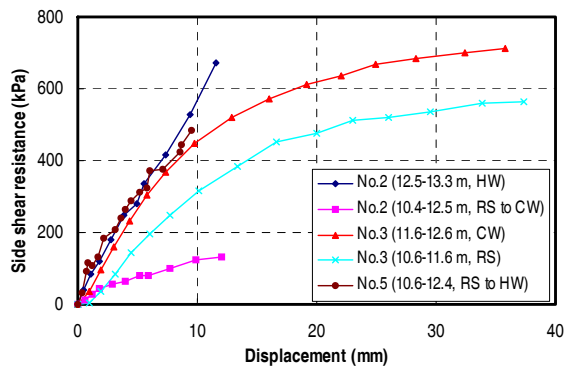


그림 8. 풍화토/암의 주면하중전이곡선

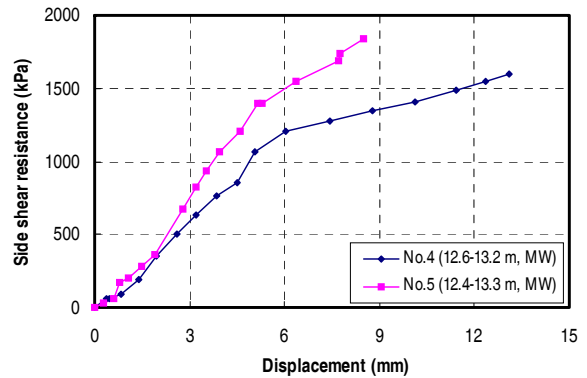


그림 9. 연암의 주면하중전이곡선

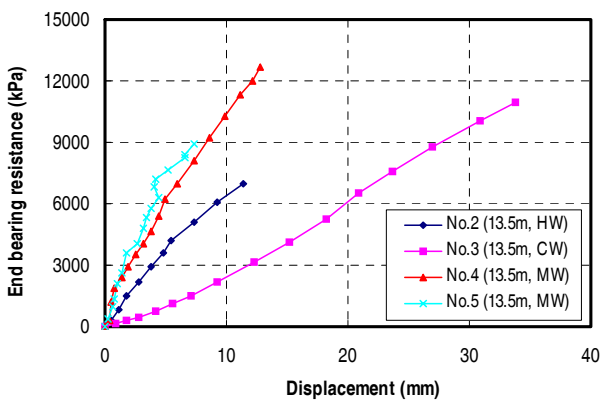


그림 10. 선단하중전이곡선

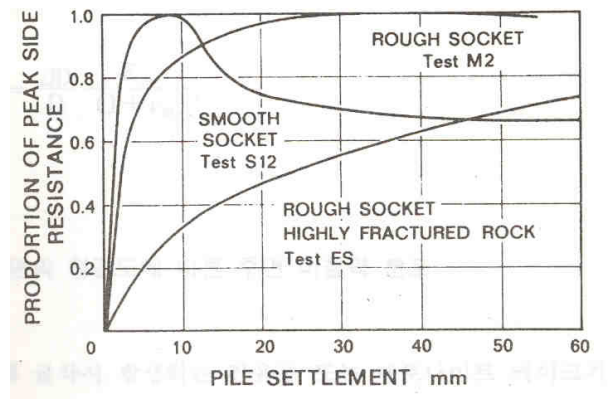


그림 11. Typical f-w curves(Williams 등, 1980)

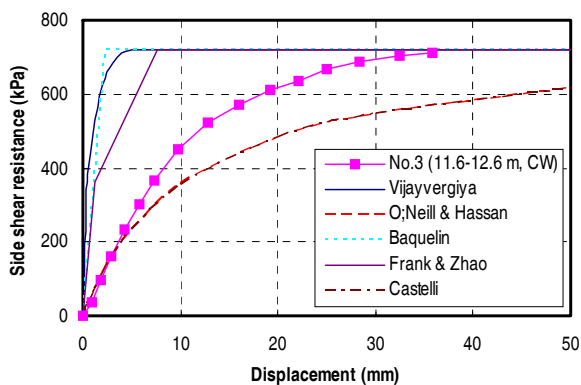
그림 8을 보면, 2번 말뚝과 5번 말뚝의 f-w 곡선은 주면변위 10mm에 이를 때까지 항복점에 도달하지 못하였다. 반면 3번 말뚝의 f-w 곡선의 경우 변위 20mm 내외에서 주면이 항복에 도달하였으나, 뚜렷한 항복점은 찾을 수 없으며 주면변위 증가에 따라 주면하중 증가율이 쌍곡선형태로 감소하였다. 반면 그림 9에서 알 수 있는 바와 같이 암반상태가 상대적으로 양호한 연암부의 f-w 곡선은 주면변위 5~7mm에서 뚜렷한 항복을 보인다. 그러나 풍화암의 경우와 마찬가지로 항복점 이후에도 주면하중이 지속적으로 증가하는 경향을 나타내었다. 이와 유사한 결과가 Williams 등(1980)에 의해 보고된 바 있다(그림 11).

선단하중전이곡선의 경우(그림 10), 모든 말뚝에 대해 선형적인 거동을 보이는 것을 알 수 있다. 이는 암반근입말뚝의 지지력이 재하시험 계획 수립당시에 예상했던 것보다 커 선단의 파괴까지 시험을 수행하지 못했기 때문이다. 따라서 선단지지거동에 대한 추가적인 분석은 불가능하였다(예를 들어, 극한선단 지지력 또는 선단부 암반이 항복에 도달하기 위한 선단변위 등). 그러나 제한적이거나 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다; ①말뚝 선단하중-변위 곡선은 암반의 풍화상태에 관계없이 최소한 선단변위 10 mm(말뚝 직경의 1%)까지는 선형적인 거동을 보이며, ②단위침하당 선단지지력으로 정의되는 선단부 지반반력계수는 선단부 암반상태가 좋을수록 크다.

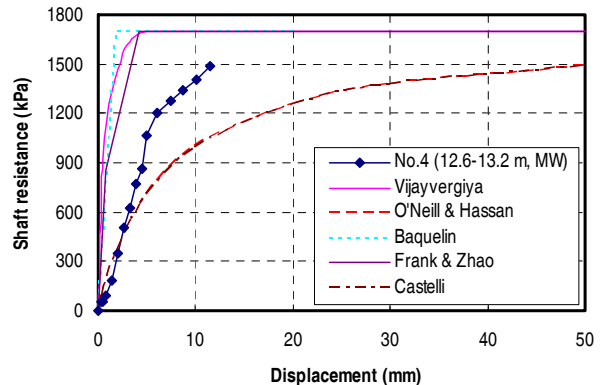
기준에 제안된, 암반근입말뚝에 적용 가능한 주면하중전이 함수(표 1)를 본 연구의 결과와 비교하였으며, 그 결과를 그림 12에 도시하였다.

표 1. 기준에 제안된 주면하중전이함수

Researchers	f-w functions	Remarks
O'Neill and Hassan (1994)	$f_z = \frac{w_z}{\frac{2.5D}{E_m} + \frac{w_z}{f_{\max}}} \quad (3)$	
Vijayvergiya (1977)	$f_z = f_{\max} \left[2.0 \sqrt{\frac{w_z}{w_{\max}}} - \frac{w_z}{w_{\max}} \right] \quad (4)$	$w_{\max} = 5 \text{ mm}$
Frank and Zhao (1982)	$f_z \leq 0.5 f_{\max} : S_1 = 2 E_m / D,$ $0.5 f_{\max} \leq f_z \leq f_{\max} : S_2 = 5 S_1 \quad (5)$	S : 기울기 E_m : PMT E
Baquelin et al. (1982)	$f_z = \frac{E_{SB}}{D(1 + \nu_s) \left[1 + \ln\left(\frac{L}{D}\right) \right]} w_z \quad (6)$	E_{SB} : SBP E
Castelli et al. (1992)	$f_z = \frac{w}{\frac{1}{KI_L} + \frac{w}{f_{\max}}}, \quad KI_L = \frac{G_s}{r_0 \ln(R/r_0)} \quad (7)$	R : $2.5L(1-\nu_s)$



(a) 3번말뚝(풍화암)



(b) 4번말뚝(연암)

그림 12. 기존의 하중전이함수와 계측 f-w 곡선의 비교

그림 12에서 알 수 있듯이, 계측 f-w 곡선의 초기 기울기는 풍화암, 연암 모두 Castelli(1992)와 O'Neill(1994)가 제안한 쌍곡선형태의 함수와 유사한 값을 보임을 알 수 있었다. 그러나 항복 이후의 거동은 문헌에 소개된 함수 중 어느 것보다도 일치하지 않았다. 따라서 국내의 풍화암/연암에 적용가능한 하중전이 함수를 도출하기 위해 보다 많은 자료의 축적과 심도있는 분석이 필요할 것으로 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 암반상태가 현장타설 콘크리트 말뚝의 하중전이 기구에 미치는 영향을 알아보기 위해 총 5본의 시험말뚝에 대한 재하시험과 하중전이 계측을 수행하였으며, 시험결과와 분석으로 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 주면하중전이 곡선은 연암의 경우 수 mm의 변위에서 항복에 도달하며, 이후 변위에 따른 지지하중의 증가율이 급격히 둔화된다. 반면 풍화암/풍화토에 근입된 말뚝의 주면하중전이 곡선은 뚜렷한 항복점을 보이지 않으며, 상대적으로 큰(10 mm 이상) 변위까지 주면하중이 쌍곡선 형태로 증가한다.
2. 선단하중전이 곡선은 모든 시험말뚝에 대해 암반의 상태에 관계없이 최소 10mm까지는 선형적으로 증가하는 거동을 보인다. 그러나 곡선의 기울기는 선단부 암반상태가 좋을수록 크게 나타났다.
3. 본 연구 대상말뚝의 경우 극한주면지지력은 풍화암의 경우 400~700 kPa, 연암의 경우 1,200 kPa 이상으로 측정되었다.
4. 기존에 제안된 주면하중전이함수와 본 연구의 계측 f-w 곡선의 비교 결과 곡선의 초기 기울기는 Castelli(1992), O'Neill(1994) 등이 제안한 쌍곡선 형태의 함수와 일치하였으나, 후반부 곡선의 모양은 문헌상의 어떤 곡선과도 일치하지 않았다. 국내 풍화암/연암에 적용가능한 일반화된 하중전이곡선의 도출을 위해서는 보다 많은 데이터의 축적과 추가적인 분석이 필요할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. Balakrishnan, E.G., Balasubramaniam, A.S., and Noppadol Phien-wej. (1999). "Load deformation analysis of bored piles in residual weathered formation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No.2, pp. 122-131.
2. Baquelin, F., Frand, R., and Jezequel, J. F. (1982). "Parameters for Friction Piles in Marine Soils", *2nd International Conference in Numerical Methods for Offshore Piling*, Austin, April.
3. Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E. (1992). "Anlisi non lineare del cedimento di un Palo Singlo." *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol.26, No.2, pp.115-135.
4. Chan, S.F. (1975). "An experimental study of behavior of end bearing cast-in-situ piles", *Proc. 4th Southeast Asia Conf. on Soil Engrg.*, Kuala Lumpur, Malaysia.
5. Frank, R.A., and Zhao, S.R. (1982). "Estimation par les parametres pressiometriques de l'enfoncement souscharge axiale de pieux fores dans les sols fins." *Bull. de Liaison de LCPC*, Paris, No. 119, pp.17-24.
6. 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.
7. Vijayvergiya, V.N. (1977). "Load-movement characteristics of piles", *Proc. 4th Annual Symposium of the Wtrwy., Port, Coast. and Oc. Division of ASCE*, ASCE, Long Beach, Calif., Vol.2, pp.269-284.
8. 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.