

# 풍화암에 근입된 현장타설 콘크리트 말뚝의 하중-변위 거동 예측을 위한 수치해석

## Numerical Analysis to Predict Load-Displacement Behavior of Cast-in-situ Concrete Piles Socketed in Completely Weathered Gneiss

○권오성<sup>1)</sup>, 전경수<sup>2)</sup>, 김정환<sup>3)</sup>, 김명모<sup>4)</sup>

### 1. 서 론

암반근입말뚝의 지지력은 암반의 강도 특성보다 주로 변위 특성에 의해 좌우되기 때문에, 주어진 암반의 지지력을 평가하기 위해서는 암반근입말뚝의 하중-변위 거동을 먼저 알아야 한다. 현장에서 말뚝 재하시험을 실시하면 하중-변위 곡선을 손쉽게 얻을 수 있지만, 많은 경우에 재하시험을 실시할 만한 여건이 마련되지 않기 때문에 해석적인 방법을 동원하게 된다. 본 논문에서는 해석적인 해결방법의 하나로서 상용 수치해석 프로그램(Flac)을 이용한 암반근입말뚝의 하중-변위 관계 예측 방법을 연구하였다.

이를 위하여 편마암으로 된 풍화암 지반에 설치한 직경 40cm인 현장타설 콘크리트 말뚝 8본에 대하여 현장재하시험을 실시한 후 이 시험결과로 얻은 각 말뚝의 하중-변위 곡선에 대하여 수치모사를 시행하였다.

수치모사를 위하여 말뚝 주변부에는 탄소성 거동을 하는 집합면 요소를 삽입하였으며, 이 수치모사 결과로부터 하중-변위 곡선의 형상에 큰 영향을 주는 수치해석을 위한 입력변수들과 현장 지반의 지반공학적 상수 사이의 경험적 관계를 도출하였다. 이로써 설계 단계에서 적절한 현장 데이터를 이용하여 풍화암에 근입된 말뚝의 하중-변위 거동을 예측할 수 있을 것으로 생각한다.

### 2. 말뚝 재하시험

재하시험 대상 부지는 상부에 토사가 약 7m 깊이로 존재하며, 그 이후에 암반이 존재한다. 대상암반은 편마암으로써 RQD가 0인 강풍화된 상태이다. 말뚝의 암반근입부에서의 지지거동을 파악하기 위해 8본의 현장타설 콘크리트 말뚝과 각 말뚝에 두 개의 앵커말뚝을 시공하였다. 그림 1에 말뚝과 지반조사 위치를, 그림 2에 지질 주상도를 도시하였다. 시험말뚝 중 8본 말뚝은 토사부의 지지거동만을 분리하기 위해 토사부에만 근입시키고 선단에 10cm 두께의 스타이로폼을 설치하여 선단의 영향을 배제하고자 하였으며, 1본 말뚝은 암반에 3m 근입시키고 선단에 스타이로폼을 설치하여 암반 주변만의 지지거동을 보고자 하였다. 나머지 말뚝은 선단과 주변 모두 하중을 지지하는 완전소켓이다. ASTM D 1143-81에 따라 말뚝재하시험을 수행하였으며, 그림 3에 그 결과를 도시하였다.

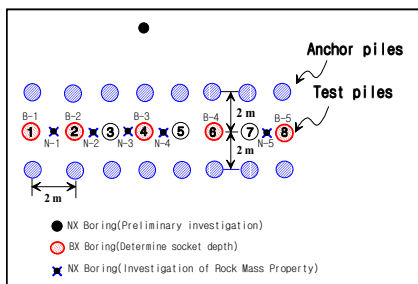


그림 1 시험말뚝 및 지반조사 위치

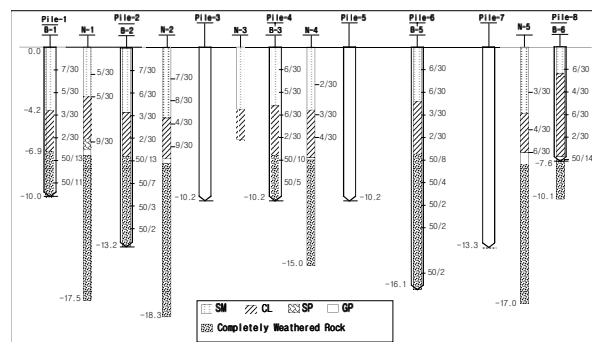


그림 2 지질 주상도

- 1) 정희원, 서울대학교 토목공학과 박사과정(02-880-8733)
- 2) 정희원, 한국 도로공사 책임연구원(02-2230-4657)
- 3) 정희원, 삼성 건설기술연구소 선임연구원(0331-289-6762)
- 4) 정희원, 서울대학교 토목공학과 교수(02-880-7348)

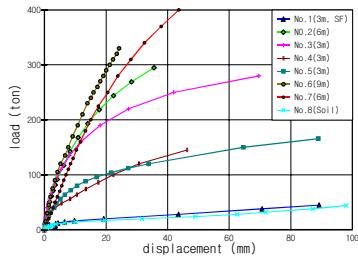


그림 3 재하시험 결과

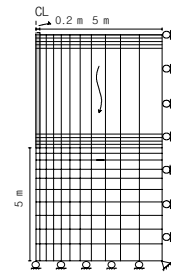


그림 4 해석 요소망

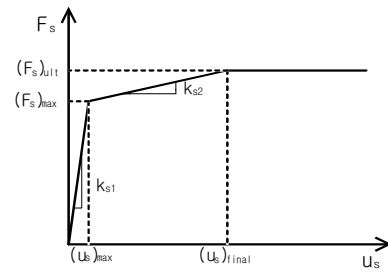


그림 5 전단력과 변위의 관계

### 3. 수치 해석

본 연구에서는 유한차분 해석 프로그램인 Flac을 이용하여 암반근입말뚝에 대한 수치해석을 수행하였다. 해석시, 말뚝은 elastic, 지반의 경우 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 따르는 탄소성 구성모델을 사용하였다. 대상 말뚝이 원형 단독말뚝이므로 말뚝의 중심을 대칭축으로 하여 축대칭으로 모델링하였으며, 말뚝과 지반과의 상대변위를 허용하기 위해 접합면 요소를 적용하였다. 수치해석시 사용된 요소망은 그림 4와 같다.

#### 3.1. 접합면 요소

말뚝과 흙의 경계에 미끄러짐을 모사하기 위해 Mohr-Coulomb 파괴규준을 따르는 비선형 스프링 요소를 사용하였다(그림 5). 스프링 요소는 수직강성  $k_n$ 과 전단강성  $k_s$ 를 가지는 두 개의 스프링으로 구성되며, 각각 슬립 이전과 이후의 두 개의 값을 가진다. 즉, 슬립 이전 ( $k_{s1}$ )에는  $(u_s)_{max}$ (그림 5)를 0.1mm로 매우 작게 가정하여 말뚝과 암반 사이의 상대변위를 억제하고, 슬립 이후 ( $k_{s2}$ ) 다이러턴시의 발현을 모사하기 위한  $(u_s)_{final}$ 를 수mm로 가정하였다. Pells 등(1980)은  $(u_s)_{max}$ 는 0.5~3mm,  $(u_s)_{final}$ 은 10mm 이내로 보고한 바 있다.  $k_n$  산정시 말뚝 주변에 수직인 방향의 스프링 강성은 슬립 이전 ( $k_{n1}$ )에는 프레스미터 시험에 의한 횡방향 지반반력계수를, 슬립 이후 ( $k_{n2}$ )에는  $k_{s2}$ 의 10배를 입력하였다. Belytschco 등(1984)은  $k_n$ 을  $k_s$ 의 5~100배로 제안한 바 있다. 접합면의 전단응력 증분은 식 (1)에 의해 구한다(Cundall, 1976).

$$\left. \begin{aligned} \Delta F_s &= k_{s1} \Delta u_s \quad (F_s \leq (F_s)_{max}) \\ \Delta F_s &= F_s - (F_s)_{max} \\ &= k_{s2} \Delta u_s = k_{s2} (u_s - (u_s)_{max}) \end{aligned} \right\} ( (F_s)_{max} \leq F_s \leq (F_s)_{ult} ) \quad (1)$$

$$\Delta F_s = 0 \quad (F_s > (F_s)_{ult})$$

$$\text{여기서, } (F_s)_{max} = A \cdot (c_{peak} + \bar{\sigma}_n \tan \phi), \quad (F_s)_{ult} = A \cdot (c_{residual} + \bar{\sigma}_n \tan (\phi + \phi))$$

#### 3.2. 현장 재하시험 곡선의 모사

먼저 토사부에만 근입된 8번 말뚝에 대한 수치모사를 수행하였다. 수치해석시 말뚝의 변형계수는 말뚝 몸체에 대한 실내시험을 통하여, 지반의 변형계수는 현장시험(SPT, Pressuremeter test) 및 실내시험으로부터 추정하였다. 표 1에 8번 말뚝의 수치해석시 입력치를 나타내었으며, 이후 암반에 근입된 말뚝의 수치해석시에도 토사층의 성질이 균질하다고 가정하여 같은 값을 적용하였다.

표 1 토사부 입력 물성치

통일분류법	지반정수						
	E(kPa)	$\nu$	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c(kPa)	$\psi$ (°)	
SM	9000	0.3	1.8	30	0	5	
CL	4340	0.3	1.8	0	45	0	

8번 말뚝 선단에 거치된 스타이로폼에 대한 유효성을 검증하기 위해 스타이로폼에 대한 삼축압축 시험을

수행한 결과를 그림 6에 도시하였다. 그림에서 보는 바와 같이 콘크리트 타설 직후 수압 및 콘크리트와 철근의 자중에 의해 스타이로폼의 압축이 일어나며, 변형률 90% 이후는 스타이로폼의 반력이 급격히 증가함을 알 수 있다. 그림 7에 8번 말뚝에 대한 재하시험 곡선을 수치해석 곡선과 함께 도시한 결과, 초기 부분은 두 곡선의 차이가 미미하지만 침하량이 증가함에 그 차이가 커지는 것을 볼 수 있다. 그러나 수치해석 곡선에 그림 6에서의 변형률에 따른 스타이로폼의 반력을 더한 곡선(그림 7의 점선으로 표시)의 경우 곡선의 뒷부분 역시 재하시험 곡선과 거의 비슷한 경향을 나타냄을 알 수 있다.

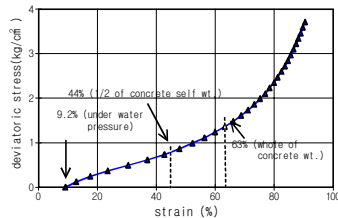


그림 6 스타이로폼 압축특성

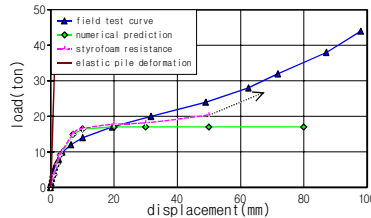


그림 7 8번 말뚝

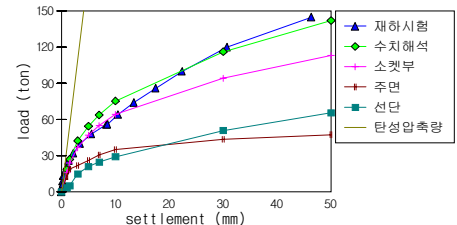


그림 8 4번 말뚝

일반적으로 암반근입말뚝에 대한 하중-변위 곡선의 초기 탄성부분의 기울기는 암주면의 변형계수에, 탄성 한계는 말뚝과 암반의 부착력  $c$ 값에, 소성영역의 거동은 선단점지압과 다이러턴시에 의존한다고 알려져 있다 (Carter & Kulhawy (1988), Kulhawy & Goodman(1987)). 따라서 완전소켓의 경우 초기 탄성영역은 말뚝과 암반의 부착력  $c_{peak}$ 를 변화시켜 가면서, 주면의 slip 이후는 선단의 변형계수와 다이러턴시각을 바꾸어 가면서 수치모사 작업을 수행하였다. 또한 slip 이후 주면 부착력의 감소를 모사하기 위해 슬립 이후의 부착력 ( $C_{residual}$ )은  $C_{peak}$ 의 1/2로 가정하였다. 수치해석 결과, 실제 재하시험 곡선에 근사하게 모사할 수 있었다(그림 8). 또한 토사부의 지지력을 뺀 소켓만의 지지력을 구하여, 이를 주면과 선단으로 나눈 값을 두부 변위에 대해 함께 도시하였다. 그 결과 주면이 부담하는 하중은 일정한 값에 수렴하며, 선단하중은 침하량에 따라 증가하는 것을 볼 수 있다.

표 2에 하중-변위 곡선을 재하시험곡선에 근사시켰을 때의 수치해석 입력 물성치를 현장 및 실내시험 물성치와 함께 나타내었다. 수치해석시 내부마찰각과 팽창각의 변화가 전체 재하시험 곡선에 미치는 영향은 미미하다고 가정하여 각각  $25^\circ$  와  $10^\circ$  로 일정하게 적용하였다. 또한 암 주면에 연직할 방향의 암반변형계수는 프레셔미터 시험에서의 E값을 그대로 입력하였다. 표 2에서 선단의 변형계수 입력치와 프레셔미터 시험으로 구한 변형계수값은 상당한 차이를 보인다. 이는 암반 굴착시 연직방향으로 교란이 일어났거나, 말뚝 선단부에 재료 분리에 의한 골재 집중화 현상 등에 기인했을 것으로 판단된다.

표 2 암반 물성치 및 수치해석 입력치

현장시험/수치모사 결과		말뚝번호(근입깊이)					
		2 (6.0m)	3 (3.0m)	4 (3.0m)	5 (3.0m)	6 (9.0m)	
현장시험 결과	공내재하시험결과 횡방향 변형계수(MPa)	Shaft	231.1	125.6	123.4	123.4	172.9
		Base	164.3	394.6	137.7	137.7	472.0
	SPT결과 N치(N/30cm)	Shaft	443	214	250	356	619
		Base	750	500	500	500	750
수치해석 입력치	말뚝-흙 부착력, $c$ (kPa)		70	200	40	50	70
	선단부 E값 (MPa)		85	50	60	55	150
	내부마찰각, ( $\phi^\circ$ )		25°				
	팽창각, ( $\psi^\circ$ )		10°				

#### 4. 현장시험 데이터로부터 하중-변위곡선 예측

현장시험 데이터로부터 말뚝의 하중-변위곡선을 예측하기 위해서, 수치모사시 입력치와 현장시험 데이터와의 관계를 분석하였다. 그 결과 암 주면과 선단의 지지력 각각에 가장 중요한 인자인 말뚝 주면의 부착력

및 선단 변형계수  $E_b$ 값과 SPT  $N$ 값과의 상관성이 좋게 나타났으며, 그림 9, 그림 10에 상관성 그래프를 도시하였다. 그림 9에서 주변지력이 타 말뚝과 상당한 차이를 보이는 3번 말뚝(그래프에서 원으로 표시)은 상관성 분석시 제외하였으며,  $N$ 값과 수치해석 입력치 사이의 상관식을 식 (7), 식(8)에 나타내었다.

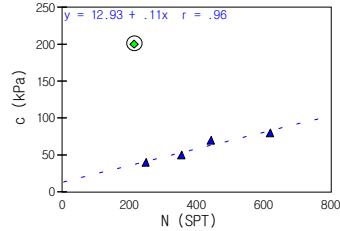


그림 9 부착력  $c$  vs.  $N$ (SPT)

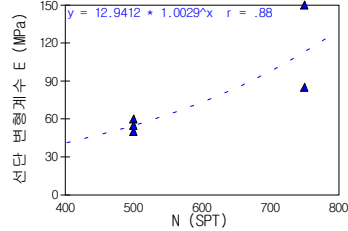


그림 10 선단 변형계수 vs.  $N$ (SPT)

$$c(\text{kPa}) = 12.93 + 0.11 \times N \quad (7)$$

$$E_b(\text{MPa}) = 12.94 \times 1.003^N \quad (8)$$

여기서,  $N$ 은 표준관입 시험에서 30cm 관입에 필요한 타격회수 환산값이다. 식(7)과 식(8)을 이용하여 각 말뚝의 수치해석 입력치  $c$  및  $E_b$ 를 추정하여 예측한 하중-변위 곡선을 재하시험 곡선과 함께 그림 11~그림 14에 나타내었다. 그림에서 볼 수 있듯이 하중-변위 거동을 재하시험 곡선과 근사하게 예측할 수 있었다.

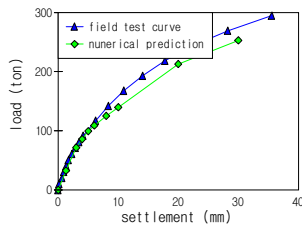


그림 11 2번 말뚝

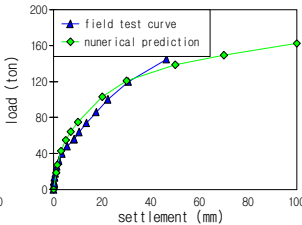


그림 12 4번 말뚝

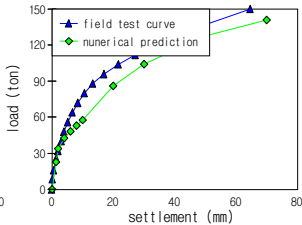


그림 13 5번 말뚝

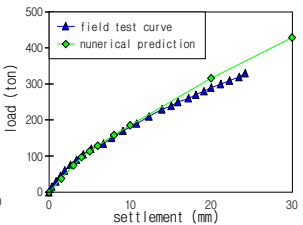


그림 14 6번 말뚝

## 5. 결론

강풍화된 편마암에 근입된 직경 40cm의 현장타설 콘크리트 말뚝에 대한 재하시험을 수행하고 이 결과를 이용하여 암반근입말뚝의 하중-변위 거동 예측을 위한 수치해석을 수행하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 재하곡선의 초기 탄성영역의 기울기는 암반 주변의 변형계수  $E_b$ 값을, 탄성영역의 극한하중은 부착력  $c$ 값을, slip 이후 소성영역의 기울기는 접촉면의 다이러턴시각  $\psi$ 와 선단의 변형계수를 변화시켜 가면서 역해석을 수행한 결과 암반근입말뚝의 하중-변위 거동을 묘사할 수 있었다.
- 2) 수치해석에 중요 입력변수  $c$ 와  $E_b$ 값은 SPT 시험의  $N$ 값과 좋은 상관성을 가지며, 이들간의 상관식으로부터 말뚝의 하중-변위관계를 실제 재하시험 결과에 근사하게 예측할 수 있었다.
- 3) 본 연구에서 제안한 경험적 상관식들은 그 관계가 도출된 현장에 대해서만 검증되었으므로, 다른 현장에 대한 적용성 검증과정이 필요하다.

## 6. 참고문헌

- Carter, J. P. and Kulhawy, F. H., Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock, Report EL-5918, Electric power research institute, Palo Alto, California, 1988, pp. 188.
- Cundall, P. A., Explicit finite difference methods in geomechanics, In numerical methods in engineering, proceedings of the EF conference on numerical methods in geomechanics, Blacksburg, VA, Desai, C. S.(ed.) Vol. 1, 1976, pp. 132~150.
- Kulhawy, F. H. and Goodman, R. E., Foundations in Rock, Chapter 55 in Ground engineers reference book, Bell, F. G.(ed.), Butterworths, London, 1987
- Pells, P. J. N., and Rowe, R. K., and Turner, R. M., An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone, In proceedings, Conference on structural foundations on rock, Pells, P. J. N.(ed.), Sydney, Australia, Vol. 1, 1980, pp. 291~302.