

굴착면 거칠기를 고려한 암반 근입 현장타설말뚝의 주면 하중전이함수 제안

Shear Load-Transfer Function of Rock-Socketed Drilled Shafts Considering Borehole Roughness

설 훈 일¹ Seol, Hoon-Il

정 상 섭² Jeong, Sang-Seom

우 상 윤³ Woo, Sang-Yoon

한 근 택⁴ Han, Keun-Taek

Abstract

Shear load transfer characteristics of rock-socketed drilled shafts were analyzed. The constant normal stiffness (CNS) direct shear tests were performed to identify the major influencing factors of shaft resistance, i.e., unconfined compressive strength, borehole roughness, normal stiffness, initial confining stress, and material properties. Based on the CNS tests, shear load transfer function of drilled shafts in rocks is proposed using borehole roughness and the geological strength index (GSI), which indicates discontinuity and surface condition of rock mass in Hoek-Brown criterion (1997). The proposed load-transfer function was verified by the load test results of seven rock-socketed drilled test shafts subjected to axial loads. Through comparisons of the results of load tests, it is found that the load-transfer function by the present study is in good agreement with the general trend observed by in situ measurements, and thus represents a significant improvement in the prediction of load transfer of drilled shafts.

요 지

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면하중전이특성을 분석하기 위하여, 주요 영향요소(일축압축강도, 거칠기, 수직강성, 초기구속응력, 재료성질)에 따라 일정수직강성(Constant Normal Stiffness, CNS)조건의 직접전단시험을 수행하였다. 그 결과 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면하중전이특성을 3구간으로 이상화할 수 있었으며, 각 구간에서의 거동을 지배하는 주요 요소의 영향 및 그에 따른 거동을 파악할 수 있었다. 이를 토대로 암반의 절리 및 풍화상태를 나타내는 GSI(Geological Strength Index)를 이용한 Hoek-Brown 파괴기준(1997)을 적용하여, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 굴착면 거칠기를 고려한 새로운 주면 하중전이함수를 제안하였다. 제안된 하중전이함수는 기존 7본의 말뚝 재하시험 결과와 비교분석을 수행하였으며, 그 결과 본 제안식이 암반 굴착면의 거칠기 및 암반특성을 적절히 반영함을 알 수 있었다.

Keywords : Borehole roughness, Constant normal stiffness, Drilled shaft, GSI, Hoek-Brown criterion, Rock-socket, Shear load transfer function

1 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

2 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr, 교신저자)

3 연세대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

4 포스코건설 토목기술팀 차장 (Deputy General Manager, Civil & Environment Div., Posco E&C)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 산정은 주로 현장재하시험이나 무결암의 일축압축강도만을 이용한 경험적 방법에 의존해 왔다. 그러나 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계지지력은 극한지지력(ultimate bearing capacity)보다는 상부 구조물에 손상을 주지 않는 허용 변위 내에서의 한계지지력(serviceability limit capacity)에 의해 결정되므로, 상부재하 하중이 주면마찰력과 선단지지력으로 발현되어 가는 하중전이특성 파악이 필수적이다. 또한, Horvath 등(1983), O'Neill 등(1995)의 연구에 따르면 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력은 암석의 일축압축강도 외에 굴착면의 거칠기, 암반의 재료특성, 초기 수직응력, 말뚝의 직경, 암반의 절리 및 풍화도 등에 크게 영향을 받는 것으로 나타나 있다. 따라서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 합리적이고 경제적인 설계를 위해서는 현장타설말뚝의 주면마찰력에 영향을 끼치는 여러 영향요소를 고려한 주면 하중전이합수가 필요하다.

비록, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면 하중전이합수는 소수 있기는 하나(Baquelin, 1982; O'Neill 등, 1995), 대부분 암반 굴착면 거칠기, 절리 및 풍화도 등이 제대로 반영되지 않았으며 시험대상 암반종류가 주로 이암, 혈암, 사암 등으로 국내에 주로 분포하는 화강암 또는 편마암과는 역학적 성질이 매우 상이하여, 국내의 현장타설말뚝에 대한 적용성이 낮기 때문에 이에 대한 연구가 필요한 실정이다. 국내 암반을 대상으로 Kim and Jeong 등(1999)은 현장재하시험과 수치해석을 통해 하중전이합수를 제안한 바가 있으나, 국내 현장타설말뚝-암반 접촉면에서의 거동에 영향을 미치는 다양한 영향인자에 대하여 보다 체계적인 연구가 필요한 상태에 있다.

암반에 근입된 현장타설말뚝의 말뚝-암반 경계면은 축방향 전단시 거칠기에 의한 근입부 직경의 증가(Δr)와 이에 따른 수직응력의 증가($\Delta \sigma_n$)로 설명되는 일정강성조건으로 모델링이 가능하다. 따라서 본 연구에서는 문헌조사(Seidel and Collingwood, 2001; 이명환 등, 2003; Nam, 2004)를 바탕으로 정량화된 거칠기를 가진 유사 암석시편과 말뚝시편을 제작하여 일축압축강도, 수직강성, 초기수직응력 등의 시험경계조건에 따라 일정수직강성(Constant Normal Stiffness, CNS)조건의 직접전단시험을 수행하였으며, 이를 통해 주면마찰력 영향요소

에 따른 주면하중전이특성을 분석하였다. 또한 암반의 절리 및 풍화상태를 나타내는 GSI(Geological Strength Index)를 이용한 Hoek-Brown 파괴기준을 적용하여, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 새로운 주면 하중전이합수를 제안하고, 기존 재하시험 자료와 비교·분석을 수행하여 그 적용성과 신뢰도를 검토하였다.

2. 일정수직강성(Constant Normal Stiffness)조건의 직접전단시험

2.1 개요

암반에 근입된 현장타설말뚝은 축방향 전단시 굴착면 거칠기에 의하여 팽창(dilation, Δr)이 발생된다. 이 때 말뚝-암반 경계면에서의 일정강성조건(Constant Normal Stiffness, CNS)에 따라 수직응력(normal stress)이 크게 증가($\Delta \sigma_n$)하게 된다. 결과적으로 증가된 수직응력은 말뚝의 주면마찰력을 증가시키게 된다. 이러한 관점에서, 말뚝-암반 경계면은 일정수직강성(CNS)조건의 직접전단시험으로 모델링이 가능하다.

CNS 직접전단시험은 Lam 등(1982), Johnston 등(1987)에 의해서 그 사례가 발표된 이후에 연구가 활발히 진행 중이며, 이중 이등변 톱니 모양의 인공절리에 대한 CNS 직접전단시험 결과를 바탕으로 암반-말뚝 경계면 거동을 그림 1에 나타난 바와 같이 3단계로 이상화할 수 있다. 1단계는 탄성구간으로 수직팽창(dilation)이 일어나기 전 상태(sticking)이며, 2단계는 탄·소성구간으로 미끄러짐(slip)이 일어나는 동안 수직팽창에 의해 전단응

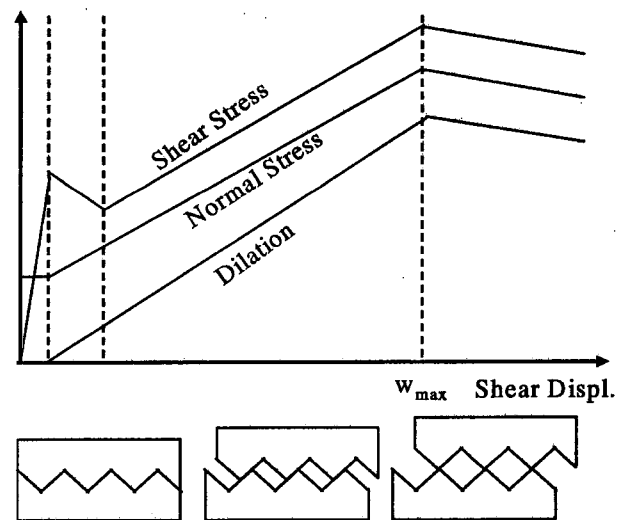


그림 1. 이상화된 톱니모양 시편의 CNS 시험결과(Johnston 등, 1987)

력의 증가가 이루어지는 단계이며, 3단계는 큰 변형상태에서 거칠기의 파쇄 및 잔류강도에 도달하여 일정한 전단응력이 발휘되는 소성구간이다.

2.2 CNS 직접전단 시험방법

2.2.1 굴착면 거칠기 정량화

굴착면 거칠기는 암반 근입된 말뚝의 주면마찰력의 중요 요소로써 이에 대한 중요성은 많은 연구자들(Johnston 등, 1987; Horvath and Kenney, 1979)에 의해 보고되었다. 이러한 굴착면 거칠기의 영향을 실내 CNS 전단시험으로 파악하기 위해서는 우선 굴착면 거칠기의 측정 및 정량화 작업이 선행되어야 한다.

일반적으로, 굴착면 거칠기를 측정하기 위한 방법으로는 굴착 공내에 레이저 프로파일게이지(laser profile gauge)를 설치하여 직접 측정하는 방법과 공벽 거칠기의 탁본을 떠서 이를 실내에서 측정하는 방법이 있으며, 측정된 거칠기를 수치적으로 정량화하는 방법으로는 Barton and Choubey(1977)의 JRC(joint roughness coefficient), 진폭, 기울기, 프랙털(fractal) 차원 등을 이용하는 방법 등이 대표적으로 사용되고 있다.

거칠기 정량화는 거칠기의 측정간격의 크기에 따라 크게 달라지기 때문에 이에 대한 영향을 반드시 고려해야 한다. 따라서 본 연구에서는 프랙털(fractal) 차원을 거칠기 요소 높이와 각에 대한 통계 값으로 이용한 Seidel and Harberfield(1995)가 제안한 정량화 방법을 적용하였다. 이는 말뚝-암반 경계면을 일정한 길이의 현(chord length, l_a)으로 이상화하여 현의 각도(θ)가 정규분포(Gaussian)하는 것으로 가정한다. 이로부터 자연 상태의

불규칙적인 거칠기 프로파일을 식 (1)과 같이 일정한 높이(Δr)를 가지는 규칙적인 삼각형태의 거칠기로 정량화할 수 있다. 이때, 거칠기 높이는 일정한 길이의 현(l_a)에 의해 결정되므로, 수렴되는 l_a 값을 기준으로 산정한다.

$$\Delta r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\Delta r_i| = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n l_a \sin(\theta_i) \quad (1)$$

Seidel and Harberfield(1995)이 제안한 방법을 통하여 정량화된 여러 암종의 거칠기 높이를 표 1에 요약하였다. Seidel and Collingwood(2001)는 암석의 일축압축강도에 따른 거칠기의 유효 평균높이를 기존의 현장 말뚝 재하시험 결과를 Rocket Program을 통해 역해석하여 발표하였으며, Nam(2004)은 점토질 셰일, 석회암 지역에서 굴착기계(auger, core barrel)를 달리하여 시공한 암반 굴착면의 거칠기를 측정하여 정량화하였다.

국내의 경우, 이명환 등(2003)이 국내 화강암, 편마암 등의 10개 지역에서 약 15회에 걸쳐 굴착면 거칠기를 직접 탁본하여, 거칠기 평균높이를 요소길이(segment length, $\approx 2l_a$) 50mm를 기준으로 정량화하였다. 그 결과, 국내의 경우 굴착면의 거칠기 평균 높이는 1~4mm 정도의 범위를 보였으며, 이는 본 연구지역(편마암질 3개 지역)에서 직접 측정된 거칠기 높이 1~7.5mm 범위 내에 포함된다. 따라서 제한된 자료이지만 국내의 대표적인 암반 굴착면 거칠기는 요소길이 50mm($l_a \approx 25$ mm), 거칠기 높이 1mm~7mm 범위로 산정 가능하므로, 이를 CNS 직접전단시험에 적용하였다.

2.2.2 시편제작 및 시험장비

CNS 직접전단시험을 위한 암시편은 거칠기 정량화

표 1. 국내외 지역의 굴착면 거칠기 정량화 결과

제안자	암종	일축압축강도 (MPa)	현 길이, l_a (mm)	거칠기 높이 (mm)	거칠기 각도 (deg)	비고
본 연구	편마암	5-50	25	1-7.5	2.3-17.5	Drilling bit
Seidel 등 (2001)	셰일, 이암, 사암, 편암, 백악, 석회암	5-10	-	3-15	-	Back-analysis
	화강암	10-70	-	2-8	-	
이명환 등 (2003)	편마암	100-150	25	1-4	2.3-9.1	RCD
	사암	30-130	25	1-4	2.3-9.1	
	안산암	75-77	25	1-4	2.3-9.1	
Nam (2004)	Clay Shale	2.1-12	50	3.6-5.3	4.1-6.1	Auger
			50	4.7-5.8	5.4-6.6	Core Barrel
	Limestone	10	50	3.2-3.2	3.7-4.2	Auger
			50	4.3-5.1	4.9-5.8	Core Barrel

결과를 바탕으로 실제 암블록(rock block)을 톱니모형의 거칠기로 성형해야하나, 대형 암블록 채취의 어려움, 질리 및 풍화에 따른 정밀한 거칠기 성형의 어려움 등의 이유로 다수의 시험을 수행하기가 부적절하다. 따라서 본 연구에서는 공업용 석고를 이용하여 강도가 다른 2 종류의 유사 암시편을 제작하였다. 공업용 석고는 물과 혼합하여 거칠기 성형을 손쉽게 할 수 있으며, 수화 작용 후 장기강도가 시간에 따라 변하지 않기 때문에 암을 모사하기에 유용하다.

최근 국내에서 시공되는 대구경 현장타설말뚝의 콘크리트 배합강도는 40MPa까지 이용되고 있다. 하지만 콘크리트를 이용하여 말뚝시편을 제작 시에는 골재의 영향으로 어려움이 있기 때문에 40MPa 강도를 발현하는 고강도 시멘트 모르타르를 대체하여 사용하였으며, 건식 양생일수별 일축압축강도를 측정한 결과 12일에서 목표 강도를 발현하는 것으로 나타났다. 본 연구에서 사용한 두 종류의 유사 암시편과 현장타설말뚝 시편의 일축압축강도, 탄성계수, 포아송비 등의 재료특성은 표 2에 나타내었다.

시편의 형상은 앞서 기술한 정량화 결과를 바탕으로 그림 2와 같이 요소길이(segment length, $\approx 2 \cdot l_a$) 50mm, 거칠기 높이 2mm, 4mm, 7mm를 가지는 이등변 삼각형 나치를 가지는 톱니모양으로, 총 시편길이 175mm, 폭 100mm 크기로 제작되었다.

또한 CNS 직접전단시험을 통해 암반에 근입된 현장 타설말뚝의 경계면을 모델링하기 위해서는 대형 암석 블럭 시편의 사용이 가능하며, 전단면적의 변화에 따른 보정, 수직·수평변위 계측 및 그에 따른 정밀한 하중 제어 등이 가능한 시험장비가 필요하다. 본 연구에서는 이러한 조건을 만족하며, 일정수직하중(Constant Normal Load, CNL) 및 일정수직강성(Constant Normal Stiffness, CNS)조건의 직접전단 시험이 가능한 대형 시험기를 그림 3과 같이 주문 제작하여 시험을 실시하였다. 폭 2m, 높이 2m 크기의 CNS 직접 전단 시험기는 서보조정 유압 펌프장치(servo-controlled hydraulic actuator)를 이용하여 각각 150ton의 전단 및 수직 하중의 재하가 가능하

표 2. 시편의 재료특성

Specimen	Material	Q_u (MPa)	E_{intact} (MPa)	ν
Rock A	Gypsum plaster	20.1	2720	0.30
Rock B		35.2	3550	0.25
Shaft	Cement mortal	41.5	21000	0.3

며, 분리형 전단박스는 최대 폭 200mm × 너비 150mm × 높이 100mm를 가진다. 제어장치인 퍼스널 컴퓨터는 A/D 변환기(analog-digital convert)를 이용하여 전단 및 수직방향의 로드셀(load cell) 및 내장 변위변환기(linear variable differential transformer, LVDT)로부터 하중과 변위를 자동으로 기록하며, 시험 경계조건에 따라 시험기를 제어한다.

2.2.3 시험조건

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력에 영향을 미치는 영향요소를 파악하기 위하여, CNS 직접전단시험을 2종류의 일축압축강도를 가지는 톱니모형 시편을 대상으로 수직강성과 초기수직응력을 달리하며 총 54 회 수행하였다. 암반 근입부는 탄성공간에서의 무한 실린더형 공동확장이론(expansion of an infinite cylindrical

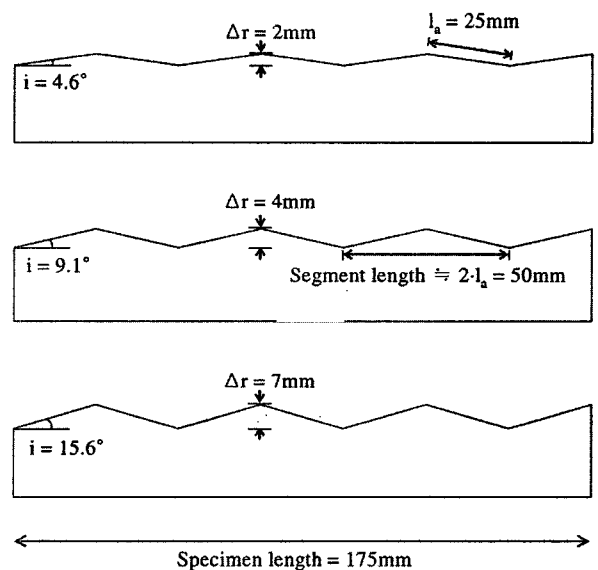


그림 2. CNS 직접전단시험을 위한 톱니모양의 시편

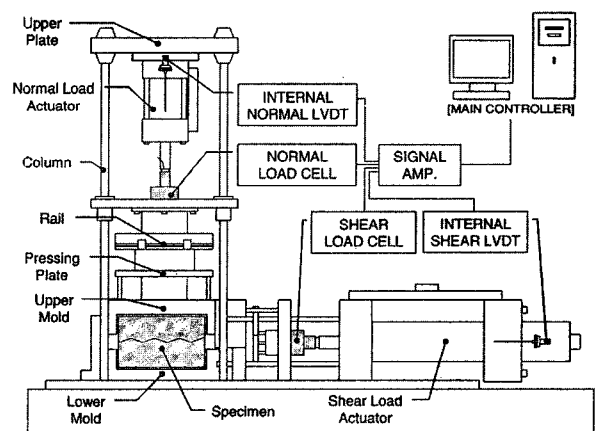


그림 3. CNS 직접전단시험 장비 개요도

표 3. CNS 직접전단시험 조건

변수	변수 값		
일축압축강도, q_u (MPa)	20	35	
거칠기 높이, Δr (mm)	2	4	7
수직강성, K_N (MPa/mm)	0.2	0.5	1.0
초기수직응력, σ_{ini} (MPa)	0.35	0.7	1.05
총 시험횟수 = $(2 \times 3 \times 3 \times 3) = 54$ 회			

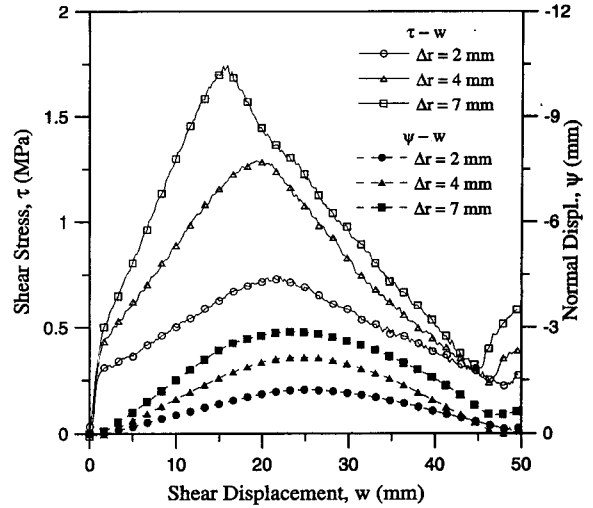
cavity; Boresi, 1965)으로 근사화하여 수직강성(K_N)을 식 (2)와 같이 암반의 탄성계수(E_m), 포아송비(ν_m), 말뚝의 반지름(r)의 함수로 나타낼 수 있으며, 이는 말뚝의 주변영향요소로 작용됨을 알 수 있다. 본 시험에서는 국내의 암반 및 현장타설말뚝의 일반적인 물성을 기준으로 수직강성을 역계산하여, 크게 0.2 MPa/mm, 0.5 MPa/mm, 1.0 MPa/mm으로 나누어 CNS시험에 적용하였다.

$$K_N = \frac{\Delta\sigma_N}{\Delta r} = \frac{E_m}{r(1+\nu_m)} \quad (2)$$

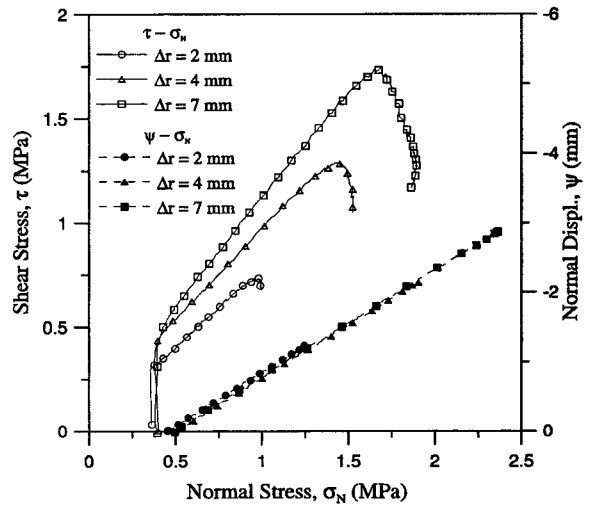
콘크리트 타설시 암반 근입부에 작용하는 초기수직응력(σ_{ini})은 콘크리트 타설 속도, 골재의 아칭효과, 경화 속도, 다짐정도, 시멘트 수축정도 등 복잡한 요소들에 의해 결정된다(Clayton and Milititsky, 1983). 그러나 이러한 요소들에 대한 정량적인 연구는 부족한 상태로, Clear and Harrison(1985), Lings 등(1994)은 5~30m 근입 깊이에서 측정된 초기수직응력의 범위는 약 50~500kPa를 나타낸다 하였다. 따라서 본 시험에서는 30m 이상의 대심도 말뚝을 고려하여 초기수직응력을 크게 0.35MPa, 0.70MPa, 1.05MPa으로 나누어 적용하였다.

2.3 시험결과 및 분석

앞서 기술한 시험조건에 따라 총 54회의 CNS전단시험을 수행하였으나, 그중 본 연구에서는 그중 전형적인 시험결과만을 제시한다. 그림 4는 수직강성 0.2MPa/mm, 초기수직응력 0.35MPa인 조건하에서 거칠기 높이(2, 4, 7mm)에 따른 유사암석 A의 전단응력-전단변위($\tau-w$), 수직변위-전단변위($\psi-w$), 전단응력-수직응력($\tau-\sigma_n$), 수직변위-수직응력($\psi-\sigma_n$)의 관계를 나타낸다. 그림 4(a)의 전단응력-전단변위($\tau-w$)에서 탄·소성구간에서의 최대 전단강도가 거칠기의 높이가 증가함에 따라 커지는 이유는 앞에서 언급하였듯이 수직팽창 증분(dilation)이 커짐에 따라 수직응력 증분이 증가($\psi-\sigma_n$ 관계 참조) 하여



(a) 전단변위에 따른 전단응력 및 수직변위



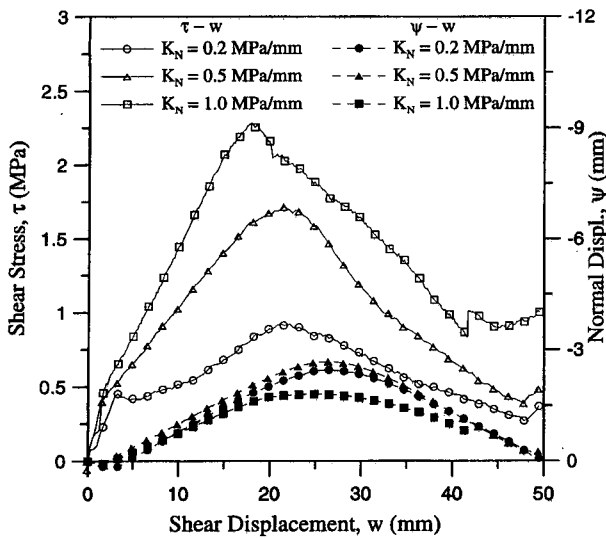
(b) 수직응력에 따른 전단응력 및 수직변위

그림 4. 굴착면 거칠기에 따른 영향(유사암석 A, $K_N=0.5\text{MPa/mm}$, $\sigma_{ini}=0.35\text{MPa}$)

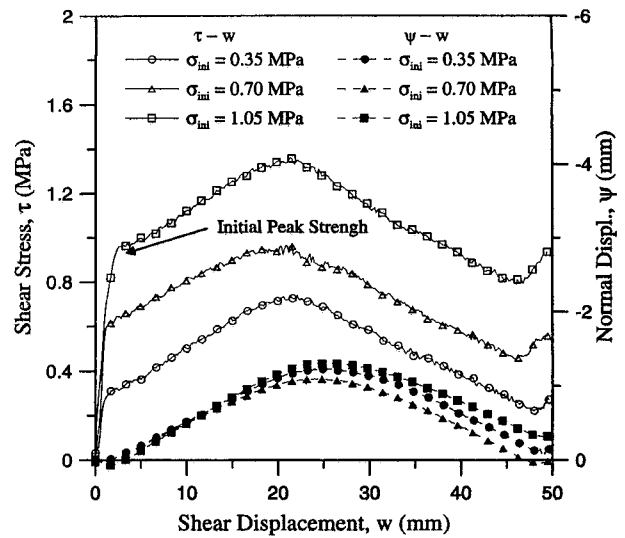
전단응력($\tau-\sigma_n$ 관계 참조)이 증가하였기 때문이다.

이는 그림 5와 같이 거칠기 높이가 4mm로 일정한 조건에서 수직강성(0.2, 0.5, 1.0MPa/mm)이 증가할수록 최대 전단강도가 증가되는 유사암석 B의 전단거동과 같은 메커니즘이다. 거칠기 높이가 같기 때문에 전단 거동시 발생하는 수직팽창량(Δr 량은 동일하여도, 수직강성이 커짐에 따라 발생하는 수직응력이 증가하므로 최대 전단강도는 증가한다. 여기서 주의할 점은 거칠기가 같은 경우 수직강성이 달라지더라도 전단응력-수직응력($\tau-\sigma_n$)의 기울기는 같지만, 거칠기가 달라질 경우에는 같은 재료라도 경계면의 마찰각을 의미하는 전단응력-수직응력($\tau-\sigma_n$)의 기울기가 달라진다는 점이다.

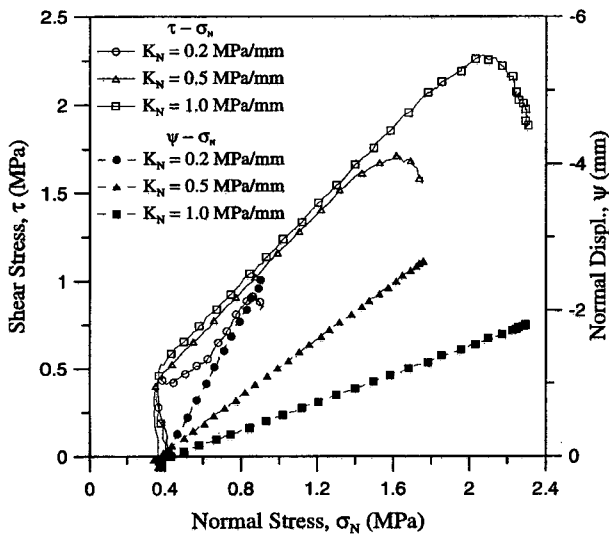
또한 거칠기 높이와 수직강성이 증가할수록 초기 첨두강도(initial peak strength) 이후의 탄·소성구간에서는



(a) 전단변위에 따른 전단응력 및 수직변위

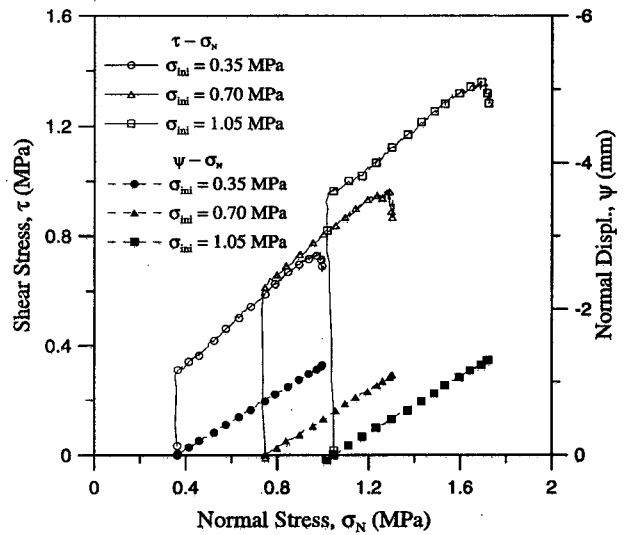


(a) 전단변위에 따른 전단응력 및 수직변위



(b) 수직응력에 따른 전단응력 및 수직변위

그림 5. 수직강성에 따른 영향(유사암석 B, $\Delta r=4\text{mm}$, $\sigma_{ini}=0.35\text{MPa}$)



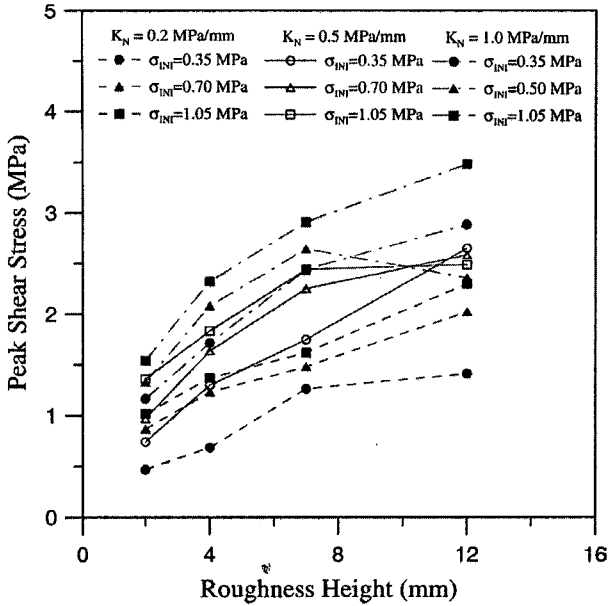
(b) 수직응력에 따른 전단응력 및 수직변위

그림 6. 초기수직응력에 따른 영향(유사암석 A, $\Delta r=2\text{mm}$, $K_N=0.5\text{MPa/mm}$)

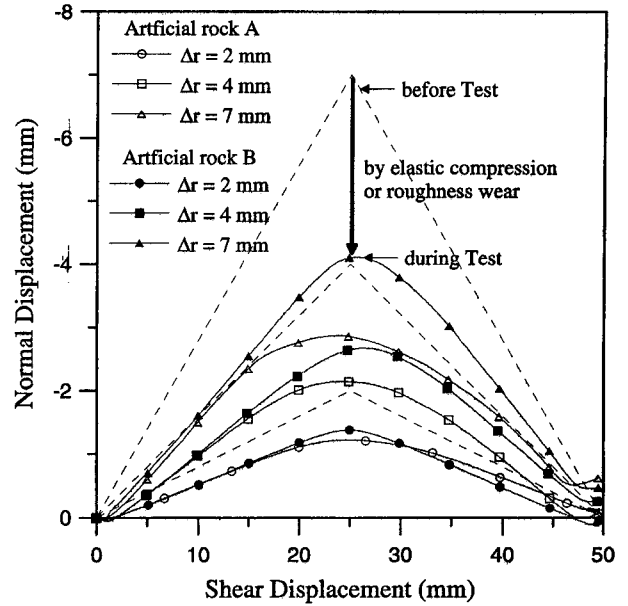
전단강성이 커져 최대 전단강도는 증가하지만(그림 4, 5 참조), 이와 달리 초기수직응력은 초기 침투강도가 발현되기 이전의 탄성구간의 전단강성 및 전단강도와 관련이 있을 뿐 이후 탄·소성구간에서의 전단강성과는 무관하다(그림 6 참조). 이는 거칠기 높이와 수직강성이 탄성구간의 전단강성 및 초기 침투강도에 아무런 영향이 없는 것을 의미한다. 주의할 점은 본 시험에서는 말뚝시편과 유사암석시편을 분리·제작하여 실제 콘크리트 타설 시의 부착력을 모사하지 않았으므로, 전단시험에서의 초기 침투강도는 실제 암-콘크리트 경계면의 값보다 작게 나타났을 수 있다는 것이다. 그러나 이는 그림 1에 나타난 바와 같이 경계면의 미끄러짐이 발생되면 초기 침투 전단강도는 다소 감소하여 CNS 직접전

단시험과 비슷한 크기의 값을 가질 것이다.

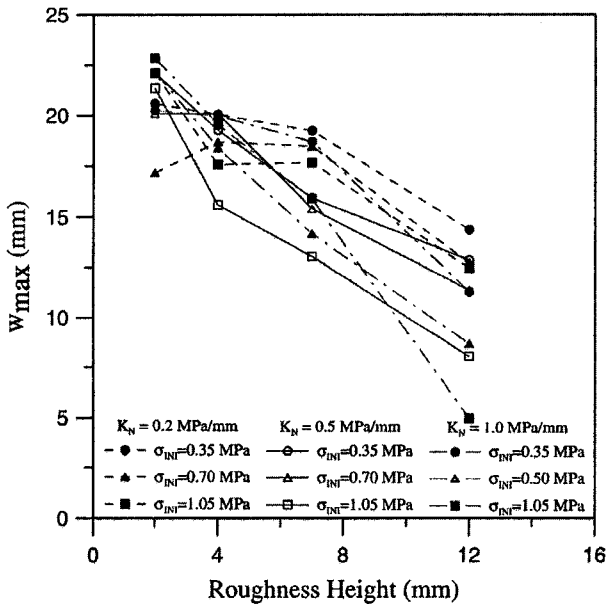
그림 7은 유사암석A 36개 시편($\Delta r=12\text{mm}$ 시편 9개 포함)의 시험결과를 종합하여 거칠기 높이에 따라 최대 전단강도, τ_{max} (그림 7(a))와 최대전단강도 발현시의 전단변위, w_{max} (그림 7(b))를 나타낸다. 본 연구결과, 암-콘크리트 경계면의 최대 전단강도는 거칠기 높이, 수직강성, 초기 수직응력의 영향을 크게 받음을 알 수 있다. 최대 전단강도는 앞의 시험결과와 마찬가지로 거칠기 높이, 수직강성 초기 수직, 초기 수직응력이 증가할수록 커지는 것을 알 수 있으나(그림 7(a) 참조), 그 값이 비례적으로 증가하지는 않는다. 이는 그림 4~6에서의 시험결과에서도 볼 수 있듯이 말뚝-암 경계면의 전단 거동시



(a) 거칠기 높이에 따른 최대전단강도(τ_{max})

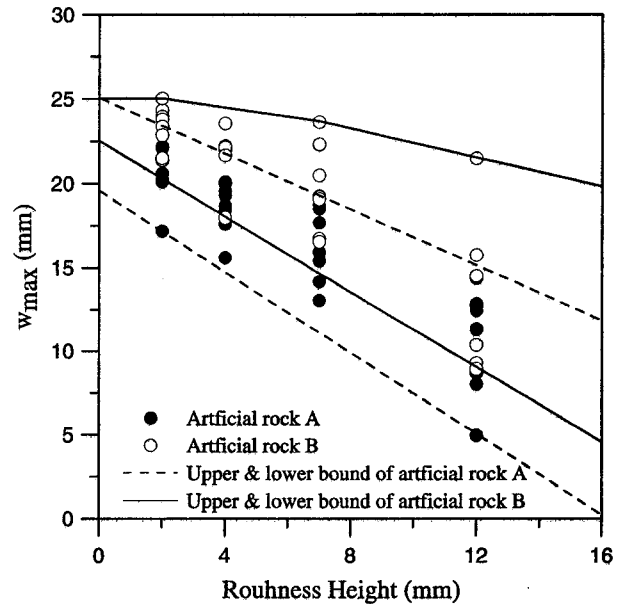


(a) 거칠기의 높이 및 수직변위



(b) 최대전단강도 발현시의 전단변위(W_{max})의 범위

그림 7. 주변영향인자에 따른 최대 전단강도 및 전단변위 변화



(b) 최대전단강도시의 전단변위(W_{max})의 범위

그림 8. 재료강도에 따른 영향

거칠기가 파괴되지 않고 미끄러져 넘어가는 현상 (overtopping)보다는 대부분 거칠기 높이, 수직강성, 초기수직응력이 커짐에 따라 더 작은 전단변위(25mm 이전)에서 시편의 거칠기가 파쇄 되어 최대 전단강도가 발현되기 때문이다. 그림 8(b)는 이러한 영향정도를 전체적으로 잘 나타내고 있지만, 수직강성 및 초기수직응력의 영향은 거칠기의 영향에 비해 뚜렷하지 않은 것으로 나타났다.

본 CNS 직접전단시험에서는 일축압축강도와 탄성

계수 값이 큰 유사암석B의 최대 전단강도가 유사암석 A의 최대 전단강도 값에 비해 전체적으로 크게 나타났다. 이는 그림 8(a)에서 보듯이 재료강도가 클수록 거칠기의 탄성압축량 혹은 거칠기 파쇄량이 작아 발생된 수직팽창(dilation) 및 수직응력(normal stress)이 크기 때문이다. 또한 동일한 시험 조건하에서 최대 전단강도가 발현되는 전단변위(W_{max})의 범위가 그림 8(b)에 나타난 바와 같이 재료강도가 클수록 상대적으로 크기 때문이다.

3. 암반 근입 현장타설말뚝의 주면 하중전이합수

3.1 Hoek-Brown 파괴기준 적용

Hoek-Brown의 파괴기준(1997)은 많은 실험을 토대로 제안된 기준으로 극한상태를 추정하는데 있어 암석(intact rock)뿐만 아니라 암반(rock mass)에도 적용할 수 있는 가장 실제적인 모델이며, 식 (3)과 같이 파괴시의 최대주응력(σ_{1f})과 최소주응력(σ_3)사이의 관계로 표현된다.

$$\sigma_{1f} = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3)$$

여기서, σ_{ci} 는 암석의 일축압축강도이며, m_b , s , a 는 암석 삼축압축시험과 GSI 등에 따라 산정되는 재료상수이다. GSI는 암반의 절리 및 풍화의 발달함에 따라 지반의 강

도 저감을 나타내는 정성적인 값으로, 암반분류법 RMR (rock mass rating)값 또는 Q-value와의 상관식으로부터 구할 수도 있다

또한, 주응력 형태의 Hoek-Brown 파괴기준은 식 4와 같이 수직응력(σ_n)과 전단응력(τ)의 관계로 나타낼 수 있으며, 이는 그림 9(a)와 같이 직선형태의 Mohr-Coulomb 기준과 다르게 비선형 형태로 표현된다.

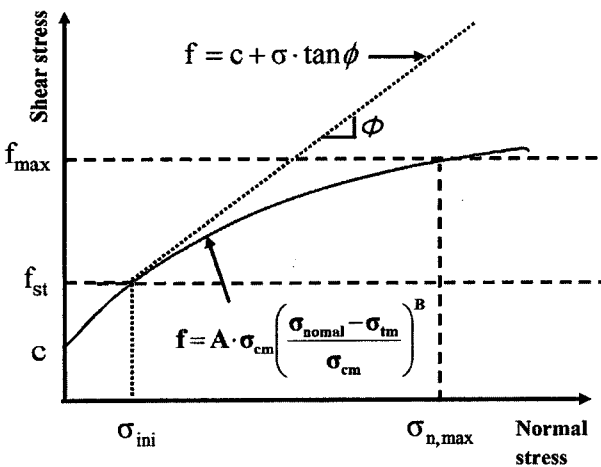
$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\sigma'_n - \left(-\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \right) \right)^B \quad (4)$$

여기서, A와 B는 상수이다.

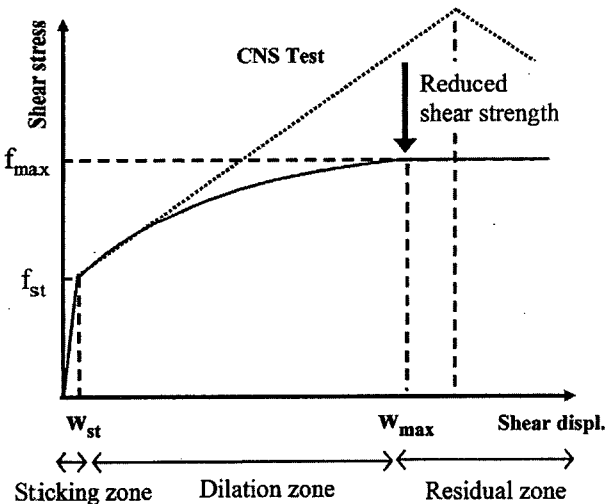
3.2 주면 하중전이합수 제안

본 연구에서 수행한 CNS 직접전단시험 분석 결과, 암반 근입 현장타설말뚝의 주면하중전이 거동은 암반 굴착면의 거칠기, 말뚝 직경 및 수직강성, 초기수직응력, 암반의 강도 및 특성 등에 의해 크게 영향을 받는 것으로 나타났으며, 합리적인 말뚝의 설계를 위해서는 이러한 영향요소들이 고려되어야 한다.

CNS 직접전단시험을 토대로 제안된 전단강도 공식 (Ladanyi-Archambault, 1970; Barton and Choubey, 1977; Indraratna 등, 1999)들이 다수 존재하나, 대부분 Mohr-Coulomb의 전단강도식을 수정한 형태이다. 이는 암석 상태에 가까운 시편을 대상으로 수행되어 암반의 절리, 풍화 정도의 크기를 반영하지 못하므로, 실제 현장조건을 반영하기가 어렵다. 따라서 본 연구에서는 CNS 직접전단시험 결과 및 기존의 실제암석을 대상으로 수행된 CNS 직접전단 시험 결과를 토대로 암반의 절리와 풍화 상태를 나타내는 GIS(Geological Strength Index)를 이용한 Hoek-Brown의 파괴기준을 적용하여, 보다 현장여건을 반영할 수 있는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면 하중전이곡선을 식 (5)와 같이 제안하였다.



(a) 전단응력-수직응력



(b) 전단응력-전단변위

그림 9. 수직응력 및 전단변위에 따른 제안식의 전단응력 변화

$$f = A \sigma_{ci} \left(\frac{(\sigma_{ini}) - \left(-\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \right)}{\sigma_{ci}} \right)^B \times \frac{w(z)}{w_{st}} \quad (w(z) \leq w_{st}) \quad (5a)$$

$$f = A \sigma_{ci} \left(\frac{(\sigma_{ini} + K_n (w - w_{st}) \tan i) - \left(-\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \right)}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (w_{st} < w(z) \leq w_{max}) \quad (5b)$$

$$f = f_{max}(z) \quad (w_{max} < w(z)) \quad (5c)$$

여기서, σ_{ci} =암석의 일축압축강도, σ_{normal} =말뚝-암반 경계면에서의 수직응력, σ_{tm} =암반의 인장강도= $-\sigma_{ci}/m_b$, σ_{ini} =초기수직응력= $k_v \sigma'_{vo}$, $A=0.35$, $B=GSI$ 따라 결정되는 상수, i =굴착면 거칠기 각도, s , m_b =암반의 Hoek-Brown 재료상수, w =말뚝-암반 경계면에서의 변위량, w_{st} =탄성거동이 발현하는 최대 변위량= $0.5 \sim 2mm$, w_{max} =최대주면마찰력이 발현하는 변위량, K_n =암반의 수직강성을 의미한다.

본 연구에서 제안한 주면 하중전이함수는 그림 9(a)와 같이 CNS직접전단시험시 선형의 수직응력-전단응력 관계(점선부분)를 비선형 형태(실선부분)로 나타낼 수 있으며, 이는 그림 9(b)와 같이 말뚝거동에 영향을 주는 암반의 절리 및 풍화의 크기 정도가 반영되어 산정되므로 실제 거동에 더욱 근접한 결과라고 판단된다.

4. 재하시험 결과의 비교·분석

본 연구에서 제안한 주면 하중전이함수는 CNS 직접전단시험결과와 암반의 파괴기준 이론을 접목하여 제안된 것으로 실제 현장상태에서의 적용성 판단을 위하여 기존 2개 현장(동탄, 인천)에서 수행된 7본의 시험말뚝 재하결과(권오성, 2004; 정성준 등, 2005)와 비교분석을 수행하였다. 동탄지역의 4본의 시험말뚝은 그림 10과 같이 직경 1000mm, 길이 13.8m로 풍화암과 연암에 약 2~2.5m 근입 되어 있으며, 정재하 방식으로 시험이 수행되었다. 인천지역의 3본의 시험말뚝은 그림 11과 같이 직경 2400~3000mm, 길이 40~45m의 대구경 현장타설말뚝으로서, Osterberg-cell 재하시험으로 수행되었다.

기존 재하시험의 지반물성(암종, 말뚝길이, 말뚝직경, f_w 측정 위치, 일축압축강도, 암반 탄성계수, RQD,

RMR, GSI) 및 본 제안식의 입력 값은 표 4와 같으며, 이를 바탕으로 본 연구에서 제안한 주면 하중전이함수와 재하시험결과(f_w 곡선)를 비교하여 나타내었다. 입력된 GSI는 RMR 및 RQD를 이용하여 산정하였으며, 거칠기 각도(i)는 국내 암반 굴착면의 중간정도 거칠기 값을 적용하였다. 또한, 계수(B) 및 그 밖의 입력 값은 CNS 직접전단시험결과를 토대로 풍화암과 연암에 따라 각각 산정하였다. 본 비교에서는 식 (2)를 이용하여 수직강성 산정시 말뚝반경(r)값 대신에 말뚝직경의 제곱근($\sqrt{2r}$)을 적용하였다. 이는 식 (2)는 탄성이론으로 바탕으로 제안되었기 때문에 실제 말뚝-암반 경계면의 수직강성을 과다하게 산정하며 말뚝직경이 작을수록 수직강성이 급격히 증가하므로 $\phi 1500$ 이하의 현장타설 말뚝의 주면마찰력을 과대평가하는 요인이 되었기 때문이다. 이러한 결과는 주면하중전이곡선의 기울기가 말뚝의 직경 값보다는 말뚝 직경의 제곱근 값을 적용하였을 때 더 신뢰성 있다고 제안한 Kim 등(1999) 등의 연구에서도 볼 수 있다.

그림 12에 나타난 바와 같이 동탄지역에서 시공된 시험말뚝들은 본 연구에서 제안한 주면 하중전이함수는 다른 제안식(Baquelin, 1982; O'Neill 등, 1995)들에 비해 현장 재하시험결과와 비교적 서로 잘 일치함을 알 수 있다. 이중 제안식과 다소 차이가 나는 시험말뚝 D3의 경우는 측정된 암반물성이 시험말뚝 D2의 암반물성보다 큰 강도를 가짐에도 불구하고 측정된 주면마찰력이 오히려 적게 나타났기 때문이다.

본 연구에서 제안한 하중전이함수뿐만 아니라 다른 연구자들이 제안한 제안식과 재하시험결과와의 일치정도(goodness-of-fit)를 정량적으로 분석하기 위하여 간단한 통계기법을 이용할 수 있다. 예측된 주면 하중전이함수($f_{prediction}$)가 측정된 재하시험결과($f_{measure}$)와 같을 경우,

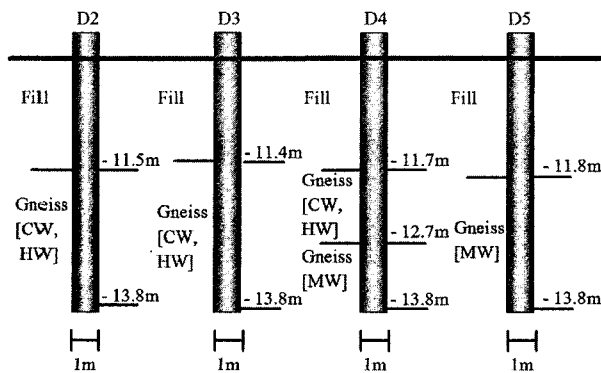


그림 10. 동탄지역 지층 및 시험말뚝

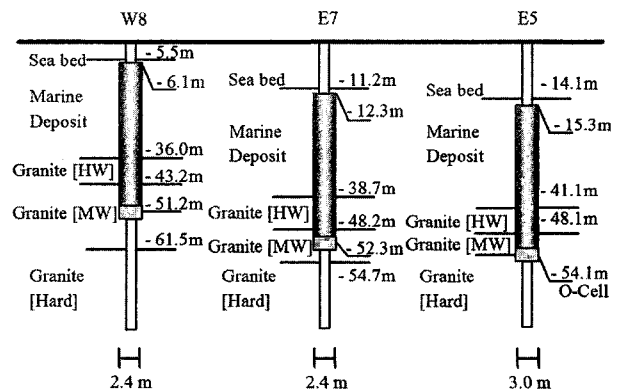


그림 11. 인천지역 지층 및 시험말뚝

표 4. 재하시험 물성 및 주변 하중전이함수 입력값

구분	Pile No.	재하시험 말뚝 및 지반물성									주변하중전이함수 입력값						
		Rock Type ¹⁾	L (m)	D (mm)	-E.L (m)	q_u (MPa)	E_{mass} (MPa)	RQD	RMR	GSI ²⁾	i ³⁾ (deg)	B	W_{st} (mm)	W_{max} ⁴⁾ (mm)	f_{max} ⁵⁾ (kPa)	m_i ⁶⁾	σ_{ini}
동탄	D2	편마암(CW)	13.5	1000	12.9	47.8	905	0	22	17	9.1	0.85	2	>11.5	>670	33	129
	D3	편마암(CW)	13.5	1000	12.2	47.8	974	0	22	17	9.1	0.85	2	12	720	33	129
	D4	편마암(HW)	13.5	1000	12.1	47.8	1203	9	31	26	9.1	0.80	2	>12	>1100	33	194
		편마암(MW)			12.9		1932	40	42	37				7.5	1600		
	D5	편마암(MW)	13.5	1000	12.9	47.8	2748	52	45	40	9.1	0.75	2	7	1830	33	285
인천	W8	화강암(MW)	45.1	2400	44.5	18.4	1774.6	8	-	40°	9.1	0.75	2	13.5	1400	33	780
					47.9	34.1	2815.8	-	-	9				1750	848		
	E7	화강암(MW)	40	2400	49.0	12	1483.4	18	-	40°	9.1	0.75	2	16	1300	33	756
					50.7	30	-	-	17	1720				790			
					49.5	54.1	25	-	24	2370				708			
E5	화강암(MW)	40.1	3000	51.5	37.13	1628	-	-	40°	9.1	0.75	2	20	1950	33	748	
				52.5	30.4	-	-	16	1630				768				

1) CW: Completely Weathered ; HW: Highly Weathered ; MW: Moderately Weathered

2) GSI = RMR₇₆ = RMR₈₉ - 5 (단, RMR₇₆ > 18, RMR₈₉ > 23), 인천사례의 적용값은 가정

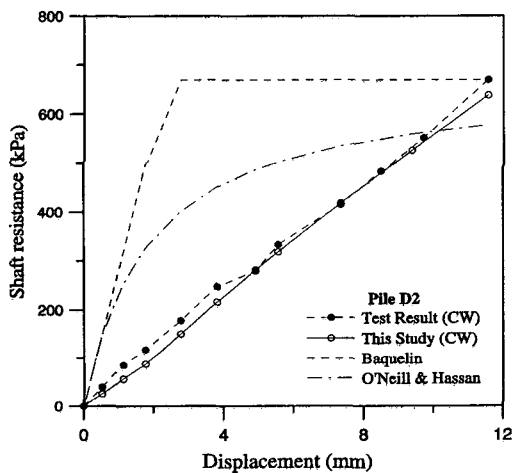
3) i = 중간경도 거칠기($\Delta r=4mm$)의 각도

4) f_{max} 에 해당하는 제안식의 W_{max}

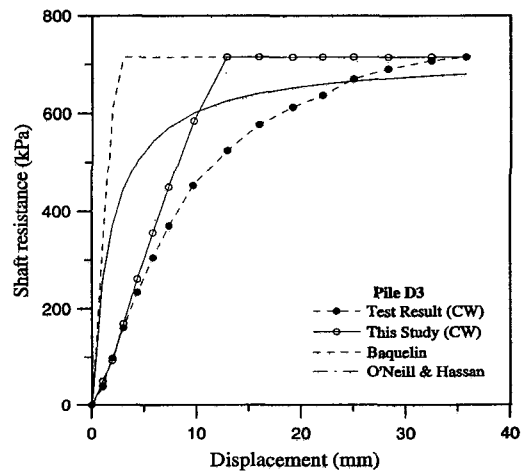
5) 재하시험시 최대하중값

6) m_i = 암종에 따른 재료상수(Marinos and Hoek, 2001)

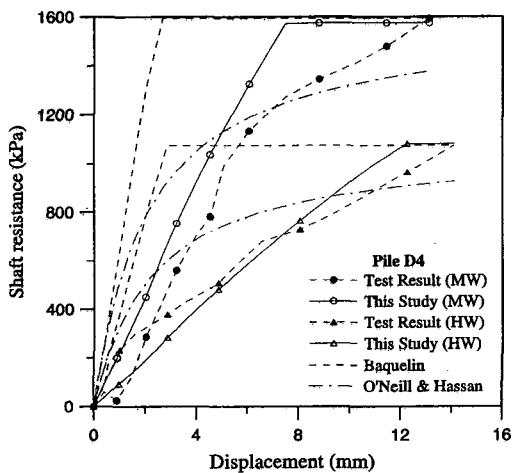
* 가정한 값



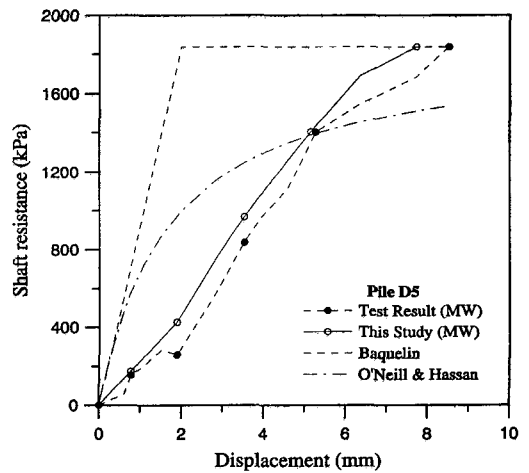
(a) 동탄 Pile D2(CW)



(b) 동탄 Pile D3(CW)



(c) 동탄 Pile D4(HW, MW)



(d) 동탄 Pile D5(MW)

그림 12. 제안된 하중전이함수와 재하시험결과와의 비교(동탄지역)

주면 하중전이함수를 현장재하시험의 f_{max} 의 향으로 정규화한 후 x, y 축을 $f_{measure}/f_{max,measure}$ 와 $f_{prediction}/f_{max,measure}$ 로 하는 변환 좌표계 상에 나타내면 기울기가 1인 직선의 형태가 된다. 따라서 제안된 주면 하중전이함수들을 변환좌표계 상에 나타낸 후 직선의 식으로 회귀분석하면, 얻어진 직선 회귀식의 기울기(correlation slope, A) 및 조정된 결정계수(adjusted coefficient of determination, R^2)값으로부터 제안식의 크기여부와 거동형태의 일치 정도를 정량적으로 나타낼 수 있다. 회귀식의 기울기(A)가 1보다 큰 경우는 주면마찰력을 과대평가, 기울기가 1보다 작은 경우는 과소평가하는 것이며, 회귀식이 직선에 가까울수록 즉, 결정계수값이 1에 가까울수록 제안식의 거동형태가 시험 값의 거동과 일치한다고 할 수 있다. 이러한 방법을 통하여 그림 13과 같이 동탄지역 모든 시험말뚝의 $f-w$ 곡선과 주면 하중전이함수 제안식과의 일치정도를 회귀식의 기울기와 결정계수를 통해 나타낼 수 있다.

인천지역의 3본의 시험말뚝의 경우, 본 연구에서 제안한 주면 하중전이함수는 그림 14에 나타난 바와 같이 대상 암반의 물성에 따른 거동특성을 전체적으로 잘 나타내고 있으나, 변위 2mm 이전의 구간에서 측정된 시험결과보다 다소 크게 나타난다. 이는 암반-말뚝 경계면의 초기수직응력을 앞서 기술한바와 같이 유체 정역학적 가정으로 산정하여 정확하지 않기 때문이다. 동탄지역에 비해 제안식과 시험결과와의 일치정도가 낮지만, 그림 15와 같이 다른 제안식에 비해 현장 재하시험결과와 비교적 서로 잘 일치함을 알 수 있다.

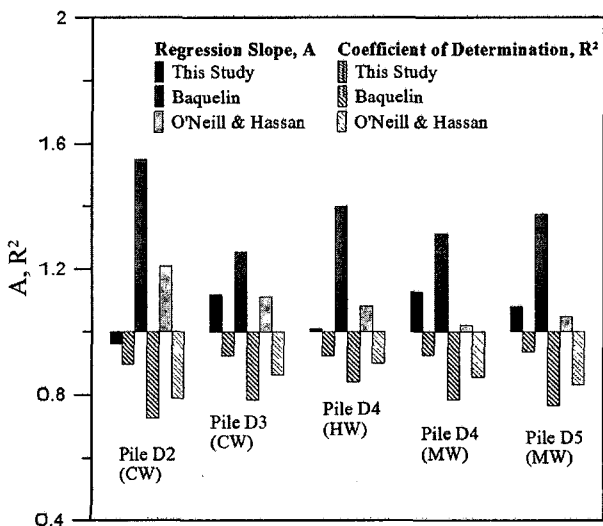
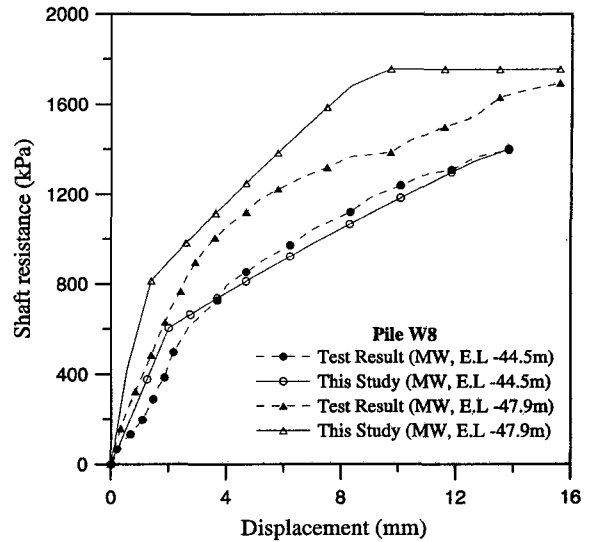
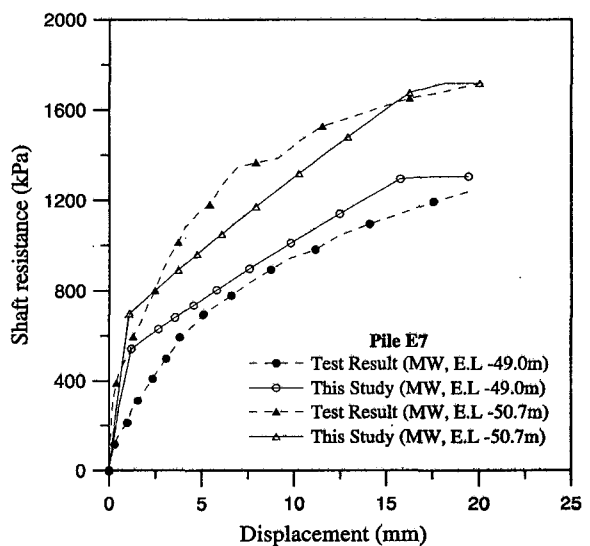


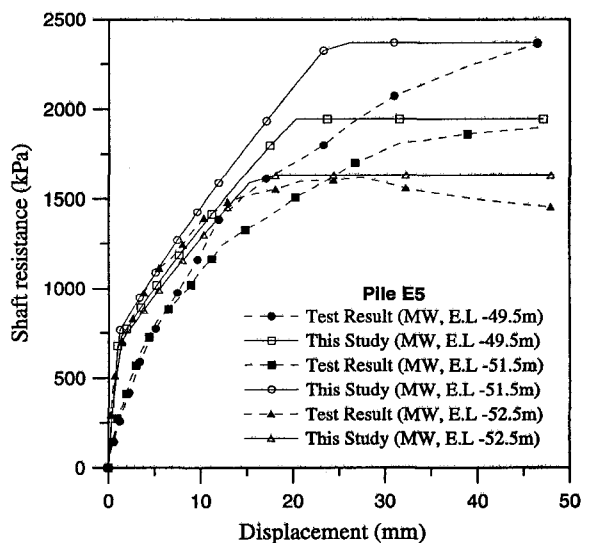
그림 13. 정규화 및 회귀분석을 이용한 일치정도 평가(동탄지역)



(a) 인천 Pile W8 (MW)



(b) 인천 Pile E7(MW)



(c) 인천 Pile E5(MW)

그림 14. 제안된 하중전이함수와 재하시험결과와의 비교(인천지역)

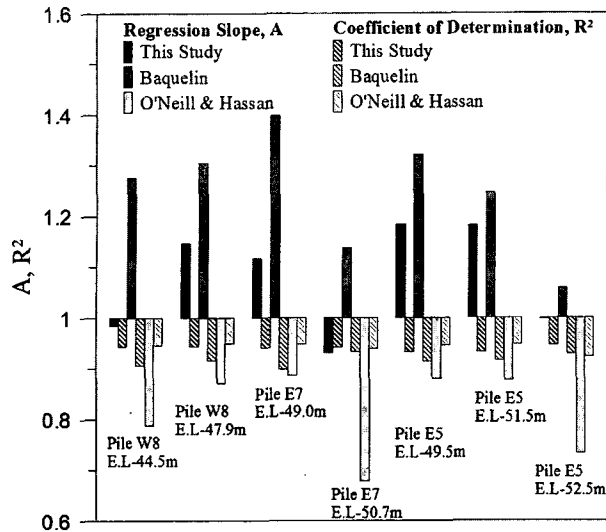


그림 15. 정규화 및 회귀분석을 이용한 일치정도 평가(인천지역)

5. 결론

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 경계면을 모사하기 위하여 CNS 직접전단시험을 수행하였으며, 주면마찰력 요소의 영향정도 및 전단거동을 파악하였다. 이를 토대로 Hoek-Brown 파괴기준을 적용하여 암반의 일축압축강도, 굴착면 거칠기, 풍화도, 수직강성도, 그리고 초기 구속응력 등의 주면마찰력 영향요소들이 반영된 하중전이 함수식을 제안하였고, 재하시험과의 비교를 통하여 타당성을 검증하였다. 본 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 말뚝과 암반의 경계면을 모사한 CNS 직접전단시험 결과, 탄성구간(sticking zone)에서의 최대 전단강도는 초기수직응력이 클수록 증가하고 탄·소성구간(dilation zone)에서의 최대 전단강도는 거칠기, 수직강성, 일축압축강도가 클수록 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 초기 탄성구간의 전단강성은 초기수직응력에 의하여 결정되며, 이후 탄·소성구간에서의 전단강성은 거칠기와 수직강성에 의하여 결정됨을 알 수 있었다.
- (2) 또한, 재료의 강도가 클수록 전단강도는 전체구간에서 전반적으로 크게 나타났다. 이는 동일조건에서 재료의 강도가 클수록 거칠기의 탄성 압축량 혹은 거칠기 파쇄량이 작으므로, 발생된 수직변위(dilation) 및 수직응력(normal stress)이 크기 때문이다.
- (3) CNS 전단시험 결과에 대한 통계분석과 Hoek-Brown 파괴기준을 통하여, 암반에 근입된 현장타설

말뚝의 주면 하중전이함수를 탄성구간, 탄·소성구간, 소성구간으로 표현되는 삼중 곡선(triple curve) 형태로 제안하였다. 이를 통해 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정시 거칠기, 암반 풍화도 및 재료특성, 말뚝직경, 초기수직응력의 영향 등의 주변영향요소들을 고려하고, 지지력 산정시 실제 현장조건을 반영할 수 있도록 하였다.

- (4) 7본의 시험말뚝 재하시험 결과와의 비교를 통하여, 본 제안식이 풍화암 및 연암에서의 주면하중전이 거동을 적절히 예측하고 있으며, 회귀분석결과 타 제안식에 비해 시험말뚝의 실측치와 서로 잘 일치함을 알 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 포스코 건설 연구사업인 “암반에 근입된 대심도/대구경 현장타설말뚝의 최적설계기법 개발”의 연구비 지원에 의해 수행된 연구의 일부이며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 권오성 (2004), *암반의 풍화도가 암반근입 말뚝의 지지거동에 미치는 영향* 박사학위논문, 서울대학교.
2. 이명환, 조친환, 유한규, 권형구 (2003), “국내 암반에 근입된 현장타설말뚝의 소켓벽면 거칠기에 관한 연구”, *한국지반공학회 학술대회 논문집*, pp.431-438.
3. 정성준, 김정환, 이현근, 김명모 (2005), “LRFD 설계법에 따른 인천대교 현장 타설 말뚝의 지지력 산정”, *대한토목학회 학술대회 논문집*, pp.3929-3932.
4. Baquelin, F. (1982), “Rules for the structural design of foundations based on the selfboring pressuremeter test”, *Symp. on the Pressuremeter and Its Marine Application*, IFP, Paris, pp.347-362.
5. Barton, N. R. and Choubey, V. (1977), “The shear strength of rock joints in theory and practice”, *Rock Mech.*, Vol.10, pp.1-54.
6. Boresi, A. P. (1965), *Elasticity in engineering mechanics*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
7. Clayton, C. R. and Milititsky, J. (1983), “Installation effects and the performance of bored pile in stiff clay”, *Ground Engineering*, Vol.16, No.2, pp.17-22.
8. Clear, C. A. and Harrison, T. A. (1985), *Concrete pressure on formwork*. Report 108, Construction Industry Research and Information Association, London.
9. Hoek, E. and Brown, E. T. (1997), “Practical estimates of rock mass strength”, *Intrl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. Vol.34, No.8, pp.1165-1186.
10. Horvath, R. G., Kenny, T. C. (1979), “Shaft resistance of rock-socketed drilled piers”, *ASCE National Convention, Proceeding of the Symposium of Deep Foundations*, Atlanta, pp.183-214.

11. Horvath, R. G., Kenny, T. C. and Koziicki, p., (1983), "Method of improving the performance of drilled piers in weak rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, pp.758-772.
12. Indraratna, B., Haque, A. and Aziz, N. (1999), "Shear behavior of idealized in filled joints under constant normal stiffness", *Geotechnique*, Vol.49, No.3, pp.331-355.
13. Johnston, I. W., Lam, T. S. K. and Williams, A. F. (1987), "Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock", *Geotechnique*, Vol.37, No.1, pp.83-89.
14. Kim, S. I., Jeong, S. S., Cho, S. H. and Park, I. J. (1999), "Shear Load Transfer Characteristics of Drilled Shafts in Weathered Rocks", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, pp.999-1010.
15. Lam, T. S. K., and Johnston I. W. (1982), "A constant normal stiffness direct shear machine", *Proceedings of the Seventh Southeast Asian Geotechnical Conference*, Hong Kong, pp 805-820.
16. Ladanyi, B., and Archambault, G. (1970), "Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass", *Proc. 11th Symp. on Rock mechanics. Rock Mechanics: Theory and Practice*, pp.105-125.
17. Lings, M. L., Ng, C. W. W., and Nash, D. F. T. (1994), "The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, Vol.107, pp.163-172.
18. Nam, M. S., (2004), *Improved design for drilled shafts in rock*, Ph.D. Thesis, University of Houston.
19. O'Neill, M. W., Townsend, F. C., Hanssan, K. M., Buller, A. and Chan, P. S. (1995), *Load transfer for drilled shafts in intermediate geomaterials*, FHWA-RD-95-XXX Draft report U.S. Department of Transportation.
20. Seidel J. P, Harberfield C. M. (1995), "Towards an understanding of Joint Roughness", *Rock Mechanics and Rock Engineering Journal*, Vol.28, No.2, pp.69-92.
21. Seidel, J. P. and Collingwood, B. (2001), "A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.38, No.1, pp.138-153.

(접수일자 2006. 4. 24, 심사완료일 2006. 6. 28)