

Soil Nail로 보강된 현장타설말뚝의 하중전이 분석

Load Transfer Analysis of Drilled Shafts Reinforced by Soil Nails

정 상 섬¹ Jeong, Sang-Seom
함 홍 규² Ham, Hong-Kyoo
이 대 수³ Lee, Dae-Soo

Abstract

In this study the load distribution and settlement of soil nailed-drilled shafts subjected to axial loads were evaluated by a load-transfer approach. Special attention was given to the reinforcing effects of soil nails placed from the shafts to surrounding weathered- and soft-rocks based on an analytical study and a numerical analysis. An analytical method that takes into account the number, the positions on the shaft, the grade, and the inclination angle at which the soil nails are placed was developed using a load transfer curve methods. Through the comparative study, it is found that the prediction by present approach simulates well the general trends observed by the in-situ measurements and numerical results SHAFT 4.0. It is also found that the reinforcing effects of soil nails increases in the order of hard-, soft- and weathered-rock since the ultimate shaft resistance for large bored piles in weathered rocks is fully mobilized after small displacements of the shaft, compared to the soft- and hard-rocks and subsequently the side resistance is transferred down to the soil nails.

요 지

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력을 높이기 위해 말뚝 주변에 soil nail을 정착한 타설말뚝의 축하중 해석을 수행하여 그 거동을 파악하였으며, soil nail의 유·무에 따른 보강효과를 분석하였다. 이를 위해 Beam-Column모델을 이용하여 현장타설말뚝과 지반을 모델링하고 하중전이곡선을 사용하여 말뚝-지반의 상호작용을 고려하였다. 무보강 말뚝의 경우, 서해대교 현장재하시험결과 및 범용 프로그램인 Shaft 4.0의 해석결과와 비교·분석을 수행하였다. 보강형 말뚝의 경우에는 말뚝이 타설되는 지반을 [사질토+풍화암], [사질토+연암], [사질토+경암]으로 나누어 지반조건에 따른 soil nail의 보강효과를 파악하였다. 본 해석결과와 현장 실측치, SHAFT 4.0의 해석결과를 분석한 결과 제안된 주변하중전이함수 중 사질토에서는 Vijayvergiya의 함수, 암반에서는 O'Neill-Hassan의 함수가 암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동을 비교적 적절히 예측함을 알 수 있었다. 이를 토대로 예측한 보강형 현장타설말뚝의 보강효과는 soil nail까지 하중전이가 나타나는 풍화암층에서 가장 크고, 암질이 양호한 연암과 경암층에서는 그 효과가 그다지 크지 않음을 알 수 있었다.

Keywords : Load transfer method, Reinforcing effect, Rock-socketed, Soil nail, Soil nailed-drilled shafts

1 정희원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr)

2 연세대학교 공과대학 토목공학과 석사 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

3 정희원, 한국전력공사 전력연구원 책임연구원 (Member, Project Manager, Korea Electric Power research Institute)

1. 서론

최근 국내에서 현장타설 말뚝의 사용이 보편화 되면서 이에 대한 기술개발에 많은 노력과 경비를 투입해 온 결과, 조성한(1997), 전경수(2000), 정상섭(2001), 조천환(2002) 등이 암반에 근입된 대구경 현장타설 말뚝의 지지력과 하중전이특성을 분석하는 등 어느 정도 기술 축적이 이루어지고 있으나 아직 암반에 근입된 현장타설 말뚝의 경우에는 설계기준이 명확히 정립되어 있지 못한 상태이다. 특히, 인장하중을 많이 받는 송전용 철탑과 초고층건물 및 해양플랫폼등의 기초는 기초와 지반사이의 부착강도가 쉽게 감소되는 특성과 시공상의 불확실성으로 인해 지지력 예측이 쉽지 않아 비경제적인 설계를 수행하고 있다.

이를 극복하기 위하여 현장타설 말뚝 측면에 soil nail을 정착시킴으로써 주변지반의 강성을 높이고 soil nail 자체의 저항에 의한 기초의 지지력 증가와 기초체의 변형을 줄일 수 있는 보강형 현장타설 말뚝의 사용이 검토되고 있으며 일본에서는 송전철탑 기초로서 인발하중을 받는 타설말뚝의 지지력 향상을 위한 연구를 수행하여 기존 현장타설 말뚝기초 연구결과에 접목한 보강형 현장타설 말뚝기초가 적용된 실적이 있다. 국내에서는 무보강에 대한 연구가 주류를 이루고 있으며, 그 결과 이용훈등(1993)은 이론 해에 대해 고찰하였으며, 이재동, 신방웅(2000)등이 화강풍화토에 설치된 매입말뚝의 인발저항력에 관한 현장모형실험을 수행하였다. 또한 조

성한(1997), 최용규(1999), 전경수(2000), 정상섭(2001), 조천환(2002) 등은 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 하중전이특성과 주변마찰력을 분석하였으며, 임유진, 서석현(2002)은 화강풍화토 지반에 타설된 소형 현장 타설 말뚝의 인발시험을 수행하였다.

이에 본 연구에서는 암반에 근입된 무보강 현장타설 말뚝의 지지력을 예측할 수 있는 해석기법을 구축하고, 지지력 증가를 위해 설치하는 soil nail을 분석하여 soil nail로 보강된 현장타설 말뚝의 축하중전이 해석기법을 개발하고 보강효과를 파악하였다. 지지력 증가를 위해 설치하는 soil nail의 분석은 유한차분해석 프로그램인 'Flac 3D'를 통해 분석하였고, 분석된 결과를 토대로 soil nail의 유·무 및 지반조건(사질토+풍화암, 사질토+연암, 사질토+경암)에 따른 보강효과를 분석하였다.

2. Soil nail로 보강된 현장타설말뚝의 해석기법

2.1 무보강 해석기법

현장타설 말뚝은 상부하중을 주변지지력과 선단지지력을 통해 하부지반으로 전달시키는 역할을 한다. 본 연구에서는 이러한 수직하중을 받는 무보강 현장타설 말뚝을 그림 1과 같이 일련의 스프링으로 연결된 유한개의 절점으로 모델링하였다.

각 절점들은 현장타설말뚝의 축방향강성을 나타내는 스프링으로 연결되어 있으며 그 값은 AE/h 이다. A는 부

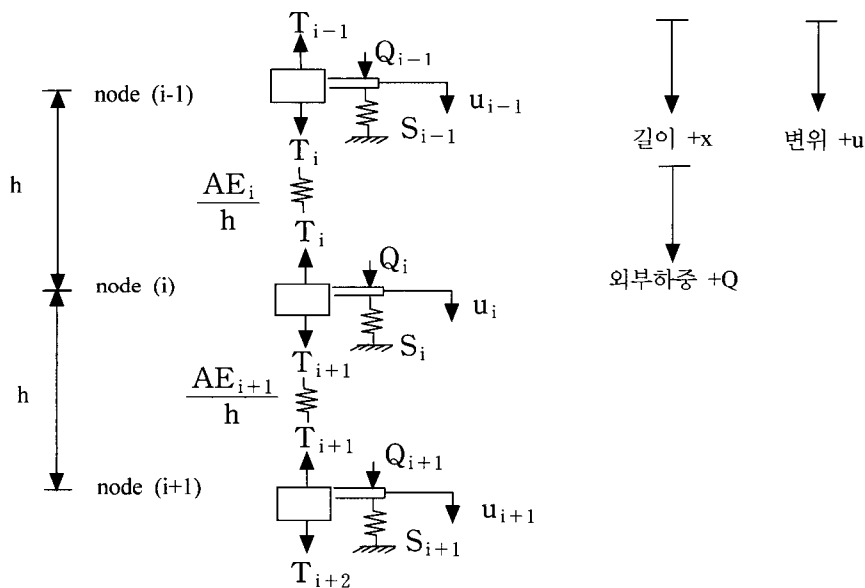


그림 1. 수직하중을 받는 보-기둥(beam-column) 모델

재의 단면적, E는 탄성계수이며 h는 요소의 길이이다. 외부하중 Q와 지반의 스프링 S는 모든 절점에 위치하도록 하였다.

수직하중을 받는 현장타설말뚝의 해석에서는 말뚝 및 지반의 물성을 이용하여 상부하중에 의한 수직변위 및 내부부재력(T)을 산정하였다. 말뚝-지반간의 상호작용은 비선형 하중전이곡선을 사용하여 나타내었으며, 그 결과 현장타설말뚝의 변위가 한계변위내로 수렴할 때까지 반복 계산되는데 한계변위와 계산된 변위를 비교, 반복 계산하여 최종 현장타설말뚝의 지지력과 침하량을 산정하였다.

- 여기서, i = 절점 번호
 u_i = 절점 i 에서의 변위
 h = 요소의 길이
 AE_i = 보-기둥(beam-column)요소의 절점 (i)와 ($i-1$)사이 요소의 축방향 강성
 Q_i = 절점 i 에 작용하는 하중
 S_i = 보-기둥요소의 절점 i 에서 저항하는 지반의 스프링 계수
 T_i = 보-기둥요소의 절점 (i)와 ($i-1$)사이의 축방향 내부부재력

2.2 Soil nail의 보강해석

Soil nail은 nail의 극한 인발저항력(P_u)을 산정한 후 표 1에 나타난 한계변위를 적용하여 그림 2와 같이 이중직선(bi-linear)으로 하중전이곡선을 고려하였다. 인발저항력(P_u)값은 구조물기초설계기준(2002)에 의해 식 (1)과 같이 산정하였다.

표 1. 지반의 마찰력 및 한계변위

지 반	풍화암	연 암	경 암
마찰력(kg/cm ²)	4 ~ 10	6 ~ 15	10 ~ 25
한계변위(W_{max} , mm)	10	5	2

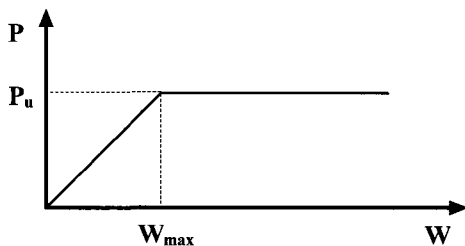


그림 2. soil nail의 하중전이곡선

$$P_u = \pi \cdot D \cdot L \cdot q_s \quad (1)$$

여기서, P_u : 인발력

D : 그라우트 주입에 따른 유효경 (천공경+확공영역)

L : soil nail의 길이

q_s : 지반과 그라우트 사이의 주면마찰력

구조물 기초 설계기준에서는 주면마찰력을 표 1과 같이 추천하고 있는데 본 연구에서는 안전측으로 풍화암에서는 4kg/cm²를 사용하고 연암에서는 6kg/cm², 경암에서는 10kg/cm²를 사용하였다. 또한 한계변위량은 기준에 국내외에서 제안된 경험치를 토대로 풍화암에서는 10mm로 가정하였으며, 연암에서 경암으로 갈수록 한계변위가 작아지는 것을 감안하여 연암에서는 5mm, 경암에서는 2mm로 가정하였다.

본 연구에서는 그림 2에서 구한 soil nail의 강성이 지반강성에 추가되어 지반강성이 증대되는 효과로서 보강효과를 고려하였다. 식 (2)와 같이 지반강성을 나타내는 지반스프링 계수에 soil nail의 스프링 계수가 합쳐져 보강된 지반강성을 나타내는 지반스프링 계수를 프로그램에 적용하였다.

$$S' = S_s + S_r \quad (2)$$

여기서, S' : 보강된 지반의 스프링 계수

S_s : 지반의 스프링 계수

S_r : soil nail의 스프링 계수

3. 현장타설말뚝의 해석기법 검증

현장타설말뚝 해석기법의 검증을 위해 현장타설말뚝 해석 프로그램인 Shaft 4.0과 서해대교 현장에서 실시된 현장재하시험을 선정하여 비교·검증을 수행하였다.

3.1 SHAFT 4.0 해석결과와의 비교·분석

본 연구에서의 해석기법은 말뚝-지반간의 상호작용을 하중전이곡선을 통해 고려하기 때문에 적절한 하중전이 곡선의 선정이 중요하다. 특히, 현장타설말뚝의 경우에는 대부분의 하중을 주면에서 받아주므로 주면하중전이함수의 선정이 중요하다. 따라서 Shaft 4.0의 해석결과를 적절히 예측하는 하중전이 함수를 알아보기

위해 그림 3과 같은 지반조건에 대해 Shaft 4.0의 해석결과와 비교·분석을 수행하였다. 이때 각 지반에 사용된 하중전이함수는 표 2와 같다. f_{max} 값으로, 표 3과 같이 사질토에서는 Reese와 O'Neill(1988)이 제안한 식을 적용하였고, 암반에서는 NAVFAC(1982)과 구조물기초설계기준에서 준용하는 Horvath와 Kenny(1979)가 제안한 식을 사용하였다. 선단하중전이함수는 이중직선을 사용하였으며, 그때의 선단지지력(q_p)은 Rowe와 Armitage

(1987)가 제안한 식을 적용하였다.

또한, 사용된 물성치는 표 4에 나타난 한국전력공사 765kV 송전철탑기초형식 지반물성치(표준설계용)를 사용하였다.

해석결과 그림 4와 같이 사질토에서는 Vijayvergiya가 제안한 함수식이, 암반에서는 O'Neill과 Hassan이 제안한 함수식을 사용한 경우가 SHAFT 4.0의 해석결과와 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있었다. 따라서 이후 비

표 2. 각 지반에 적용된 주면 하중전이함수

지반구성	적용 하중전이함수			
	1	2	3	4
사질토	Vijayvergiya	Bauelin	Bauelin	Vijayvergiya
풍화암	O'Neill & Hassan	Bauelin	O'Neill & Hassan	Bauelin

표 3. 적용된 주면지지력과 선단지지력 산정식

구분	사 질 토	암 반
주면마찰력 (f_{max})	$f_{max} = \beta \sigma_v \leq 19 \text{ t/m}^2$ 여기서, β : 하중전달계수로서 다음과 같이 산정한다. $\beta = 1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$ ($0.25 \leq \beta \leq 1.2$) z : 지표로부터의 깊이(mm)	$f_{max} = (2.3 \text{ to } 3) \sqrt{q_u}$ (말뚝의 지름 $> 40 \text{ cm}$ (16 in)) $f_{max} = (3 \text{ to } 4) \sqrt{q_u}$ (말뚝의 지름 $< 40 \text{ cm}$ (16 in)) 여기서, f_{max} : 단위면적당 극한주면마찰력 (psi) q_u : 암반과 콘크리트의 일축압축강도 중에서 작은 값 (psi)
선단지지력 (q_p)	-	$q_p = 2.7 q_u$ 여기서, q_u : 암의 일축압축강도

표 4. 적용 물성치

구분	콘크리트 말뚝	사질토	풍화암	연암	경암
건조 단위중량(ton/m^3)	2.5	1.8	2.2	2.3	2.4
Young's Modulus(ton/m^2)	2500000	7500	10000	50000	100000
Poisson's ratio	0.20	0.40	0.35	0.30	0.20
점착력, c (ton/m^2)	-	0	5	10	20
내부 마찰각, ϕ ($^\circ$)	-	35	35	40	45
일축압축강도(ton/m^2)	2800	-	200	2000	5000

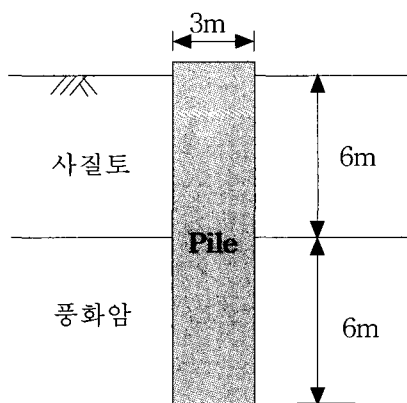


그림 3. 해석 지반구성

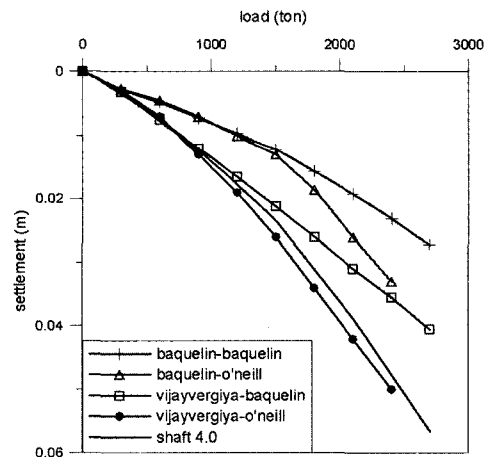


그림 4. 하중전이 함수의 비교

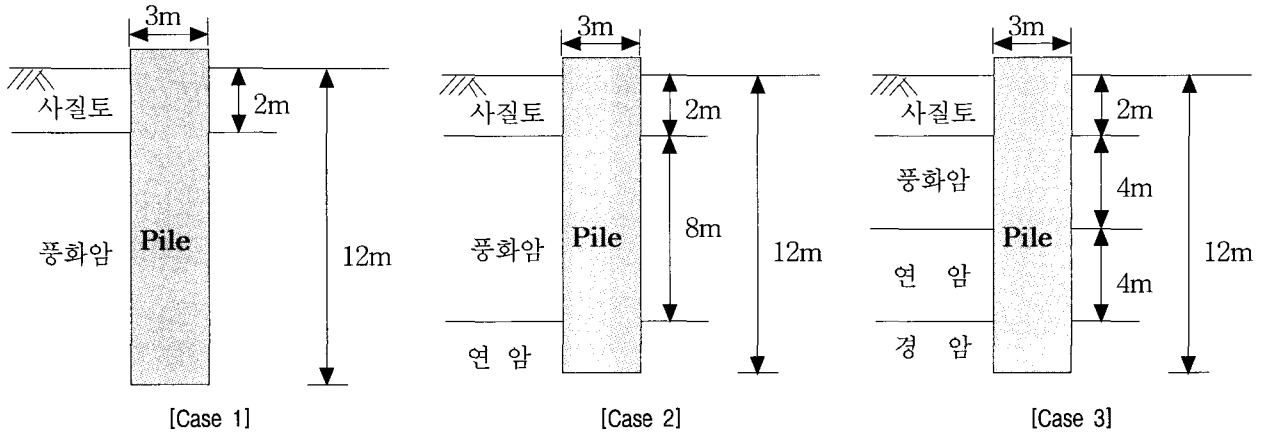


그림 5. 해석기법 검증 Cases

교·검증시 대표적으로 사질토에서는 Vijayvergiya가 제안한 함수식을, 암반에서는 O'Neill과 Hassan이 제안한 함수식을 적용하기로 한다.

본 해석기법의 검증을 위하여 그림 5와 같이 지반을 [사질토+풍화암]과 [사질토+풍화암+연암], 그리고 [사질토+풍화암+연암+경암]으로 나누어 각 지반에 근입된 직경 3m, 근입깊이 12m의 현장타설말뚝을 대상으로 범용 프로그램인 Shaft 4.0의 해석결과와 비교·분석을 수행하였다.

해석결과 그림 6에 나타난바와 같이 풍화암, 연암, 경암 순으로 침하량의 감소가 뚜렷하였으며, 침하량의 정도에 있어서는 대략 사용하중(1200ton 이하) 내에서는 비교적 서로 일치하였으나 그 이상의 하중에서는 전반적으로 해석기법이 Shaft 4.0 해석결과보다 침하량이 다소 크게 산정되었다. 그러나 두 해석기법 간의 차이를 감안할 때 사용하중 상태에서는 본 해석결과와 Shaft 4.0의 해석결과는 비교적 일치하는 것을 알 수 있었다.

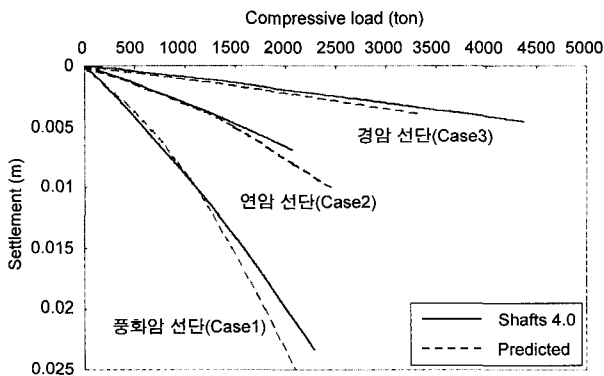


그림 6. 하중-침하곡선의 비교

3.2 서해대교 현장 현장재하시험과의 비교·분석

본 연구에서는 1995년에 서해대교 현장에서 실시된 현장재하시험의 실측결과와 해석결과를 비교하였다. 서해대교사례의 경우 말뚝이 근입된 지층은 화강편마암질의 풍화암층으로서 재하시험은 3가지 경우로 나누어 실물 현장타설말뚝에 대해 실시되었다. 시험 대상말뚝의 직경은 모두 1.5m이며, 말뚝의 길이는 각각 32.7m, 11.3m, 18.2m, 풍화암내 근입깊이는 19.7m, 6.6m, 8.0m이다. 각각의 시험말뚝이 시공된 지반조건은 그림 7과 같다.

해석 시 적용한 입력값들은 표 5에 나타내었다. 여기서, 각 입력값들은 지반조사 결과 및 공내재하시험결과를 기초로 선정하였으며 해성퇴적토층 및 풍화토층의 극한 단위주면저항력 f_{max} 값은 Meyerhof가 제안한 식 (3)을 이용하여 표준관입시험 결과로부터 구하였다. 이때, 콘크리트 타설 후 강관을 인발 제거한 case 3의 경우에는 현장타설말뚝의 조건을 적용하였으며, 강관을 제거하지 않은 case 1, case 2의 경우에는 항타말뚝의 조건을 적용하였다.

$$f_{max} = x_m \cdot N \quad (\text{ton/m}^2) \quad (3)$$

여기서, N 은 표준관입저항치이며, x_m 은 경험상수로서 항타말뚝의 경우에는 0.2를, 현장타설말뚝의 경우에는 0.1을 사용하였다.

해석결과 그림 8과 같이 현장 실측치와 해석결과가 대체적으로 잘 일치하는 것을 알 수 있었다. case 2는 실측치보다 침하량이 작게 산정되는 것을 알 수 있으나, 그 차이가 1~4mm로 미미하여 실측치를 적절히 예측

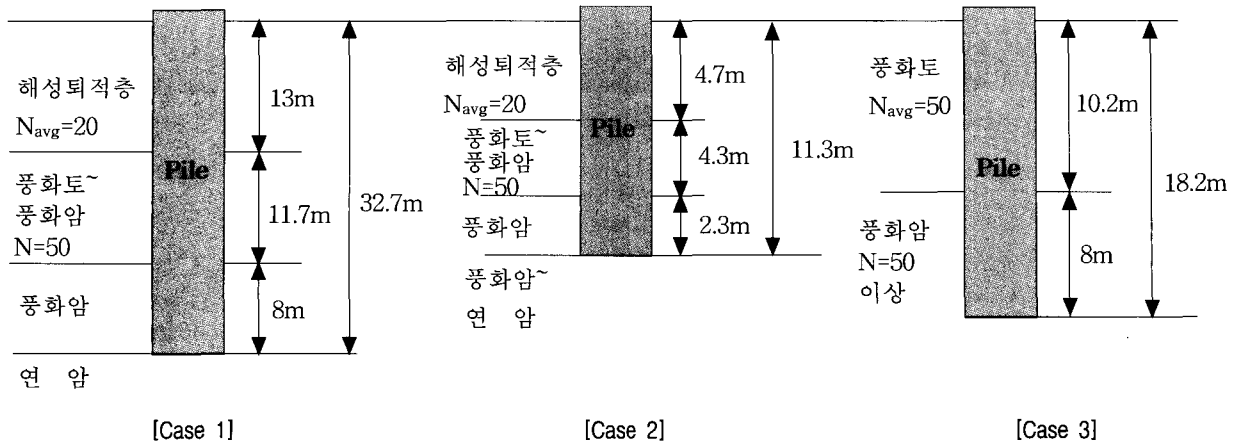


그림 7. 시험말뚝의 지반조건

표 5. 지반조건 및 해석시 입력값

시험 말뚝	지반구성		하중전이 함수적용	해석시 입력값			암반 근입 길이
	지반	심도		f_{max} (ton/m ²)	E_s (ton/m ²)	W_{max} (mm)	
Case1	해성퇴적층	0~13.0m	Bi-linear	4.0	-	1.0	19.7m
	풍화토~풍화암	13.0~24.7m	Vijayvergiya	30.0	-	5.0	
	풍화암	24.7~32.7m	O'Neill & Hassan	80.0	30,000	-	
Case2	해성퇴적층	0~4.7m	Bi-linear	4.0	-	1.0	6.6m
	풍화토~풍화암	4.7~9.0m	Vijayvergiya	30.0	-	5.0	
	풍화암~연암	9.0~11.3m	O'Neill & Hassan	80.0	30,000	-	
Case3	풍화토	0~10.2m	Vijayvergiya	5.0	-	10.0	8.0m
	풍화암	10.2m이하	O'Neill & Hassan	80.0	30,000	-	

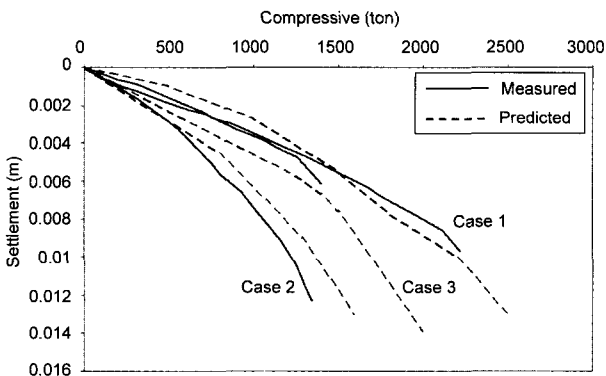


그림 8. 하중-침하 곡선의 비교 · 검증 결과

하는 것으로 판단된다.

3.3 보강효과 비교 · 분석

Soil nail을 분석하기 위해 'Flac 3D' 해석을 수행하였다. 그림 9와 같이 현장타설말뚝과 지반은 깊이 방향(z방향)에 대한 축대칭으로 가정하여 반단면만을 모델링하였고, 경계조건에 의해 말뚝이 영향을 받지 않는 영

향거리를 고려하여 30m×15m×36m의 직육면체 경계를 사용하였다. 경계조건은 하단의 경우 깊이방향에 대해서는 변위를 발생시키지 않도록 x, y방향으로만 이동 가능하도록 하였다. 양 쪽지점에 대해서는 모든 자유도를 구속하여 해석을 수행하였으며 측면부의 경우 z방향에 대한 자유도를 부과하였다. 지반은 탄·소성을 해석할 수 있는 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였으며 현장타설말뚝은 탄성체로 가정하였다. 또한 soil nail은 탄성체로 가정하여 Beam요소를 사용, 기초체 주변에 정착시켰다. 직경 3m, 길이 12m의 현장타설말뚝을 모델링하였으며 soil nail은 길이 2.8m, 직경 32mm의 철근 둘레에 직경 100mm로 콘크리트 그라우팅을 한 것을 모델링하였다. 수치해석시 사용된 물성치는 표 6과 같다.

해석결과 그림 10에 나타난 바와 같이 압축하중 작용시 사용하중(약 600ton)까지는 비교적 잘 일치하였으나 그 이상의 하중에서는 해석기법이 Flac 3D보다 변위가 더 작게 산정되어 현장타설말뚝의 거동을 보다 더 안전측으로 예측함을 알 수 있었다. 인장하중 작용시에도 사용하중(약 400ton)까지는 일치하나 그 이상의 하중에서

표 6. 수치해석시 입력 물성치

구 분	콘크리트 말뚝	지반(풍화암)	접촉면
건조 단위중량 (kg/m ³)	2500	2200	-
탄성물성치			
Young's Modulus (MPa)	25000	100	-
Poisson's ratio	0.20	0.30	-
Bulk Modulus (MPa)	13900	81.72	-
Shear Modulus (MPa)	10400	37.72	-
강도정수			
점착력, c (kPa)	-	50	35
내부마찰각, φ (°)	-	35	24.5
Normal Stiffness (MPa/m)	-	-	1000
Shear Stiffness (MPa/m)	-	-	5000

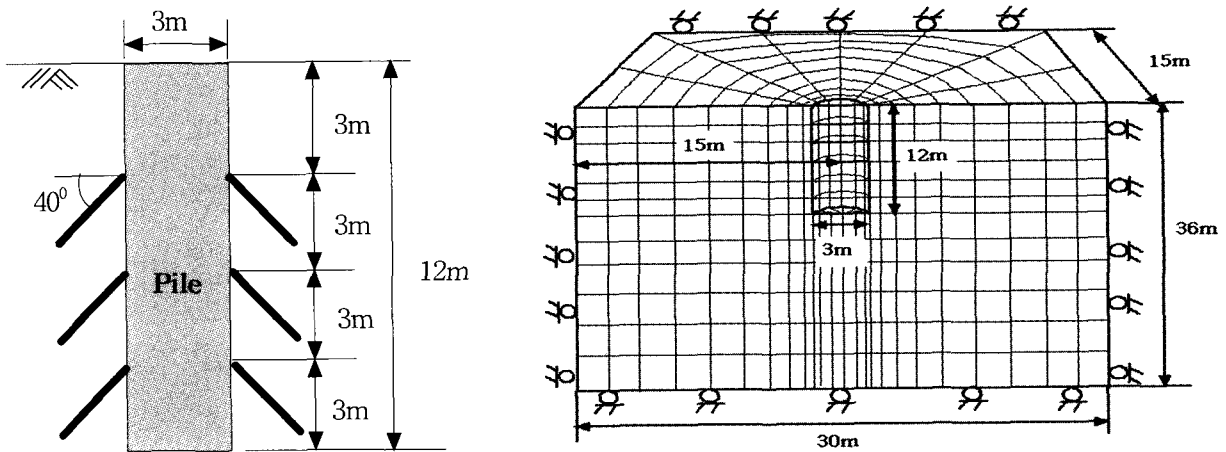


그림 9. 현장타설말뚝과 지반의 모델링

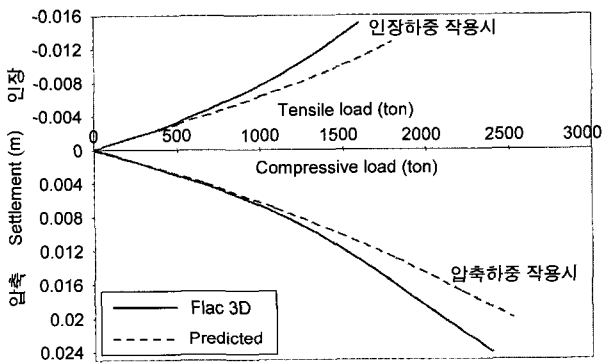


그림 10. 압축하중과 인장하중 작용시 하중-침하곡선

는 개발된 해석기법이 상대적으로 침하량이 작게 산정되어 안전측의 결과를 보였다.

4. 보강효과 분석

4.1 Soil nail 유·무에 따른 효과

Soil nail의 유·무에 따른 보강효과를 알아보기 위해

무보강 현장타설말뚝에 soil nail을 정착한 그림 11과 같은 cases로 soil nail의 유·무에 따른 지지력을 분석하였다.

압축하중 작용 시에는 그림 12에 나타난 바와 같이 풍화암에 선단지지시 각단당 4개 3단 보강한 경우 변위 25mm를 기준으로 약 50%의 보강효과가 나타났고, 각 단당 8개 3단 보강한 경우에는 약 100%의 보강효과가 나타났다. 연암에 선단지지시 각 단당 4개 3단 보강한 경우에는 약 40%의 보강효과가, 8개 보강한 경우에는 약 80%의 보강효과가 나타났으며 경암에 선단지지시에는 4개 보강은 25%, 8개 보강은 50%의 보강효과가 나타났다. 또한 그림 13과 같이 보강효과는 압축하중보다는 인장하중 작용 시에 더 좋은 것으로 나타났는데 이는 암반에 선단지지시 압축하중이 선단으로 전이되면서 soil nail로의 하중전이가 인장하중 작용시보다 덜 되어 그 보강효과가 작아지는 것으로 판단된다. 압축하중이나 인장하중이 작용 시 모두 비교적 변위 발생이 적을 때는 보강효과가 작지만 어느 정도 변위 발생 후에는 보강효과가 크게 발현되는 것을 알 수 있었다. 이는 작

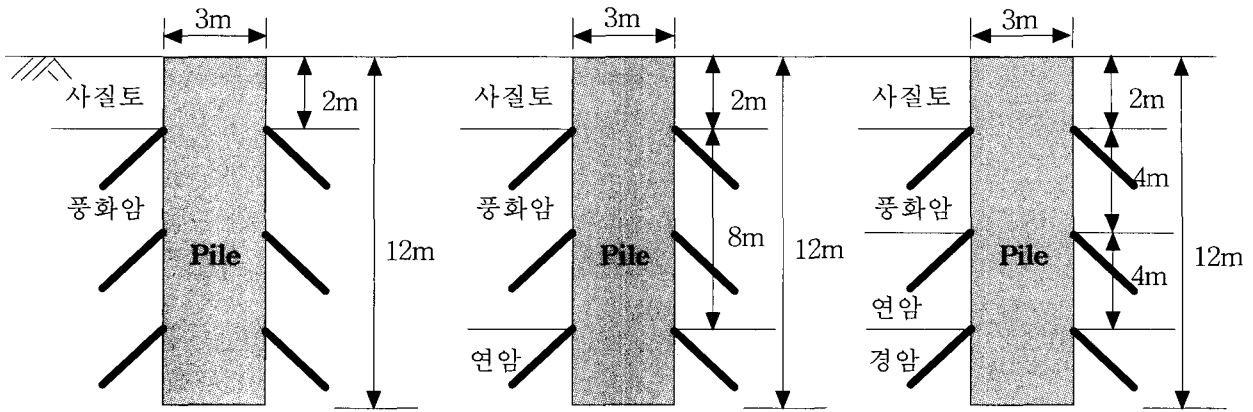


그림 11. 해석 지반조건

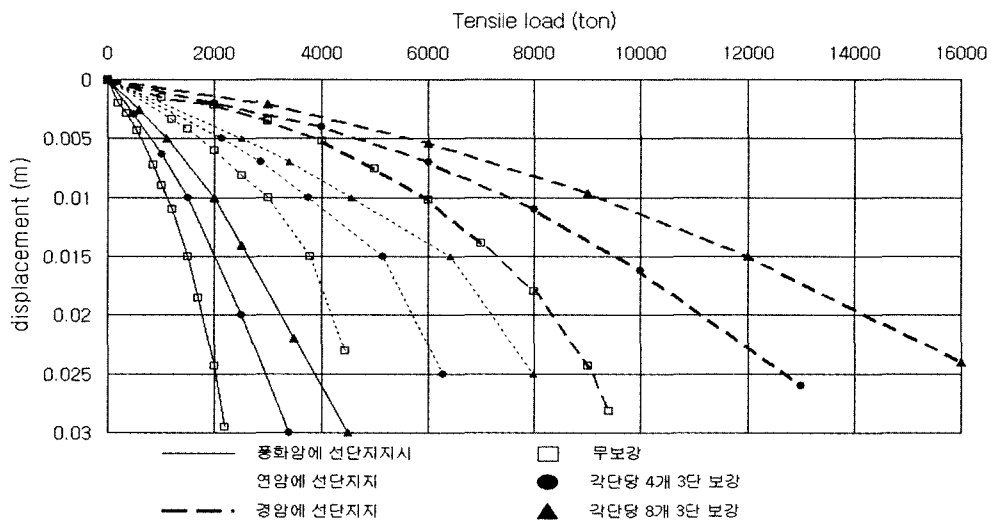


그림 12. 암의 종류와 보강형태에 따른 압축하중-변위 곡선

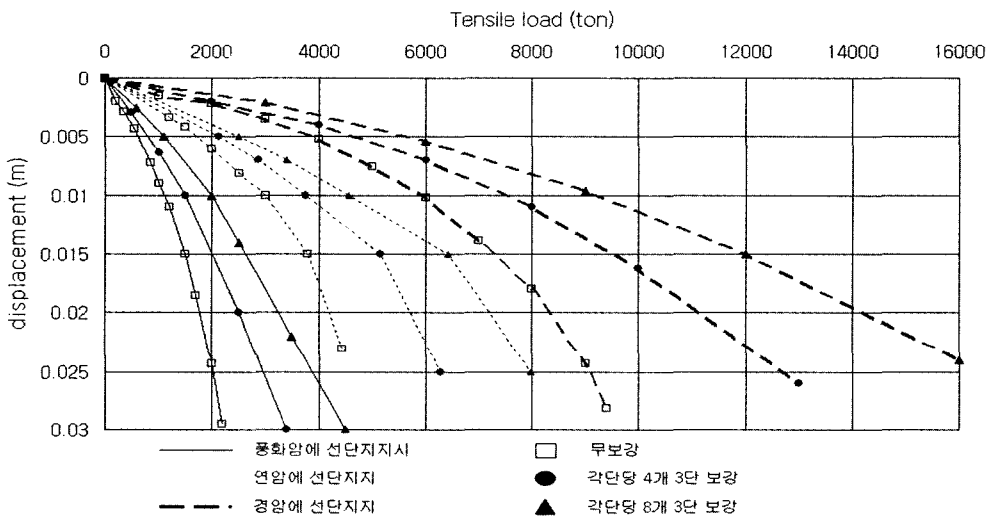


그림 13. 암의 종류와 보강형태에 따른 인발하중-변위 곡선

용하중이 작을 때는 말뚝 주면지저력으로도 대부분의 작용하중을 지지할 수 있어 soil nail까지 하중전이가 되

지 않다가 작용하중이 커지면서 soil nail로 하중이 전이 되면서 그 보강효과가 커지는 것으로 판단된다.

4.2 지반조건에 따른 보강효과 분석

지반에 따른 보강효과를 알아보기 위해 그림 14와 같이 [사질토+풍화암], [사질토+연암], [사질토+경암]으로 나누어 압축하중 작용 시 지반에 따른 보강효과를 분석하였다.

분석 결과 그림 15, 그림 17, 그림 19는 각각의 지반에 따른 말뚝두부에서의 하중-침하관계를 도시한 것으로 보강재의 개수가 증가할수록 soil nail의 보강효과도 증가하는 것을 알 수 있었으며, 지반에 따른 보강효과는 풍화암에서의 보강효과가 가장 크고 연암, 경암으로 갈수록 그 보강효과는 작아지는 것을 알 수 있었다. 그림 16, 그림 18, 그림 20은 말뚝두부의 변위가 1cm 발생하였을 때의 지반에 따른 하중전이곡선을 나타낸 것이다.

Soil nail이 설치된 지점에서는 soil nail로 하중이 전이되어 전이곡선의 기울기가 무보강에 비해 완만해지는 것을 알 수 있었고, 각 단당 4개 보강시보다 8개 보강하였을 때가 soil nail로 하중 전이가 많이되어 기울기가 더욱 완만해지는 것을 알 수 있었다. 지반에 따른 보강효과는 역시 풍화암에서 보강효과가 가장 크고, 연암, 경암으로 갈수록 그 보강효과가 작아지는 것을 알 수 있었다. 이는 연암, 경암에 근입된 말뚝의 경우 암질이 양호하여 말뚝주면 마찰력만 가지고도 대부분의 압축하중을 지지할 수 있어 soil nail까지 하중전이가 되지 않는 것으로 판단된다.

또한, 현장타설말뚝은 대부분의 재하하중이 주면저항력에 의해 지지되는 것으로 알려져 있는데 분석 결과 재하하중의 대부분이 주면저항력에 의해 지지되고 재

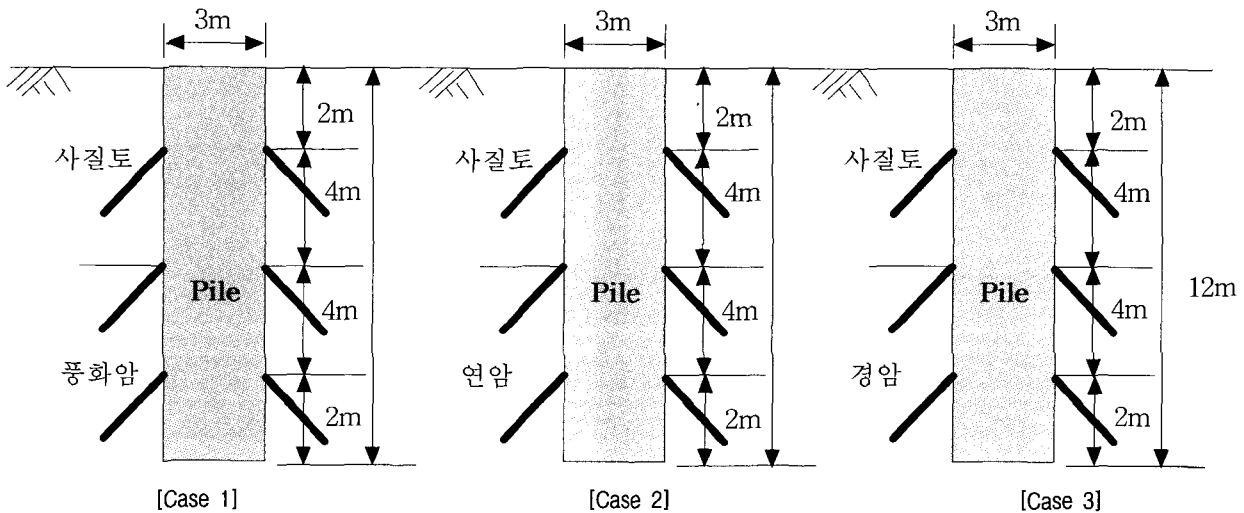


그림 14. 해석 지반조건

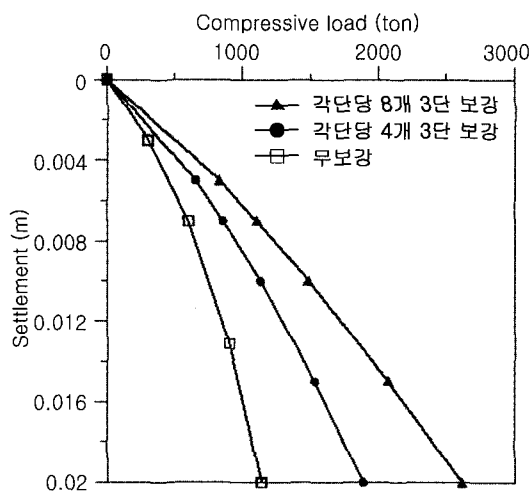


그림 15. 하중-침하곡선(풍화암)

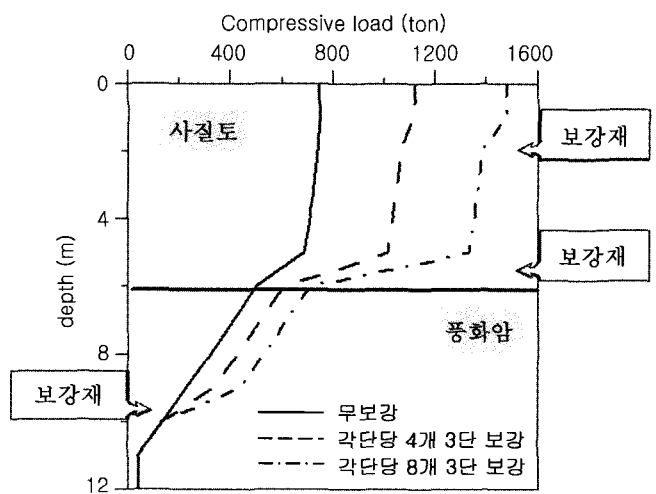


그림 16. 하중전이곡선(풍화암)

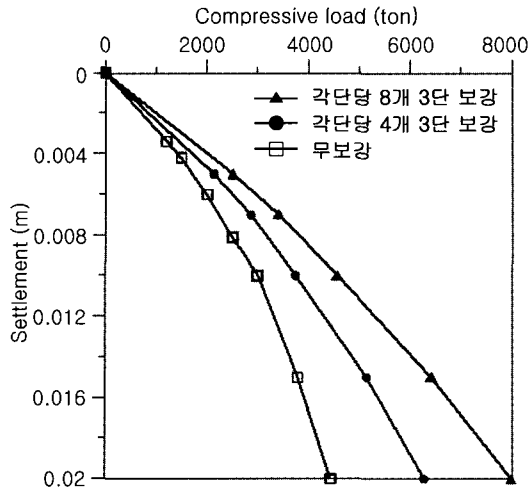


그림 17. 하중-침하곡선(연암)

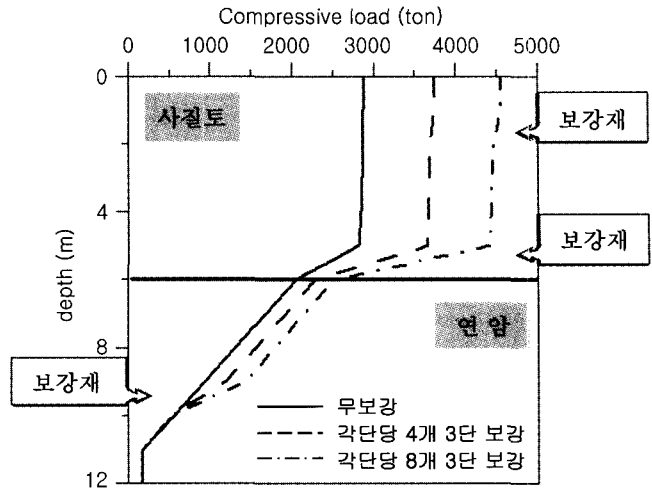


그림 18. 하중전이곡선(연암)

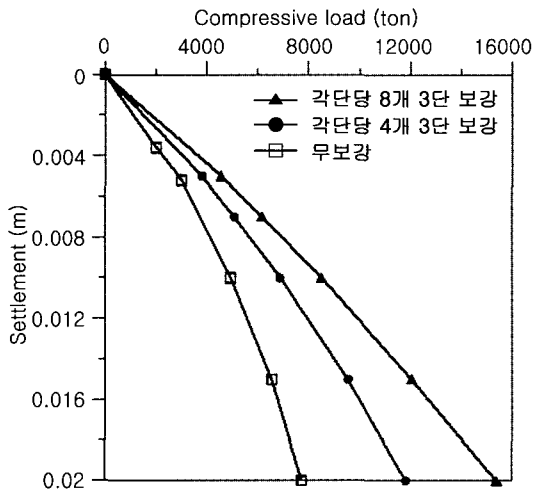


그림 19. 하중-침하곡선(경암)

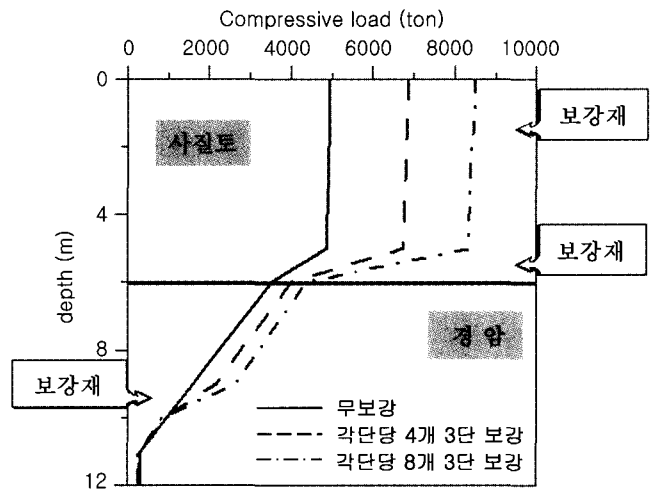


그림 20. 하중전이곡선(경암)

하중의 적은 부분만이 선단으로 전이되는 것을 알 수 있었다.

5. 결론

본 연구에서는 말뚝의 하중-침하 거동에 대한 해석 방법들 중 지반공학측면에서 널리 쓰이고 있는 하중전이함수법에 대해 고찰하였으며, 이를 적용한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동을 예측할 수 있는 해석기법을 개발하였다. 해석기법의 타당성 검증을 위하여 서해대교 현장재하시험결과와 Shaft 4.0의 해석결과를 대상으로 비교, 분석을 하였고, 현장타설말뚝의 인발지력을 높이기 위해 설치된 soil nail을 분석하였으며, soil nail의 유·무와 지반조건에 따른 보강효과를 분석하였다. 본 연구결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 본 해석결과와 현장 실측치, 범용 프로그램인 SHAFT 4.0의 해석결과를 비교, 분석한 결과 제안되어진 주변하중전이함수 중 사질토에서는 Vijayvergiya의 함수, 암반에서는 O'Neill과 Hassan의 함수의 조합이 사질토를 관입하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동을 비교적 정확하게 예측함을 알 수 있었다.
- (2) 보강재 개수에 따른 보강효과는 3단 보강(4개/각단) 한 보강형 현장타설말뚝이 사질토를 관통하여 풍화암에 선단 지지된 경우에는 약 50%, 사질토, 풍화암을 관통하여 연암에 선단 지지된 경우에는 40%, 사질토, 풍화암, 연암을 관통하여 경암에 선단 지지된 경우에는 약 25%의 지지력 증가효과를 볼 수 있었다.
- (3) 지반에 따른 보강효과는 풍화암에서 가장 크고, 연암과 경암에서는 그 보강효과가 크지 않은 것을 알 수 있었다. 이는 연암, 경암에 근입된 말뚝의 경우 암질

이 양호하여 말뚝주면마찰력만 가지고도 대부분 압축, 인발하중을 지지할 수 있는 것으로 나타나 soil nail까지 하중전이가 되지 않는 것으로 나타났다.

- (4) 현장타설말뚝은 대부분의 재하하중이 주면저항력에 의해 지지되는 것으로 알려져 있는데 분석 결과 재하하중의 대부분이 주면 저항력에 의해 지지되고 재하하중의 작은 부분만이 선단으로 전이되는 것을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 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, Vol.125, No.11, pp.999-1010.
2. ROCKET 3.0 manual, Dr. Julian Seidal & Monash Univ.
3. SHAFT 4.0 manual, ENSOFT INC.
4. Horvarth, R.G. and Kenney, T.C, Kozichi, P. (1983), "Method of Improving the Performance of Drilled Piers in Weak Rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, pp.758-772.
5. NAVFAC (1982), DM7-2, Foundations and Earth Structures, U. S. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, pp.72-209.
6. Reese, L. C. and O'Neill, M. W. (1988), *Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods*, FHWA, Publication No.HI-88-042.
7. Rowe, P. K. and Armitage, H. H. (1984), "The design of piles socketed into weak rock", Report GEOT-11-84, University of Western Ontario, London, Ont.
8. Rowe, P. K. and Armitage, H. H. (1987), "A Design Method for Drilled Piers in Soft Rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, No.1, pp.126-142.
9. 대림건설 (1995), 서해대교 건설공사 제1공구, 연직 정재하시험에 의한 현장타설 콘크리트 말뚝의 지지력 평가.
10. 이용훈, 권오균, 김명모 (1993), "모래 지반에 위치한 말뚝의 인발저항력", *대한토목학회논문집*, 제13권, 제2호, pp.229-235.
11. 이성준, 정상섭, 김수일 (1997), "항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 지지력 분석", *한국지반공학학회논문집*, 제13권, 제5호, pp.75-88.
12. 이진형, 배종오, 정상섭 (2001), "암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 지지력 분석", *대한토목학회 2001년도 학술발표회 논문집*.
13. 이재동, 신방용 (2000), "화강풍화토에 설치된 매입말뚝의 인발저항력에 관한 현장모형실험연구", *대한토목학회 논문집*, Vol.20, No.5-c, pp.441-451.
14. 임유진, 서석현 (2002), "화강풍화토 지반에 타설된 소형 현장 타설 말뚝의 인발시험 및 하중 전이 특성", *한국지반공학학회 논문집*, 제 18권, 제4호, pp.105-117.
15. LG건설 (1995), 서해대교 건설공사 제2공구, 정동적 재하시험에 의한 현장타설 말뚝의 지지력 평가 보고서.
16. 전경수 (2000), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석, 서울대학교 박사학위 논문.
17. 조성환 (1997), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구, 연세대학교 박사학위 논문.
18. 조천환, 이명환, 조영훈, 유한규, 박연상 (2002), "암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계현황", *암반에 근입된 현장타설말뚝 설계 세미나*, pp.29-52.
19. 최용규 (1999), "국내 말뚝기초 설계관행의 개선을 위한 제언", *대한토목학회 논문집*, Vol.19, No.III-3, pp.467-477.
20. 한국지반공학회 (2002), *구조물기초설계기준*.
21. Seidel, J. P., 조천환 (2002), 암에 근입된 말뚝의 주면저항력 예측, *한국지반공학학회논문집*, 제18권, 5호, pp. 281-293.

(접수일자 2003. 9. 3, 심사완료일 2003. 12. 24)