大 韓 土 木 學 會 論 文 集
第28卷 第6C號・2008年 11月
pp. 359~366

말뚝-지반 상호작용을 고려한 수정된 하중전이함수법 제안

Load-Transfer Analysis by Considering Coupled Soil Resistance

설훈일*・정상섬・김영호*****

Seol, Hoon-Il・Jeong, Sang-Seom・Kim, Young-Ho

Abstract

The load distribution and deformation of pile subjected to axial loads are evaluated by a load-transfer method. The emphasis is on quantifying the effect of coupled soil resistance that is closely related to the ratio of pile diameter to soil modulus (D/E_s) and the ratio of total shaft resistance against total applied load (R_s/Q), in rock-socketed drilled shafts using the coupled load-transfer method. The proposed analytical method that takes into account the soil coupling effect was developed using a modified Mindlin's point load solution. Through comparisons with field case studies, it was found that the proposed method in the present study estimated reasonable load transfer behavior of pile and coupling effects due to the transfer of shaft shear loading, and thus represents a significant improvement in the prediction of load deflections of drilled shafts.

Keywords : *load transfer analysis, coupled soil resistance, rock-socketed drilled shaft*

요 지

말뚝의 하중전이거동 및 변형특성 해석을 위해 하중전이함수법이 널리 사용된다. 본 연구에서는 말뚝-지반의 상효작용 즉, 지반의 연속성을 고려한 하중전이해석에 고찰하였으며, Mindlin 해를 이용하여 이를 고려함으로써 말뚝의 실제 거동에 보다 부합되도록 수정된 하중전이 해석방법을 제안하였다. 이를 통해 말뚝-지반 상호작용의 영향인자인 말뚝직경-지반계수의 비(D/E_s)과 주면마찰력-재하하중의 비(R_s/Q)를 고려할 수 있었다. 제안된 하중전이함수법의 타당성을 검증하기 위하여 현장재하시험 사례와의 비교분석 결과, 제안된 해석방법은 암반 근입 현장타설말뚝의 하중-침하 거동 및 하중전이특성을 적절히 예측함을 알 수 있었다.

핵심용어 : 하중전이해석, 말뚝-지반 상호작용, 암반 근입 현장타설말뚝, 선단침하량

1. 서 론

말뚝의 하중전이거동 분석을 위해 널리 쓰이는 하중전이함수법(load transfer method)은 길이 방향으로 구분된 말뚝의 각 요소에서의 주면마찰력 및 선단지지력과 각 말뚝요소의 변위와의 함수관계 즉, 하중전이함수를 이용하여 해석하는 방법으로서, Seed와 Reese (1957)에 의해 처음으로 제안된 후, Coyle과 Reese (1966)에 의해 현재의 해석적 방법으로 발전되었다. 하중전이법에서는 지반을 탄소성 스프링으로 이상화하며, 말뚝의 각 요소는 서로 탄성스프링에 의해 연결된 것으로 간주하여 해석한다.

즉, n개의 요소를 갖는 말뚝은 각 요소마다 1개씩 총 n개의 독립된 주면 지반스프링과 1개의 선단 지반스프링에 의해 지지되며, 각 스프링의 응력-변형 거동 특성은 하중전이함수에 의해 규정된다. 따라서, 이 방법은 말뚝요소로부터 지반으로 전이된 하중의 크기와 말뚝요소의 변위량 사이에는 유일한 함수관계가 있으며, 임의의 말뚝요소에 발생하는 변위량은 인접 요소에 의해 지반으로 전이된 하중의 영향을 받지 않고 오직 그 요소에서 전이되는 하중의 크기에 만 영향을 받는다는 가정을 기본으로 하고 있다. 이러한 하중전이법은 해석이 간단하고 말뚝과 지반 사이의 상대변위 발생에 대한 적절한 묘사가 가능하다는 장점이 있으나, 지반을 여러 개의 독립된 탄소성 스프링으로 이상화 함으로써 말뚝-지반의 상호작용을 고려하지 못하는 단점이 있다(조성한, 1997; Kim et al., 1999; 설훈일, 2007). 이는 사용하중 작용시의 말뚝의 침하량(w)을 말뚝의 탄성변형량(w_e), 선단전이하중에 의한 선단침하량(w_{bp}) 및 주면 전이하중에 의한 선단침하량(w_{bs})의 합으로 나타낼 수 있는데(Vesic, 1977), 기존의 하중전이함수법은 주면으로 전이된 하중과 선단침하량 사이의 상호작용을 무시하기 때문에 w_{bs}를 고려할 수 없어 선단침하량(w_b)을 과소평가하는 것을 의미한다.

이에 Seol et al.(2008a)은 하중전이함수법에서 사용되는

*정회원・연세대학교 토목환경공학부 박사후 과정
**정회원・교신저자・연세대학교 토목환경공학부 정교수 (E-mail : soj9081@yonsei.ac.kr)
***연세대학교 토목환경공학부 박사과정

주면하중전이곡선을 사용자 정의의 서브루틴 경계면 모델(user-subroutine interface model)로 구현하여 말뚝-지반 경계면(interface)에서의 미끄러짐 거동과 하중전이거동을 모델링하였으며, 이를 현장재하시험과 사례와의 비교분석하여 타당성을 검증하였다. 이로부터 말뚝-지반 상호작용에 의해 발생되는 말뚝의 선단침하량(w_{bs})은 그림 1과 같이 주면마찰력이 극한 상태에 이를 때까지 증가하다 이후에는 일정해지는 것을 알 수 있었으며, 그림 2와 같이 전체 재하하중에서 주면하중이 차지하는 비율(R_s/Q)과 말뚝직경과 말뚝선단부의 지반계수의 비(D/E_s)가 커질수록 증가하는 것을 확인하였다.

유한요소해석 등의 수치해석방법은 실제 현상을 가장 근접하게 모델링할 수 있는 방법으로 여러 분야에서 널리 이용되지만, 지반의 불균질성, 많은 입력값, 복잡한 해석절차, 긴 소요시간 등의 이유로 말뚝기초분야에서는 근사적 해석법인 하중전이법이 실무에서 더욱 널리 사용되고 있다. 이에 본 연구에서는 Mindlin 해를 이용하여 주면으로 전이된 하중과 선단침하량 사이의 상호작용에 영향을 끼치는 인자들을 반영한 수정된 하중전이함수법을 제안하였다.

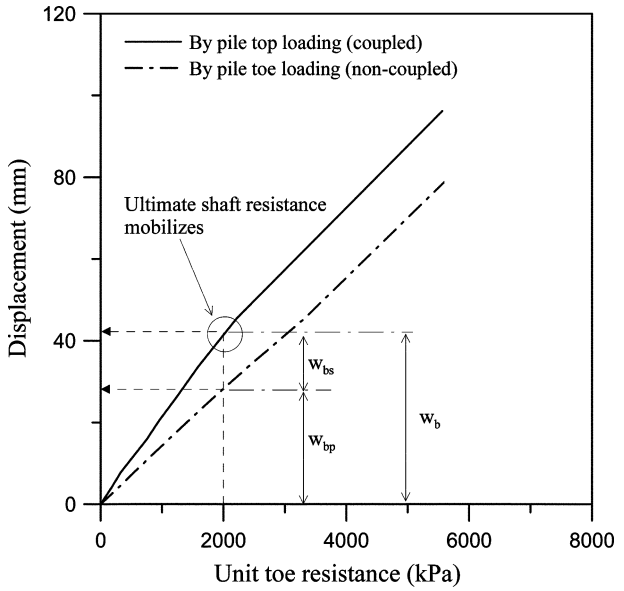

그림 1. 말뚝 두부 및 선단 하중 하에서 q-w 곡선 비교(Seol et al., 2008a)

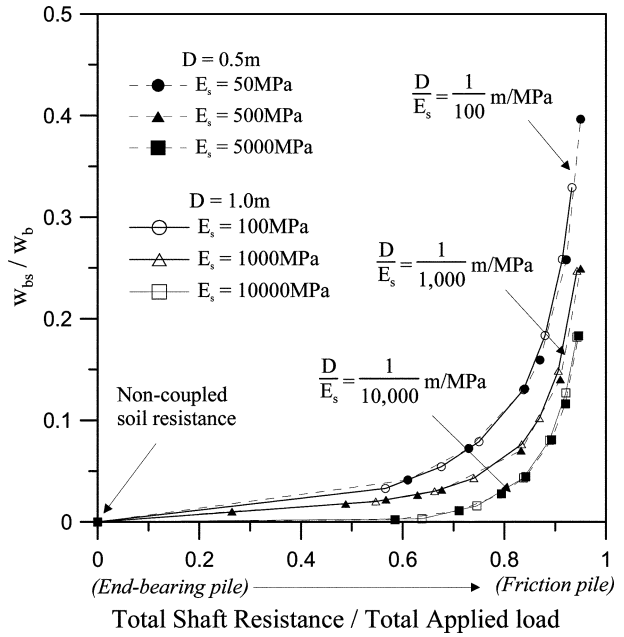

그림 2. 말뚝-지반 상호작용에 의한 영향(Seol et al., 2008a)

2. 말뚝-지반 상호작용 영향요소의 모델링

말뚝-지반 상호작용은 Mattes와 Poulos(1969)가 제안한 탄성이론을 토대로 고려될 수 있다. Mattes와 Poulos(1969)은 축하중을 받는 길이 L, 직경 D인 말뚝이 균질, 등방의 반무한 탄성 지반 내에 위치한다는 가정아래(그림 3 참조), 임의의 요소에서의 주면마찰력에 때문에 발생하는 특정 지반요소의 변위를 다음과 같이 나타내었다.

$$\{w_s\} = \frac{D}{E_s}[I_s]\{p\} \tag{1}$$

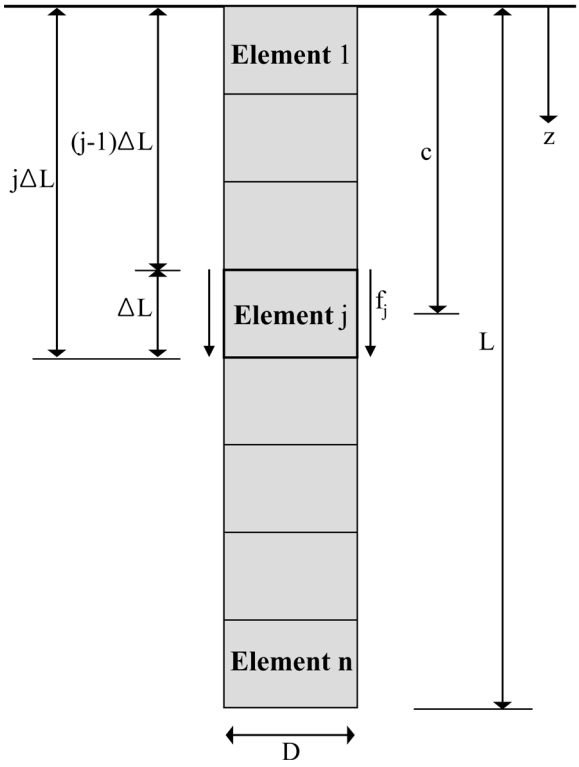

그림 3. 말뚝의 기하하적 형상(Poulos and Davis, 1968)

여기서, $\{w_s\}$는 말뚝에 인접한 지반의 수직변위 벡터, $\{p\}$는 주면마찰력 f_j와 선단지지력 q의 요소로 이루어진 말뚝의 응력 벡터, E_s는 말뚝선단 지반의 탄성계수이며, $[I_s]$는 반무한체 내의 점하중에 의해 발생하는 변위량에 대한 영향계수로 Mindlin해를 적분하여 구할 수 있다.

영향계수 $[I_s]$는 크게 두 가지 항으로 구분할 수 있는데, 이는 임의 요소 j의 주면전이하중이 선단지반의 변위에 미치는 영향계수 I_{bj}(단, j=1~n)와 임의 요소 j의 주면전이하중이 다른 지점 i의 주면 지반변위에 미치는 영향계수인 I_{ij}(i≠j)이다. 따라서 말뚝 주면부로부터 전이된 하중에 의해 발생되는 말뚝 선단지반의 변위는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$w_{bs} = \frac{D}{E_s}\sum_{j=1}^{n}(I_{bj}f_j) \tag{2}$$

여기서, f_j는 j요소에서의 주면마찰력이며, I_{bj}는 j요소의 주면마찰력에 의해 선단 지반변위에 미치는 영향계수로 다음과 같다.

$$I_{bj} = \int_{(j-1)\Delta L}^{j\Delta L} I_p dc \tag{3}$$

여기서, ΔL는 n개 요소를 갖는 말뚝의 요소길이(=L/n), c는 지표면으로부터 말뚝 요소 j지점까지의 깊이이다. I_p는 수직방향의 점하중에 의한 변위영향계수로서 다음과 같이 Mindlin 해를 통해 계산된다.

$$I_p = \frac{(1+\nu_s)}{8\pi(1-\nu_s)}\left\{\frac{z_1^2}{R_1^3}+\frac{(3-4\nu_s)}{R_1}+\frac{(5-12\nu_s+8\nu_s^2)}{R_2} + \frac{(3-4\nu_s)z^2-2cz+2c^2}{R_2^3}+\frac{6cz^2(z-c)}{R_2^5}\right\} \tag{4}$$

여기서, ν_s는 지반 포아송 비(Poisson's ratio), $z = L + c$; $z_1 = L - c$; $R^2 = z^2 + D^2/4$; $R_1^2 = z_1^2 + D^2/4$이다. 식 (3)과 (4)로부터 말뚝의 각 요소에서의 주면전이하중에 의해 선단지반에 발생하는 변위의 합인 w_{bs}를 산정할 수 있다.

3. 수정된 하중전이함수법의 해석 절차

2절에 기술한 말뚝-지반 상호작용거동에 대한 모델링 방법을 토대로 그림 4에 나타난 기존의 축하중을 받는 말뚝의 해석모델을 수정하였다. 본 해석모델에는 말뚝은 길이 ΔL인 변형 가능한 일련의 스프링으로 구성되며, 이는 절점에서 강성 이음(rigid joint)으로 연결되어 있다. 말뚝의 강성은 AE/ΔL의 선형 스프링으로 간주된다. 여기서 A는 말뚝의 단면적, E는 말뚝의 탄성계수이다. 외부 하중 Q와 지지력 스프링 S는 각 절점에 위치해 있으며, 각 스프링 사이의 내부력(internal force)은 기호 T를 갖는 축추력(axial thrust)으로 나타낸다. 임의의 절점 i에서의 하중-평형 방정식은 다음과 같다.

$$-T_i + T_{i+1} + Q_i - S_i(w_i - w_{bs}) = 0 \tag{5}$$

여기서, w_i는 절점 i에서의 총 변위량, w_{bs}는 식 (2)와 같이 말뚝 주면으로부터 전이된 하중에 의해 발생되는 선단 변위량이다. 따라서, $(w_i - w_{bs})$는 말뚝-지반 경계면에서의 상대변위를 의미하며 이로부터 말뚝-지반 상호작용 영향인자가 고려된다. 이때, 기존의 하중전이법의 하중-평형 방정식은 식 (5)에서 $w_{bs}=0$인 상태와 동일하다. 식 (5)에서 말뚝두부에서의 절점 0과 말뚝 선단에서의 절점 n인 경우에는 요소의 길이가 절반이므로 주면하중에 대한 지반 반력 계수($S_{f\text{-}w}$)도 절반의 값으로 적용된다.

그림 4에서 요소의 단위길이 ΔL이 일정하다면 단위 주면마찰력은 다음과 같이 표현 가능하다.

$$f_j = \frac{S_{f-w,j}}{C_p \Delta L}(w_j - w_{bs}) \tag{6}$$

여기서, C_p는 말뚝 주면장이다. 식 (6)을 식 (2)에 대입하면, w_{bs}는 다음과 같이 다시 나타낼 수 있으며,

$$w_{bs} = \frac{\sum_{j=0}^{n}(I_{bj}S_{f-w,j}w_j)}{E_s C_p \Delta L/D + \sum_{j=0}^{n}(I_{bj}S_{f-w,j})} \tag{7}$$

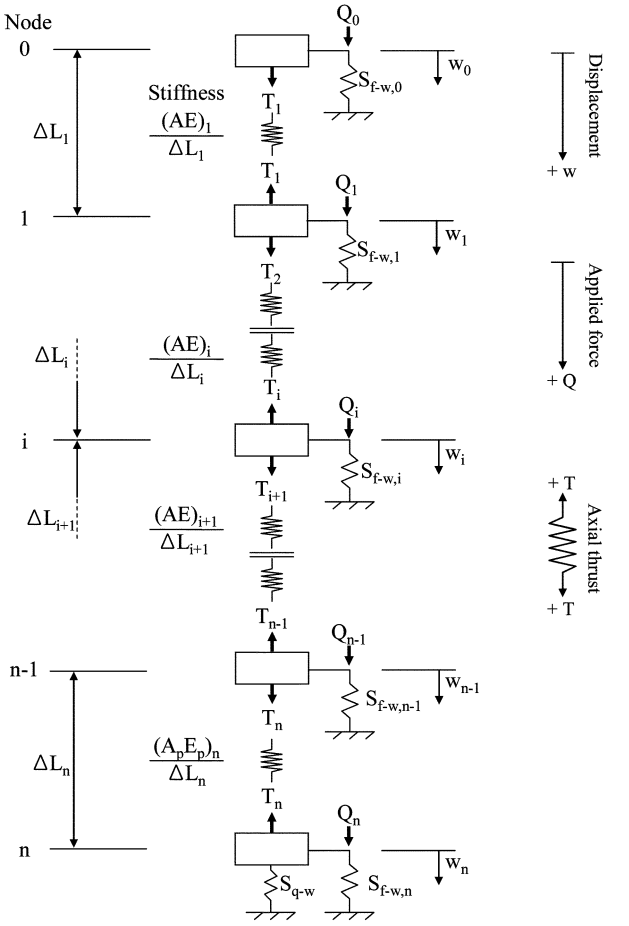

그림 4. 축하중을 받는 말뚝의 해석모델

각 스프링의 하중-변형 관계로부터, 부재력(T)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$T_i = \frac{(AE)_i}{\Delta L}(-w_{i-1} + w_i) \tag{8a}$$

$$T_{i+1} = \frac{(AE)_{i+1}}{\Delta L}(-w_i + w_{i+1}) \tag{8b}$$

식 (7)과 (8)를 식 (5)에 대입하여 변위에 대하여 재정렬하면, 절점 i에서의 지배방정식은 다음과 같이 표현 가능하다.

$$b_i w_{i-1} + c_i w_i + d_{i+1} w_{i+1} + \sum_{j=0}^{n}(e_{i,j} w_j) = pi_i \tag{9}$$

여기서,

$$b_i = (AE)_i/\Delta L \tag{10a}$$

$$c_i = [-(AE)_i - (AE)_{i+1}]/\Delta L + S_i \tag{10b}$$

$$d_i = (AE)_{i+1}/\Delta L \tag{10c}$$

$$e_{i,j} = \frac{S_i(I_{bj}S_{f-w,j})}{E_s C_p \Delta L/D + \sum_{k=0}^{n}(I_{bk}S_{f-w,j})} \tag{10d}$$

$$p_i = -Q_i \tag{10e}$$

또한, 최종적으로 n+1개 절점의 지배방정식으로부터 다음과 같이 행렬식을 얻어 질 수 있다.

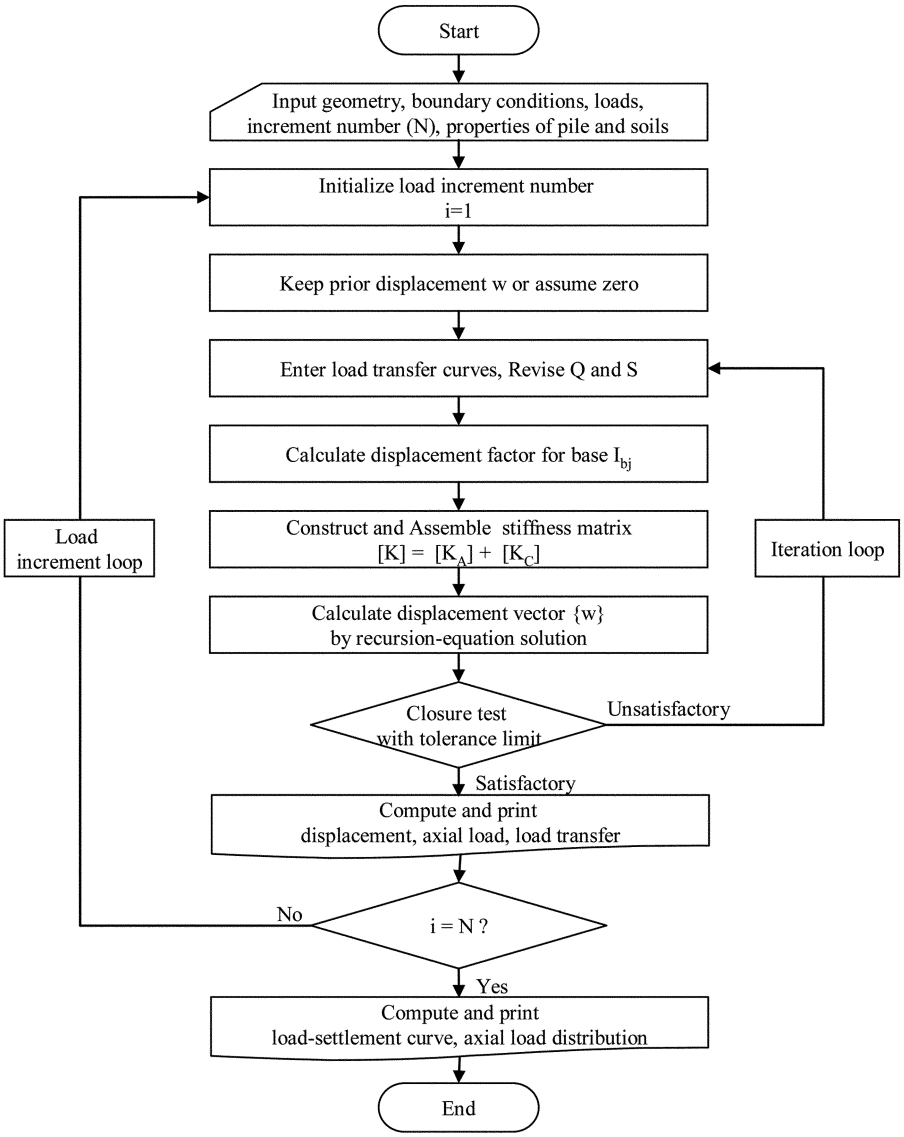

그림 5. 해석기법의 흐름도

$$\left\{\begin{bmatrix} c_0 & d_0 & & & & \\ b_1 & c_1 & d_1 & & & \\ & \cdots & \cdots & \cdots & & \\ & & b_i & c_i & d_i & \\ & & & \cdots & \cdots & \cdots \\ & & & & b_{n-1} & c_{n-1} & d_{n-1} \\ & & & & & b_n & c_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & e_{i,j} & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \end{bmatrix}\right\} \begin{bmatrix} w_0 \\ w_1 \\ \vdots \\ w_i \\ \vdots \\ w_{n-1} \\ w_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_0 \\ p_1 \\ \vdots \\ p_i \\ \vdots \\ p_{n-1} \\ p_n \end{bmatrix} \tag{11a}$$

$$[K_A + K_C]\{W\} = \{P\} \tag{11b}$$

여기서, $[K_A]$는 축방향 하중을 받는 말뚝의 일반적인 강성행렬, $[K_C]$는 말뚝-지반 상호작용을 위한 추가적인 강성행렬, {W}는 수직방향 변위, {P}는 외부하중을 의미한다.

이와 같은 행렬식의 해는 컴퓨터를 이용하여 매우 용이하게 얻을 수 있다. 이를 위해 본 연구에서는 말뚝 및 지반물성의 입력, 해석조건 행렬식의 구성, 해의 산정 및 출력 등 일련의 침하거동 해석이 가능한 전산 프로그램을 개발하였다. 해석 프로그램은 크게 입력, 해석 출력의 세 부분으로 나눌 수 있으며, 프로그램 전체 흐름도는 그림 5와 같다.

4. 현장재하시험 사례를 통한 검증

본 절에서는 2개 시험부지에서 수행된 현장재하시험 사례와의 비교분석을 통하여 본 연구에서 제안된 말뚝-지반 상호작용을 고려한 수정된 하중전이함수법(coupled)의 타당성을 검토하였다. 또한, user-subroutine(FRIC) 경계면 모델을 이용하여 말뚝-지반 상호작용이 고려된 FE해석방법(설훈일, 2007)을 통한 결과와 말뚝-지반 상호작용을 고려치 못하는 일반적인 하중전이함수법(uncoupled)의 결과값도 함께 분석하여 비교검토하였다.

4.1 경기 사례

본 연구에서 해석기법의 타당성을 분석하기 위하여, 그림 6과 같이 경기지역의 현장에서 실시된 3본의 현장타설말뚝(D2, D4, D5)의 현장재하시험 자료(권오성, 2004)를 이용하였다. 본 사례의 시험말뚝은 편마암에 근입되어 있으며 재하방식은 말뚝 두부 정재하방식으로 시험이 수행되었다. 시험말뚝의 직경(D)은 모두 1,000mm이며, 길이는 13.8m, 암반 근입부 길이는 약 2D~3D 정도이다. 본 해석에서 사용된 각 지층 별 하중전이함수 및 해석 시 적용한 일축압

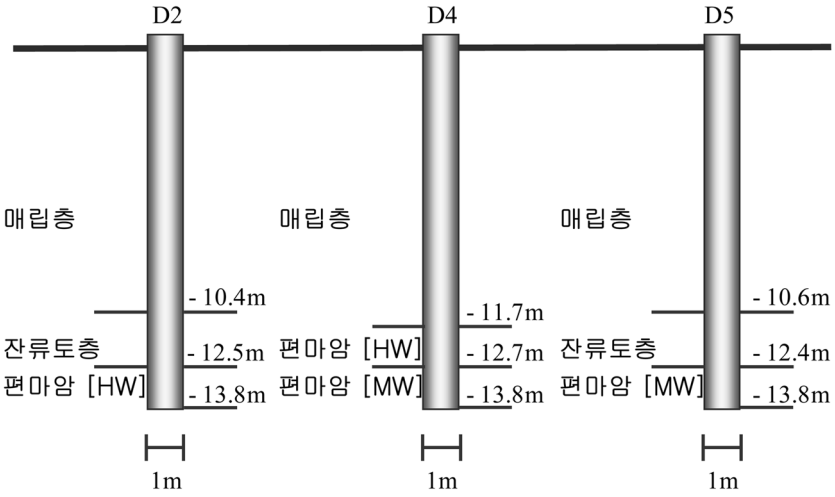

그림 6. 지층구성 및 시험말뚝(경기 사례)

표 1. 지반물성 및 하중전이함수 입력 값(경기 사례)

Pile No.		Subsurface Profile		Material Model[b]	Interface Model	Properties									
		Type[a]	Depth (m)			σ_{ci} (MPa)	Es (MPa)	ν	Φ (deg)	c (kPa)	γ (kN/m^3)	i (deg)	GSI	f_{max} (kPa)	w_{max} (m)
-		Pile	0-13.8	Elastic	-	33	28,000	0.2	-	-	23	-	-	-	-
D2	Shaft	Fill	0.3-10.4	M-C	Bi-Linear	-	50*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	100	0.01
		Residual soil	10.4-12.5	M-C	Bi-Linear	-	100*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	300	0.01
		Gneiss (CW)	12.5-13.8	D-P	Nonlinear[c]	48	905	0.3	40	1,000	21	4.6[d]	17	1,290[e]	-
	Toe	Gneiss (CW)	-	D-P	-	-	905	0.3	40	1,000	21	-	-	-	-
D4	Shaft	Fill	0.3-11.7	M-C	Bi-Linear	-	50*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	100	0.01
		Gneiss (HW)	11.7-12.7	D-P	Nonlinear[c]	48	1,203	0.3	40	1,000	21	4.6[d]	26	1,490[e]	-
		Gneiss (MW)	12.7-13.8	D-P	Nonlinear[c]	48	1,932	0.3	40	1,500	21	4.6[d]	37	1,890[e]	-
	Toe	Gneiss (MW)	-	D-P	-	-	1932	0.3	40	1,500	21	-	-	-	-
D5	Shaft	Fill	0.3-10.6	M-C	Bi-Linear	-	50*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	100	0.01
		Residual soil	10.6-12.5	M-C	Bi-Linear	-	100*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	300	0.01
		Gneiss (MW)	12.5-13.8	D-P	Nonlinear[c]	48	2,748	0.3	40	1,500	21	4.6[d]	40	2,250[e]	-
	Toe	Gneiss (MW)	-	D-P	-	-	2,748	0.3	40	1,500	21	-	-	-	-

[a]CW: completely weathered rock; HW: highly weathered rock; MW: moderately weathered rock (ISRM, 1981).
[b]M-C: Morh-Coulomb; D-P: Drucker-Prager; [c]Seol et al.(2008b); [d]국내 암반 굴착면 거칠기 평균값.
[e]예측값 $f_{max} = 0.135\ P_a\ (E_m/P_a)^{0.5}$ 여기서, P_a는 대기압(설훈일과 정상섬, 2007); * 가정값

축강도(σ_{ci}), 지반계수(E_s), 포아송 비(ν), 단위중량(γ), Geological Strength Index(GSI), 거칠기 각도(i), 극한 단위 주면마찰력(f_{max}), f_{max} 발현시의 변위(w_{max}) 등의 입력 값들은 표 1에 나타내었다. 여기서, 암반층의 지반계수는 암반변형계수(E_m)을 적용하였으며, 해석 시 적용한 하중전이함수 및 입력 값들은 지반조사 결과 및 현장재하시험 결과 측정된 하중전이곡선(f-w & q-w curve)을 기초로 선정하였다.

그림 7과 8은 시험말뚝들(D2, D4, D5)의 말뚝 두부하중-침하 곡선 및 축하분포도를 비교하여 도시한 것이다. 분석결과, 본 연구에서 제안된 수정된 하중전이함수법(coupled)은 현장 재하시험 결과를 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났으며, 말뚝-지반 상호작용이 고려된 FE해석 결과(Seol et al., 2008a)와도 비교적 잘 일치 하는 것으로 나타났다. 반면 기존 하중전이법(uncoupled)은 말뚝 주면으로부터 전이된 하중에 의해 발생된 추가적인 선단침하량 즉, 말뚝-지반 상호작용의 영향을 무시하기 때문에 침하량을 과소평가고 지지력을 크게 산정하는 것으로 나타났다.

4.2 홍콩 사례

본 비교분석에서는 그림 9와 같이 홍콩지역의 현장에서 실시된 1본의 현장타설말뚝 재하시험 자료(Zhan과 Yin, 2000)를 이용하였다. 본 시험말뚝은 그림 9와 같이 말뚝직경(D) 1,050mm, 말뚝길이 35.6m이며, 응회암에 약 4D 정도 근입되어있다. 본 시험말뚝의 경우, 말뚝-토사층 경계면에 역청코팅(bitumen coating)과 시멘트-벤토나이트 그라우트(cement-bentonite grout)를 시공하여 주면마찰력을 제거하고 암반 근입부에서만의 모든 재하하중을 지지하도록 하였다. 이를 통해 35m 이상의 대심도 말뚝임에도 불구하고 암반 근입부에서의 지지력과 하중전이거동을 측정하였다. 본 해석에서 사용된 각 지층별 하중전이함수 및 해석 시 적용한 물성은 표 2와 같다. 여기서, 해석 시 적용한 하중전이함수 및 입력 값

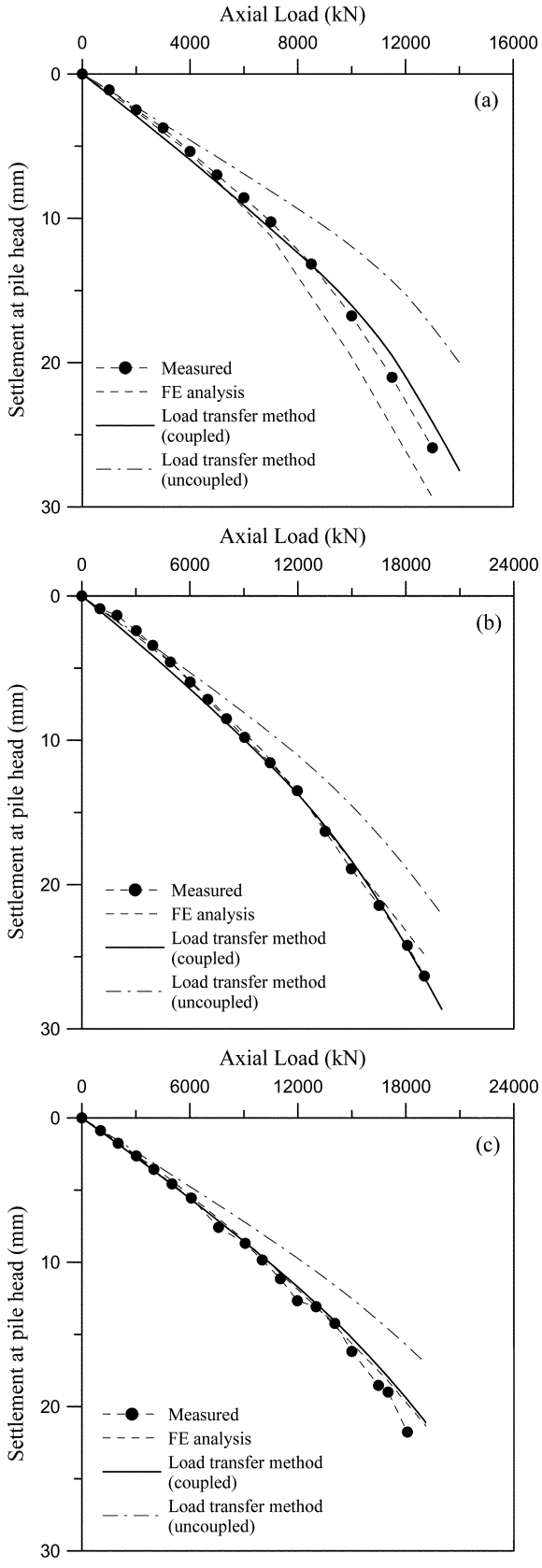

그림 7. 하중-침하량 곡선(경기 사례). (a) Pile D2, (b) Pile D4, (c) Pile D5

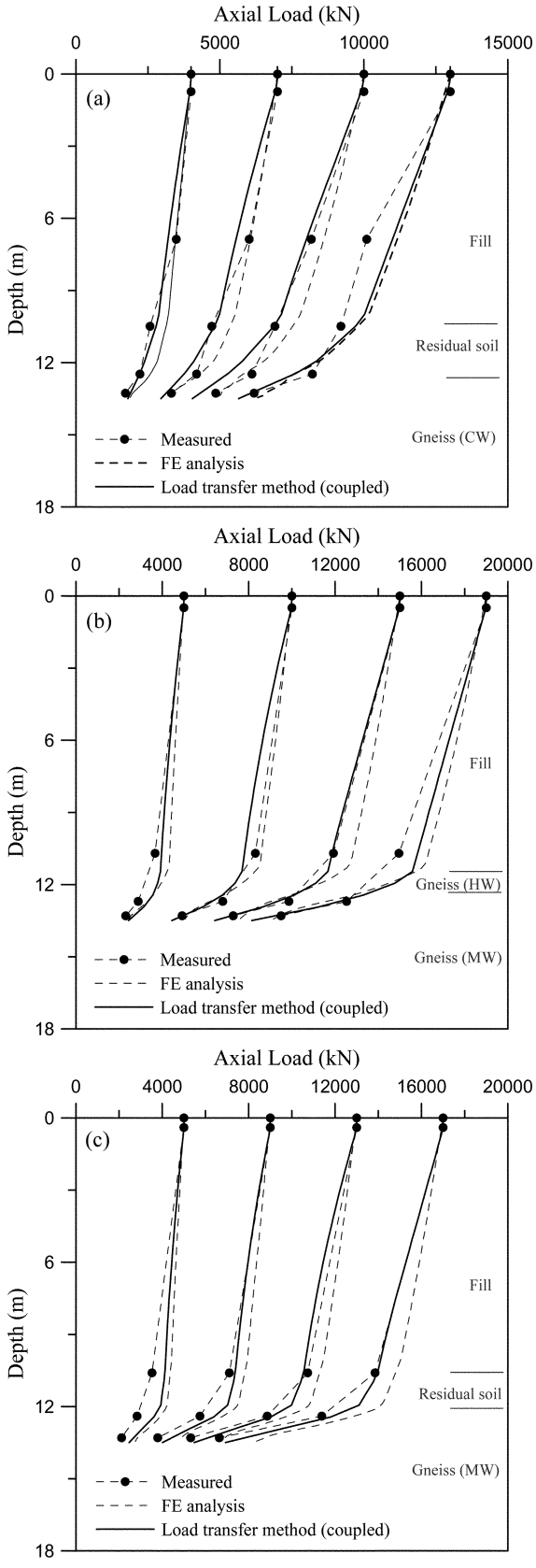

그림 8. 축하중 분포도(경기 사례). (a) Pile D2, (b) Pile D4, (c) Pile D5

들은 지반조사 결과 및 현장재하시험 결과 측정된 하중전이 곡선(f-w & q-w curve)을 기초로 선정하였다

그림 10과 11은 시험말뚝(V2)의 말뚝 두부하중-침하 곡선 및 축하분포도를 비교하여 도시한 것이다. 현장재하시험과의 비교분석 결과, 본 연구에서 제안된 수정된 하중전이함수법(coupled)은 침하량과 하중전이 거동의 현장 계측 값을 적절히 예측하는 것으로 나타났으며, FE 해석결과(Seol et al., 2008a)와도 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 반면 기존의 하중전이법(uncoupled)은 지지력을 과대평가 하는 것으로 나타났으며, 이는 주면하중에 의해 추가적으로 발생하는 선

표 2. 지반물성 및 하중전이함수 입력 값 (홍콩 사례)

Pile No.		Subsurface Profile		Material Model[b]	Interface Model	Properties									
		Type[a]	Depth (m)			σ_{ci} (MPa)	Es (MPa)	ν	Φ (deg)	c (kPa)	γ (kN/m^3)	i (deg)	GSI	f_{max} (kPa)	w_{max} (m)
-		Pile	0 – 35.5	Elastic	-	45	41,000	0.2	-	-	23	-	-	-	-
V2	Shaft	Fill	0-33.6	M-C	Bi-Linear	-	50*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	7	0.01
		Tuff (MW)	33.6 – 35.6	D-P	Nonlinear[b]	30	2000	0.3	40	1,500	21	4.6[c]	50	2,700[d]	-
	Toe	Tuff (MW)	-	D-P	-	30	2000	0.3	40	1,500	21	-	-	-	-

[a] CW: completely weathered rock; HW: highly weathered rock; MW: moderately weathered rock (ISRM, 1981).
[b] Seol et al.(2008b); [c] 국내 암반 굴착면 거칠기 평균값; [d] 예측값 $f_{max} = 0.135\ P_a\ (E_m/P_a)^{0.5}$; * 가정값

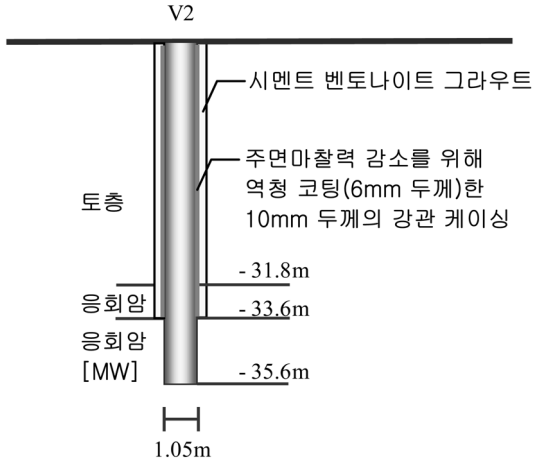

그림 9. 지층구성 및 시험말뚝(홍콩 사례)

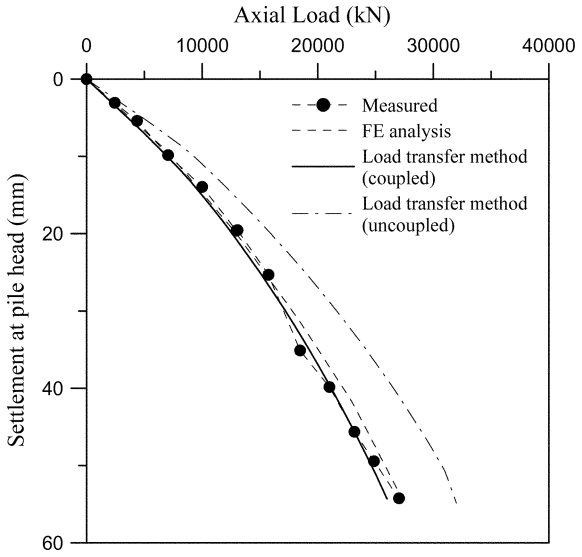

그림 10. 하중-침하량 곡선(홍콩 사례)

단침하량(w_{bs})으로 대변되는 말뚝-지반 상호작용이 분명이 존재함을 나타낸다.

5. 결 론

본 연구에서는 암반 근입 현장타설말뚝의 말뚝-지반 상호작용을 고려한 수정된 하중전이함수법을 제안하였으며, 현장재하시험 사례와의 비교분석을 통해 그 타당성을 검증하였다. 본 연구로부터 얻어진 결과는 다음과 같다.

1. Mindlin 해를 토대로 말뚝-지반 상호작용의 영향인자를 고려하여, 말뚝의 주면부로부터 전이된 하중에 의해 발생되는 선단지반의 침하량을 하중전이함수법에 도입하였다. 이로부터 지반의 말뚝-지반 상호작용을 고려한 말뚝의 거동해석이 가능함을 알 수 있었다.

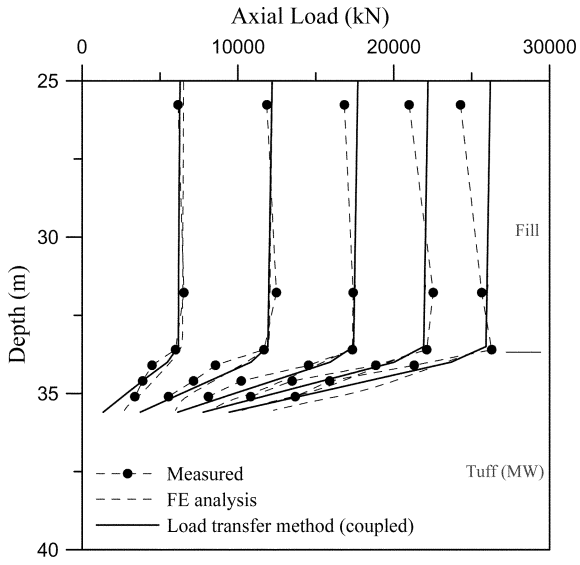

그림 11. 축하중 분포도(홍콩 사례)

2. 비교분석 결과, 본 연구에서 제안된 하중전이함수법에 의한 결과는 말뚝-지반 상호작용이 고려된 FE해석 예측값 및 현장재하시험 계측값과 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났으며, 기존 하중전이함수법에 비해 말뚝의 실제거동에 보다 근접하게 예측하였다.
3. 말뚝-지반 상호작용을 고려치 못하는 기존의 하중전이해석에 의하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 침하거동을 예측할 경우, 말뚝의 침하량이 실제 발생한 침하량에 비하여 과소하게 평가될 위험이 있는 것으로 나타났다.

참고문헌

권오성(2004) Effect of rock mass weathering on resistant Behavior of drilled Shaft socketed into weathered rock. 박사학위논문, 서울대학교.

설훈일(2007) Load transfer analysis of rock-socketed drilled shafts by considering coupled soil resistance. 박사학위논문, 연세대학교.

설훈일, 정상섬(2007) Shaft resistance characteristics of rock-socketed drilled shafts based on fled pile loading tests. **한국지반공학회논문집(영어논문)**, 한국지반공학회, 제23권, 제9호, pp. 51-63.

조성한(1997) **풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구**. 박사학위논문, 연세대학교.

Coyle, H.M. and Reese, L.C. (1966) Load transfer for axially loaded piles in clay. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, Vol. 92, No. 2, pp. 1-26.

International Society for Rock Mechanics (1981) *Suggested Mehtods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses*, Pergamon Press, UK.

Kim, S.I., Jeong, S.S., Cho, S.H., and Park, I.J. (1999) Shear Load Transfer Characteristics of Drilled Shafts in Weathered Rocks. *J. of Geotech. Geoenv. Eng., ASCE*, Vol. 125, No. 11, pp. 999-1010.

Mattes, N.S. and Poulos, H.G. (1969) Settlement of single compressible pile. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, Vol. 95, No. 1, pp. 189–207.

Seed, H.B. and Reese, L.D. (1957) The Action of Soft Clay Along Friction Piles. *Transactions, ASCE*, Vol. 122, pp. 731-753.

Seol, H.I., Jeong, S.S., and Kim, Y.M. (2008a) Load Transfer Analysis of Rock-Socketed Drilled Shafts by Coupled Soil Resistance. *Comp. and Geotech., Elsevier*, doi:10.1016/j.compgeo.

Seol, H.I, Jeong, S.S., Cho, C.H., and You, K.H. (2008b) Shear Load Transfer for Rock-Socketed Drilled Shafts based on Borehole Roughness and Geological Strength Index (GSI). *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 45, pp. 848-861.

Vesic, A.S. (1977) *Design of pile foundations.* National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Borard, Washington, D.C.

Zhan, C. and Yin, J. (2000) Field static load tests on drilled shaft founded on or socketed into rock. *Canadian Geotech. J.*, Vol. 37, pp. 1283-1294.

(접수일: 2008.7.9/심사일: 2008.8.6/심사완료일: 2008.9.5)