

사질토 지반에서 고강도 H-형강 말뚝의 수평거동

Response of H-Pile under Lateral Load in Cohesionless Soils

박영호¹⁾, Park, Young-Ho, 정현식²⁾, Jung, Hyun-Sik, 이영생³⁾, Lee, Yeong-Saeng, 정종홍⁴⁾, Jung, Jong-Hong

¹⁾ 한국도로공사 도로연구소 지반연구실 수석연구원, Div. Director, Geotechnical Div. of HRC

²⁾ 경기대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Kyonggi

³⁾ 경기대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Kyonggi

⁴⁾ 한국도로공사 도로연구소 지반연구실 연구원, Researcher, Geotechnical Div. of HRC

SYNOPSIS : Piles are often subjected to both axial and lateral loads. The nonlinear subgrade reaction method is widely used for the design of laterally loaded piles and in this approach the soil reaction is replaced with a series of independent nonlinear Winkler springs.

In this study, Laterally loaded high strength H-piles were analyzed using a finite difference solution, and three p-y curve models with different k values(the coefficient of horizontal subgrade reaction, $[FL^{-3}]$) were evaluated using data obtained from various field tests, and another analysis method using $Q_g - y_g$ curve was developed.

The results of this analysis were compared with the measured values to assess their applicability.

Key words : p-y 곡선, $Q_g - y_g$ 곡선, 수평 지반반력계수 k, FDM, H-말뚝, 다층지반

1. 서론

횡하중을 받는 말뚝의 비선형 해석에서 지반반력에 의한 해석법은 비교적 광범위하게 사용되고 있는 방법이다. 본 연구에서는 고강도 H-말뚝의 실무적용사례가 증가함에 따라 사질토지반에 있어서 횡하중에 대한 H-말뚝의 수평거동을 파악하기 위해 유한차분법(Finite difference analysis)을 이용한 수치해석 프로그램을 개발함으로써 그 해석 결과 값들을 실측치와 비교검토 하였다. 즉, 본 연구에서는 여러 p-y 모델과 $Q_g - y_g$ 곡선을 이용하여 수치해석을 실시하였으며 또한 각 지반조사 방법에 따라 여러 연구자에 의해 다양한 k값 산정방법이 제안됨에 따라 계산된 k값들을 Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 적용하여 수치해석을 실시하였다. 한편, 해석 결과와의 비교를 위해 현장 수평재하시험에 대한 실측치는 두 가지 경우가 적용되었다. 하나는 말뚝 타입으로 인한 함몰부에 느슨한 모래를 채워 약축방향으로 수평재하시험을 실시하였고, 다른 하나는 함몰부에 콘크리트를 충전하여 약축과 강축방향으로 수평재하시험을 실시하였다. 전자는 성토지반에 말뚝이 타입 되었으며 이 지반의 물성치를 알아보기 위하여 표준관입시험(SPT), 다일러토미터시험(DMT), 콘관입시험(CPT), 평판재하시험(PLT)등을 실시하였다. 또한 후자의 경우는 H-말뚝의 특성에 따라 약축방향과 강축방향으로 수평재하시험을 실시하였다. 각각의 경우에 대한 수치해석 결과와 실측치를 비교, 검토하였으며 전체적으로 수치해석에 적용된 방법들을 표 1에 정리하였다.

2. 이론적 배경 및 수치해석

2.1 p-y 해석

횡하중을 받는 말뚝의 비선형 해석을 위하여 우선적으로 각 깊이에 대한 p-y 곡선들을 산정하여야만 한다. 이러한 p-y 모델은 지금까지 현장 시험을 바탕으로 여러 가지 형태로 제안되었으며, 본 논문에서는 그 중에서도 특히 실질적으로도 많이 이용되는 Reese(1974)의 p-y 모델과 Murchison and O'Neill(1984)의 p-y 모델, 그리고 Matlock(1970)의 p-y 모델을 선정하여 수치해석을 실시하였다. 한편, 횡하중을 받는 말뚝의 해석은 일반적으로 지반반력법과 탄성해석법이 있으며, 본 연구에서는 지반을 무한개의 독립적인 탄성 스프링으로 대체하여 해석하는 Winkler 지반모델에 기초한 지반반력법을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 특히, 본 연구에서는 p-y 모델에 의한 수치해석은 기본적으로 유한 차분법(Finite difference analysis)에 의해 각 절점의 횡방향 변위를 구하게 되고, 계산된 변위를 이용하여 각 절점의 모멘트 및 반력을 구하게 된다. 즉 탄성보에 대한 기본적인 미분방정식은 식(1)과 같고, p-y곡선상의 초기절선(E_{sj})으로부터 식(1)을 이용하여 초기변위(y_j)를 구한 후 이 변위에 의해 다시 할선계수($E_{s(j+1)}$)를 구하게 되며, 계산된 할선계수로부터 y_{j+1} 를 재산정 하게된다. 이렇게 계산된 y_n 값은 $y_n - y_{n-1}$ 이 허용범위를 만족할 때까지 반복 계산된다. 즉, 만일 허용범위를 만족한다면 그때의 y_n 값이 임의의 절점에 대한 최종적인 수평변위이다. 전체적인 수치해석 흐름도는 그림 1에 나타내었다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p \quad (1)$$

여기서, EI 는 말뚝의 휨강성이고, $p = -E_s y$ 이며, E_s 는 지반계수를 나타낸다.

2.2 Layer 효과를 고려하는 p-y 곡선의 산정

일반적으로 제안된 p-y 곡선의 산정법(Matlock 등.)은 대체로 균질 지반에 대해 적용 가능한 방법들이다. 한편, 1983년 Georgiadis는 서로 다른 지층조건에 대한 p-y 곡선 산정방법을 제안하였는데 그는 기본적으로 Matlock과 Reese등이 제안한 극한지반반력을 이용하여 등가깊이(equivalent depth)를 결정함으로써 layer효과를 고려하였다. 한편 본 연구에서는 Georgiadis가 제안한 방법을 Reese의 p-y 모델과 Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 적용함으로써 layer효과를 고려한 p-y 곡선을 산출하여 수치해석을 실시하였다.

2.3 $Q_g - y_g$ 해석

Mwindo(1992)는 서로 다른 상대밀도의 지반에 근입된 총 22개의 말뚝에 대한 수평 재하시험을 통하여 그 결과들을 해석함으로써 지반의 변형률과 지반 반력과의 상관관계를 제시하였다. 이들의 관계를 토대로 Prakash와 Kumar(1996)는 사질토지반에서 횡하중을 받는 말뚝에 대하여 $Q_g - y_g$ 곡선을 산정하는 방법을 제안하였으며 이로부터 말뚝 상단의 변위를 계산하였다. 특히 이 방법은 $Q_g - y_g$ 곡선이 $k_{h(max)}$ 의 범위에 따라서 상계치(Upper bound)와 하계치(Lower bound)로 구분된다는 특징이 있다. 한편, 수치해석 방법은 임의의 y_g 를 가정하고 이에 따른 전단 변형률값에 의해 k_h 를 구하게 된다. 산정된 k_h 값으로부터 최종적인 Q_g 는 말뚝 머리 조건에 따라 다음 식(2)와 식(3)을 이용하여 구하게 되고, 이러한 방법으로 원만한 $Q_g - y_g$ 곡선이 얻어질 때까지 반복계산을 실시한다.

$$y_g = A_y \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_y \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \quad \text{For free head piles} \quad (2)$$

$$y_g = (A_y - 0.93 B_y) \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} \quad \text{For fixed head piles} \quad (3)$$

여기서, Q_g 와 M_g 는 각각 말뚝머리에서의 수평력과 모멘트를 나타내며, A_y 와 B_y 는 말뚝에 작용하는 수평력과 모멘트에 의한 변위계수(Matlock and Reese, 1960)이고, T는 k_h 값에 의한 상대강성계수를 나타낸다. 전체적인 수치해석 흐름도를 그림 2에 나타내었다.

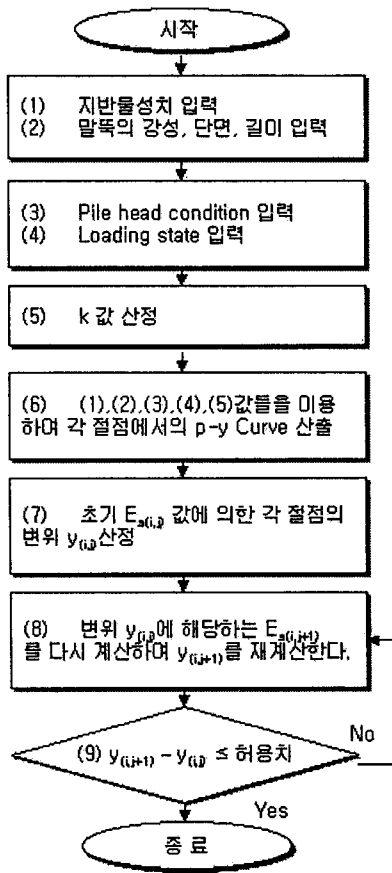


그림 1. p-y 곡선에 의한 수치해석 흐름도

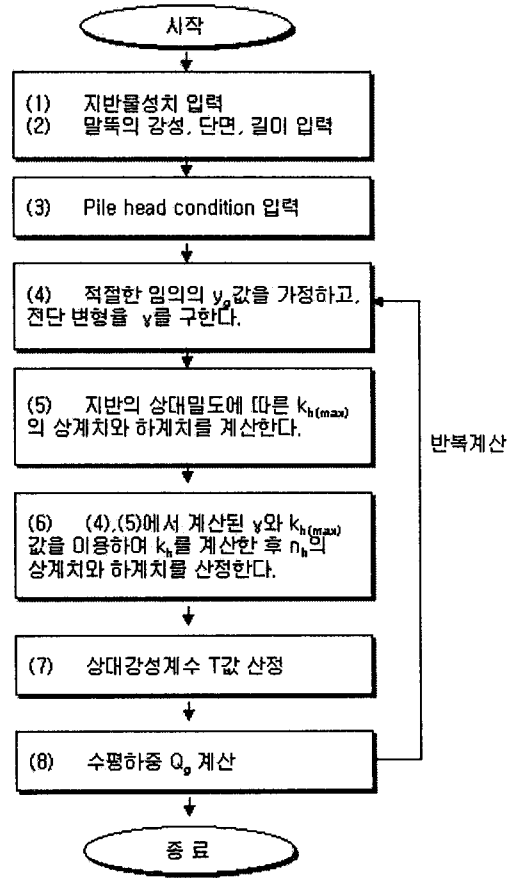


그림 2. Q_g - y_g 해석 흐름도

표 1. 여러 가지 비선형 모델과 k값 산정방법

해석방법	비선형 모델	적용된 k 값 또는 y_c 값	비고
p-y 해석	Reese 등(1974)	Meyer and Reese(1979)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
		Meyer and Reese(1979)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
		Terzaghi(1955)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
	Murchison and O'Neill(1984)	Vesic(1961)	DMT 결과에 의한 k 값 산정
		Bowles(1997)	지지력 공식 의한 k 값 산정
		Gabr and Borden(1988)	DMT & CPT 결과에 의한 k 값 산정
	Matlock(1970)	Robertson 등(1989)	DMT 결과에 의한 y_c 산정
Q_g - y_g 해석	Prakash and kumar(1996)	Mwindo(1992)	전단 변형률에 의한 해석

3. 수치해석 결과치와 실측치와의 비교

3.1 A사 수평재하시험 실측치와의 비교분석

본 시험현장은 교대 부근의 성토지반으로서 A1 지역과 A2 지역에서 각각 약축방향으로 수평재하시험을 실시하였다. A2 지역에서는 시험말뚝이 타입되었고 SPT, CPT, DMT 등 다양한 방법으로 지반조사를 실시하여 지반 물성치와 k값을 산정하였다.(표 1 참고) 즉, 이렇게 산정된 k값을 Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 적용하여 수치해석을 실시하였고, 또한 각기 다른 p-y 모델에 대해서도 수치해석을 실시함으로써 그 결과치들을 실측치와 비교, 분석하였다. 한편, A1 지역에서 지반 물성치는 SPT에 의해서만 산정하였으며 수평재하시험은 본 말뚝에 대해서 실시하였다. 여기서 얻어진 실측치를 역시 수치해석에 의한 결과치와 비교, 분석하였다.

표 2. 수치해석에 사용된 말뚝 및 지반 물성치 (A2-시험말뚝)

말뚝No.	지반 물성치		H-말뚝 치수 및 단면			
	내부 마찰각 ϕ (°)	흙의 단위중량 γ (t/m ³)	말뚝 폭 B(m)	휨강성 EI(t/m ²)	근입깊이 L(m)	비고
A2-Test Pile	37~38	1.90	0.3	1491	14.0	약축 ¹⁾

(단, 여기서 ¹⁾은 약 4.5m의 느슨한 모래로 충전하였음)

3.1.1 A2 시험말뚝의 하중-변위 곡선 비교

그림 3은 성토재에 대하여 다양한 지반조사방법으로 산정된 k값을 Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 적용하여 수치해석한 결과를 나타낸 것이다. 여기서 수치해석에 적용된 지반물성치는 표 2와 같다. 전체적으로 해석 결과는 비슷한 경향을 보이거나 Vesic의 k값에 의한 하중-변위 곡선이 다른 수치해석 결과치보다는 변위가 크게 산정되었다. 이는 Vesic이 제안한 $k_h[FL^{-2}]$ 값이 일반적으로 말뚝의 수평재동 해석에 적용되기보다는 주로 수직하중을 받는 탄성지반의 보 해석에 적용되는 지반반력계수 값을 나타내기 때문인 것으로 판단된다. 한편, 그림에서 보는 바와 같이 수치해석 결과치가 실측치보다는 전체적으로 작은 변위가 산정되었는데 이것은 현장 수평재하시험시 H-말뚝을 타입 함에 따라 상부 주변지반이 함몰되고, 그 공동부에 느슨한 모래로 채운 상태에서 재하시험이 이루어졌기 때문인 것으로 판단된다.

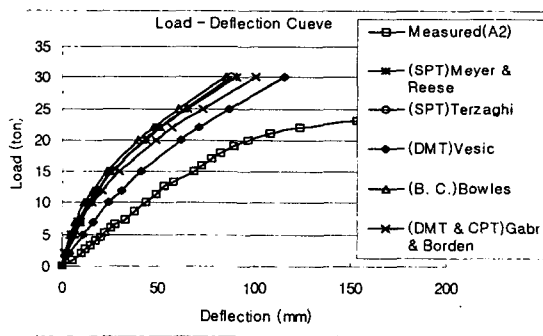


그림 3. 다양한 k값에 의한 하중-변위 곡선

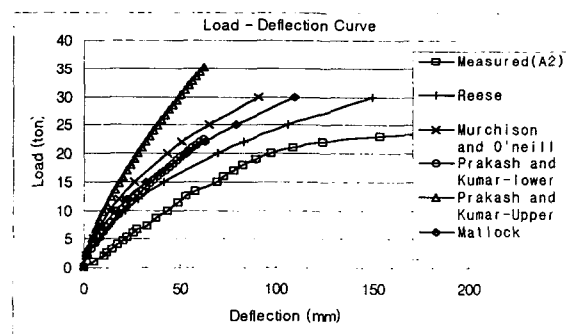
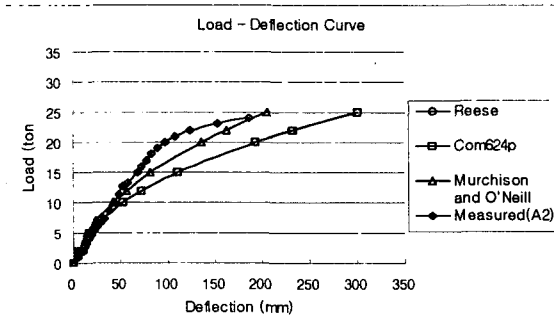


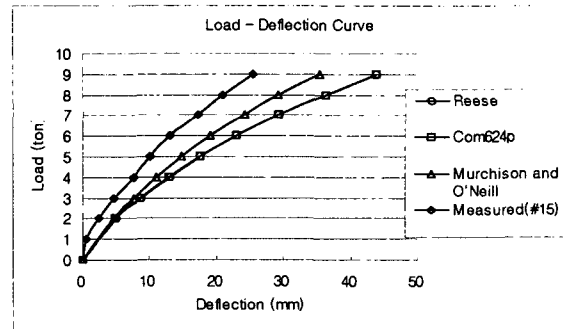
그림 4. 각 p-y 모델에 의한 하중 변위 곡선

그림 4는 각기 다른 모델에 의한 수치해석 결과를 나타낸 것이다(표 1 참고). Matlock의 p-y 모델에서 k값의 산정은 DMT의 결과로부터 산정되었으며, 다른 모델에서는 SPT의 결과로부터 k값을 산정하였다. 전체적으로 Murchison & O'Neill의 p-y 모델과 Matlock의 p-y 모델이 Prakash & Kumar의 상한치와 하한치의 범위에 있음을 알 수 있다. 한편, Reese의 p-y 모델은 다른 모델에 비해 큰 변위가 계산되었는데 이는 Reese의 극한지반반력값이 다른 모델에 비해 작게 산정되기 때문인 것으로 판단된다. 그러나 수치해석 결과가 실측치에 비해 전반적으로 작은 변위가 산정되었다. 이것은 앞에서 언급한 바와 같이 수치해석시에는 성토재에 대한 물성치를 입력했으나 실제 수평재하시험시에는 H말뚝의 향타로 인한 지표면 부분(0~5m)에 생긴 웹(web)과 플랜지(flange)사이의 함몰부에 느슨한 모래로 충전을 함으

로써 상부 지반에 대한 강도저하가 발생했기 때문인 것으로 판단된다.



(a) A2-시험말뚝



(b) A1-15번 말뚝

그림 5. Layer효과를 고려한 하중-변위 곡선

표 3. 두 개의 지층에 대한 지반물성치 (A2-시험말뚝)

지층구분	지층 두께(m)	내부 마찰각 ϕ (°)	흙의 단위중량 γ (t/m ³)
상부지반 (충전재)	4.5	28	1.65
하부지반 (성토재)	9.5	38	1.90

위에서 설명한 바와 같이 본 재하시험에서는 상부지반이 느슨한 모래로 충전되어 있어 하나의 성토재에 대한 물성치를 적용하여 수치해석하는 경우에는 실측치에 비해 과소한 변위가 산정 된다. 따라서 본 연구에서는 함몰부를 하나의 지층상태로 고려하여 수치해석을 실시하였다. 즉, layer효과를 고려한 p-y 곡선을 산정함으로써 지반을 두 개의 지층으로 구분하여 실제 지반상태에 보다 더 가깝게 모사 하였다. 수치해석에 사용된 지반물성치는 표 3과 같고, 그림 5(a)는 각각 Reese의 p-y 모델과 Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 layer 효과를 고려하여 수치해석한 결과를 실측치와 기존의 횡하중 해석 프로그램인 Com624p와 비교한 것이다. 전체적으로 Com624p의 해석결과와 Reese의 p-y 모델에 의한 해석결과가 매우 일치함을 알 수 있는데, 이는 Com624p 프로그램 또한 Reese의 p-y 모델을 적용하여 수치해석을 하기 때문이다. 반면에 Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 의한 수치해석결과는 상대적으로 작게 산정 되었는데 이것은 그림 4에서 설명한 바와 같이 Murchison & O'Neill의 극한지반반력값이 상대적으로 보다 더 크게 산정되기 때문인 것으로 판단된다. 한편, Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 의한 수치해석결과는 전체적으로 하나의 성토재로 물성치를 입력한 경우보다는 두 개의 지층으로 구분하여 계산한 결과가 실측치에 더 유사한 결과를 나타내었으며, Reese의 p-y 모델에 의한 해석결과는 대체로 큰 변위가 산정 되었다.

3.1.2 A1-15번 말뚝의 하중-변위 곡선 비교

A1지반의 물성치는 SPT에 의해서만 산정 되었으며, 지반 물성치는 표 4에 나타내었다. 수치해석은 두 개의 토층으로 구분하여 실시하였고, 해석결과와 실측치의 비교를 그림 5(b)에 도시하였다. 여기서, A1-15번 말뚝의 수평재하시험 결과는 A2-시험말뚝의 시험결과와 유사한 경향을 나타내었다. 즉, Com624p의 해석결과와 Reese의 p-y 모델에 의한 해석결과는 거의 동일한 결과를 나타내었으며, Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 의한 해석결과는 Reese의 p-y 모델에 의한 해석결과보다 더 작은 변위가 산정되었다. 그러나 대체로 실측치보다는 큰 변위가 산정되었는데 이것은 위에서 언급한 바와 같이 수치해석에서는 상부토층 전체를 느슨한 모래로 고려하였으나 실제 수평재하시험에서는 함몰부에만 느슨한 모래로 충전하였기 때문인 것으로 판단된다. 또한 15번 말뚝이 타입된 지반(A1 지역)의 물성치는 시험말뚝이 타입된 A2 지반보다 ϕ 값이 더 크게 산정되었다. 따라서 말뚝 타입에 의한 지반 함몰

양상도 시험말뚝에서의 그것 보다 더 적게 발생하였으며, 이러한 이유로 수평하중에 의한 변위가 시험 말뚝에서 보다 더 작게 측정된 것으로 보인다.

표 4. 두 개의 지층에 대한 지반물성치 및 말뚝 제원 (A1-15번 말뚝)

지층구분	지층두께 (m)	내부 마찰각 ϕ (°)	흙의 단위중량 γ (t/m ³)	말뚝 폭 B(m)	휨강성 EI(t/m ²)	근입깊이 L(m)	비고
상부지반(충전재)	4.5	28	1.65	0.3	1491	17.4	약측 ¹⁾
하부지반(성토재)	12.9	39	2.00				

(단, 여기서 ¹⁾은 약 4.5m의 느슨한 모래로 충전하였음)

3.1.3 A1-15번 말뚝의 하중-모멘트 비교

말뚝의 각 깊이마다 게이지를 설치하여 응력값을 구하고 각 절점에서의 모멘트를 계산하였다. 이 실측에 의한 모멘트값을 수치해석을 통한 모멘트 값과 서로 비교하였다. 그림 6은 각각의 수평하중에 대한 모멘트값을 깊이별로 도시한 것이다. 전체적으로 모멘트 값이 실측치보다는 수치해석 결과에서 더 크게 산정되었는데 이것은 그림 5(b)에서 설명한 바와 같이 수치해석에 의한 변위가 실측치보다 좀더 크게 산정되었기 때문인 것으로 보인다. 그러나 전체적으로 모멘트 값에 대한 해석치와 실측치의 결과는 서로 비슷한 경향을 보이고 있다.

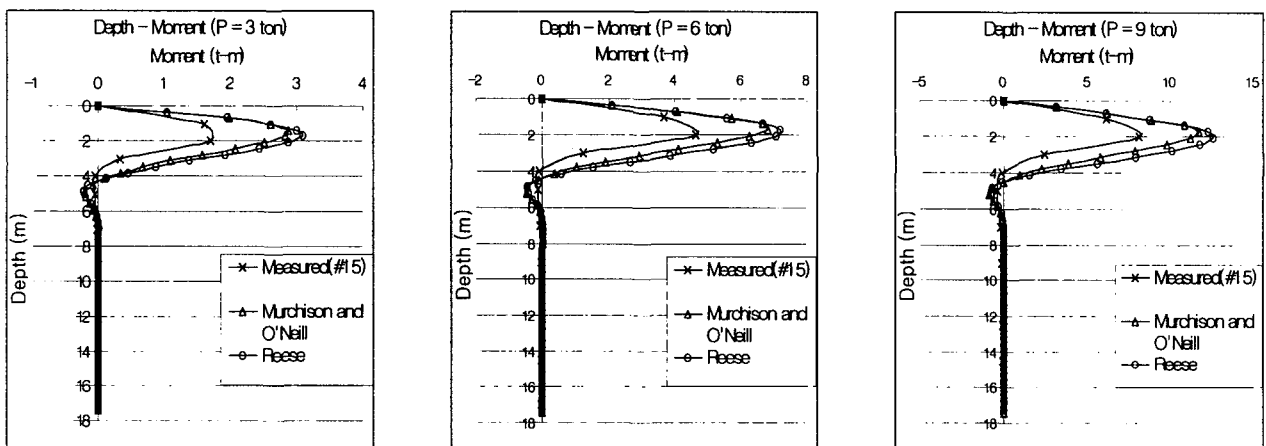


그림 6. 실측 모멘트값과 Murchison & O'Neill 및 Reese의 p-y 모델에 의한 해석치와의 비교

3.2 B사 수평재하시험 실측치와의 비교분석

본 재하시험에서는 H-말뚝의 특성에 따라 각각 다른 재하방법으로 시험을 실시하였다. 즉, 웹에 직각 방향(약축)과 플랜지에 직각방향(강축)으로 수평재하를 실시하였으며, 또한 각각에 대하여 공동부를 콘크리트로 충전함으로써 충전을 하지 않은 말뚝과의 수평저항력을 서로 비교하였다. 따라서 본 연구에서도 각각의 조건에 맞는 수치해석을 실시하였고, p-y 곡선은 Murchison & O'Neill의 모델과 Reese의 모델을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 한편 지반 물성치는 SPT에 의한 결과값을 이용하여 2개의 토층으로 나누어서 산정하였으며 그 값들을 표 5에 나타내었다. 각각의 결과는 아래 그림에 도시하였다.

그림 7은 말뚝타입후 웹에 직각방향(약축)으로 수평재하시험을 실시하여 그 실측치를 수치해석 결과와 비교한 것이다. 전체적으로 실측치가 두 모델에 의한 계산치의 범위에 있음을 알 수 있으며, 대체로 비슷한 결과값을 나타내었다. 특히 실측치는 Murchison & O'Neill의 p-y 모델에 의한 수치해석 결과와 상당히 유사한 경향을 나타내었다. 한편, 그림 8은 말뚝 타입에 의해 발생한 공동부에 콘크리트를 충전

하여 웹에 직각방향(약축)으로 수평재하시험한 결과치를 수치해석 결과와 비교한 것이다. 여기서, 약축 쪽에 대한 콘크리트 충전효과는 일반적으로 충전 전 보다는 상당히 크게 작용함으로 실측치에서는 작은 변위값이 측정되었다. 한편, 본 수치해석에서는 상부지반에 대하여 원지반의 물성치를 입력하여 계산을 했기 때문에 실측변위보다는 큰 변위가 산정되었다. 즉, 실측치와 수치해석 결과에 의한 변위차는 상부 지반에 대한 원지반의 물성치와 콘크리트와의 강성차이 때문인 것으로 판단된다.

표 5. 수치해석에 사용된 말뚝 및 지반물성치

B사 수평재하시험								
지반 물성치				H-말뚝 치수 및 단면				
지층 구분	내부 마찰각 ϕ (°)	흙의 단위중량 γ (t/m ³)	지층 두께 (m)	말뚝No.	휨강성 EI(t/m ²)	말뚝 폭 B(m)	관입길이 L(m)	비고
상부	32	1.85	4	DH1	1491	0.3	6.7	약축
				DH2	4515	0.3	6.2	강축
하부	40	2.00	1~2.7	DH3	1491	0.3	5.0	약축 ¹⁾
				DH4	4515	0.3	5.9	강축 ²⁾

(여기서, ¹⁾, ²⁾은 공동부에 각각 1.2m, 1.5m의 콘크리트로 충전하였음)

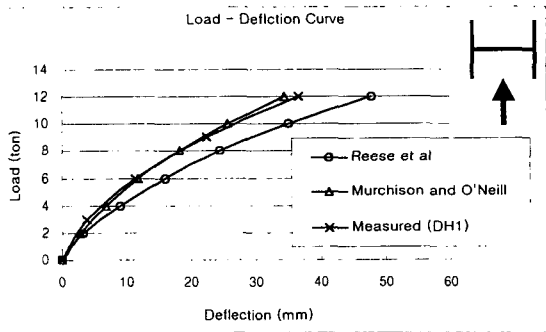


그림 7. 약축에 대한 하중-변위 곡선

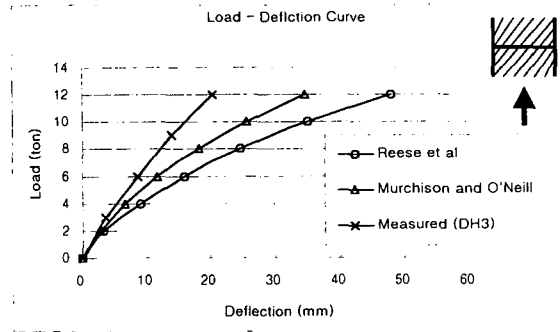


그림 8. 약축에 대한 하중-변위 곡선(콘크리트 충전)

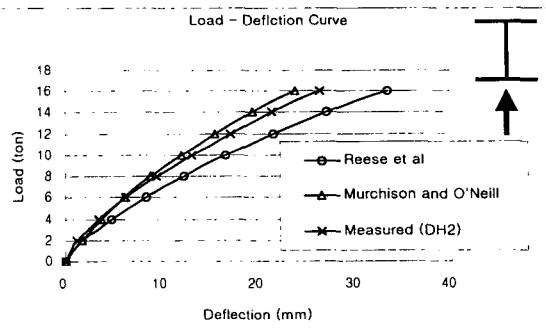


그림 9. 강축에 대한 하중-변위 곡선

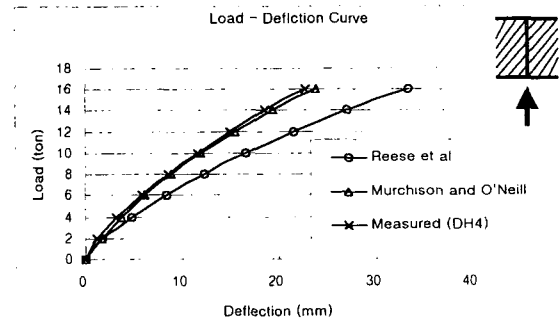


그림 10. 강축에 대한 하중-변위 곡선(콘크리트 충전)

그림 9는 말뚝타입후 플랜지에 직각방향(강축)으로 수평재하를 실시하여 그 실측치를 수치해석 결과와 비교한 것이다. 전체적으로 약축에 비해서는 작은 변위가 산정되었다. 이는 H-말뚝의 특성상 강축쪽의 수평저항력이 약축에 비해 보다 더 크기 때문인 것으로 보인다. 대체로 실측치가 수치해석 결과치의 범위에 있음을 알 수 있다. 한편, 그림 10은 말뚝 타입에 의해 발생된 공동부에 콘크리트를 충전한 후 플랜지에 직각방향(강축)으로 수평재하를 실시한 실측치와 비교한 것이다. 그림 9와 비교하여 수평하중에 의한 실측변위는 약축에서와는 달리 크게 감소하지는 않았다. 이는 강축쪽에 대한 콘크리트 충전효

과가 약축에 비해 그리 크지 않기 때문인 것으로 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 사질토지반에 있어서 횡하중에 대한 H-말뚝의 수평거동을 파악하기 위해 유한차분법을 이용한 수치해석 프로그램을 개발함으로써 그 해석 결과 값들을 실측치와 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 다양한 k값에 의한 수치해석결과는 그렇게 큰 차이를 보이지는 않았으나, Vesic의 k값에 의한 해석결과는 비교적 큰 변위가 산정되었다. 이는 Vesic이 제안한 $k_h[FL^{-2}]$ 값은 일반적으로 말뚝이 아닌 탄성지반의 보해석에 적용되는 지반반력계수 값을 나타내기 때문인 것으로 판단된다.

(2) 각 p-y 모델에 대한 수치해석을 통해 Reese의 p-y 모델은 다른 p-y 모델 보다 더 큰 변위가 산정되었다. 이는 Reese가 제안한 극한지반반력이 다른 모델에서 제안된 것보다는 작게 산정되기 때문인 것으로 판단된다.

(3) 성토지반에 항타로 인하여 생긴 웹과 플랜지 사이의 함몰부에 느슨한 모래로 충전하여 약축방향으로 수평 정재하시험한 경우에는 원지반의 성토재에 대하여 하나의 토층으로 고려하는 것보다는 함몰부를 포함한 두 개의 토층으로 고려하여 Murchison & O'Neill의 p-y 모델로 수치해석 하는 것이 실측치에 보다 더 유사한 결과를 얻었다.

(4) 말뚝 상부에 콘크리트 충전이 안된 H-말뚝에 대해서는 일반적으로 Murchison & O'Neill의 p-y 모델과 Reese의 p-y 모델을 이용한 수치해석 결과치가 실측치와 비교적 유사한 경향을 나타내었으며, 특히 Murchison & O'Neill의 p-y 모델을 이용한 수치해석 결과치가 Reese의 p-y 모델에 비해 실측치에 보다 더 근접한 결과를 나타내었다.

(5) 강축에 대하여 수평재하시에 콘크리트 충전 전, 후의 수평변위 차는 그리 크게 발생하지 않았으나 약축으로 재하시에는 그 차가 크게 발생하였다. 이는 약축에서의 콘크리트 충전 효과가 강축에서의 콘크리트 충전 효과보다도 훨씬 더 크게 작용하기 때문인 것으로 판단된다.

감사의 글

수평재하시험의 자료활용에 도움을 주신 대한주택공사 주택연구소에 감사드립니다.

참고문헌

1. 대한주택공사 외(1998), "고강도 H형강 말뚝의 지지력특성에 관한 연구"
2. 한국도로공사 외(1999), "무조인트교량 실용화 연구"
3. Georgiadis, M.,(1983) "Development of p-y Curves for Layered Soils", *Proceedings, Geotechnical practice in offshore Engineering*, ASCE, April, 1983, pp.536-545.
4. Matlock H.,(1970) "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", *Proceeding Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Paper OTC 1204
5. Murchison, J, M., and O'Neill, M. W.,(1984) "Evaluation of P-y Relationships in Cohesionless Soils", *Proceedings of ASCE Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations*.
6. Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D.,(1974) "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand," *Proceedings Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Paper No. OTC 2080, pp. 473-483