

II. 강관말뚝의 수평하중에 대한 설계법 고찰

이인모, 김형섭, 이원제, 이우진

(고려대학교)

1. 개 요

기초구조물 중 말뚝은 상부구조물의 하중을 하부 지반에 안전하게 전달·지지시키기 위해 가장 많이 시공되는 깊은 기초형식이다. 특히 강관말뚝은 여러 가지 장점을 갖고 있어 중요구조물이나 대형토목구조물의 기초구조물 등에서 광범위하게 사용되고 있다.

상부구조물의 하중이 연직방향으로 작용하는 경우에 대한 연구 및 실무적용은 많은 발전을 거듭하여 왔다. 그러나 말뚝에 토압, 풍압, 파력, 제동력 등이 작용하게 되면 말뚝머리에는 연직력뿐만아니라 수평력과 모멘트가 동시에 작용하게 되는 데 연직력에서와 마찬가지로 수평력을 받는 말뚝의 과도한 변위나 파괴는 상부구조물에 심각한 영향을 끼칠 수 있으므로 이에 대한 검토가 수반되어야 하지만 아직 연구가 진행되고 있는 과정에 있다고 볼 수 있다. 아울러 수평력을 받는 말뚝에 대한 설계 개념의 이해부족, 설계관련 자료의 불충분, 하중조합 중 수평하중의 상대적인 중요도 저하 등의 원인에 따라 설계 경험 역시 미진한 실정이라 할 수 있다.

최근에는 강관말뚝을 주로 사용하는 경부고속철도, 신공항, 고속도로, 일반도로 공사 등의 교량구조물에 대한 기초말뚝을 설계할 때 주어진 일반적 수평하중뿐만아니라 지진하중을 포함한 내진설계 개념이 도입·시행되면서 수평하중에 대한 말뚝기초 설계 내역의 중요도가 점차 증가하는 추세이다.

본 고에서는 수평하중에 대한 설계 개념을 살펴본 후, 현장수평재하시험 결과를 반영하여 설계 초기단계 및 허용수평하중을 결정하는 과정에서 중요한 요소로 작용하는 수평방향지반반력계수(K_h , Modulus of Horizontal Subgrade Reaction)의 적절한 산정 방법을 제시하고 말뚝두부 구속조건, 무리말뚝 효과 등을 고려한 설계 절차를 정리하고자 한다.

2. 수평하중지지력 해석방법

2.1 해석방법 일반

수평력과 모멘트가 작용하는 기초말뚝의 해석과 설계는 말뚝두부의 구속조건(자유 또는 회전구속), 지반조건(사질토 또는 점성토), 말뚝의 거동조건(rigid or elastic) 등에 따라 다른방법과 이론이 적용된다. 즉 말뚝과 지반의 변형 상태에 따라 해석 방법을 달리 적용하여야 하는데 여기에는 주동말뚝(Active Pile)해석과 수동말뚝(Passive Pile) 해석방법이 있다.⁵⁾ 주동말뚝과 수동말뚝은 말뚝과 지반 중 어느 것이 변형의 주체인가에 따라 [그림 1]에 도시한 바와 같이 구분된다. 주동말뚝은 [그림 1]에서 보는 바와 같이 말뚝이 지표면 상에서 기지의 수평하중을 받는 경우이다. 그 결과, 말뚝이 변형함에 따라 말뚝 주변지반이 저항하게 되고 이 저항으로 하중이 지반에 전달된다. 이 경우는 말뚝이 움직이는 주체가 되어 먼저 움직이게 되고 말뚝의 변위가 주변지반의 변형을 유발시키게 된다,

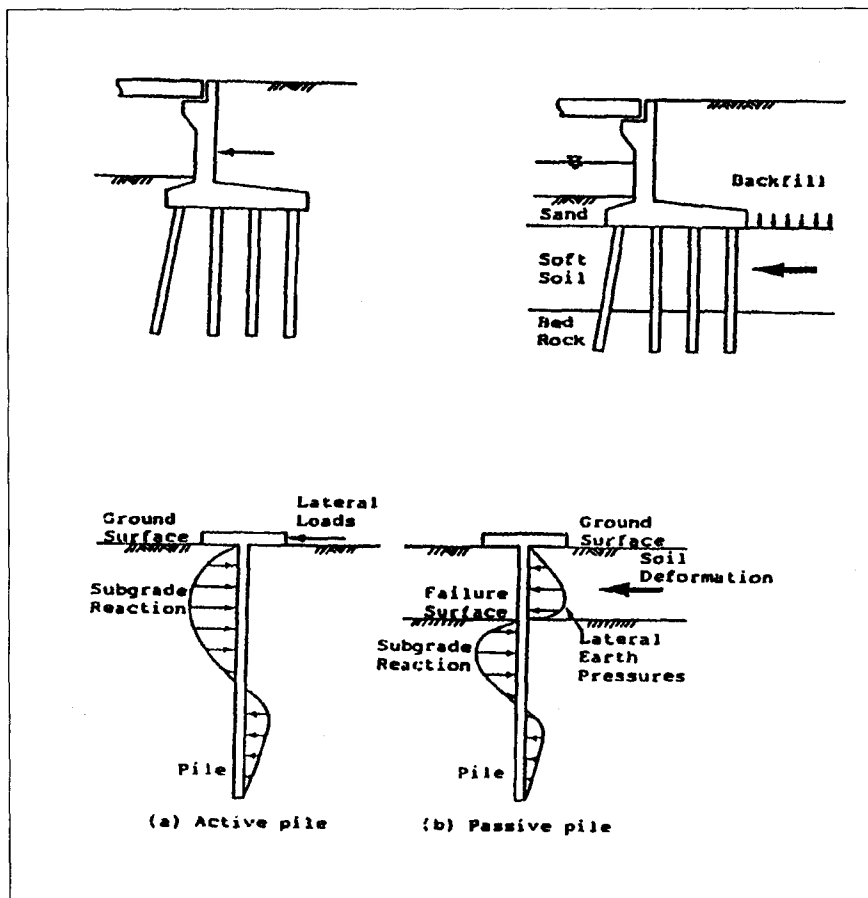
한편, 수동말뚝은 우선 어떤 원인에 의하여 말뚝주변지반이 먼저 변형하게 되고, 그 결과로서 말뚝에 축방토압이 작용하고 나아가 부동지반면하의 지반으로 이 축방토압이 전달된다. 이 경우에 있어서는 말뚝주변지반이 움직이는 주체가 되어 말뚝이 지반변형의 영향을 받게 된다.

이들 두 종류의 말뚝의 최대 상이점은 말뚝에 작용하는 수평력이 주동말뚝에서는 미리 주어지는데 비하여 수동말뚝에서는 지반과 말뚝사이의 상호작용의 결과에 의하여 정하여지는 점이다. 말뚝주변지반의 변형상태 및 말뚝과의 상호작용이 대단히 복잡한 점을 고려하면 수동말뚝이 주동말뚝에 비하여 더욱 복잡한 것을 알 수 있다.

주동말뚝은 말뚝의 수평지지력의 문제로서 자주 취급되어 왔다. 다시 말하면, 말뚝의 수평저항에 관하여는 주로 주동말뚝이 취급되어 왔다고 말하여도 과언은 아니다. 이러한 주동말뚝에 대한 각종 문제는 여러 사람들에 의하여 비교적 많이 연구된 편이다.

한편, 수동말뚝은 비교적 최근에 이르러 기초공학분야에서 주목되기 시작한 말뚝이다. 축방이동과 같은 지반의 축방소성변형은 말뚝에 영향을 미치게 되고 말뚝과 지반의 상호작용의 결과로 말뚝은 축방토압을 받게 되어 예상치 않았던 피해가 발생하는 경우가 종종 있다. 더욱이, 말뚝을 사용한 토목, 건축구조물이 나날이 증가하여 감에 따라 이러한 수동말뚝의 사용도도 점차 증가되고 있으며 이에 관한 연구결과가 집중적으로 정리, 토론된 바도 있다.

주동말뚝에 대한 해석법은 옛부터 많이 제안되어 왔으나, 무엇보다 중요한 점은 말뚝 주변지반의 변형특성을 표현하는 변수를 어떻게 정의하여 구할 것인가에 있다. 통상 이 변수로는 수평방향의 지반반력계수가 사용되고 있으며, 지반반력이 말뚝의 변위에 비례한다고 가정한 Chang의 방법이나 지반의 극한과괴상태를 고려한 Broms의 방법 등이 많이 이용된다. 주동말뚝으로 설계되는 구조물기초의 예로서는, 비교적 높은 강도특성을 갖는 지반상에 설치되는 교대기초말뚝, 풍압과 파력, 정박충격력 등을 받는 해양 및 항만구조물기초말뚝, 지진시의 수평진동을 받는 기초말뚝 등을 대표적으로 들 수 있으며, 기타 수평인장력을 지지하기 위해 설치하는 기초말뚝이 여기에 해당된다.

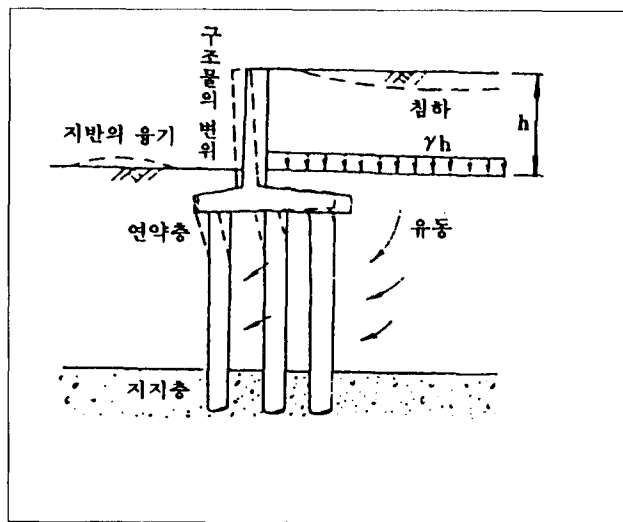


[그림 1] 수평력을 받는 말뚝기초

한편, 수동말뚝으로 설계되는 구조물기초의 예를 들면, 연약지반상에 설치되어 말뚝 주변지반의 측방이동에 의한 수평하중을 지지하기 위한 교대기초말뚝, 산사태 등의 사면붕괴를 방지할 목적으로 설치하는 사면안정용말뚝 등이 대표적인 수동말뚝이며, 기타 흙막이용 말뚝, 횡잔교기초말뚝, 상재하중에 의해 측방토압을 받는 기초말뚝 등이 포함된다.

본 고에서 중점적으로 다루고자 하는 해석개념은 주동말뚝으로 설계되는 기초말뚝이며 이에 대해서는 후술하기로 하고, 여기서는 우선 반드시 수동말뚝해석개념을 적용해야 하는 기초말뚝중 가장 중요한 내용인 연약지반상의 축방이동과 관련한 문제를 살펴봄으로써 해석방법을 구분적용해야 할 필요성을 언급하고자 한다.

연약지반상에 설치된 교대나 옹벽의 기초로서 강관말뚝이 시공되어있는 경우 배면성토에 의한 지반의 압밀침하와 함께, 편하중에 의해서 연약지반이 축방유동을 일으켜서 구조물에 기능상 바람직하지 못한 전도나 활동 등의 변형이 생기는 수가 있는데 이 현상을 축방이동이라 부른다.



[그림 2] 교대의 축방이동

따라서 설계시에는 사전에 축방이동 발생여부를 판정하고 축방이동의 염려가 있을 경우에는 그 대책을 강구할 필요가 있다. 축방이동의 판정방법은 아직 확립되어있지는 않으나 원호활동 계산방법, 축방유동지수방법, 축방이동 판정지수방법 등에 의하고 있다. 이들 판정방법과 판정결과에 따른 대책공법 등은 참고문헌⁹⁾에 상세하게 기술되어있다.

이상에서 언급한 바와 같이 연약점토층이 비교적 두꺼운 지반에 설치된 강관말뚝기초에서는 축방이동에 의한 수평하중의 증가를 예상할 수 있으므로 수동말뚝해석법을 적용하여 보다 적절하게 설계하여야 함을 시사하고 있다.

한편, 수평력을 받는 기초말뚝의 가장 일반적인 설계개념인 주동말뚝해석법을 살펴보면 다음과 같다. 일반적으로 주동말뚝의 설계시에는 아래와 같은 두가지 방법을 적용한 후 작은 값을 기초말뚝의 허용수평하중 지지력으로 결정한다.

첫째, 극한수평하중 지지력을 산정한 후 안전율을 적용하여 허용지지력을 산정하는 방법.

둘째, 수평방향의 허용변위량으로 부터 허용지지력을 산정하는 방법

그런데, 일반적으로 말뚝기초는 무리말뚝 형태로 설계/시공되므로 앞에서 구한 단일 말뚝에 대한 허용수평지지력은 무리말뚝효과를 고려하여 최종적인 허용지지력으로 결정하여야 한다.

[표 1] 에는 해석방법, 지반조건, 말뚝설치조건 등에 따라 적용가능한 수평하중지지력 계산방법을 요약하였다.

[표 1] 수평하중 지지력 해석방법(연직말뚝)

해석방법		적용조건 또는 특징
극한수평 지지력 산정	Brinch Hansen의 방법 (1961)	<ul style="list-style-type: none"> · 토압이론에 근거 · C-ϕ 토질에 적용 · 다층토에서 해석가능 · 단말뚝(short pile)에 한정 · 회전점 결정에 시산법 적용
	Broms의 방법	<ul style="list-style-type: none"> · 토압이론에 근거하며 흙의 저항분포 단순화 · 단·장말뚝(short pile & long pile)에 적용 · 순수사질토나 순수점성토에만 각각 적용 · 두부 자유조건이나 두부 회전구속 조건 각각에 적용 · 다층토 해석 불가능 · C-ϕ 토질에는 적용치 못함
설계수평하 중에서의 허용수평 변위 산정	지반반력법 (Modulus of Subgrade Reaction Approach) (Reese and Matlock, 1956)	<ul style="list-style-type: none"> · 흙을 독립적인 선형 스프링으로 가정 · 상대적으로 간편한 방법 · 깊이에 따른 지반반력 변화, 다층 시스템 등 비선형 고려 가능(p-y curve 이용) · 지금까지의 해석 및 적용 경험이 축적됨. · 흙의 연속성 무시 · 수평지반 반력계수는 기초의 크기나 형상에 따라 달라지는 고유값이 아님
	탄성연속체 해석 (Elastic Continuum Approach) (Poulos, 1971)	<ul style="list-style-type: none"> · 흙을 이상적인 탄성 연속체로 가정 · 이론적으로는 보다 현실성을 지님 · 흙의 깊이와 층상에 따른 계수 특성 고려가능 · 현장 적용상 적절한 변형률 범위 선정이나 이에 대응하는 지반계수 산정이 곤란 · 실제에 적용하기 위해서는 현장검증이 필요함

[표 1]에 나타난 각 방법에 대한 상세사항은 참고문헌¹⁾에 제시되어 있으며, 본 고에서는 수평하중지지력 산정에서 수평방향 지반반력계수(modulus of subgrade reaction, K_h)의 영향정도와 적정계수값의 산정방법에 대하여 언급하고자 하므로 해석방법에서 K_h 가 설계 변수로 사용되는 항목에 한정하여 살펴보았다.

우선, Broms의 방법을 적용하기 위해서는 말뚝을 짧은말뚝과 긴말뚝으로 구분하여 해석하게 되는 데 이 때 아래와 같이 K_h 가 사용된다.

$$T = \left(\frac{EI}{n_h}\right)^{1/5}, \quad R = \left(\frac{EI}{k_h}\right)^{1/4} \dots\dots\dots (1)$$

where, E = modulus of elasticity of pile material

I = moment of inertia of pile section

$K_h = n_h x$ for linearly increasing soil modulus K_h with depth(x)

n_h = constant of modulus of subgrade reaction

short rigid pile : $L/T \leq 2$ or $L/R \leq 2$ (L : pile length)

long flexible pile : $L/T \geq 4$ or $L/R \geq 3.5$

즉, 해석방법을 선택하는 과정에서 적정한 K_h 값 산정이 우선하여야 함을 알 수 있다. 한편, 각종문헌에 의하면 [표 1]의 해석방법 중 극한수평하중지지력 해석방법보다는 후술할 허용수평변위량에 근거한 수평하중지지력 설계(주로 지반반력법)가 유용한 것으로 보고되고 있는 데 이 때 또한 K_h 가 초기단계에서 주요인자로 적용되고 있다.

2.2 지반반력법(Subgrade Reaction Approach)

본 절에서는 사질토지반에 박힌 단일말뚝에 대하여 수평방향 변위를 산정하고 허용수평변위와 비교하여 수평하중지지력을 설계하는 지반반력법을 말뚝두부 구속조건별로 기술한다.

수평하중을 받는 말뚝의 거동을 탄성기초위에 지지된 탄성보로 해석하는 기본방정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{K_h y}{EI} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

여기서, E = modulus of elasticity of pile

I = moment of inertia of pile section

K_h = modulus of subgrade reaction

x, y = depth below ground and lateral deflection of pile

한편, 말뚝머리에 작용하는 수평하중(Q_g)과 모멘트(M_g)에 의한 말뚝의 거동은 일반형 식으로서 다음과 같이 표현된다.

$$y = f(x, T, L, K_h, EI, Q_g, M_g) \dots\dots\dots (3)$$

방정식(2)의 해는 식(3)과 같이 여러 요소들의 함수로 표시될 수 있으며, 미소 변위에 대한 탄성거동 해석에서 중첩의 원리(principle of superposition)가 적용될 수 있음에 근거하면 수평하중(Q_g)과 모멘트(M_g)가 작용하는 두부자유(free head) 조건의 말뚝변위는 아래와 같이 식(4)로 나타낼 수 있다.

$$y_x = y_A + y_B = A_y \frac{Q_g T^3}{EI} + B_y \frac{M_g T^2}{EI} \dots\dots\dots (4)$$

여기서, y_A, y_B = deformations due to Q_g, M_g

A_y, B_y = deflection coefficients for Q_g, M_g

또한, 같은 중첩의 원리를 적용하면 말뚝에 작용하는 모멘트, 경사, 전단력, 지반반력 등을 구할 수 있으며 이들에 대한 상세한 계산과정 및 적용해야 할 계수선정표들은 참고문헌¹⁾에 제시되어 있으므로 이를 참고하면 구할 수 있다.

궁극적으로, 시공되는 말뚝의 두부조건은 회전구속 조건(Fixed head condition)임을 감안하여 이 때의 해석과정을 약술하면 다음과 같다.

두부가 회전구속되면 지표면에서 말뚝의 경사는 '0'이 되므로 식(5)와 같이되며 이를 이용하면 식(4)는 식(6)과 같은 형태로 변형할 수 있다.

$$S_x = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{EI} + B_s \frac{M_g T}{EI} = 0 \dots\dots\dots (5)$$
$$\frac{M_g}{Q_g T} = -\frac{A_s}{B_s} = -0.93^1)$$

$$y_x = (A_y - 0.93B_y) \frac{Q_g T^3}{EI} = C_y \frac{Q_g T^3}{EI} \dots\dots\dots (6)$$

식(2.6)의 계수 C_y 는 [그림 3] 에서 구할 수 있다.

[그림 3] 내의 Z 및 Z_{max} 는 다음과 같이 주어진다.

$$Z \text{ (depth coefficient)} = \frac{x}{T} \dots\dots\dots (7)$$

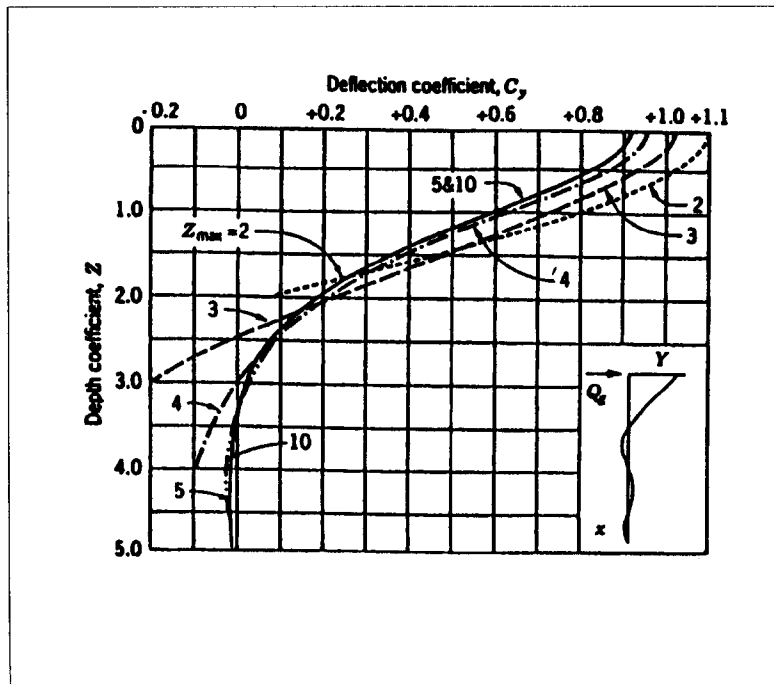
$$Z_{max} \text{ (maximum } Z) = \frac{L}{T}$$

여기서, x = depth below ground surface

L = pile length

T = 식(1) 참조

따라서, 식(6)으로부터 두부회전구속인 말뚝이 수평력과 모멘트를 받을 때 발생하는 수평변위를 구할 수 있으며 여기에는 말뚝의 물성과 수평방향 지반반력계수 K_h (또는 n_h)가 사용되어야 한다. K_h 및 n_h 에 대해서는 다음절에서 살펴본다.



[그림 3] 수평하중재하말뚝의 변위계수(두부회전구속조건인 경우)

2.3 수평방향 지반반력계수(K_h)

수평하중을 받는 말뚝을 해석할 때에는 말뚝의 휨강성(EI)과 흙의 강성(E, G, K_h)이 필요하다. 탄성론에 근거하여 해석할 경우에는 Young's Modulus, E 또는 Shear Modulus, G로 표현되는 흙의 강성을 아래와 같이 표현되는 수평방향 지반반력계수(modulus of horizontal subgrade reaction, K_h)로 나타낼 수 있다.

$$K_h = P/y \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (8)$$

여기서, P = 말뚝의 단위깊이 당 임의점에서의 흙의 반력 (kg/cm)

y = 앞의 임의점에서의 변위 (cm)

위의 K_h 는 P-y 곡선상에서 변위량의 크기에 따라 일정치 않은 성질을 가지며(secant or tangent modulus) 흙의 종류와 깊이에 따라서도 변화하는 특성을 갖는다. 그러나 실용상 깊이에 따라 변화되는 특성만을 고려하거나 또는 일정한 것으로 가정하고 해석에 사용하는 것이 일반적이다.

즉, 사질토 지반에서는 아래식과 같이 깊이에 비례하는 것으로 표현된다.(Palmer and Thompson, 1948)

$$K_x = K_h \left(\frac{x}{L}\right)^n \dots\dots\dots (9)$$

여기서, K_h : $x=L$ 일 때 말뚝선단에서의 K_x

x : 말뚝의 임의점

n : 계수 ($n \geq 0$)

식(9)에서 $n=1$ 일 때에는 아래와 같이 표현되며, 사질토나 정규압밀점토에 박힌 말뚝에 적용된다.

$$K_h = n_h x \dots\dots\dots (10)$$

여기서, n_h = 수평방향 지반반력상수(kg/cm³)

(constant of modulus of subgrade reaction)

한편, 식(9)에서 $n=0$ 일 경우는 깊이에 따라 K_h 값이 일정함을 의미하며 과압밀 점토에 적용된다.

[표 2] 에는 Davisson(1970), Reese(1974) 등에 의해 제안된 K_h 값을 나타내었다.

[표 2(a)] Davisson이 제안한 k_h

Soil Type	Values
Granular	n_h ranges for 1.5 to 200 lb/in. ³ , is generally in the range from 10 to 100 lb/in. ³ , and is approximately proportional to relative density
Normally loaded	
organic silt	n_h ranges from 0.4 to 3.0 lb/in. ³
Peat	n_h is approximately 0.2 lb/in. ³
Cohesive soils	k_h is approximately $67S_u$, where S_u is the undrained shear strength of the soil

Note : The effects of group action and repeated loading are not included in these estimates.

[표 2(b)] Submerged Sand의 n_h

Relative Density	Loose	Medium	Dense
1. Terzaghi(1955)			
Range of values of n_h (lb/in. ³)	2.6 ~ 7.7	7.7 ~ 26.0	26.0 ~ 51.0
2. Reese et al.(1974)			
	(Static and Cyclic Loading)		
Relative Density	Loose	Medium	Dense
Recommended n_h (lb/in. ³)	20	60	125

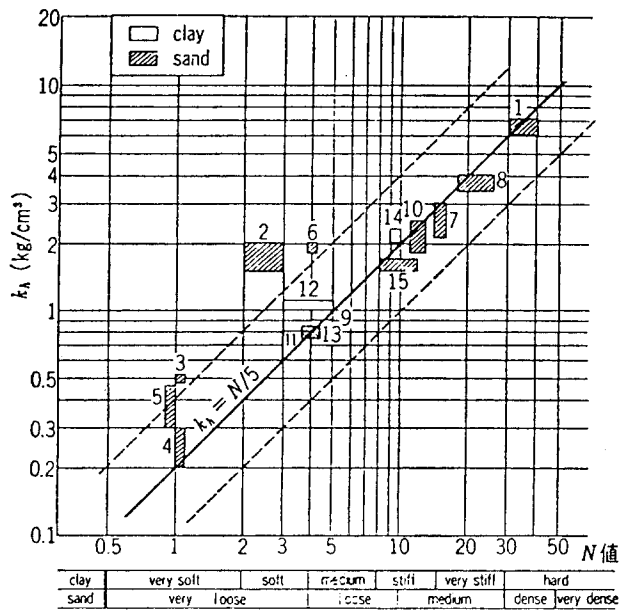
K_h 값을 구하는 방법은 지반조사 결과를 이용하는 경험적 방법, 평판재하시험이나 수평재하시험으로부터 직접 구하는 방법으로 나눌 수 있는데 이들에 대해 살펴보면 다음과 같으며, 적절한 값을 설계에 사용하기 위한 선택이나 산정은 설계 기술자의 판단에 의하는 것이 가장 바람직하다.

日本 土質工學會

말뚝직경이 30 cm 이상 되는 말뚝의 수평재하시험으로 얻은 말뚝두부나 지표면에서의 하중-변위 곡선 및 실측 휨 변형률로 지반계수를 역산하고 지표면에서 특성장 1/β 까지 구간의 평균 N치와의 관계를 도시하면 [그림 4] 와 같다. 이 그림은 지표면 변위가 1 cm 일 때의 K_h 값을 이용하여 정리한 결과이다. 이 그림으로부터 K_h 와 N치는 다음과 같은 관계로 제시되었다.

$$K_h \approx N/5 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$K_h \approx 1.5q_u \quad (\text{kg/cm}^2), \quad q_u = \text{일축압축강도}$$



[그림 4] 지반반력계수와 N치와의 관계³⁾

[표 3] 점성토의 대표적 n_h

지 반	$n_h(\text{lb/in}^3)$	
연 약 정규압밀점토	0.017 - 0.352	Reese and Matlock(1956)
	0.028 - 0.055	Davisson and Prakash(1963)
정규압밀 유기질점토	0.011 - 0.028	Peck and Davisson(1962)
	0.011 - 0.083	Davisson(1970)
이 토	0.006	Davisson(1970)
	0.003 - 0.011	Wilson and Hiltz(1967)
Loess	0.80 - 1.11	Bowles(1968)

실내역학시험으로 추정하는 방법

Broms : $K_h = 1.67E_{50}/d$ (12)

E_{50} = 비배수시험의 변형계수

d = 말뚝의 직경

Skempton : $K_h = (80 \sim 320)c_u/d$ (13)

c_u = 비배수전단강도

Davisson : $K_h = 67c_u/d$ (14)

건설교통부 도로교 표준시방서

$$K_h = k_{H_0}(B_H/30)^{-3/4}$$

여기서, K_h : 수평방향 지반반력계수 (kg/cm^3)

k_{H_0} : 지름 30 cm의 강체원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 수평방향 지반반력계수로서, 각종 토질시험조사에 의해 구한 변형계수로서 추정하는 경우 다음식에서 구한다.

$$k_{H_0} = (1/30) \alpha E_0 \text{ (15)}$$

B_H : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭(cm)으로, [표 4]에 표시하는 방법으로 구한다. 일반적으로 탄성체기초의 수평지향에 관여하는 지반으로서는 설계지반면에서 $1/\beta$ 정도까지 고려하면 된다.

[표 4] B_H

기초형식	B_H	비 고
직접기초	$A_H^{1/2}$	
케이슨기초($\beta 1 < 2$)	$A_H^{1/2}$	안정계산, 부재계산
케이슨기초($1 < \beta 1 < 2$)	$(D/\beta)^{1/2}$	탄성변위량 계산
말뚝기초	$(D/\beta)^{1/2}$	
강관널말뚝기초	$(D/\beta)^{1/2}$	

A_H : 하중작용방향에 직교하는 기초의 재하면적(cm^2)

D : 하중작용방향에 직교하는 기초의 재하폭(cm)

$1/\beta$: 수평저항에 관여하는 지반의 깊이(cm)로서 기초의 길이 이하로 한다.

β : 기초의 특성치 ($(k_H \cdot D/4EI)^{1/4}$ (cm^{-1}))

앞의 식(15)에서,

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수(kg/cm^2)로서,

아래의 E_0 와 α 의 관계 참조 (표 5)

[표 5] E_0 와 α 값

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kg/cm^2)	α	
	정상시	지진시
지름 30 cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링 공내에서 측정된 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 $E_0 = 28N$ 으로 추정된 변형계수	1	2

※ 기초의 특성치 β 를 구하는 방법

K_h 값을 구하는 데 있어서 β 값을 구하는 식 자체에 K_h 항이 들어 있으므로 간단히 구할 수는 없다. 따라서 다음과 같은 방법들에 의해서 β 값을 구한다.

1. 축차계산에 의한 방법

- 1) 먼저 β 를 가정한다.
- 2) 설계지반면에서 $1/\beta$ 의 범위의 지반의 변형계수 E_o 를 추정한다.
- 3) 말뚝의 환산재하폭 B_H 를 산정한다.

$$B_H = (D/\beta)^{1/2}$$

- 4) 식 (15)를 이용하여 K_h 를 구한다.
- 5) β 를 산정한다.

$$\beta = (K_H D / 4EI)^{1/4}$$

- 6) 5)의 결과와 1)에서 가정한 값을 비교하여 그 오차가 1% 미만이면 채택하고, 아니면 1)부터 6)까지의 과정을 되풀이한다.

2. 유도식에 의한 방법

$$\begin{aligned} \text{식 (15)로부터 } K_h &= k_{H_0} (B_H/30)^{-3/4} \\ &= (1/30) \alpha E_o (1/30)^{-3/4} (B_H)^{-3/4} \\ &= (1/30^{1/4}) \alpha E_o (B_H)^{-3/4} \\ B_H &= (D/\beta)^{1/2} \\ &= (D/(k_H D / 4EI)^{1/4})^{1/2} \\ &= D^{3/8} (4EI/k_H)^{1/8} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore K_h &= 30^{-1/4} (\alpha E_o) (D^{-9/32}) (4EI/k_H)^{-3/32} \\ K_h^{29/32} &= 30^{-1/4} (4^{-3/32}) (\alpha E_o) (D^{-9/32}) (EI)^{-3/32} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{따라서, } K_h &= 30^{-8/29} (4^{-3/29}) (\alpha E_o^{32/29}) (D^{-9/29}) (EI)^{-3/29} \\ &= 0.34 \cdot (\alpha E_o)^{1.1} \cdot D^{-0.31} \cdot (EI)^{-0.1} \dots\dots\dots (16) \end{aligned}$$

3. 수평재하시험에 의한 K_h 산정 및 평가

앞장의 K_h 를 구할 때 가장 손쉽고 일반적으로 사용되는 방법은 도로교시방서에 제시되어 있는 방법중 SPT N 값으로부터 흙의 변형계수 E_o 를 구하여 산정하는 방법이다.

즉, $E_o = 28N$ 으로부터 식(15)를 이용하고 있는데 국내의 설계자료를 검토한 바에 따르면 계수 28이 일정한 상수가 아닌 여러값으로 혼동, 사용되고 있는 실정이다.

일본의 철도교 설계시방서에는 식(15)내의 α 가 0.2로 규정되어 있어 결국 $E_o = 5.6N$ 과 같이 되는데 이를 국내에서는 도로교와 구분치 않고 사용하는 것으로 파악되었다. 또한 고속철도 설계시방서(안)(1991)에서는 아래 [표 6] 와 같이 E_o 값을 산정할 수 있도록 제시하므로써 선정시에 설계기술자의 판단을 어렵게 하고 있다.

[표 6] 흙의 종류별 $E_o(kg/cm^2)$

흙	E_o/N
실트, 모래질실트	4
가는 내지중간 모래	7
굵은 모래	10
모래질 자갈, 자갈	12~15

이와 같은 상황을 고려하여 본 고에는 현장에서의 수평재하시험 결과로부터 K_h 와 비교함으로써 N값을 이용할때의 적정계수범위를 검토하고자 한다.

현장재하시험 결과는 「○○대교 교각 기초구조물 안정성 검토」 보고서, 「경부고속철도 ○○공구 수평재하시험」 보고서, 「○○○○주식회사 ○○ PLANT SITE PILE LOAD TEST」 보고서 등을 참조하였으며 수평하중~수평변위 측정자료와 지반조건, 말뚝제원으로 부터 K_h 를 산정하였다.

시험결과로부터 K_h 를 구하는 절차는 식(6)을 사용하였다.

$$\text{즉, } y = C_y \frac{Q_g T^3}{EI}, T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} \text{로 부터 } y, Q_g, C_y \text{ 가 주어지면 } n_h \text{를 구할 수}$$

있으며 깊이에 의한 영향을 무시하면 $n_h = K_h$ 가 성립함을 적용하였다. 이때, 허용수평변위량은 10 mm(y), Q_g 는 $y = 10$ mm 일때의 수평하중, [그림 3] 에서 C_y 를 구하고 K_h 를 계산하였으며 그 결과를 도로교시방서 내의 방법과 비교하여 나타내면 [표 7] 과 같다.

[표 7] K_h 및 수평하중 산정 결과

		Site-A	Site-B	Site-C	비 고	
SPT-N value		3	12	15	Depth ≈ 3m	
$K_h(\text{kg}/\text{cm}^3)$	도로교시방서	0.973	4.289	7.105	$E_o=28N$	
	Subgrade Reaction (수평재하시험)	0.176	0.237	1.045	Fixed Head	
E_o/N		6.1	2.0	4.9	시험결과 근거 (Subgrade Reaction방법)	
수평하중 산정	Subgrade Reaction Approach	$y_a=4 \text{ mm}$	2.0 ton	2.4 ton	-	Group effect 고려, Fixed Head 조건
		$y_a=10 \text{ mm}$	11.7 ton	14.0 ton	8.7 ton	
	도로교 시방서	$y_a=4 \text{ mm}$	5.2 ton	13.8 ton	-	
		$y_a=10 \text{ mm}$	13.8 ton	34.5 ton	27.5 ton	
Pile		$\varnothing 609.6*12 \text{ thk}$		$\varnothing 406.4*9 \text{ thk}$	Steel Pipe	

앞의 [표 7] 에서 볼 수 있는 바와 같이 「도로교시방서」 내의 $E_o=28N$ 을 적용하여 산정한 K_h 는 수평재하시험 결과로부터 역산한 값보다 최대 18배 정도까지 크게 계산되므로써 지반반력법에 의한 수평하중 산정시(Fixed Head 조건, Group Effect 고려) 과잉계산되는 경향을 보이고 있다. 이 같은 경향에 근거하여 E_o/N 값을 재검토한 결과 표에서와 같이 $E_o/N = 2.0\sim 6.1$ 로 나타났으므로 지반반력법을 이용하여 수평하중이나 허용수평변위를 산정할 때에 이 결과를 반영하는 것이 보다 합리적일 것으로 판단된다. 단, 이상의 결과로부터 정량적인 지표를 제시하는데는 무리가 있으므로 이를 위해서는 보다 많은 자료의 체계적 분석이 필요하여 본 논문에서는 일반 현장에서 수집한 한정된 수평하중 설계내역서에 근거하였음을 부언한다.

※ 결과 계산 과정(예) ; Site-A

1. 수평방향 지반 반력계수, K_h

1) 도로교시방서

$$K_h = 0.34 \cdot (\alpha E_o)^{1.1} D^{-0.31} (EI)^{-0.1} \text{ (유도식(16)에 의한 방법)}$$

여기서, $E_o = 28N$

$$= 28*3$$

$$= 84 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (N치는 보고서로부터 얻은 값)}$$

$$\alpha = 1 \text{ (정상시)}$$

$$D = 60.9 \text{ cm}$$

$$EI = (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(8.44 \times 10^4 \text{ cm}^4) \text{ (I 산정시 부식치 2 mm 고려)}$$

$$= 1.77 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

따라서, $K_h = (0.34)(84)^{1.1}(60.9)^{-0.3}(1.77 \times 10^{11})^{-0.1}$

$$= 0.973 \text{ kg/cm}^3$$

2) 수평재하시험 결과에 의한 역산

$$T = (y_x EI / C_y Q_g)^{1/3} \dots\dots\dots (6)$$

$$n_h = EI / T^5 \dots\dots\dots (1)$$

시험결과 (하중-수평변위)로부터 허용수평변위 10 mm (=y_a)에서의 하중(Q_{all}) 11.7 ton을 식(6)에 대입하고 식(1)로부터 n_h(=K_h)를 산정한다.

따라서,

$$T = \left(\frac{1(1.77 \times 10^{11})}{0.95(11700)} \right)^{1/3}$$

$$= 251.6 \text{ cm}$$

$$n_h = \frac{1.77 \times 10^{11}}{(251.6)^5}$$

$$= 0.176 \text{ kg/cm}^3$$

값이에 따라서 K_h가 일정하다고 가정하면,

$$K_h \approx n_h$$

$$= 0.176 \text{ kg/cm}^3$$

2. 수평지지력, Q_g

1) 도로교시방서

식 (1), (6)에서

$$Q = \frac{y_x EI}{C_y T^3}$$

$$T = \left[\frac{EI}{n_h} \right]^{1/5}$$

따라서, $T = \left[\frac{1.77 \times 10^{11}}{0.923 \times 0.25} \right]^{1/5}$ (말뚝간격은 3B ; Group Reduction Factor=0.25)

$$= 238.2 \text{ cm}$$

$$C_y = 0.95 \text{ (앞의 예 참조)}$$

$$\begin{aligned} \therefore Q_g &= \frac{(1)(1.77 \cdot 10^{11})}{(0.95)(238.2)^3} \\ &= 13.8 \text{ ton} \end{aligned}$$

3. E_o/N 산정

수평방향 지반반력계수, K_h 를 산정하는 과정에서 「도로교시방서」 내의 E_o 값을 시험결과에서 산출된 K_h 와 비교함으로써 E_o/N 을 구할 수 있으며, $E_o=28N$ 과 비교, 평가하는 과정을 기술하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} K_h &= 0.34 \cdot (\alpha E_o)^{1.1} D^{-0.31} (EI)^{-0.1} \\ 0.176 &= (0.34)(E_o)^{1.1} (60.9)^{-0.31} (1.77 \cdot 10^{11})^{-0.1} \\ E_o &= 18.4 ; E_o/N = 18.4/3 = 6.14 \\ \therefore E_o &= 6.1N \end{aligned}$$

4. 수평하중을 받는 말뚝의 설계과정 (사질토의 경우)

4.1 지반조사

토질의 구성상태, 지하수위의 위치, 토질의 특성 등을 지반조사로부터 구한다.

4.2 말뚝의 제원과 배열

일반적으로 말뚝의 치수와 배열은 축방향하중에 의해 결정된다. 말뚝이 수평하중과 모멘트를 지지할 수 있는지의 여부를 다음 과정으로 검토한다.

4.3 극한수평저항력과 최대휨모멘트의 계산

4.3.1 단말뚝의 경우

1) n_h , T , L/T 의 계산

수평방향 지반반력상수, n_h 는 앞의 3절에서 제시된 방법들을 이용하여 구하며, n_h 를 구한 후 상대강성도, T 는 앞의 식 (1)에서 구한다.

$$T = (EI/n_h)^{1/5} \dots\dots\dots (1)$$

T 를 구한 후 L/T 를 계산해서 Short Pile인지, Long Pile인지의 여부를 결정한다.

$$\text{Short Pile : } L/T \leq 2$$

$$\text{Long Pile : } L/T \geq 4$$

2) Q_u , Q_{all} , M_{max} 의 계산

Broms method를 이용해 극한수평하중 지지력 Q_u , 허용수평하중 지지력 Q_{all} , 최대 휨모멘트 M_{max} 를 구한다.

4.3.2 무리말뚝의 경우

[표 8]로부터 무리효과계수 G_e 를 구하면 무리말뚝의 허용수평지지력 $(Q_{all})_G$ 는 다음과 같다.

$$(Q_{all})_G = nG_eQ_{all}$$

여기서, n : 말뚝의 개수

4.4 허용수평변위에 대한 수평하중 지지력과 최대모멘트의 계산

4.4.1 단말뚝의 경우

1) n_h , T , L/T 의 계산

앞의 4.3.1에서와 마찬가지로 n_h , T , L/T 를 구한다.

2) 허용수평 지지력과 최대휨모멘트의 계산

앞의 2.2에 제시된 지반반력법에 의해 주어진 수평변위에 대한 허용수평 지지력과 설계지지력조건에 대한 최대휨모멘트를 계산한다.

4.4.2 무리말뚝의 경우

1) 허용수평하중 지지력의 계산

n_h 를 구한 후 [표 9]로부터 무리효과계수를 구하여 무리말뚝효과를 고려한 n_h 와 허용수평하중 지지력을 계산한다.

2) 말뚝의 허용수평하중 지지력

위의 4.4.2 1)에서 구한 값에 말뚝의 개수 n 을 곱하여 구한다. 최대휨모멘트는 앞의 2.2에 제시된 방법으로 구한다.

4.5 허용수평 지지력과 최대휨모멘트의 계산

허용수평 지지력은 앞의 4.3과 4.4에서 구한 값들보다 작은 값이며, 최대휨모멘트는 허용수평하중에 따라서 구한다.

[표 8] 무리말뚝효과계수 G_e (사질토의 경우)¹⁾

S/B	G_e
3	0.50
4	0.60
5	0.68
6	0.70

S = center-to-center pile spacing

B = pile diameter or width

[표 9] 무리말뚝효과로 인한 감소계수¹⁾

File Spacing in the Direction of Loading	Group Reduction Factor for n_h or k
3B	0.25
4B	0.40
6B	0.70
8B	1.00

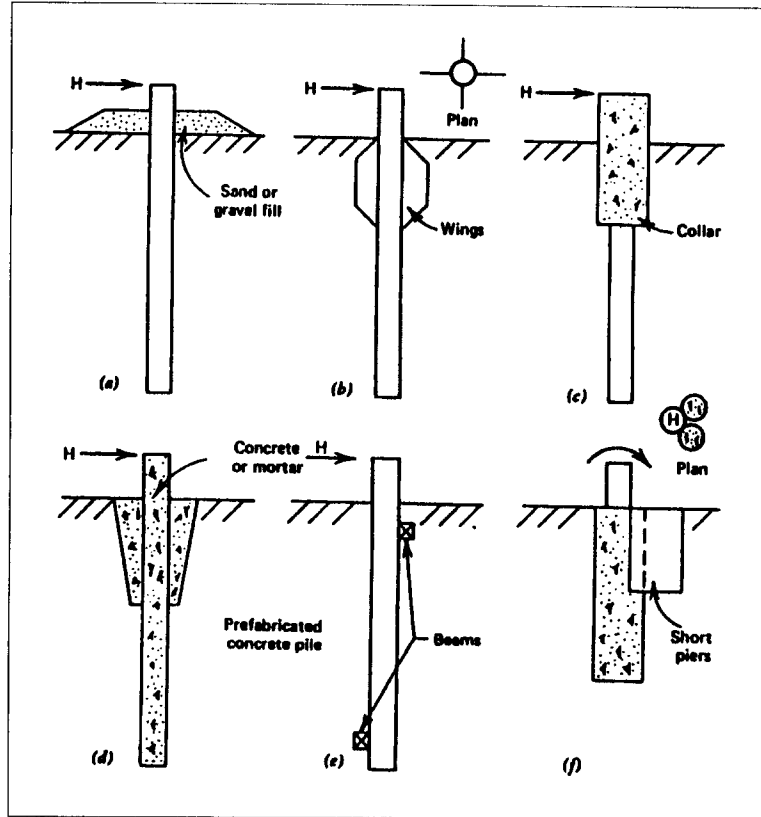
※ n_h is applicable for soil modulus linearly increasing with depth, and k is applicable for soil modulus constant with depth.

4.6 수평변위와 모멘트의 비선형성 고려

흙의 거동이 탄성범위를 벗어나 소성거동을 나타내는 현상을 설계에 고려하기 위해서는 p-y 곡선¹⁾을 이용한 해석을 추가한다.

4.7 수평지지력 보강 방법

Broms(1972)는 말뚝의 수평지지력을 증가시키기 위하여 [그림 5] 와 같은 보강방법들을 제안한 바 있다. 이들 방법은 주로 지표면 근처의 말뚝의 강성이나 크기를 증가시키는 개념이며, 특별히 반복하중이나 지진하중을 받는 말뚝인 경우에는 말뚝 주변에 모래나 자갈층을 설치(그림5(a))하는 것이 효과적인 것으로 제시되었다.



[그림 5] 말뚝의 수평지지력 보강방법

4.8 지진하중을 고려한 해석

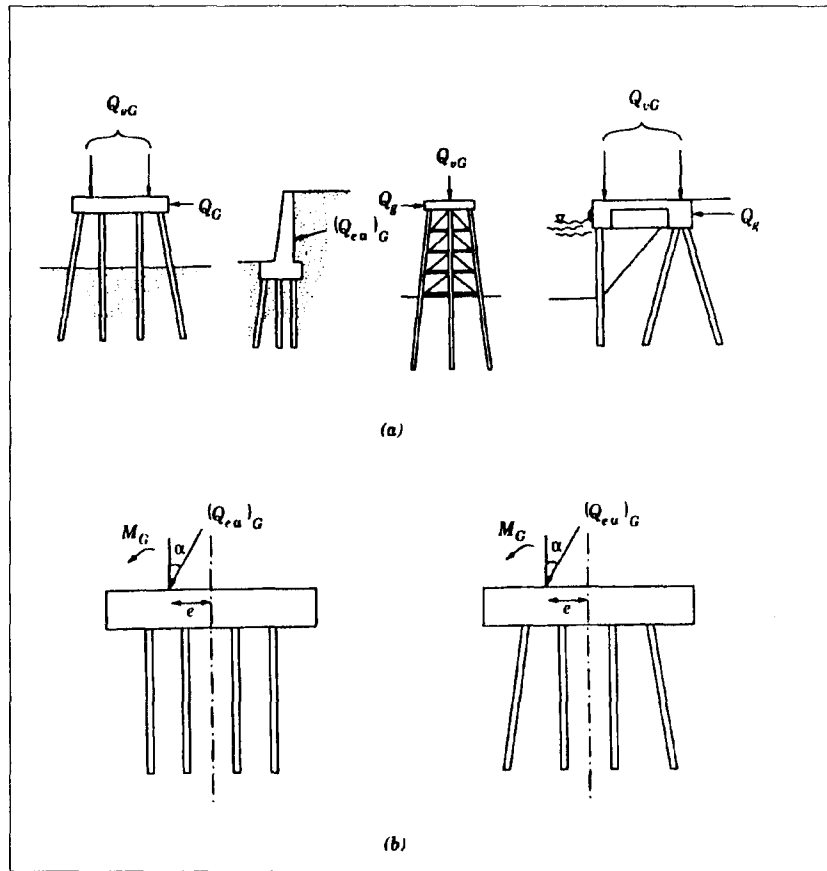
지진하중에 대한 말뚝기초의 동적거동해석과 설계는 주로 단말뚝(Single Pile)에 대한 동적 지반-말뚝 상호작용을 해석하는 연구결과들을 사용하고 있다. 해석모델로는 지반 반력이론(Subgrade Reaction Theory)에 의한 Beam-on-Winkler Foundation Method (BWFM), 연속체 모델을 사용한 해석, 유한요소 해석법이 있는데 토질 정수의 변화, 특성, 비선형거동, 3차원 거동 특성등을 고려하여 해석할 수 있는 방법은 BWFM과 유한요소 해석법으로 알려져 있다. 특히 경제적이면서 복잡한 비선형 지반-말뚝 거동특성을 고려할 수 있는 BWFM을 가장 많이 적용하는 추세이다¹⁰⁾.

4.9 하중 작용방향 검토

강관말뚝이 교량기초나 해양구조물의 기초로서 시공되는 경우 앞서 살펴본 수평력 외에 연직하중과 모멘트를 동시에 고려해야 할 경우가 있다(그림 6 참조).

[그림 6, (a)] 는 연직말뚝 또는 연직말뚝과 경사말뚝의 조합으로 작용하중을 지

지하는 기초구조물 형태를 보여주고 있으며 [그림 6, (b)] 는 이러한 작용하중이 편심하중과 경사하중으로 기초말뚝에 가해지는 양상을 보여주고 있다.



[그림 6] 편심하중과 경사하중을 받는 기초말뚝

(a) 연직말뚝과 경사말뚝을 이용한 기초구조물 예

(b) 편심 경사하중을 받는 말뚝기초

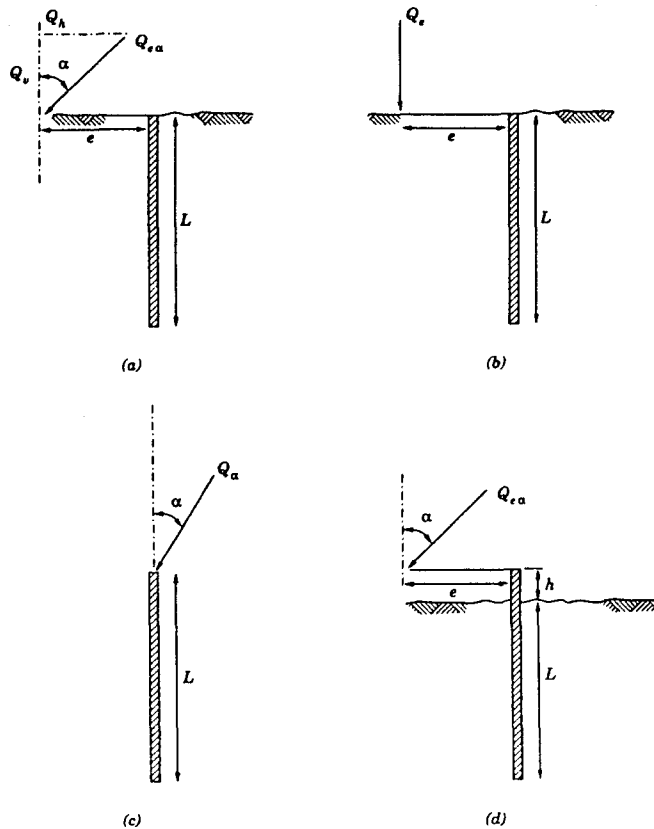
이와 같은 작용하중의 방향성이나 경사말뚝을 해석하는 방법은 크게 4가지로 구분할 수 있다.

- 첫째, 지반의 반력효과를 무시하고 정정 구조물로 단순하게 해석하는 방법
- 둘째, 지반반력 이론을 이용하여 말뚝기초의 구조 해석을 실시하는 방법
- 셋째, 지반을 탄성연속체로 간주하여 말뚝과 흙의 상호작용으로 해석하는 방법
- 넷째, 편심경사하중(eccentric and inclined loads)을 받는 말뚝의 지지력을 흙과 말뚝의 상호작용 관계로 부터 해석하는 방법.

위에 열거한 방법들 중에서도 네 번째 방법은 그간의 많은 연구실적과 실용성, 간편성을 갖고 있어 실무적용상 가장 일반적 방법인 것으로 알려져 있다.

이들의 전반적인 해석절차는 참고문헌¹⁾에 상세하게 기술되어 있으며 여기서는 편심경사하중을 받는 기초말뚝의 개념적인 지지력 산정방법을 약술한다.

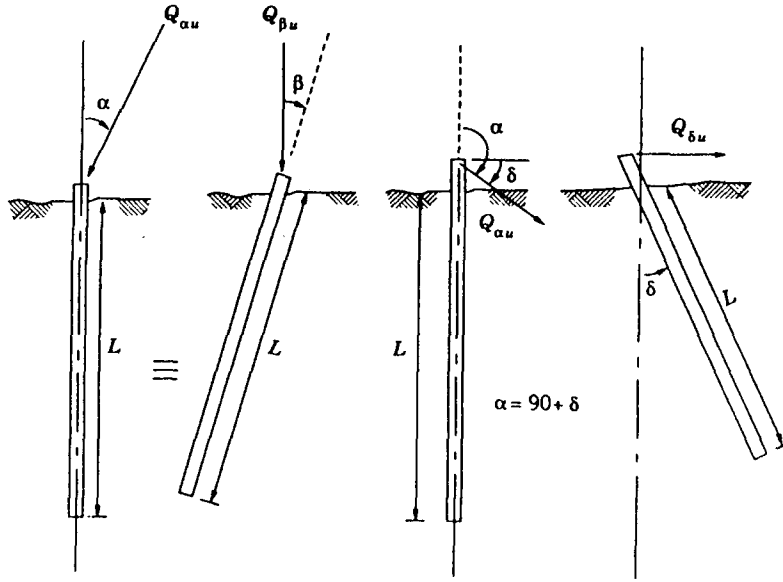
우선, 편심하중과 경사하중을 받는 기초말뚝의 지지력을 산정할 때에는 흙의 종류에 따른 지반반력을 고려하게 되므로 사질토와 점성토로 구분하여 해석하며, 사질토 지반에 박힌 연직말뚝에 [그림 7] 과 같은 형태의 하중이 작용할 경우 편심경사하중에 의한 말뚝의 극한지지력은 편심연직하중(Q_e)에 의한 지지력과 말뚝중심에 작용하는 경사하중(Q_α)에 의한 지지력을 각각 구한 후 이들을 조합한 경험적 방법으로 해석할 수 있다¹¹⁾.



[그림 7] 편심경사하중을 받는 단일 연직말뚝

- (a) 편심경사하중 작용 (b) 편심연직하중 작용 (c) 말뚝중심 경사하중 작용
 (d) 두부가 노출된 말뚝에 편심경사하중 작용

한편, 경사말뚝에 편심하중과 경사하중이 작용하는 경우(그림 8)에는 지지력 동가 개념(equivalent behavior)으로 말뚝지지력을 산정한다. 즉 [그림 8] 과 같이 연직말뚝에 α 만큼 기울어진 경사하중이 작용할 때의 지지력은 β 만큼 기울어진 경사말뚝에 연직하중이 작용할 때의 지지력과 동일하다는 개념을 적용하여 해석한다.



[그림 8] 단일연직말뚝과 등가경사말뚝

[표 10] 은 앞의 개념에 따른 연직말뚝과 경사말뚝의 지지력을 하중작용방향이나 말뚝경사도에 따라 비교한 결과이다.

[표 10] Comparison of Load Capacity of Vertical and Batter Piles*

α or β (deg)	$\frac{Q_{\alpha u}}{(Q_{vu})}$	$\frac{Q_{\beta u}}{(Q_{vu})}$
0	1	1
7.5	1.14	1.04
15	1.25	1.20
22.5	1.35	1.34
30	1.28	1.31

* : [그림 8] 참조

where, α = inclination of load on vertical pile.

β = inclination of batter pile.

$Q_{\alpha u}$ = ultimate inclined load on vertical pile.

Q_{vu} = ultimate vertical load on vertical pile.

$Q_{\beta u}$ = ultimate vertical load on battered pile.

5. 맺음말

국내의 수평하중 지지력 관련 설계내역을 검토한 결과 과도한 허용지지력이 산정되는 것으로 나타났다. 이같은 결과의 요인을 살펴볼 때, 근본적으로는 설계 관련 기술의 이해 부족에 있지만 보다 현실적인 원인은 설계 초기단계에서 적용되는 수평방향 지반반력계수(K_h)를 적절하게 산정치 못한다에 기인하는 것으로 조사되었다. 수평제하시험 결과로부터 역으로 산정한 K_h 값을 근거로 흙의 변형계수(E_o)와 SPT N 값과의 관계를 평가한 결과 $E_o = 28N$ 을 적용하는 도로교시방서 내의 값이 K_h 를 과대평가할 수 있음을 알 수 있었으며 시험결과에 의하면 $E_o = (2\sim6)N$ 정도인 것으로 검토되었다. 따라서, 수평하중에 대한 설계 및 시공의 적정성을 검증하기 위해서는 현장에서 비교적 용이하게 수행할 수 있을 것으로 판단되는 수평제하시험을 실시하고 그 결과를 반영하는 것이 보다 합리적인 설계 / 시공을 뒷받침할 것으로 판단된다. 아울러 무리말뚝의 지지력 감소효과를 고려하여 수평하중 지지력을 산정하는 전반적인 계산 절차를 정리하여 설계기술자가 참고할 수 있는 기본적 자료를 제시하였다.

참고문헌

1. Shamsher Prakash and Hari D. Sharma (1990), " Pile Foundations in Engineering Practice " , John Wiley & Sons, Inc., pp. 196~208, 322~387
2. H.G. Poulos and E.H. Davis(1980), "Pile Foundation Analysis and Design" , John Wiley & Sons, Inc., pp. 143~162
3. 社團法人 日本土質工學會(1982), " 構造物基礎の設計計算演習"
4. 사단법인 대한토목학회(1996), "도로교표준시방서"
5. 사단법인 한국지반공학회(1993), "깊은기초" , 지반공학시리즈 4.
6. 고려대학교 부설 생산기술연구소 지반공학연구실(1993), "OO대교 교각 기초 검토 보고서"
7. 고려대학교 부설 생산기술연구소 지반공학연구실(1989), "OO Plant Site Pile Load Test 보고서"
8. (주)파일테크(1996), "Lateral Pile Load Test Report - Kyungbu Highspeed Railway Project lot O-O"
9. 백영식, 채영수(1996), "강좌 - 연약지반(IV)" , 한국지반공학회지 Vol.12, No.1, pp. 111~127
10. 이현종(1988), "지진하중을 받는 파일기초의 횡방향 동적 거동해석" , 한국과학기술원 토목공학과 석사학위 논문
11. Meyerhof, G. G., Yalcin, A. S., and Mathur, S. K., "Ultimate Pile Capacity for Eccentric Inclined Load," J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 109, No. GT 3, March 1983, pp. 408-423.