

말 뚝 기 초 (V)

홍 원 표*

5. 수평하중지지력

5.1 주동말뚝과 수동말뚝

수평력을 받는 말뚝은 말뚝과 지반중 어느것이 움직이는 주체인가에 따라 그림 5.1에 도시된 바와 같이 주동말뚝(active pile) 및 수동말뚝(passive pile)의 두종류로 대별할 수 있다.^(1, 14)

주동말뚝은 그림 5.1(a)에서 보는 바와 같이 말뚝이 지표면상에 기지의 수평하중을 받는 경우이다. 그 결과, 말뚝이 변형됨에 따라 말뚝주변지반이 저항하게 되고 이 저항으로 하중이 지반에 전달된다. 이 경우에 있어서 말뚝이 움직이는 주체가 되어 먼저 움직이게 되고 말뚝의 변위가 주변지반의 변형을 유발시키게 된다.

한편, 수동말뚝은 그림 5.1(b)에서 보는 바와 같이 우선 어떤 원인에 의하여 말뚝주변지반이 먼저 변형하게 되고, 그 결과로서 말뚝에 측방토압이 작용하고 나아가 부동지반면아래 지반으로 이 측방토압이 전달된다. 이 경우에 있어서는 말뚝주변지반이 움직이는 주체가 되어 말뚝이 지반변형의 영향을 받게 된다.

이들 두종류의 말뚝의 최대 상이점은 말뚝에 작용하는 수평력이 주동말뚝에서는 미리 주어 지는데 비하여 수동말뚝에서는 지반과 말뚝사이의 상호작용 결과에 의하여 정하여지는 점이

다. 말뚝주변지반의 변형상태 및 말뚝과의 상호작용이 대단히 복잡한 점을 고려하면 수동말뚝이 주동말뚝에 비하여 더욱 복잡한 것을 알 수 있을 것이다.

주동말뚝은 말뚝의 수평지지력 문제로서 자주 취급되어 왔다.⁽²⁾ 다시 말하면, 말뚝의 수평저항에 관하여는 주로 주동말뚝이 취급되어 왔다고 말하여도 과언은 아니다. 이러한 주동말뚝에 대한 각종 문제는 여러사람들에 의하여 비교적 많이 연구된 편이다.⁽³⁾ 예를들면, 편토압, 풍압, 파력 등을 받는 구조물의 기초말뚝, 선박의 충격력에 의한 항만구조물, 지진시 수평력을 받는 기초말뚝 등이다.

한편, 수동말뚝은 비교적 최근에 이르러 기초공학분야에서 주목되기 시작한 말뚝이다.^(17~21) 수동말뚝의 전형적인 예로는 성토, 광석의 야적 등에 의하여 측방변형이 발생하는 연약지반속의 구조물기초말뚝, 사면파괴 혹은 측방유동을 방지하기 위하여 사용하는 말뚝 등이 있다. 결국, 이러한 지반의 측방소성변형은 말뚝에 영향을 미치게 되고 말뚝과 지반의 상호작용의 결과로 말뚝은 측방토압을 받게되어 예상치 않았던 피해가 발생하는 경우가 종종 있다. 더우기, 말뚝을 사용한 토목, 건축구조물이 나날이 증가하여 감에 따라 이러한 수동말뚝의 사용도 점차 증가되고 있으며 이에 관한 연구는 토질 및 기초공학 국제회의에서 Specialty Sescion을 마련하여 집중적으로 정

* 정희원, 중앙대학교 공과대학 토목공학과 교수

리토론된 바도 있다.^(3~5) 즉, 제8회 Moscow 국제회의(1973) Specialty 5와 제9회 동경국제회의(1977) Specialty Session 10이 그 예이다.

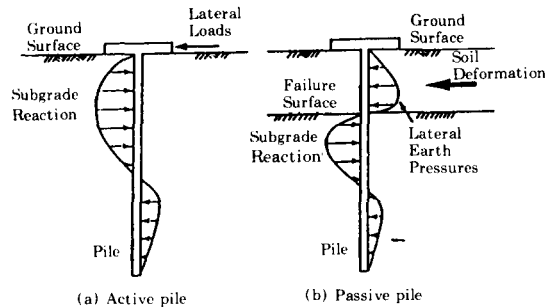


그림 5.1 수평력을 받는 말뚝

5.2 극한수평저항력

5.2.1 기본개념

두부자유말뚝의 극한수평저항력(ultimate lateral resistance)은 그림 5.2에서 보는 바와 같은 상태에서의 수평방향 정적평형조건으로부터 구할 수 있다. 즉 수평하중 H 와 모멘트 M 이 말뚝의 두부에 작용할 경우 말뚝은 이 하중으로 인하여 수평으로 이동하려 한다. 이때 지반은 말뚝의 변위에 저항하게 되며 말뚝은 지반으로부터 수평반력을 받게 된다. 이 수평반력은 말뚝변위의 증가에 따라 증가하여 극한저항력에 까지 도달하게 된다.

따라서 말뚝이 剛體라 가정할 경우 말뚝의 극한수평저항력 H_u 와 극한모멘트 M_u 는 그림 5.2에 표시된 회전중심깊이 Z_r 위치에서의 평형조건으로 구할 수 있다.

즉 수평방향 힘의 평형 조건 $\sum F_x = 0$ 으로부터

$$H_u - \int_0^{Z_r} P_u \, d \, dz - \int_{Z_r}^L P_u \, d \, dz = 0 \quad (1)$$

또한 말뚝 두부에서의 모멘트 평형조건 $\sum M = 0$ 으로부터

$$H_u e + \int_0^{Z_r} P_u \, z \, d \, dz - \int_{Z_r}^L P_u \, z \, d \, dz = 0 \quad (2)$$

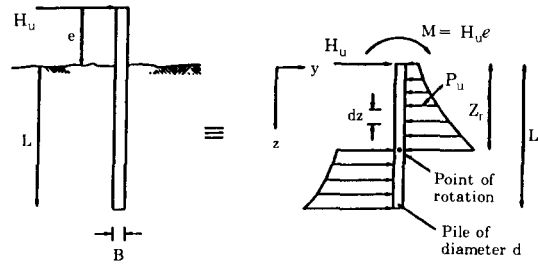


그림 5.2 두부자유 강말뚝의 수평저항력

여기서 d 는 말뚝의 폭 혹은 직경, L 은 말뚝의 지중 근입길이, P_u 는 극한수평저항력, z 는 지표면에서 부터의 깊이이다. P_u 의 깊이에 따른 분포가 주어지면 회전중심깊이 Z_r 과 수평저항력 H_u 는 위의 식으로 부터 구할 수 있다. 회전중심깊이 Z_r 은 지반의 수평반력분포가 정하여지면 시행착오법으로 모멘트의 합이 0이 되는 위치로 구하며 이 회전중심이 결정되면 극한수평저항력은 식(1)로 구할 수 있다.

5.2.2 Brinch Hansen법⁽²⁾

Brinch Hansen은 짧은 강말뚝이 설치된 일반토사지반($c-\phi$ 지반)의 수평저항력분포를 토압론에 의거하여 다음과 같이 제시하였다.

$$P_u = K_c c + K_q q \quad (3)$$

여기서 q 는 유효연직상재압이고 c 는 지반의 점착력이며 K_c 와 K_q 는 ϕ 와 z/d 의 함수로 된 수평반력계수로 그림 5.3에 제시되었다. 식(3)의 수평저항력을 활용하여 식(2)의 모멘트 합이 0이되는 회전중심위치 Z_r 을 구하고 식(1)로 말뚝의 수평저항력 H_u 를 구한다.

각 깊이 z 에서 지반의 극한수평반력을 식(3)으로 구하여 전체의 극한수평반력분포를 구할 수 있으므로 이 방법은 균질지반과 다층지반 모두에 적용 가능하다.

이 방법을 사용할 경우 과력과 같은 단기하중이 작용하는 상태에서는 비배수전단강도 c_u ($\phi_u=0$)를 해석에 적용하며 장기지속하중이 작용하는 상태에서는 유효배수강도 c' 및 ϕ' 를 해

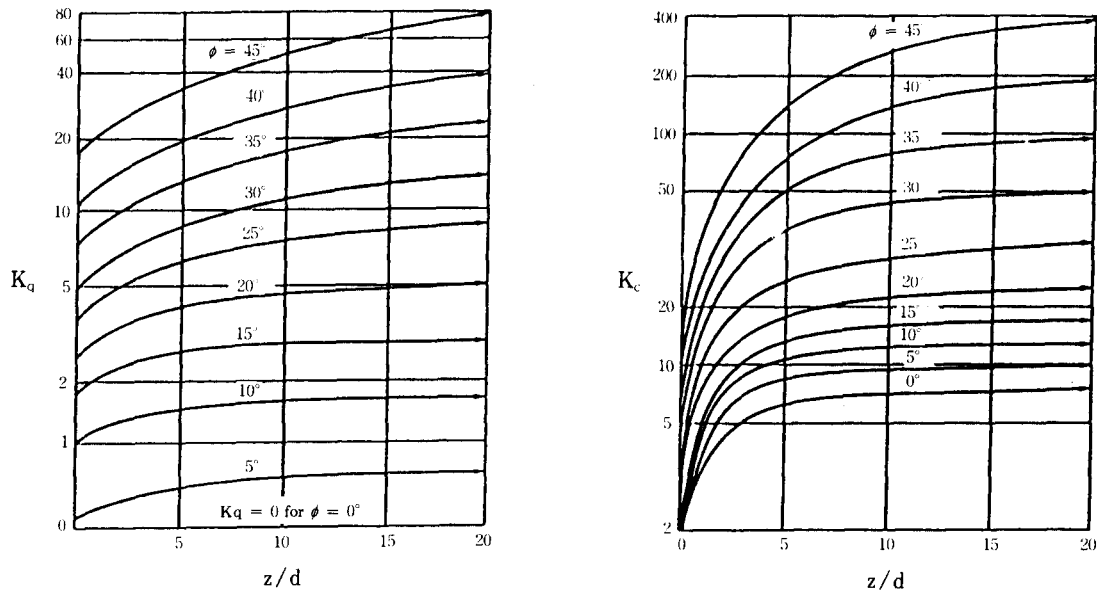


그림 5.3 Brinch Hansen의 수평반력계수 K_q 와 K_c

석에 적용한다. 洪元杓도 Mohr - Coulomb의 항복조건을 만족하는 소성지반을 대상으로 하여 단일주동말뚝주변지반의 파괴발생기구를 규명하고 극한수평지반반력을 식(4)와 같이 제시한 바 있다.^(15, 16)

$$P_u = K_{A1} c + K_{A2} q \quad (4)$$

여기서 K_{A1} 과 K_{A2} 는 각각 지반의 점착력과 상재압에 대한 극한수평지반반력계수이며 그림으로도 제시하였다.⁽¹³⁾

식(4)의 극한수평지반반력은 선형증가 분포로 되어 있으므로 식(4)를 식(1)과 식(2)에 대입하므로써 회전중심 Z_r 과 극한수평저항력 H_u 를 구할 수 있다.

5.2.3 Broms 법^(7, 8)

이 방법은 앞에서 설명한 방법과 유사하나 극한지반반력분포의 가정이 약간 상이하며 말뚝두부의 구속조건으로 자유와 회전구속(res-tained or unrotated head, 통상적 으로는 고정(fixed head)이 사용된다)의 두가지를 고려한 점이 차이가 있다.

이 방법에는 다음과 같은 단순화 작업이 실시되었다.

① 지반은 순수사질토지반($c=0$)이거나 순수점성토지반($\phi=0$)의 경우만 고려하였고 각각의 경우에 대하여 별도로 해석하였다.

② 짧은 강말뚝(short rigid pile)과 긴 변형 말뚝(long flexible pile)를 각각 별도로 고려하였다.

짧은 말뚝의 기준은 $L/T \leq 2$ 혹은 $L/R < 2$ 로 하고 긴 변형 말뚝의 기준은 $L/T \geq 4$ 혹은 $L/R \geq 3.5$ 로 하였다.

여기서

$$T = (E_p I_p / n_h)^{1/5} \quad (5a)$$

$$R = (E_p I_p / k_h)^{1/4} \quad (5b)$$

E_p = 말뚝의 탄성계수

I_p = 말뚝의 단면2차모멘트

$k_h = n_h z$: 깊이에 따라 지반반력이 선형 증가하는 경우

= k : 깊이에 따라 지반반력이 일정한 경우

$n_u =$ 지반반력계수

(1) 점성토지반($\phi=0$)

점성토지반의 극한 수평지반반력은 지표면에서의 $2c_u$ 에서 부터 $3d$ 깊이까지 $8-12c_u$ 로 증가한 후 그 하부에는 일정한 분포로 작용한다. Broms는 이 분포를 $1.5d$ 깊이까지의 지반반력이 작용하지 않는 것으로 하고 그 하부는 $9c_u$ 의 균일분포로 작용하는 것으로 단순화 시켰다.⁽⁷⁾

(a) 두부자유말뚝

그림 5.4는 두부자유말뚝의 파괴형태, 외력 및 휨모멘트를 도시하고 있다. 여기서(a)는 짧은 말뚝의 경우이고 (b)는 긴 말뚝의 경우이다. 두부자유말뚝의 수평지지력은 짧은 강말뚝의 경우는 전적으로 지반의 극한수평반력에 의하여 결정되며 긴 변형말뚝의 경우는 말뚝자체의 항복모멘트에 의존한다.

그림 5.4의 f 위치에서는 전단력 0이므로 최대 모멘트가 발생하는 깊이이다.

$$f = H_u / 9c_u d \quad (6)$$

최대모멘트 M_{max} 는

$$M_{max} = H_u (e + 1.5d + 0.5f) \quad (7a)$$

혹은

$$M_{max} = 2.25d g^2 c_u \quad (7b)$$

$L = 1.5d + f + g$ 이므로 식(6) 및 식(7)로 H_u 를 구할 수 있으며 항복모멘트 M_y 가 M_{max} 보다 큰 짧은 말뚝에 적용할 수 있다. 항복모멘트

M_y 는 식(6)을 식(7a)에 대입하여 구할 수 있다.

식(6) 및 식(7)을 이용하여 그림 5.5(a)를 구할 수 있다. 그림 5.5(a)를 이용하여 L/d 와 e/d 로 부터 H_u/cud^2 값을 구하여 말뚝의 수평저항력 H_u 를 산정할 수 있게 된다.

한편, 그림 5.4(b)는 점성토 지반속의 두부자유인 긴 말뚝의 파괴형태, 극한지반반력 분포 및 모멘트도를 보이고 있다. 식(7a)의 M_{max} 를 항복모멘트 M_y 로 바꾼식과 식(6)으로 H_u 를 구할 수 있다. 이와 같이 하여 구한 H_u/cud^2 과 M_u/cud^2 의 관계는 그림 5.5(b)에 도시되어 있다. 이들을 이용하여 M_u/cud^3 과 e/d 로 부터 긴 말뚝의 수평저항력 H_u 를 구할 수 있다.

(b) 두부회전구속말뚝

그림 5.6은 말뚝머리가 구조물하부캡 등에 의하여 회전이 구속되어 있는 경우의 말뚝에 작용하는 외력도와 휨모멘트도이다. 두부가 구속되어 있으므로 말뚝머리에 모멘트가 발생한다.

짧은 말뚝의 경우 그림 5.6(a)로 부터 다음 식을 얻을 수 있다.

$$H_u = 9c_u d (L - 1.5d) \quad (8)$$

$$M_{max} = H_u (0.5L + 0.75d) \quad (9)$$

이 식에 의한 결과는 그림 5.5(a)에 점선으로 도시되어 있다. 말뚝두부에서 모멘트 항복

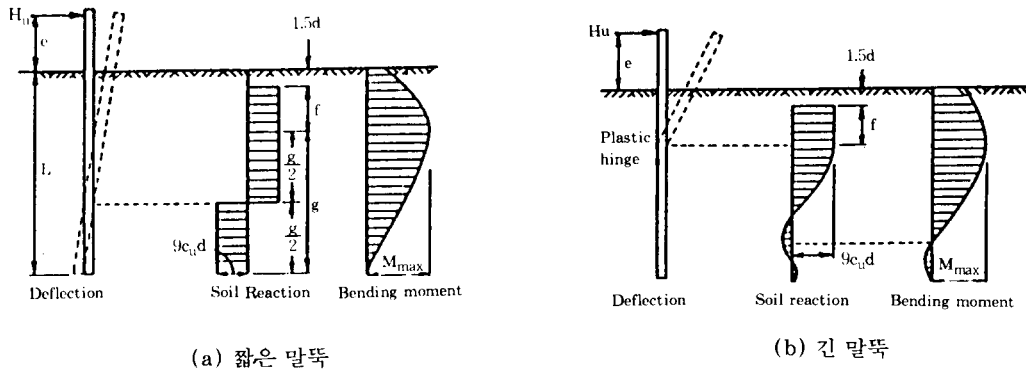
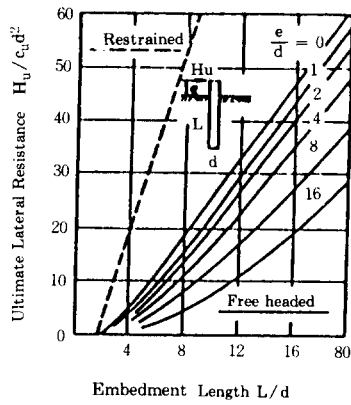
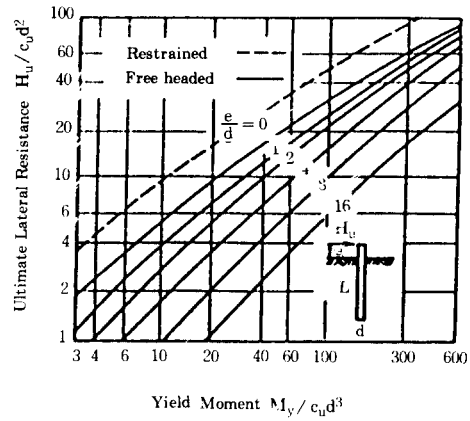


그림 5.4 점성토지반속 두부자유말뚝

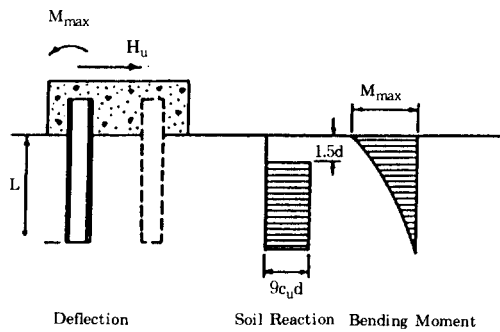


(a) 짧은 말뚝

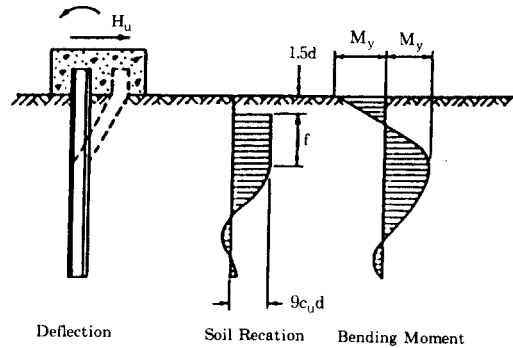


(b) 긴 말뚝

그림 5.5 점성토지반의 극한수평저항력

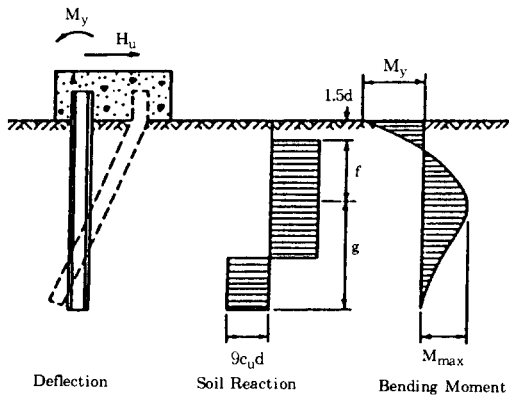


(a) 짧은 말뚝



(c) 긴 말뚝

그림 5.6 점성토지반속 두부회전구속말뚝



(b) 중간말뚝

이 발생하는 중간말뚝의 경우는 그림 5.6(b)의 외력도로 부터 항복모멘트 M_y 는 다음과 같다.

$$M_y = 2.25 c_u d g^2 - 9c_u d f(1.5d + 0.5f) \quad (10)$$

식(10)과 $L=1.5d + f + g$ 로 부터 H_u 를 구할 수 있다. 이 때 $f + 1.5d$ 깊이에서의 正의 최대모멘트가 M_y 보다 작은지 검토하여 보아야 한다.

긴 말뚝의 파괴발생기구는 그림 5.6(c)와 같으며 수평저항력은 다음과 같다.

$$H_u = \frac{2M_y}{(1.5d + 0.5f)} \quad (11)$$

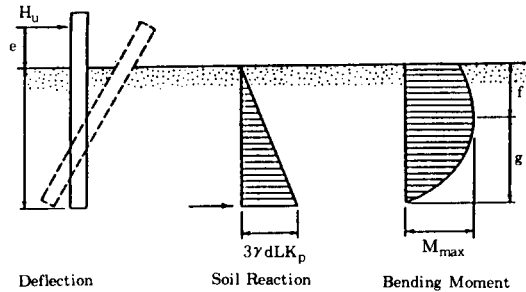
긴 말뚝의 수평저항력도 그림 5.5(b)에 점선으로 표시되어 있다.

(2) 사질토지반(c=0)

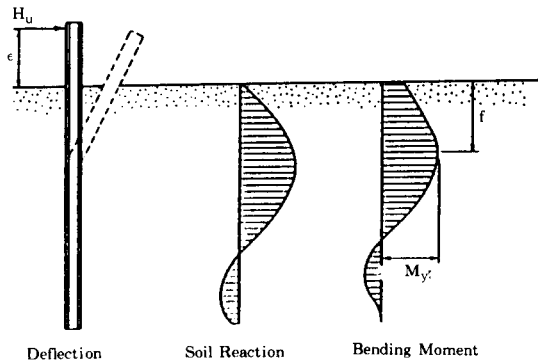
(a) 두부자유말뚝

그림 5.7은 사질토지반속 말뚝의 파괴형태, 수평저항력분포 및 휨모멘트분포를 보이고 있다. 말뚝의 최대모멘트가 항복모멘트보다 적으면 짧은 말뚝으로 취급한다. 그림 5.7(a)에서 보는 바와 같이 짧은 말뚝의 회전중심은 말뚝 선단부근으로 가정하고 이 부근에 작용하는 높은 토압은 말뚝선단에 집중하중으로 대치하고 말뚝선단에서 모멘트를 취하여 수평저항력 H_u 를 다음과 같이 구한다.

$$H_u = \frac{0.5\gamma d L^3 K_p}{e + L} \quad (12)$$



(a) 짧은 말뚝



(b) 긴 말뚝

그림 5.7 사질토지반속 두부자유말뚝

K_p 는 수동토압계수이다. 그림 5.8(a)에는 식 (12)로부터 구한 결과를 도식하고 있다.

f 위치가 식(13)과 같을 때 최대모멘트는 식 (14)와 같이 구하여진다.

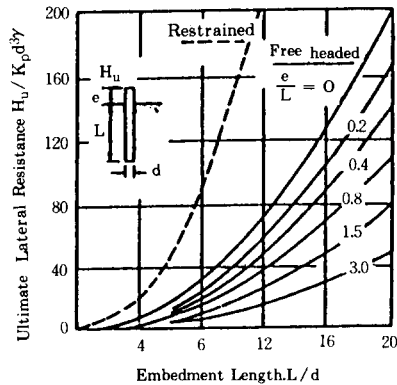
$$f = 0.82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma}} \quad (13)$$

$$M_{max} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (14)$$

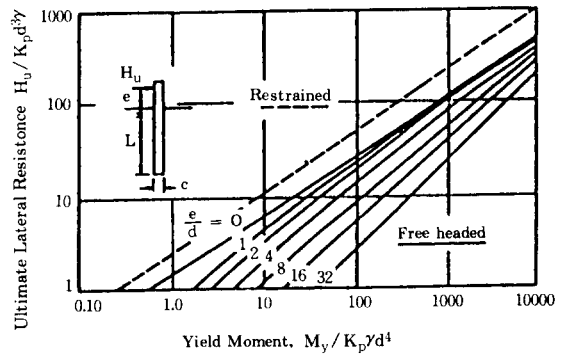
식(12)의 H_u 를 사용하여 구한 M_{max} 가 M_y 보다 크면 긴 말뚝으로 취급하며 이 경우의 H_u 는 식(15)와 식(16)으로부터 구한다.

$$H_u = \frac{3}{2} \gamma K_p f^2 d \quad (15)$$

$$M_y = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (16)$$



(a) 짧은 말뚝



(b) 중간말뚝

그림 5.8 사질토지반의 극한수평저항력

이 식의 결과는 그림 5.8(b)에 도시되어 있으며 e/d 와 $M_y/K_p\gamma d^4$ 의 값으로 H_u 를 구할 수 있게 된다.

(b) 두부회전구속말뚝

그림 5.9는 사질토지반속 두부회전구속말뚝의 파괴형태, 지반반력분포 및 휨모멘트분포를 보이고 있다.

그림 5.9(a)에 도시된 짧은 말뚝의 경우 수평방향 평형조건으로부터 말뚝의 수평저항력 H_u 는 식(17)로 구하여지며 그림 5.8(a)에 점선으로 도시되어 있다.

$$H_u = 1.5\gamma L^2 d K_p \quad (17)$$

말뚝머리에 발생하는 최대모멘트는 다음과 같다.

$$M_{max} = \frac{2}{3} H_u L \quad (18)$$

이 $M_{max} = M_y$ 를 초과하면 파괴형태는 그림 5.9(b)와 같이 되며 수평방향 평형조건으로부터 말뚝선단의 집중하중의 반력 F 는 다음과 같다.

$$F = \frac{3}{2} \gamma d L^2 K_p - H_u \quad (19)$$

이 F 를 이용하여 말뚝두부에서 구한 모멘트를 항복모멘트 M_y 와 같이 놓으면 식(20)이 구하여진다.

$$M_y = 0.5 \gamma d L^3 K_p - H_u L \quad (20)$$

이 식으로부터 H_u 를 구할 수 있다. 이 식은 말뚝두부에서의 M_y 가 f 깊이에서의 최대모멘트 M_{max} 보다 클 경우에만 사용할 수 있으며 이 때의 f 는 식(15)로 계산한다.

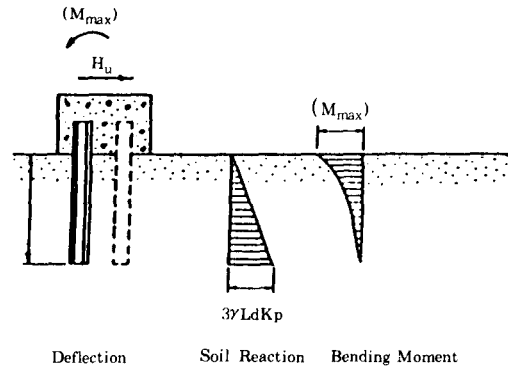
M_y 가 그림 5.9(c)에서와 같이 두군데서 발생하는 긴 말뚝의 경우 다음 식이 성립된다.

$$H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) = 2M_y \quad (21)$$

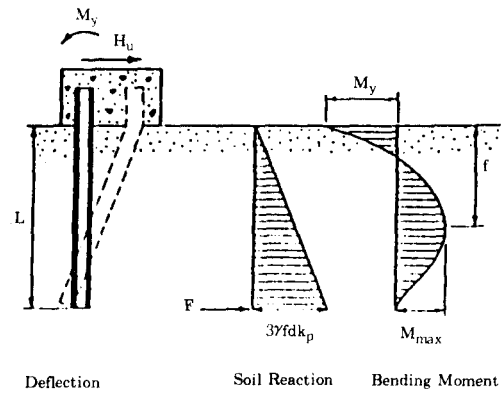
이 식의 결과는 그림 5.8(b)에 점선으로 도시되어 있다.

5.2.4 기타방법

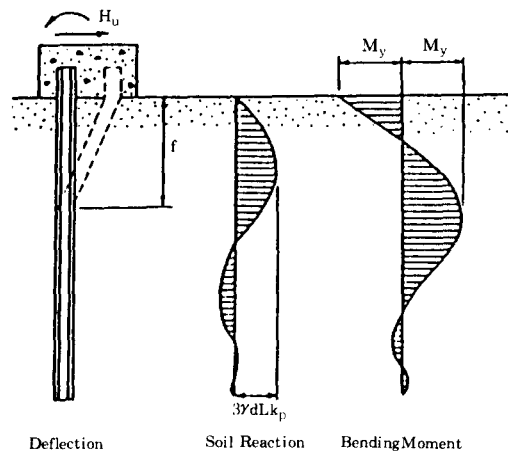
洪元杓은 식(4)를 Broms법에 적용한 결과를 실측치 및 Broms법에 의한 산정치와 비교



(a) 짧은 말뚝



(b) 중간 말뚝



(c) 긴 말뚝

그림 5.9 사질토지반속 두부회전구속말뚝

검토하여 Broms법 보다 실측치에 더 잘 접근하고 있음을 보여주었다.⁽¹⁶⁾

그밖에 Engel, Raes, 岡部, 및 Sniko 등도 강말뚝이나 케이슨, 우물통의 극한수평저항력을 구하는 방법을 제시하였다.⁽¹²⁾ 이 중 Engel은 지반반력분포를 2차포물선으로 가정하였고 극한수평저항력을 구하였다.

Raes는 지반중의 한점을 강체회전중심으로 하여 이 회전중심 위부분 말뚝에는 전면에 수동토압 배면에 주동토압이 작용하고 회전중심 아래부분 말뚝에는 반대로 배면에 수동토압이 전면에 수동토압이 작용하도록 하여 평형조건을 도입하였다.

5.3 주동말뚝 해석법

말뚝의 허용수평하중은 다음의 두가지 방법에 의하여 결정된다.

① 파괴시의 극한하중을 적절한 안전율로 나누어 허용수평하중을 구한다.

② 말뚝의 허용수평변위에 대응하는 허용수평하중을 구한다.

위의 두 방법에 의한 허용수평하중 중 적은 값을 설계수평하중으로 결정한다.

첫번째 방법의 극한수평하중에 대하여는 5.2에서 이미 설명하였다. 따라서 여기서는 두번째 방법에 의하여 허용수평하중을 구하는 방법을 설명하여 본다. 실제로 주동말뚝은 말뚝의 극한수평저항력보다 훨씬 적은 수평하중상태 하에서 말뚝의 수평변위가 구조물의 안정상 위험한 한계치에 도달하게 되는 경우가 많다. 따라서 이러한 경우의 주동말뚝에 대하여는 주어진 하중에 대한 말뚝의 거동을 해석하여 보아야만 할 것이다. 이러한 주동말뚝의 거동을 해석하기 위하여 지반반력법(subgrade reaction approach)과 탄성해석법(elastic approach)의 두가지가 주로 사용되고 있다.

(1) 지반반력해석법에서는 지반이 각각 독립된 일련의 선형탄성스프링으로 거동한다고 가정하고 있다. 즉 말뚝주변 지반을 Winkler

모델로 이상화 시키므로서 한 위치에서의 말뚝의 반력은 단순히 그 위치에서의 말뚝변위에만 의존하게 된다. 이 해석법은 비교적 간단하여 오랜동안 실제 문제에 사용되고 있다. 따라서, 이 해석법을 실제문제에 적용한 상당량의 경험의 축적이 있다. 그러나, 이 해석법은 지반의 연속성을 무시한 점과 지반반력계수를 정확히 결정하기가 어려운점이 단점이다. 지반반력계수는 지반특성에만 의존하지 않고 말뚝기초의 크기와 변위량에도 의존한다.

이 해석법은 Chang의 방법과 같이 경계조건을 단순화시켜 기본미분방정식의 해석해를 구하거나^(22, 23) 차분법으로 근사해를 구한다.^(24, 25)

(2) 한편, 탄성해석법에서는 지반을 이상적인 탄성연속체로 가정하고 있다. 즉 지반을 일정한 탄성계수와 포아슨비를 가지는 균질등방탄성체로 이상화 시키고 있다.

Spillers & Stoll은 반무한체내의 수평하중 말뚝의 거동을 해석하기 위하여 Mindlin의 탄성해석 결과를 적용하며 지반변형을 구하고 말뚝변위를 보 이론으로 구하였다.⁽²⁶⁾ Douglas & Davis(1964)는 말뚝의 압력분포와 수평변위를 Mindlin해로 구하였다.⁽²⁷⁾ Poulos는 Spillers & Stoll과 유사한 방법으로 일련의 연구를 실시하여 이 부분의 많은 업적을 남겼다.⁽⁹⁾ 이 해석법의 가장 큰 문제점은 정확한 지반계수를 결정하는 데 있다.

5.3.1 지반반력해석법

본 해석법에서는 수평하중말뚝을 탄성기초 위의 보처럼 취급한다. 즉 탄성지반을 일련의 독립 탄성스프링으로 생각한 Winkler모델 지반에 의하여 보가 지지된다고 가정한다. 이들 스프링의 강성(소위 수평지반반력계수라함)은 다음과 같다.

$$k_n = \frac{p}{y} \quad (22)$$

여기서 p = 말뚝의 단위길이당 지반반력

y = 말뚝의 변위

k_n 는 힘/길이의 단위

말뚝의 거동은 탄성기초위에 지지되는 탄성보의 방정식을 사용하여 다음과 같은 미분방정식으로 구할 수 있다.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + p d = 0 \quad (23)$$

보의 단순 휨이론과 같이 말뚝의 축하중 효과는 무시한다.

식(23)은 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_n y d = 0 \quad (24)$$

상기식의 해는 해석적방법이나 수치적방법으로 구할 수 있다. 해석해는 k_n 가 일정한 경우에만 가능하며 k_n 의 분포가 깊이에 따라 다른 경우의 해는 수치적 차분법으로 구하여야만 한다.(Palmer & Thompson)⁽²⁵⁾

(1) Chang의 방법⁽¹²⁾

Chang은 지반반력계수 k_n 가 일정하고 말뚝의 근입길이가 충분히 길어서 사실상 반무한길이라고 볼 수 있는 경우에 대하여 식(24)의 해를 해석적으로 유도하였다.

우선, 식(24)의 일반해는 식(25)와 같다.

$$y = e^{-\beta z}(A \cos \beta z + B \sin \beta z) + e^{\beta z}(C \cos \beta z + D \sin \beta z) \quad (25)$$

여기서,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_n d}{4E_p I_p}} \quad (26)$$

β 는 특성치이며 길이의 역수의 차원을 가지며, $1/\beta$ 를 특성장이라 부르고 말뚝의 수평저항에 중요한 의미를 가진다. 따라서, βz 는 무차원의 값이 된다. 또한 A, B, C, D는 적분상수이며 말뚝의 두부 및 선단의 경계조건으로부터 구하여 진다.

$z \rightarrow \infty$ 일때 $y=0$ 인 조건을 식(25)에 대입하면 C와 D는 0이 되어 식(25)는 다음과 같은 간단한 형태로 된다.

$$y = e^{-\beta z} (A \cos \beta z + B \sin \beta z) \quad (27)$$

(2) 유한차분법⁽³⁰⁾

식(24)의 기본미분방정식을 그림 5.10에서 보는 바와 같이 절점*i*에서 차분형식으로 정리

하면 식(28)과 같다.

$$E_p I_p \times \left[\frac{y_{i-2} - 4y_{i-1} + 6y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2}}{\delta^4} \right] + k_i d y_i = 0 \quad (28)$$

또는

$$y_{i-2} - 4y_{i-1} + a_i y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2} = 0 \quad (28a)$$

여기서

$$a_i = 6 + \frac{K_i L^4 d}{E_p I_p n^4}$$

n 은 말뚝의 분할요소수이고 k_i 는 i 위치에서의 지반반력계수 k_n 이다.

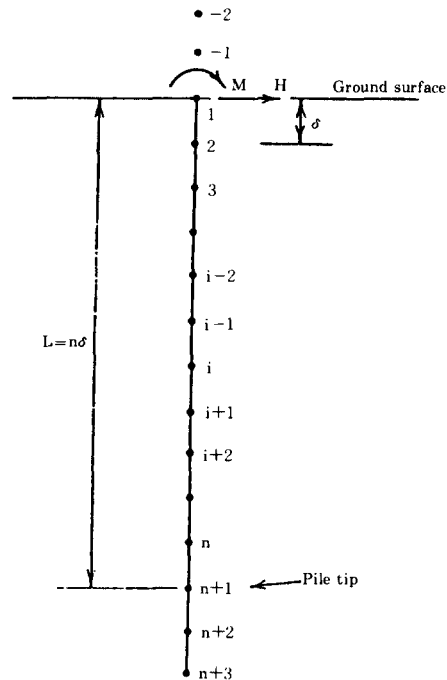


그림 5.10 수평하중말뚝의 차분해석도

식 (28a)를 절점 2에서 절점*n*까지 적용시켜 ($n-1$)개의 식이 구하여 진다. 그 밖에도 말뚝 두부와 선단에서의 경계조건으로 4개의 식이 추가된다.

즉 말뚝두부에서의 경계조건으로는 두부자유의 경우($S = H_0, M = M_0$)와 두부회전 구속의 경우($\theta = \theta_0, y = y_0$)의 두가지를 고려할 수 있다.

한편, 말뚝선단에서는 마찰말뚝의 경우 전단력과 모멘트를 0으로 가정할 수 있다.

유한차분법을 사용시에는 깊이에 따른 지반반력계수 k_h 의 변화도 취급할 수 있는 장점이 있다.

5.3.2 비선형해석(p - y곡선)

(1) 기본원리⁽¹¹⁾

말뚝의 변위가 커지면 지반반력이 항복치에 도달하게 된다. 따라서 이러한 지반에서의 말뚝변위와 지반반력 사이의 일반적인 관계는 식(29)와 같은 비선형성을 보인다.

$$P = k z^m y^n \quad (29)$$

이러한 비선형해석으로는 Reese 등의 연구에 의한 소위 "p-y곡선"이 많이 사용된다. Reese 등은 말뚝이 선형탄성보란 가정하에 수평하중말뚝의 미분방정식을 식(30)과 같이 제시하였다.⁽³²⁾

$$E_p I_p = \frac{d^4 y}{dz^4} + P_z \frac{d^2 y}{dz^2} + p d = 0 \quad (30)$$

이 식은 식(23)을 축방향력이 작용하는 경우까지 확장시킨 것이며 유한차분형태로 사용된다. 여기서 P_z 는 말뚝의 축하중이고 단위길이당 P 는

$$P = k y \quad (31)$$

지반계수 k 가 z 와 y 의 함수일 때 식(30)은 해석될 수 있다. 지반계수는 지반반력 p 가 말뚝변위 y 의 함수로 표시되는 일련의 곡선으로 구하여 질 것이다. 일반적으로 이들 곡선은 비선형적이고 깊이, 지반의 전단강도 및 반복하중수 등의 요소에 의존한다.

이 p-y 곡선의 개념이 그림 5.11에 도시되어 있다. 이들 곡선은 다음과 같은 특성을 갖는 것으로 가정되어 있다.

① 일련의 p-y곡선은 임의의 깊이에서 말뚝연직단면상에 수평저항력 작용하의 지반의 축방변형을 나타낸다.

② 이 곡선은 말뚝의 형상이나 강성에 무관하며 임의의 깊이에서의 말뚝의 위아래에 작용하는 하중에는 영향을 받지 않는다(Winkler 모델과 동일). 이는 임의의 깊이에서의 말뚝변

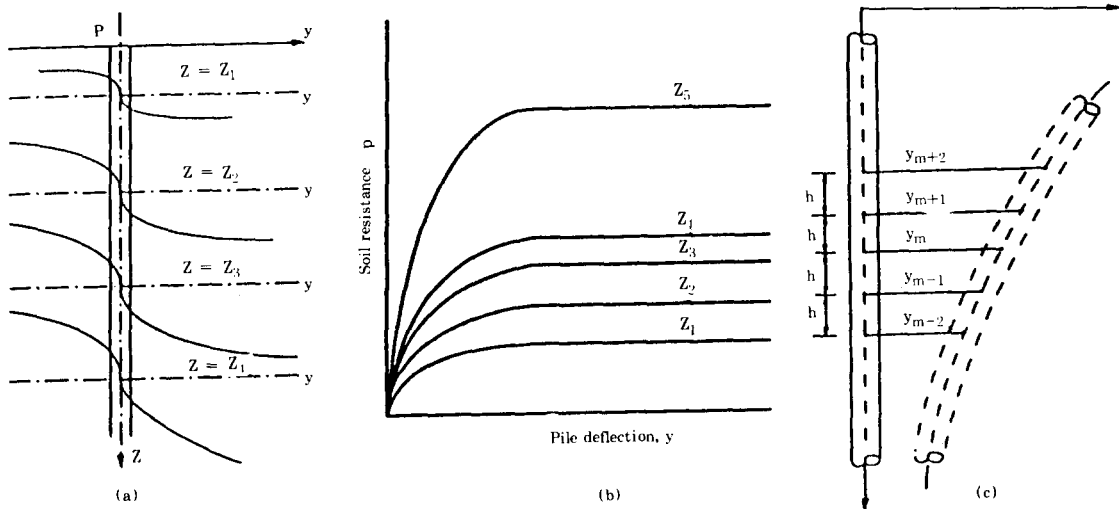


그림 5.11 p-y 곡선

위는 그 위치에서의 지반반력에만 의존함을 의미한다. 따라서, 지반은 그림 5.11(b)에 보여주는 바와 같이 일련의 p-y 특성곡선으로 바뀌 놓을 수 있다.

따라서, 그림 5.11(a)의 일련의 p-y곡선은 0에서 지반의 항복강도까지의 수평지반저항에 대한 지반변형을 나타낸다 할 수 있다. 그림 5.11(c)는 말뚝의 변위상태를 도시한 것이다.

일련의 p-y곡선이 일단 확립되면 수평하중 말뚝 문제는 다음과 같은 단계의 반복작용으로 해석한다.

① n_h 나 k 가 추정되거나 주어졌을 때 지반-말뚝계의 T 혹은 R을 식(5)에 의거 계산한다. T는 사질토지반과 정규압밀점토지반에 적용하고 R은 과압밀점토지반에 적용한다.

② 계산된 T 혹은 R과 지표면에서의 수평하중 H_0 및 모멘트 M_0 로 Reese and Matlock⁽³²⁾ 혹은 Davission and Gill⁽³³⁾의 방법에 따라 말뚝길이 전체의 변위 y 를 결정한다. 즉 5.3.1 절의 지반반력해석법에 의거 y 를 구할 수 있다.

③ 위에서 계산된 변위를 사용하여 p-y 곡선으로부터 깊이에 따른 수평반력 p 를 구한다. 그런 후 지반계수와 상대강성(R 혹은 T)을 다음과 같이 구한다.

$$k = p/y$$

(a) $n_h = \frac{k}{z}$, T = $[\frac{E_p I_p}{n_h}]^{1/5}$: 선형지반계수의 경우

(b) $k_1 = k$, R = $[\frac{E_p I_p}{k}]^{1/4}$: 일정지반계수의 경우

여기서 구한 R 혹은 T를 위의 과정 ①에 계산된 값과 비교한다. 이 값이 일치하지 않으면 과정④로 다시 반복계산을 실시한다.

④ 과정 ③에서 구하여진 값에 근접한 k 혹은 n_h 값을 다시 가정한다. 그런 후 과정 ②와 ③을 반복하여 새로운 R 혹은 T를 구한다. 이러한 과정을 계산치와 가정치가 일치할 때 까지 계속한다. 그런 후 최종 R 혹은 T에 대한 말뚝의

변위와 모멘트를 구한다.

(2) p-y 곡선의 작성법

연약내지 보통의 포화점토지반에서의 p-y 곡선작성법이 Matlock⁽³⁴⁾에 의하여 처음으로 발표된 후 Reese는 계속하여 사질토지반⁽³⁶⁾ 및 견고한 점성토지반^(35, 37)에 대한 p-y 곡선 작성법을 확립시켰다. 여기서는 p-y 곡선 작성법의 일 예로 연약내지 보통의 포화점토지반에서의 작성법에 대하여 설명하기로 하고 나머지 지반에 대하여는 참고문헌을 참조하기로 한다.

(A) 단기정하중 작용시

① 비배수전단강도 c_u 와 단위체적중량 γ 를 현장 및 실내지반조사로 구한다.

② 한계깊이 Z_r 과 지지력계수 N_c 를 구한다.

$$Z_r = \frac{6 c_u d}{\gamma d + J c_u} \quad (32)$$

$$N_c = 3 + \frac{\gamma z}{c_u} + J \frac{z}{d} \quad (z < Z_r)$$

$$N_c = 9 \quad (z \geq Z_r) \quad (33)$$

여기서 J는 경험치로 연약점토의 경우 0.5, 견고한 점토의 경우는 0.25로 한다.

③ p-y 곡선을 조사할 깊이 z 를 임의로 정한다. 이 z 를 Z_r 과 비교하여 N_c 를 구한다.

④ 극한지반반력 P_u 를 구한다. (말뚝단위폭당)

$$P_u = c_u N_c d \quad (34)$$

P_u 에 대응하는 변위 y_c 는 실내 비배수삼축압축시험으로부터 구한 응력-변형률곡선상의 최대응력이 발생하는 변형률 ϵ_c 에 대응하는 변위이고 다음과 같이 구한다.

$$y_c = 2.5 \epsilon_c d \quad (35)$$

실내시험결과가 없는 경우, ϵ_c 값은 (a) 취성 예민점토의 경우 0.005 (b)교란되거나 재성형 점토, 혹은 압밀되지 않는 퇴적점토의 경우 0.02 (c)정규압밀점토의 경우 0.01로 한다.

⑤ p-y 곡선을 식(36)으로 구한다. 이 식으로 표시되는 곡선은 그림 5.12상에 곡선(a)에 해당한다.

$$P = 0.5 P_u \left[\frac{y}{y_c} \right]^{1.3} \quad (36)$$

실내 비배수삼축압축시험 결과가 있을 경우는 응력-변형률 곡선으로부터 p-y 곡선을 구할 수 있다. 또한 현장에서의 평판재하시험으로 얻은 하중-침하 곡선이 있을 경우도 그 시험 결과를 이용하여 p-y 곡선을 구할 수 있다.

⑥ 위의 계산과정을 다른 깊이에 대하여서도 반복하여 지표면이하의 모든 깊이에서의 p-y 곡선을 얻을 수 있다.

(B) 반복하중작용시

① $Z_1 \geq Z_r$ 인 경우

그림 12의 곡선(b)와 같이 $P_B = 0.72P_u$ 에서 p-y 곡선을 수평으로 그린다.

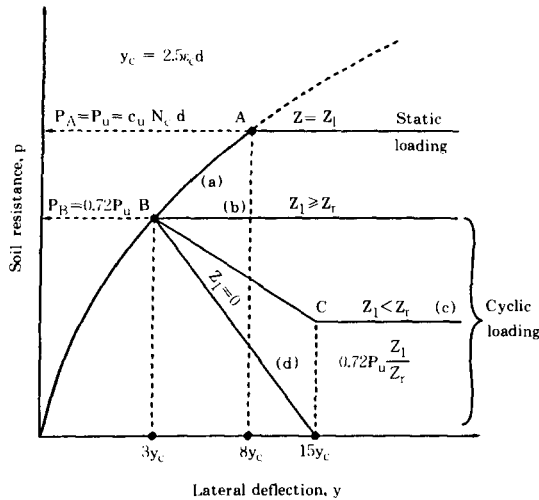


그림 5.12 p-y 곡선 작성법

② $Z_1 < Z_r$ 인 경우

그림 5.12의 곡선(c)와 같이 B점과 C점을 연결하고 C점에서 수평선을 그린다. C점은 $y = 15y_c$ 의 변위와 $P = 0.72P_u Z_1 / Z_r$ 의 지반반력에 해당하는 값이다.

③ $Z_1 = 0$ 인 경우

그림 5.12의 곡선(d)와 같이 B점과 $y = 15y_c$ 의 변위점을 연결한다. 이는 $y \geq 15y_c$ 의 경우 지반반력은 0으로 가정함을 의미한다.

5.3.3 탄성해석법

Poulos는 이상적 탄성지반속 수평하중말뚝의 해석법을 제시한 바 있다.⁽⁹⁾ 이 해석법에서 지반의 수평변위로는 Mindlin해를 이용하였고 말뚝의 수평변위는 탄성보의 미분방정식의 차분식(28)로 구하였다. 이와 같이 구한 지반과 말뚝의 수평변위량을 말뚝전체에 걸쳐 동일하게 하였다. 이 해석법은 말뚝의 실제 거동을 보다 현실에 접근시키고 있으나, 가장 큰 어려움은 지반계수 E_s 의 올바른 결정이다.

본 해석법에는 다음과 같은 사항이 고려되어 있다.

① 그림 5.13에서 보는 바와 같이 말뚝을 폭 d, 길이 L, 일정한 강성 $E_p I_p$ 를 가지는 얇은 구형 연직띠로 가정하였다. 말뚝은 (n+1)개의 요소로 분할하고 요소의 길이는 말뚝의 두부와 선단의 두 요소에 대하여는 $\delta/2$ 이고 나머지 요소는 $\delta (=L/n)$ 로 한다.

② 지반과 말뚝의 양측면에 작용하는 수평전단응력은 고려하지 않는다.

③ 각 요소는 말뚝쪽에 걸쳐 일정한 균일 수평력 p를 받는다고 가정한다.

④ 지반은 탄성계수 E_s 와 포아슨비 ν 를 가지는 반무한의 균질등방탄성체로 가정하며 이 탄성계수와 포아슨비는 말뚝의 존재 여부에 영향을 받지 않는다고 가정한다.

(1) 일정지반계수 지반

과압밀점토지반의 경우 일반적으로 지반계수는 깊이에 무관한 것으로 알려져 있다.

이러한 지반속 말뚝의 해석결과를 Poulos는 다음과 같이 정리하였다.⁽²⁾

두부자유말뚝의 지표면변위 y_0 와 회전각 θ_0 는 식(37) 및 식(38)과 같다.

$$y_t = \frac{H}{E_s L} (I_{\rho H} + \frac{e}{L} I_{\rho M}) / F_{\rho} \quad (37)$$

$$\theta_t = \frac{H}{E_s L^2} (I_{\theta H} + \frac{e}{L} I_{\theta M}) / F_{\theta} \quad (38)$$

여기서

H : 수평하중, M : 모멘트(지표면),

$$e = M/H$$

$I_{\rho H}$, $I_{\rho M}$: 일정한 E_s 상태에서 H와 M에 의한 말뚝변위 탄성영향계수(elastic influence factor)

$I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$: 일정한 E_s 상태에서 H와 M에 의한 말뚝회전각 탄성영향계수

F_{ρ} : 일정한 E_s 및 P_y 상태에서 항복지반에 대한 탄성지반의 말뚝변위의 비

F_{θ} : 일정한 E_s 및 P_y 상태에서 항복지반에 대한 탄성지반의 말뚝회전각의 비

P_y : 한계지반반력 (항복치 혹은 극한치)

Poulos는 $I_{\rho H}$, $I_{\rho M}(=I_{\theta H})$, $I_{\theta M}$, F_{ρ} 및 F_{θ} 의 결과를 그림으로 제시하였다.⁽²⁾

항복영역이 없는 완전탄성지반의 경우 지표면에서 말뚝변위와 회전각은 다음과 같다.

$$y_t = I_{\rho H} \left[\frac{H}{E_s L} \right] + I_{\rho M} \left[\frac{M}{E_s L^2} \right] \quad (39)$$

$$\theta_t = I_{\theta H} \left[\frac{H}{E_s L^2} \right] + I_{\theta M} \left[\frac{M}{E_s L^3} \right] \quad (40)$$

두부회전구속말뚝의 지표면변위 y_t 는 식(41)과 같다.

$$y_t = I_{\rho F} \left[\frac{H}{E_s L} \right] / F_{\rho F} \quad (41)$$

여기서,

$I_{\rho F}$: 두부회전구속말뚝의 수평하중에 대한 변위영향계수(displacement influence factor)

$F_{\rho F}$: 두부회전구속말뚝의 항복-회전요소

$I_{\rho F}$ 와 $F_{\rho F}$ 도 Poulos에 의하여 그림으로 정리 제시되었다.⁽²⁾

점성토지반의 지반계수 E_s 로는 E_{50} 을 사용하였고 비배수전단강도로 부터 다음과 같은 범위로 추정하고 $40c_u$ 를 평균치로 제시하였다.

$$E_s = E_{50} = (15 \sim 95) c_u \quad (42)$$

만약 지반계수 E_s 로 초기탄성계수 E_i 를 사용할 경우는 비배수전단강도로 부터 다음과 같은 범위로 추정하였다.

$$E_i = (250 \sim 400) c_u \quad (43)$$

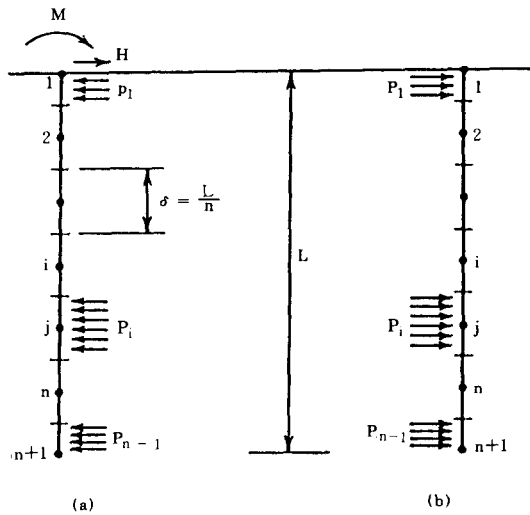


그림 5.13 응력도 (a)말뚝 (b)말뚝주변지반

(2) 선형지반계수지반

사질토나 정규압밀점성토지반의 경우 지반계수 E_s 는 일반적으로 깊이에 대하여 식(44)와 같이 선형적으로 증가한다.

$$E_s = N_h z \quad (44)$$

여기서 N_h 는 E_s 의 깊이에 대한 증가율이고 지반반력해석법에서의 n_h 와 유사하다. E_s 와 k_h 가 깊이에 따라 동일한 비율로 증가한다면

$$N_h = n_h \quad (45)$$

두부자유말뚝의 경우 지표면에서의 말뚝변위와 회전각은

$$y_t = \frac{H}{N_h L^2} (I'_{\rho H} + \frac{e}{L} I'_{\rho M}) / F'_{\rho} \quad (46)$$

$$\theta_i = \frac{H}{N_h L^3} (I'_{\theta H} + \frac{e}{L} I'_{\theta M}) / F'_0 \quad (47)$$

두부회전구속말뚝의 경우 지표면에서의 말뚝 변위는

$$y_i = \frac{H}{N_h L^2} I'_{\rho F} / F'_{F\rho} \quad (48)$$

$I'_{\rho H}$, $I'_{\rho H}$ ($= I_{\theta M}$), $I'_{\theta M}$, F'_ρ , F'_θ , $I'_{\rho F}$ 및 $F'_{F\rho}$ 도 Poulos에 의하여 그림으로 제시되었다.⁽²⁾

5.4 수동말뚝해석법

5.2에서 설명한 바와 같이 주동말뚝은 말뚝 머리에 기지의 하중(수평력 및 모멘트)이 작용하는 반면에 수동말뚝은 측방소성변형지반으로부터 측방토압을 받게 된다.

그러나 이 측방토압은 말뚝과 변형지반사이의 상호작용에 의하여 결정되기 때문에 말뚝에 작용하는 하중을 미리 알기가 쉽지않은 문제점이 있다. 따라서 수동말뚝의 해석에 있어서는 말뚝에 작용하는 측방토압과 지반의 측방변형의 발생기구를 동시에 취급하여야 한다. 그러나, 이들 말뚝과 지반사이의 상호작용의 복잡성 때문에 수동말뚝의 거동을 완전히 파악하기가 매우 어려운 실정이다.

지금까지 이러한 수동말뚝의 문제는 대략 다음과 같은 4가지 방법으로 해석되어 오고 있다.

(1) 간편법 : 지반의 측방변형으로 발생될 수 있는 최대측방토압을 고려한 상태에서 해석하는 방법

(2) 지반반력법 : 주동말뚝에서와 같이 지반을 독립된 Winkler모델로 이상화시켜 해석하는 방법

(3) 탄성법 : 지반을 이상적 탄성체 혹은 탄소성체로 가정하여 해석하는 방법

(4) 유한요소법

그러나 이들 방법을 실제문제에 성공적으로 적용하기 위하여는 다음과 같은 요소를 명백히 하여 둘 필요가 있다.

(1) 무리말뚝의 효과

(2) 말뚝이 없을 때의 그 위치에서의 지반의 수평변위

(3) 지반의 변형계수 혹은 지반반력계수

(4) 말뚝의 선단과 두부의 경계조건

5.4.1 간편법

(1) Tschebotarioff 法⁽³⁸⁾

Tschebotarioff는 그림 5.14(a)와 같은 수동말뚝기초위에 응벽을 설치한 후 뒤채움으로 인하여 연약지반에 側方變形이 발생한 경우 지반으로부터 말뚝이 側方土壓을 받게됨을 설명하였다.⁽³⁸⁾

이 경우의 수동말뚝 해석을 위하여 Tschebotarioff는 그림 5.14(b)와 같이 軟弱地盤에서 작용하는 側方土壓을 삼각형으로 추정하였다.

側方土壓 P_H 와 모멘트 M_B 는 다음과 같다.

$$P_H = 0.8 d \gamma H' \quad (49)$$

$$M_B = -(P a (L^2 - a^2)) / 2L \quad (50)$$

여기서, H' 는 교대 전후 지반의 높이차

$$M_m = (P a / 2) (2 - 3a/L + a^3/L^3) \quad (51)$$

여기서 P 는 P_H 로부터 식(52)와 같이 구한다.

$$P = 0.9P_H t / 2 \quad (52)$$

이 식에서 L 은 그림 5.14(b)에서 보는 바와 같이 콘크리트 후텡에서 연약점토층 저면까지의 깊이이고 a 는 연약층저면에서 전 측방토압 작용점까지 거리이며 t 는 연약층 두께이다.

(2) De Beer & Wallays 法⁽³⁹⁾

De Beer & Wallays는 지반의 側方流動에 의하여 말뚝에 발생되는 휨모멘트를 계산함에 있어 斜面の 安全率 $(F_s)_{slope}$ 을 1.6을 기준으로 하여 다음과 같이 구분하였다.

(a) $(F_s)_{slope} \geq 1.6$ 인 경우

이 경우는 上載荷重 P 에 의하여 연약지반속의 말뚝에 작용하게 될 側方土壓 P_H 를 다음과 같이 제안하였다.

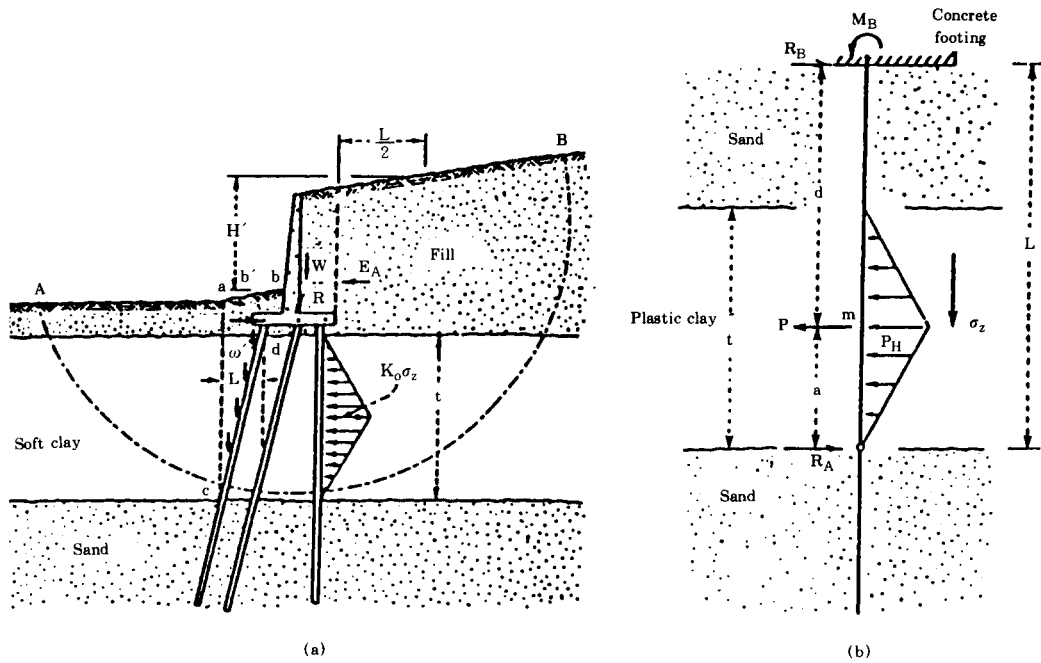


그림 5.14 Tchebotarioff법

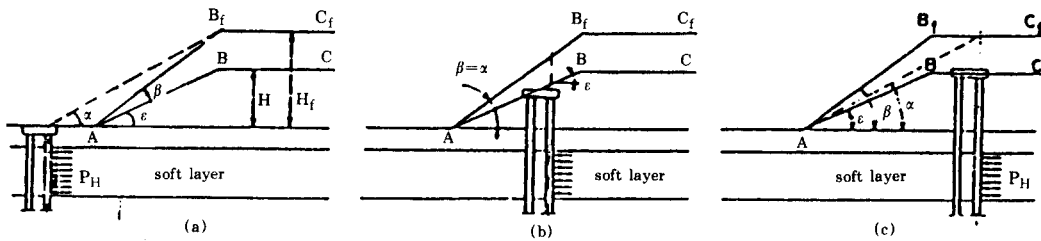


그림 5.15 De Beer & Wallays법 ($(F_s)_{slope} \geq 1.6$)

$$P_H = f_p \quad (53)$$

$$f = (\alpha - \phi/2) / (\pi/2 - \phi/2) \quad (54)$$

여기서, α 는 그림 5.15와 같이 말뚝설치 위치와 사면과의 관계에서 구하도록 하였다.

여기서, H_f 는 밀도 γ_k 인 성토의 가상높이로 식(55)로 계산된다.

$$H_f = H \gamma_k / 1.8 \quad (55)$$

말뚝의 휨모멘트는 말뚝을 연약지반 상하의 견고한 지반에 가상지지된 상태로 생각하고 식(53)으로 규정된 均一土壓을 받는 것으로 생각하였다.

(b) $(F_s)_{slope} < 1.6$ 인 경우

사면의 안전율이 1.6이하가 되는 경우는 그림 5.16의 (a)그림과 같이 가상원호활동면을 기준으로 斜面安定計算에 말뚝의 저항을 고려

합과 동시에 말뚝에는 (b)그림과 같이 활동면을 기준으로 상하에 각각 방향이 다른 수평토압이 작용하는 것으로 생각하여 모멘트를 구하도록 하였다.

여기서, 수평토압으로는 Brinch Hansen의 그림 5.3을 사용하도록 제안하였다. 또한 말뚝 머리부의 저항력 H_B 와 D_r 는 수평력과 모멘트의 평형조건으로부터 구하도록 하였다. 이때 말뚝에 발생하는 모멘트 분포는 (c)그림과 같다.

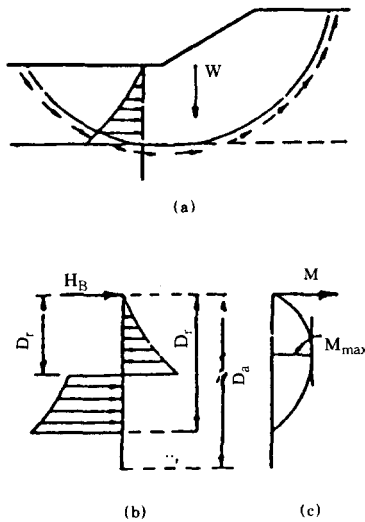


그림 5.16 De Beer & Wallays법 ($(F_s)_{slope} < 1.6$)

5.4.2 地盤反力法⁽³¹⁾

側方土壓을 받는 受動말뚝의 舉動方程式으로 탄성보의 원리를 응용하여 Marche는 다음식을 사용하였다.⁽³¹⁾

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = P = k_h (y - y_s) \quad (56)$$

여기서, y_s 는 말뚝위치에서 말뚝이 없을 경우에 대한 지반의 수평변위, k_h 는 지반반력계수로 깊이 z 와 $(y - y_s)$ 의 함수이다.

5.4.3 彈性法

Poulos는 彈性地盤 속의 말뚝을 탄성보로 생

각하였으며 이 탄성보의 거동을 해석하기 위하여 그림 5.17과 같은 해석모델을 만들었다.⁽²⁹⁾ 즉 말뚝과 말뚝설치 위치의 지반을 n 개의 요소로 분할하여 말뚝과 지반의 변위방정식을 구하였다.

우선 말뚝의 변위방정식은 식(57)과 같다.

$$[D] \{y\} = -dL^4 / (E_p I_p) \{P\} \quad (57)$$

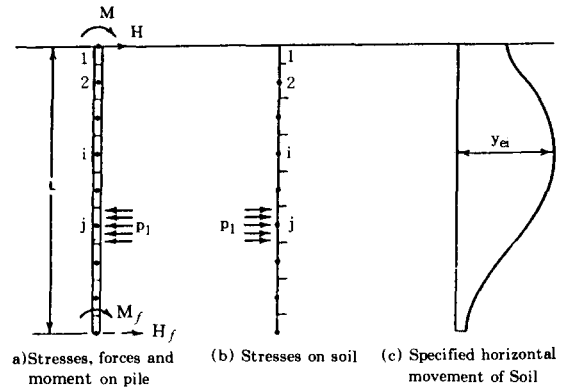


그림 5.17 Poulos 해석법

여기서, $\{y\}$ = 말뚝의 변위벡터

$\{P\}$ = 수평토압벡터

$[D]$ = 유한차분계수 매트릭스

한편 성토등에 의한 지반의 변위방정식은 식(58)과 같다.

$$\{y\} = d / E_{sr} \{E_{sr} / E_s\} [I] \{P\} + \{y_e\} \quad (58)$$

여기서, E_{sr} = 지반계수의 참고치

E_s = 각절점에서의 지반계수

$\{E_{sr} / E_s\}$ = E_{sr} / E_s 의 벡터

$[I]$ = 지반변위요소의 매트릭스

(Mindlin의 해 이용)

$\{y_e\}$ = 외력지반변위 벡터

상기 두식에서 지반의 변위와 말뚝의 변위를 동일하다고 놓으면

$$[D + II / K_R n^4] \{y\} = [II] / (K_R n^4) \{y_e\} \quad (59)$$

여기서, $[I] = [I]^{-1}$

$$K_R = E_p I_p / E_{sr} L^4$$

5.4.4 F. E. M

지반의 응력-변형률 관계를 bilinear, multilinear, hyperbolic 등의 모델을 사용하여 해석한다.

Moser는 성토지반부근에 설치된 건물 기초 말뚝에 작용하는 側方土壓을 유한요소법으로 해석한 바 있다.⁽²⁸⁾ 여기서 흙의 거동을 해석하기 위하여 응력-변형률 거동을 Multilinear로 근사시켰다.

일반적으로 F.E.M은 수동말뚝해석에 비교적 정밀한 방법이기 하나 주어진 변형장 내에서 말뚝을 고려하기에는 충분하지 못하다. 왜냐하면 말뚝기초는 그러한 변형장내에서 反作用을 하게 되므로 이 경우 각 단계별 入力자료가 변화하기 때문이다.

5.4.5 수동말뚝의 사면안정효과

斜面安定問題에 있어서 말뚝이 斜面破壞面을 貫通하여 設置되어있는 경우, 斜面의 滑動을 防止하는 말뚝의 效果가 기대된다.⁽¹⁰⁾ 그러나, 한편으로는 말뚝은 斜面破壞面 上部의 土塊로부터 側方土壓을 받게된다. 이 문제에 대처하기 위하여는 이 側方土壓을 正確하게 算定하는 것이 매우 중요하다. 왜냐하면, 이 外力은 斜面의 安定 및 말뚝의 安定에 동시에 關聯되어 있기 때문이다. 즉 이 側方土壓을 실제보다 크게 算定하여 設計한 경우 말뚝의 安定에 關여하는 安定축이나 斜面의 安定에 關여하는 위험축이 된다. 반대로 側方土壓을 실제보다 적게 算定하여 設計한 경우에는 그 反對로 된다. 그러나, 말뚝에 作用하는 側方土壓의 發生기구는 복잡하기 때문에 正確하게 算定하기가 매우 어려워 강성벽에 사용하는 古典的 土壓을 사용하고 있는 실정이다.

一般的으로 말뚝이 設置된 斜面安定問題에 있어서는 斜面의 安定과 말뚝의 安定에 대한 두가지의 解析이 그림 5.18에서와 같이 實施되어야 한다.⁽⁶⁾ 말뚝이 設置된 斜面의 全體 安定은 斜面과 말뚝 모두의 安定이 확보되었을 경우에만 비로소 가능할 것이다.

만약, 말뚝에 作用하는 側方土壓(혹은 崩壞土塊에 抵抗하는 말뚝의 低抗力)이 알려져 있다면, 먼저 말뚝의 安定이 水平荷重을 받는 말뚝(主動말뚝)의 解析法을 應用하여 그림 5.18(b)와 같이 檢討되어야 한다. 그러나, 主動말뚝의 경우는 水平荷重이 말뚝머리 부분에 集中荷重으로 作用하나 受動말뚝은 斜面破壞面 上部의 側方變形 地盤을 통하여 말뚝에 分布荷重으로 作用하게 된다.

이상의 말뚝안정 計算에서 말뚝의 安定이 확보되면 斜面의 安定 計算이 그림 5.18(a)에서와 같이 破壞面의 剪斷抵抗 및 말뚝의 低抗力을 고려하여 實施되어야 한다.

말뚝의 安定에 關하여는 그림 5.18(b)에 표시된 바와 같이 滑動面上的 土塊에 의하여 말뚝이 P(z)의 側方土塊을 받는다고 생각하면 主動말뚝에 대하여 이용하는 水平力을 받는 말뚝

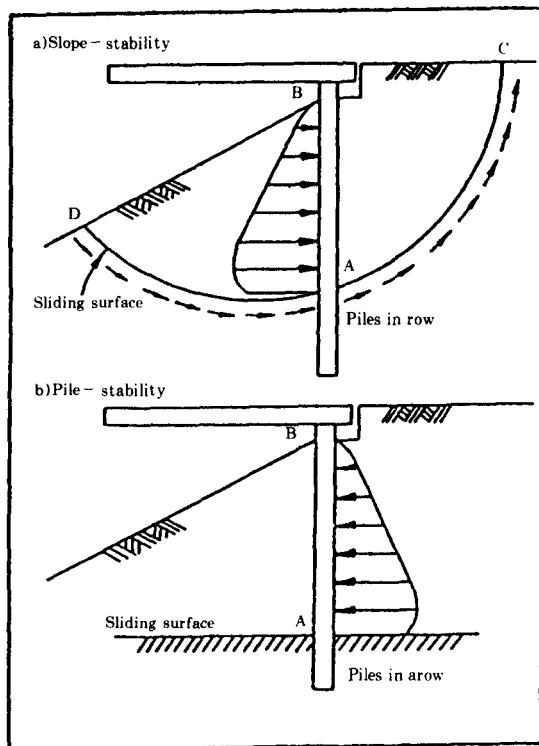


그림 5.18 말뚝이 설치된 사면의 안정해석법

의 解析法이 適用될 수 있다. 단, 受動말뚝의 경우는 滑動面上의 말뚝에 作用하는 側方土壓은 分布荷重이 되며 그림으로 제시된 바 있다. (13, 18~21)

참 고 문 헌

1. De Beer, E. E.: "Piles subjected to static lateral loads", State-of-the-Art Report, Proc., 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, 1977, pp.1-14.
2. Poulos, H.G. and Davis, E.H.: Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley and Sons, New York, 1980, pp.143-249.
3. Broms, B.B.: "Stability of flexible structures (piles and pile groups)", General Report, Session 2, Proc., 5th ECSMFE, Madrid, Vol. 2, 1972, pp.239-269.
4. ISSMFE: Lateral pressure of clayey soils on structures, Proc., 8th ICSMFE, Specialty Session 5, Moscow, Vol. 4.3, 1973, pp.227-280.
5. ISSMFE: The effect of horizontal loads on piles due to surcharge or seismic effect, Proc., 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, 1977.
6. Ito, T., Matui, T. and Hong, W.P.: "Design method for the stability analysis of the slope with landing pier", Soils and Foundations, Vol. 19, No. 4, 1979, pp.43-57.
7. Broms, B. B.: "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Jour., SMFD, ASCE, Vol. 90. No. SM2, 1964, pp.27-63.
8. Broms, B.B.: "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", Jour., SMFD, ASCE, Vol. 90. No. SM3, 1964, pp.123-156.
9. Poulos, H.G.: "Behavior of laterally loaded piles : I-Single piles", Jour., SFMD, ASCE, Vol. 97, No. SM5, 1971, pp.711-731.
10. Hong, W.P.: Stability Analysis of Slope Containing Piles in a Row and Its Design Method, Thesis, Eng. Dr., Osaka University., 1980.
11. Prakash, S. and Sharma, H.D.: Pile Foundation in Engineering Practice, John Wiley & Sons, A Wiley-International Publication, 1990, pp.322-474.
12. 横山辛滿 : <くい横造物の計算法と計算例, 山海堂, 東京, 1978, pp.14-140.
13. 洪元杓 : "수평하중지지력", 깊은기초, 지반공학시리즈4, 한국지반공학회, 1993, pp.211-264.
14. 洪元杓 : "水平力を 받는 말뚝", 大韓土木學會誌, 第31卷, 第5號, 1983, pp.32-36.
15. 洪元杓 : "모래地盤속에 設置된 單一말뚝의 極限水平抵抗力", 中央大學校 論文集, 第28集 자연과학편, 1984, pp.363-380.
16. 洪元杓, 朴來雄 : "단일主動말뚝의 極限水平抵抗力", 大韓土質工學會誌, 第3卷, 第3號, 1987, pp. 21-30.
17. 洪元杓 : "軟弱地盤속 말뚝基礎의 安定에 관한 問題點", 土地開發技術, 第14號, 1991, pp.34-42.
18. 洪元杓 : "粘土地盤속의 말뚝에 作用하는 側方土壓", 大韓土木學會論文集, 第2卷, 第1號, 1982, pp.45-52.
19. 洪元杓 : "모래地盤속의 말뚝에 作用하는 側方土壓", 大韓土木學會論文集, 第3卷, 第3號, 1982, pp.45-52.
20. 洪元杓 : "側方變形地盤속의 출말뚝에 作用하는 側方土壓", 大韓土木學會論文集, 第4卷, 第1號, 1984, pp.59-68.
21. 洪元杓 : "受動말뚝에 作用하는 側方土壓", 大韓土木學會論文集, 第4卷, 第2號, 1984, pp. 77-88.
22. Davission, M. T.: "Lateral load capacity of piles", Highway Research Record, No. 333, 1970, pp.104-112.
23. Van Leijdem, W. : "Lateral loading of freestanding and fixed-headed piles embeded in elastic C-type and S-type soils", Proc, 5th ICSMFE, Madrid, Vol.1,1972, pp. 365-372.
24. Matlock, H. and Reese, L. C : "Generalized solution for laterally loaded piles", jour., SMFD, ASCE, Vol. 86, No. SM5, 1960, pp.63-91.
25. Palmer, L.A and Thompson, J.B. : "The earth pressure and deflection along the embedded lengths of piles subjected to lateral thrust", Proc., 2nd ICSMFE, Rotterdam, Vol. 5, 1948, pp.156-161.
26. Spillers, W.R. and Stoll, R.D: "Lateral respond of piles", Jour., SMFD, ASCE, Vol. 90, No. SM6, 1964, pp.1-9.
27. Douglas, D. J. and Davis, E. H.: "The movement of buried footings due to movement and horizontal load and the movement of anchor

- plate", *Geotechnique*, Vol. 14, No.2, 1964, pp. 115-132.
28. Poulos, H. G.: "Analysis of piles in soil undergoing lateral movement", *Jour. SMFD, ASCE*, Vol. 99, No. SM5, 1973, pp.391-405.
 29. Terzaghi, K.: "Evaluation of coefficient of subgrade reaction", *Geotechnique*, 1955.
 30. Poulos, H. G and Davis, E. H. : *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, 1980, pp.163-232.
 31. Marche, R.: Discussion, Specialty Session 5, Proc., 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 4.3, 1973, pp.247-252.
 32. Reese, L. C. and Matlock, H.: "Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth", Proc. 8th Texas Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, TX. 1956, pp.1-41.
 33. Davisson, M.T. and Gill, H.L.: "Laterally loaded piles in a layered soil system", *Jour., SMFD, ASCE*, Vol. 89, No. SM3, 1963, pp. 63-94.
 34. Matlock, H.: "Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay", Proc. 2nd offshore Technology Conference, Houston, TX. Paper OTC 1204, Vol. 1, 1970, pp. 577-594.
 35. Reese, L.C. and Welch, R. C.: "Lateral loading of deep foundations in stiff clay," *Jour, GED, ASCE*, Vol. 101, No. GT7, 1975, pp.633-649.
 36. Reese, L.C., Cox. W.R. and Koop, F.D.: "Analysis of laterally loaded piles in sand", Proc., 6th Offshore Technology Conference, Houston, TX, Paper No. OTC 2080, 1974, pp. 473-483.
 37. Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F. D.: "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay", Proc., 7th Offshore Technology Conference, Houston, TX, Paper No. OTC 2312, 1975, pp.671-690.
 38. Tschebotarioff, G. P.: *Foundation, Retaining and Earth Structures*, McGraw-Hill, Kogakusha, Tokyo, 1973, pp.400-410.
 39. De Beer, E. E. and Wallays, M.: "Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the pile", Proc., 5th ICSMFE, Madrid, Vol. 1, 1972, pp.325-332.