

# 점성토 지반에 설치되는 앵커로 지지된 널말뚝의 내진설계

Seismic Design of Anchored Sheet Pile Walls in  $c-\phi$  Soils

김 홍 태\*  
Kim, Hong-Taek

## Abstract

In the present study, an analytical solution method is proposed for the seismic design of anchored sheet pile walls used in port. The proposed analytical method deals with the anchored sheet pile walls with free earth support in sands and  $c-\phi$  soils, including the effects of hydrodynamic pressures and a condition of steady seepage between the two water levels. Also, the effects of various parameters(differential in water levels, anchor position, wall friction angle, dredge line slope, cohesion, adhesion etc.) on embedment depth, anchor force, and maximum bending moment are analyzed using the proposed method. In addition, comparisons between different definitions of safety factor are made, and necessary considerations required in the seismic design of anchored sheet pile walls are examined.

## 요 지

본 연구에서는 항만공사에 이용되는 앵커로 지지된 널말뚝의 내진설계를 위한 해석방법의 제시가 이루어 졌다. 제시된 해석방법은 지진하중시의 동수압을 포함하였으며, 침투에 의한 영향을 고려할 경우에도 적용이 가능하다. 또한 적용범위는 모래 및 점성토( $c-\phi$  soil)로 이루어진 지반의 경우이고, 자유지지법을 토대로 하였다. 아울러, 널말뚝 양쪽면의 수위차, 앵커의 위치, 벽마찰각, 준설저면의 경사각, 부착력, 점착력 등이 근입깊이, 앵커하중 및 최대모멘트에 미치는 영향을 제시된 해석방법을 토대로 분석하였다. 이외에도 서로 다른 안전율 정의에 관한 비교 및 내진설계시의 유의사항에 대한 검토가 이루어 졌다.

## 1. 서 론

널말뚝은 건물기초를 위한 흙막이 가설구조물 뿐만 아니라, 소형 선박의 접안시설, 방파제 및 대규모 선거(dock)시설 등 여러 종류의 항만공사

에도 많이 사용되고 있다. 따라서 이와같은 널말뚝 구조물의 다양성 및 중요성 때문에, Tschobotarioff 및 Rowe 이후로 여러 연구자<sup>1, 3, 6, 7, 9)</sup>들에 의해, 주로 모래지반에 설치되는 앵커로 지지된 널말뚝의 정적(static) 안정성 검토 및 설계지침에 관련하여 계속적인 연구가 이루어졌

\* 정회원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 조교수

다. 그러나 임시구조물로 이용되는 흙막이 공사와는 달리, 항만공사의 경우처럼 반영구적으로 설치되는 널말뚝의 경우에는 내진설계의 필요성이 인정되나, 현재로서는 적절한 해석방법 및 설계치침의 제시 측면에서 미흡한 실정이다.

따라서 이와같은 미흡한 점에 착안하여, 물양장, 부두안벽, 계선안벽, 매립호안 등의 항만공사에 이용되는 캔틸레버식 널말뚝 및 앵커로 지지된 널말뚝의 내진설계를 위한 해석방법을, 필자 등은 기 제출한 연구결과(모래지반의 경우)<sup>15)</sup>를 통해 제시한 바 있다.

본 연구에서는 점성토( $c-\phi$  soil) 지반의 경우를 추가적으로 포함하여, 앵커로 지지된 널말뚝의 내진설계를 위한 해석방법의 제시가 이루어졌으며, 적용범위는 자유지지법(free earth support method)의 경우로 한정된다.

## 2. 해석방법

본 연구에서는, 모래지반 및 점성토지반( $c-\phi$  soils)에 설치되는 앵커로 지지된 널말뚝(그림 1)의 내진설계를 다루고자 하며, 널말뚝의 움직임이 충분하여 배면(backside) 및 전면(front side)에 위치한 흙입자가 한계평형상태에 이미 도달한 경우를 가정하였으며, 지진하중이 작용할 경우에 연직진도(진도=지진하중에 의한 흙입자의 가속도/중력가속도)에 의한 영향은 고려하지 않았다. 또한, 지진하중시에 예상되는 지반의 내부마찰각 및 벽마찰각의 크기 변화는 고려하지 않았다.

그림 1에 표시된 앵커로 지지된 널말뚝의 경우에, 지진하중에 의한 수평관성력이 오른쪽에서 왼쪽으로 작용하게 되면, 널말뚝 배면의 주동토압합력은 정적하중의 경우에 비해 커지는 반면에 널말뚝 전면의 수동저항력(passive resistance)은 정적하중의 경우에 비해 오히려 감소하는 위험한 상황이 예상되므로, 특히 설계수평진도가 클수록 내진설계시에 주의를 요한다.<sup>15)</sup>

### 2.1 지진하중시의 주동 및 수동토압합력 계산

그림 1에 표시된 앵커로 지지된 널말뚝의 경우

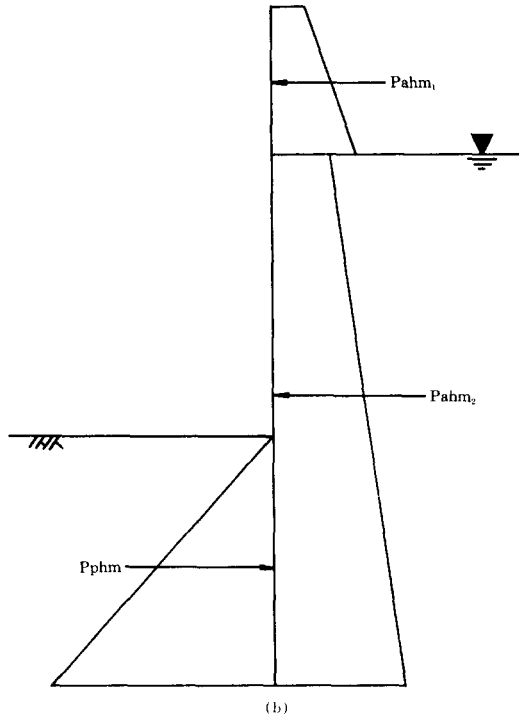
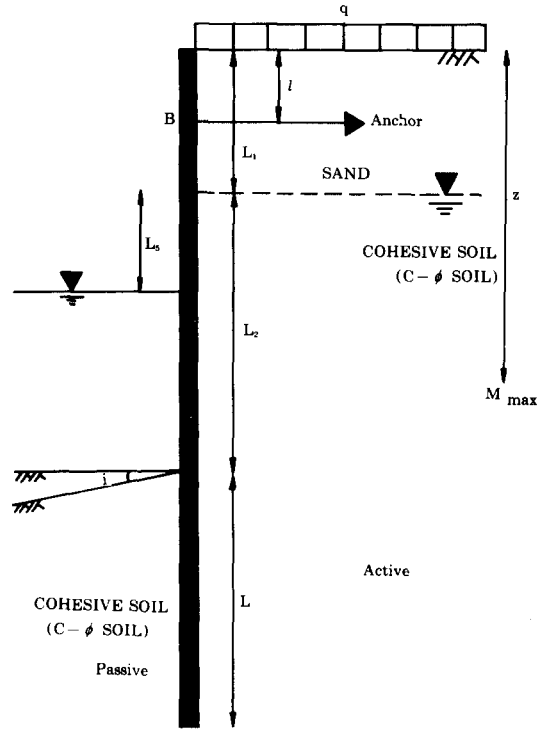


그림 1 앵커로 지지된 널말뚝

에, 모래지반에 관련된 동적수평주동토압합력  $P_{ahm1}$ 은 Mononobe-Okabe이론<sup>10)</sup>을 토대로 결정되며, 계산식을 정리하면 아래와 같다.

$$P_{ahm1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sand} \cdot L_1^2 \cdot K_{ah} + q \cdot K_{ah} \cdot L_1 \quad (1)$$

여기서,

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\phi_{sand} - \theta) \cdot \cos \delta_{sand}}{\cos \theta \cdot \cos(\delta_{sand} + \theta)} \cdot \left[ 1 + \left\{ \frac{\sin(\phi_{sand} + \delta_{sand}) \cdot \sin(\phi_{sand} - \theta)}{\cos(\delta_{sand} + \theta)} \right\}^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\theta = \tan^{-1}(k_h)$$

$k_h$  = 설계수평진도

$\gamma_{sand}$  = 모래의 건조단위중량

$q$  = 널말뚝 배면 지표면 위의 등분포 상재하중.

위의 식(1)의 적용범위는  $\sin(\phi_{sand} - \theta) \geq 0$ 인 경우로 한정되며,  $\delta_{sand}$ 는 벽마찰각(널말뚝-모래지반)을  $\phi_{sand}$ 는 모래의 내부마찰각을 각각 나타낸다. 만약에  $\theta=0$ 이면, 위의 식(1)은 정적하중의 경우에 해당되는 Coulomb의 수평주동토압합력 계산식이 된다.

또한 그림 1에서, 널말뚝 배면의 점성토지반에 관련된 동적수평주동토압합력  $P_{ahm2}$ 의 계산을 위해서는, 옹벽의 경우에 대해 제시된 해석방법<sup>10)</sup>(옹벽의 높이를 알고 있는 경우에, 파괴흙쇄기에 관련된 힘의 다각형을 토대로 동적수평토압합력이 최대가 되는 파괴면을 찾아내는 방법)이 다소 수정되어야 한다. 즉, 높이를 알고 있는 옹벽의 경우와는 달리, 앵커로 지지된 널말뚝의 경우에는 근입깊이  $L$ (그림 1-a)이 미지수이므로 이를 적절히 다루기 위해, 참고문헌 14에 제시된 식(2)를 변형하여 동적수평토압합력  $P_{ah2}$ 의 계산식을 정리하면 아래와 같다.

$$P_{ah2} = \gamma_{cohesive} \cdot (L_2 + L)^2 \cdot A_1 + Q \cdot (L_2 - L) \cdot A_2 - c_s \cdot (L_2 + L) \cdot A_3 \quad (2)$$

여기서,  $Q = \gamma_{sand} \cdot L_1 + q$

$$A_1 = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + k_{h(desigm)}^2}) \cdot \cos \delta_{cohesive} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 - \phi_{cohesive} + \theta)}{\cos(\delta_{cohesive} - \alpha_1 + \phi_{cohesive})} \cdot \frac{(1-n)^2}{\tan \alpha_1}$$

$$A_2 = \frac{\sin(\alpha_2 - \phi_{cohesive} + \theta)}{\cos(\delta_{cohesive} - \alpha_2 + \phi_{cohesive})}$$

$$\cdot (\sqrt{1 + k_{h(desigm)}^2}) \cdot \frac{\cos \alpha_2}{\sin \alpha_2} \cdot (1-n) \cdot \cos \delta_{cohesive}$$

$$A_3 = (1-n) \cdot \beta \cdot \left[ \frac{\sin(\alpha_3 - \phi_{cohesive} + \theta)}{\cos(\delta_{cohesive} - \alpha_3 + \phi_{cohesive})} \cdot \frac{\cos \delta_{cohesive}}{\cos \theta} \cdot (\frac{1}{2} \cdot \tan \theta \cdot \tan \delta_{cohesive} + 1) - 0.5 \cdot \tan \theta \right] - \frac{(1-n)}{\sin \alpha_3} \cdot \left[ \frac{\sin(\alpha_3 - \phi_{cohesive} + \theta)}{\cos(\delta_{cohesive} - \alpha_3 + \phi_{cohesive})} \cdot \frac{\cos \delta_{cohesive}}{\cos \theta} \cdot (\cos \alpha_3 \cdot \tan \delta_{cohesive} - \sin \alpha_3 \cdot \tan \theta \cdot \tan \delta_{cohesive} - \sin \alpha_3) - (\cos \alpha_3 - \sin \alpha_3 \cdot \tan \theta) \right]$$

$$\gamma_{cohesive} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$\gamma_{sat}$  = 점성토의 포화단위중량

$\gamma_w$  = 물의 단위중량

$\delta_{cohesive}$  = 벽마찰각(널말뚝-점성토 지반)

$c_s$  = 점성토의 점착력(cohesion)

$c_w$  = 부착력(adhesion) =  $\beta \cdot c_s$

근입깊이 =  $n \cdot (L_2 + L)$

위의 식(2)로 부터 동적수평주동토압합력

$P_{ahm2}$ 를 결정하기 위해서는, 위의 식(2)에 포함된 계수  $A_1$ ,  $A_2$  및  $A_3$ 가 최적기법(optimization technique)을 토대로 결정되어야 한다. 즉, 계수  $A_1$  및  $A_2$ 의 최대값에 해당되는 각도  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$ , 또한 계수  $A_3$ 의 최소값에 해당되는 각도  $\alpha_3$ 를 각각 결정하여, 이를 토대로  $P_{ah2}$ 의 최대값에 해당되는 동적수평주동토압합력  $P_{ahm2}$ 를 식(2)로 부터 결정하는 방법이다. 만약에  $\theta=0$ 이면, 위의 식(2)는 정적하중의 경우에 해당되는 계산식이 된다.

또한 위의 식(2)에서 근입 및 상재하중을 고려하지 않고(즉,  $n=Q=0$ ),  $\phi$ ,  $\delta$ ,  $\theta$ ,  $c_s$ ,  $c_w$ 값 대신에  $-\phi$ ,  $-\delta$ ,  $-\theta$ ,  $-c_s$ ,  $-c_w$ 값을 대입하면, 널말뚝 전면의 점성토지반에 관련된 동적수평토압합력  $P_{ph}$ 의 계산식이 되며, 이를 정리하면 아래의 식(3)과 같다. 여기서  $-\theta$ 값을 대입하는 이유는, 지진하중이 작용할 경우에 널말뚝 전면에서 예상되는 수평관성력의 작용방향이 동적수평토압합력  $P_{ph}$ 의 작용방향과는 반대이기 때문이다.

$$P_{ph} = \gamma'_{cohesive} \cdot L^2 \cdot B_1 + c_s \cdot L \cdot B_3 \dots (3)$$

여기서,

$$B_1 = \left( \sqrt{1 + k_h(\text{design})^2} \right) \cdot \cos \delta_{cohesive} \cdot \frac{\sin(\alpha'_1 + \phi_{cohesive} - \theta)}{\cos(\alpha'_1 - \delta_{cohesive} - \phi_{cohesive})} \cdot \frac{1}{\tan \alpha'_1 \cdot \tan i}$$

$$B_3 = \beta \cdot \left[ \frac{\sin(\alpha'_3 + \phi_{cohesive} - \theta)}{\cos(\alpha'_3 - \delta_{cohesive} - \phi_{cohesive})} \cdot \frac{\cos \delta_{cohesive}}{\cos \theta} \cdot (\frac{1}{2} \cdot \tan \theta \cdot \tan \delta_{cuv} + 1) + 0.5 \cdot \tan \theta \right] + \frac{1}{\tan \alpha'_3 \cdot \tan i} \cdot \frac{1}{\cos \alpha'_3} \cdot \left[ \frac{\sin(\alpha'_3 + \phi_{cohesive} - \theta)}{\cos(\alpha'_3 - \delta_{cohesive} - \phi_{cohesive})} \cdot \frac{\cos \delta_{cohesive}}{\cos \theta} \cdot (\cos \alpha'_3 \cdot \tan \delta_{cohesive} + \sin \alpha'_3 \cdot \tan \theta \cdot \tan \delta_{cohesive} + \sin \alpha'_3) + (\cos \alpha'_3 + \sin \alpha'_3 \cdot \tan \theta) \right]$$

위의 식(3)으로부터 동적수평수동토압합력  $P_{phm}$ 을 결정하기 위해서는, 앞의 식(2)의 경우와 동일한 방법이 적용되어진다. 즉, 계수  $B_1$  및  $B_3$ 의 최소값에 해당되는 각도  $\alpha'_1$  및  $\alpha'_3$ 을 각각 결정하여, 이를 토대로  $P_{ph}$ 의 최소값에 해당되는 동적수평수동토압합력  $P_{phm}$ 을 식(3)으로부터 결정하는 방법이다. 만약에  $\theta=0$ 이면, 위의 식(3)은 정적하중의 경우에 해당되는 계산식이 된다.

그러나, 위의 식(2) 및 (3)을 토대로 수평토압합력  $P_{ahm2}$  및  $P_{phm}$ 을 계산하는 경우에, 각각의 계수를 결정하는 각도  $\alpha_1(\alpha'_1)$ ,  $\alpha_2$  및  $\alpha_3(\alpha'_3)$ 의 크기가 서로 다르게 됨으로(즉, 파괴흙체의 크기가 동일하지 않게 됨으로), 이에 따라 참고문헌 14의 식(2)로부터 계산되는 각도  $\alpha$ (주동의 경우),  $\alpha'$ (수동의 경우) 및 수평토압합력과는 어느 정도의 오차가 예상되어진다. 예상되는 오차를 분석하기 위해 그림 2의 경우에 대해 계산이 이루어 졌으며, 결과는 표 1-a 및 1-b에 명시되어 있다. 표 1-a 및 1-b의 결과를 살펴볼 때, 수평토압합력  $P_{phm}$  및  $P_{ahm}$ 에 관련된 오차는 3% 미만의 작은값이며 또한 더욱 안전한 쪽으로(주동의 경우는 커지고, 수동의 경우는 감소하는 쪽으로) 오차가 예상되어 짐을 알 수 있다. 이외

에도, 설계수평진도  $k_h$ 값이 커짐에 따라 각도  $\alpha_1(\alpha'_1)$  및  $\alpha_3(\alpha'_3)$ 는 점차적으로 작아지는(즉, 파괴흙체의 크기가 커지는) 현상을 확인할 수 있으며, 또한 일반적으로 각도  $\alpha(\alpha')$ 에 비해 각도  $\alpha_1(\alpha'_1)$ 은 작게 또한 각도  $\alpha_3(\alpha'_3)$ 는 크게 평가되는 현상을 보이고 있다. 아울러 표 1을 통해 볼 때, 참고문헌 14의 식(2)로부터 계산되는 각도  $\alpha(\alpha')$  및 수평토압합력 각각에 관련된 오차는 설계수평진도  $k_h$ 값의 크기에 비례하는 현상을 나타내고 있다.

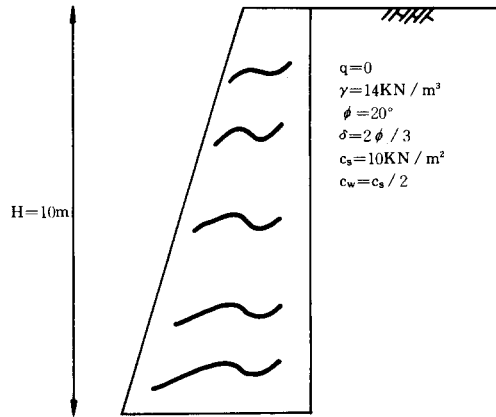


그림 2 오차분석에 이용된 옹벽 및 토질정수

### 2.1.1. 설계수평진도 $k_h$ 값의 결정

위의 식(1), (2) 및 (3)을 토대로 널말뚝 배면 및 전면에 작용하는 동적수평토압합력을 결정하기 위해서는  $\theta(=\tan^{-1}(k_h))$ 값이 결정되어야 한다. 즉 설계수평진도  $k_h$ 값이 미리 결정되어야 하며, 항만시설의 경우는 아래의 식(4)를 토대로 결정한다고 참고문헌 16에 소개된 항만구조물 설계기준(일본항만협회, 1968년)은 밝히고 있다. 아울러, 참고문헌 16에 따르면 아래의 식(4)를 토대로 계산된 설계수평진도  $k_h$ 값은 소숫점 이하 2자리로 하되, 소숫점 이하 2자리 수는 2사 3입 또는 7사 8입하여 0 또는 5로 하도록 되어 있다.

$$k_h = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot k_s \dots (4)$$

여기서,  $\mu_1$ =지반의 종류에 관련된 보정계수

표 1-a. 주동의 경우

		정적하중	설계수평진도( $k_n$ )			비 고
			0.05	0.10	0.15	
참고문헌 14	$P_{ahm}^{(1)}$ (KN / m)	166.46	191.69	219.75	251.30	그림 2 참조 ( $n=0.20$ )
	각도 $\alpha$	49.85	47.09	44.05	40.66	
본 연구	$P_{ahm}^{(2)}$ (KN / m)	166.74	192.91	223.03	258.39	$n=2cs / H \cdot \gamma \cdot \sqrt{k_n}$ , $\sqrt{k_n}=\tan(45^\circ - \phi / 2)$ , $q=0$
	각도 $\alpha_1$	50.01	46.65	42.83	38.46	
	각도 $\alpha_3$	52.23	52.00	51.78	51.55	
$\frac{P_{ahm}^{(2)} - P_{ahm}^{(1)}}{P_{ahm}^{(1)}} \times 100$ (%)		+0.17	+0.64	+1.49	-2.82	

표 1-b. 수동의 경우

		정적하중	설계수평진도( $k_n$ )			비 고
			0.05	0.10	0.15	
참고문헌 14	$P_{ahm}^{(1)}$ (KN / m)	2446.35	2342.44	2235.51	2124.96	그림 2 참조 ( $n=0$ )
	각도 $\alpha'$	25.80	25.22	24.56	23.80	
본 연구	$P_{ahm}^{(2)}$ (KN / m)	2444.82	2339.33	2229.42	2113.73	
	각도 $\alpha'_1$	24.90	23.87	22.67	21.23	
	각도 $\alpha'_3$	25.57	25.50	25.43	25.36	
$\frac{P_{ahm}^{(2)} - P_{ahm}^{(1)}}{P_{ahm}^{(1)}} \times 100$ (%)		-0.06	-0.13	-0.27	-0.53	

(0.8~1.2)

$\mu_2$ =구조물의 중요도에 관련된 보정계수(0.5~1.5)

$\mu_3$ =구조물의 유연성 및 고유주기에 관련된 보정계수(0.5~1.25)

$k_s$ =지역별 표준수평진도(0.05, 0.10, 0.15)

위의 식(4)에 각각 명시된  $\mu_1, \mu_2, \mu_3$  및  $k_s$ 값의 범위는, 참고문헌 16에 제시되어 있는 자료를 토대로 하였으며, 경우에 따라서는 설계자의 공학적 판단이 요구되는 값이다. 결국 위의 식(1), (2), (3) 및 (4)를 토대로, 그림 1에 표시된 앵커로 지지된 널말뚝의 배면 및 전면에서의 동적수평토압합력이 계산되어 진다.

### 2.2 수압

항만구조물의 경우에는 조수(tide)의 영향 때문에 널말뚝 배면과 전면의 수위차(difference in water levels)가 예상되며, 따라서 관련지반의 투수성 여부 및 설계조건 등에 따라 정수압(

hydrostatic pressures) 또는 침투(seepage)에 의한 수압을 고려할 필요가 있다(그림 3).

#### 2.2.1 정수압의 경우

침투를 고려하지 않을 경우에, 널말뚝 배면 및 전면 각각에 작용하는 정수압 합력의 차이  $P_{hsw1}, P_{hsw2}$ 는 아래와 같이 계산되어 진다(그림 3-b).

$$P_{hsw1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot L_5^2$$

$$P_{hsw2} = \gamma_w \cdot L_5 \cdot (L_2 + L - L_5) \dots \dots \dots (5)$$

#### 2.2.2 침투를 고려하는 경우

##### ① 침투수압의 계산

널말뚝을 따라서의 전체수두는 거리×(그림 3-a)에 비례하는 것으로 가정하여, 널말뚝 각 지점에서 예상되는 압력수두  $h_p$ 의 크기 결정이 가능하며, 계산식을 정리하면 아래의 식(6)과 같다. 여기서, 널말뚝 배면에 위치한 지하수위의 급격한 변동은 없는 것으로 가정하였으며, 널말뚝 최하단에서 수압의 불연속성(discontinuity of pressures)을 고려하여 널말뚝 단면의 폭  $W$ 를 계산에 포함하였다.

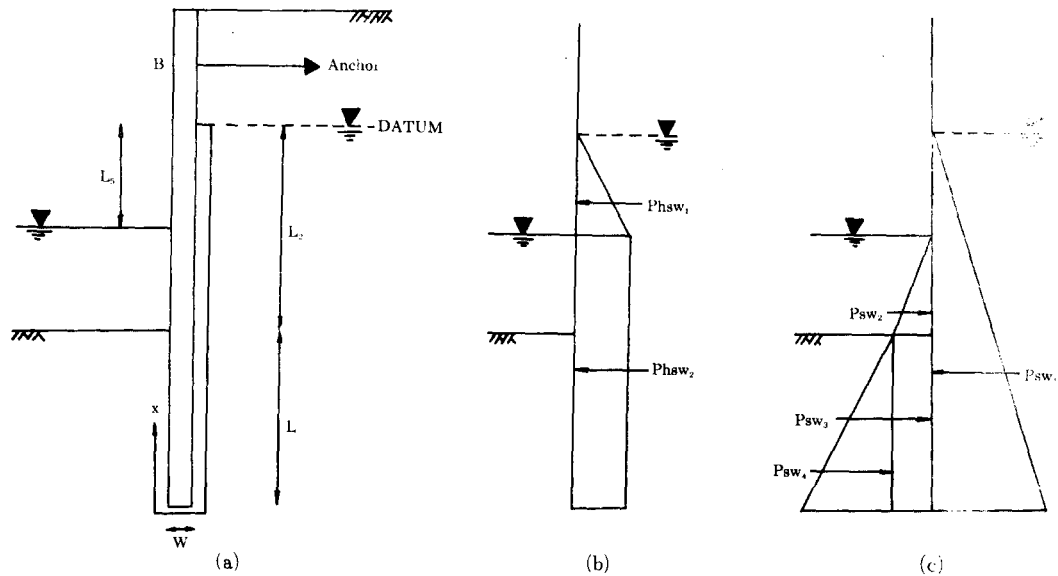


그림 3 수압

$$h_p = \frac{-x \cdot L_5}{(L_2 + 2L + W)} - h_e \dots\dots\dots (6)$$

여기서,  $h_e$  = 위치수두(기준면은 그림 3-a 참조).

위의 식(6)을 토대로, 널말뚝 양쪽면에 작용하는 침투수압의 합력(그림 3-c)을 각각 계산하면,

$$P_{sw1} = \frac{1}{2} \cdot (L_2 + L) \cdot \left\{ \frac{-(L_2 + L) \cdot L_5}{(L_2 + 2L + W)} + (L_2 + L) \right\} \cdot \gamma_w$$

$$P_{sw2} = \frac{1}{2} \cdot (L_2 - L_5)^2 \cdot \gamma_w$$

$$P_{sw3} = \gamma_w \cdot (L_2 - L_5) \cdot L$$

$$P_{sw4} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot \gamma_w \cdot \left\{ \frac{-(L_2 + L + W) \cdot L_5}{(L_2 + 2L + W)} + (L_2 + L) - (L_2 - L_5) \right\} \dots\dots\dots (7)$$

② 침투에 따른 유효수평응력의 변화

정수압의 경우와는 달리 침투에 의한 수압을 고려할 경우, 널말뚝 배면에서는 하향침투에 따른 유효수평응력(effective horizontal soil pressures)의 증가가 예상되며, 널말뚝 전면에서는 상향침투에 따른 유효수평응력의 감소가 예상된다. 또한 예상되는 유효수평응력의 변화량은, 위의 식(7)에 의한 침투수압의 합력  $P_{sw1}$ ,  $P_{sw3}$  및  $P_{sw4}$ 와 침투를 고려하지 않은 정수압(hydro-

static pressure) 합력의 차이를 각각 구한 다음, 널말뚝 배면 또는 전면의 점성토 지반에 각각 해당되는 동적수평토압계수  $C_a$  및  $C_p$ 를 곱함으로써 결정되어진다. 본 연구에서는, 위의 식(2)를 토대로 계산되어지는 동적수평주동토압합력  $P_{ahm2}$ 를 이용해 널말뚝 배면 점성토지반의 동적수평주동토압계수  $C_a$ 값을 결정하였으며, 이를 정리하면 아래와 같다.

$$P_{ahm2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cohesive} \cdot (L_2 + L)^2 \cdot C_a$$

따라서,

$$C_a = P_{ahm2} / \left\{ \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cohesive} \cdot (L_2 + L)^2 \right\} \quad (8)$$

이와 유사하게, 널말뚝 전면의 동적수평주동토압계수  $C_p$ 는 위의 식(3)을 토대로 계산되어지는 동적수평수동토압합력  $P_{phm}$ 을 이용해 결정되어진다. 즉,

$$C_p = P_{phm} / \left\{ \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cohesive} \cdot L_2 \right\} \dots\dots\dots (9)$$

위의 식(7) 및 (8) 등을 토대로, 하향침투의 경우에 널말뚝 배면의 점성토 지반에서 예상되는 유효수평응력의 증가량  $\Delta P_{ahm2}$ 의 계산식을 유도하여 정리하면 아래와 같다.

$$\Delta P_{ahm2} = \frac{1}{2} \cdot C_a \cdot \gamma_w \cdot L_5 \cdot \frac{(L_2 + L)^2}{(L_2 + 2L + W)} \dots\dots\dots (10)$$

이와 유사하게, 상향침투의 경우에 널말뚝 전면에서 예상되는 유효수평력의 감소량  $\Delta P_{phm}$ 의 계산식을 유도하여 정리하면 아래와 같다.

$$\Delta P_{phm} = \frac{1}{2} \cdot C_p \cdot \gamma_w \cdot L_5 \cdot \left\{ 1.0 - \frac{(L_2 + L + W)^2}{(L_2 + 2L + W)} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

### 2.3 동수압

참고문헌 11에 기술된 내용에 따르면, Westergaard는 지진하중이 작용할 경우에, 댐(dam)의 자체중량에 의한 관성력 뿐만 아니라 저수지에 존재하는 물에 의한 동수압(hydrodynamic pressure)도 반드시 고려되어야 한다고 밝혔다. 또한, 댐은 완벽한 강체이고 댐-지반 사이의 상대적인 움직임은 무시할 정도로 작다는 가정하에, 동수압 계산식을 제시하였다. 또한 Matsuo-hara<sup>9)</sup>는 뒷채움 흙의 내부에 존재하는 간극수에 관련된 동수압을 실험 등을 통해 연구하였으며, 이를 통해 간극수에 관련된 동수압의 크기는 Westergaard가 제시한 동수압 크기의 70% 정도임을 밝혔다.

본 연구의 해석방법에서는, Westergaard 및 Matsuo-Ohara가 제시한 식을 앵커로 지지된 널말뚝 배면 및 전면에서의 동수압 계산에 적용하였으며, 동수압합력의 계산식(아래의 식(12)에서,  $P_{dw1}$ ,  $P_{dw2}$ ,  $P_{dw3}$ ) 및 작용위치(아래의 식(12)에서,  $y_{dw1}$ ,  $y_{dw2}$  및  $y_{dw3}$ ) 등에 관한 상세한 설명은 참고문헌 14에 기술되어 있다.

2.4 근입깊이, 앵커하중 및 최대모멘트의 결정  
앵커의 위치 B점(그림 1-a 참조)에 대한 모멘트 평형조건식,  $\sum M_B = 0$ 을 토대로,

① 정수압의 경우 :

$$f(L) = P_{ahm1} \times (L_1 - l - y_{ahm1}) + P_{ahm2} \times (L_1 - l + L_2 + L - y_{ahm2}) - P_{ahm} \times (L_1 - l + L_2 + L - y_{phm}) + P_{dw1} \times (L_1 - l + y_{dw1}) + P_{dw2} \times (L_1 - l + L_5 + y_{dw2}) + P_{dw3} \times (L_1 - l + L_2 + y_{dw3}) + P_{hsw1} \times (L_1 - l + L_5 - y_{hsw1}) + P_{hsw2} \times (L_1 - l + L_2 + L - y_{hsw2}) = 0$$

$$\dots \dots \dots (12-a)$$

② 침투를 고려하는 경우 :

$$f(L) = P_{ahm1} \times (L_1 - l - y_{ahm1}) + (P_{ahm2} + \Delta P_{ahm}) \times (L_1 - l + L_2 + L - y_{ahm2}) - (P_{phm} - \Delta P_{phm}) \times (L_1 - l + L_2 + L - y_{phm}) + P_{dw1} \times (L_1 - l + y_{dw1}) + P_{dw2} \times (L_1 - l + L_5 + y_{dw2}) + P_{dw3} \times (L_1 - l + L_2 + y_{dw3}) + P_{sw1} \times (L_1 - l + L_2 + L - y_{sw1}) - P_{sw2} \times (L_1 - l + L_2 - y_{sw2}) - P_{sw3} \times (L_1 - l + L_2 + L - y_{sw3}) - P_{sw4} \times (L_1 - l + L_2 + L - y_{sw4}) = 0$$

$$\dots \dots \dots (12-b)$$

여기서,

$$P_{ahm1} = \text{식(1)}$$

$$P_{ahm2} = \text{식(2) 참조}$$

$$\Delta P_{ahm2} = \text{식(10)}$$

$$P_{phm} = \text{식(3) 참조}$$

$$\Delta P_{phm} = \text{식(11)}$$

$$P_{dw1} = (49 / 120) \cdot k_h(\text{design}) \cdot \gamma_w \cdot (L_2 + L)^2$$

$$P_{dw2} = (7 / 12) \cdot k_h(\text{design}) \cdot \gamma_w \cdot (L_2 - L_5 + L)^{1/2} \cdot (L_2 - L_5)^{3/2}$$

$$P_{dw3} = (49 / 120) \cdot k_h(\text{design}) \cdot \gamma_w \cdot (L_2 - L_5 + L)^{1/2} \times [(L_2 - L_5 + L)^{3/2} - (L_2 - L_5)^{3/2}]$$

$$P_{hsw1}, P_{hsw2} = \text{식(5)}$$

$$y_{hsw1}, y_{hsw2} = P_{hsw1}, P_{hsw2} \text{의 작용위치}$$

$$P_{sw1}, P_{sw2}, P_{sw3}, P_{sw4} = \text{식(7)}$$

$$y_{sw1}, y_{sw2}, y_{sw3}, y_{sw4} = P_{sw1}, P_{sw2}, P_{sw3}, P_{sw4} \text{의 작용위치}$$

위의 식(12)에서, 동적수평토압합력  $P_{ahm1}$ ,  $P_{ahm2}$ ,  $P_{phm}$  및 유효수평력의 변화량  $\Delta P_{ahm}$ ,  $\Delta P_{phm}$ 의 작용위치  $y_{ahm1}$ ,  $y_{ahm2}$  및  $y_{phm}$  등은 관련된 각각의 깊이의 0.5배 되는 지점으로 가정하였다<sup>10)</sup>. 널말뚝 양쪽면의 수위가 동일한 경우( $L_5 = 0$ )에는 위의 식(12)에서  $\Delta P_{ahm}$ ,  $\Delta P_{phm}$ ,  $P_{hsw1}$ ,  $P_{hsw2}$ ,  $P_{sw1}$ ,  $P_{sw2}$ ,  $P_{sw3}$  및  $P_{sw4}$  등의 값이 무시되며, 또한 정적하중의 경우에는 위의 식(12)에서 동수압합력  $P_{dw1}$ ,  $P_{dw2}$  및  $P_{dw3}$ 가 무시되고, 수평토압합력의 크기 및 작용위치도 달라지게 된다.

결국 위의 식(12),  $df(L)/dL$  및 Newton-Raphson 방법을 이용하여 모멘트 평형조건을 만족시키는 근입깊이  $L$ 이 결정되면, 수평방향에 대한 힘의 평형조건을 토대로 앵커하중  $F$ 의 크기가 결정된다. 또한 최대모멘트  $M_{max}$ 가 발생하는 지점  $\bar{z}$ ( $\bar{z}$ 는 널말뚝 배면의 지표면으로부터 전단력이 0이 되는 지점까지의 거리, 그림 1-a)는 이분법(bisection method)에 의해 결정되어진다.  $\bar{z}$ 가 결정되면  $M_{max}$ 의 크기가 계산되고 이를 토대로 설계에 필요한 널말뚝의 최소단면계수  $S_{min}(=M_{max}/\sigma_{all}$ , 여기서  $\sigma_{all}$ 은 널말뚝의 허용설계휨응력을 나타낸다)의 크기가 결정된다. 널말뚝의 유연성을 고려한 모멘트 감소법<sup>8)</sup>은 지진하중에 관련된 실험자료의 불충분으로 본 연구에서는 다루어 지지 않았다.

### 3. 분석

본 장에서는 앞에서 제시된 해석방법을 전산화하여, 앵커로 지지된 널말뚝의 내진설계시에 요구되는 근입깊이, 앵커하중, 최대모멘트의 크기 및 발생지점 등의 변화에 관해 다양한 분석이 이루어 졌다. 분석에서 고려한 사항은, ① 현재 명확한 지침이 제시되어 있지 않은 안전율의 정의 및 크기, ② 설계에 관련된 여러가지 변수에 의한 영향 및 내진설계시의 유의사항, 또한 ③ 실무에 참고가 될 보정계수 등이다.

널말뚝의 치수는  $L_1=2m$ ,  $L_2=3m$ (그림 1-a 참조)로 하여 분석이 이루어 졌으며, 앵커가 설치되는 부분은 다져진 건조모래 지반으로 그 아래쪽은 지하수가 존재하는 점성토지반으로 가정하여 분석이 이루어 졌다. 또한 점성토지반은 불투수층으로 가정하여, 침투에 의한 수압 및 유효수평응력의 변화는 고려하지 않았다. 아울러  $L_1$  및  $L_2$  길이의 선택은, 현재 국내에서 시판되는 강(steel) 널말뚝의 표준길이가 6m~12m이고, 특수한 경우에 20m까지 가능하다는 사실<sup>17)</sup>을 참고로 하였다. 각각의 지반에 관련된 토질정수 및 가정한  $q$ (널말뚝 배면 지표면에 작용하는 등분포 상재하중)의 크기는 표 2에 명시되어 있다. 또한, 설계수평진도  $k_h$ 값은 참고문헌 16

의 기술내용(2.1.1절 참조) 및 비교적 낮은 수준(low level)의 지진을 예상하여 0.05, 0.10 및 0.15의 3종류로 결정하였다. 또한 안전율 FS값에 대해서는 명확한 지침이 제시되어 있지 않으나, 정적하중의 경우에는 현재 주로 많이 이용되는  $FS_{static} = 2.0$ <sup>2)</sup>(이하 Case 1)과 추가적으로  $FS_{static} = 1.5$ (이하 Case 2)를 택해 내진설계에 관련된 비교 분석을 하였으며, 지진 하중의 경우에는  $FS_{seismic} = 1.2$ 로 가정하였다. 이외에도 널말뚝 양쪽면의 수위차  $L_0$ 의 크기는 참고문헌 4의 기술 내용을 토대로  $(L_1+L_2)/12=0.417m$ 로 가정하였으며, 널말뚝 배면 점성토지반의 수평주동토압합력 계산에 관련된 인장균열 깊이는  $L_2+L$ 의 20% (즉,  $n=0.20$ )로 가정하였고, 널말뚝 전면 수평주동토압합력의 계산에서는 균열을 고려하지 않았다.

표 2. 분석에 적용된 상재하중 및 토질정수

구 분	상재하중 및 토질정수
등분포 상재하중	$q=25 \text{ KN/m}^2$
모래지반	$\gamma=17.16 \text{ KN/m}^3$ , $\phi=34^\circ$
점성토 지반	$\gamma_{sat}=14 \text{ KN/m}^3$ , $\phi=20^\circ$ , $c_s=10 \text{ KN/m}^2$

#### 3.1 분석 1

널말뚝의 설계에 적용되는 안전율 FS에 관해서는 여러가지 정의(definition)가 제시되어 있으나<sup>2)</sup>, 이 중에서 ① 널말뚝 전면의 수평주동토압합력  $P_{phm}$ 에 안전율 FS를 직접 적용하는 방법(이하 안전율 정의 I), ② Taylor 안전율 정의<sup>13)</sup>( $\phi_m = \tan^{-1}(\tan \phi / FS_\phi)$ ,  $c_m = c_s / FS_c$ ,  $FS_\phi = FS_c = FS$ )를 널말뚝 전면의 수평주동토압합력  $P_{phm}$ 의 계산에 적용하는 방법(이하 안전율 정의 II) 등 2가지 경우를 서로 비교하였으며, 결과는 표 3에 명시하였다.

안전율을 고려하지 않은 경우( $FS=1.0$ 인 경우)에 해당되는 표 3-a의 결과를 살펴보면, 지진 하중의 경우(설계수평진도  $k_h=0.05$ , 0.10 및 0.15인 경우)에 모멘트 평형조건식을 만족시키기 위해 요구되는 널말뚝의 근입깊이  $L$ , 수평방향에



표 3-a. 안전율을 고려하지 않은 경우

	정적하중	설계수평진도 ( $k_h$ )			비 고	
		0.05	0.10	0.15		
FS=1.0	L(m)	1.04	1.81	2.66	4.43	$\delta_{sand}=\delta_{cohesive}=i=0^\circ$ $c_w=c_s/2$ $L_s=0.417m, l=1.0m$
	F(KN/m)	53.63	56.53	67.03	81.04	
	z(m)	3.95	3.70	3.79	3.92	
	$M_{max}$ (KN-m/m)	55.41	57.25	74.46	99.98	

표 3-b. 안전율 정의 및 크기에 관한 비교

		정적하중		설계수평진도 ( $k_h$ )			비 고
		Case 1	Case 2	0.05	0.10	0.15	
안전율 정의 I	L(m)	2.96	1.83	2.51	4.18	10.06	표 3-a 참조
	F(KN/m)	69.37	60.10	59.61	72.70	88.24	
	z(m)	4.80	4.31	3.84	3.99	4.04	
	$M_{max}$ (KN-m/m)	99.51	72.21	65.47	90.04	119.02	
안전율 정의 II	L(m)	3.02	1.99	2.66	4.40	9.92	
	F(KN/m)	69.81	61.41	60.20	73.41	88.28	
	z(m)	4.83	4.38	3.87	4.01	4.04	
	$M_{max}$ (KN-m/m)	100.88	75.82	67.08	92.04	119.18	

\* Case 1 : FS<sub>static</sub>=2.0, Case 2 : FS<sub>static</sub>=1.5

대한 힘의 평형조건식을 토대로 계산되는 앵커 하중 F, 또한 전단력이 0인 지점에서 발생하는 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기 모두는 정적하중의 경우 보다 크고 또한 설계수평진도  $k_h$ 값에 비해 하여 커지고 있음을 알 수 있다. 이에 대한 원인은,  $k_h$ 값이 커짐에 따라 널말뚝 배면의 동적수평 주동토압합력  $P_{ahm1}$  및  $P_{ahm2}$ 는 정적하중의 경우에 비해 점차적으로 증가하나, 널말뚝 전면의 동적수평수동토압합력  $P_{phm}$ 은 정적하중의 경우에 비해 오히려 점차적으로 감소된다는 사실을 통해 설명되어 진다. 아울러, 증가율은 근입깊이 L의 경우가 앵커하중 F 및 최대모멘트  $M_{max}$ 에 비해 훨씬 큼을 알 수 있다. 이외에도,  $M_{max}$ 의 발생지점  $\bar{z}$ 는 정적하중의 경우가 3.95m로 가장 큰 값을 나타내고 있으며(즉, 지표면으로 부터 가장 멀리 떨어진 지점에 위치하고 있으며), 또한 지진하중의 경우에는  $k_h$ 값이 커짐에 따라 증가되는 현상을 나타내고 있다.

또한 서로 다른 안전율 정의를 토대로 각각 계산된 표 3-b의 결과를 살펴보면, 정적하중의

경우 및 설계수평진도  $k_h$ 값이 0.10인 경우까지는 안전율 정의 II (Taylor 안전율 정의)의 경우가 안전율 정의 I (널말뚝 전면의 수평수동토압합력  $P_{phm}$ 에 안전율 FS를 적용하는 방법)를 적용한 경우에 비해, L, F 및  $M_{max}$ 값 모두가 크게 계산됨을 알 수 있다. 그러나,  $k_h=0.15$ 인 경우는 근입깊이 L에 한해서 안전율 정의 I의 경우가 안전율 정의 II에 비해 0.14m 정도 다소 크게 계산되고 있다. 구체적으로, 안전율 정의 II를 적용한 경우와 안전율 정의 I에 의한 경우를 서로 비교하면, 앵커하중 F는 0.05% ( $k_h=0.15$ 인 경우)~2.13% (정적하중 Case 2의 경우), 최대모멘트  $M_{max}$ 는 0.13%~4.76% 정도의 차이가 있으며, 또한 근입깊이 L은 이보다 큰 1.41% ( $k_h=0.15$ 인 경우)~8.04% (정적하중 Case 2의 경우) 정도의 차이를 보여주고 있다. 이외에도 내진 설계시에 예상되는 문제점을 살펴보면,  $k_h=0.05$ 를 만족시키는 널말뚝의 근입깊이 L, 앵커하중 F 및 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기 모두는 정적하중 Case 1의 경우보다 작게 평가됨으로, 만약에 내진설계

시에 요구되는 설계수평진도  $k_h$  값이 0.05이고 또한  $FS_{static}=2.0$ (정적하중 Case 1의 경우)을 택할 경우 정적하중의 경우를 만족시키는  $L$ ,  $F$  및  $M_{max}$  값을 토대로 설계하여도 문제는 없을 것으로 판단되어 진다. 이와는 달리 요구되는 설계수평진도  $k_h$  값을 0.10으로 상향 조정하여 설계하는 방법을 택할 경우, 경제적인 측면에서 어느 정도의 손실이 예상되어 지며 또한 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기가 정적하중의 경우보다 작게 평가됨으로 널말뚝의 단면 선택에 있어서 이에 대한 추가 검토를 요한다. 또한 앞에서 분석한  $FS_{static}=2.0$ 인 경우와는 달리  $FS_{static}=1.5$ (정적하중 Case 2의 경우)를 설계에 적용할 경우,  $k_h=0.05$ 인 경우에 널말뚝의 단면 선택에 주의를 요하는 사항 외에는 문제점이 없는 것으로 판단되어 진다. 이외에도  $M_{max}$ 의 발생지점  $\bar{z}$ 는 일반적으로, 안전율 정의 II의 경우가 안전율 정의 I에 비해 다소 크게 계산되는 결과를 보이고 있다. 아울러  $\bar{z}$ 의 위치는 표 3-a 및 표 3-b에 명시된 모든 경우에 있어서  $L_1=2m < z < L_1+L_2=5m$  임을 알 수 있다.

그러나 위의 분석 결과는 여러가지 가정사항이 포함된 한정된 내용이고, 또한 안전한 측면 뿐만 아니라 설계시에 반드시 고려해야 할 경제적인 측면을 감안할 때, 내진설계시에 채택할 적합한 안전율 정의 및 적절한 안전율의 크기는 설계자의 공학적 판단에 관련된 문제이긴 하나, 실제 실험 등을 통한 규명이 뒷받침 되어야 할 것으로 판단된다.

### 3.2 분석 2

본 절에서는, 지진하중이 작용할 경우( $k_h=0.05, 0.10$  및  $0.15$ 인 경우)에 한해, 설계에 관련된 여러가지 변수(널말뚝 양쪽면의 수위차, 앵커의 위치, 벽마찰각의 크기 등)가 근입깊이  $L$ , 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{max}$ 에 미치는 영향을 집중적으로 분석하였다. 또한, 현재 주로 많이 이용되는<sup>2)</sup> 안전율 정의 I (널말뚝 전면의 수평수동토압합력  $P_{phm}$ 에 안전율  $FS$ 를 적용하는 방법)을 토대로 분석이 이루어 졌으며, 정적하중의 경우는 단지 내진설계를 위한 검토를 목적으로 명시하였다.

### 3.2.1 수면위치의 영향

항만구조물의 경우에 수면은 조수(tide)의 영향에 따라 변동될 수도 있으므로, 널말뚝 양쪽면의 수위차  $L_5$ (그림 1-a 참조)를 무시한 경우( $L_5=0.0m$ )와 고려한 경우( $L_5=(L_1+L_2)/12=0.417m$  및  $L_5=1.0m$ 인 경우) 각각에 대해 근입깊이  $L$ , 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{max}$ 를 계산하였으며, 결과는 표 4에 명시되어 있다.

표 4의 결과를 분석할 때, 수위차  $L_5$ 가 커짐에 따라 근입깊이  $L$ , 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기 모두는 증가함을 알 수 있다. 이와 같은 현상은, 지진하중시에 널말뚝 전면에서 발생하는 동수압의 크기는 수위차  $L_5$ 의 증가에 따라 점차적으로 감소하나, 이에 반하여  $L_5$ 가 커짐에 따라 널말뚝 전면에서 감소되는 동수압보다 더 큰 정수압이 널말뚝 배면에 추가적으로 작용하는 데 원인이 있다. 구체적으로  $L_5=1.0m$ 인 경우는 널말뚝 양쪽면의 수위차를 무시한 경우( $L_5=0.0m$ )에 비해,  $L$ 은 102.94%~138.05% 정도,  $F$ 는 19.68%~40.03% 정도,  $M_{max}$ 는 40.02%~102.29% 정도 증가함을 나타내고 있으며, 증가율은 근입깊이  $L$ 의 경우가 가장 큰 현상을 나타내고 있다.

이외에도 내진설계시의 문제점을 분석하면, 앞의 3.1 분석 1에 기술된 내용과 유사한 결과가 예상되어 지나, 단지 수위차  $L_5$ 가 특히 클 경우 예를 들어 표 4에서  $L_5=1.0m$  경우에 정적하중 Case 1의 경우( $FS_{static}=2.0$ 인 경우) 예상되는 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기가 상당히 큼으로 널말뚝의 단면 선택에 있어서 이에 대한 특별한 주의를 요한다. 이와같은 현상이 발생하는 원인은,  $M_{max}$ 의 발생지점  $\bar{z}$ 가 다른 경우와는 달리 준설저면 아래쪽에 위치함으로써(즉,  $z=6.86m > L_1+L_2=5m$ , 그림 1-a 참조) 널말뚝 전면의 수평수동토압합력  $P_{phm}$ 의 일부가  $M_{max}$ 의 계산에 관여되기 때문이다.

### 3.2.2 앵커위치의 영향

앵커의 위치  $l$ (그림 1-a 참조)을 달리하여 계산된 결과는 표 5에 명시되어 있다. 표 5에서 지진하중시의 결과를 살펴보면,  $l$  값이 커질수록(앵커의 위치가 널말뚝 배면의 지표면에서 멀어

표 4. 수면위치의 영향

		정적하중		설계수평진도( $k_h$ )			비 고
		Case 1	Case 2	0.05	0.10	0.15	
$L_s=0.0m$	L	1.86	1.21	1.82	3.06	6.86	$\delta_{sand}=\delta_{cohesive}=i=0^\circ$ $c_w=c_s/2$ $l=1.0m$
	F	54.14	49.59	51.31	62.51	77.54	
	$M_{max}$	59.79	47.97	47.21	65.63	92.30	
$L_s=(L_1+L_2)/12$ $=0.417m$	L	2.96	1.83	2.52	4.18	10.06	
	F	69.37	60.10	59.61	72.70	88.24	
	$M_{max}$	99.51	72.21	65.47	90.04	119.02	
$L_s=1.0m$	L	4.95	2.87	3.73	6.21	16.33	
	F	96.91	76.68	71.31	87.53	92.80	
	$M_{max}$	197.09	117.41	95.50	130.89	129.24	

\* Case 1 :  $FS_{static}=2.0$ , Case 2 :  $FS_{static}=1.5$

질수록 근입깊이 L 및 최대모멘트  $M_{max}$ 는 감소하고, 앵커하중 F는 증가하는 현상을 나타내고 있다. 표 5에서  $l=0.6m$  ( $l/L_1=0.3$ )인 경우를  $l=1.4m$  ( $l/L_1=0.7$ )인 경우와 구체적으로 비교하면, 근입깊이 L은 17.58% ( $k_h=0.05$ 인 경우)~8.23% ( $k_h=0.15$ 인 경우) 정도 또한 최대모멘트  $M_{max}$ 는 35.50%~32.73% 정도 감소하고 있으나, 앵커하중 F는 12.68%~9.63% 정도 오히려 증가하는 현상을 보이고 있다. 또한 L,  $M_{max}$ 의 감소율 및 F의 증가율 모두는 설계수평진도  $k_h$ 값의 크기에 반비례하는 현상을 보이고 있다. 여기서 근입깊이 L의 감소 원인은, l 값이 커짐에 따라 동적수평주동토압합력  $P_{ahm1}$ 에 의한 휨모멘트의 작용방향이 시계방향에서 반시계방

향으로 바뀌어 진다는 사실 및 B점(그림 1-a 참조)에 대한 시계방향 휨모멘트의 감소량이 반시계 방향 휨모멘트의 감소량 보다 크다는 데 원인이 있다. 또한 앵커하중 F의 크기가 증가하는 원인은, 근입깊이 L의 감소에 따른 동적수평주동토압합력  $P_{ahm}$ 의 감소량이 동적수평주동토압합력  $P_{ahmz}$  및 동수압합력의 감소량에 비해 훨씬 크다는 데 있다.

이외에도 내진설계시의 유의사항으로는, 널말뚝 단면 선택에 있어서 적정하중시에 예상되는 최대모멘트  $M_{max}$ 에 대한 추가 검토가 역시 요구됨을 알 수 있다. 참고적으로,  $l=1.4m$ 인 경우는 다른 경우에 비해 앵커하중 F값이 증가되는 단점은 있으나, 근입깊이 L 및 최대모멘트  $M_{max}$ 의

표 5. 앵커위치의 영향

		정적하중		설계수평진도( $k_h$ )			비 고
		Case 1	Case 2	0.05	0.10	0.15	
$l=0.6m$	L	3.29	2.06	2.73	4.47	10.45	$\delta_{sand}=\delta_{cohesive}=i=0^\circ$ $c_w=c_s/2$ $L_s=0.417m$
	F	67.70	57.64	56.30	69.21	84.41	
	$M_{max}$	121.39	88.65	79.08	107.74	141.51	
$l=1.0m$	L	2.96	1.83	2.52	4.18	10.06	
	F	69.37	60.10	59.61	72.70	88.24	
	$M_{max}$	99.51	72.21	65.47	90.04	119.02	
$l=1.4m$	L	2.56	1.56	2.25	3.83	9.59	
	F	71.07	62.86	63.44	76.67	92.54	
	$M_{max}$	76.49	54.79	51.01	71.27	95.19	

\* Case 1 :  $FS_{static}=2.0$ , Case 2 :  $FS_{static}=1.5$

크기가 감소되고 또한  $FS_{static}=1.5$ (정적하중 Case 2)를 택할 경우 모든 설계수평진도  $k_h$ 값에 대해 내진설계시의 문제점은 거의 없는 것으로 판단된다.

### 3.2.3 벽마찰각의 크기 및 준설저면 경사각의 영향

널말뚝 배면의 벽마찰각 또는 전면의 벽마찰각의 크기는, 주변지반의 성질, 널말뚝의 유연성, 널말뚝 단면의 형상 및 앵커의 항복여부 등에 따라 달라지게 된다. 본 절에서는 모래지반의 벽마찰각  $\delta_{sand}$ 와 점성토 지반의 벽마찰각  $\delta_{cohesive}$ 는 구분하되, 널말뚝 배면 점성토 지반의 벽마찰각과 전면 점성토 지반의 벽마찰각은 동일하게 가정하여, 벽마찰각  $\delta_{sand}$  및  $\delta_{cohesive}$ 의 크기변화가 근입깊이  $L$ , 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{max}$ 에 미치는 영향을 분석하였으며, 결과는 표 6-a에 명시되어 있다.

표 6-a에서 지진하중시의 결과를 살펴볼 때, 근입깊이  $L$ , 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기 모두는  $\delta_{sand}$  및  $\delta_{cohesive}$ 의 크기가 커짐에 따라 감소하는 현상을 나타내고 있다. 이와같은 현상은 식(1) 및 (2)로부터 계산되어지는 동적수평주동토압합력은 벽마찰각  $\delta_{sand}$  및  $\delta_{cohesive}$ 의 크기가 커짐에 따라 감소하나, 이에 반하여 식(3)으로부터 계산되어지는 동적수평수동토압합력은 벽마찰각  $\delta_{cohesive}$ 의 크기가 커짐에 따라 증가하는 데 원인이 있다. 구체적으로, 벽마찰각을 무시한 경우( $\delta_{sand}=\delta_{cohesive}=0^\circ$ )와 고려한 경우( $\delta_{sand}=\phi_{sand}$ ,  $\delta_{cohesive}=\phi_{cohesive}$ )인 경우를 서로 비교하면, 설계수평진도  $k_h$ 값에 따라 근입깊이  $L$ 의 감소율은 60.71%~79.03% 정도이고, 앵커하중  $F$ 의 감소율은 26.37%~27.32% 정도이며, 최대모멘트  $M_{max}$ 의 감소율은 35.62%~39.65% 정도이다. 이를 통해볼 때, 벽마찰각의 크기 변화가 근입깊이  $L$ 에 가장 큰 영향을 미치고 있음을 알 수 있다. 이외에도 표 6-a에서 정적하중의 경우에 해당되는 결과를 살펴볼 때, 벽마찰각의 크기 변화가  $L$ ,  $F$  및  $M_{max}$ 에 미치는 영향은 안전율  $FS_{static}$ 값을 2.0(Case 1)에서 1.5(Case 2)로 변화시키는 경우 보다 큼을 알 수 있다.

또한 Schroeder-Roumillac<sup>12)</sup>은 앵커로 지지된

널말뚝의 설치에 있어서 준설저면(dredge line)이 아래쪽으로 경사진 경우(그림 1-a 참조)가 실제적으로 많이 있음을 보고 하였고, 또한 모형 실험을 통해 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기 및 발생지점  $\bar{z}$ 가 준설저면의 경사각  $i$ 의 크기에 비례하여 점차적으로 커짐을 모래지반 및 정적하중의 경우에 대해 밝혔다. 본 절에서는 모래지반 및 점성토 지반으로 이루어진 경우(그림 1-a) 및 지진하중의 경우에 대해, 준설저면의 경사각  $i$ 가  $-5^\circ$ 인 경우와 준설저면이 수평인 경우( $i=0^\circ$ )를 서로 비교하였으며, 결과는 표 6-b에 명시되어 있다. 표 6-b에서  $i=5^\circ$ 인 널말뚝의 경우를 살펴보면, 서로 다른 크기의 설계수평진도  $k_h$ 값 각각에 대해 계산된 근입깊이  $L$ 은  $i=0^\circ$ 인 경우(준설저면이 수평인 경우)에 비해 증가하고 있으며, 이에 대한 원인은, 준설저면의 경사각  $i$ 가 아래쪽으로( $i$ 가 음(-)의 각도인 경우) 커짐에 따라 본 연구의 식(3)을 토대로 계산되어지는 계수  $B_1$  및  $B_2$ 값이  $i=0^\circ$ 인 경우에 비해 점차적으로 감소하는 데 있다(표 6-c). 또한 Schroeder-Roumillac의 모래지반 및 정적하중에 대한 실험결과 즉,  $M_{max}$  및  $\bar{z}$ 가 준설저면의 경사각  $i$ 의 크기에 비례하여 커지는 현상을 모래 및 점성토 지반으로 이루어진 경우 및 지진하중의 경우에 대해서도 확인할 수 있다(표 6-b). 구체적으로,  $i=5^\circ$ 인 경우는 준설저면이 수평인 경우( $i=0^\circ$ )에 비해  $L$ 은 28.29%( $k_h=0.05$ 인 경우)~94.13%( $k_h=0.15$ 인 경우) 정도,  $F$ 는 3.61%~9.81% 정도,  $M_{max}$ 는 9.34%~21.68% 정도 증가함을 나타내고 있으며, 증가율은 근입깊이  $L$ 의 경우가 가장 크고, 또한  $L$ ,  $F$  및  $M_{max}$  각각에 관련된 증가율 모두는 설계수평진도  $k_h$ 값의 크기에 비례하여 커지는 현상을 나타내고 있다.

이외에도 표 6-a 및 표 6-b에 명시된 결과 모두에 대해 내진설계시의 문제점을 살펴보면, 역시 정적하중시에 예상되는 최대모멘트  $M_{max}$ 에 대한 추가 검토가 필요시 됨을 알 수 있다.

### 3.2.4 부착력의 영향

부착력(adhesion)  $c_w$ 를 무시한 경우( $c_w=0$ 인 경우)와 고려한 경우( $c_w=0.5c_s$  및  $0.7c_s$ 인 경우, 여기서  $c_s$ =점성토의 점착력) 각각에 대한 계산

표 6-a. 벽마찰각의 영향

		정적하중		설계수평진도( $k_h$ )			비 고
		Case 1	Case 2	0.05	0.10	0.15	
$\delta_{sand}$ = $\delta_{cohesive}=0^\circ$	L	2.96	1.83	2.52	4.18	10.06	$i=0^\circ$ $c_w=c_s/2$ $L_s=0.417m, l=1.0m$
	F	69.37	60.10	59.61	72.70	88.24	
	$M_{max}$	99.51	72.21	65.47	90.04	119.02	
$\delta_{sand}=\phi_{sand}/2$ $\delta_{cohesive}$ = $\phi_{cohesive}/2$	L	1.73	1.16	1.52	2.26	3.75	
	F	52.94	48.67	49.92	60.11	73.82	
	$M_{max}$	63.62	52.52	49.90	65.84	89.75	
$\delta_{sand}=\phi_{sand}$ $\delta_{cohesive}$ = $\phi_{cohesive}$	L	1.12	0.78	0.99	1.41	2.11	
	F	43.98	41.63	43.89	52.84	64.30	
	$M_{max}$	48.44	42.73	42.15	54.58	71.83	

\* Case 1 :  $FS_{static}=2.0$ , Case 2 :  $FS_{static}=1.5$

표 6-b. 준설저면의 경사에 따른 영향

		정적하중		설계수평진도( $k_h$ )			비 고
		Case 1	Case 2	0.05	0.10	0.15	
$i=0^\circ$	L	1.73	1.16	1.52	2.26	3.15	$\delta_{sand}=\phi_{sand}/2$ $\delta_{cohesive}=\phi_{cohesive}/2$ $c_w=c_s/2$ $L_s=0.417m, l=1.0m$
	F	52.94	48.67	49.92	60.11	73.82	
	z	4.27	4.01	3.63	3.72	3.84	
	$M_{max}$	63.62	52.52	49.90	65.84	89.75	
$i=-5^\circ$	L	2.18	1.41	1.95	3.20	7.28	
	F	56.31	50.59	51.72	63.68	81.06	
	z	4.47	4.13	3.72	3.85	4.01	
	$M_{max}$	73.02	57.39	54.56	75.32	109.21	

\* Case 1 :  $FS_{static}=2.0$ , Case 2 :  $FS_{static}=1.5$

표 6-c. 수평수동토압합력의 계산에 관련된 계수

		계 수	정적하중	설계수평진도( $k_h$ )			비 고
				0.05	0.10	0.15	
$i=0^\circ$	계 수	$B_1$	1.30	1.24	1.17	1.10	표 6-b 참조 식(3) 참조
		$B_3$	4.40	4.37	4.33	4.29	
$i=-5^\circ$	계 수	$B_1$	1.09	1.03	0.96	0.88	
		$B_3$	3.82	3.78	3.75	3.71	

결과는 표 7에 명시되어 있다. 표 7에 명시된 부착력  $c_w$ 의 영향을 지진하중의 경우에 대해 분석하면, 설계수평진도  $k_h$ 값이 0.15이고 부착력  $c_w$ 를 무시한 경우를 제외하고는,  $c_w$ 의 크기가 증가함에 따라 근입깊이 L, 앵커하중 F 및 최대 모멘트  $M_{max}$ 의 크기 모두가 감소됨을 알 수 있다. 이에 대한 원인은, 부착력의 크기가 증가할수록 널말뚝 배면의 동적수평수동토압합력은 감소하고, 널말뚝 전면의 동적수평수동토압합력

은 증가하는 데 있다.

이외에도 내진설계시의 문제점을 분석하면, 앞의 3.2.1 수면위치의 영향에서 분석된 내용과 유사한 결과가 예상되어진다. 즉, 표 7에서 부착력  $c_w$ 를 무시한 경우에 정적하중 Case 1의 경우 ( $FS_{static}=2.0$ 인 경우)에 예상되는 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기가 상당히 크므로 널말뚝의 단면 선택에 있어서 이에 대한 특별한 주의를 요한다. 이와같은 현상이 발생하는 원인은,  $M_{max}$ 의

발생지점  $\bar{z}$ 가 다른 경우와는 달리 준설저면 아래 쪽에 위치함으로써 (즉,  $\bar{z}=6.62\text{m}$ )  $L_1+L_2=5\text{m}$ , 그림 1-a 참조) 널말뚝 전면의 동적수평동토압합력  $P_{\text{phm}}$ 의 일부가  $M_{\text{max}}$ 의 계산에 관여되기 때문이다. 또한 부착력  $c_w$ 를 무시하고  $k_h=0.15$ 인 경우에, 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{\text{max}}$ 의 크기가 다른 경우에 비해 상당히 작게 계산되는 결과가 발생되고 있으며, 이에 대한 원인은 모멘트 평

형조조건식을 만족시키기 위해 요구되는 근입깊이  $L$ 이 상당히 크고 따라서 전단력이 0(zero)이 되는 지점(즉,  $M_{\text{max}}$ 의 발생지점)도 다른 경우 보다 훨씬 작은  $\bar{z}=2.85\text{m}$ 이기 때문이다. 이와같은 내용은 본 연구의 해석방법을 토대로 얻어진 분석결과이긴 하나, 실제 실험 등을 통한 추가확인 및 검토가 필요할 것으로 판단된다.

표 7. 부착력의 영향

		정적하중		실계수평진도( $k_h$ )			비 고
		Case 1	Case 2	0.05	0.10	0.15	
$c_w=0$	L	5.15	3.04	4.13	7.47	22.05	$\phi_{\text{sand}}=\phi_{\text{cohesive}}=i=0^\circ$ $L_s=0.417\text{m}, l=1.0\text{m}$
	F	89.94	72.35	70.19	86.39	53.83	
	$M_{\text{max}}$	178.12	106.66	91.34	125.21	32.49	
$c_w=0.5c_s$	L	2.96	1.83	2.52	4.18	10.06	
	F	69.37	60.10	59.61	72.70	88.24	
	$M_{\text{max}}$	99.51	72.21	65.47	90.04	119.02	
$c_w=0.7c_s$	L	2.45	1.54	2.14	3.43	7.39	
	F	64.39	57.05	56.76	68.63	85.36	
	$M_{\text{max}}$	84.79	64.32	58.93	80.03	113.07	

\* Case 1 :  $FS_{\text{static}}=2.0$ , Case 2 :  $FS_{\text{static}}=1.5$

### 3.2.5 $\gamma_{\text{cohesive}}$ , $\phi_{\text{cohesive}}$ 및 $c_s$ 값의 영향

점성토 지반에 관련된  $\gamma_{\text{sat}}$ (포화단위중량),  $\phi$ (내부마찰각) 및  $c_s$ (점착력)의 크기 변화가, 근입깊이  $L$ , 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{\text{max}}$ 에 미치는 영향을 지진하중의 경우(실계수평진도  $k_h=0.05, 0.10$  및  $0.15$ 인 경우)에 한해 살펴 보았으며, 이용된 상재하중 및 토질정수는 표 8에, 계산 결과는 그림 4-a, 4-b 및 4-c에 각각 명시되어 있다. 그림 4의 결과를 분석할 때, 점착력  $c_s$  값이 커짐에 따라(즉, 파괴면을 따라서의 마찰저항력이 커짐에 따라) 또한 내부마찰각  $\phi$  값이 커짐에 따라(즉, 널말뚝 배면의 동적수평주동토압합력은 감소하는 반면에 널말뚝 전면의 동적수평주동토압합력은 증가함에 따라),  $L, F$  및  $M_{\text{max}}$  모두의 크기가 감소함을 알 수 있다. 또한  $L, F$  및  $M_{\text{max}}$ 값 모두에 대해,  $c_s$ 값을  $10\text{KN/m}^2$ 에서  $15\text{KN/m}^2$ 으로 증가시켰을 때의 감소량은,  $\phi$  값을  $20^\circ$ 에서  $25^\circ$ 로 증가시켰을 때의 감소량에

비해 큼을 알 수 있다.  $c_s$ 값 및  $\phi$ 값의 크기 증가에 따른 감소율은 근입깊이  $L$ 의 경우(그림 4-a)가 가장 큼을 알 수 있으며, 구체적으로 근입깊이  $L$ 의 감소율을 살펴보면  $c_s$ 값의 경우는  $69.44\%$ ( $k_h=0.05$ 인 경우)~ $82.90\%$ ( $k_h=0.15$ 인 경우) 정도이고,  $\phi$ 값의 경우는  $40.08\%$ ~ $65.11\%$  정도이다. 또한, 그림 4-a의 결과 중에서 가장 작은  $L$ 값의 크기는  $0.77\text{m}$ ( $k_h=0.05$ 인 경우)이다. 이외에도  $L, F$  및  $M_{\text{max}}$  각각의 경우에 해당되는 감소량 모두는 실계수평진도  $k_h$ 값의 크기에 비해 하여 커지는 현상을 보이고 있다. 그러나  $\phi$ 값 및  $c_s$ 값의 경우와는 달리,  $\gamma_{\text{sat}}$ 값이  $14\text{KN/m}^3$ 에서  $18\text{KN/m}^3$ 으로 증가할 경우에는 널말뚝 배면의 동적수평주동토압합력이 커지게 됨은 물론 널말뚝 전면의 동적수평주동토압합력도 증가하게 됨으로, 실계수평진도  $k_h$ 값이 커짐에 따라 근입깊이  $L$ 의 증가량이 서로 다른 현상(즉, 그림 4-a에서  $k_h$ 값이  $0.05$ 보다 클 경우에  $L$ 의 크기가

서로 뒤바뀌는 현상)을 보이고 있다. 그러나 모든  $k_h$ 값에 대해  $\gamma_{sat}$ 값이 커질 경우 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{max}$ 의 크기는 증가하는 현상을 나타내고 있다. 이외에도 위에서 분석한  $\phi$ 값

또는  $c_s$ 값의 경우와 마찬가지로,  $\gamma_{sat}$ 값의 증가에 따른  $F$  및  $M_{max}$  각각의 증가량은 설계수평진도  $k_h$ 값의 크기에 비례하여 커지는 현상을 보이고 있다.

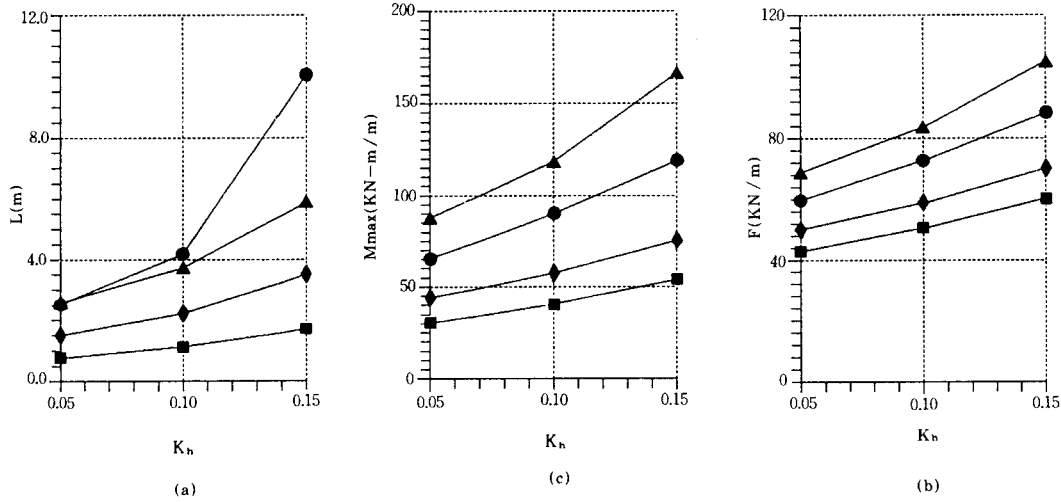


그림 4  $\gamma_{cohesive}$ ,  $\phi_{cohesive}$  및  $c_s$ 값의 영향

표 8. 그림 4의 분석에 적용된 상재하중 및 토질정수

구 분	상재하중 및 토질정수	비 고
동분포 상재하중	$q=25 \text{ KN/m}^2$	$L_1=2\text{m}$
모래지반	$\gamma=17.16 \text{ KN/m}^3$ , $\phi=34^\circ$ , $\delta=0^\circ$	$L_2=3\text{m}$
점성토 지 반	▲ $\gamma_{sat}=18 \text{ KN/m}^3$ , $\phi=20^\circ$ , $\delta=0^\circ$ , $c_s=10 \text{ KN/m}^2$ , $c_w=c_s/2$	$i=0^\circ$
	● $\gamma_{sat}=14 \text{ KN/m}^3$ , $\phi=20^\circ$ , $\delta=0^\circ$ , $c_s=10 \text{ KN/m}^2$ , $c_w=c_s/2$	$L_5=0.417\text{m}$
	◆ $\gamma_{sat}=14 \text{ KN/m}^3$ , $\phi=25^\circ$ , $\delta=0^\circ$ , $c_s=10 \text{ KN/m}^2$ , $c_w=c_s/2$	$l=1.0\text{m}$
	■ $\gamma_{sat}=14 \text{ KN/m}^3$ , $\phi=20^\circ$ , $\delta=0^\circ$ , $c_s=15 \text{ KN/m}^2$ , $c_w=c_s/2$	$n=0.20$

### 3.3. 분석 3

본 절에서는 그림 4에 표시된 결과 중에서 설계수평진도  $k_h=0.15$ 인 경우에 한해, 아래의 식(13)을 토대로 보정계수  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  및  $\lambda_3$ 값을 각각 계산하였으며, 결과는 표 9에 명시하였다. 표 9에서 정적하중시의 결과는, 그림 4의 경우와 동일한 상재하중 및 토질 정수를 이용하여 계산하였고(표 8 참조) 또한 안전율 정의 I (널말뚝 전면의 수평수동토압합력  $P_{phm}$ 에 안전율 FS를 적용하는 방법)을 토대로 계산이 이루어 졌다.

$$L=L(FS_{Static}) \times \lambda_1, F=F(FS_{Static}) \times \lambda_2, \\ M_{max}=M_{max}(FS_{Static}) \times \lambda_3 \dots \dots \dots (13)$$

표 9의 결과를 살펴보면  $k_h=0.15$ 를 설계에 적용할 경우 근입깊이  $L(m)$ , 앵커하중  $F(KN/m)$  및 최대모멘트  $M_{max}(KN-m/m)$ 값 모두가 정적하중의 경우 보다 크게 계산됨을 알 수 있다 (즉, 보정계수  $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3 > 1.00$ ). 또한 보정계수의 대략적인 크기 변화를 살펴보면,  $\lambda_1$ 값은 1.65~5.50 정도,  $\lambda_2$ 값은 1.27~1.54정도,  $\lambda_3$ 값은 1.20~1.81 정도이며, 근입깊이  $L$ 에 관련된 보정계수

$\lambda_1$ 의 크기가 다른 보정계수에 비해 비교적 큼을 알 수 있다. 만약에 예비 내진설계를 위한 검토를 목적으로 표 9를 이용할 경우, 정적하중에 대해 명시된 결과 중에서 설계에 적용될 토질정수 및  $FS_{static}$ 값을 토대로 해당되는 L, F 및  $M_{max}$  값을 택한 다음, 각각에 관련된 보정계수  $\lambda_1, \lambda_2$

및  $\lambda_3$ 값을 곱함으로써 내진설계( $k_h=0.15$ 인 경우)에 적용할 L, F 및  $M_{max}$ 값이 최종적으로 결정된다. 참고적으로, 본 연구의 해석방법을 토대로 계산된 최대모멘트  $M_{max}$ (표 9) 크기에 적합한 강널말뚝 단면의 선택은 참고문헌 15의 부록에 명시된 자료를 토대로 가능하다.

표 9. 보정계수  $\lambda_1, \lambda_2$  및  $\lambda_3$ 의 크기

		적정하중		$\lambda_1$		$\lambda_2$		$\lambda_3$		비 고
		Case 1	Case 2	Case 1	Case 2	Case 1	Case 2	Case 1	Case 2	
▲	L	3.57	2.22	1.65	2.65	1.30	1.54	1.24	1.79	표 8. 참조 설계수평진도( $k_h$ ) =0.15
	F	80.73	67.96							
	$M_{max}$	134.03	93.21							
●	L	2.96	1.83	3.40	5.50	1.27	1.47	1.20	1.65	
	F	69.37	60.10							
	$M_{max}$	99.51	72.21							
◆	L	1.68	1.13	2.09	3.11	1.33	1.43	1.32	1.59	
	F	52.80	49.02							
	$M_{max}$	57.22	47.51							
■	L	0.59	0.42	2.92	4.10	1.35	1.39	1.67	1.81	
	F	44.47	43.20							
	$M_{max}$	32.47	30.02							

\* Case 1 :  $FS_{static}=2.0$ , Case 2 :  $FS_{static}=1.5$

#### 4. 결 론

본 연구에서 얻어진 주요 결과를 요약하면 아래와 같다.

1) 항만공사에 이용되는 앵커로 지지된 널말뚝의 내진설계를 위한 해석방법의 제시가 이루어졌다. 제시된 해석방법은 지진하중시의 동수압을 포함하였으며, 침투에 의한 영향을 고려할 경우에도 적용이 가능하다. 또한 적용범위는 모래 및 점성토( $c-\phi$  soil)로 이루어진 지반의 경우이고, 자유지지법을 토대로 하였다.

2) 정적하중의 경우 및 지진하중의 경우에도, 안전율 정의 II (Taylor 안전율 정의를 널말뚝 전면의 수평수동토압합력  $P_{phm}$ 의 계산에 적용하는 방법)를 적용한 경우가 안전율 정의 I ( $P_{phm}$ 에 안전율 FS를 직접 적용하는 방법)의 경우에 비해, 일반적으로 근입깊이 L, 앵커하중 F 및 최대모멘트  $M_{max}$ 값 모두가 크게 계산되는 현상

을 나타내고 있다. 이외에도  $M_{max}$ 의 발생지점  $\bar{z}$ ( $\bar{z}$ 는 널말뚝 배면의 지표면으로부터 전단력이 0이 되는 지점까지의 거리)는 일반적으로, 안전율 정의 II의 경우가 안전율 정의 I에 비해 다소 크게 계산되는 결과를 보이고 있다. 또한, 안전율을 고려하지 않은 경우( $FS=1.0$ 인 경우)에 해당되는 L, F 및  $M_{max}$ 의 크기 모두는 설계수평진도  $k_h$ 값에 비례하여 커지고 있음을 알 수 있다. 이에 대한 원인은,  $k_h$ 값이 커짐에 따라 널말뚝 배면의 동적수평수동토압합력은 정적하중의 경우에 비해 점차적으로 증가하나, 널말뚝 전면의 동적수평수동토압합력은 정적하중의 경우에 비해 오히려 점차적으로 감소된다는 사실을 통해 설명되어진다. 이외에도,  $M_{max}$ 의 발생지점  $\bar{z}$ 는 정적하중의 경우가 가장 큰 값을 나타내고 있으며 (즉, 지표면으로부터 가장 멀리 떨어진 지점에 위치하고 있으며), 또한 지진하중의 경우에는  $k_h$ 값이 커짐에 따라 증가되는 현상을 나타내고



있다.

3) 만약에 내진설계시에 요구되는 설계수평진도  $k_h$  값이 0.05이고 또한  $FS_{static}$  (정적하중시의 안전율) = 2.0을 택할 경우 정적하중의 경우를 만족시키는 근입깊이  $L$ , 앵커하중  $F$  및 최대모멘트  $M_{max}$  값을 토대로 설계하여도 대부분의 경우에 큰 문제는 없을 것으로 판단되어진다. 이와같은 결과는  $k_h=0.05$ 를 만족시키는  $L, F$  및  $M_{max}$ 의 크기 모두는 정적하중의 경우 보다 작게 평가되는 데 원인이 있다. 또한 설계수평진도  $k_h$  값이 0.10인 경우를 살펴보면, 정적하중의 경우 ( $FS_{static}=2.0$ 인 경우) 보다 근입깊이 및 앵커하중은 크게 계산되나, 최대모멘트는 경우에 따라 정적하중의 경우 보다 작게 계산됨으로 널말뚝의 단면 선택에 있어서 이에 대한 추가 검토가 필요시 된다. 그러나 설계수평진도  $k_h$  값이 0.15인 경우는, 대부분의 경우 내진설계시에 문제점이 없으나, 널말뚝 양쪽면의 수위차가 특히 클 경우 또한 점성토 지반의 부착력을 고려하지 않을 경우에 한해서는, 정적하중의 경우 ( $FS_{static}=2.0$ 인 경우)에 예상되는 최대모멘트의 크기가 상당히 크게 계산됨으로 널말뚝의 단면 선택에 있어서 이에 대한 특별한 주의를 요한다. 이와같은 현상이 발생하는 원인은, 최대모멘트  $M_{max}$ 의 발생지점  $\bar{z}$ 가 다른 경우와는 달리 준설저면 아래쪽에 위치함으로써 (즉,  $\bar{z} > L_1 + L_2$ , 그림 1-a 참조) 널말뚝 전면의 수평수동토압합력의 일부가  $M_{max}$ 의 계산에 관여되기 때문이다.

4) 앞의 3)에서 기술한  $FS_{static}$  (정적하중시의 안전율) = 2.0인 경우와는 달리  $FS_{static}=1.5$ 를 설계에 적용할 경우, 설계수평진도  $k_h=0.05$ 인 경우에 한하여 널말뚝의 단면 선택에 주의를 요하는 사항 외에는 대부분의 경우에 별다른 문제점이 없는 것으로 판단되어진다.

5) 널말뚝 양쪽면의 수위차 및 준설저면의 경사각이 클수록, 근입깊이, 앵커하중 및 최대모멘트의 크기는 증가하는 현상을 나타내고 있다.

6) 앵커의 위치가 지표면에서 멀어질수록, 근입깊이 및 최대모멘트는 감소하고, 앵커하중은 오히려 커지는 현상을 나타내고 있다.

7) 벽마찰각의 크기 변화가 설계에 미치는

영향은(근입깊이, 앵커하중 및 최대모멘트에 미치는 영향은) 안전율의 크기 변화에 비해 큰 것으로 판단되어지며, 또한 벽마찰각의 크기 변화가 근입깊이에 미치는 영향은, 앵커하중 및 최대모멘트에 미치는 영향에 비해 일반적으로 큰 현상을 나타내고 있다.

8) 일반적으로, 점성토 지반의 내부마찰각, 점착력 또는 부착력의 크기가 증가함에 따라 근입깊이, 앵커하중 및 최대모멘트의 크기는 감소됨을 알 수 있다.

9) 지진하중시의 모멘트 감소법 등을 본 연구의 해석방법에 적용하거나 또한 제시된 분석결과를 뒷받침하기 위해서는, 다양한 성질을 지닌 지반 등에 대한 실제 실험이 필요할 것으로 사료된다.

#### 참고문헌

1. Browzin, B.S.(1983). "Stability Analysis of Flexible Anchored Bulkheads," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 8, pp. 1113-1116.
2. Pott, D.M., & Burland, J.B.(1983) "A Parametric Study of the Stability of Embedded Earth Retaining Structures," Transport and Road Research Laboratory (TRRL) Supplementary Report 813.
3. Tsinker, G.P.(1983) "Anchored Sheet Pile Bulkheads : Design Practice," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 8, pp. 1021-1038.
4. Winterkorn, H.F., & Fang, H.Y.(1975), Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Co.
5. Matsuo, H., & Ohara, S.(1960). "Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls during Earthquakes," Proceedings, 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 165-181.
6. Steenfelt, J.S., & Hansen B.(1984). "Sheet Pile Design Earth Pressure for Strip Load," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 7, pp. 976-986.
7. Nataraj, M.S., & Hoadley, P.G.(1984). "Design of Anchored Bulkheads in Sands," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 4, pp. 505-515

8. Rowe, P.(1952). "Anchored Sheet Pile Walls," Proceedings, Institution of Civil Engineers, Vol. 1, pp. 27-70.
9. Masih, R.(1984). "Graphical Solution for Sheet Pile Embedment," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 4, pp. 534-538.
10. Richards, R., & Elms, D.G.(1979) "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 105, No. 4, pp. 449-464.
11. Okamoto, S.(1984), Introduction to Earthquake Engineering, 2nd Edition, University of Tokyo Press.
12. Schroeder, W.L., & Roumillac, P.(1983). "Anchored Bulkheads with Sloping Dredge Lines," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 6, pp. 845-851.
13. Taylor, D.W.(1959), Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc.
14. 김홍택 · 강인규(1991). "2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성될 경우의 정적 및 동적 수평주동토압합력 예측," 대한토목학회 논문집, 제11권 제2호, pp. 65-76.
15. 김홍택 · 방윤경 · 강인규 · 조원희(1991.6). "항만공사에 이용되는 널말뚝의 내진설계," 대한토목학회, 논문원고(심사용) 제출.
16. 천병식 · 오재웅(1987), 지반진동 이론과 실제, 건설연구사.
17. 강널말뚝제품의 제원, 강원산업주식회사.

(접수일자 1991. 7. 22)