

기초슬래브의 밑면이 경사진 캔티레바식 옹벽의 내진설계

Earthquake-Resistant Design of Cantilever Retaining Walls with Sloped Base

金 洪 澤
Kim, Hong Taek

Abstract

The present Study dealt with the earthquake-resistant design of cantilever retaining walls supporting cohesionless soils. With design examples of three different types of cantilever retaining walls, the factors of safety against sliding were computed at various values of horizontal acceleration coefficient and compared with each other. The horizontal inertia effect due to the weights of concrete wall itself and a portion of backfill was taken into account in the analyses, and also Mononobe-Okabe pseudo-static solution method was modified to deal with various states different from limiting equilibrium state. From the analyses of safety against sliding, it was found that a cantilever retaining wall with sloped base was the most efficient type in earthquake resistant design. It was also found that by sloping the base, the width of the base slab could be reduced, resulting in the least volume of concrete, excavation and backfill as compared to the other types of walls. In the case of a cantilever retaining wall with sloped heel, the efficiency similar to that of a wall with sloped base could be expected under static loading as well as at relatively low level of earthquake loading. However, this efficiency became vanished with the increase of horizontal acceleration coefficient, since the rate of reduction in developed earth pressures on the heel became smaller. In addition, the design charts with different soil friction angles as well as with different earthquake resistant design criteria of safety factor against sliding were presented for the design of cantilever retaining walls with sloped base.

요 지

본 연구에서는 Elman등이 상시하중의 경우에 대해 제안한 새로운 형태의 캔티레바식 옹벽 설계방식을 지진하중을 고려한 경우에까지 확대적용하여 예상되는 효율성을 설계예를 통해 분석하였으며, 좀더 안전한 측에서의 설계검토를 위해 캔티레바식 옹벽의 자체중량 및 뒷채움 일부분의 모래중량에 의한 수평관성력 등을 포함하는 분석법이 제시되었다. 또한 한계평형상태가 아닌 다양한 토압상태에서의 설계

검토를 목적으로 Mononobe-Okabe 동적토압계산식을 변형하였다. 결론적으로, 기초슬래브의 밑면이 경사진 캔티레바식 옹벽형태가 내진설계에 있어서 가장 효율적임을 알 수 있었다. 즉 다른 형태의 캔티레바식 옹벽에 비해, 활동에 대한 안전율은 가장 크면서도 옹벽축조에 관련된 콘크리트량, 굴착량 및 뒷채움 모래의 양은 가장 절감되는 효과가 있음을 알 수 있었다. 후단부분을 45°만큼 경사지게하는 캔티레바식 옹벽형태는, 상시하중 및 비교적 낮은 수준의 지진에 대해서는 효율성이 예상되나, 수평진도가 커짐에 따라 이와 같은 효율성을 기대할 수 없음을 알 수 있었다. 이에대한 주된 원인은, 옹벽 후단부분에 작용하는 수평발생토압합력의 감소율이 수평진도가 커짐에 따라 점차적으로 작아지는데 있다. 이외에도 기초슬래브의 밑면이 경사진 캔티레바식 옹벽에 관련된 설계도표를, 뒷채움 및 기초지반모래의 내부마찰각 크기, 지진하중시의 활동에 대한 안전율 규정 등을 각각 달리하여 제시하였다.

1. 서 론

과거와는 달리 최근에는 종종 발생한 지진의 사례 및 지진 발생시의 위험도 등을 인식하여, 옹벽 등을 포함한 주요 토목구조물에 대해서 내진설계의 적용이 점차적으로 확대되어가는 추세이다.

캔티레바식 옹벽의 안정검토에서 주로 문제가 되는 것은 활동에 대한 안전율이며, 기존의 설계에서는 기초슬래브(base slab)의 폭을 크게하거나 또는 돌기(key)를 설치하여 활동저항(sliding resistance)을 증대시키는 방법을 택하고 있다. 이와는 달리, Elman^{4, 5)} 등은 후단(heel) 부분을 45°만큼 경사지게 하거나 또는 기초슬래브의 밑면을 일정한 각도 $\alpha(\alpha \leq 15^\circ)$ 만큼 경사지게 하는 새로운 캔티레바식 옹벽 설계방식을 제안하였으며, 설계예를 통해 이와같은 설계방식이 활동에 대한 안전율을 증가시키고 동시에 시공에 관련된 콘크리트량, 굴착량 및 뒷채움 모래의 양을 감소시키는 부수효과도 있음을 상시하중(static loading)의 경우에 대해 입증하였다.

중력식 옹벽의 경우에 대부분의 활동저항력은 콘크리트 옹벽의 자체중량에 의해 발생되므로, 내진설계에 있어서 옹벽의 자체중량에 의한 관성력이 반드시 포함되어야 한다고 Richards⁷⁾ 등은 밝혔다. 또한 Richards 등은, 지진하중에 의한 수평진도(horizontal acceleration coefficient) k_h 와 연직진도 k_v 는 실제적으로 서로 관련되어 있으나 이에 대한 명확한 규명이 선행되지 않는 한 $k_v=0$ 으로 가정하는 것이 타당하다고 밝혔다. 이와같은 사실 및 옹벽의 수평진도와 뒷채움 모래의 수평진도를 같다고 가정하여, 지진하중시 일정량의 변위를 허용하

는 경제적인 중력식 옹벽 설계방식을 Richards 등은 아울러 제시하였다.

본 연구에서는 Elman 등이 상시하중의 경우에 대해 제안한 새로운 형태의 캔티레바식 옹벽 설계방식을 지진하중에 고려한 경우에까지 확대 적용하여 예상되는 효율성을 설계예를 통해 분석하였으며, 좀더 안전한 측(safe side)에서의 설계검토를 위해 캔티레바식 옹벽의 자체중량 및 뒷채움 일부분의 모래중량에 의한 수평관성력 등을 포함하는 분석법이 제시되었다. 또한, 캔티레바식 옹벽에 대한 현장실험을 통해 Coyle³⁾ 등이 보고한 토압상태—즉, 뒷채움 흙이 다져진 사질토인 경우에 지표면으로부터 옹벽 뒷면의 중앙점까지는 Rankine 또는 Coulomb의 주동토압과 크기가 거의 비슷하나, 중앙점에서 아래쪽으로 내려갈수록 Rankine 또는 Coulomb의 주동토압 보다는 크기가 커져 옹벽 최하단 부근에서 정지토압상태에 가까운 경우—에 관련된 설계검토를 목적으로 Mononobe-Okabe 동적토압 계산식을 변형하였다.

2. Mononobe-Okabe 동적토압계산식의 변형

Mononobe-Okabe 해석법⁷⁾에 의한 동적주동토압합력(dynamic active thrust) 및 동적수동토압합력의 계산식을 하나로 정리하면 다음과 같다.

$$\rho = \frac{1}{2} r H^2 K_e \quad (1)$$

$$\text{여기서, } K_e = \frac{1}{\left[\frac{\cos\theta \sin^2\beta \sin(\beta - \theta - \delta)}{\sin(\phi + \beta - \theta)} \sqrt{1 + \sin(\phi + \delta) \sqrt{\frac{\sin(\phi - \theta - i)}{\sin(\phi + \delta) \sin(\beta - \delta - \theta) \sin(\beta - i)}}} \right]^2}$$

위의 식(1)에 $\phi = -\phi$, $\delta = -\delta$ 및 $\theta = -\theta$ 를 대입하

면 동적수동토압합력 계산식이 되며, $\theta=0$ 일때 경우에는 정적 주동 및 수동토압합력 계산식이 된다. 또한 식(1)을 이용해 해를 얻을 수 있는 범위는 $\phi - \theta \pi \geq 0$ 인 경우로 한정된다. 여기서, H 는 옹벽의 높이, r 는 뒷채움 모래의 단위중량, ϕ 는 모래의 내부마찰각, δ 는 벽마찰각, β 는 옹벽뒷면이 옹벽 앞쪽의 수평지표면과 이루는 경사각, i 는 뒷채움의 경사각, $\theta = \tan^{-1}(k_h)$, k_h 는 수평진도(여기서, 진도는 정적 내진계산에 관련된 지진력을 나타내기 위해 자중에 곱하는 계수를 의미한다)를 각각 나타내며, 연직진도 k_v 값은 고려하지 않았다. 또한, 동적수동토압합력의 최대감소 또는 동적수동토압합력의 최대증가가 예상되는 옹벽뒷면의 경사각 β 는 식(1)로부터 다음의 각 경우에 해당됨을 알 수 있다.

$$\beta = 180^\circ - \phi + \theta \quad (\text{주동}) \quad (2)$$

$$\beta = 90^\circ + \phi - \theta \quad (\text{수동}) \quad (3)$$

위의 식(1)은 옹벽의 움직임이 충분하여 흙체를 구성하는 모든 모래입자가 주동토압상태에 이미 도달한 한계평형상태(limitation equilibrium state)를 토대로 제시된 식이다. 그러나 한계평형상태에 도달하기 위해 필요로 하는 변위량보다 옹벽의 움직임이 작은 경우에는, 위의 식(1)에 의한 계산치와는 크기가 다른 동적발생토압합력이 예상되어진다. 따라서 이와같은 경우에 해당되는 동적발생토압합력의 크기를 예측하기 위해 식(1)을 변형하였다. 즉, 식(1)에 포함된 ϕ 및 δ 를 옹벽의 여러가지 이동형태 및 각각의 이동단계에 있어서 발휘되는 모래의 강도 $\psi(z)$ 및 동원되어지는 벽마찰각 $\delta_w(z)$ 로 치환하여, 식(1)을 옹벽 상단으로 부터 깊이 z 에 관해 미분하면 아래와 같은 발생토압 $p(z)$ 의 계산식이 얻어진다.

$$p(z) = \frac{dP}{dz} = rzk_e + \frac{1}{2}rz^2 \frac{dK_e}{dz} \quad (4)$$

여기서, K_e 는 식(1) 참조

$$\frac{dK_e}{dz} = \frac{\sin(\psi + \beta - \theta)}{A^2 \cos\theta \sin^2\beta \sin(\beta - \theta - \delta_w)} \left\{ \left[\cot(\beta - \theta - \delta_w) \sin(\psi + \beta - \theta) \frac{d\delta_w}{dz} \right] + 2 \left[\frac{A \cos(\psi + \beta - \theta) \frac{d\psi}{dz} - \sin(\psi + \beta - \theta) \frac{dA}{dz}}{A} \right] \right\}$$

$$A = 1 + \sin(\psi + \delta_w)$$

$$\sqrt{\frac{\sin(\psi - \theta - i)}{\sin(\psi + \delta_w) \sin(\beta - \delta_w - \theta) \sin(\beta + i)}}$$

$$\frac{dA}{dz} = A_1 \cos(\psi + \delta_w) \left(\frac{d\psi}{dz} + \frac{d\delta_w}{dz} \right) + \sin(\psi + \delta_w) \frac{dA_1}{dz}$$

$$A_1 = \sqrt{\frac{\sin(\psi - \theta - i)}{\sin(\psi + \delta_w) \sin(\beta - \delta_w - \theta) \sin(\beta + i)}}$$

$$\frac{dA_1}{dz} = \frac{1}{2A_1} \frac{\{ \sin(\beta - \delta_w - \theta) \sin(\delta_w + \theta + i) \frac{d\psi}{dz} \}}{\sin(\beta + i)} \frac{\{ \sin(\psi - \theta - i) \sin(\psi + 2\delta_w - \beta + \theta) \frac{d\delta_w}{dz} \}}{\{ \sin(\psi + \delta_w) \sin(\beta - \delta_w - \theta) \}^2}$$

또한 등분포 재하중 q 에 의한 동적발생토압까지 포함할 경우에는, 위의 식(4)로부터의 계산치에 다음식을 이용해 결정되는 동적발생토압 $p_d(z)$ 를 합치면 된다.

$$p_d(z) = q(K_e + z \frac{dk_e}{dz}) \quad (5)$$

여기서, $\frac{dk_e}{dz}$ 는 식(4) 참조

다양한 이동형태 및 각각의 이동단계에 있어서, $\psi(z)$ 및 $\delta_w(z)$ 의 변화에 관한 구체적인 내용은 필자(1)의 동등이 기 발표한 연구논문에 상세히 기술되어 있다.

3. 캔티레바식 옹벽의 내진설계

3.1 기본분석법

그림 1(a), 그림 2(a), 및 그림 3(a)에 표시된 3가지 형태의 캔티레바식 옹벽에 대한 지진하중에 의한 $W_w + W_s$ 의 수평관성력을 고려하여 활동에 대한 안전을 FSs계산식을 각각 정리하면 다음과 같다.

그림 1(a) 및 그림 2(a)의 경우 :

$$FS_s = \frac{(W_w + W_s + \Sigma P_{av}) \tan \delta_b}{K_h (W_w + W_s) + \Sigma P_{ah}} \quad (6)$$

여기서, $\Sigma P_{ah} = P_{ah1} + P_{ah2} + P_{ah3}$

$$\Sigma P_{av} = P_{av1} + P_{av2} + P_{av3}$$

$P_{ah1}, P_{ah2}, P_{ah3}$ = 옹벽 각 부분 ($\bar{a}b$, $\bar{b}d$ 및 $\bar{d}e$)에 작용하는 발생 토압합력의 수평방향 성분

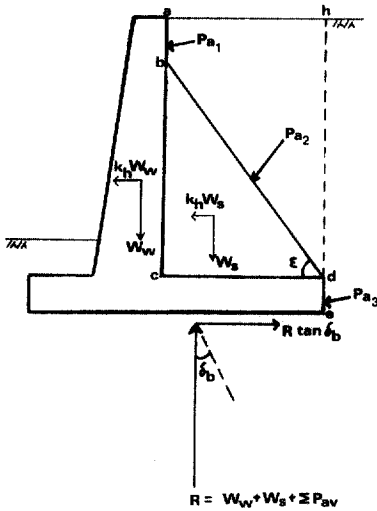
$P_{av1}, P_{av2}, P_{av3}$ = 옹벽 각 부분에 작용하는

발생토압합력의 연직방향 성분

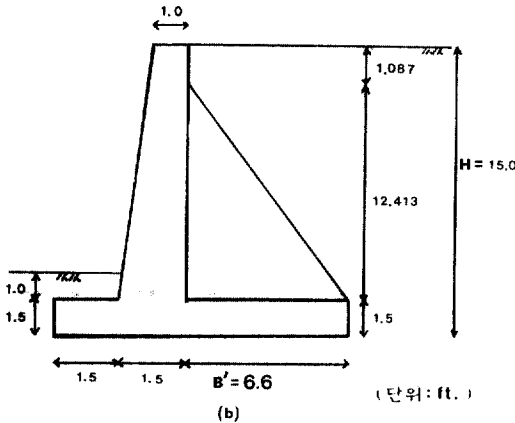
그림 3(a)의 경우 :

$$FS_s = \frac{(W_w + W_s + \Sigma P_{av}) \cos \alpha \tan \delta_b + \{K_h(W_w + W_s) + \Sigma P_{ah}\} \sin \alpha \tan \delta_b}{\{K_h(W_w + W_s) + \Sigma P_{ah}\} \cos \alpha} \sin \alpha \quad (7)$$

위의 식(6) 및 (7)에서, W_w 는 콘크리트 옹벽의 자체중량, W_s 는 Δbcd (그림 1(a), 그림 2(a) 및 그림 3(a))로 표시된 부분의 모래의 중량, α 는



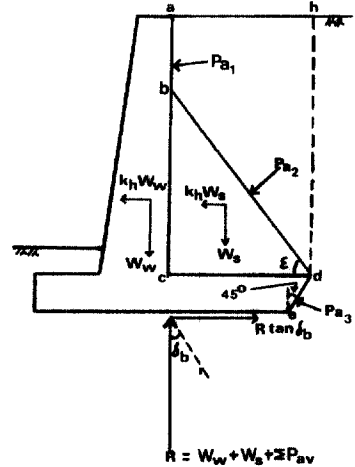
(a)



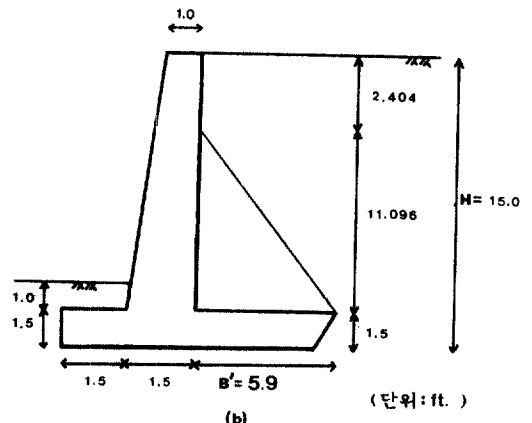
(b)

그림 1. 캔티레바식 옹벽 1

기초 슬래브 밑면의 경사각(그림 3(a)), δ_b 는 기초 슬래브와 모래지반사이의 마찰각, k_h 는 수평진도를 각각 나타낸다. 또한 옹벽 각부분에 작용하는 발생 토압합력 Pa_1 , Pa_2 및 Pa_3 는 식(4) 및 (5)를 이용해 각각 계산되어지며, 이와 같은 토압계산방식은 그림에서 Δbcd 로 표시된 부분(각도 ϵ 는 대략적으로 $45^\circ + \phi/2$, ϕ 는 뒷채움 모래의 내부마찰각)은 캔티레바식 옹벽이 바깥쪽으로 회전 또는 수평이동할 경우에도 거의 교란됨이 없이 옹벽의 일부분 처럼 거동한다고 밝힌 Terzaghi해석법⁽¹⁰⁾을 토대로 하였다. 또한, 이와 같은 토압계산방식을 토대로 계산된 활동에 대한 안전율은 기존의 설계에서 주로 이용하는 토압계산방식(그림 1(a), 그림 2(a) 및 그림 3(a)에서 \overline{hde} 부분을 가상배면으로 하는 토압계산방식)



(a)



(b)

그림 2. 캔티레바식 옹벽 2

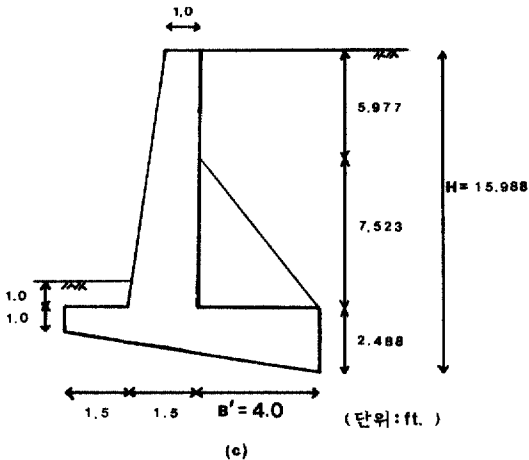
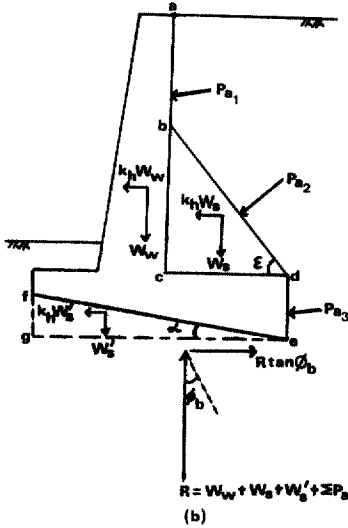
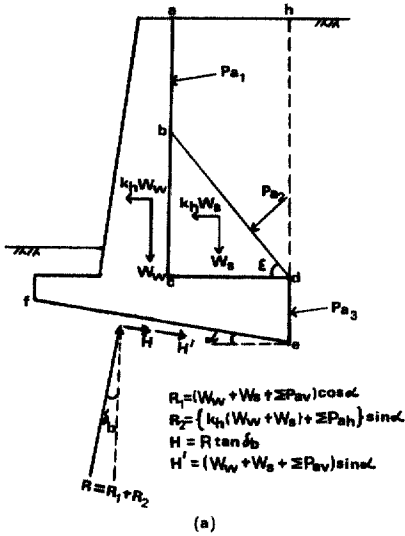


그림 3. 캔티레버식 옹벽 3

에 의한 안전율에 비해 작게 평가되므로, 좀더 안전한 측에서의 설계검토가 가능하다. 내진설계에 있어서 $W_w + W_s$ 에 의한 수평관성력을 고려하지 않을 경우에는 위의 식(6) 및 (7)에 포함된 K_h ($W_w + W_s$)값이 0이 되고, 상시하중(static loading)의 경우에는 위의 식(4), (5), (6) 및 (7)에서 K_h 값이 0이 된다. 또한 옹벽 선단(toe)부분에 발생하는 수동토압은 세굴 또는 장래의 굴착 가능성 등을 고려하여 안전을 계산에 포함시키지 않았으며, Pa_2 의 계산에서 동원되어지는 벽마찰각 $\delta_w(z)$ 의 크기는 발휘되는 모래의 강도 $\psi(z)$ 와 동일하다.

그림 3(a)에 표시된 옹벽의 경우에 기초슬래브의 경사진 밑면 fe 를 따라서 발휘되는 활동에 대한 저항력은, 그림 3(b)에 표시된 수평면 go 를 따라서 저항력 보다 클 수가 없으므로, 위의 식(7)로부터 계산되어지는 활동에 대한 안전율 FSs는 반드시 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$FSs \leq \frac{(W_w + W_s + W'_s + \Sigma Pav) \tan \phi_b}{K_h (W_w + W_s + W'_s) + \Sigma P_{ah}} \quad (8)$$

위의 식(8)에서, W'_s 은 Δefg (그림3(b))로 표시된 부분의 모래의 중량, ϕ_b 는 기초지반모래의 내부마찰각을 각각 나타낸다.

또한 좀더 안전한 내진설계를 목적으로, 지진하중의 경우에는 ϕ_b 값을 $\phi_b - 2^\circ$ 로 수정하여 활동에 대한 안전율 및 지지에 대한 안전율이 검토되어진다. 이와같은 수정방식은, 조밀한 모래지반 위에 설치된 얇은 기초에 동적하중이 작용하는 경우에 대한 Vesic⁽¹¹⁾의 연구결과를 토대로 하였다. 또한 옹벽 각 부분(\bar{ab} , \bar{bd} 및 \bar{de} , 그림1(a)—그림3(a))에 관련된 동적발생토압합력의 작용위치 \bar{H}_i 는 Seed⁽⁸⁾등이 제시한 다음식으로부터 계산되어진다.

$$\bar{H}_i = \frac{\{(Pas_i) (\frac{1}{3} H_i) + (Padi - Pas_i) (0.6 H_i)\}}{Padi} \quad (9)$$

위의 식(9)에서, 참가 $i(i=1, 2, 3)$ 는 옹벽 각 부분을 구분하여 표시하며, $Pasi$, $Padi$ 및 H_i 는 옹벽 각 부분의 정적 발생토압합력, 동적발생토압합력 및 높이를 각각 나타낸다.

3.2 설계예

위의 식(4), 식(5) 및 3.1 기본분석법을 토대로, 내진설계시의 활동에 대한 안전율을 3가지 형태의 캔티레버식 옹벽 각각에 대해 검토하였으며, 지진

하중의 경우에는 $W_w + W_s$ (그림1(a)-그림3(a))에 의한 수평관성력을 고려한 경우와 무시한 경우 각각에 대해 안전을 검토가 이루어졌다. 아울러 본 설계예에 있어서는 캔티레바식 옹벽의 움직임이 충분하여 옹벽 전 깊이에 걸쳐 주동토압상태인 경우(한계평형상태)와 Coyle등이 밝힌 토압상태(위의 1.서론 참조)각각에 대해 분석이 이루어졌다.

분석에 이용된 캔티레바식 옹벽의 치수, 콘크리트의 단위중량, 설계수평진도의 최대값, 뒷채움 및 기초지반모래의 내부마찰각 등의 선택은 참고문헌 2-4, 13 및 14에 기술된 내용을 참고로 하였으며, 각각의 내부마찰 각에 관련된 단위중량 및 벽마찰각은 Sherif⁽⁹⁾등이 'Ottawa silica 모래'에 대한 직접전단 및 삼축 압축실험 등을 통해 제시한 내부마찰각-단위중량-벽마찰각 사이의 관계를 이용해 결정하였다(표 1).

3.2.1 한계평형상태

그림1(b)에 치수가 표시된 일반적 형태의 캔티레바식 옹벽에 대해 살펴보면, 상시하중의 경우에(그림4 및 5에서, 수평진도 $K_h=0$ 인 경우) 활동에 대한 안전을 FSs는 1.922로서 최근에 개정된 콘크리트 표준시방서⁽¹⁵⁾에 의한 설계규정 2.0에 못미침을 알 수가 있다. 이와같은 경우에 활동저항의 증대를 목적으로 기초슬래브의 폭을 크게하거나 또는 돌기(key)를 설치하는 기존의 설계방식과는 달리, 옹벽 후단부분을 경사지게 하여 발생토압을 감소시키거나 또는 기초슬래브의 밑면을 경사지게하여 활동저항력을 증가시키는 두가지 설계방식에 대해 안전을 검토가

표 1. 설계예에 적용한 강도정수

뒷채움 모래	$\phi=34^\circ, \gamma=98\text{pcf}, \delta=20^\circ$
기초지반모래	$\phi_b=40^\circ, \gamma_b=104.45\text{pcf}, \delta_b=23.1^\circ$ ($\phi_b=\phi-2^\circ=38^\circ, \gamma_b=103\text{pcf}, \delta_b=22.4^\circ$)
콘크리트의 단위중량	$\gamma_c=150\text{pcf}$
설계수평진도의 최대값	$k_h=0.2$
ϕ : 내부마찰각	
γ, γ_b : 모래의 단위중량	
δ, δ_b : 옹벽과 모래 사이의 마찰각	

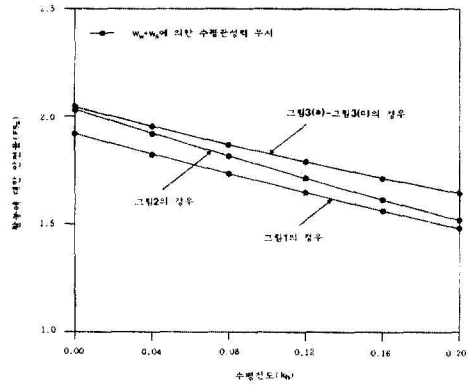


그림 4. K_h -FS_s 관계(한계평형상태)

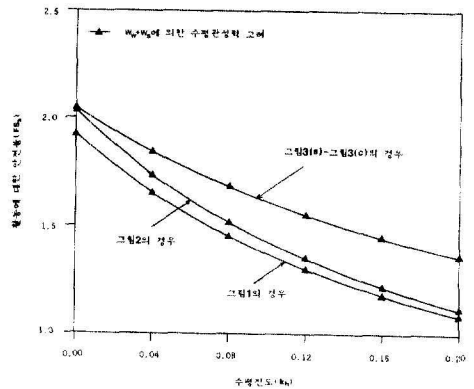


그림 5. K_h -FS_s 관계(한계평형상태)

이루어졌다. 여기서 Elman^(4, 5)등이 밝힌 내용을 토대로, 옹벽 후단부분의 경사각(그림2)은 시공상의 어려움을 고려하여 45° 로 제안하였고 기초슬래브 밑면의 경사각 α (그림3)는 12° 로 하였다.

그림2(b)에 치수가 표시된 캔티레바식 옹벽형태에 대해 살펴보면 상시하중의 경우에 활동에 대한 안전을 FSs는 2.033이고(그림4 및 5), K_h 값이 0.2인 지진하중시에 $W_w + W_s$ 에 의한 수평관성력을 무시할 경우에는 FSs는 1.518로 참고문헌 13에 기술되어 있는 규정 1.2보다 큼을 알 수가 있다(그림 4). 따라서 그림 1(b)의 옹벽과 비교할 때, 옹벽축조에 필요한 콘크리트량, 굴착량 및 뒷채움 모래의 양은 훨씬 감소되면서도(표2) 활동에 대한 안전을 FSs는

상시하중 및 지진하중 모두에 대해 관련규정을 초과함을 알 수가 있다. 이와같은 효과는 옹벽 후단 부분을 45° 만큼 경사지게 하였을때, 그림1(a)의 옹벽에 비해 후단부분에 작용하는 수평주동토압합력 P_{ah} 가 감소하는데 기인하는 것이며(식(2)참조), K_h 값의 변화에 따른 구체적인 감소율은 그림6에 표시되어 있다. 그림6을 통해 볼때, P_{ah} 의 감소율은 K_h 값이 커짐에 따라 점차적으로 작아져서 $K_h = 0.2$ 일 때 73.6%임을 알 수가 있다. 이와같은 현상 및 캔티레바식 옹벽의 후단부분을 경사지게 하였을 때 후단의 연직주동토압합력은 활동저항력을 감소시키는 방향으로 작용하게 되므로, 그림4의 경우와는 달리 $W_w + W_s$ 에 의한 수평관성력을 고려할 때에는 K_h 값이 0.16보다 커짐에 따라 FS_s 는 관련규정 1.2보다 작아져서 $K_h = 0.2$ 일 때 FS_s 는 1.111임을 알 수가 있다(그림5).

그림3(c)에 치수가 표시된 캔티레바식 옹벽형태에 대해 살펴보면 상시하중의 경우에 활동에 대한 안전을 FS_s 는 2.046이고(그림 4 및 5), $K_h = 0.2$ 인 지진하중의 경우에는 FS_s 가 각각 1.644(그림 4) 및 1.358(그림 5)로서 $W_w + W_s$ 에 의한 수평관성력을 고려할 때에도 관련규정 1.2를 초과함을 알 수가 있다. 즉 기초슬래브의 밑면을 12° 만큼 경사지게 하였을때, 콘크리트량, 굴착량 및 뒷채움 모래의 양은 그림1(b) 및 그림2(b)에 표시된 옹벽에 비해 가장 적으면서도(표 2), 활동에 대한 안전을 FS_s 는 더욱 커지는 효과가 있음을 알 수가 있다. 아울러 이와같은 효과에 대한 검토를 완전히 하기 위해, 그림3(b)에 표시된 분석방법에 따라 수평면 \bar{g}_e 에 관련된

표 2 W_w 및 B의 비교

W_w (lb/ft)	B(ft)	캔티레바식 옹벽형태
4691.25	6.6	그림 1(b)
4365.00	5.9	그림 2(b)
4362.45	4.0	그림 3(c)

W_w : 콘크리트 옹벽의 자체중량/ft

활동에 대한 안전율을 각각 계산하였으며, 그림7의 비교를 통해 식(8)의 조건을 모두 만족함을 확인하였다. 또한 위의 3.1 기본분석법에서 기술한 대로 $\bar{h}de$ (그림3(a))를 가상배면으로하는 경우의 활동에

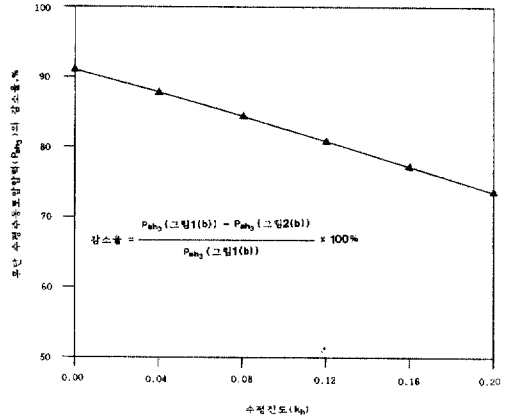


그림 6. K_h 값의 증가에 따른 P_{ah} 의 감소율 변화

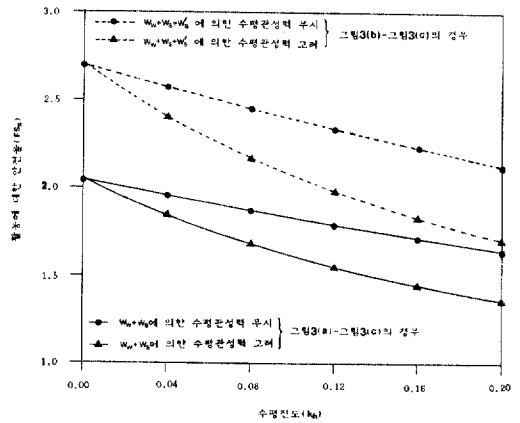


그림 7. 식(8)에 대한 검토결과

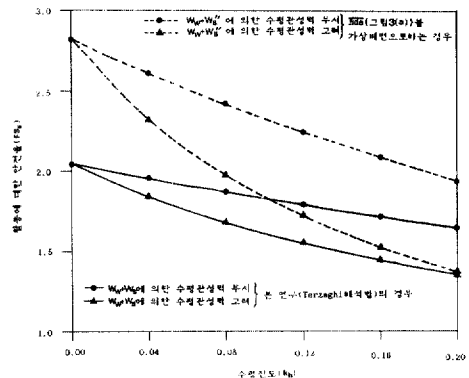


그림 8. 기존 설계방식과의 비교결과

대한 안전율과 Terzaghi 해석법을 토대로한 본 연구에서의 결과치 사이에 비교가 이루어졌으며, 그림8의 결과를 통해 본 연구에서의 설계검토가 더욱 안전한 측에서 이루어 졌음을 알 수가 있다.

그림8에서 W_s 은 그림3(a)에 표시된 □ acdh부분의 모래중량을 나타낸다. 이외에도 모래지반과 콘크리트 기초슬래브 사이의 마찰각 δ_b 값을 기존의 설계에서는 주로 $\delta_b=2/3\phi_0$ (ϕ_0 는 기초지반모래의 내부마찰각)로 하여 활동에 대한 안전율을 계산하므로⁽¹³⁾, 이를 감안할 때 본 연구에서의 검토가 역시 안전한 측임을 확인할 수 있다. 최종적으로 그림3(c)의 옹벽에 관해 전도 및 지지에 대한 안전검토가 이루어 졌으며, 여기서 활동에 대한 안전율 FS가 가장 낮은 경우-즉 $K_h=0.2$ 이고 W_w+W_s 에 의한 수평관성력을 고려하는 지진하중의 경우-에 대해, 검토결과를 정리하면 아래와 같다.

$$e(ft.) = (7/2) - (30529.435/12540.448) = 1.066 < (7/6)$$

$$q_{toe}(lb/ft^2) = (12540.448/7) \times \{1 + (6 \times 1.066/7)\} + 3428.405 < q_{ult}$$

$$q_{ult}(lb/ft^2) = 7138.259/2.0$$

여기서 e 는 편심거리를 q_{toe} 는 선단에 작용하는 최대연직응력을 q_{ult} 는 허용지중응력을 각각 나타낸다. 또한, 지진하중의 경우에 지지에 대한 안전율 규정은 참고문헌 13에 기술된 대로 2.0으로 하였다.

3.2.2 Coyle등이 밝힌 토압상태

1. 서론에서 기술한 Coyle등이 밝힌 토압상태를 적절히 표현하기 위해, 발휘되는 모래의 강도 ψ 값 및 동원되어지는 벽마찰각 δ_w 값의 깊이 z 에 따른 변화를 그림 9에 표시된 대로 가정하였다. 즉 옹벽 뒷면의 중앙점까지는 $\psi(z)$

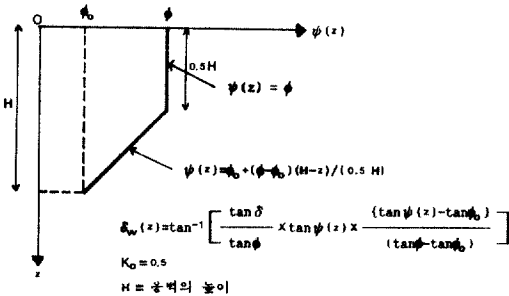


그림 9. $\psi(z)$ 및 $\delta_w(z)$ 의 변화(Coyle등이 밝힌 토압상태)

$=\phi$ (주동토압상태)로, 또한 중앙점 아래쪽으로는 $\psi(z=H/2)=\phi_0$ 로부터 $\psi(z=H)=\phi_0$ 까지의 선형변화(linear variation)를 가정하였다. 또한 δ_w 값은 ψ 값의 크기에 따라 $\delta_w=0^\circ$ (정지토압상태)에서 $\delta_w=\delta$ (주동토압상태)까지 변화하는 것으로 가정하였다. 여기서 ϕ_0 는 정지토압상태에서 발휘되는 모래의 강도를 나타내며, 다음식으로부터 결정 되어 진다⁽¹⁾.

$$\phi_0 = \frac{1-K_0}{1+K_0} \quad (10)$$

위의 식(10)에서, K_0 는 정지토압계수를 나타낸다. 그림9에 표시된 값 및 식(4), 식(5)를 이용해 옹벽 각 부분의 정적 및 동적발생토압합력을 계산하였으며, 이를 토대로 그림1(b), 그림2(b) 및 그림3(c)에 치수가 표시된 3가지 형태의 캔티레바식 옹벽 각각에 대해 활동에 대한 안전율 FS를 결정하였다. W_w+W_s 에 의한 수평관성력을 무시한 경우는 그림10에, 고려한 경우는 그림11에 각각 표시되어 있으며, 앞의 3.2.1 한계평형상태의 경우와 마찬가지로 기초 슬래브의 밑면을 12° 만큼 경사지게하는 캔티레바식 옹벽형태(그림3(c))가 가장 효율적임을 알수가 있다. 또한 옹벽 후단부분을 45° 만큼 경사지게하는 형태(그림2(b))는, 수평진도 K_h 값이 0.08을 초과하는 경우에 효율성이 상실됨을 알 수 있으며, 이와같은 결과는 그림6

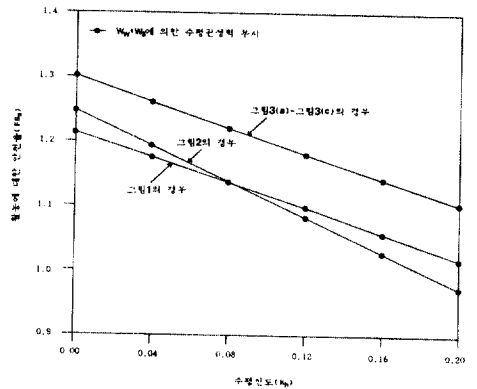


그림 10. K_h -FS, 관계(Coyle등이 밝힌 토압상태)

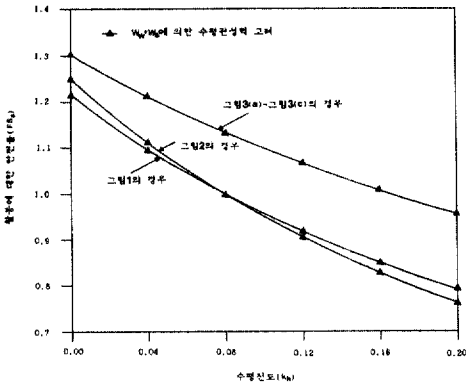


그림 11. K_b -FS관계(Coyle등이 밝힌 토압상태)

을 통한 분석에서 이미 밝혔듯이 후단부분에 작용하는 수평발생토압합력의 감소율이 K_b 값의 증가에 따라 점차적으로 줄어드는 현상 및 연직발생토압합력의 작용방향과 관련되어 있다.

Coyle등이 밝힌 토압상태에서는 옹벽뒤면의 중앙점 아래쪽으로 한계평형상태에 비해 발생토압이 커지게 되므로, 활동에 관련된 설계규정을 만족시키기 위해서는 그림1(b), 그림2(b) 및 그림3(c)에 표시된 옹벽의 치수를 변경해야하나, 그림10 및 11의 분석에서는 단지 캔티레바식 옹벽형태의 효율성 검토만을 목적으로 그림1(b), 그림2(b) 및 그림3(c)에 표시된 치수를 그대로 이용하였다.

3.3 설계도표 및 분석

위의 3.2 설계예를 통해, 그림3에 표시된 캔티레바식 옹벽이 내진설계에 있어서 가장 효율적인 형태임이 입증되었으므로, 이와같은 형태의 옹벽설계에 관련된 $Ww+Ws$ 의 크기를 결정키 위해 위의 식(7)을 변형하면 다음과 같다.

$$Ww + Ws = \frac{(\sum P_{ah})B_1 + (\sum P_{av})B_2}{-K_b B_1 - B_2} \quad (11)$$

여기서, $B_1 = \sin\alpha \tan\delta_b - FS_s \cos\alpha$

$$B_2 = \cos\alpha \tan\delta_b + \sin\alpha$$

위의 식(11)은 활동에 대한 안전율 FS_s 를 토대로 하였으며, $Ww + Ws$ 의 수평관성력을 무시하는 경우에는 위의 식(11)에서 $K_b B_1$ 값이 0이 된다. 한계평형상태일 경우에, 기존의 설계에서

주로 이용하는 토압계산방식(그림3(a)에서 \overline{hde} 부분을 가상배면으로하는 토압계산방식)을 적용하면 위의식(11)은 다음과 같이 바뀌게 된다.

$$\dot{W}w + Ws'' = \frac{1}{2} r H^2 A \quad (12)$$

여기서, $A = \frac{K_e(B_1 \cos\phi + B_2 \sin\phi)}{-K_b B_1 - B_2}$

$K_e =$ 식(1) 참조

$Ws'' =$ □ acdh부분의 모래중량(그림3(a))

H = 옹벽의 전체 높이(그림3(c)참조)

그림3에 표시된 형태의 캔티레바식 옹벽에 대해, 뒷채움 모래의 내부마찰각 ϕ 값, 기초지반모래의 내부마찰각 ϕ_b 값 및 지진하중시 활동에 대한 안전율 규정 FS_{sd} 값 등을 아래와 같이 달리하여, $Ww + Ws''$ 의 수평관성력을 고려한 경우에 해당되는 A값을 식(12)로부터 각각 계산하였으며, 계산결과는 그림12-그림14에 표시되어 있다.

$$\phi = 30^\circ, 32^\circ, 34^\circ$$

$$\phi_b = 38^\circ, 40^\circ$$

$$FS_{sd} = 1.2, 1.5$$

또한 그림12-그림14에 제시된 A값은 상시하중의 경우(그림에서 $K_b=0$ 인 경우)에 활동에 대한 안전율 규정은 2.0으로 하였으며, 지진하중의 경우에는 Vesic이 제안한 대로 ϕ_b 값을 $\phi_b - 2^\circ$ 로 하여 계산하였다. 아울러 기초슬래브 밑

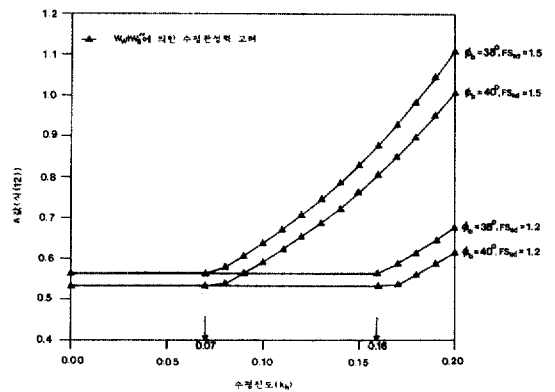


그림 12. 설계도표 1($\phi=30^\circ$)

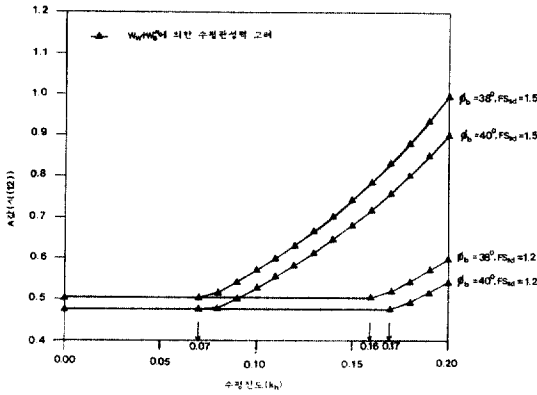


그림 13. 설계도표 2($\phi_b=32^\circ$)

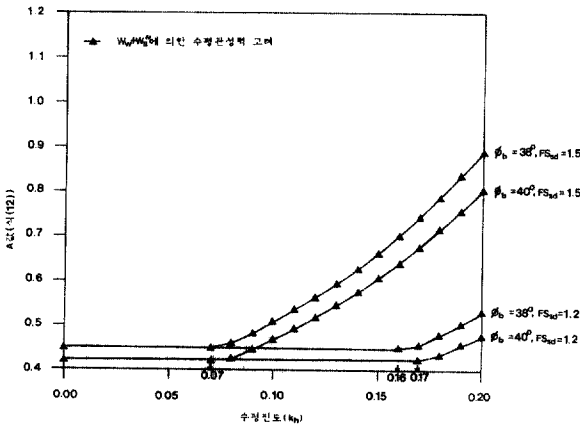


그림 14. 설계도표 3($\phi_b=34^\circ$)

면의 경사각 α (그림3)는 12° 로 하였으며, 모래지반과 콘크리트 기초슬래브 사이의 마찰각 δ_b 값은 ϕ_b 또는 $\phi_b - 2^\circ$ 의 2/3배로 하였다.

설계도표로 제시된 그림12-그림14를 통해 얻어진 분석결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 다양한 크기의 수평진도 K_h 값 모두에 대해, 뒷채움 모래의 내부 마찰각 ϕ_b 값의 크기가 증가함에 따라 $W_w + W_s$ 값은 감소하는 현상을 나타내고 있다. 또한 서로다른 크기의 ϕ_b 값 모두에 대해, 기초지반모래의 내부마찰각 ϕ_b 값이 증가할수록 $W_w + W_s$ 값은 감소함을 알수가 있다. 이와같은 현상은, 뒷채움 모래의 강도가 클수록 발생하는 정적 및 동적주동토압의 크기는 감소한다고 밝힌 Sherif⁽⁹⁾,

Ichihara⁽⁶⁾등의 실험결과 및 기본강도이론을 통해 이해될 수 있으며, 또한 ϕ_b 값의 감소가 활동저항력의 감소를 초래한다는 사실을 통해 설명되어진다.

- (2) ϕ_b 값이 32° 또는 34° 일 경우에, 상시하중시의 활동에 대한 안전을 규정 2.0을 만족시키는 $W_w + W_s$ 이 지탱할 수 있는 지진하중시의 최대수평진도 $K_{h(max)}$ 값은 $FS_{sd}=1.2$ 일때 0.16 ($\phi_b=38^\circ$ 인 경우) 또는 0.17 ($\phi_b=40^\circ$ 인 경우)이나, ϕ_b 값이 30° 일 경우에는 ϕ_b 값에 상관없이 0.16임을 알수가 있다. 그러나 $FS_{sd}=1.5$ 일 경우에는, $K_{h(max)}$ 값은 훨씬 감소되어 ϕ_b 값 및 ϕ_b 값에 상관없이 0.07임을 보여주고 있다. 아울러 $K_{h(max)}$ 값은 $W_w + W_s$ 에 의한 수평관성력을 무시할 경우에는 더욱 커질 것으로 예상되어진다.

- (3) 서로 다른 크기의 ϕ_b 값 모두에 대해, ϕ_b 값이 2° 만큼 증가함에 따른 $W_w + W_s$ 값의 감소율은 K_h 값($K_{h(max)}$)이 커짐에 따라 점차적으로 증가함을 알수가 있다. 또한 다양한 크기의 K_h 값 모두에 대해, ϕ_b 값의 2° 증가에 따른 $W_w + W_s$ 값의 감소율은 뒷채움 모래의 내부마찰각 ϕ_b 의 크기에 비례하여 점차적으로 증가함을 알수가 있다. 구체적으로 명시하면, 감소율의 최소값은 5.5%($K_h \leq 0.07$, $\phi_b=30^\circ$ 인 경우)이고 최대값은 9.9%($K_h=0.2$, $\phi_b=34^\circ$, $FS_{sd}=1.5$ 인 경우)이다.

- (4) 한계평형상태에 대해 좀 더 안전한 측에서의 내진설계를 목적으로 할 경우에는, 식(4) 및 (5)를 이용해 계산되는 수평 및 연직 주동토압합력과 옹벽의 전체높이 H 를 토대로 식(11)로부터 $W_w + W_s$ 값(Terzaghi해석법을 토대로 한 토압계산방식, 그림3(a))을 결정할 수 있다. 또한 한계평형상태가 아닌 다양한 토압상태에 관련된 내진설계의 경우에, $W_w + W_s$ 값 또는 $W_w + W_s$ 값($\overline{hd_e}$)를 가상배면으로 하는 토압계산방식, 그림3(a))은 적절한 $\psi(z)$ 및 $\delta_w(z)$ 를 바탕으로 식(4) 및 (5)를 이용해 계산되는 수평 및 연직 발생토압합력과 옹벽의 전체높이 H 를 토

대로 식(11)로 부터 각각 결정 가능하다.

이외에도 기초슬래브 밑면의 경사각 α (그림3)의 크기가 A값(식(12))에 미치는 영향을 살펴 보았으며, $Ww+Ws'$ 에 의한 수평관성력을 고려한 경우에 해당되는 결과는 그림15에 표시되어 있다. 분석에 이용된 α 값은 Elman등이 밝힌 한계치 이내의 값인 $10^\circ, 12^\circ, 14^\circ$ 이며, $\phi_{값}, \phi_{값}$ 및 $FS_{수}$ 값 등은 그림에 표시되어 있다. 그림15를 통해 볼때 α 값이 커짐에 따라 $Ww+Ws'$ 값은 감소됨을 알수 있으며, 이와같은 결과는 α 값이 커짐에 따라 활동저항력이 증가하는데 원인이 있다(식(7)). 구체적으로 α 값이 2° 만큼 증가함에 따른 $Ww+Ws'$ 의 감소율은 K_h 값이

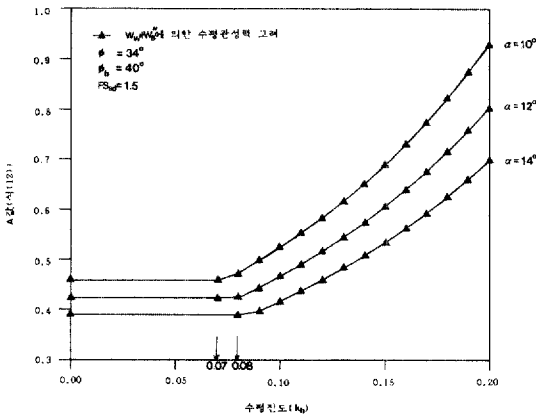


그림 15. 경사각 α 의 증가에 따른 A값(식(12))의 변화

0.07 또는 0.08일 때까지는 7.8%로 일정하다가 그 이후로는 K_h 값이 커짐에 따라 점차적으로 증가하여 $K_h=0.2$ 일 때 13.4%정도에 도달함을 알 수가 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 서로다른 3가지 형태의 캔티레바식 옹벽 각각에 대해, 내진설계시의 효율성을 활동에 대한 안전율을 중심으로 분석하였으며, 또한 좀더 안전한 측면에서의 설계검토를 목적으로 옹벽의 자체중량 및 뒷채움 일부분의 모래중량에 의한 수평관성력 등을 고려하였다. 아울러 기존의 설계에서 주로 채택하는 한계평형상태 뿐만 아니라 Coyle등이 밝힌 토압상태에 대해서도 효율성 검토가 이루어 졌으며, 이를 위해 Mononobe-Okabe동적 토압계산식을 변형하였다. 이외에도 기초슬래브의 밑면이 경사진 캔티레바식 옹벽에 관련된 설계도표

등을 토대로 분석이 이루어 졌으며, 본 연구에서 얻어진 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 기초슬래브의 밑면을 경사지게 하는 캔티레바식 옹벽형태(그림3)가 내진설계에 있어서 가장 효율적임을 알 수 있었다. 즉 그림1 및 그림2에 표시된 옹벽에 비해, 활동에 대한 안전율은 가장 크면서도 옹벽축조에 관련된 콘크리트량, 굴착량 및 뒷채움 모래의 양은 가장 절감되는 효과가 있음을 알수가 있었다.
- (2) 캔티레바식 옹벽의 후단부분을 45° 만큼 경사지게하는 설계방식(그림2)은, 상시하중 및 수평진도 K_h 값이 비교적 작은 지진하중의 경우에는 그림 1의 옹벽에 비해 효율적이나, K_h 값이 클 경우에 특히 옹벽의 자체중량 등에 의한 수평관성력을 고려하거나 또는 한계평형상태가 아닌 토압상태에서는 효율성이 없음을 알 수 있었다. 이와같은 결과는, 옹벽 후단부분을 45° 만큼 경사지게 하였을때 후단부분의 연직발생토압합력은 활동저항력을 감소시키는 방향으로 작용하게 되고 또한 수평발생토압합력의 감소율은 수평진도 K_h 값의 증가에 따라 점차적으로 줄어드는데 원인이 있다.

참 고 문 헌

1. Bang, S. and Kim, H. T., "At-Rest to Active Earth Pressure Transition," Transportation Research Record 1105, 1986, pp.41~47.
2. Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Co., 1985, pp.436~437.
3. Coyle, H. M., et al., "Field Measurements of Lateral Earth Pressures on a Cantilever Retaining Wall," "Research Report No. 169-2, Texas Transportation Institute, College Station, 1972, pp.58(see Bowles, 1985).
4. Elman, M. T. and Terry, D. F., "Retaining Walls With Sloped Heel," *Journal of Geotech. Eng.* ASCE, Vol. 114, No. 10, 1988, pp.1194~1198.
5. Elman, M. T. and Terry, G. F., "Retaining Walls With Sloped Heel," *Journal of Geotech. Eng.*, ASCE, Vol. 114 No. 10, 1988, pp1194~

1198.

6. Ichihara, M. and Matsuzawa, H., "Earth Pressure during Earthquake," *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mech. and Foundati on Eng., Vol. 13, No. 4, 1973, pp.75~86.
7. Richards, R. and Elms, D. G., "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *Journal of Geotech. Eng.*, ASCE, Vol. 105, No. 4, 1979, pp.449~464.
8. Seed, H. B. and Whitman, R. V., "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads," *Proc., Specialty Conf. on Sateral Stresses in the Ground and Design of Earth Restaining Structrues*, ASCE, 1979, pp.103~147.
9. Sherif, M. A., Ishibashi, I. and Lee, C. D., "Dynamic Earth Pressures Against Retaining Structures," Soil Eng. Research Report No. 21, Univ. of Washington, Seattle, 1981, pp.107~108.
10. Terzaghi, K., *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons Inc., New York, 1956, pp.93~95.
11. Vesic, A. S., Analysis of Uitimate Loads of Shallow Foundations, "*Journal of the Soil Mech. and Foundation Eng.*, ASCE, Vol. 99, No. 1, 1973, pp. 45~73.
12. 김홍택, "옹벽의 변위에 따른 정지토압에서 수동토 압까지의 변화," *대한토질공학회지*, 제3권 2호, 1987, pp.55~66.
13. 윤우정, *옹벽의 설계*(제3판), 범문출판사, 1990, pp. 16, 22, 24, 51~75.
14. IPS편집부, *실용 옹벽의 설계와 계산례*, 회성출판사, 1987, pp.7, 29, 128~129.
15. 콘크리트 표준시방서(개정판), 건설부, 1988, pp. 272.

(接受 : 1990. 5. 7)