◇ 講　　座 ◇

흙막이 구조물(Ⅱ)

김　명　모*1

김　홍　택*2

본 강좌에서는, 흙막이 구조물의 설계에서 중요한 부분을 차지하는 토압의 크기 및 분포 등에 관련된 내용을 다루고자 하며, 편의상 강성벽체(rigid wall, 옹벽 및 석축) 및 연성벽체(flexible wall, 굴착 토류벽)로 각각 구분하여 기술하였다.

1. 강성벽체

일반적으로 강성벽체에 작용하는 토압의 크기 및 분포는 벽체의 변위형태 및 변위량, 뒤채움 흙의 다짐 정도 등을 감안하여 결정함이 원칙이다. 그러나 대부분의 경우는 벽체의 움직임이 충분할 것으로 가정하여, 한계평형상태(limiting equilibrium state)에 관련된 주동토압 또는 수동토압을 이용해 설계가 이루어지고 있는 실정이며, 이를 위해 잘 알려진 Rankine 또는 Coulomb 토압이론이 일반적으로 적용되고 있다. 본 절에서는 우선, 벽체의 변위형태, 변위량, 동원되어지는 벽마찰각의 크기 및 토압 분포 등에 관련된 실험결과를 요약하여 기술하고 또한 이와같은 여러가지 변수를 고려하여 토압예측이 가능한 몇가지 이론의 기본적 개념을 설명한 다음, 실제 설계에 도움이 될 지침 및 옹벽의 형태를 달리하였을 경우에 예상되는 토압감소 효과 등에 관해 기술하였다. 이외에도 최근에 중요성이 서서히 부각되는 내진설계에 관련된 내용 및 보강석축의 안정해석법 등을 포함하였다.

1.1. 벽체의 변위량, 벽마찰각의 변화 및 토압분포

1.1.1. 벽체의 변위량 및 벽마찰각의 변화

Sherif는 모형실험을 통해 벽체가 최하단을 중심으로 바깥쪽으로 회전이동할 경우에 주동상태(active state)에 도달하기 위한 수평변위량(horizontal wall displacement)은 지표면으로부터의 깊이에 상관없이 거의 일정하며 또한 뒤채움 모래의 밀도 및 내부마찰각의 크기와도 거의 무관함을 밝혔다. 이와는 달리 벽체가 바깥쪽으로 수평이동할 경우에 요구되는 벽체의 수평변위량 S는 모래의 밀도 γ에 반비례 한다고 Sherif 는 밝혔으며, S를 모래의 내부마찰각 ϕ 및 벽체높이 H의 함수로서 표시한 다음과 같은 실험식을 제시하였다.

$$S=H\cdot(7.0-0.13\cdot\phi)\cdot10^{-4}$$

그후 계속된 연구를 통해 Fang은 주동상태에 도달하기 위한 벽체의 수평변위량은 벽체의 이동형태(최하단 및 최상단을 중심으로 한 회전이동 또는 수평이동)에 상관없이 거의 일정하다고 보고하였다.

위에서 기술한 주동의 경우와는 달리, Narain은 벽체가 뒤채움 쪽으로 수평이동할 경우에 수동상태(passive state)에 도달하기 위한 벽체의 변위량은 벽체가 최상단을 중심으로 회전할 경우보다는 크고, 벽체가 최하단을 중심으로 회전할

*1 정회원, 서울대학교 공과대학 토목공학과 부교수
*2 정회원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 조교수

경우보다는 작다고 밝혔다. 또한 Narain은 뒤채움 모래의 밀도가 조밀할수록 수동상태에 도달하기 위한 벽체의 변위량은 감소한다고 밝혔으며, 이와같은 실험결과는 Sherif가 주동의 경우에 대해 밝힌 연구내용 및 Roscoe의 실험결과와도 일치한다. 이외에도, 한계평형상태에 도달하기 위한 변위량에 관련된 참고자료를 소개하면 그림 1, 2 및 표 1과 같다.

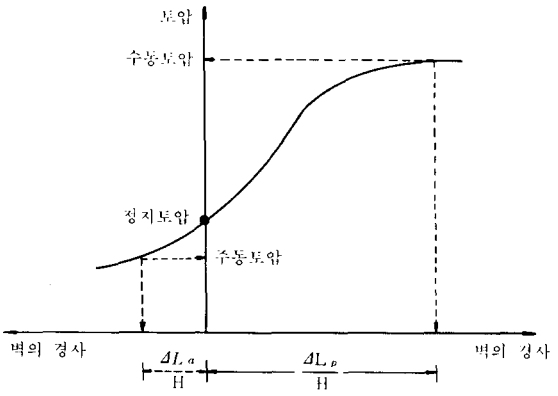


그림 1. 옹벽에 경사가 발생한 경우 횡토압 크기의 변화

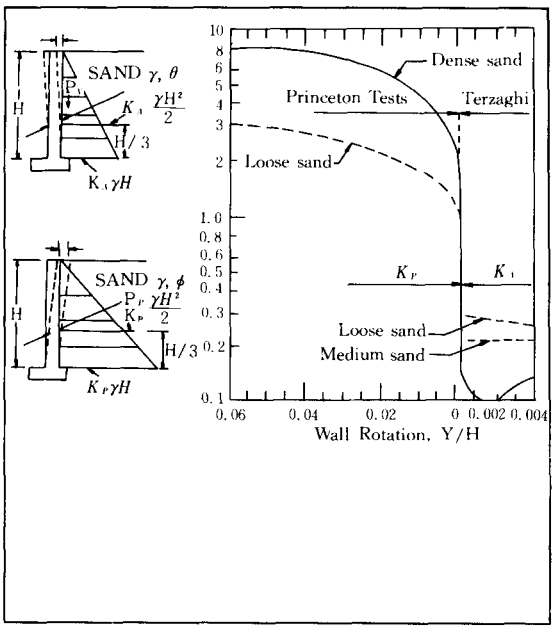


그림 2. Effect of wall movement on wall pressures

표 1. Rankine의 소성상태에 대한 $\Delta L_a / H$ 및 $\Delta L_p / H$ 의 평균값

토 질 명	$\Delta L_a / H$	$\Delta L_p / H$
느슨한 모래	0.001−0.002	0.001
촘촘한 모래	0.005−0.001	0.005
연 약 점 토	0.02	0.04
단단한 점토	0.01	0.02

*ΔL_a : 주동인 경우의 벽체 정점변위
*ΔL_p : 수동인 경우의 벽체 정점변위

Sherif는 벽체가 바깥쪽으로 회전 또는 수평이동할 경우에 벽마찰각에 관한 실험을 통해, 벽체의 전 깊이에 걸쳐 동원되어지는(mobilized) 벽마찰각의 평균값은 벽체가 이동함에 따라 점차적으로 증가하여 어느 단계에서 최대값에 도달하였으며 그 이후로는 벽체의 이동에 상관없이 거의 일정한 값을 유지한다고 밝혔다. 아울러 Sherif는 벽마찰각이 최대값에 도달했을 소성평형 상태에 있는 흙쐐기가 미끄러지기 시작하므로 이때의 상태를 주동상태(active state)로 가정하는 것이 타당하다고 밝혔다. Wong은 강성벽체의 회전이동(최하단을 중심으로 한 뒤채움 쪽으로의 이동)에 관한 모형실험을 통해 실제적으로 동원되어지는 벽마찰각의 크기는 변위량에 따라 즉 깊이에 따라 변화한다고 밝혔으며, 모래인 경우에 조밀한 정도가 동원되어지는 벽마찰각의 크기에 미치는 영향은 거의 없음을 보고하였다.

1.1.2. 토압분포

Fang은 모형벽체를 바깥쪽으로 수평이동 시켰을때 서로 다른 깊이에서 측정된 주동토압을 Coulomb의 이론치와 비교하였으며, 이에 따르면 벽체상단 부근에서는 측정토압이 Coulomb의 이론치보다 크고, 벽체중단 부근에서는 측정토압이 Coulomb의 이론치와 거의 일치하였고, 또한 벽체하단 부근에서는 측정토압이 Coulomb의 이론치보다 작았다. Terzaghi 및 Dubrova의 연구내용과도 부합하는 이와같은 실험결과를 토대로, Fang은 벽체의 수평이동에 따른 주동토압의 분포는 비선형(nonlinear)이며 포물선 형상(parabolic-shaped)에 가깝다고 밝혔다. 아울러 최하단을 중심으로 한 바깥쪽으로의 회전이동의

경우에는, 벽체가 이동함에 따라 상단 부근에서는 급격한 토압감소를, 하단 부근에서는 점차적인 토압감소를 나타낸다고 Fang은 보고하였다.

James 및 Wong 등은 실험을 통해 최하단을 중심으로 한 뒤채움 쪽으로의 회전이동의 경우에, 벽체 하단 부근에서는 비교적 작은 크기의 토압이 예상되고 이에 대한 원인은 동원되어지는 벽마찰각의 크기와 관련이 있음을 밝혔으며, 전체적인 토압분포는 포물선 형상임을 보고하였다. 또한 Narain도 모형벽체실험을 통해 벽체가 뒤채움 쪽으로 회전이동(최하단 및 최상단을 중심으로)할 경우에 다양한 이동단계에서의 토압분포는 대략적으로 포물선이며, 벽체가 뒤채움 쪽으로 수평이동할 경우에 다양한 이동단계에서의 토압분포는 대략적으로 선형(linear)을 이룬다고 밝혔으며, 수평이동의 경우에 이와 유사한 실험결과가 Rowe에 의해서도 보고되었다.

1.1.3. 토압계수 및 토압합력의 작용점

Sherif는 뒤채움 모래의 밀도를 달리하여 여러번 실시한 모형벽체의 수평이동 실험결과로부터, 벽마찰각이 최대값에 도달했을 때의 주동토압계수는 모래의 밀도에 반비례하고 또한 Coulomb 의 이론치보다는 평균적으로 30% 정도 크다고 밝혔다. 아울러 주동토압합력의 작용위치는 모래의 밀도가 커짐에 따라 다소 증가하기는 하나 평균적으로 벽체높이의 42% 정도되는 지점(벽체의 최하단으로부터 측정하여)에 위치한다고 밝혔으며, 이와 유사한 결과가 Fang에 의해서도 보고되었다.

Narain은 벽체가 뒤채움 모래쪽으로 수평이동할 경우에 관련된 토압계수의 변화를 분석하여, 최대수동토압계수 K_{pmax}는 일반적으로 Coulomb 의이론치에 비해 훨씬 적게 나타났으며 또한 최대수동토압계수에 도달하였을 때의 벽체의 변위량은 벽체높이의 8.55%(상대밀도 D_r=31.5%, ϕ=38.5°인 모래의 경우) 및 6.4%(D_r=70.25%, ϕ=42°인 모래의 경우) 정도 된다고 밝혔다. Rowe도 모형벽체의 수평이동에 관한 실험을 통해 최대 수동토압계수에 도달하기 위한 벽체의 변위량은 조밀한 상태의 모래의 경우에 대략적으로 벽체 높이의 4%~5%정도라고 밝혔다.

1.1.4. 기 타

일반적으로 옹벽을 시공하는 경우 최하단을 중심으로 한 바깥쪽으로의 회전이동 또는 바깥쪽으로의 수평이동이 예상되어지나, 교대(abutment) 의 경우에는 최상단을 중심으로 한 회전이동이 발생할 가능성이 높다. 또한 이와같이 서로 다른 움직임의 형태외에도, 깊이에 따른 옹벽의 변위량, 발휘되는 뒤채움 흙의 강도 및 동원되어지는 벽마찰각의 크기 등이 뒤채움 흙의 종류, 다짐의 정도 또는 시공상황 등에 따라 다양하기 때문에 정확한 발생토압의 크기를 예측한다는 것은 쉽지 않은 일이다. 아울러 장기적인 측면에서, 뒤채움 흙의 성질에 따라 예상되는 creep 현상 또는 지진하중시 예상되는 뒤채움 흙 및 지반 내부의 강도변화 등을 감안할 때 더더욱 토압예측에 어려움이 따른다. 그러나 변위량에 비례하여 전단강도가 변화하는 것은 분명히 확인된 사실이고, 여기에 체계적인 실험 데이타 및 현장계측 자료가 지속적으로 추가된다면 좀더 상세한 흙의 거동 규명 및 토압예측이 가능할 것으로 판단되어진다.

1. 2. 토압이론

1.2.1. Dubrova 토압이론

Dubrova에 의하면 그림 3(a)와 같이 강성벽체에 모래를 수평으로 뒤채움하면, 강성벽체가 점 0를 중심으로 회전할 때 모래와 벽체는 그림 3(b)와 같은 역학적 거동을 나타낸다. 즉, 상부 AO구간은 벽체가 흙쪽으로 밀려오므로 수동상태가 되고, 벽체하부는 흙쪽으로 부터 멀어져 주동상태로 되어 벽체의 최상단에서는 한계수동상태가 되고, 최하단에서는 한계주동상태가 일어난다고 가정하였다. 따라서, 벽체의 최하단을 통과하는 파괴면 BC에 작용하는 저항력 R은 수직면에 대하여 $+\phi$(여기서, ϕ는 모래의 내부마찰각을 나타낸다) 만큼 경사져 작용하고, A점을 지나는 한계수동상태면에서는 수직면에 $-\phi$만큼 경사져 작용한다. 이 때, 실제 발휘되는 모래의 강도는 변위의 크기에 비례한다고 가정하였다. 따라서, 높이에 따라 상이한 저항력이 발휘되며, 이에 대응하는 가상 파괴면의 방향도 평행하지 않고,

이들 가상 파괴면에 작용하는 저항력의 방향도 서로 다르게 된다. 따라서, 강성벽체가 점 O를 중심으로 회전하는 경우, 벽체 최상단으로 부터 임의의 깊이 z에서 발휘되는 모래의 강도 ψ는 다음식으로 표시할 수 있다.

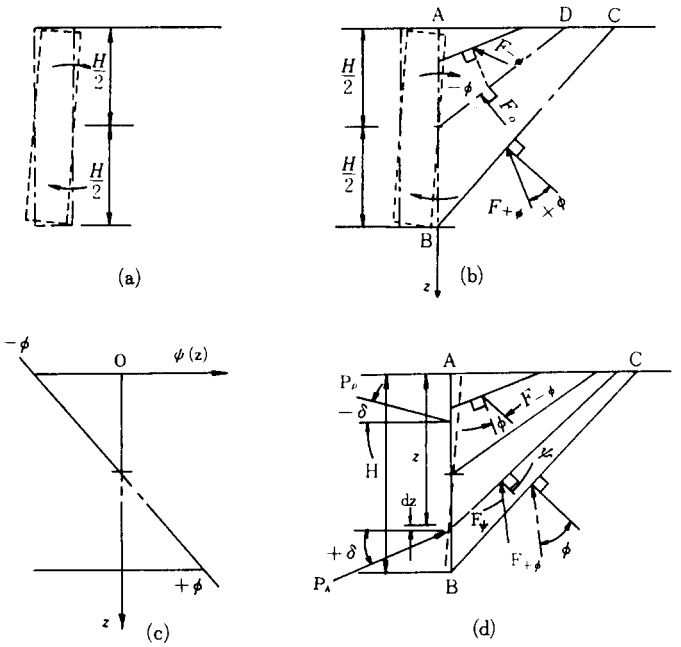


그림 3.

$$\psi=\frac{2\phi z}{H}-\phi \qquad (1)$$

위의 식(1)은 주동상태와 수동상태를 동시에 표현하고 있으며, 발휘되는 모래의 강도가 깊이에 따라 서로 다른 벽체의 변위량과 직접 연관됨을 의미한다. 벽체의 회전점 O점의 변위는 없으므로 가상 파괴면 OD에서는 $\psi=0$이 된다-즉, 저항력 R_0의 작용방향은 가상 파괴면과 직각을 이룬다.

Coulomb의 주동 및 수동토압합력 계산식에 포함된 ϕ를, 변위량에 따라 실제로 발휘되는 모래의 강도 $\psi(z)$로 바꾼 다음에 깊이 z에 관해 미분하면, 벽체에 작용하는 토압 계산식은 다음과 같은 하나의 식으로 표현된다.

$$p(z)=\frac{\gamma z\cos\psi}{(1+m\sin\psi)^2\cos\delta}\times\left[\cos\psi-\frac{z(\sin\psi+m)}{(1+m\sin\psi)}\frac{d\psi}{dz}\right] \qquad (2)$$

여기서,

$$m=\{1+(\frac{\tan\delta}{\tan\phi})\}^{1/2}$$

회전점의 위치가 벽체 최상단 또는 최하단인 경우도 위에서 설명한 바와 같은 개념으로 부터 토압분포를 예측할 수 있다. 그림 4는 $\phi=30°$인 모래로 뒤채움한 높이 6m의 옹벽에서, 벽마찰각 $\delta=0°$와 20°인 경우 각각에 대해, 옹벽의 변위형태에 따른 모래의 강도 ψ의 깊이 z에 따른 변화, 또한 이를 토대로 식 (2)로 부터 계산된 토압과 Coulomb의 토압이론에 의한 계산치를 서로 비교하여 나타내고 있다. Dubrova의 토압분포는 그림 4에서와 같이 Coulomb의 토압분포도와는 달리 각 변위형태에 따라 삼각분포가 아닌 포물선 또는 곡선분포를 나타냄을 알 수 있다.

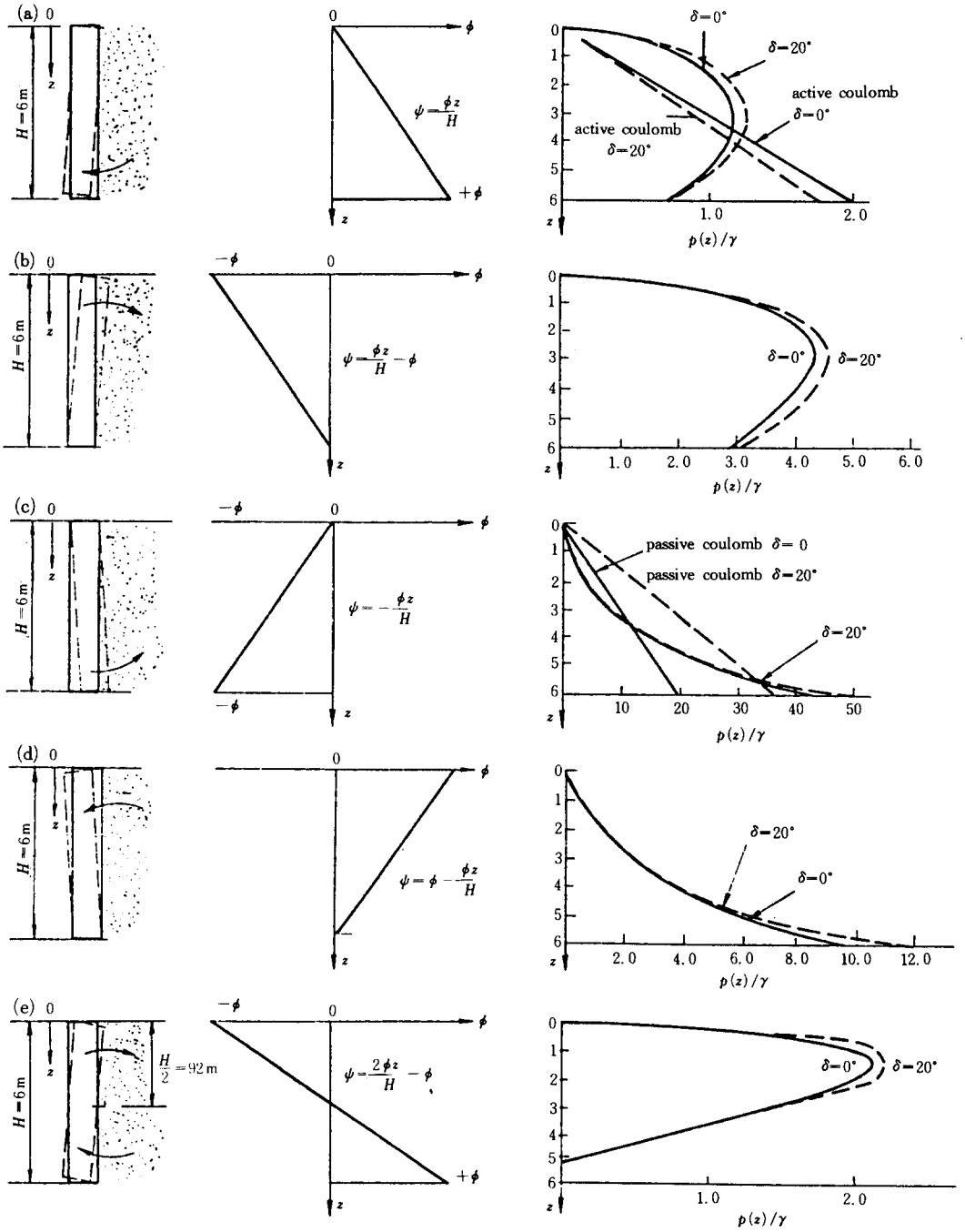

(a)
H=6m
z
ψ=φz/H
+φ
δ=0°
δ=20°
active coulomb δ=0°
active coulomb δ=20°
p(z)/γ
(b)
−φ
ψ=φz/H−φ
(c)
ψ=−φz/H
passive coulomb δ=0
passive coulomb δ=20°
(d)
ψ=φ−φz/H
(e)
H/2=92m
ψ=2φz/H−φ

그림 4.

한편, 벽체가 그림 5(a)와 같이 수평이동할 경우에 Dubrova는 그림 5(b)에서와 같이 두가지 상태의 평균값으로서 이를 해석하였다. 즉, 벽체가 처음에는 B점을 중심으로 A´B의 위치까지 회전하고, 다음에 A´점을 중심으로 회전하여 AB에 평행인 최종 위치 A´B´로 된다. 이와 같은 해석을 토대로, 수평이동의 경우에 토압계산은 두 성분의 평균으로 취한다(그림 5(c)). 즉,

$$P_{A'B'}=\frac{1}{2}[P_{A'B}+P_{AB'}]$$

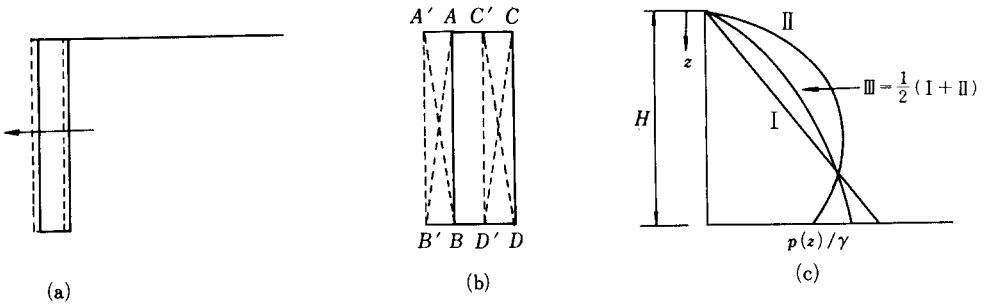


그림 5.

1.2.2. Sokolovskii 토압이론

그림 6(a)의 모래입자에 관련된 2차원 평형조건식(plane-strain equilibrium condition)을 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial\tau_{xz}}{\partial z}=0$$
$$\frac{\partial\sigma_z}{\partial z}+\frac{\partial\tau_{xz}}{\partial x}-\gamma=0 \qquad (3)$$

여기서 σ_x, σ_z 및 τ_{xz}는 모래입자에 작용하는 응력을, γ는 모래의 단위중량을 각각 나타낸다. Sokolovskii는 위의 식 (3), Mohr-Coulomb의 파괴규준 및 적절한 경계조건등을 이용해 강성벽체에 작용하는 정적주동토압을 계산하였다. 위의 식 (3)을 다시 표현하기 위해, 모래입자에 작용하는 3개의 응력 σ_x, σ_z, τ_{xz}의 계산식을 그림 6-b에 표시된 Mohr의 응력원을 이용해 정리하면 아래와 같다. 여기서 θ는 최대주응력 σ_1의 작용방향과 x축이 이루는 각도를, σ는 σ_1 및 최소주응력

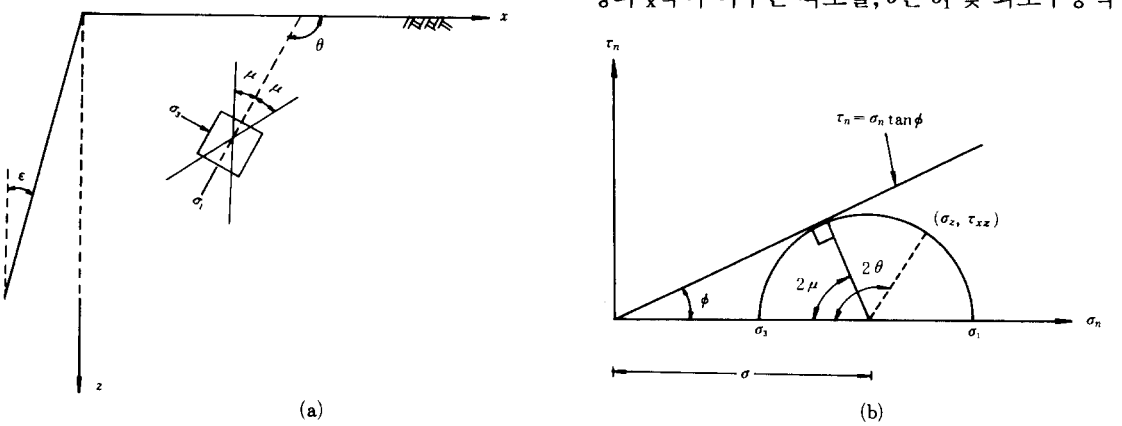


그림 6.

σ_3의 평균값을 각각 의미한다.

$$\sigma_x=\sigma(1+\sin\phi\cos 2\theta)$$
$$\sigma_z=\sigma(1-\sin\phi\cos 2\theta) \quad (4)$$
$$\tau_{xz}=\sigma\sin\phi\sin 2\theta$$

식(4)를 식(3)에 대입하여 정리하고, 그림 6(a)에 표시된 활동면(slip plane)의 기울기 dz/dx를 나타내는 2개의 식을 포함하면 아래와 같은 4개의 식이 얻어진다.

$$dz=dx\tan(\theta-\mu) \quad (5)$$
$$d\sigma-2\sigma\tan\phi\, d\theta=\gamma(dz-\tan\phi\, dx) \quad (6)$$
$$dz=dx\tan(\theta+\mu) \quad (7)$$
$$d\sigma+2\sigma\tan\phi\, d\theta=\gamma(dz+\tan\phi\, dx) \quad (8)$$

여기서 μ는 최대주응력 σ_1의 작용방향과 활동면이 이루는 각도로서, 크기는 그림 6(b)로 부터 다음과 같이 결정되어 진다.

$$\mu=\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2} \quad (9)$$

Sokolovskii에 따르면 위의 식 (5)~(8)을 유한차분법을 이용해 표시함으로써 그림 7에 표시된 3개 영역내의 모든점의 x, z, σ 및 θ값은 적절한 경계조건을 이용해 수치해석적으로 계산이 가능하다. 즉, 1번점 및 2번점의 x, z, σ 및 θ값을 알게 되면 아래식으로부터 3번점의 x, z, σ 및 θ값을 계산할 수 있다. 아래식에 사용된 첨자 1 및 2는 그림 7에 표시된 1번점 및 2번점을 각각 나타낸다. 여기서, 3개의 영역은 식 (5), 식 (7) 및 식 (9)로부터 기울기가 표시되는 활동면으로 구성되어 진다.

$$(z_{i,j}-z_{i-1,j})=(x_{i,j}-x_{i-1,j})\tan(\theta_{i-1,j}-\mu) \quad (10)$$
$$(\sigma_{i,j}-\sigma_{i-1,j})-2\sigma_{i-1,j}(\theta_{i,j}-\theta_{i-1,j})\tan\phi$$
$$=\gamma[(z_{i,j}-z_{i-1,j})-(x_{i,j}-x_{i-1,j})\tan\phi] \quad (11)$$
$$(z_{i,j}-z_{i,j-1})=(x_{i,j}-x_{i,j-1})\tan(\theta_{i,j-1}+\mu) \quad (12)$$
$$(\sigma_{i,j}-\sigma_{i,j-1})+2\sigma_{i,j-1}(\theta_{i,j}-\theta_{i,j-1})\tan\phi$$
$$=\gamma[(z_{i,j}-z_{i,j-1})+(x_{i,j}-x_{i,j-1})\tan\phi] \quad (13)$$

그림 7에 표시된 각각의 경계치문제(Cauchy, Goursat 및 Mixed)에서 필요로 하는 경계조건을 정리하면

$$x=x,\ z=\sigma=0.0,\ \theta=\frac{\pi}{2} \quad \text{(Cauchy)}$$
$$x=z=\sigma=0.0,$$
$$\theta=\frac{\pi}{2}\sim\frac{\pi}{2}+\frac{1}{2}(\Delta-\delta)\,|_{z=0.0} \quad \text{(Goursat)}$$
$$x=-z\tan\varepsilon,\ \theta=\frac{\pi}{2}+\frac{1}{2}(\Delta-\delta)\,|_{z=z} \quad \text{(Mixed)}$$

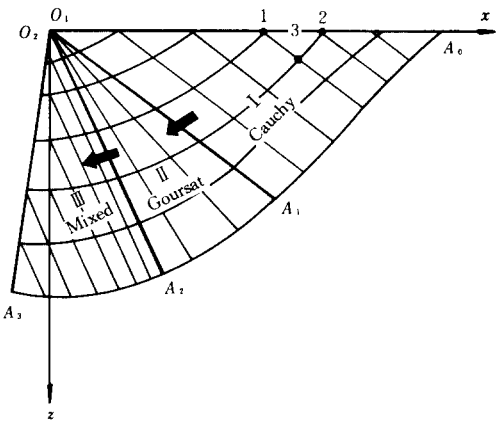


그림 7.

여기서 $\sin\Delta=\sin\delta/\sin\phi\leq 1$이고, ϕ 및 δ는 모래의 내부마찰각 및 벽마찰각을 각각 나타낸다. 위에서 열거한 경계조건 및 식 (10)~(13)을 이용해 그림 7에 표시된 3개 영역내의 x, z, σ 및 θ값이 화살표 방향에 따라 순차적으로 계산되어지며, 최종적으로 얻어지는 O_2A_3를 따라서의 σ값을 이용해 벽체뒷면에 작용하는 수직응력 σ_n 및 전단응력 τ_n을 다음식으로 부터 계산할 수 있다.

$$\sigma_n=\sigma\frac{\sin(\Delta-\delta)}{\sin\Delta}\cos\delta$$
$$\tau_n=\sigma_n\tan\delta$$

위에서 기술한 Sokolovskii의 기본이론을 변형하

여, 벽체의 변위 형태 및 변위량을 고려한 토압계산법은 참고문헌 23 및 24에 상세히 기술되어 있다.

1.2.3. Harrop-Williams의 해석법

Harrop-Williams는 강성벽체의 변위형태가 다양할 경우에, 모래지반에 관련된 주동 및 수동토압 분포를 예측할 수 있는 비교적 간편한 해석법(closed-form solution)을 제시하였으며, 이를 정리하면 다음과 같다.

파괴흙쐐기의 미소부분(그림 8(a) 및 8(b))에 관련된 수직방향 힘의 평형조건식으로 부터,

$$dV+K_1 \cdot (V/B) \cdot dz=\gamma \cdot B \cdot dz \qquad (14)$$

여기서, $B=(H-z) \cdot \tan \psi$

$K_1=K_w \cdot \tan \delta+K_f \cdot \tan \phi$

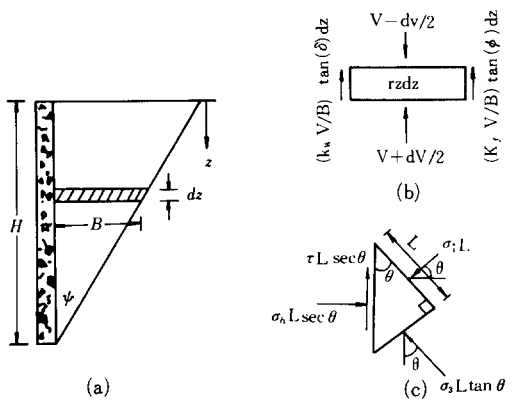


그림 8.

경계조건(V=0 at z=0)을 이용해 위의 식 (14)로 부터 강성벽체에 작용하는 수평토압 σ_h의 계산식을 유도하면,

$$\sigma_h=K_w \cdot \gamma \cdot \frac{H\left[1-\frac{z}{H}\right]-\left[1-\frac{z}{H}\right]^{\beta-1}}{B-2} \qquad (15)$$

위의 식 (15)에 포함된 K_w값(벽면에서의 수평토압계수) 및 β값(파괴흙쐐기의 크기를 표시하는 형상계수)의 크기는 실험결과 등을 토대로 예측되어야 한다고 Harrop-Williams는 밝히고 있으며, 여기서 수평이동의 경우에 한해 stress invariant condition($\sigma_1+\sigma_3=\sigma_h+\sigma_v$, 그림 8(c) 참조) 및 $\tau=\sigma_h \cdot \tan \delta$ 등의 조건을 토대로 제시된 근사식을 정리하면 아래와 같다.

$$K_w=\frac{1+K \cdot \tan^2\theta}{\tan^2\theta+K} \qquad (16)$$

여기서, $K=\sigma_3/\sigma_1=\tan^2(45°-\phi/2)$

$$\tan\theta=\frac{1-K}{2 \cdot K \cdot \tan\delta} \pm\left[\left(\frac{1-K}{2 \cdot K \cdot \tan\delta}\right)^2-\frac{1}{K}\right]^{1/2}$$

+ : 주동의 경우(active case)

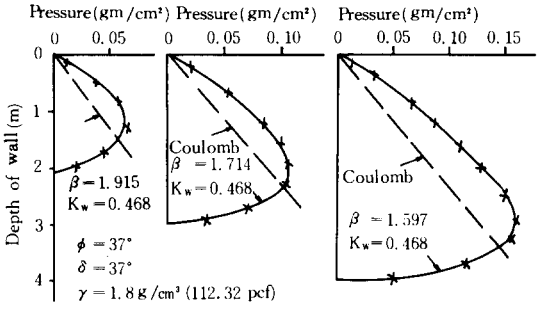
− : 수동의 경우(passive case)

$$\beta=K_w\frac{\{(\cos\delta)^{1/2} \pm[\sin(\phi+\delta) \cdot \sin\phi]^{1/2}\}^2}{\cos^2\phi} \qquad (17)$$

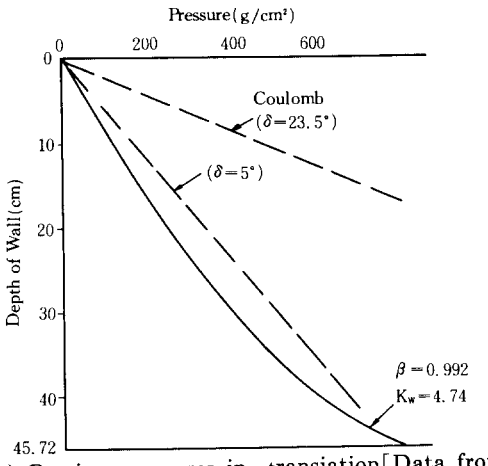
여기서, + : 주동의 경우(active case)

− : 수동의 경우(passive case)

위의 식 (15)~식 (17)을 토대로 계산된 수평토압의 크기를 실험치와 비교한 결과는 그림 9(a) (주동형태의 수평이동) 및 그림 9(b) (수동형태의 수평이동)에 각각 표시되어 있으며, 수평이동이 아닌 다른 변위형태(즉, 회전이동)에 관련된 K_w값 및 β값의 결정식은 차후의 연구과제로 남아있는 상태이다.



(a) Active pressure on translating walls[Data from Tsagarell(1969): 1m=3.28ft: 1g/cm²=2.05 psf]



(b) Passive pressures in transiation[Data from Narain et al.(1969): 1m=3.28ft: 1g/cm^{2}2.05 psf]

그림 9.

1.2.4 암(rock) 근처에 설치되는 옹벽의 경우

옹벽 뒷면으로 부터 가까운 곳에 안정된 암표면(stable rockface)이 존재할 경우에(그림 10), 옹벽이 바깥쪽으로 움직임에 따라 아래쪽으로 미끄러지는 뒤채움 모래는 옹벽과의 마찰뿐만이 아니라 암과의 마찰에 의해서도 지지되게 되므로, Rankine 또는 Coulomb 토압이론에 의한 계산치 보다는 크기가 작은 토압이 옹벽뒷면에 발생하게 된다. 이와같은 경우의 옹벽설계와 관련하여, Spangler-Handy는 Janssen등이 제시한 이론(뒤채움 모래에 작용하는 연직응력은 지표면으로 부터의 깊이 z만의 함수라는 가정하에 제시된 이론)을 다소 수정하여 옹벽뒷면에 작용하는 주동토압 계산식을 제시하여 이를 정리하면 아래와 같다.

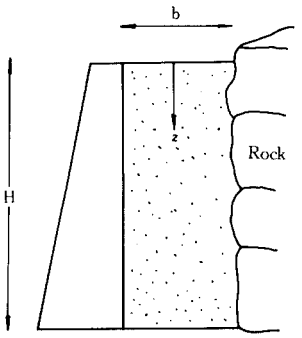


그림 10.

옹벽과 암사이에 위치한 뒤채움 모래의 일부분(미소깊이 dz에 해당되는)에 작용하는 모든응력을 표시하면 그림 11과 같으며, 여기서 q는 지표면에 작용하는 등분포하중을, σ_x는 수평토압을, σ_z는 연직응력을, γ는 모래의 단위중량을 각각 나타낸다. 연직방향에 관련된 힘들의 평형조건식으로 부터

$$\gamma=\frac{d\sigma_z}{dz}+\frac{\sigma_z}{b}(2K\tan\delta) \qquad (18)$$

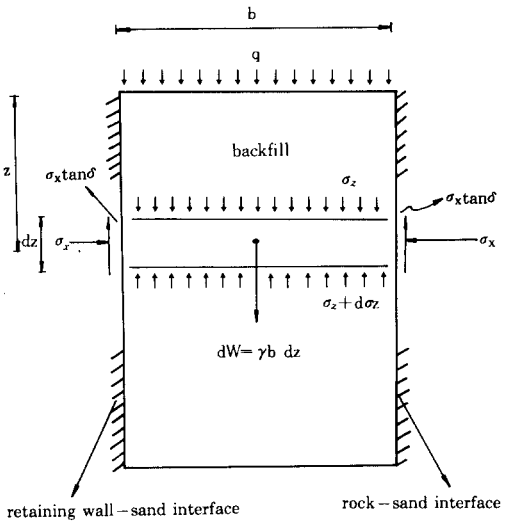


그림 11.

위의 식 (18)에 포함된 토압계수 $K(=\sigma_x/\sigma_z)$의 계산식은 그림 12에 표시된 응력조건 및 삼각법을 토대로 아래와 같이 표현되어 진다.

$$K=\frac{1-\{\sin\phi\ \cos(\Delta-\delta)\}}{1+\{\sin\phi\ \cos(\Delta-\delta)\}}$$

여기서, $\Delta=\sin^{-1}(\sin\delta/\sin\phi)$.

위의 식 (18)의 선형1계 미분방정식을 풀어서, 임의의 깊이 z에 해당되는 연직응력 σ_z의 계산식을 정리하면

$$\sigma_z=\frac{\gamma b}{2K\tan\delta}\times[1-\exp\{-\frac{z}{b}(2K\tan\delta)\}]$$
$$+q\cdot\exp[-\frac{z}{b}\ 2K\tan\delta]$$

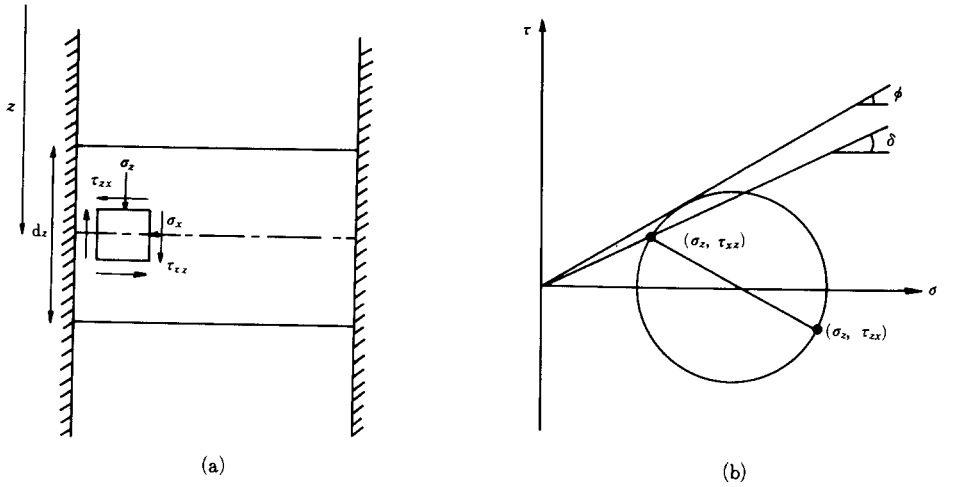


그림 12.

최종적으로, 옹벽뒷면에 작용하는 수평토압 σ_x는

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot K$$

위에서 기술한 Spangler-Handy의 기본이론을 변형하여, 벽체의 변위량 및 지진하중을 고려한 토압계산법은 참고문헌 34에 상세히 기술되어 있다.

1.2.5 2종류 또는 3종류의 흙으로 뒤채움이 구성되는 경우

선택된 양질의 재료가 제한적이거나 또는 충분한 배수를 목적으로(그림 13), 옹벽의 설계 및 실제시공에서 뒤채움의 구성형태 및 재료는 다양할 수 있으며, 여기서 2종류의 비점성토로 뒤채움이 구성되는 경우(그림 14)에 한해 토압계산 방법을 간략히 정리하면 다음과 같다.

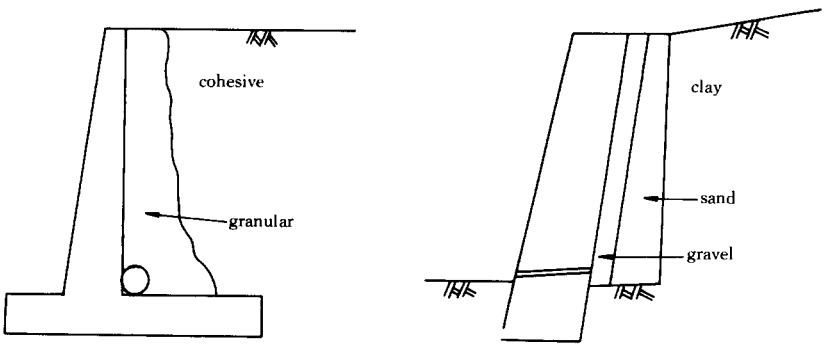


그림 13. 2 종류 또는 3 종류의 흙으로 구성되는 뒷채 움의 형태

$$P_{ht} = P_{h1} + P_{h2} \qquad (19)$$

여기서,

$$P_{h1} = \frac{\sin(\alpha_1 - \phi_1 + \theta)}{\cos(\beta_1 + \delta_1 - \alpha_1 + \phi_1)} \cdot W_1 \cdot B \cdot \cos(\delta_1 + \beta_1)$$

B=참고문헌 35 참조

$$W_1 = \frac{\gamma_1}{2} [D^2 \cdot \sin i_1 \cdot (\sin i_1 \cdot \tan\beta_2 + \cos i_1) + H \cdot \{D \cdot (\sin i_1 \cdot \tan\beta_2 + \cos i_1) + D'\} - D' \cdot L_1]$$

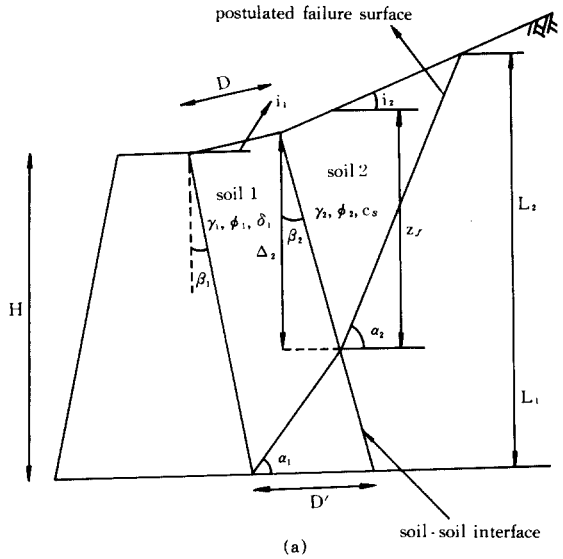
$$L_1=\frac{D'\cdot\tan\alpha_1}{1+\tan\alpha_1\cdot\tan\beta_2}$$

$$P_{h2}=\frac{\sin(\alpha_2-\phi_2+\theta)}{\cos(\beta_2-\alpha_2+\phi_2)}\cdot W_2\cdot B\cdot\cos\beta_2$$

$$W_2=\frac{\gamma_2}{2}\cdot\frac{\Delta_2\cdot\cos(\beta_2-\alpha_2)\cdot L_2}{\cos\beta_2\cdot\sin\alpha_2}$$

$$\Delta_2(\text{그림 14(a)})=H+D\cdot\sin i_1-L_1$$

$$L_2=\frac{-\Delta_2\cdot\tan\alpha_2\cdot(1+\tan\beta_2\cdot\tan i_2)}{\tan i_2-\tan\alpha_2}$$



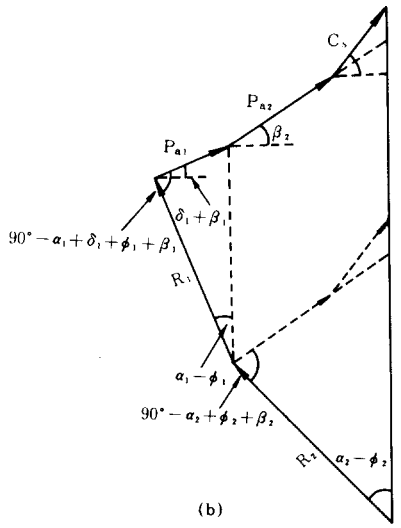


그림 14.

여기서, 경사각 β_1 및 β_2는 접촉면의 형태에 따라, 연직면을 기준으로 양(+) 또는 음(−)의 각도가 된다. 또한 위의 식은 soil 1과 soil 2의 접촉면에 관련된 전단력과 부착력을 무시하여 제시된 근사식이다.

위의 식 (19)에 포함된 각도 α_2 아래의 식 (20) (Coulomb 해석법 및 Rebhann의 정리를 토대로 유도된 식)로 부터 직접 결정됨으로(단, $\delta=0°$인 경우), 결국 식 (19)는 각도 α_1의 함수이며, 따라서 $dP_{ht}/d\alpha_1=0$을 만족시키는 각도 α_1을 secant방법(방정식의 근을 결정키 위한 수치해석적 방법)에 의해 찾음으로써 P_{ht}의 최대값인 전체수평주동토압합력 P_{aht}가 결정되어 진다.

$$\tan\alpha=\frac{\sin(\phi-\theta)+\cos\beta\sqrt{\frac{\sin(\phi-\theta-i)\cdot\cos(\beta+\delta+\theta)}{\cos(\beta-i)\cdot\sin(\phi+\delta)}}}{\cos(\phi-\theta)-\sin\beta\sqrt{\frac{\sin(\phi-\theta-i)\cdot\cos(\beta+\delta+\theta)}{\cos(\beta-1)\cdot\sin(\phi+\delta)}}}$$

(20)

이외에도, 3종류의 흙으로 구성된 뒤채움 및 점성토의 경우를 다루기 위한 해석법 등은 참고문헌 35에 상세히 기술되어 있다.

1.2.6 Mononobe-Okabe 동적토압이론

Mononobe-Okabe는 Coulomb의 파괴흙쐐기 이론을 확장하여－즉, 지진하중의 경우에 예상되는 파괴 흙쐐기 중량 W의 수평 및 연직관성력을 추가로 포함하여(그림 15)－동적주동토압합력 P_{ae}의 계산식을 다음과 같이 제시하였다.

$$P_{ae}=\frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)K_{AE}$$

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

(21)

$$\theta=\tan^{-1}[k_h/(1-k_v)]$$

위의 식 (21)로 부터 예상되는 Mononobe-Okabe 해석법의 제한범위는 $\phi-\theta-i\geq 0$이며, 또한 동적주동토압합력의 최대감소가 예상되는 옹벽 뒷면

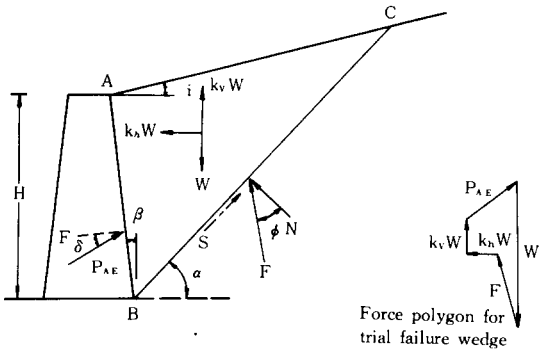


그림 15.

의 경사각 β는 위의 식 (21)로 부터 $\beta=90°+\phi-\theta$임을 알 수 있다. 아울러, 동적주동토압합력의 작용위치는 정적하중의 경우(옹벽의 최하단에서 H/3되는 지점, 여기서 H=옹벽의 높이)에 비해 크게 평가되고 있다(일반적으로 H/2되는 지점). Seed와 Whitman은 그림 16과 같이 지진하중으로 인한 토압증가분 ΔP_{ae}는 옹벽 최하단으로 부터 0.6H 되는 곳에 작용한다고 가정하여, 동적주동토압합력 P_{ae}의 작용위치 $\overline{H}$(옹벽 최하단으로 부터)의 계산식을 제시하였다. 즉,

$$\overline{H}=[(P_a)(\frac{H}{3})+(\Delta P_{ae})\ (0.6H)]/P_{ae}$$

여기서, P_a=Coulomb 토압이론에 의한 정적주동토압합력

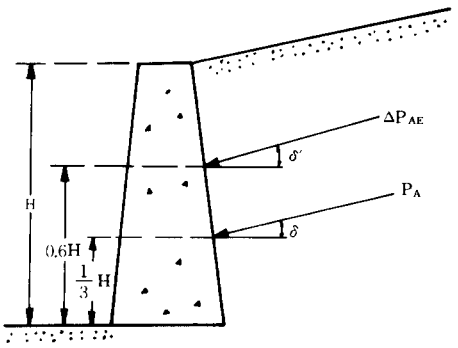


그림 16.

이외에도, 뒤채움 흙의 내부에 지하수가 존재하는 경우에는 통상적으로 지진하중에 의한 영향이 더욱 커지게 되므로, Mononobe-Okabe식에 포함된 θ값이 다음의 식에 의해 θ'으로 수정되어야 하며, 이를 수중진도라 한다.

$$\theta'=\tan^{-1}[\frac{\gamma_s}{\gamma_s-\gamma_w}(\frac{k_h}{1-k_v})]$$

여기서, γ_s=토입자의 단위중량

또한, 뒤채움 흙의 투수계수가 상당히 작아서 지진시에 간극수는 토사와 일체로 되어 움직인다고 생각될 경우에는

$$\theta'=\tan^{-1}[\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-\gamma_w}(\frac{k_h}{1-k_v})]$$

1.3 옹벽의 설계에 관련된 토압

1.3.1 캔틸레바식 옹벽의 경우

(1) 토압계산

Coyle 등은 캔틸레바식 옹벽에 대한 현장실험을 통해(뒤채움 흙이 다져진 사질토인 경우에), 지표면으로 부터 옹벽 뒷면의 중앙점까지는 Rankine 또는 Coulomb의 주동토압과 크기가 거의 비슷하나, 중앙점 아래쪽에서 발생되는 토압의 합력은 Rankine 또는 Coulomb 계산치의 2.5배 정도에 해당되는 큰 값임을 밝혔다. 이외에도 해석적 측면에서 제시된 Terzaghi 및 Barghouthi 의 토압계산법을 정리하면 아래와 같다.

Terzaghi 해석법에 따르면, 캔틸레바식 옹벽 각 부분(그림 17)에 작용하는 주동토압합력은 Coulomb(P_{a1} 및 P_{a2}의 계산) 및 Rankine(P_{a3}의 계산) 토압계산식을 이용해 각각 결정되어지며, 이와 같은 토압계산방식은 그림 17에서 △bcd로 표시된 부분(각도 ε은 대략적으로 $45°+\phi/2$, ϕ는 뒤채움 모래의 내부마찰각)은 캔틸레바식 옹벽이 바깥쪽으로 회전 또는 수평이동할 경우에도 거의 교란 됨이 없이 옹벽의 일부분처럼 거동하는 실험결과를 토대로 하였다. 또한 옹벽 선단(toe) 부분에서 예상되는 수동토압합력은 세굴 또는 장래의 굴착가능성 등을 고려하여 안정검토에 포함시키지 않으며, P_{a2}의 계산에서

벽마찰각 δ의 크기는 모래의 내부마찰각 ϕ와 동일하다.

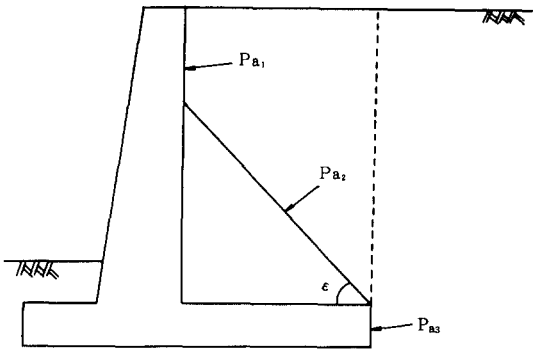


그림 17.

또한 Barghouthi는 최근의 연구논문에서, 그림 18에 표시된 □abcd 형태의 파괴 흙쐐기를 가정하여 각도 x_1 및 x_2를 다양하게 바꾸어 가면서 토압합력의 최대값 즉 주동토압합력을 결정하는 수치해석적 방법을 제시하였다. 여기서, 옹벽 배면 부근에서 교란되지 않는 부분(△abe)이 존재한다는 가정은 Terzaghi 해석법과 동일하다. 또한 얻어진 결과를 기존의 설계에서 주로 이용하는 토압계산방식(그림 19에서 ab부분을 가상배면으로 하는 토압계산방식)으로 환산하여 Coulomb 또는 Rankine 계산치와 비교하였으며, 이를 통해 제시된 몇가지 결론을 정리하면 아래와 같다.

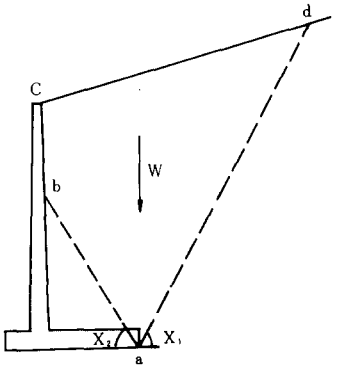


그림 18.

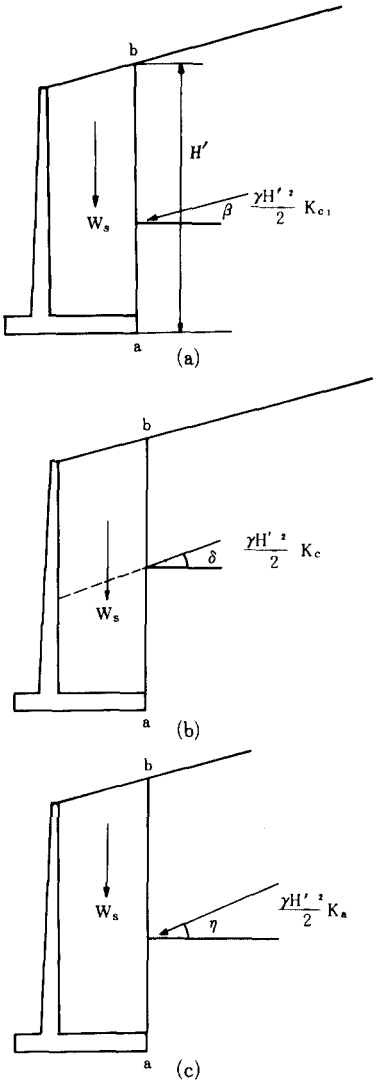


그림 19. Different solutions: (a) Rankine solution on surface ab: (b) Coulomb solution on wall projected on ab: (c) solution of wedge suggested in Fig. 18

① 각도 x_1은 벽마찰각 δ 및 기초슬래브의 길이 L에 상관이 없으며, 아래의 식을 토대로 결정되어 진다.

$$x_1=\frac{1}{2}\left[90°+\phi+\beta-\sin^{-1}\left(\frac{\sin\beta}{\sin\phi}\right)\right]$$

② 지표면이 수평이고 벽마찰각을 무시할 경우에는, Rankine 토압이론을 적용하여 정확한 토압계산이 가능하다. 또한 Teng이 제시한 Rankine

토압이론 적용의 제한범위(아래의 식 (22), 그림 20 참조)에 상관없이, 본 해석방법의 적용이 가능하다.

$$\theta \geqq \alpha = \frac{1}{2}(90° + \beta - \phi - \varepsilon) \qquad (22)$$

여기서, $\varepsilon = \sin^{-1}(\sin\beta / \sin\phi)$

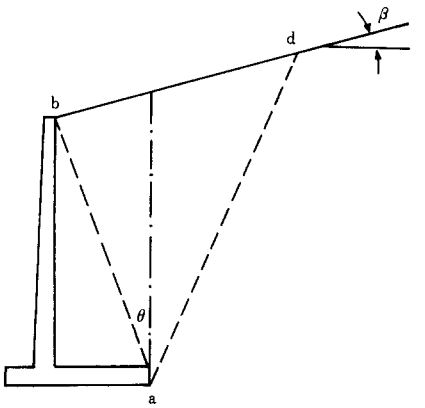


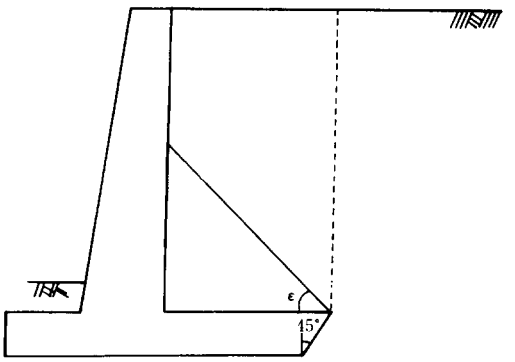
그림 20. Trial wedge as suggested by teng

③ 주동토압합력의 작용선이 수평면과 이루는 각도는 항상 지표면의 경사각 α보다는 크고 벽마찰각 δ보다는 작다고 밝히고 있으며, 이외에도 만약에 벽마찰각을 무시할 경우에는 지표면의 경사각 보다 작은 각도를 나타내고 있다.

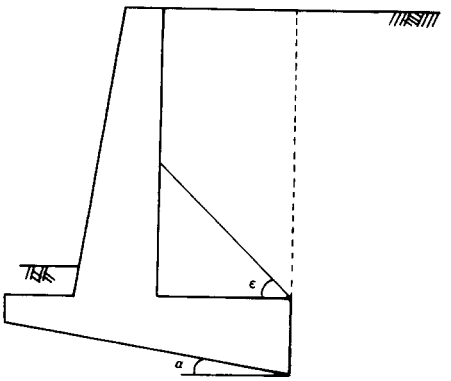
④ 주동토압합력의 크기는 항상 Coulomb 토압이론에 의한 계산치 보다는 크고 Rankine 이론에 의한 계산치 보다는 작다. 즉, Coulomb 및 Rankine 값의 평균치 정도에 해당되는 주동토압합력이 예상된다.

(2) 주동토압의 감소

캔틸레바식 옹벽의 안정검토에서 주로 문제가 되는 것은 활동에 대한 안전율이며, 기존의 설계에서는 기초 슬래브의 폭을 크게하거나 또는 돌기(key)를 설치하여 활동저항을 증대시키는 방법을 택하고 있다. 이와는 달리, Elman은 옹벽 후단 부분을 ε=45°정도(그림 21(a)) 경사지게 하여 주동토압을 감소시키거나 또는 기초슬래브의 밑변을 일정한 각도 α(각도 α는 대략적으로 10°~15°정도, 그림 21(b))만큼 경사지게 하는 새로운 형태의 캔틸레바식 옹벽 설계방식을 제안하였다. 또한 각도 ε 및 α의 크기가 커질수록 주동토압의 감소효과(옹벽 후단 부분에서의) 및 활동저항의 증대효과는 더욱 증가하나, 시공상의 문제점 등을 고려하여 위의 기술된 크기 정도의 각도가 설계에 적합하다고 Elman은 밝히고 있다. 이외에도 Elman은 돌기 설치에 따르는 비용문제 또는 돌기의 설치 효과가 기대되는 제약조건으로 기초지반이 매우 단단하고 건조해야 한다는 문제점 등을 지적하고 있다. 아울러, Elman이 제시한 새로운 형태의 캔틸레바식 옹벽 설계에 관련된 여러 연구자들의 의견은 참고문헌 20에 상세히 기술되어 있다. 여기서, 돌기 시공에 관련된 일반적인 규정(CRSI Handbook) 및 토압계산법을 참고적으로 정리하면 다음과 같다.



(a)



(b)

그림 21.

① 돌기의 앞면은 옹벽 stem의 배면에서 5inch 정도 띄운다.

② 돌기의 깊이는 기초슬래브 두께의 2/3 정도로 하되, 일반적으로 정사각형 형태이며 크기는 18inch×18inch 정도이다. 또한 철근에 의한 돌기의 보강이 요구되는 예는 거의 없으나, 실제의 시공에서 옹벽 stem에 포함된 철근이 돌기 내부까지 연장되는 경우는 종종 있다.

(계산예)

(a) innert block concept:

$F=\mu_1 R_1-\mu_1 R_2$

$=0.7(\frac{1}{2})(4.73+2.59)(5.08)+0.4(\frac{1}{2})$

$(2.59)(6.17)$

$=13.0\div 3.2=16.2$kips

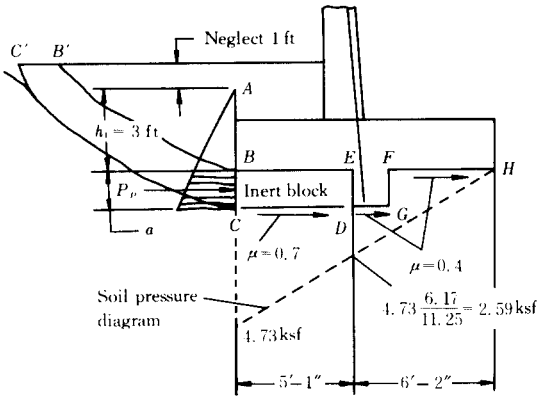
Force equilibrium, incorporating a 1.5 factor of safety, gives

$(P_1+P_2)1.5=P_p+F$

$11.52(1.5)=0.200(6a+a^2)+16.2$

$a^2+6a-5.25=0$

$a=0.8$ft



(b) passive resistance concept:

$b=5.08\tan\alpha=5.08(0.7)=3.55$ft

$P_p=0.400\frac{(h_1+a+b)^2}{2}-\frac{0.400(h_1)^2}{2}$

$=0.200(a^2+13.1a+33.9)$

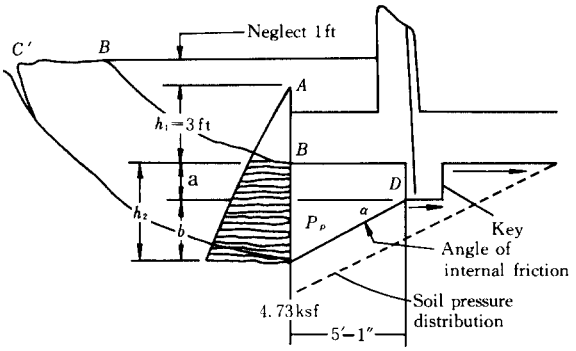
Force equilibrium, using a 1.5 safety factory, gives

$(P_1+P_2)1.5=P_p+\mu_2 R_2$

$11.52(1.5)=0.200(a^2+13.1a+33.9)+0.4(\frac{1}{2})(2.59)(6.17)$

$a^2+13.1a-33.9=0$

$a=2.4$ft



또한 돌기(key) 위치의 효율성에 대해 유한요소법을 토대로 분석한 Horvath의 연구 결과에 따르면, 바깥쪽으로의 수평 및 회전이동 모두에 대해 옹벽 배면에 작용하는 토압이 클수록 heel key의 경우(그림 22(c)의 경우)가 가장 효과적이라고 밝히고 있다. 이외에도, 설계에 적용되어지는 콘크리트 기초슬래브와 지반 사이의 마찰계수 μ의 크기에 관한 주장을 요약 정리하면 다음과 같다.

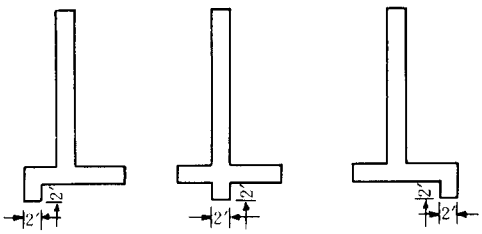


그림 22.

① $\mu\leqq 0.45$:
Concrete Reinforcing Steel Inst. (CRSI) Handbooks(1978, 1984)

② $\mu=0.6, 0.55, 0.45, 0.35$:

American Railway Engineering Association (AREA) Manual (1984)

③ $\mu = \phi_b$(기초지반의 내부마찰각) : Huntington (1957)

④ μ=0.25~0.6:Europe & Soviet Union

⑤ μ=표 2 참조:Elman(1987)

표 2.

Soil type	μ
Clay and silt(wet)	0.25
Clay and silt(dry)	0.30
Sandy clay	0.30−0.35
Clayey sand	0.35−0.40
Sand	0.40−0.50
Gravel and pebbles without silt	0.50−0.55
Rock(with rough surface)	0.60

1.3.2 중력식 옹벽의 경우

(1) 토압계산

중력식 옹벽의 설계에서는 일반적으로 Coulomb 또는 Rankine 토압이론이 적용되고 있는 실정이나, 이와는 달리 대형현장실험(field test on a large scale prototype retaining wall) 결과를 토대로 한 새로운 주장이 있어 이를 소개하고자 한다. Matsuo는 10 m 높이의 콘크리트 옹벽을 현장에 설치하고 1년여에 걸쳐 토압 측정을 하였으며, 뒤채움 재료는 실트질 모래(silty sand)와 슬래그(slag) 등의 2종류를 사용하였다(토질정수는 표 3 참조). 슬래그를 뒤채움 재료로 적용한 이유는, 자갈 또는 sandy soils와 슬래그의 입도분포가 거의 유사함으로, 이와같은 재료에 대한 토압변화 특성을 살펴보기 위한 목적이다. 분석을 통해 Matsuo가 제시한 주요 결론을 정리하면 아래와 같다.

표 3. Index properties and strength parameters of backfill materials

		Silty Sand	Slag(A)	Slag(B)
G_s		2.69	2.60	2.60
W_{opt}(%)		11.9	9.4	9.4
γ_{dmax}(t / m^3)		1.94	2.31	2.31
Strength Parameters	c	2.3(t /m^2)	—	—
	ϕ	27°	50°	50°

① 주동토압상태에 도달한 이후 시간이 경과함에 따라 토압의 증가 즉 재변형(redisplacement)이 초래되는 현상이 불가피하게 발생되며, 따라서 장기적인 안정검토 측면에서는 반드시 정지토압을 토대로 설계하여야 한다. 그러나, 설계기준의 급격한 변화는 쉽지 않은 문제임으로 적합한 안전율의 선택에 한층 유의할 필요가 있다.

② 주동토압 상태 또는 정지토압 상태 모두에 대해, 옹벽 전 깊이에 걸친 토압 분포는 삼각형 형태가 아니며(즉, 선형변화 형태가 아니며), 옹벽 하단 부근에서 비교적 큰 토압이 측정되는 결과를 나타내고 있다. 그러나, 토압합력의 작용위치는 대략적으로 옹벽 하단으로 부터 H / 3 되는 지점으로 판단되어 진다.

③ 측정된 정지토압계수 K_o값은, 실트질 모래의 경우에 0.35~0.45, 슬래그 A는 0.30~0.40, 슬래그 B는 0.45~0.55정도이다.

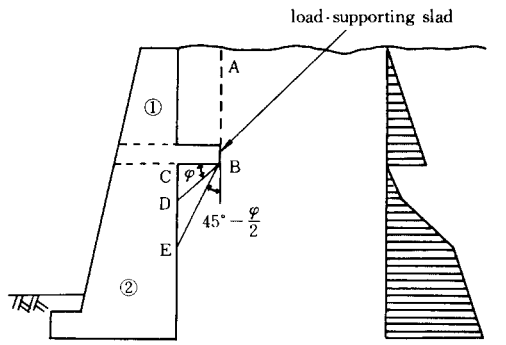
④ 일본에서 통상적으로 설계에 적용되는 벽마찰각 δ의 크기는 ϕ / 2(ϕ는 내부마찰각을 나타낸다) 또는 2ϕ / 3이나, 본 실험을 통해 측정된 벽마찰각의 크기는 더욱 큰 값을 나타내고 있으며(예를 들어 슬래그의 경우는 0.8ϕ ~ ϕ 정도), 따라서 좀 더 체계적인 실험자료가 수집될 경우 설계기준의 수정이 필요할 것으로 판단된다.

⑤ 측정된 주동토압계수 K_a값은, 실트질 모래의 경우에 0.25, 슬래그의 경우는 0.1~0.25 정도이다. 또한, 주동토압상태에 도달하기 위해 요구되는 움직임의 크기는(옹벽 상단에서의) 실트질 모래의 경우에(6~8) H / 1000정도, 슬래그의 경우에(3~5) H / 1000 정도이다(여기서, H=옹벽높이).

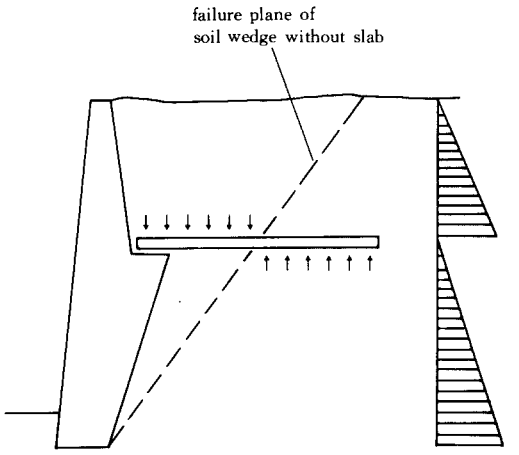
(2) 주동토압의 감소

중력식 옹벽의 경우도 그림 23(a)와 같이 구조슬래브(structural slab)를 옹벽배면에 추가로 설치하여, 슬래브가 c점 위쪽의 모든 하중을 지탱하게 함으로써 결국은 c점에서 e점 사이의 주동토압을 감소시키는 방법이 많이 이용되고 있다. 이와같은 형태의 옹벽을 선반식 옹벽이라 하며, 캔틸레바식 옹벽의 경우도 적용 가능하다. 또한 그림 23(a)의 방법을 변형하여, 슬래브를 그림 23(b)와 같이 설치하고 또한 슬래브 아래쪽에

위치하는 옹벽 배면을 경사지게 시공함으로써 (캔틸레바식 옹벽의 후단 부분을 경사지게 하는 Elman의 방법 참조) 추가적인 토압감소 효과를



(a) Structural Slab



(b) Modification to Wall-Slab System

그림 23.

얻는 새로운 방법도 Li는 제안한 바 있다. 그림 23(b)에 표시된 점선은 슬래브를 설치하기 이전의 경우에 예상되는 활동 파괴면이며, 슬래브는 반드시 예상 파괴면 바깥쪽으로 연장 설치되어 주변흙과의 마찰저항력을 유발하도록 되어 있다 (보강토 옹벽에 관련된 보강띠의 유효길이 참조). 각각의 경우에 관련된 토압계산법 및 설계예 등은 참고문헌 25, 33을 참조 바란다.

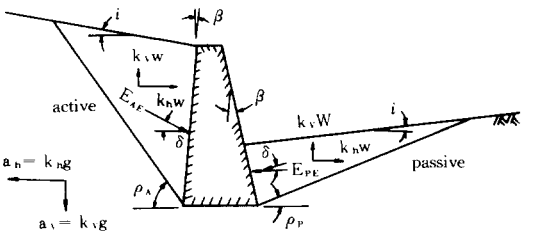
1.4 내진설계의 경우

1.4.1 수동저항력

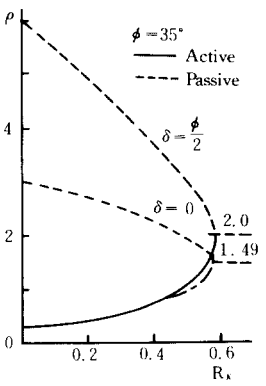
그림 24(a)에 표시된 대로 지진하중이 작용하는 경우에, 옹벽뒷면의 경우와 동일방향의 수평관성력이 옹벽앞면에도 작용하기 때문에, 정적하중의 경우에 비해 옹벽앞면의 수동저항력(passive resistance)은 수평진도 k_h값의 크기 증가에 따라 오히려 감소하게 되며, 따라서 내진설계의 경우에는 특히 주의를 요한다. Mononobe-Okabe 토압이론으로 부터 유도되어지는 수동저항력 계산식을 정리하면

$$E_{PE}=\frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)K_{PE}$$

$$K_{PE}=\frac{\cos^2(\phi+\beta-\theta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta-\beta+\theta)\left[1-\left(\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+i-\theta)}{\cos(\delta-\beta+\theta)\cos(i-\beta)}\right)^{1/2}\right]^2}$$



(a)



(b)

그림 24.

위의 식을 실제로 적용한 계산예는 그림 24(b)에 표시되어 있다. 또한, 활동저항의 증대를 목적

으로 캔틸레바식 옹벽의 기초슬래브 밑면에 돌기를 설치하는 경우나 anchored bulkhead를 이용한 항만구조물 등에 있어서, 내진설계를 할 경우에는 이에 대한 주의를 요한다.

1.4.2 동수압

뒤채움 흙의 내부에 지하수가 존재하는 상황에서 지진하중이 작용하면, 정수압 이외에도 추가적인 간극수압이 예상되며 이를 동수압(hydrodynamic pressure)이라 한다. Westergaard 및 Matsuo가 제시한 동수압 계산식을 정리하면 아래와 같다(그림 25).

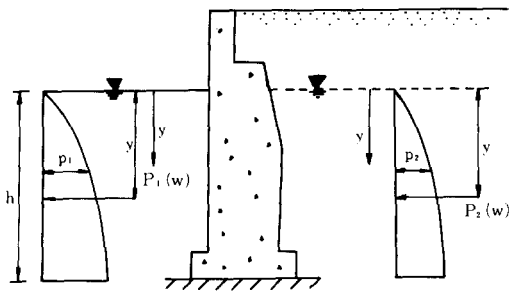


그림 25.

Westergaard가 유도한 quay wall 앞쪽(seaward side)의 동수압, p_1의 계산식은

$$p_1=\frac{7}{8}\,k_h\gamma_w h^{1/2}y^{1/2}$$

합력 $P_1(w)$ 및 작용위치 y는

$$P_1(w)=\int_0^h p_1 dy=\frac{7}{12}\,k_h\gamma_w h^2$$

$$\bar{y}=\frac{1}{P_1(w)}\int_0^h (p\,dy)y=\frac{1}{P_1(w)}\left(\frac{7}{8}\,k_h\gamma_w h^{1/2}\right)\int_0^h (y^{1/2})(y)dy$$

$$=\frac{1}{P_1(w)}\left(\frac{7}{8}k_h\gamma_w h^{1/2}\right)(h^{5/2})\frac{2}{5}$$

$$=\frac{1}{P_1(w)}\left(\frac{7}{20}k_h\gamma_w h^3\right)=0.6h$$

Matsuo는 실험을 통해 뒤채움 흙의 내부에서 예상되는 동수압은, Westergaard 식에 의해 계산되는 동수압 크기(물만이 존재하는 경우)의 70% 정도임을 밝혔다. 즉,

$$p_2=0.7\left(\frac{7}{8}\,k_h\gamma_w h^{1/2}y^{1/2}\right)=0.6125\,k_h\gamma_w h^{1/2}y^{1/2}$$

합력은

$$P_{2(w)}=0.7\left(\frac{7}{12}k_h\gamma_w h^2\right)=0.4083\,k_h\gamma_w h^2$$

아울러, 위의 식들은 강성벽체에 작용하는 동수압－즉, 지진하중이 작용할 때 지반과 구조물 사이의 상대변위를 무시하여 제시된 식들이다.

1.4.3. 기 타

지진하중이 예상되는 중력식 옹벽의 경우에(그림 26), 횡방향 움직임을 전혀 허용치 않으려면, 이와 같은 설계에 요구되어지는 옹벽의 콘크리트 중량은 정적하중의 경우에 비해 상당히 커지게 되어 비경제적인 측면이 예상되며, 또한 중력식 옹벽의 경우에 대부분의 활동저항력은 콘크리트 옹벽의 자체중량에 의해 발생되므로 자체중량에 의한 관성력을 무시하는 경우는 안전한 측면에서 문제점이 예상된다. 위에서 기술한 2가지 문제점을 보완하여 제시된 Richards의 설계법은 차후 옹벽편에서 언급될 것임으로 본 강좌에서는 생략하기로 한다. 이외에도, 내진설계의 경우에는 기초지반 모래의 내부마찰각 ϕ_b값을 $\phi_b-2°$로 수정하여 활동 및 지지에 대한 안정검토가 바람직하다고 Vesic은 밝힌 바 있다.

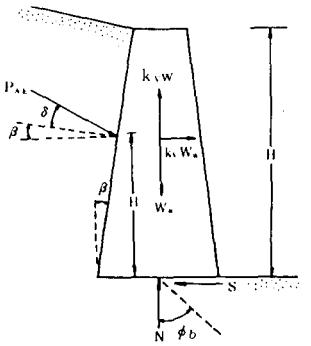


그림 26.

1.5. 석축

석축은 구조적으로 일체가 아닌 견치돌간의 상호 맞물림에 의해 안정을 유지하고 있으므로 해석도 간단하지 않다. 따라서 석축을 축조하는데 있어 일반 옹벽과 같이 토압을 계산하여 단면을 결정하기보다는 경험적으로 표준도에 의존하고 있고, 이러한 설계 및 시공이 대체적으로 안전측(safe side)에 있다.

따라서 본 절에서는 토압과 관련된 설명보다는 주위 지반조건의 변화로 기존 석축의 안정성을 판단할 경우와 붕괴의 우려가 있는 석축에 soil nailing을 적용한 보강방법을 중심으로 기술하였다.

1.5.1. 개 요

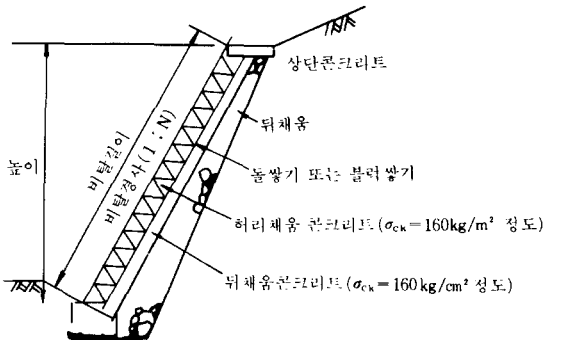
석축은 철근콘크리트 옹벽이나 보강토옹벽에 비해, 시공성이 용이하고, 경제적이며, 넓은 시공공간의 확보가 필요없을 뿐만 아니라 도시계획의 변경등으로 구조물을 철거할 경우 용이하고, 미관상으로도 우수하기 때문에 비탈면의 보호, 흙막이, 토사의 붕괴방지 등의 목적으로 널리 사용되어 왔다.

석축의 비탈경사는 경험적으로 1:0.3~1:0.6정도로 하고 높이, 경사 및 토질, 재하중에 따라서 메쌓기와 찰쌓기로 구분한다. 메쌓기는 토압이 적고 비교적 중요성이 낮은 흙막이에 사용되며 벽높이는 2m 이하에 사용되는 경우가 많다. 찰쌓기는 뒤채움 콘크리트로 보강함으로써 메쌓기에 비하여 신뢰성이 높고, 성토의 경우 벽높이 5m정도까지 시공할 수 있다.

석축의 설계는 이론적 근거보다는 경험에 의해 작성된 표준도에 의존하고 있는 실정이다. 그림 27은 석축 표준도의 한 예이다.

1.5.2. 안정해석

석축은 그림 27에서와 같이 견치돌과 몰탈 그리고 투수성이 좋은 잡석 등 물리적 성질이 다른 재료로 구성되므로 이에 대한 해석은 대단히 복잡하다. 석축의 안정해석에는 석축벽체가 충분한 강성을 가지고 있지 않다는 전제하에 사면활동에 의해 붕괴가 일어난다고 가정한 사면안정해석법과 석축을 중력식옹벽으로 가정하여



적	고(m)	0~1.5	1.5~3.0	3.0~5.0
비탈	성 토	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
경사	절 토	1: 0.3	1 : 0.3	1 : 0.4
견치돌	메쌓기	35	35~45	- -
길이(cm)	찰쌓기	25	35~45	45
뒤채움의	상 부	20~40	20~40	20~40
두께(cm)	상 부	30~60	45~75	60~100

그림 27. 석축표준도의 한 예(건설부 1986)

Coulomb의 이론을 적용한 해석방법이 있다.

전자의 경우에는 그림 28과 같이 석축벽체(zone 1), 뒤채움재(zone 2), 흙(zoen 3)의 활동에 의한 파괴형상은 원호로 가정하고, 석축벽체는 균질한 콘크리트로 가정한다. 따라서 활동원이 석축벽체를 통과할 때는 콘크리트의 전단강도에 의해 저항이 되므로 토괴의 활동에 대한 전체 저항력은 흙과 콘크리트의 전단강도로 인해 생긴 각각의 저항력을 합한 값이다.

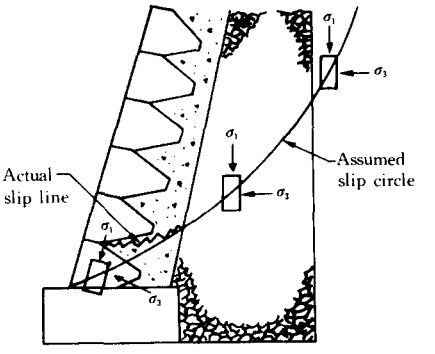


그림 28. Locations of assumed slip circle and actual slip line

KS규정에 의한 콘크리트의 극한전단강도 S_c

는

$$S_c=0.53\sqrt{\sigma_{ck}}$$

여기서

σ_{ck}=콘크리트의 28일 압축강도(kgf/cm²)

석축을 중력식 옹벽으로 가정한 경우에는 중력식 옹벽의 경우처럼 석축벽면에 작용하는 주동토압을 계산하고 이에 대한 전도, 활동 및 기초의 지지력에 대한 안정성을 검토한다. 이러한 해석방법은 안정해석이 간편하지만, 실제로 석축의 거동은 옹벽처럼 구조물 전체의 전도 또는 활동이 일어나는 경우는 적다고 생각된다.

1.5.3. 석축의 한계높이

석축의 한계높이는 岡積氏가 제안한 시력선(示力線)에 의한 방법과 rockery에 대한 Hendron 의 실험 결과로 부터 얻어진 식으로 결정할 수 있다.

(1) 시력선에 의한 방법

석축이 콘크리트 옹벽 등과는 달리 견치석간의 상호물림에 의하여 그 위치를 유지하므로, 전체가 전도 또는 활동이 일어나지 않도록 하기 위해서는 옹벽이 임의의 높이에 있어서 옹벽의 중량과 토압의 합력이 나타내는 선, 즉 시력선이 옹벽 단면의 후방에 들어와야 한다.

그림 29에 있어서 OA선을 석축의 중심선, 수평방향의 임의의 거리를 x라 하면 깊이 방향 임의 거리 z에서의 시력선의 위치 x_h는 아래의 식(23)으로 표시된다.

$$x_h=\frac{K_a\cdot\gamma}{6\cdot\gamma_b\cdot b\cdot\mathrm{cosec}\theta_0}h^2+\left\{K_a\cdot q\cdot\left\{\frac{\sin\theta}{\sin(\theta+i)}\right\}/2\cdot\gamma_b\cdot b\cdot\mathrm{cosec}\theta_0+\frac{\cot\theta_0}{2}\right\}h \qquad (23)$$

여기서,

x_h : 깊이 h에 있어서의 시력선의 위치(m)
h : 벽마루에서의 깊이(m)
b : 쌓기재의 폭+뒤채움 콘크리트의 두께(m)
N : 비탈경사
θ : 쌓기의 경사각(°)
θ_0 : $\theta_0=180°-\theta=180°-\cot^{-1}(N)$(°)
K_a : Rankine 또는 Coulomb 주동토압계수
γ : 흙의 단위체적중량(tf/m³)
γ_b : 쌓기재의 단위체적중량(tf/m³)
q : 상재하중(tf/m²)
i : 벽배면의 성토경사각(°)

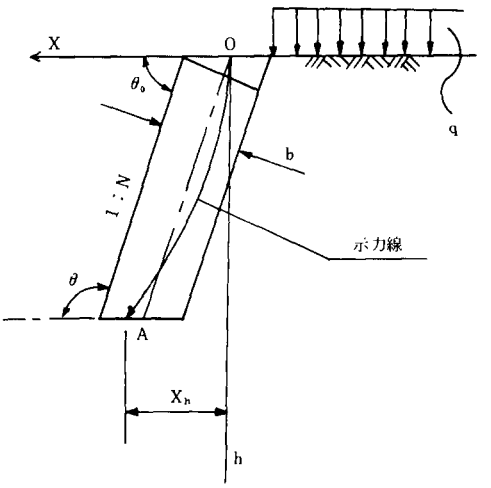


그림 29.

따라서 석축은 시력선의 위치 x_h가 석축두께의 middle third 내에 있으면 전도에 대해 안정하다고 판정한다. 여기서 middle third는 아래의 식(24)로 부터 구한다.

$$X'=h\cdot\cot\theta_0+\frac{b\cdot\mathrm{cosec}\theta_0}{6} \qquad (24)$$

여기서, X′ : 깊이 h에 있어서의 middle−third의 위치(m)

위의 식(23)과 식 (24)를 이용하여 middle-third와 시력선이 교차되는 점의 연직고가 석축의 한계높이가 된다.

$$\frac{K_a\cdot\gamma}{6\cdot\gamma^b\cdot b\cdot\mathrm{cosec}\theta_0}ha^2+\left\{K_a\cdot q\cdot\frac{\sin\theta}{\sin(\theta+1)}-\gamma^b\cdot b\cdot\mathrm{cosec}\theta_0\cdot\cot\theta_0\right\}h_a$$

$$/2 \cdot \gamma_b \cdot b \cdot \mathrm{cosec}\,\theta_0$$
$$-\frac{b \cdot \mathrm{cosec}\theta_0}{6} = 0$$

여기서, ha : 석축의 한계높이(m)

(2) rockery에 의한 방법

rockery는 옹벽과 유사한 중력식 구조물로서 가공하지 않은 돌을 모르터를 사용하지 않고 맞물리게 쌓아 올린 것이다.

1960년 Hendron은 합리적인 rockery 설계방법을 고안하기 위해 실내실험을 하였다. 실험결과 벽면의 경사각 θ의 변화에 따라 주동토압계수가 예민하게 변화함을 밝혔고, 벽체의 높이(H)와 평균폭(B)를 사용하여 여러가지 경사각에 대하여 전도와 활동에 대한 H / B의 한계치를 결정하였다. 그 결과 전도를 유발시키는 모멘트에 대한 H / B 한계치가 활동을 유발하는 전단력에 대한 값보다 항상 적은 것으로 나타나, 전도가 한계파괴상태임을 밝혔다.

Hendron는 양호하게 시공된 rockery(WCR)와 불량하게 시공된 rockery(PCR)의 H / B한계치 및 주동토압계수(K_a)를 다음과 같이 제안하였다.

$$H_c/B(WCR) = \frac{1/2 \cdot \gamma_R \cdot \cos\theta}{\sin^2\theta} + 1/2 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \sin\phi + \sqrt{\left(\frac{1/2 \cdot \gamma_R \cdot \cos\theta}{\sin^2\theta} + 1/2 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \sin\phi\right)^2 + \frac{1/3 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \cos\theta \cdot \gamma_R}{\sin\theta}} \Big/ 1/3 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \frac{\cos\phi}{\sin\theta}$$

$$H_c/B(PCR) = \frac{\frac{1/2 \cdot \gamma_R \cdot \cos\theta}{\sin^2\theta} + 1/4 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \sin\phi}{1/6 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \frac{\cos\phi}{\sin\theta}}$$

$$K_a = \frac{\left\{\frac{\cos\theta \cdot \sin(\theta/2 - \phi/2)}{\sin(\theta/2 + \phi/2)}\right\}}{\sin(\phi+\theta) \cdot \cot(\theta/2 - \phi/2) - \cos(\phi+\theta)}$$

여기서,

θ =벽체의 경사각(°)

ϕ =뒤채움 흙의 내부마찰각(°)

γ =뒤채움 흙의 단위중량(tf / m³)

γ_R =rockery의 단위중량(tf / m³)

B =벽체의 평균폭(m)

H_c =최대안정높이(m) (실용적인 측면에서 식으로 구한 높이가 4.6m이상일 경우에는 그 높이를 4.6m로 제한한다.)

1.5.4. 석축의 보강방법

석축을 보강하기 위한 방법으로 국내에서는 보강토공법을 적용한 실험연구가 수행된 바 있으나, 이 방법은 신축되는 석축에 한해 적용가능하며 노후된 석축이나 붕괴가 예상되는 기존 석축의 보강방법으로는 불충분하므로 'soil nailing system'을 적용한 방법이 타당하다고 생각된다.

독일의 경우 자연석을 거의 연직으로 쌓은 높이 2m에서 8m이상의 오래된 석축이 많이 있다. 이들 대부분은 균열이 발생했거나 지지력 부족 등으로 충분히 안정되 있지 않고, 또한 이를 해체하기도 부적당하여 이에 대한 보강으로 그림 30과 같이 soil nailing을 사용하고 있다. soil nailing 은 석축 벽면에 작용하는 주동토압을 줄이고 지반의 전단강도 증가 및 지반의 이완을 억제시켜 안정성을 확보해 준다.

Gassler-Gudehus는 실험을 통해 soil nailing system의 토압감소 효과를 밝혔다. 이 실험에 의하면 흙의 자중에 의한 토압은 Coulomb 토압의 50% 정도로 보강을 하지 않은 경우에 비해 약 50%의 토압이 감소하였고, 상재하중만의 영향은 Coulomb 토압의 70% 정도로 약 30% 정도의 감소 효과가 있는 것으로 보고되었다.

nail의 설치 방법에 관해서는 water-jet-injection 을 이용하여, 뒷채움 흙의 내부에 직경 10~15cm 정도의 구멍을 파고 nail을 설치한 후, 시멘트 그라우팅을 하는 방법이 타당할 것으로 판단된다. 이와같은 방법은 nail head가 드러나지 않는 미관상의 장점을 갖고 있으며, 또한 anchoring 에 의한 설치 방법보다 예상변위가 훨씬 작고 또한 지탱능력은 훨씬 증가한다고 모형실험을 통해 밝혀진 바 있다.

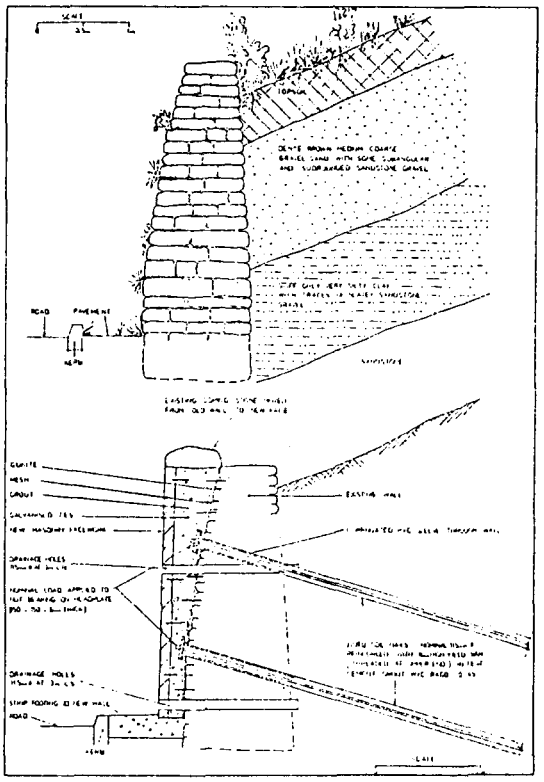


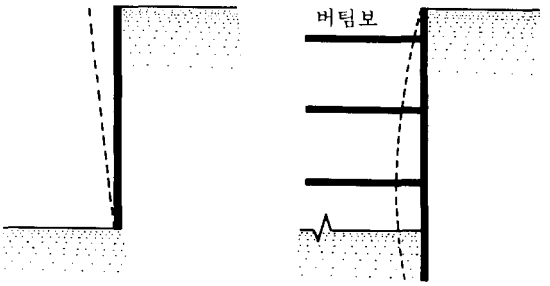
그림 30.

1. 6. 기타

획득이 용이하고 또한 공사비용이 절감되는 효과 등으로, 미관상 제약을 받지 않는 삼림도로에 폐타이어를 이용해 옹벽을 시공하거나 또는 불안정한 사면의 보강대책으로 선단 부근에 앵커를 이용한 블럭(block) 형태의 폐타이어를 설치하는 시공이 이루어진 예는 있으나, 토압계산 등을 포함한 체계적인 해석법은 구체화 되어있지 않은 실정이다. 실제의 시공예 및 타공법과의 비교등은 참고문헌 36에 기술되어 있다.

2. 연성벽체

굴착 토류벽에 작용하는 토압의 분포 형태는 그림 31(b) 또는 그림 32의 단계 2 및 단계 4와 같이 버팀구조(지지구조)의 설치가 완료된 경우와 그림 32의 단계 1, 단계 3 및 단계 5에서와 지지구조를 설치하기 위하여 버팀간격 보다 깊게 굴착한 경우 즉 cantilever stage에서 서로 다르게 된다. 본 절에서는 버팀구조의 설치가 완료된 경우에 현장계측과 경험을 토대로 제시된 토압분포를 주로 다루고자 하며, 굴착단계별 토류벽의 거동 및 이에 연관된 토압변화 등은 다른 강좌에서 취급될 예정이다.



(a) retaining wall (b) braced cut

그림 31. Nature of yielding of walls

굴착 토류벽의 설계에 사용되는 벽면에 작용하는 토압의 분포 형태는 흙막이 벽의 근입 깊이를 구하는 경우와 단면을 결정하는 경우에 각각 다르게 가정된다. 그 이유는 근입 부분의 토압분포 상태에 대해서 합리적으로 파악하는 설계방법이 확립되어 있지 않기 때문에, 현재의 상태에서는 관용적으로 별개의 토압분포를 사용하고 있다.

굴착 토류벽에서의 토압은 대체로 삼각형 또는 사각형의 형태로 분포한다고 생각되는데, 삼각형 토압 분포는 토류벽의 근입 깊이를 결정할 때와 캔틸레바식 또는 1단으로 지지된 널말뚝의 단면을 계산하는 데 사용한다.

그리고 사각형의 토압 분포는 2~3단 이상으로 지지된 가설 흙막이 구조물의 경우에 주로 사용한다. 이러한 사실은 굴착 토류벽에서 굴착 후에 측정된 토압 분포로 부터 확인되었다. 그림 32에서 보면, 굴착 깊이가 깊어질수록 토압의 분포는 사각형에 가까운 형상을 나타내고 있다. 이에 따라, 굴착 깊이가 깊은 토류벽에서의 토압은 사각형의 분포를 사용한다.

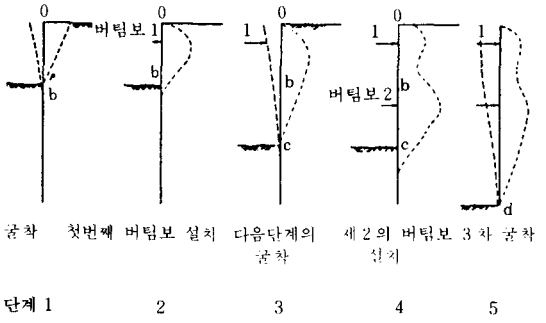


그림 32. 굴착후의 토압발생단계

2.1 근입깊이 결정에 사용되는 토압

흙막이 말뚝이나 鋼널말뚝의 근입 깊이를 결정하는 경우와 자립식 널말뚝의 단면 계산에 사용되는 토압은 일반적으로 Rankine-Resal의 토압 공식을 사용한다. 이 식은 그림 33에서와 같이 토류벽의 외측에서 주동 토압, 내측에서 수동 토압이 작용하며, 각각의 토압을 구하는 식은 다음의 식(25)과 같다. 그림 33은 뒷채움의 흙이 점성토인 경우를 나타내고 있는데, 만약 뒷채움 흙 또는 아래 지반이 사질토인 경우에는 주동토압 및 수동토압 산정공식에서 점착력을 0으로 하여 계산하면 된다. 그런데 그림 33과 같이 자유단 지지 방식으로 널말뚝을 설계할 때에는 준설선 아래의 근입 깊이가 타입 하단을 구속하기에 충분하지 못하므로, 수동 토압에 대한 안전율을 고려하여야 한다. 일반적으로 응력 평형을 고려하기 전에 Rankine의 수동 토압을 2.0보다 큰 안전율로 나누어 준다(R.F. Craig, 1984).

$$\text{주동토압} : P_a=(q+\gamma z)\tan^2(45°-\phi/2)-2c\tan(45°o-\phi/2) \quad (25)$$

$$\text{수동토압} : P_p=(q+\gamma z)\tan^2(45°+\phi/2)+2c\tan(45°+\phi/2)$$

여기서, P_a : 깊이 z에서의 주동토압
P_p : 깊이 z에서의 수동토압
γ : 흙의 단위중량
z : 지표면에서의 깊이
q : 상재하중
ϕ : 흙의 내부마찰각
c : 흙의 점착력

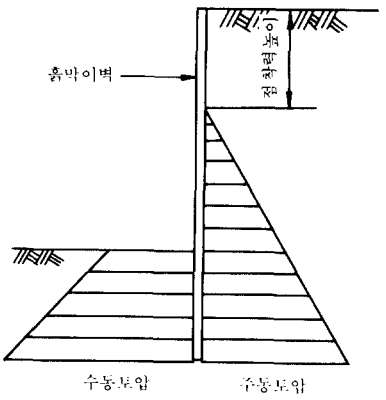


그림 33. 근입 깊이의 계산에 쓰이는 토압 분포

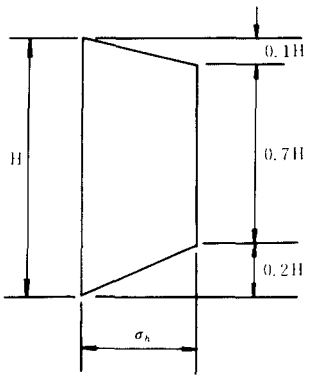
2.2. 단면 결정에 사용되는 토압

H 말뚝과 토류판을 이용한 토류벽, 鋼널말뚝, 연속지중벽, 띠장, 버팀대 등의 단면 계산에 사용되는 토압 분포는 경험 및 현장에서 계측된 토압 분포를 토대로 제안된 값을 사용하고 있다. 실제로 대다수의 굴착 현장에서는 버팀보를 다단으로 설치하는데, 이때 토류벽의 토압 분포는 앞에서도 설명한 바와 같이 사각형의 형상을 나타낸다. 그리고 토압 분포의 형상과 크기는 뒷채움 흙의 종류, 지하수의 유무, 그리고 상재하중의 크기 등에 따라서 달라진다. 여기에서는 굴착 깊이가 비교적 깊은 경우에 나타나는 사각형의 토압 분포를 뒷채움 흙의 종류에 따라 기술하였다.

2.2.1. 사질토의 경우

① Tschebotarioff

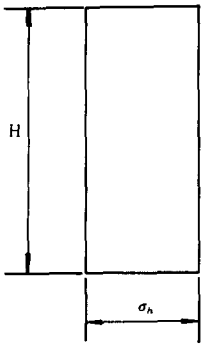
$$\sigma_h=0.8K_a\gamma H\cos\delta$$



$K_a=\tan^2(45°-\phi/2)$
H : 굴착 깊이
γ : 흙의 단위체적중량
δ : 벽 배면의 마찰각
(단, soldier beam 건설의 경우 $\delta=0$을 사용한다.)

② Terzaghi-Peck의 수정토압

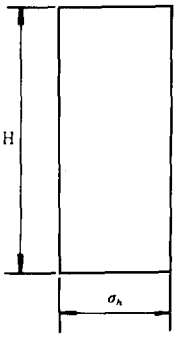
$\sigma_h=0.65K_a\gamma H$



$K_a=\tan^2(45°-\phi/2)$
H : 굴착 깊이
γ : 흙의 단위체적중량

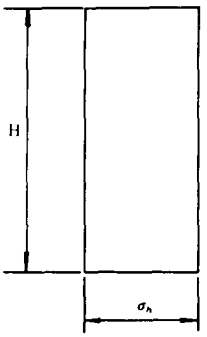
③ NAVFAC(버팀보 지지벽)

$\sigma_h=0.65K_a\gamma H$



$K_a=\tan^2(45°-\phi/2)$
H : 굴착 깊이
γ : 흙의 단위체적중량

④ NAVFAC(어스 앵커 지지벽)



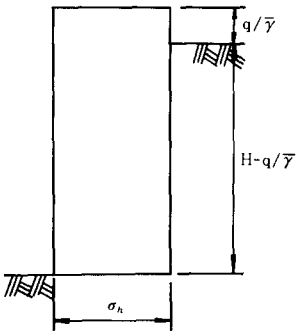
$\sigma_h=\alpha\ K_0\ \gamma H$

단단한 모래 지반: $\alpha=0.4$
느슨한 모래 지반: $\alpha=0.5$

K_0 : 정지토압계수
H : 굴착 깊이
γ : 흙의 단위체적중량
(단, 변형이 심하게 발생하고, tie-back이 설계하중의 100%까지 프리스트레스를 받으면, 정지상태의 조건(즉, $\alpha=1$으로 토압을 계산한다.)

⑤ 일본도로협회 및 수도고속

$\sigma_h=ab\ \bar{\gamma}$



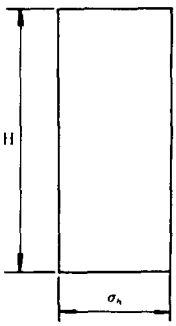
H : 상재하중을 고려한 굴착 깊이
q : 상재하중(=1.0t / ㎡)
γ : 평균단위체적중량
a : 굴착 깊이에 의한 계수

H≧5.0 m	a=1
3.0 m≦H<5.0 m	a=¼(H−1)

b : 지질에 의한 계수
N>5이면 b=4
N≦5이면 b=6

⑥ 일본건축학회

$\sigma_h=0.2\gamma H$



H : 굴착 깊이
γ : 흙의 단위체적중량
q : 상재하중
(=1.0~1.5t / ㎡)
(단, 상재하중이 위의 가정과 크게 다른 경우에는 사용이 곤란하다.)

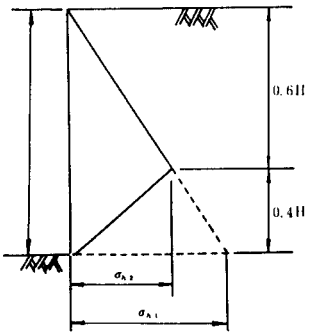
2.2.2. 점성토의 경우

① Tschebotarioff

견고한 지반

$\sigma_{h1}=0.3\ \gamma H$

$\sigma_{h2}=0.5\ \gamma H$



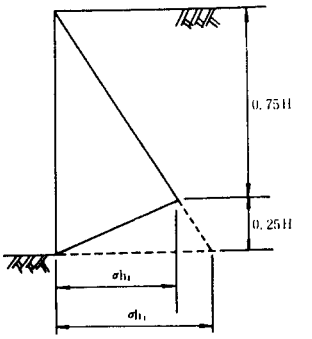
H : 굴착 깊이

γ : 흙의 단위 체적중량

중간정도의 지반

$\sigma_{h1}=0.375\ \gamma H$

$\sigma_{h2}=0.5\ \gamma H$

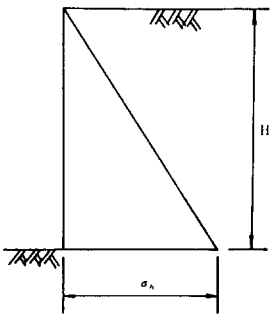


H : 굴착 깊이

γ : 흙의 단위 체적중량

연약한 지반

$\sigma_h=0.25\ \gamma H$



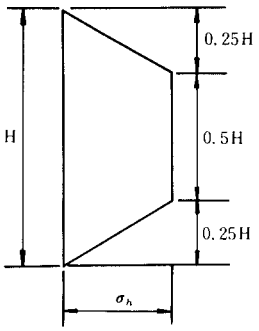
H : 굴착 깊이

γ : 흙의 단위 체적중량

② Terzaghi-Peck의 수정토압

견고한 지반

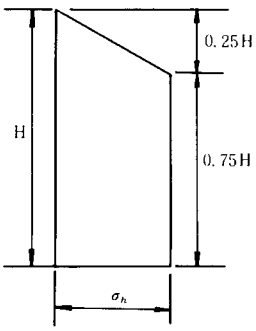
$\sigma_h=0.2\sim0.4\ \gamma H$



(단, 작은 토압의 토류벽의 변위가 작고, 시공 기간이 짧은 경우에 이용한다.)

연약하거나 중간 정도의 지반

$\sigma_h=1.0\ K_a\ \gamma H$



H : 굴착 깊이

γ : 흙의 단위체적중량

$K_a=1-m\dfrac{4\ Su}{\gamma H}$

m : 보정계수(보통 1을 사용하며, $N_s(=\gamma H/S_u)$의 값에 따라 1 이하의 값을 사용한다.)

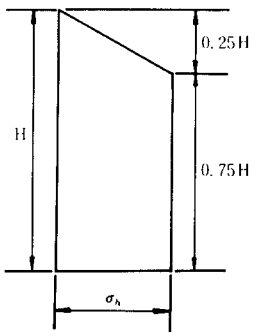
$S_u=q_u/2$

q_u : 흙의 일축압축강도

③ NAVFAC(버팀보 지지벽)

연약하거나 중간 정도의 지반($N_s>6$)

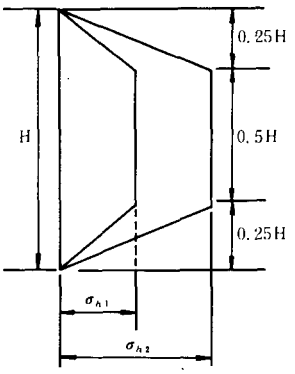
$\sigma_h=K_a\ \gamma H$



견고한 지반($N_s<4$)

$\sigma_{h1}=0.2\ \gamma H$

$\sigma_{h2}=0.4\ \gamma H$



(단, 변위가 작고 공사기간이 짧은 경우에는 더 작은 값을 사용한다.)

N_s : 안정수(stability number, $=\gamma H / c$)
H : 굴착 깊이
γ= 흙의 단위체적중량

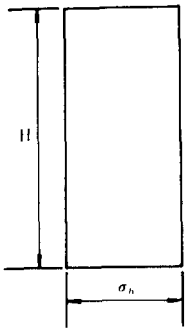
$$k_a = 1 - m\frac{4c}{\gamma H}$$

m : 보정계수(보통 m=1을 사용하며, 연약한 정규압밀 점토에서 굴착시 $m = 0.4\ F_{sb}$을 사용한다.)
F_{sb} : 굴착 바닥면에서의 안전율 ($1.0 \leqq F_{sb} \leqq 1.5$)

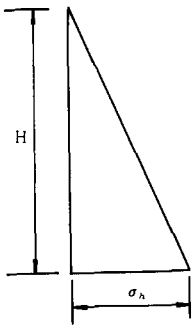
* 참고 : $4 < N_s < 6$의 경우에는 두 가지의 값 중에서 더 큰 값을 사용한다.

④ NAVFAC(어스 앵커 지지벽)

견고한 지반
$\sigma_h = 0.15\ \gamma H$($N_s \fallingdotseq 4$인 경우)
$\sigma_h = 0.3\ \gamma H$($N_s < 4$인 경우)



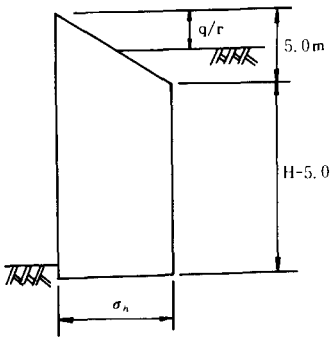
연약하거나 중간정도의 지반
$\sigma_h = 0.5 \sim 0.6\gamma H$
(정지토압 즉, K_0조건)



N_s : 안정수(stability number, $=\gamma H / c$)
H : 굴착 깊이
γ : 흙의 단위체적중량

⑤ 일본도로협회 및 수도고속

$\sigma_h = ac\ \bar{\gamma}$



H : 상재하중을 고려한 굴착 깊이
q : 상재하중(=1.0 t / ㎡)
γ : 평균단위체적중량
a : 굴착 깊이에 의한 계수

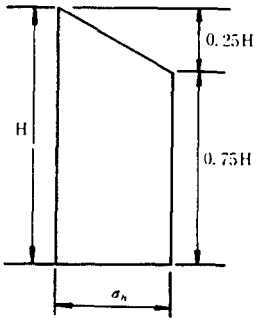
5.0 m ≦ H	a=1
3.0 m ≦ H < 5.0m	a=¼(H−1)

c : 지질에 의한 계수
N>5이면 c=4
N≦5이면 c=6

⑥ 일본건축학회

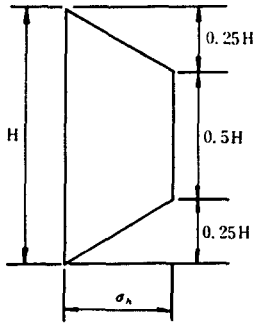
연약한 지반

$\sigma_h = K\,\gamma H$



견고한 지반

$\sigma_h = 0.2 \sim 0.3\,\gamma H$



H : 굴착 깊이

γ : 흙의 단위체적중량

$K = 1 - \frac{4\,S_u}{\gamma H}$ (단, $K \geqq 0.3$)

$S_u = q_u / 2$

q_u : 흙의 일축압축강도

2.2.3. 혼합된 토층(mixed soil)

① Peck의 수정식

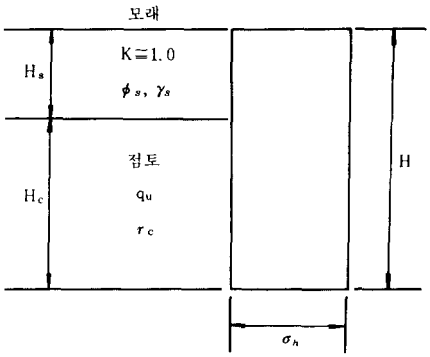
$K_a = 1 - m\frac{2q'_u}{\gamma_m H}$

$q'_u = 1 / H\{\gamma_s H^2_s\ K_s \tan\phi + (H - H_s)n\ q_u\}$

$\gamma_m = 1 / H\{\gamma_s H_s + \gamma_c H_s\}$

q_u = 실험실에서의 일축압축강도

$\sigma_h = K_a\,\gamma_m H$



m : 보정계수(보통 m=1을 사용하며, 정규압밀 점토에서는 m<1의 값을 사용한다.)

n : 실험실에서의 값에 대한 현장에서의 일축압축강도의 비

2.3. 수압

앵커로 지지된 널말뚝 전면의 수위 변동에 의하여 즉, 침투압에 의하여 불균형 압력 분포가 발생한다. 불균형 압력 분포는 유선망을 이용하여 결정할 수 있다. 균일한 지반 조건에 대한 불균형 압력 분포는 그림 34(a)의 점선과 같이 대략 사다리꼴(abcd) 형상을 나타낸다. 그러나 이용의 편의를 위하여 실무적으로는 불균형 압력 분포를 실선과 같이 가정한다. 그림 34(b)는 불투수층에 널말뚝이 놓여 있어서 정상 침투(steady seepage)가 발생하지 않는 경우의 불균형 압력 분포를 나타낸 그림이다.

물의 흐름이 상류측으로 발생하는 경우, 상향 침투압으로 인하여 널말뚝 전면에서 흙의 유효단위중량은($\gamma' - i\gamma_w$)으로 감소하게 된다. 여기에서, i는 널말벽 전면에서의 평균 동수 경사이다. 결과적으로 널말뚝 전면에서 흙의 수동저항은 감소하게 된다. 널말뚝 뒷면에서 흙의 유효단위중량은 하향 침투압으로 인하여 증가하지만, 그 증가량은 무시할 수 있다.

앞에서 언급한 바와 같이 침투가 발생하는

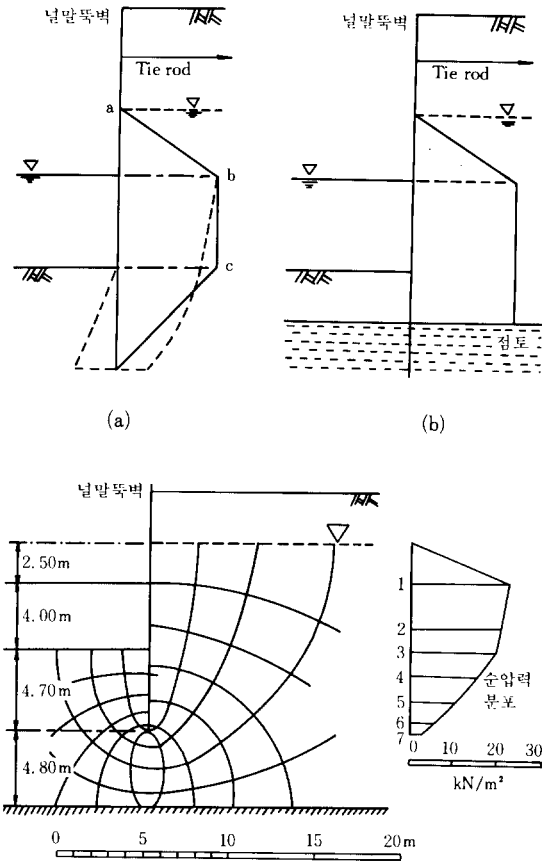


그림 34. 널말뚝에 작용하는 토압 및 수압

표 4. 순수압력의 계산과정

level	z(m)	h_b(m)	u_w/γ_w(m)	h_f(m)	u_f/γ_w(m)	u_b-u_f(kN/m²)
1	0	2.30	2.30	0	0	22.0
2	−2.70	2.10	4.80	0	2.70	20.6
3	−4.00	2.00	6.00	0	4.00	19.6
4	−5.50	1.83	7.33	0.21	5.71	15.9
5	−7.10	1.68	8.78	0.50	7.60	11.6
6	−8.30	1.51	9.81	0.84	9.14	6.6
7	−8.70	1.25	9.95	1.04	9.74	2.1

위 표에서 h_b : 토류벽 뒷면에서의 전체 수두
h_f : 토류벽 앞면에서의 전체 수두
u_b : 토류벽 뒷면에서의 간극수압
u_f : 토류벽 앞면에서의 간극수압
u_b-u_f : 토류벽 뒷면에서의 순수 압력

경우, 토류벽 뒷면에 실제로 작용하는 순수 압력의 분포를 그림 34(c)와 같이 유선망(flownet)을 이용하여 구할 수 있다. 토류벽 뒷면에서의 순수 압력은 토류벽 앞면과 뒷면에서의 간극수압의 차이이며, 구하는 과정이 그림 34(c) 아래의 표 4에 나타나 있다.

참 고 문 헌

1. A.F. Barghouthi(1990)," Active Earth Pressure on Walls with Base Projection," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.
2. B.M. Das, Fundamentals of Soil Dynamics.
3. B.M. Das, Principles of Foundation Engineering.
4. Civil Engineering Magazine(1990), Retaining Forest Roads, ASCE.
5. C.K. Wang, Reinforced Concrete Design.
6. D.A. Bruce & R.A. Jewell(1986), "Soil Nailing: Application and Practicepart 1," Ground Engneering, pp.10-15.
7. D.C. Dalton(1980), "Reinforced Earth versus Mluti-Anchor Structures," Ground Engineering.
8. G. Gassler(1988), "Soil Nailing-Theoretical Basis and Practical Design," Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Japan.
9. J. Narain et. al.(1969), "Model Study of Passive Pressure in Sand," ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering.
10. J.B. Hansen, Earth Pressure Calculation, Danish Technical Press, Institution of Danish Civil Engineers.
11. J.K. Mitchell & W.C.B. Villet(1987), NCHRP Report 290: Reinforcement of Earth Slopes and Embankments, TRB, National Research Council, Washington, D.C.
12. J.S. Horvath(1991), "Effect of Footing Shape on Behavior of Cantilever Retaining Wall," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.
13. K. Terzaghi, Theoretical Soil Mechanics.
14. K.H. Roscoe(1970), "The Influence of Strain in Soil Mechanics," Geotechnique.
15. K.O. Harrop-Williams(1989), "Geostatic Wall Pressures," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.

16. K.S. Wong(1978), "Elasto-Plastic Finite-Element Analyses of Passive Earth Pressure Tests," Ph.D. Thesis, Univ. of California, Berkeley.
17. M.A. Sherif et. al.(1982), "Earth Pressures against Rigid Retaining Walls," ASCE, Journal
18. M.E. Harr, Foundations of Theoretical Soil Mechanics.
19. M.T. Elman(1987), "Retaining Walls With Sloped Base," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.
20. M.T. Elman(1988), "Retaining Walls with Sloped Heel," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, and Discussion by K.S.Li, et. al.
21. P.W. Rowe et. al.(1965), "Passive Earth Pressure Measurements," Geotechnique.
22. R.G. James et. al.(1970), "Experimental and Theoretical Investigations of a Passive Earth Pressure Problem," Geotechnique.
23. S. Bang & H.T. Kim(1986), "At-Rest to Active Earth Pressure Transition," Transportation Research Record 1105.
24. S. Bang & H.T. Kim(1987), "Passive Lateral Earth Pressure Development Behind Rigid Walls," Transportation Research Record 1129.
25. Soil Mechanics and Foundation, Remin Jiaotong Chubanshe.
26. Y.S. Fang et. al.(1986), "Static Earth Pressures with various Wall Movements," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.
27. V.V. Sokolovskii, Statics of Granular Media.
28. 김상규(1974), "원호활동법에 의한 석축의 안정해석," 대한토목학회 논문집, 제22권, 제1호, pp. 83-97.
29. 김시년, 양우식, 백영식(1989), "rockery 설계방법에 의한 석축의 안정성 검토," 대한토질공학회지, 제5권, 제2호, pp. 5－17.
30. 농수산부(19844), 농지개량사업표준설계(해설)－옹벽, 널마뚝편.
31. 정인준, 신영기, 황충현(1975), "보강석축에 관한 실험적 연구," 대한토목학회 논문집, 제23권, 제3호, pp. 91－104.
32. 천병식, 지반진동 이론과 실제, 건설연구사.
33. 토질 기초구조물의 설계와 예해, 탐구문화사.
34. 김홍택(1990), "암 근처에 설치되는 옹벽의 발생토압에 관한 연구", 대한토질공학회지
35. 김홍택, 강인규(1991), "2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성될 경우의 정적 및 동적 수평주동토압합력 예측," 대한토목학회 논문집.
36. 김홍택(1991), "페타이어를 이용한 토류구조물에 관하여," 한국지반공학회지. 제 7 권, 제 4 호, pp. 99～103

흙막이 구조물 (I) 강좌 수정 및 보완

한국지반공학회지 제 7 권 제 3 호 1991년 9 월호에 게재된 내용중 일부의 원고가 교정되지 않아 다음과 같이 수정 보완합니다.

다 음

Page	수 정 전	수 정 후
77	그림 1-1 Dunham $\phi = \sqrt{12N} + 15$	Dunham $\phi = \sqrt{12N} + 25$
82 (좌측면)	K_{s1} = 폭이 1 ft이고, 길이가 1 ℓ 구형판의 수평지반반력계수	K_{s1} = 폭이 1 ft이고, 길이가 1 ft인 정방형판의 수평지반반력 계수
	표 1-12에서 $\overline{K}_{s1}$	K_{s1}
82 (우측면)	$h_n = \frac{Ar'}{1.35}$	$n_h = \frac{A\gamma'}{1.35}$ γ' = 흙의 유효 단위중량
	그림 1-4 $K_h = \frac{n_A X}{B}$	$K_h = \frac{n_h X}{B}$
86 (좌측면)	19行 U형, 형, Z형	U형, H형, Z형
90 (우측면)	그림 1-5 보완	

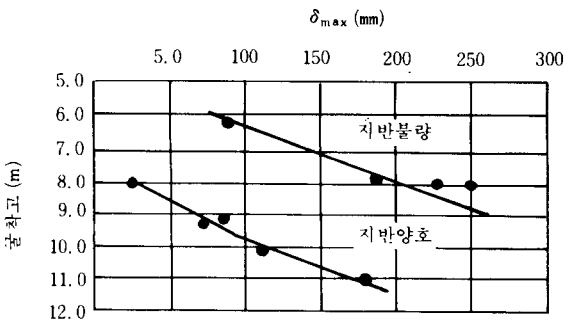


그림 1-5 최대침하량 δ_{max}와 굴착고 H와의 관계