

벽체 허용변위와 양상을 고려한 사질토지반에서 수동측토압 제안

Proposal of Mobilized Passive Earth Pressure to Allowable Wall Displacement and Movement Types in Sandy Soil

윤 영 호¹ Yoon, Young-Ho 김 태 형² Kim, Tae-Hyung
김 태 오³ Kim, Tae-O 우 민 석⁴ Woo, Min-seok

Abstract

The evaluation of passive earth pressure plays a crucial role in the design of earth-retaining structures such as retaining walls and temporary earth-retaining walls to withstand horizontal earth pressure. In the earth pressure theory, active and passive earth pressures represent the earth pressures at the limit state, where the wall displacement reaches the maximum allowed displacement. In the design of earth-retaining structures, the passive earth pressure is considered as the resisting force. In this context, the limit displacement at which passive earth pressure occurs is significantly greater than that associated with the active earth pressure. Therefore, it is irrational to apply this displacement directly to the calculation of passive earth pressure. Instead, it is necessary to consider the mobilized passive earth pressure exerted at the allowable horizontal displacement to evaluate the structural stability. This study proposes an allowable wall displacement, denoted as $0.002 H$ (where H represents the excavation depth), based on a literature review that focuses on sandy soils. To calculate the mobilized passive earth pressure from the wall displacement, a semi-empirical equation is proposed. By analyzing the obtained data on mobilized passive earth pressure, a reduction factor applicable to Rankine's passive earth pressure is proposed for practical application in sandy soils under different wall movement types.

요 지

수평방향의 토압에 저항하는 흙막이 구조물(옹벽, 가시철 등) 설계에서 수동토압(Passive earth pressure) 산정은 중요한 요소이다. 토압이론에서 주동토압과 수동토압은 벽체 변위가 충분히 발생하여 한계변위에 도달한 한계상태에서의 토압이다. 흙막이 구조물설계에서 수동토압은 저항력으로 고려되는데, 이때, 수동토압이 발생하는 한계변위는 주동토압이 발생하는 한계변위의 10배 이상으로 이 변위를 수동토압산정에 적용하는 것은 비합리적이다. 그러므로 한계변위의 수동토압(Passive earth pressure)이 아닌 임의 크기의 수평변위에서 발생하는 임의 수동토압을 발현수동측토압(Mobilized passive earth pressure)으로 정의하고 흙막이 구조물의 안정성 검토에 발현수동측토압을 적용하는 것이 현실적으로 필요하다고 판단하였다. 본 연구에서는 모래지반에 대하여 문헌조사를 통해 흙막이 구조물의 안정성 확보가 가능한 허용수평변위를 $0.002H$ (H :굴착깊이)로 제안하였으며, 임의수평변위에서 발생하는 발현수동측토압을 산정할 수 있는 반경험식을 사용하였다. 그리고 사질토 지반에서 구해진 발현수동측토압 자료를 바탕으로

1 정회원, 한국해양대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Korea Maritime and Ocean Univ.)

2 정회원, 한국해양대학교 토목공학과 교수, 공학박사 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Korea Maritime and Ocean Univ.)

3 정회원, (주)지오알앤디 상무, 공학박사 (Member, Director, GeoR&D, Co., Ltd., Tel: +82-51-515-0138, t5kim@chol.com, Corresponding author, 교신저자)

4 비회원, 금호건설(주) 상무대우 (Director, Kumho Construction Co., Ltd.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2024년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

실무에서 간단하게 적용할 수 있도록 벽체의 거동양상에 따른 Rankine의 수동토압에 적용 가능한 감소계수를 제안하였다.

Keywords : Limit displacement, Mobilized passive earth pressure, Passive earth pressure, Reduction coefficient, Semi-empirical equation

1. 서론

Coulomb과 Rankine으로 대표되는 고전토압이론은 벽체변위로 지반의 전단강도가 한계에 도달하는 파괴상태일 때 생성되는 흙찌꺼기에 작용하는 힘의 평형으로 토압을 결정하며, 이러한 파괴상태(한계변위)의 토압을 주동토압, 수동토압으로 정의한다.

다양한 현장시험과 모형시험 결과에 의하면 주동토압과 수동토압이 발생 될 때의 파괴면은 직선과 곡선이 함께 나타나는 복합파괴면을 가지며, 벽면마찰각(δ)이 클수록 곡선의 영향은 더 커진다고 알려져 있다(Terzaghi and Peck, 1967). 하지만, 파괴면을 직선으로 가정하는 고전토압이론은 적용의 편의성으로 인하여 현재까지도 실무에서 주로 사용되고 있다. 그리고 실무에서는 대부분 주동과 수동상태에서의 토압 크기만을 고려할 뿐 각 상태에서의 변위에 대해서는 고려하지 않고 있다. 그러나, 여러 연구에 의하면 수동토압이 발생하는 한계변위는 주동토압이 발생하는 한계변위의 10배 이상으로 알려져 있다(Canadian Geotechnical Society, 2006).

지중에 설치된 강성벽체가 어느 한 방향으로 수평 이동할 때 벽체의 한쪽은 수동상태가 되고 반대쪽은 주동상태가 된다(Fig. 1). 주동토압은 상대적으로 작은 벽체 변위에서도 파괴상태에 도달하여 실제 발생하는 파괴

면(복합)과 고전토압이론에서 가정된 파괴면(직선)의 차이는 크지 않다. 하지만, 수동토압이 발생하는 파괴상태 변위는 주동토압의 변위보다 매우 크며, 벽면마찰의 영향으로 인하여 실제파괴면(복합파괴면)과 직선으로 가정한 파괴면의 차이는 커지게 된다. 결국, 파괴면을 직선으로 가정하는 고전토압이론의 수동토압은 실제(복합파괴면) 발생하는 토압 보다 크게 산정되어 수동토압을 저항력으로 고려하는 경우는 불안정한 설계가 될 가능성이 있다. 기존 연구에 의하면 벽면마찰각(δ)이 지반내부마찰각(ϕ)의 1/3을 초과하면 실제 파괴면은 심하게 곡면형상이 되고 직선파괴면을 가정하는 Coulomb 수동토압과의 차이는 급속히 증가한다고 한다(Terzaghi and Peck, 1967). 그러므로 수동토압은 복합파괴면으로 고려하여 산정하는 것이 합리적이다.

일반적으로 수동토압이 발휘되는 한계변위는 주동토압의 한계변위보다 매우 커 벽체의 안정성을 초과하는 변위가 대부분이므로 실무에서는 벽체의 허용변위 이내에서 발생하는 발현수동측토압(한계변위에서의 토압은 수동토압이라 하고 임의변위에서 토압은 발현수동측토압(Mobilized passive earth pressure)으로 표현함)을 사용하는 것이 적절하다. 그러므로 수동토압을 합리적이고 안정적으로 실무에 적용하기 위해서는 수동상태의 파괴면을 복합으로 가정하고, 주동토압 변위보다 10

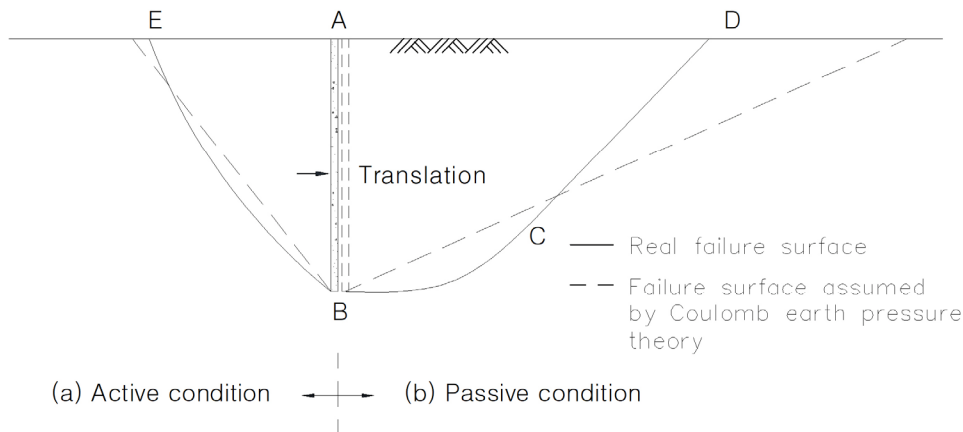


Fig. 1. Real failure surface and failure surface assumed by Coulomb's earth pressure theory

배 이상 큰 변위에서의 수동토압이 아닌 구조물의 안정성을 확보할 수 있는 허용 가능한 임의변위에서 발생하는 발현수동측토압을 결정하는 것이 필요하다. 즉, 파괴상태 변위의 수동토압이 아닌 구조물의 허용변위 이내에서 발현수동측토압을 산정하는 것이 필요하다.

본 연구에서는 사질토 지반에서 선행 연구자들에 의해 제안된 곡선 파괴면을 고려한 수동토압계수와 임의 수동측변위에서 산정 가능한 반경험적 발현수동측토압 계산식을 사용하였다. 이를 위해 주동토압과 벽체변위의 관계를 분석하여 실무에서 적용 가능한 발현수동측 토압의 산정을 위한 임의수동측변위의 크기를 제안하였다. 그리고, 벽체의 거동양상에 따라 실제 발생하는 복합파괴면의 형상을 수치해석을 통해 확인하였다. 또한, 대수나선(Log spiral) 수동파괴면으로 발현수동측토압을 산정할 수 있도록 Kerisel and Absi(1990)가 제안한 토압계수표를 활용하였으며, Subba Rao et al.(2004)가 제안한 강성벽체의 임의변위에서 반경험적 수동토압 관계식을 사용하여 발현수동측토압을 산정하였다. 이상의 결과를 바탕으로 실무에 적용가능한 발현수동측토압(Mobilized passive earth pressure)을 산정하여 Rankine 수동토압과의 관계를 고찰하고 Rankine의 수동토압값에 간단히 곱하여 실무에 적용할 수 있는 토압감소계수를 제안하였다.

2. 기존이론

2.1 대수나선이론과 수동토압계수

실제 발생하는 복합파괴면을 고려한 정확한 수동토

압을 산정하기 위하여 많은 연구자들은 수동파괴면을 대수나선으로 가정하고(Table 1) 대수나선(Log spiral) 이론으로 실제에 가까운 수동토압을 구하고자 하였다.

본 연구에서는 대수나선(log spiral)이론을 바탕으로 Kerisel and Absi(1990)가 제시한 토압계수표를 사용하여 발현수동측토압(Mobilized passive earth pressure)을 계산하였다. Kerisel and Absi(1990)의 토압계수표는 비점착성 흙에서 Coulomb의 한계평형 기준을 따르며, 벽체에 작용하는 토압은 δ 만큼 일정하게 기울어져 있다고 가정하고 벽체에 작용하는 토압은 삼각형 분포로 상부에서 0이 되고 바닥에서 1/3지점에 합력이 작용한다는 기준으로 Kerisel and Absi(1990)가 제안한 방대한 토압계수표 중에서 벽체 배면은 수직($\alpha = 0^\circ$)이고 뒤채움의 경사는 수평($\beta = 0^\circ$)이며 배면 상재하중과 점착력이 없는 사질토에서 $10^\circ \leq \phi \leq 40^\circ$ 사이의 내부마찰각을 가지는 흙의 수동토압계수를 요약하여 Table 2에 나타내었다.

본 연구에 적용된 대수나선(log spiral)이론에 의한 Kerisel and Absi(1990)의 수동토압계수와 고전토압이론의 Rankine, Coulomb의 수동토압계수를 사용하여 벽체배면은 수직, 뒤채움 경사는 수평으로 가정하고 수동토압의 합력(P_p)을 구하여 비교하여보았다. 계산을 위하여 단위중량 $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$ 인 사질토 뒤채움에 강성벽체 $H = 5.0 \text{ m}$ 로 가정하였다. Fig. 2는 세 가지 이론에 의한 수동토압 합력을 벽면마찰각(δ)과 내부마찰각(ϕ)의 비(δ/ϕ)로 나타낸 그래프이다. 계산결과 한계변위상태의 수동토압은 각 이론에서 제시된 수동토압계수(K_p)에 비례하는 값을 보이며 Coulomb 토압이 가장 큰 값을 나타내고 Rankine의 토압이 가장 작은 값을 나타내었다.

Table 1. Assumptions about the curved failure surface

Investigator	Caquot and Kerisel (1948)	Terzaghi (1943) Terzaghi and Peck (1967)	Janbu (1957)	Shields and Tolunay (1973)	Kerisel and Absi (1990)	Duncan and Mokwa (2001)
Assumption on BCD (Fig. 1.1)	Arc of log spiral	Arc of log spiral	Arc of log spiral	Arc of log spiral	Arc of log spiral	Arc of log spiral

Table 2. Coefficient of Kerisel and Absi's passive earth pressure (case of $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $c = 0$) (Kerisel and Absi, 1990)

δ/ϕ	Internal frictional angle, ϕ ($^\circ$)							
	10	15	20	25	30	35	40	45
0.00	1.42	1.70	2.05	2.45	3.00	3.70	4.50	5.80
0.33	1.51	1.88	2.40	3.10	4.00	5.40	7.60	11.00
0.50	1.55	1.97	2.55	3.40	4.60	6.50	9.50	15.00
0.66	1.59	2.05	2.75	3.70	5.30	8.00	12.00	20.00
1.00	1.66	2.20	3.10	4.40	6.50	10.50	18.00	35.00

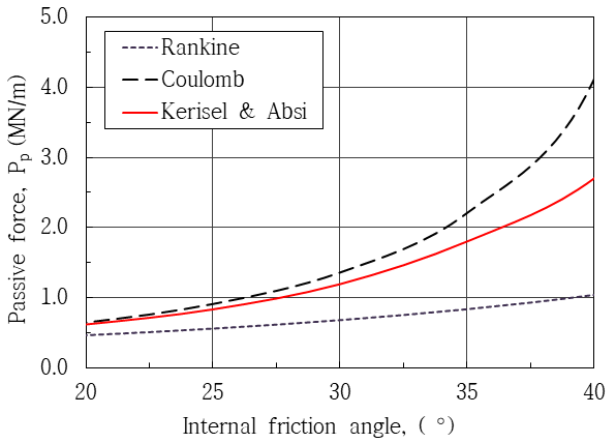


Fig. 2. Passive force of Rankine's, Coulomb's and log spiral theory ($\delta/\phi = 0.66$)

2.2 수동 및 주동상태 변위

흙막이 벽체에 임의 방향으로 변위가 발행하면 지반 내 가상파괴면에서는 전단응력이 증가하게 되고 벽체에 작용하는 토압은 정지토압에서 주동 또는 수동토압 사이에 존재하게 된다. 벽체 변위가 증가하여 가상파괴면에서의 전단응력이 전단강도에 도달해 파괴되려고 하는 한계상태(소성상태)에 도달하면 주동상태 또는 수동상태가 된다. 즉, 벽체 변위의 크기에 따라 지반에서 발현되는 전단응력의 크기가 달라지기 때문에 토압은 벽체의 변위량에 따라 결정된다.

(1) 변위와 토압의 관계

정지토압 상태에서 주동토압 또는 수동토압이 발생

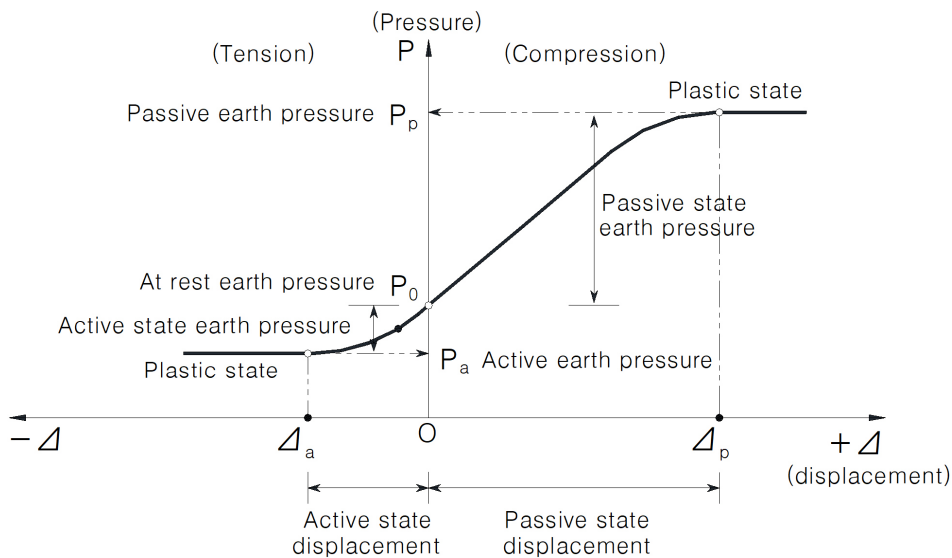


Fig. 3. Effect of lateral displacement on earth pressures ($K_0 < 1, c = 0$)

되기 위해서는 반드시 벽체의 수평변위가 필요하다. Fig. 3은 벽체의 변위와 토압의 관계를 단순화하여 나타낸 것이다. 그림에서 한계변위(주동한계변위 Δ_p , 수동한계변위 Δ_a) 까지는 토압과 벽체변위는 선형비례하고 한계변형률을 초과하여 소성상태가 되면 토압은 일정한 값을 유지하게 되며 수동토압에 도달하는 수동변위(Δ_p) 과 주동토압에 도달하는 주동변위(Δ_a)는 상당히 큰 차이를 보인다. 이는 벽체에 작용하는 수평토압을 결정하는데 벽체의 변위 또는 흙의 변형이 지배적인 역할을 한다는 것을 보여준다. 한계변위는 일반적으로 지반의 종류와 상대밀도에 따라 다르다고 알려져 있다.

(2) 벽체 한계변위 기준

국의 설계기준 등에 제시된 지반상태와 굴착고(또는 노출된 벽체높이)에 따른 주동 및 수동상태에 도달하는 벽체의 한계변위를 정리하였다. Table 3은 Canadian Foundation Engineering Manual(2006)에 수록된 것으로

Table 3. Magnitude of wall rotation to reach failure (Canadian Geotechnical Society, 2006)

Soil type and condition	Rotation, Y/H	
	Active	Passive
Dense cohesionless	0.001	0.02
Loose cohesionless	0.004	0.06
Stiff cohesive	0.010	0.02
Soft cohesive	0.020	0.04

Y : Amount of horizontal translation or rotational displacement of the wall top relative to the wall bottom

H : Height of the wall

Table 4. Magnitude of wall rotation to reach failure (U.S. Navy, 1986)

Soil type and condition	Roation, Y/H	
	Active	Passive
Dense cohesionless	0.0005	0.02
Loose cohesionless	0.002	0.06
Stiff cohesive	0.01	0.02
soft cohesive	0.02	0.04

where, Y = Horizontal displacement, H = Height of the wall

지반 종류에 따른 주동 및 수동토압에 도달하기 위한 벽체 회전의 크기(변위/벽체높이=Y/H)를 나타낸 것이다. Table 4는 NAVFAC Design Manual 7.2(1986)에 수록된 주동상태 및 수동상태에 도달하는 벽체의 한계변위로 수동토압 한계변위는 동일하다. 본 논문에서는 벽체높이 H를 굴착깊이로 정의하였다.

2.3 발현수동측토압 산정 반경험식

Subba Rao et al.(2004)은 강성벽체의 수동파괴면을

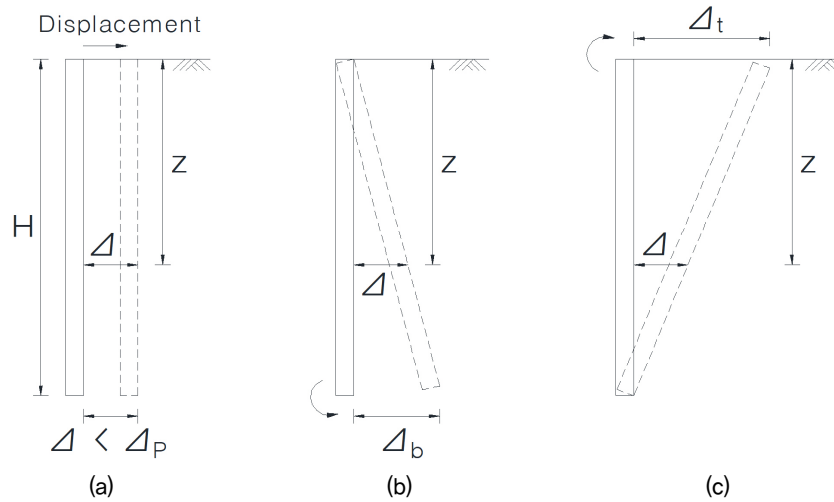


Fig. 4. (a) Translation (TR), (b) Rotation about the top (RT), (c) Rotation about the bottom (RB)

Table 5. Relationship between mobilized friction angle and displacement

Mode of wall movement	x, y axis	Relational equation (refer to Fig. 5)
Translation (TR)	$x = \Delta / \Delta_p$ $y = [(\phi_m / \phi) / (\Delta / \Delta_p)]$	$y = (1/x^{0.6})$, Where, $x > 0$
Rotation about the top (RT)	$x = \Delta / \Delta_p$ $y = [(\phi_m / \phi) / (\Delta / \Delta_p)]$	$y = (1/x^{0.6})$, Where, $x > 0$ at the bottom, the displacement is Δ_b $\alpha = \Delta_b / \Delta_p$, $\Delta / \Delta_p = \alpha(z/D)$
Rotation about the bottom (RB)	$X = (1 - \Delta / \Delta_p)$ $Y = [(\phi_m / \phi) / (1 - \Delta / \Delta_p)]$	$Y = [(1/X) - 1]$, Where, $X > 0$ at the top, the displacement is Δ_t $\beta = \Delta_t / \Delta_p$, $\Delta / \Delta_p = \beta(1 - z/D)$

where, ϕ : Internal frictional angle, ϕ_m : Mobilized frictional angle

대수나선으로 가정하고, 강성벽체의 세 가지 거동양상에 따른 임의변위에서의 발현수동측토압을 산정할 수 있는 반경험적 관계식을 제시하였다. 세 가지 거동양상은 Fig. 4에 나타난 벽체의 이동(translation, TR), 상단고정회전(rotation about the top, RT) 그리고 하단고정회전(rotation about the bottom, RB)이며, Table 5는 세 가지 거동양상에 대한 Subba Rao et al.(2004)의 제안식을 간단하게 표로 정리한 것이다.

3. 발현수동측토압 산정

3.1 발현수동측토압 산정을 위한 적정 변위

Lambe and whitman(1969)은 모래의 삼축압축시험을 실시하여 밀도에 관계없이 주동상태에 도달하기 위한 한계변위는 0.5% 미만의 작은 수평변형률(수평인장)이 필요하고, 최대수동저항(수동토압)의 절반에 도달하기 위해서는 0.5%의 변형률(수평압축)이 필요하다는 결과를 얻었다. 이 결과로 볼 때 비점착성 사질토 지반에서

의 구조물 안정성 검토시 수동토압(한계변위 시)을 저항력으로 산정하는 것은 불안정한 설계임을 알 수 있다. 즉, 주동토압이 발생하는 한계변위에서 발생하는 반대편의 수동토압(수동저항력)은 절반 정도에 불과하기 때문이다. 그러므로 구조물의 안정성이 확보되는 허용수평변위에 대응되어 발생하는 발현수동측토압을 산정하여 적용하는 것이 필요하다.

지중에 설치된 강성벽체가 수평으로 변위할 때 벽체의 한쪽 면은 주동영역이 되고 반대편은 수동영역이 되므로 실무에서 적용 가능한 발현수동측토압을 발생시키는 설계수동측변위(Δ_{pd})는 주동토압발생 한계변위 이내로 보는 것은 적절하다고 판단된다. 그러나, 현재까지도 옹벽 및 가설흙막이 구조물의 허용수평변위에 대한 기준은 명확하게 제시된 것이 없으며 Table 7에 제시한 국내외 설계기준에 간단하게 굴착고(H)의 0.2%를 수평변위에 대한 안정성 판단기준으로 제시하는 것이 일반적이다. 합리적인 설계를 위하여 Table 3, 4중 지반 상태에 따라 차이는 있으나 느슨한 사질 지반의 한계변위 0.002H와 Table 6의 기준에 제시된 일반적인 벽체의 안정성 판단기준인 0.002H를 벽체의 안정성이 확보되는 임의변위에서 발생하는 발현수동측토압 산정을 위한 설계수동측변위(Δ_{pd})로 적용하였다. Table 3, 4에서는 H를 벽체 높이로 나타내고 있고, Table 6에서는 굴착깊이로 나타내고 있으나, 본 논문에서는 H를 굴착깊이로 정의한다.

3.2 임의변위에서의 발현수동측토압 산정

(1) 수동측토압 산정 조건

임의수동변위에서 발생하는 발현수동측토압(Mobilized

passive earth pressure) 산정을 위한 검토조건을 Table 7에 제시하였다. Δ_p 는 Table 4에 제시된 조밀한 비점착성 사질토의 한계수동변위 0.02H이며, Δ_{pd} 는 발현수동측토압이 발생하는 임의변위로 0.002H를 적용하였다. 강성벽체의 높이는 4.0m로 정하였다.

(2) 심도별 발현수동측토압 분포 형상

Fig. 5에 나타난 세 가지의 벽체 거동양상에 대하여 수동토압이 발생하는 한계변위(Δ_p)는 0.08m(0.02H), 설계수동측변위(Δ_{pd})는 한계변위의 1/10인 0.008m(0.002H)로 하여 내부마찰각에 따른 심도별 수동토압을 Table 5의 반경험식으로 계산하여 Fig. 5에 나타내었다. 내부마찰각과 벽체의 거동양상에 관계없이 작은 수동측변위에서는 토압이 지표에서 하부로 내려갈수록 거의 선형적으로 증가하는 직선적 경향을 보였다.

(3) 발현수동측토압 합력

벽면마찰각을 고려하지 않는 Rankine 수동토압이 벽면마찰각을 고려하는 Coulomb 수동토압보다 작은 값을 나타내어 실무에서는 안전측으로 Rankine 수동토압을 적용하므로 Rankine 수동토압과 설계수동측변위(Δ_{pd}) 0.002H 일때의 수동토압 합력을 비율로 나타내었다. 수동토압 합력비를 Rankine의 수동토압 감소계수(R_r)로 정의하며 $R_r = (\text{계산된 수동측토압} / \text{Rankine 수동토압}) \times 100$ 으로 Table 8에 나타내었다. 본 논문에서 발현수동측토압 계산에 사용하는 Table 5의 제안식은 벽면마찰각을 고려하고 있으므로 Rankine 수동토압과 비교하여 내부마찰각이 커질수록 수동토압 감소계수(R_r , 수동토압 합력비)가 줄어드는 것을 볼 수 있으며, 벽체이동(TR)에

Table 6. Allowable lateral wall movements

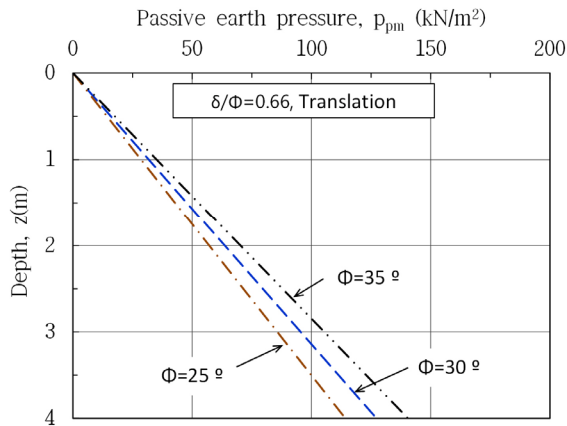
Manual	Contents
NAVFAC DM 7.2 (U.S. navy, 1986)	- For well constructed strutted excavations in dense sands and till, maximum lateral wall movements are often less than 0.2% of excavation depth.
KCS 11 10 15 (Korea Construction Standards center, 2016)	- $t \geq 60\text{cm}$ with concrete slurry wall : 0.002H - $t \approx 40\text{cm}$ with concrete slurry wall : 0.0025H where, H is excavation depth

Table 7. Calculation condition

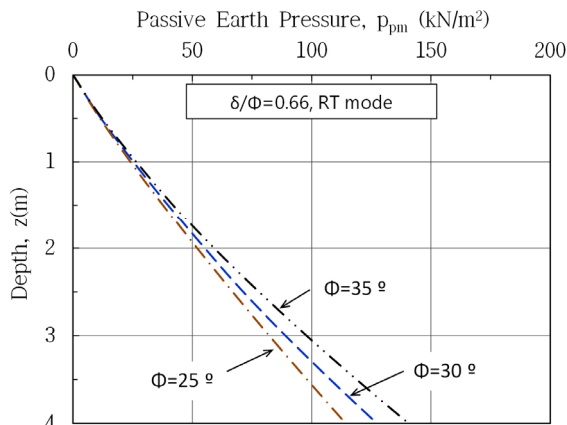
Soil type and condition	Height of rigid wall H (m)	Internal friction angle ϕ (°)	γ (kN/m ³)	Wall friction δ (°)	Δ_p (m)	Δ_{pd} (m)
Dense cohesionless	4.0	25, 30, 35	18.0	(2/3) ϕ	0.02H = 0.08	0.002H = 0.008

where, Δ_p : Displacement of critical passive state (0.08m)

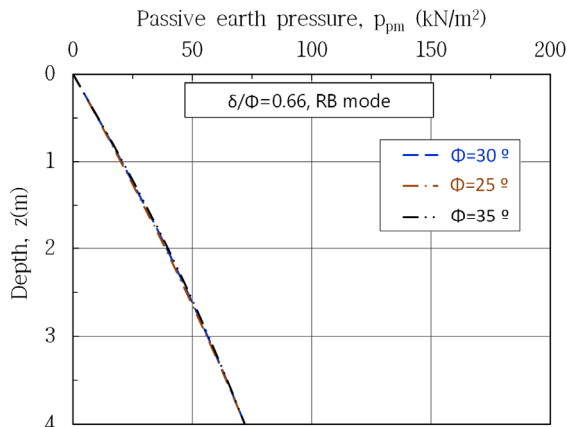
Δ_{pd} : Amount of passive displacement (0.008m)



(a) Translation (TR)



(b) Rotation about the top (RT)



(c) Rotation about the bottom (RB)

Fig. 5. Mobilized passive earth pressure for wall displacement

Table 8. Input parameters for modeling

Item	Liner elastic model	Mohr-coulomb model
Material	Wall	Soil
Unit weight, γ (kN/m ³)	23.4	18.0
Internal friction angle, ϕ (°)	-	30
Cohesion, c (MPa)	-	0.0
Young's modulus, E_s (MPa)	30,000	100
Poisson's ratio, ν	0.2	0.3

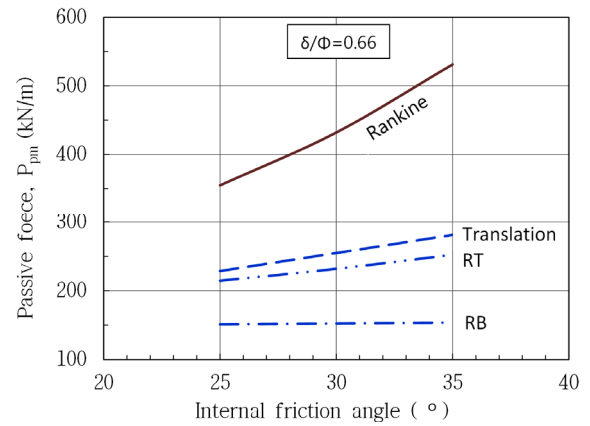


Fig. 6. Mobilized passive earth pressure for various internal friction angle

서 Rankine 수동토압 대비 64%의 가장 작은 차이를 보였으며 하단고정(RB)에서는 43%의 차이를 보였다.

즉, 허용 가능한 수평변위인 0.002H 일 때 발생하는 발현수동측토압은 실무에서 안전측으로 판단하여 사용하던 Rankine의 한계변위(Δ_p)에서의 수동토압 대비 60% 이하로 나타나, 설계에 적용하는 Rankine의 수동토압이 과대 평가되어 불안전측이었다는 것을 알 수 있다. Fig. 6은 내부마찰각에 따른 Rankine의 수동토압과 $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.1$ 에서의 벽체거동별 발현수동측토압의 합력을 나타낸 그래프이다.

3.3 수치해석을 통한 수동 파괴면

(1) 수치해석 모델

본 논문에 사용한 소프트웨어는 Plaxis 2D로 다양한 지반공학적 문제를 평면변형 또는 축대칭으로 모델링하는 2차원 유한요소해석 프로그램이며, 강성벽체는 Linear elastic 모델, 지반은 단일 지층으로 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. 본 논문의 수치해석에 사용된 모델링과 지반정수는 Fig. 7, Table 8과 같다.

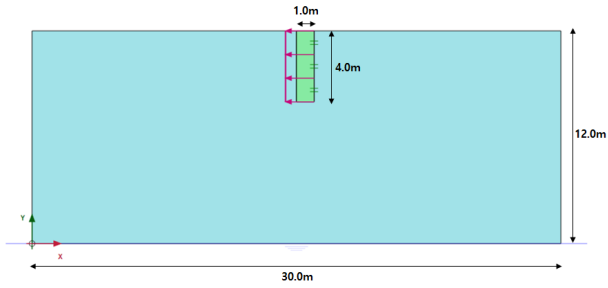
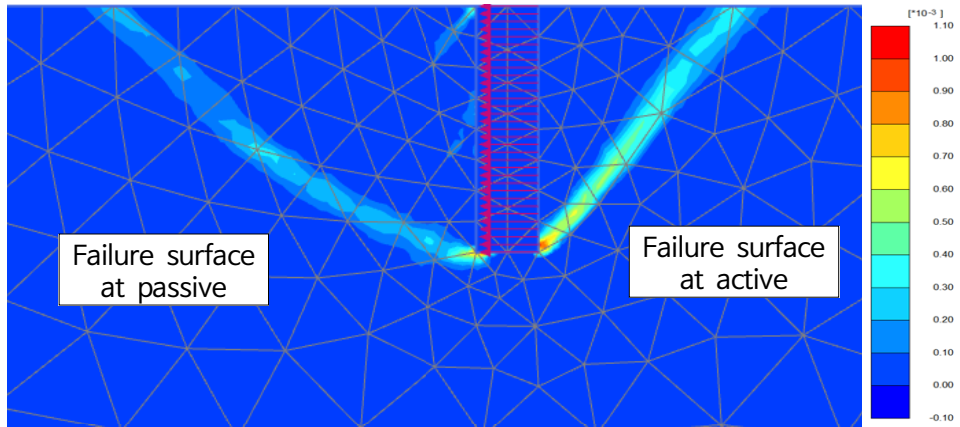


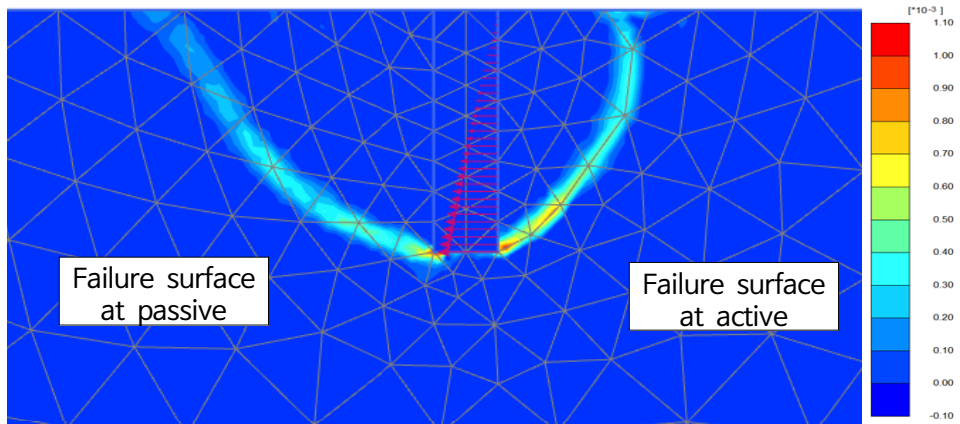
Fig. 7. Analysis modeling in plaxis

(2) 벽체 거동양상에 따른 수동 파괴면 형상

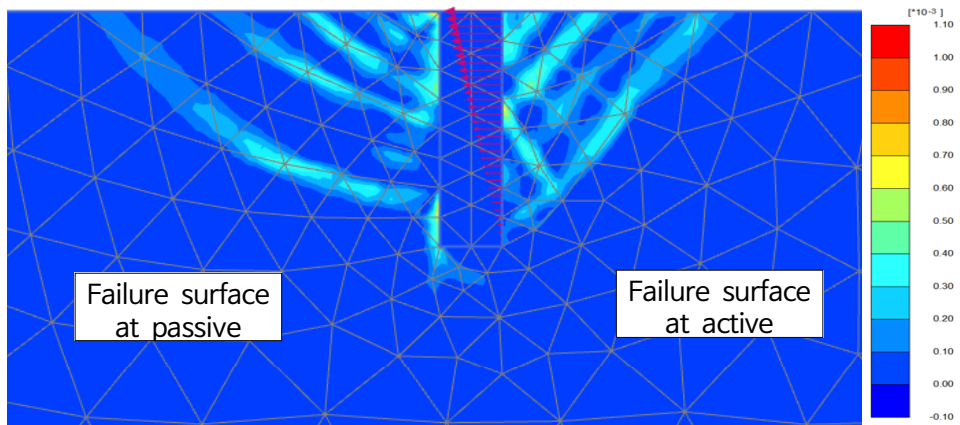
한계면위상태에서 지반의 수동 및 주동 파괴면의 형상을 파악하기 위하여 벽체의 세 가지 거동양상에 대하여 수동파괴가 발생되는 한계면위를 적용하여 수치해석을 수행하였다. 세 가지 거동양상에 대한 해석결과를 변형률증분(incremental strain)으로 나타내어 파괴면의 형상을 확인하였다. 벽체는 우측에서 좌측으로 변위하



(a) Translation (TR)



(b) Rotation about the top (RT)



(c) Rotation about the bottom (RB)

Fig. 8. Incremental strains for critical passive displacement

였으므로 그림에서 벽체 우측은 주동파괴면이고 좌측은 수동파괴면이 된다. 수치해석 결과로 나타난 주동파괴면은 벽체의 거동양상에 따라 일부 곡선을 보이기도 하지만 벽체이동(TR)과 상단고정(RT)에서는 직선에 근접하며 수동파괴면은 곡선과 직선이 함께 나타나는 복합파괴면을 나타내는 것을 확인할 수 있다(Fig. 8). 특히, 하단고정(RB)에서는 벽체의 변위가 상부에서부터 시작하므로 벽체 변위가 증가함에 따라 상부에서부터 파괴면이 발생하여 하부로 진행되는 진행성파괴의 형태를 보였다.

(3) 변위 단계별 파괴면의 발달

Fig. 9는 벽체변위 증가에 따른 수동파괴면의 발달 양상을 설명하기 위한 것으로 벽체는 우측에서 좌측으로 이동하는 조건이다. 벽체 우측에는 이미 주동파괴면이 발달된 상태이며 (a)~(d)로 갈수록 벽체의 변위가 증가하면서 좌측으로 수동파괴면이 발달하는 형상을 볼 수 있다.

벽체 변위가 증가함에 따라 벽체 하부로부터 수동파괴면은 Fig. 9(a)(b)와 같이 조금씩 소성상태에 도달하다 (c)에서는 썩기형 전단파괴형태를 보이면서 수동파괴면으로 발달한다. 한계변위 이상의 변위가 발생하는 (d)에서는 완전한 수동파괴면을 보이고 있다. Fig. 9(b)에서 A영역은 소성상태에 도달한 상태이며 B영역은 소성상

태에 도달하지 않은 상태이다. 본 논문에서 제안한 벽체의 허용수평변위(0.002H)는 Fig. 9(a)와 (b) 사이의 변위로 수동영역은 아직 한계상태에 도달하지 않은 상태이다. 그러므로 안정한 흠막이 구조물의 설계를 위해서는 한계변위상태의 수동토압이 아닌 임의변위에서의 발현수동측토압을 산정하는 것이 필요하다는 것을 알 수 있다.

4. 발현수동측토압의 제안

4.1 실무에서의 적용성

앞서 설명된 벽체의 세 가지 거동양상을 실무에서는 어떻게 적용하는 것이 적합한가에 대하여 설명하고자 한다. 옹벽의 경우 이동(TR)은 Fig. 10(a)와 같이 저면활동이 발생하는 경우의 거동과 유사하다. 상단고정회전(RT)은 Fig. 10(b)의 지반지지력 부족으로 인하여 옹벽이 침하하면서 변형되는 경우에 나타나고, 하단고정회전(RB)은 Fig. 10(c)와 같이 옹벽이 전도할 때 발생하는 거동이라 할 수 있다. 가설흠막이의 근입부에 대하여 세 가지 거동양상과 비교하면 이동(TR)은 Fig. 10(d)에서 가설흠막이 벽체의 근입심도 부족 또는 근입부 지반이 연약하여 가설흠막이벽체의 최하단이 고정되지 못하는 경우로 근입부를 포함한 벽체가 전면으로 전체적으로 움

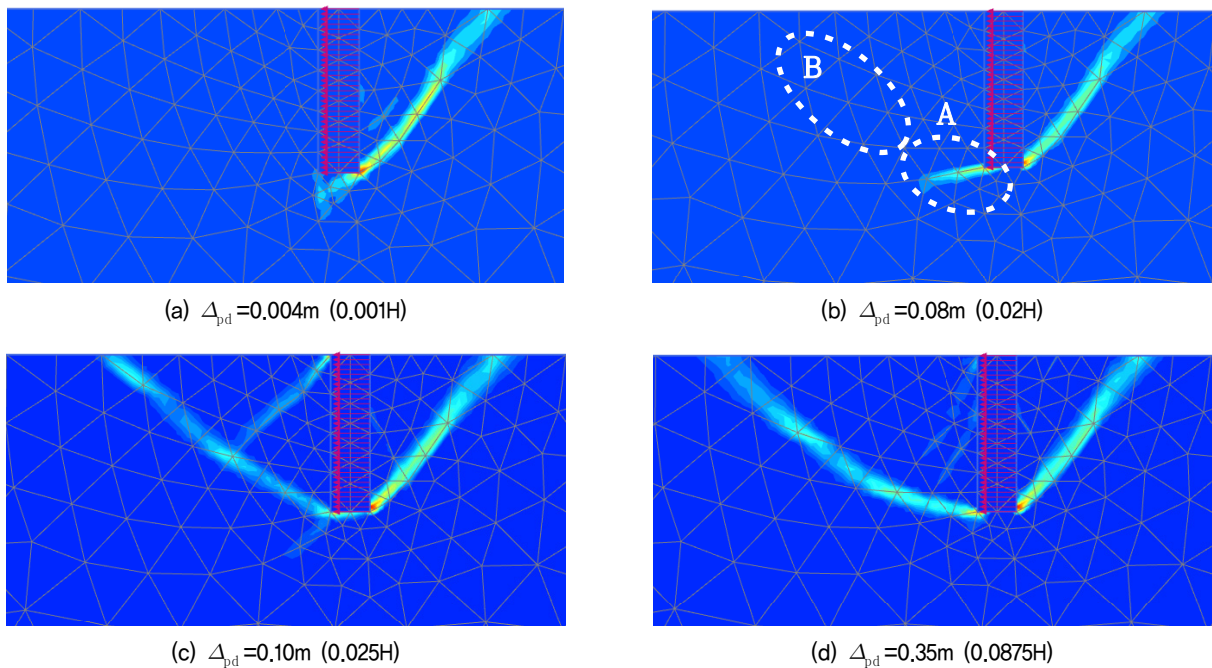


Fig. 9. Incremental strains for displacement of wall (translation, TR)

직이는 거동과 유사하고 상단고정회전(RT)은 Fig. 10(e)와 같이 가설흙막이벽체 상부에 하중 등의 수직력이 추가로 작용할 때 벽체 하부의 지반지지력이 부족하여 가설흙막이벽체가 침하 하면서 발생하는 거동과 같다고 볼 수 있다. 마지막으로 하단고정회전(RB)은 Fig. 10(f)과 같이 가설흙막이벽체의 근입부가 단단한 지반에 고정된 상태에서 배면하중의 증가로 벽체에 작용하는 토압이 증가하거나 굴착 전면에 설치된 버팀대(Strut)가 충분한 지지능력을 발휘하지 못하여 가설흙막이벽체가 굴착측으로 변위하는 상태라 할 수 있다. Fig. 10(f)의 벽체변위는 단계굴착에 의한 일반적인 가설흙막이벽체 거동과 유사한 경우이다.

4.2 Rankine의 수동토압 감소방법

검토 결과 내부마찰각이 클수록 동일한 설계수동측 변위(Δ_{pd})에서 발생하는 발현수동측토압은 크다는 것을 알 수 있었다. 또한, 심도별 수동토압분포는 벽체의 세 가지 거동양상인 이동(TR), 상단고정회전(RT) 그리고 하단고정회전(RB)에서 각각 다르며 하단고정회전(RB)에서 수동측토압 합력이 가장 작고 이동(TR)에서의 발현수동측토압 합력이 가장 컸다(Fig. 6).

본 논문에서는 허용가능한 임의수평변위에서 발현수동측토압을 구하기 위하여 한계수동변위(Δ_p)를 $0.02H$, 허용가능한 수동측변위(Δ_{pd})를 $0.002H$ 로 하여 $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.1$ 로 결정하였으며. 이를 적용하기 위한 기본 가정으

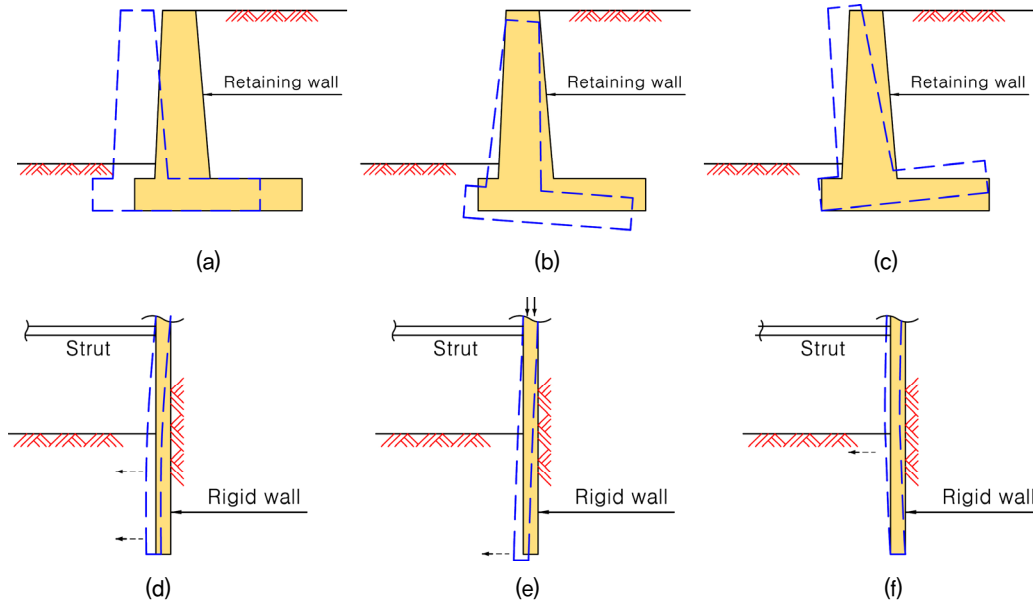


Fig. 10. Behavior of earth retaining structure

Table 9. Reduction coefficient (R_r) of Rankine's passive force

Wall movement	Internal friction angle ϕ , ($^{\circ}$)	Reduction coefficient (R_r)
		Cohesionless soil, $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.1$
Translation	25	0.64
	30	0.59
	35	0.53
Rotation about the top (RT)	25	0.60
	30	0.54
	35	0.47
Rotation about the bottom (RB)	25	0.43
	30	0.35
	35	0.29

Where, Δ_{pd} : $0.002H$ ($H=4.0m$), Δ_p : $0.02H$ (Dense cohesionless soil)

로 높은 비점착성, 흙 단위중량은 18kN/m^3 , 벽면마찰각은 $(2/3)\phi$ 인 경우로 제한하였다. 이를 바탕으로 발현수동측토압을 산정하기 위한 가장 간단한 방법인 Rankine의 수동토압에 감소계수를 곱하는 것으로 간략하게 발현수동측토압의 크기를 추정할 수 있었다. 벽체의 높이와 관계없이 고전토압이론인 Rankine의 수동토압을 구한 후 제안된 감소계수를 곱하여 설계수동측변위비 $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.1$ 에서 발휘되는 발현수동측토압(P_{pm})을 간편하게 추정할 수 있도록 하였다. Table 9는 벽체의 세 가지 거동양상에 대하여 내부마찰각에 따른 Rankine의 수동토압 감소계수(R_r)를 나타낸 것으로 제시된 감소계수(R_r)를 계산된 Rankine의 수동토압에 곱하는 것으로 지반의 내부마찰각에 따라 수동측변위 $0.002H$ 인 경우에 발휘되는 발현수동측토압의 크기를 간단하게 파악할 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 사질토 지반에서 흙막이 벽체의 안정성이 확보되는 적정 수동측변위를 제안하고, 대수나선(log spiral)이론의 수동토압계수를 사용하는 반경험식으로 임의변위에서 발생하는 발현수동측토압을 계산하였다. 또한 Rankine의 수동토압에 적용 가능한 감소계수(R_r)를 도출하였다.

- (1) 기존 문헌자료와 미국(NAVFAC DM 7.2, 1986)), 한국(KCS 11 10 15)의 설계기준을 고려하여 본 연구에서는 $0.002H$ 를 적정 수동측변위(Δ_{pd})로 선정하였다.
- (2) 대수나선(log spiral)이론에 의한 반경험식을 사용하여 세 가지 벽체 거동양상에서 수평변위 $0.002H$ 일 때 수동토압 합력의 크기는 달랐으나 벽체의 수평변위가 미소하여 심도에 따른 수동토압 분포는 거의 직선 형상을 나타내었다.
- (3) 벽체의 세 가지 거동양상에서 수동측변위 $0.002H$ ($\Delta/\Delta_p=1.0$)일 때 내부마찰각의 크기에 따라 발현수동측토압 합력의 크기는 달랐으며 Rankine의 수동토압(한계변위) 대비 약 60% 이하로 나타나 지금까지 흙막이 벽체의 안정성 설계에서 사용하여오던 한계변위(Δ_p)에서의 Rankine의 수동토압은 불안전측이었다는 것을 알 수 있었다.
- (4) 비점착성 사질지반에서 벽체의 거동양상과 벽체의 높이에 관계없이 설계수동측변위(Δ_{pd}) $0.002H$ 에서

의 발현수동측토압과 Rankine의 수동토압비를 감소계수(R_r)로 나타내었다. 실무에서 사용하는 Rankine의 한계변위상태 수동토압에 감소계수(R_r)를 적용하여 벽체의 허용수평변위 $0.002H$ 에서 발현수동측토압을 간단히 추정할 수 있다.

- (5) 본 논문에서는 비점착성 흙과 제한된 굴착깊이에 대해서만 다루었으나 실제 지반은 점착력을 포함하고 있으며, 다양한 굴착깊이가 존재하므로 실험을 통한 검증 등의 추가적인 연구가 필요하다.

참고문헌 (References)

1. Canadian Geotechnical Society, (2006), "Canadian Foundation Engineering Manual", 4th. *Canadian Geotechnical Society*. pp.380-381.
2. Das, B.M. (2014), "Principles of Foundation Engineering", Eight edition. CL engineering.
3. Duncan, J.M. and Mokwa, R.L. (2001), "Passive Earth Pressures: Theories and Tests", *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.127, No.3, pp.248-257.
4. Fang, Y.S., Chen, T.J., and Wu, B.F., (1994), "Passive Earth Pressures with Various Wall Movements", *J. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.120, No.8, pp.1307-1323.
5. Kerisel, J. and Absi, E., (1990), "Active and Passive Earth Pressure Tables", Third edition. Taylor & Francis Group.
6. Korea construction standards center (2016), KCS 11 10 15, *KOREA INSTITUTE of CIVIL ENGINEERING and BUILDING TECHNOLOGY*.
7. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979), "Soil Mechanics, SI Version", JOHN WILEY & SONS, INC.
8. Subba Rao, K.S., Nayak, S., and Choudhury, D. (2004), "Determination of displacement-related passive earth pressure", *J. of the Southeast Asian Geotechnical Society*, Vol.35, No.2, pp.79-85.
9. Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G. (1996), "Soil Mechanics in Engineering Practice. Third Edition", JOHN WILEY & SONS, INC.
10. U.S. Navy (1986), "Foundations and Earth Structures Design Manual 7.2", *Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command*, p.13, pp.60-67.
11. Kim, T.O., Park, L.K., and Kim, T.H. (2020), "Estimation of Mobilized Passive Earth Pressure Depending on Wall Movement in Sand", *J. of the Korean Geotechnical Society*, Vol.36, No.11, pp.51-60.
12. Park, B.S. and Lee, S.D. (2015), "The 3-Dimensional Active Earth Pressure Depending on the Size of Rectangular Wall", *J. of the Korean Geotechnical Society*, Vol.31, No.9, pp.69-78.
13. Yoo, K.S. (2017), "Analysis of Influencing Factors for Calculation of the Coulomb Earth Pressure of Cantilever Retaining Wall with a Short Heel", *J. of the Korean Geotechnical Society*, Vol.33, No.11, pp.59-72.

Received : April 11th, 2023

Revised : July 11th, 2023

Accepted : July 12th, 2023