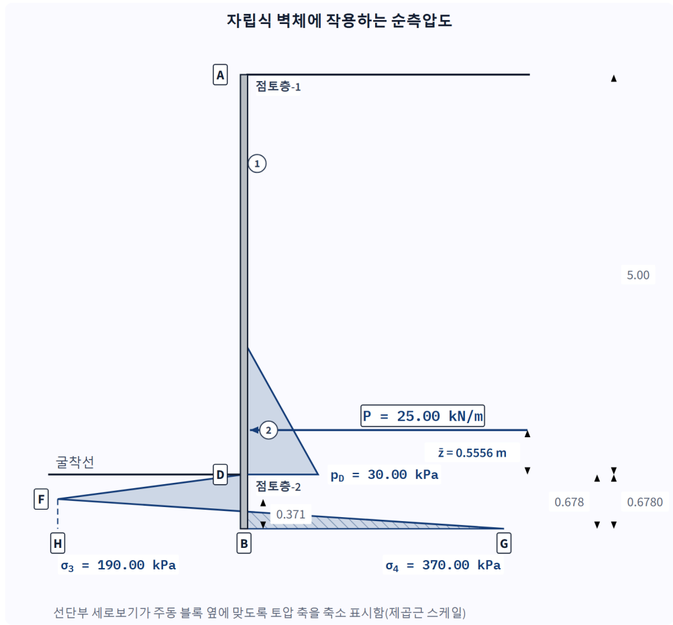
지반공학 강의 자료 · 시트파일 흙막이와 버팀대식 흙막이

점토층의 자립식 시트파일 벽체

강의: 점토에서의 자립식 시트파일 벽체 설계(비배수 순압력, 근입깊이, 모멘트, 단면, 지진, 굴착저면 히빙); 각 주제별 계산 예제.

자립식 시트파일 | 비배수 점토 (φ = 0) | 근입깊이 · 최대 모멘트 | 굴착저면 히빙 | 지진 · 변위



개요

이 강의에서 다루는 내용

- 점토에서 자립식 시트파일 벽체를 **비배수 전응력(φ = 0)** 해석으로 푸는 이유; $K_a = K_p = 1$
- 배면 점토의 주동압력 **$\sigma_v - 2c_u$**, **인장균열 z_c**, 굴착저면 위의 합력 P_1
- 점토에서 굴착 저면 아래의 **일정한 순압력 $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$**와 선단의 σ_7
- 수평 및 모멘트 평형으로부터 얻는 **D에 대한 2차 방정식**; z' 및 M_{max}
- 설계 깊이 (f, K_p/FS_p, 지정 깊이); **물이 찬 균열**과 다른 수위의 영향
- 시트파일 검증(EN 1993-1-1, AISC 360-22), **지진**, 변위 및 **굴착저면 히빙** 검토

강의 흐름

각 주제는 **세 단계**로 다룬다:

1 · **이론**: 규칙은 무엇이며 왜 그러한가?

2 · **문제**: 조건과 구하는 값

3 · **풀이**: 단계별 수치 계산

예제 옹벽: 굴착 저면 위에 L = 5 m 두께의 점토(γ = 18 kN/m³, c_u = 30 kPa), 그 아래에 더 단단한 점토(c_u = 70 kPa); 물 없음, 상재하중 없음. 손계산 풀이에서 인장균열은 건조 상태이고, 모듈 기본값에서는 물이 차 있다. 힘은 옹벽 단위길이당 값이다.

어떻게 작동하며 어떻게 회전하는가?

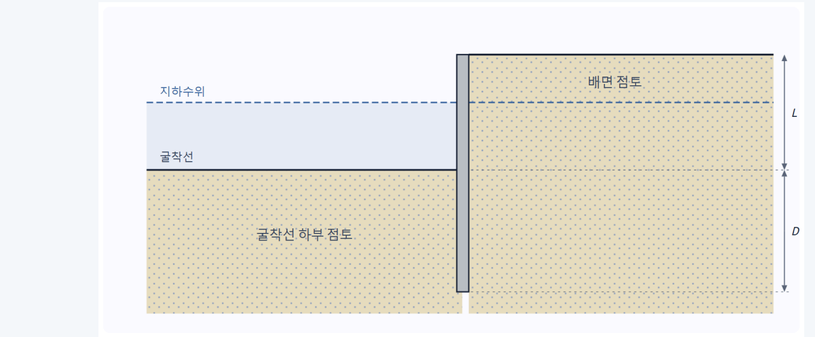
이론

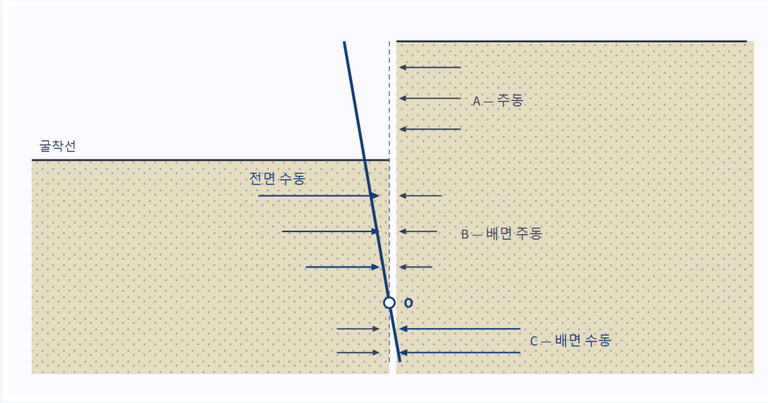
시트파일 벽체는 굴착 저면(L) 위의 지반을 지지하며 **근입깊이 D**로 자립한다. **자립식** 벽체는 다른 지지가 없으며, 관입된 지반의 수동저항만으로 지지되므로 굴착 저면 위 약 6 m까지 경제적이다.

벽체는 O점(선단 근처)을 중심으로 강체 회전한다: **A**(굴착 저면 위)는 주동; **B**(굴착 저면–O)는 뒤쪽 주동, 앞쪽 수동; **C**(O 아래)는 뒤쪽 수동, 앞쪽 주동.

원전은 실제(곡선) 분포를 **선형 이상화**로 대체한다: 굴착 저면 아래의 순압력과 선단의 회전 블록; 수평 평형과 모멘트 평형으로 근입깊이를 구한다.

점토에서는 빠르게 재하된 지반이 배수될 수 없으므로 해석은 **비배수 전응력** 조건으로 수행하며($\varphi = 0$, c_u), Rankine 계수는 둘 다 1이다. 장기 배수 조건(c', φ')은 이 모듈에서 검토하지 않는다.





$\sigma_v - 2c_u$, 인장균열 z_c, P_1

이론

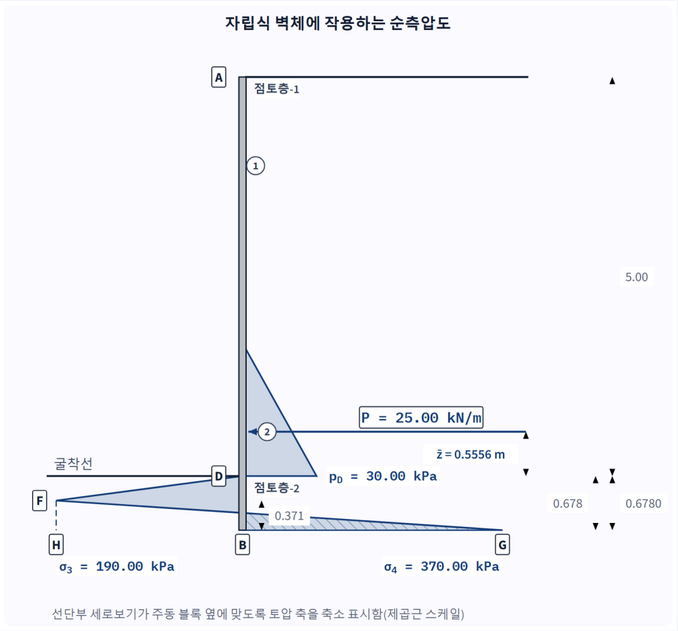
굴착저면 위에서 지지되는 점토는 비배수 주동토압으로 민다: 연직 전응력에서 $2c_u$를 뺀 값($\varphi = 0$에서 $K_a = 1$):

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

지표 부근에서 σ_a는 음수이다. 점토가 벽체를 잡아당기는 셈이 된다. 이러한 **흡입력은 고려하지 않으며**, 압력은 깊이 z_c(인장균열)까지 0이고 그 아래에서 선형으로 증가한다. 단일 점토에서 분포도는 z_c에서 굴착저면까지의 삼각형이며, P_1은 굴착저면 위 $\bar{z}_1$ 지점에 작용한다.

균열에 물이 찰 수 있으며(모듈 기본값), 이 경우 균열을 따라 작용하는 정수압 $\tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2$을 P_1에 더한다; 균열을 **건조**로 취하면(원 자료의 식) 더하지 않는다. 지하수위 아래에서는 물이 균열을 일정한 수위까지 채운다.



순압력 분포도 (물이 채워진 균열이 있는 초기 벽체).

문제

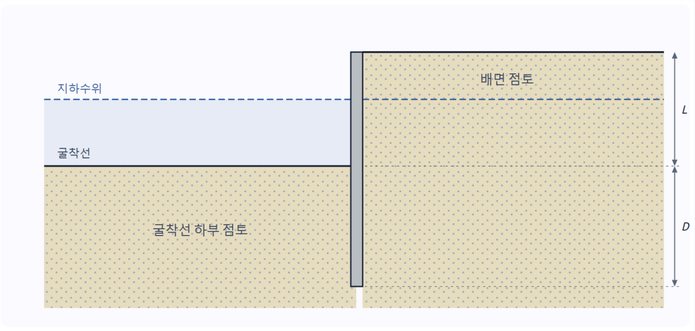
예제

조건

지반	**배면 점토: $\gamma = 18$ kN/m³, $c_u = 30$ kPa; 그 아래 견고한 점토 $c_u = 70$ kPa**
벽체	**$L = 5$ m; 물 없음, 상재하중 없음; 인장균열은 건조 상태(원문헌의 식)**

구하는 값

z_c, $\sigma_a(L)$, P_1 및 모멘트 팔 $\bar{z}_1$(굴착 저면으로부터).



풀이

풀이

1 인장균열 깊이와 굴착 저면의 주동압력

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 삼각형 분포도의 합력과 모멘트 팔

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ (\text{굴착저면 위})$$

처음 **3.33 m** 깊이에서는 점토가 주동 압력을 주지 않는다(균열). 굴착 저면에서 σ_a는 30 kPa에 이른다. **P_1 = 25.0 kN/m**이며 굴착 저면에서 0.556 m 위에 작용한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

일정한 순압력 σ_6 및 선단의 σ_7

이론

벽체처럼 급속히 재하되는 점토는 배수될 수 없다: φ = 0, 계수는 1이며, 표면에서의 측압은 수직 전응력 ∓ $2c_u$이다:

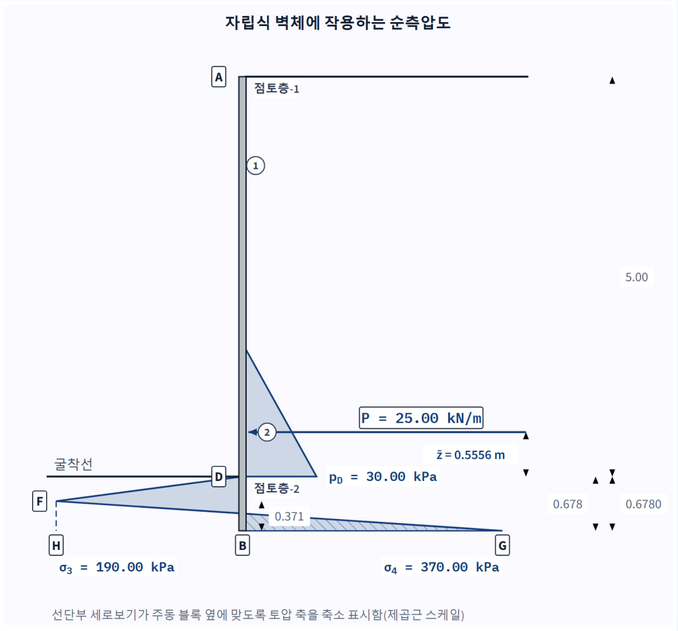
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

굴착저면 바로 아래에서 배면 측은 지지하는 하중에 따라 $(\gamma L_1 + \gamma' L_2) - 2c_u$로 밀고, 아직 하중이 없는 굴착면은 $2c_u$로 저항한다. 그 아래에서는 양면이 같은 하중을 얻으므로 **차이는 변하지 않는다**. 순압력은 일정하며 지지되는 지반 쪽을 향한다. 회전 구간에서는 양쪽의 역할이 서로 바뀐다:

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

σ_6은 양(+)이어야 한다: $4c_u$가 굴착저면의 하중을 초과하지 못하는 점토는 벽체를 지지할 수 없으며, 모듈은 계산을 중단한다.

영점은 굴착 저면 E 그 자체이다; 굴착 저면 아래에서 순압력은 일정한 σ_6이고, 선단에서는 높이 L_4인 블록을 거쳐 σ_7로 바뀐다.



문제

예제

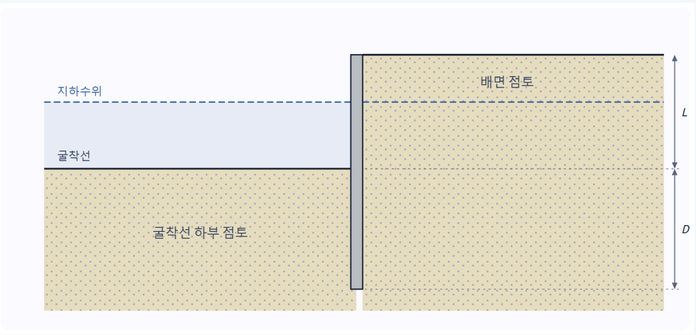
조건

조건

예제 1: $\gamma = 18$ kN/m³, $L = 5$ m (물 없음):
$\gamma L = 90$ kPa; 묻힌 점토에서 $c_u = 70$ kPa

구하는 값

굴착 저면 아래의 일정한 순압력 σ_6과
선단의 σ_7; σ_6은 양수인가?



풀이

풀이

1 굴착 저면 아래 순압력 (배면 측 방향)

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \text{kPa}\ > 0\ \checkmark$$

2 끝단의 회전 종좌표

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \text{kPa}$$

순압력 σ_6 = **190 kPa**로 양의 값이다: 견고한 점토가 벽체를 지지할 수 있다. 선단에서는 압력이 반전되어 σ_7 = 370 kPa에 이른다. 굴착저면 아래에서는 모든 깊이에 동일한 **190 kPa**의 순압력이 작용한다(일정한 분포도).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

수평 평형에서 구한 L_4, D에 대한 2차 방정식

이론

굴착저면 위에서는 합력이 P_1(모멘트 팔 $\bar{z}_1$)이고, 그 아래에서는 σ_6이 전체 근입 구간(D)에 작용하며, 선단 블록(높이 L_4)이 압력을 σ_7로 반전시킨다. 수평 평형으로부터 L_4를 구한다:

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

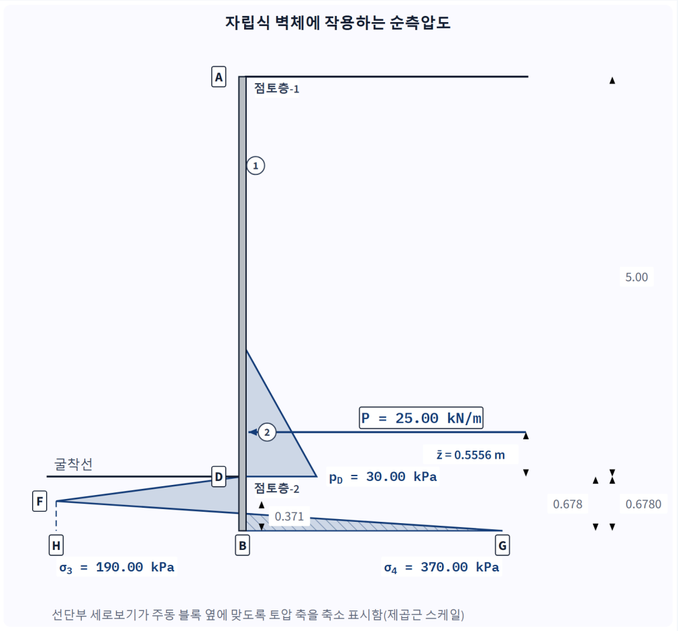
선단에 대한 모멘트 평형식에 L_4를 넣으면 D에 대한 **이차** 방정식이 남는다:

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

전단력은 일정한 순압력의 합력이 P_1을 상쇄하는 깊이 z'(굴착 바닥 아래)에서 0이며, 모멘트는 이곳에서 최대이다. $D_{theoretical}$의 값은 이 방정식의 양의 근이며, 수동저항이 완전히 발현된 상태로 여유는 없다.



문제

예제

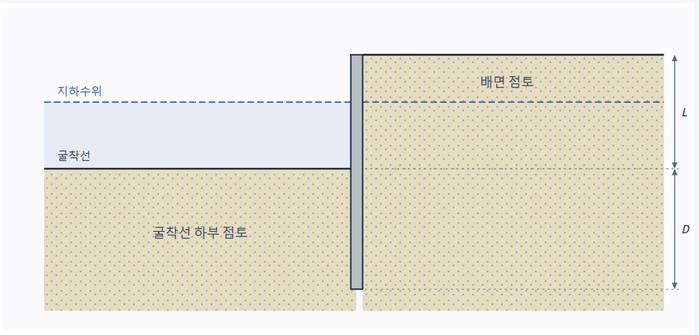
조건

조건

예제 1–2: $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m;** $\sigma_6 = 190$ **kPa,** $\sigma_7 = 370$ **kPa;** $c_u = 70$ **kPa**

구하는 값

방정식의 계수; $D_{theoretical}$; 선단 블록의 높이 L_4.



풀이

풀이

1 계수

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$

$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$

$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 양의 근과 선단 블록

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \text{m}$$

$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \text{m}$$

이론 근입깊이는 **D = 0.678 m**에 불과하다. 근입된 점토가 단단하고(c_u = 70 kPa) 균열이 건조하므로 굴착 저면 아래로 아주 조금만 근입해도 충분하다. 선단 블록은 0.371 m이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

예제

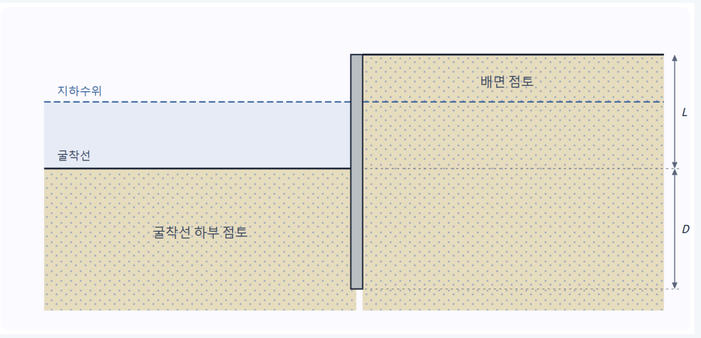
조건

조건

예제 1–3: $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m,** $\sigma_6 = 190$ **kPa**

구하는 값

전단력이 0이 되는 **z′**와 $\mathbf{M_{max}}$.



풀이

풀이

1 전단력이 0이 되는 깊이 (굴착저면 기준)

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \text{m}$$

2 최대 모멘트

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \text{kN·m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/m이며, 굴착저면 아래 0.13 m에 불과한 지점에서 발생한다. 순압력이 일정하므로 전단력은 z′에 따라 선형으로 감소하고, 모멘트는 굴착저면에 매우 가까운 곳에서 최댓값에 도달한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

안전 여유를 더하는 방법

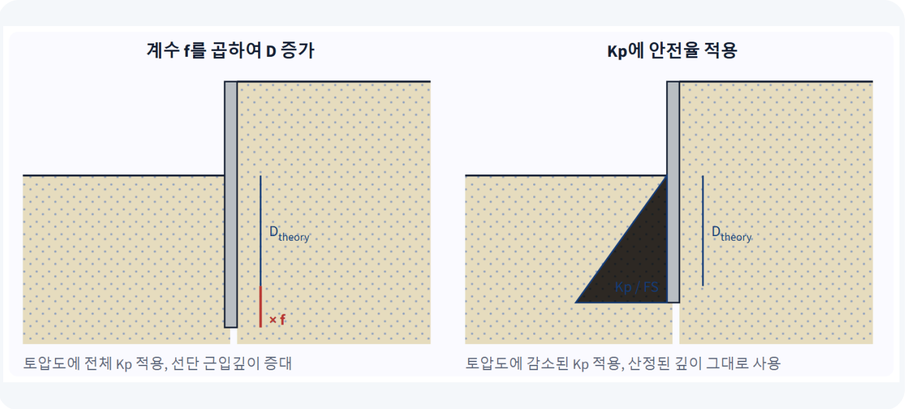
이론

이론 깊이에는 여유분이 없다. 두 가지 방법 (그림):

깊이 증가: $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$; 점토에서는 f = 1.4–1.6을 취한다(모듈 기본값은 1.5). 압력과 모멘트는 이론 벽체의 값이다.

수동토압에 대한 안전율: 압력 분포도를 처음부터 σ_p/FS_p ($\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$)로 구성하며, 산출된 근입깊이를 그대로 사용하므로 **모멘트가 커진다**.

주어진 깊이: 필요 깊이와 비교하여 검증하며($D_{given} \geq D_{design,required}$), $\sigma_p/FS_{p,mob}$를 적용하면 분포도는 주어진 깊이에서 정확히 평형을 이룬다. 단면력은 두 경우에 대해 검토하며, 시트파일 벽체는 **큰 모멘트**를 기준으로 선정한다. 주어진 깊이의 모멘트가 필요 깊이의 모멘트보다 클 수 있다.



토압도에 전체 Kp 적용, 선단 근입깊이 증대

토압도에 감소된 Kp 적용, 산정된 깊이 그대로 사용

문제

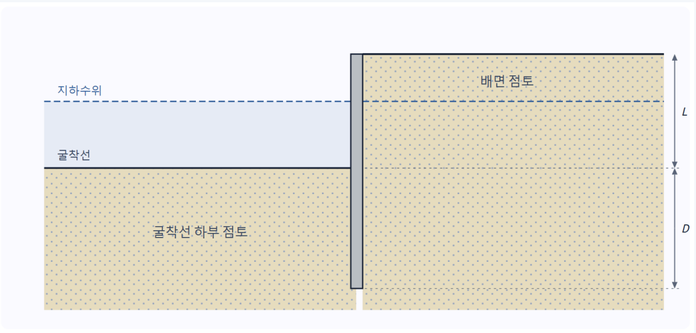
예제

조건

벽체	**물이 찬 인장균열이 있는 초기 벽체(모듈의 기본값):** $L = 5$ **m,** $c_u = 30/70$ **kPa; 균열이 건조하면 D = 0.678 m(예제 3)**
도로	$f = 1.5$**;** $FS_p = 1.5$**; 주어진** $D = 5.0$ **m; 시트파일 S275,** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m (**$\gamma_F = 1.35$**)**

구하는 값

각 방법의 D_{design}, 전체 길이, M_{max} 및 시트파일 이용률 **η**.



풀이

풀이

1 $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$ (모멘트는 동일); K_p 경로에서는 분포도를 다시 구성한다

도로	D_{design} (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	참고
균열 건조, f = 1.5 (예제 3)	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{theoretical}$ = 0.678 m
물이 찬 균열, f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{theoretical}$ = 2.288 m
물로 채워진 경우, FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	깊이와 모멘트가 증가한다
물 채움, 주어진 D = 5.0 m	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

물이 찬 균열은 훨씬 더 큰 하중을 유발한다: P_1 25.0 → 79.5 kN/m, $D_{theoretical}$ 0.68 → 2.29 m, M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m(예제 6). 주어진 D = 5.0 m는 설계 깊이(3.43 m)보다 길며 수동저항의 1/5.2만 동원한다. 그러나 주어진 D의 경우 필요 깊이 조건의 모멘트(181.9)보다 **큰 모멘트**(209.7 kN·m/m)가 발생하므로, 시트파일은 더 큰 값을 기준으로 선정한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

인장균열 내의 물과 서로 다른 수위

이론

물이 찬 균열(모듈의 기본값): 균열을 따라 작용하는 정수압 $P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$을 주동 압력에 더한다(작용 위치는 균열 하단 1/3 지점). 전체 $P_1 = P_w + \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$. 균열을 **건조** 상태로 선택하면 출처의 식을 사용한다.

양쪽 면의 지하수위가 동일한 경우: 굴착 저면 위의 정수압은 서로 상쇄된다. 지하수위 아래에서는 점토의 수중단위중량 γ′를 사용하고, 지하수위가 없으면 모든 곳에서 자연 상태의 γ를 적용한다.

서로 다른 수위(출처 범위 밖): 굴착저면 위의 순수압은 주동 압력에 더해진다(침투 없음). 점토는 전응력으로 해석하므로 $(\gamma L_1 + \gamma' L_2)$ 대신 양면의 연직 전응력 차이인 $\Delta q = q_r - q_e$를 사용하며, 점토 내부의 수위는 비배수 해석에 들어가지 않는다.

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad (각\ 항 \geq 0)$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

문제

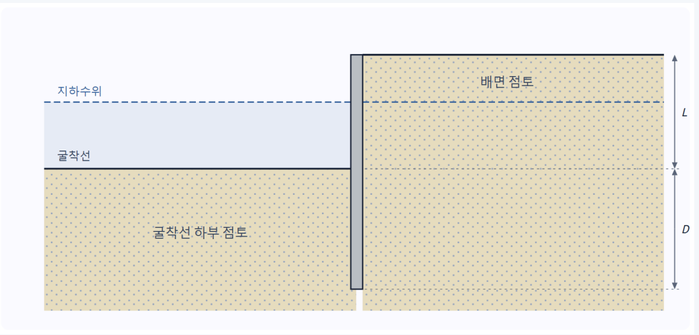
예제

조건

벽체	**예제 1–5의 벽체 ($L = 5$ m, $\gamma = 18$, $c_u = 30/70$ kPa)**
경우	**(a) 균열이 건조한 경우; (b) 균열에 물이 찬 경우(기본값); (c) 물이 배면에서는 2 m에, 굴착 측에서는 6 m에 위치 (순 수압)**

구하는 값

(b)의 P_1과 $\bar{z}_1$(손계산); 세 경우의 $D_{theoretical}$와 M_{max} 값.



풀이

풀이

1 (b) 균열 내 수압을 추가한다 (균열 깊이 z_c = 3.333 m)

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50 \text{ kN/m} \quad (\text{팔 } 5 - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778 \text{ m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50} \text{ kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790} \text{ m}$$

2 세 가지 경우의 요약 (동일한 식; D와 M에 대해 이차방정식을 푼다)

상태	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{theoretical}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a) 균열 건조	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(b) 균열에 물이 찬 경우	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) 다른 수위	115.70	1.754	187	2.765	238.79

물이 찬 균열은 P_1을 25.0에서 **79.5 kN/m**로 증가시킨다: 근입깊이는 0.68 → **2.29 m**, 모멘트는 15.5 → **181.9 kN·m/m**가 된다. 서로 다른 수위(순수압)는 P_1 = 115.7 kN/m, D = 2.77 m, M = 238.8 kN·m/m를 준다. 인장균열 내 물을 무시하면 불안전측이 된다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

EN 1993-1-1 및 AISC 360-22

이론

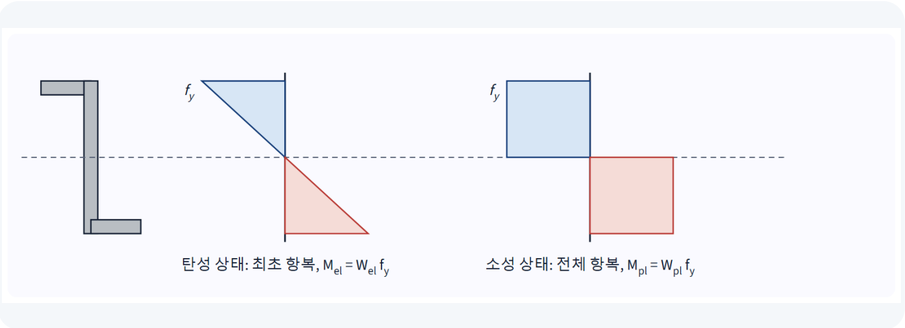
전통적 방법: S = M_{max}/σ_{allow}. 모듈은 한계상태 검증을 수행한다. 순압력 선도의 모멘트는 특성 작용이며, 부분계수가 이를 설계값으로 증대시킨다:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1$$

표에는 **W_{el}** (최초 항복, 등급 3까지)와 **W_{pl}** (완전 소성, 등급 1–2)가 주어져 있다. 근입깊이에 해당하는 몫은 강구조 설계기준의 계수로 별도로 곱하지 않는다.

$$\text{LRFD: } M_u = \gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n,\ \phi_b = 0.90 \qquad \text{ASD: } M_a = M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b},\ \Omega_b = 1.67$$

$M_n = F_y Z$(콤팩트 단면) 또는 최초 항복 시 $F_y S$; 흙의 압력은 측방토압 H로 취급한다: LRFD에서 γ_H = 1.6, ASD에서 1.0.



문제

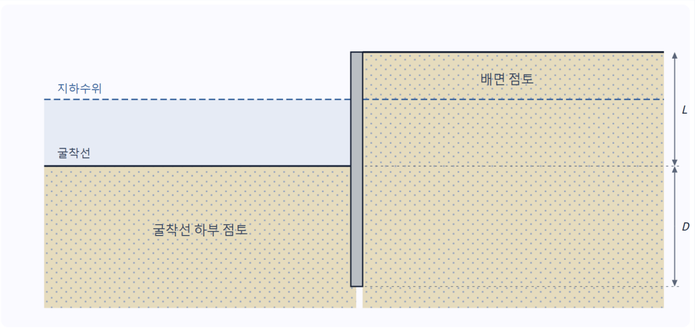
예제

조건

단면	**S275 ($f_y = 275$ MPa); $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
모멘트	**물이 찬 균열이 있는 벽체: $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; EN: $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; AISC: $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

구하는 값

EN 1993-1-1에 대한 **M_{Ed}**, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η**; AISC LRFD 및 ASD에 대한 η.



풀이 (1/2)

풀이

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \text{kN·m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638} \le 1\ \checkmark$$

선정한 시트파일은 충분하다: η = **0.638**; 요구 W = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m.

풀이 (2/2)

풀이

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\,(1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

LRFD: $M_u = 1.6(181.91) = 291.06$ kN·m/m $\le \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$

ASD: $M_a = 181.91$ kN·m/m $\le \dfrac{M_n}{\Omega_b} = \dfrac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$

AISC 기준으로도 만족한다: LRFD η = **0.840**, ASD η = **0.789**; EN 1993-1-1에서는 0.638이다. 기준마다 안전 개념이 다르므로 비율이 다르다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

준정적 비배수 쐐기

이론

지진은 지반 쐐기에 일정한 관성력(수평 $k_h W$, 연직 $k_v W$)을 추가하여 정적 한계평형 체계를 유지한다. 점토($\varphi = 0$)에서는 Mononobe–Okabe를 적용할 수 없으므로, 모듈은 **임계면이 45°인 비배수 쐐기**를 취한다(GeoTerva의 가정):

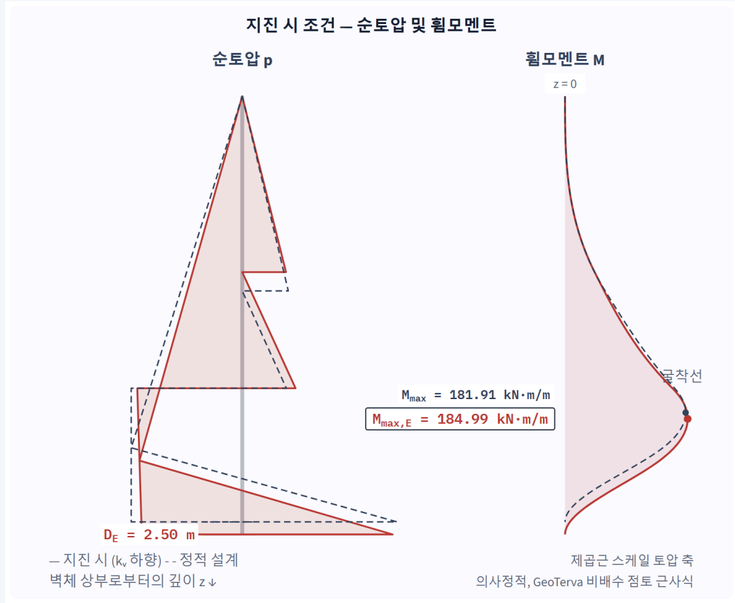
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K_{AE}^{c} = 1 + \tan\theta \qquad K_{PE}^{c} = 1 - \tan\theta$$

압력: $(1 \mp k_v)\,(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u$

점토의 간극수는 항상 지반과 함께 움직인다(구속수). 자유수는 투수성이 매우 큰 지반에서만 존재한다. **k_v의 두 방향** 모두 검토한다.

검토: 순압력 분포도는 정적 경우와 같이 구성하며, 두 평형방정식으로 **D_E**가 구해진다. 지진은 우발 상황이므로 수동 쪽에는 계수를 적용하지 않는다. 벽체는 **$D_E \le D_{design}$**이면 지진을 견딘다. 캔틸레버 벽체에서는 지진 시 압력을 정적 경우와 같이 유효응력에 비례하여 분포시킨다.

지진 조합에서는 작용 효과를 1.0으로 취한다: $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



문제

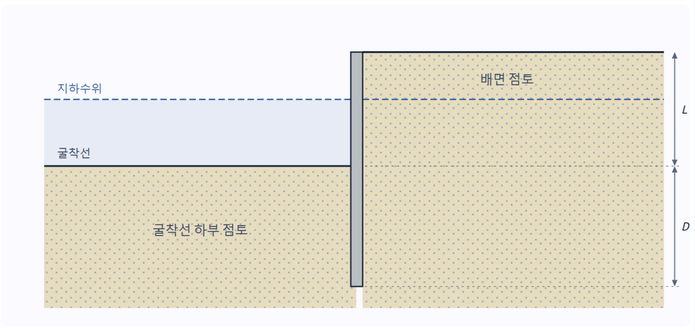
예제

조건

벽체	**예제 6(b): 물이 찬 균열이 있는 벽체,** $D_{design} = 3.43$ **m,** $M_{max} = 181.91$ **kN·m/m;** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**
지진	$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$ **(두 방향)**

구하는 값

지진 계수; D_E (두 가지 k_v 방향), $M_{max,E}$; 정적 벽체가 이 지진을 견디는가?



풀이

풀이

1 지진 계수 (정적: 주동 = 수동 = 1) 및 두 방향에 대한 결과

k_v	f_v	tan θ	주동: $f_v + k_h$	수동: $f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
+0.075	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
−0.075	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 검토와 단면

$$D_E = 2.50\ \text{m} \ \le\ D_{design} = 3.43\ \text{m}\ \checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99\ \text{kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481}\ \le 1\ \checkmark$$

정적 설계는 이 지진을 **견딘다**: 지진 시 압력도는 근입깊이로 **2.50 m**만 요구하며(설계 3.43 m), 모멘트 185.0 kN·m/m(정적 181.9)는 거의 같고 시트파일 벽체는 충분하다. 점토에서는 순압력이 일정하므로 지진은 압력도를 거의 변화시키지 않는다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

지반반력계수법

이론

한계평형법은 근입깊이와 모멘트를 제공하지만 벽체가 **얼마나 변위하는지**는 제공하지 않는다. 사용 상태의 변위를 구하려면 벽체를 탄성 보(EI)로, 각 면의 지반을 서로 독립적인 스프링으로 모델링한다(Winkler):

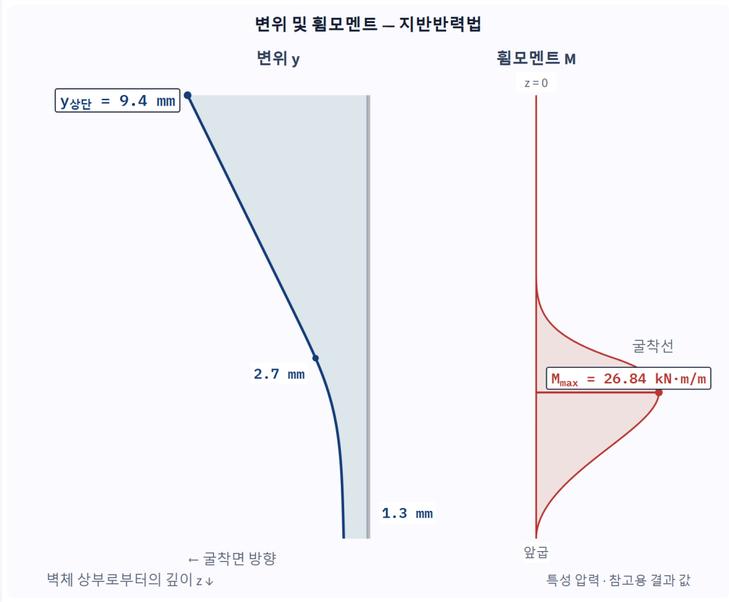
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \;\; (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

스프링은 정지토압에서 출발하여 변위에 비례해 변하며, 주동 한계와 수동 한계를 넘지 않는다. k_h는 지반 물성이라기보다 **모델 매개변수**이다. 점토에서는 φ = 0이므로 K_0 = 1이다.

벽체는 설계 길이(L + D_{design})이고 양단이 자유이다; 토압은 특성값이며 안전율은 적용하지 않는다. 굴착은 단일 단계이고 벽체는 사전에 설치되어 있다.

해석은 유한요소법으로 수행하며, 스프링이 탄성/주동/수동 상태에 도달할 때까지 반복 계산한다; 결과는 **한계가 없는 추정값**으로 제시된다.



문제

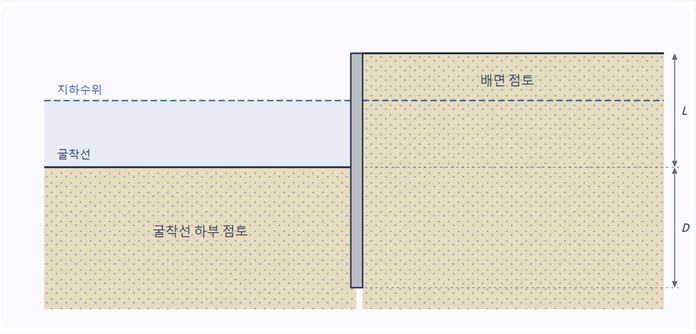
예제

조건

벽체	**예제 6(b): 설계 길이 $L + D = 8.43$ m**
시트파일	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (** $EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
지반	$k_h = 15$ **MN/m³ (상부 점토),** 30 **MN/m³ (하부 점토)**

구하는 값

벽체 상단, 굴착저면 및 선단에서의 **변위**; 모델의 최대 모멘트가 극한평형 모멘트와 같은가?



풀이

풀이

1 모델

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \text{kN·m}^2/\text{m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \ \text{(유한요소, 스프링: 탄성/주동/수동)}$$

2 결과 (굴착 방향)

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \text{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \text{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \text{kN·m/m}\ \ (z = 5.65\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

벽체 상단은 굴착 쪽으로 **9.4 mm**, 굴착저면은 2.7 mm, 선단은 1.3 mm 이동한다. 사용 상태 모델의 모멘트(26.8 kN·m/m)는 한계평형 모멘트(181.9)보다 **매우 작다**. 스프링은 수동 한계의 48%만 사용하며, 한계평형은 벽체가 파괴되는 순간의 모멘트를 나타내므로 **설계 모멘트**는 이 값이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

굴착저면 히빙

이론

측방 평형이 아무리 짧은 근입을 주더라도 굴착저면에 대해서는 아무것도 말해주지 않는다. 점토에서는 저면이 **위로 융기할 수 있다**. 굴착 아래의 점토가 인접 지반의 무게에 의해 안쪽으로 밀린다(역방향 지지력 파괴). 굴착에 대한 통상적인 검토는 파괴면의 전단저항을 이 무게와 비교한다:

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\,\dfrac{B''}{L_{exc}}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

B: 굴착 폭, L_{exc}: 평면 길이(긴 굴착에서는 형상항이 사라진다), T: 저면 아래 단단한 지층의 깊이(입력하지 않으면 파괴면은 폭에 의해서만 제한된다), c_u: 저면 아래 점토의 비배수 강도, c_{side}: 지지 높이에서의 평균 점착력, $\sigma_v(H)$: 저면 높이에서 측면 지반의 전응력.

기초 저면 아래로 근입된 벽체의 근입 효과는 고려하지 않는다(안전 측). 상재하중과 띠하중, 집중하중은 B′ 범위 내의 등가 등분포하중으로 환산하여 q에 더한다. 다층 지반에서는 GeoTerva의 다층 확장 기능을 적용하여 식을 사용한다.

$$FS_{req} = 1.5$$

요구 안전율은 입력값이며, 검토는 점성토 굴착에만 적용된다.

문제

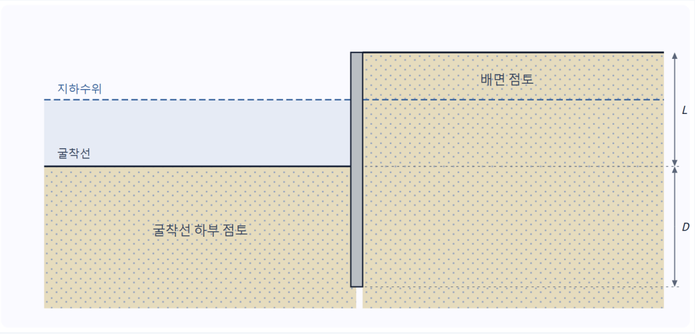
예제

조건

굴착	**폭 $B = 10$ m (긴 굴착, 단단한 지층은 입력하지 않음); 벽체는 예제 6과 동일 ($H = 5$ m)**
지반	**저면 아래 점토 $c_u = 70$ kPa; 지지 높이 구간의 평균 $c_{side} = 30$ kPa; $\sigma_v(H) = 90$ kPa; 상재하중 없음**

구하는 값

B′, **FS** (≥ 1.5인가?); 굴착폭이 B = 5 m와 20 m라면?



풀이

풀이

1 유효폭 (L_{exc} 미입력: 형상항 없음)

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \text{m}$$

2 안전율

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23} \ \geq 1.5\ \checkmark$$

$$B = 5\ \text{m}: \ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \text{m}: \ FS = 4.12$$

굴착 저면 히빙에 대한 안전율은 **4.23**(요구값 1.5)으로 저면은 안전하다. 폭이 증가할수록 측면 활동에 대한 여유는 감소하며(B = 20 m에서 4.12), 하부 점토의 c_u 값이 지배적이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

풀이의 범위

이론

각 지층은 점토로 보고 **비배수 전응력**($\varphi = 0$) 조건에서 푼다: **단기 상태**. 장기 배수 상태(c', φ')는 검토하지 않으며, 영구 벽체에서는 이것이 지배적일 수 있다. 모래 뒤채움 벽체는 모래 모듈로 설계한다.

Rankine 압력은 벽면 부착력 없이: $K_a = K_p = 1$; 주동 $\sigma_v - 2c_u$, 수동 $\sigma_v + 2c_u$; 굴착 저면 위에는 흡입이 없다 (인장균열은 기본값으로 물이 찬 상태이거나 건조 상태; 지하수위 아래에서는 균열이 지하수를 유지한다).

출처의 단순화된 순압력 선도: 각 깊이에서 양면의 압력, 수평 평형으로 선단 블록, 모멘트로 깊이를 구한다. 물은 양면에서 같거나 다르게 둘 수 있으며(침투 없음), 침투는 모델링하지 않는다.

지진 시 점토는 임계면 45°의 의사정적 비배수 쐐기로 취급한다(GeoTerva 가정). 시트파일은 휨에 대해 검증하며, 전단, 국부좌굴, 부식은 검토하지 않는다. 변위는 지반반력계수법으로 한계값 없이 제시한다.

요약

핵심 정리

비배수 점토($\varphi = 0$, c_u): 주동 $\sigma_v - 2c_u$, 수동 $\sigma_v + 2c_u$; 지표 부근의 흡입력은 고려하지 않는다: **인장균열 $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**; $P_1 = \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$, $\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

굴착저면 아래에서 순압력은 일정하다: $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$, 선단에서 $\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$; $\sigma_6 > 0$이 성립하지 않으면 점토는 벽체를 지지하지 못한다

평형: $L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$; D에 대한 2차방정식(예제: 0.678 m; 물이 찬 균열이 있으면 2.288 m); $z' = P_1/\sigma_6$, $M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

물이 찬 균열은 P_1, D 및 M을 크게 증가시킨다 (25 → 79.5 kN/m; 15.5 → 181.9 kN·m/m); 건조한 것으로 가정하면 안전하지 않다

설계 깊이: f = 1.4–1.6 (모멘트 동일) 또는 σ_p/FS_p; 주어진 깊이에서 두 경우 중 큰 모멘트

단면: EN 1993-1-1 $\eta = 0.638$; AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789. **지진**: $D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m; 지반반력계수법으로 벽체 상단 ≈ 9 mm

굴착저면 히빙: $FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$; 예제에서 4.23 ≥ 1.5

참고문헌

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

EN 1993-1-1:2005 — Design of steel structures, general rules.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

참고

수치 예제는 모두 모듈의 자체 계산 엔진으로 산출하였으며, 모듈도 동일한 값을 제공한다. 모듈 페이지의 계산 예제 역시 이 벽체이다(L = 5 m, γ = 18 kN/m³, c_u = 30 / 70 kPa).

온라인 지반공학 계산

이론에서 실무로

자신의 벽체 높이, 다층 점토 지반 단면, 지하수, 인장균열, 시트파일 단면, 지진계수를 GeoTerva에 입력한다; 모듈은 압력도, 근입깊이, 모멘트, 단면 검토, 변위, 굴착저면 히빙을 함께 제공한다.

모듈 열기 →

이론 페이지 →

스마트폰으로 열기

체험 모듈은 가입 없이 이용할 수 있습니다.

강의에서 사용하려면: info@geoterva.com