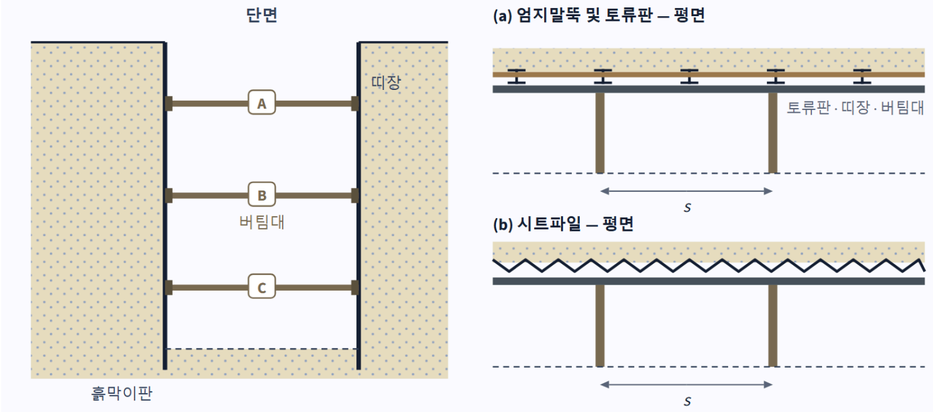
지반공학 강의 자료 · 시트파일 흙막이와 버팀대식 흙막이

점토 지반의 버팀대식 굴착

강의: 점토에서의 버팀대식 흙막이 굴착; 점토용 겉보기 토압도, 인장균열, 버팀대 하중, 시트파일과 띠장의 치수 결정, 강재 검증 및 굴착저면 히빙; 각 주제별 계산 예제.

굴착 흙막이 | Peck 겉보기 토압도(점토) | 인장균열 · 첫 번째 버팀대 | 버팀대 · 띠장 · 시트파일 | 굴착저면 히빙



개요

이 강의에서 다루는 내용

버팀대식 흙막이에서 압력이 **왜 Rankine 토압이 아닌지**와 **포락선**이 측정된 하중으로부터 어떻게 작성되는지

점토에 대한 두 가지 포락선, **γH/c 안정수** 기준: 연약–중간 점토(γH/c > 4)와 견고한 점토(≤ 4)

상재하중을 별도의 압력으로 더하는 방법, 점토에서 물은 단위중량만 변화시킨다는 점, **인장균열 $z_c = 2c/\gamma$**와 첫 번째 버팀대

포락선으로부터 **버팀대 하중**(힌지로 나눈 구간)과 **시트파일** 및 **띠장**의 치수 산정

강재를 **EN 1993-1-1 및 AISC 360-22**로 검증하는 방법

점토 지반에서 **굴착저면 히빙** 검토(Terzaghi의 토주, Chang의 보정)

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 굴착: 점토(γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa, φ = 0), 깊이 H = 7.00 m, 폭 B = 6.00 m; 버팀대는 깊이 1.00 · 3.50 · 6.00 m에 설치되며 수평 간격은 s = 3.00 m이다. 힘은 벽체 1 m당 값이다(버팀대 하중에는 s를 곱함).

지보 시스템과 구성 부재

이론

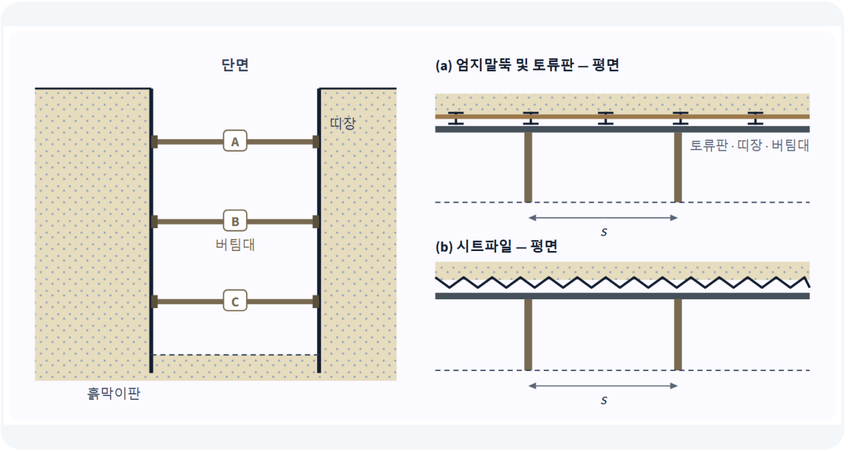
연직 벽면을 가진 깊은 굴착(도심 지하실, 개착식 터널)은 임시 **지지 시스템**으로 열린 상태를 유지한다. 두 가지 방식이 일반적이다. 먼저 타입한 **연직 엄지말뚝**(강재 또는 목재) 사이에 굴착이 진행됨에 따라 수평 목재 토류판을 설치하는 방식, 또는 서로 맞물리는 **시트파일**이 연속 벽체를 이루는 방식이다.

각 버팀대 단에서 굴착이 해당 높이에 도달하는 즉시 수평 **띠장**을 설치한다; **버팀대**는 띠장에서 띠장으로 굴착 폭을 가로지르는, 압축력을 받는 수평 강재 부재이다.

부재를 선정하려면 지보 시스템이 받게 될 측압이 필요하다. 이론은 총 토압 합력을 제공하되 그 **분포**는 제공하지 않는다: 분포는 지반, 시공 순서와 속도, 시공 인력과 장비에 좌우된다.

따라서 설계 압력은 **경험적 포락선**이다: 실제 굴착 현장에서 측정된 버팀대 하중으로부터 역산한 압력의 주위에 그려진다.

시공 시 버팀대 간격은 연직 방향으로 약 2.75 m 이상이어야 한다.



벽체 상단을 중심으로 회전

이론

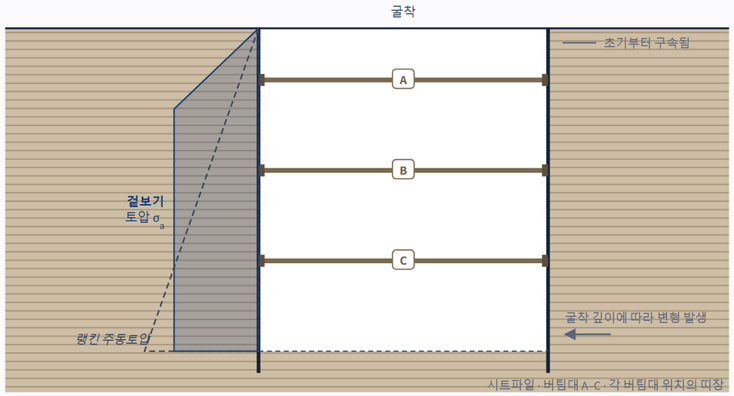
캔틸레버식 옹벽은 저면을 중심으로 회전하며, Rankine 주동토압(상단에서 0, 하단에서 최대)이 이를 잘 설명한다. **버팀대식 벽체는 반대로 거동한다**: 첫 번째 버팀대는 굴착이 얕을 때 설치되므로 상부는 거의 움직이지 않는다. 이후의 각 단계는 버팀대를 설치하기 전에 굴착되고 그 사이의 시간은 깊이에 따라 길어지므로, 벽체는 점차 더 아래쪽에서 휘어진다: 굴착이 끝났을 때 벽체는 **상단을 중심으로 회전한 상태**가 된다.

상부에서는 압력이 **정지토압 값**에 가깝게 유지된다 (지반의 이동이 매우 작았다).

하부에서는 압력이 Rankine 주동값 아래로 떨어질 수 있다(지반은 이미 소성평형을 한참 넘어섰다).

토압 합력 P_a는 삼각형의 1/3 지점보다 **더 위쪽**에 작용한다: 저면으로부터 n_aH 높이에, $n_a > 1/3$.

전체 추력은 대수나선 쐐기로 구한다($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$); 사질토에서는 Coulomb 값보다 15–20% 크다. 그러나 추력의 분포와 n_a가 지반과 현장에 따라 달라지므로 굴착은 **포락선**으로 설계한다.



포락선은 어떻게 작성되었는가?

이론

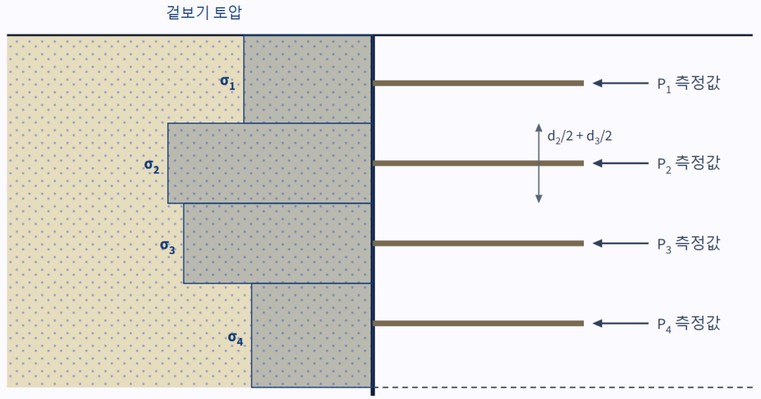
압력은 지점마다 달라지며 각 버팀대는 마주칠 수 있는 **최대 하중**을 기준으로 단면을 정해야 한다. 포락선은 이를 위해 작성된다. 계측을 갖춘 굴착에서 각 버팀대의 하중을 측정하고, 그 버팀대가 지지하는 벽체 구간(수평 간격 s × 위와 아래 버팀대까지 거리의 절반)으로 나누어 이 구간에 대한 **겉보기 압력**으로 환산한다:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1은 첫 번째 버팀대의 깊이이고, d_i는 이후 버팀대 사이의 간격이다. 굴착 단계마다 겹쳐 그린 모든 분포도의 외곽선이 하나의 **겉보기 토압 포락선**이다.

Peck의 포락선은 베를린, 뮌헨, 뉴욕 지하철 굴착에서 측정한 모래 하중에 근거하며, 그는 연약~중간 점토와 단단한 점토에 대해서도 같은 방법으로 포락선을 작성하였다.

포락선은 어느 순간에 벽체에 작용하는 압력이 **아니다**: 포락선에서 한 버팀대에 대해 취한 하중은 측정된 하중의 안전 측에 놓이도록 그려져 있다.



각 버팀대 하중을 해당 부담 영역으로 분배: s × (상하 인접 버팀대까지 거리의 절반 합)

연약–중간 또는 견고: γH/c

이론

점토에서 포락선의 형태는 **안정수 γH/c**로 정해진다(c는 비배수 점착력, φ = 0). γH/c > 4인 **연약~중간 점토**는 굴착으로 인해 자신의 강도를 크게 넘어선 상태에서 작용하게 된다:

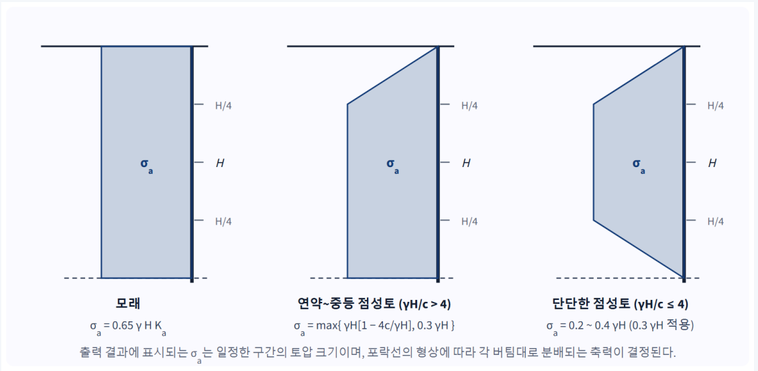
$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right],\ 0.3\gamma H\right)$$

포락선은 지표면에서 0이고, 상부 4분의 1 구간에서 선형으로 증가하며, 저면까지 일정하게 유지된다. 두 식 중 큰 값이 지배한다. **단단한 점토**는 탄성 범위에 더 가깝다:

$$\frac{\gamma H}{c} \le 4: \quad \sigma_a = 0.2\gamma H \text{ 함께 } 0.4\gamma H \ \ (\text{평균 } 0.3\gamma H)$$

견고한 점토에서 포락선은 상부 1/4 구간에서 증가하고 중간 1/2 구간에서 일정하며 하부 1/4 구간에서 0으로 돌아간다. 조건은 모래 포락선의 경우와 같다 (깊이 ≳ 6 m, 물은 저면 아래, 점토는 비배수).

굴착이 여러 점토층을 통과할 경우 출처는 이를 두께로 가중평균한다: $c_{av} = \Sigma c_i H_i / H$, $\gamma_{av} = \Sigma \gamma_i H_i / H$. 이후 점토 포락선은 평균값으로 사용한다.



출력 결과에 표시되는 σ_a는 일정한 구간의 토압 크기이며, 포락선의 형상에 따라 각 버팀대로 분배되는 축력이 결정된다.

문제

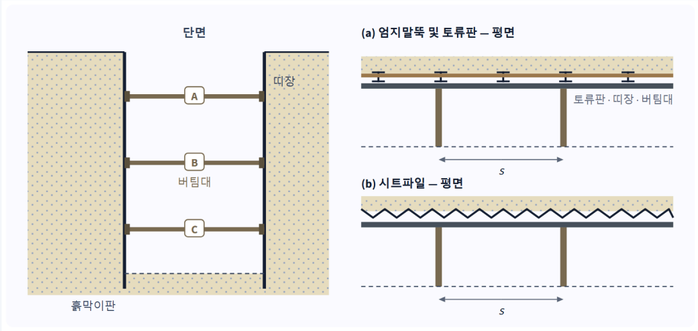
예제

조건

초기 굴착	$H = 7.0$ m, $\gamma = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa
더 연약한 점토	**동일 굴착**, $c = 20$ kPa

구하는 값

두 점토 모두에 대해 **γH/c**, 포락선의 유형 및 **σ_a**.



풀이

풀이

1 초기 점토 (c = 35 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{18(7)}{35} = \mathbf{3.60} \leq 4 \Rightarrow \text{견고한 점토}$$

$$\sigma_a = 0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = \mathbf{37.80}\ \text{kPa}$$

2 더 연약한 점토 (c = 20 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{126}{20} = \mathbf{6.30} > 4 \Rightarrow \text{연약–보통 점토}$$

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right] = 126(1 - 0.635) = \mathbf{46.00}\ \text{kPa} \geq 0.3\gamma H = 37.8$$

초기 점토는 단단한 점토로 간주한다: σ_a = **37.80 kPa**(최대 버팀대 하중 P = 271.3 kN).
점착력이 20 kPa로 낮아지면 굴착은 연약–중간 점토의 거동으로 전환된다: σ_a = **46.0 kPa**이며
포락선의 하단부는 일정한 값의 평탄부가 된다(P = 338.1 kN).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

포락선 옆; 단위중량과 함께; 첫 번째 버팀대의 위치

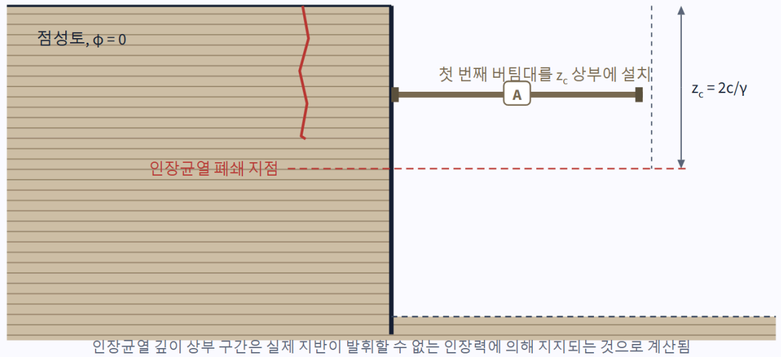
이론

상재하중 q는 겉보기 토압도에 포함하지 않는다(경험 계수가 이에도 적용되기 때문이다); 전체 높이에 걸쳐 고유한 등분포 압력으로 작용하며, 비배수 점토에서 $K_a = 1$이다: $\Delta p_q = q$.

물: 점토 포락선은 비배수 전응력 방식이며, 점토 속의 물은 이미 단위중량과 비배수 전단강도에 포함되어 있다. 굴착저면 위의 물은 도시하고 기록하되 별도의 하중으로 더하지 않는다. 물이 바꾸는 것은 지반의 중량뿐이다: 수면 아래에서는 포화단위중량을, 수면이 가로지르는 지층에서는 두 값의 두께 가중평균 $\gamma = (\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$를 적용한다.

인장균열: 점토면은 인장균열이 닫히는 깊이(점착력을 고려한 Rankine 주동토압이 0이 되는 깊이)까지 지지 없이 서 있을 수 있다. $\varphi = 0$에서 $K_a = 1$이며, 첫 번째 지지점은 이 깊이의 **위에** 설치해야 한다. 그래야 벽체가 점토가 지탱할 수 없는 열린 면에 기대지 않는다.

$$\Delta p_q = q \qquad z_c = \frac{2c}{\gamma}\ (q = 0), \qquad z_c = \frac{2c - q}{\gamma}\ (\text{상재하중 q})$$



인장균열 깊이 상부 구간은 실제 지반이 발휘할 수 없는 인장력에 의해 지지되는 것으로 계산됨

문제

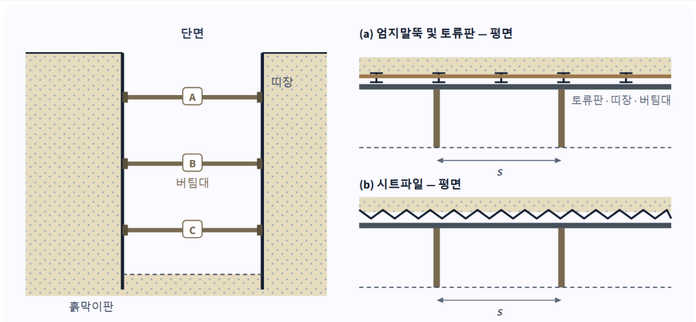
예제

조건

굴착	**예제 1의 초기 굴착 ($H = 7$ m, $\gamma = 18$, $\gamma_{sat} = 19$ kN/m³, $c = 35$ kPa); 첫 번째 버팀대 $z = 1.0$ m**
경우	**(a) q = 0, 물 없음; (b) 상재하중 $q = 10$ kPa; (c) 지하수 $z_w = 3$ m**

구하는 값

z_c, 첫 번째 버팀대의 위치가 적절한지 여부; (c)에서 γ'와 $\gamma' H/c$; 각 경우의 총하중 R과 최대 버팀대 하중.



풀이 (1/2)

풀이

1 인장균열과 첫 번째 버팀대

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2(35)}{18} = \mathbf{3.889}\ \text{m}\ > 1.00\ \text{m}\ \checkmark$$

$$z_c = \frac{2c - q}{\gamma} = \frac{70 - 10}{18} = 3.333\ \text{m}\ \ (q = 10\ \text{kPa})$$

첫 번째 버팀대(z = 1.0 m)는 균열 깊이(3.89 m)보다 훨씬 위에 있다: 적합. 상재하중이 있으면 균열은 3.33 m로 내려간다.

풀이 (2/2)

풀이

2 물 (c): $\bar{\gamma} = (\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$; 세 경우의 요약

$$\bar{\gamma} = \frac{18(3) + 19(4)}{7} = 18.571 \text{ kN/m}^3 \qquad \frac{\bar{\gamma} H}{c} = \frac{18.571(7)}{35} = 3.714$$

$$\sigma_a = 0.3\bar{\gamma} H = 39.00 \text{ kPa}$$

상태	γH/c	σ_a (kPa)	z_c (m)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
(a) q = 0, 물 없음	3.60	37.80	3.89	198.4	271.3
(b) q = 10 kPa	3.60	37.80	3.33	268.4	334.3
(c) 물 z_w = 3 m	3.71	39.00	—	204.8	279.8

상재하중은 $\Delta p_q = q = 10$ kPa만 추가하며(R 198.4 → 268.4 kN/m), 물은 $\bar{\gamma}$를 18.57 kN/m³로 높일 뿐이다(σ_a 37.8 → 39.0 kPa).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

포락선에서 버팀대 하중으로

이론

버팀대는 수평 기둥이다. 압력을 축 방향으로 전달하고 자중에 의해 휘며, 내력은 세장비에 좌우되고 굴착 폭이 넓으면 추가 버팀대가 필요할 수 있다. 출처는 하중에 대해 단순하고 보수적인 방법을 제시한다:

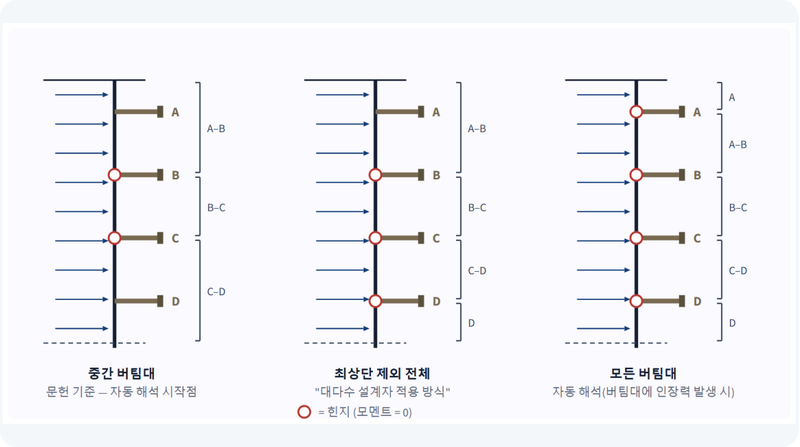
토압 포락선과 버팀대 위치를 그린다. 시트파일 벽체를 최상단과 최하단을 제외한 **모든 버팀대 위치에서 힌지**로 가정한다(많은 설계자는 최상단을 제외한 모든 위치에서 그렇게 한다).

벽체를 힌지 위치에서 **양단은 단순 캔틸레버로, 중간은 단순보로** 분리하고, 각 부분의 반력을 정역학으로 구한다(버팀대가 4단인 굴착에서는 A, B_1, B_2, C_1, C_2, D).

버팀대 하나의 하중은 그것이 받는 반력의 합 × 수평 간격 s이다.

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

각 구간은 정정 구조이다: 두 개의 지점이 있으며, 지점 하나를 기준으로 한 모멘트 및 수평력 평형으로 두 반력을 모두 구한다. 힌지에 있는 버팀대는 양쪽 구간에 모두 속하므로 **두 개의 반력**을 합산한다. 반력은 벽체 단위길이당(kN/m) 값이며, s가 이를 버팀대 하중으로 환산한다.



문제

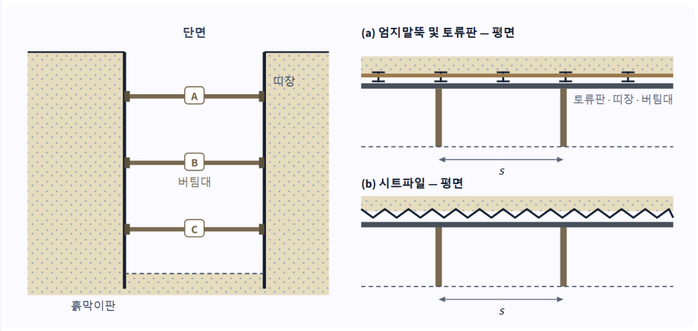
예제

조건

굴착	$H = 7.00$ m; $B = 6$ m; 버팀대 $z = 1.00, 3.50, 6.00$ m (A, B, C); 수평 간격 $s = 3.00$ m
압력	예제 1: 견고한 점토(γH/c = 3.6): 사다리꼴 포락선 $\sigma_a = 0.3\gamma H = 37.8$ kPa (상부 4분의 1 구간에서 증가하고 하부 4분의 1 구간에서 0으로 감소); 시트파일 벽체는 B 버팀대에서 힌지(최상단과 최하단 제외)

구하는 값

각 부분의 **합력 W**와 그 팔길이 **z̄**; 반력 **A**, **B_1**, **B_2**, **C**; 버팀대 하중 **P_A**, **P_B**, **P_C**.



풀이 (1/2)

풀이

1 포락선을 힌지에서 구간으로 나눈다; 각 구간의 합력과 모멘트 팔 (상단 표면으로부터의 깊이)

부분	범위 (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	지점
1	0.00 – 3.50	99.23	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	99.23	4.861	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 첫 번째 부분: 첫 번째 지점에 대한 모멘트 평형

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.23(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.20} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{54.02}\ \text{kN/m}$$

첫 번째 구간의 두 지점 반력은 54.02와 45.21 kN/m이며, 최상단 버팀대(A)의 반력은 캔틸레버 부분의 하중까지 포함하므로 더 크다.

풀이 (2/2)

풀이

3 두 번째 부분

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{99.23(4.861 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{54.02} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{45.20}\ \text{kN/m}$$

4 각 버팀대는 받는 반력을 합산한다; 하중 = 합계 × s (s = 3.00 m)

레벨	z (m)	받는 반력 (kN/m)	합계 (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.00	54.02	54.02	**162.06**
B	3.50	45.21 + 45.21	90.42	**271.26**
C	6.00	54.02	54.02	**162.06**

최대 버팀대 하중 **P_B = 271.26 kN**(B 단): 이 하중이 버팀대 치수를 결정한다. B 버팀대는 두 부분에 속하므로 두 반력을 합산한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

최대 모멘트와 필요 단면계수

이론

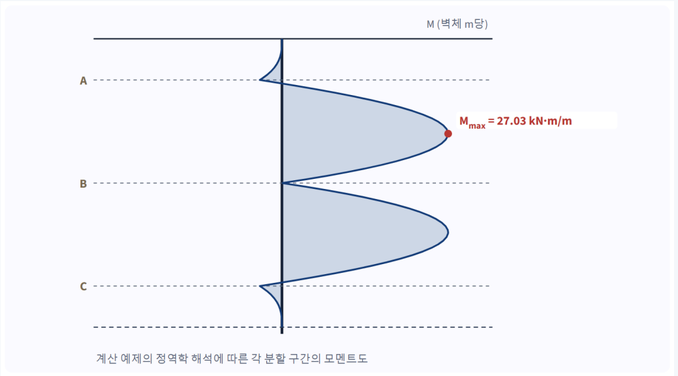
시트파일은 같은 부분들로부터 설계한다. 각 부분에서 최대 휨모멘트(전단력이 부호를 바꾸는 곳: 경간 내부 또는 캔틸레버부가 지점과 만나는 버팀대 위치)를 구하며, 가장 큰 값이 벽체 단위 길이에 대한 설계 모멘트이다. 필요한 단면계수는 허용 휨응력으로부터 구하고, 표에서 이 값 이상의 단면을 선정한다:

$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

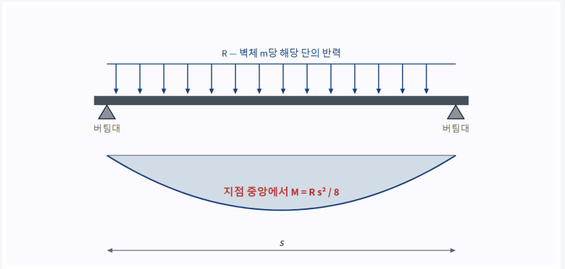
띠장은 이음이 적절하면 연속으로 볼 수 있으나, 보수적으로 버팀대 위치에서 **힌지**로 취한다: 경간 s의 단순보에 단의 반력 R(벽체 단위 길이당)을 등분포하중으로 작용시킨다:

$$M_{max} = \frac{R\,s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

반력이 가장 큰 단이 지배한다. 띠장은 때로 시트파일 벽체에, 필요한 측방 지지를 제공할 수 있는 지점에서 연결된다.



계산 예제의 정역학 해석에 따른 각 분할 구간의 모멘트도



문제

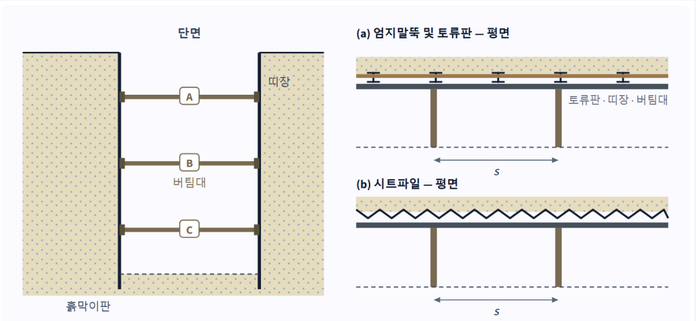
예제

조건

굴착	**예제 1의 굴착($H = 7$ m, 단단한 점토, $\sigma_a = 37.8$ kPa); 버팀대 1.0 · 3.5 · 6.0 m; 수평 간격 $s = 3.0$ m; B에 힌지**
강재	**허용 휨응력 $\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

구하는 값

시트파일 벽체의 **M_{max}**와 필요 **S**(cm³/m); 반력이 가장 큰 단에서 띠장의 **M_{max}**와 **S**(cm³).



풀이 (1/2)

풀이

1 시트파일 벽체: 각 부분의 최대 모멘트

부분	범위 (m)	M_{max} (kN·m/m)	위치 z (m)
1	0.00 – 3.50	27.03	2.30
2	3.50 – 7.00	27.03	4.70

2 소요 단면계수

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{27.03}{170{,}000} = 0.0001590\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{159.0}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

시트파일 벽체에서 **M_{max} = 27.03 kN·m/m**(구간 1, z = 2.30 m): **S ≥ 159.0 cm³/m**.

풀이 (2/2)

풀이

3 띠장: 각 단의 단순보 (s = 3.000 m)

레벨	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{allow} (cm³)
A	54.02	60.77	357
B	90.42	101.72	598
C	54.02	60.77	357

최대 반력은 **B 단에서** 발생하며(R = 90.42 kN/m), 띠장은 **M_{max} = 101.72 kN·m**에 대해 **S ≥ 598 cm³**인 단면으로 설계한다; 다른 단의 띠장은 더 작을 수 있다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

설계 작용효과, 등급, 휨 및 좌굴

이론

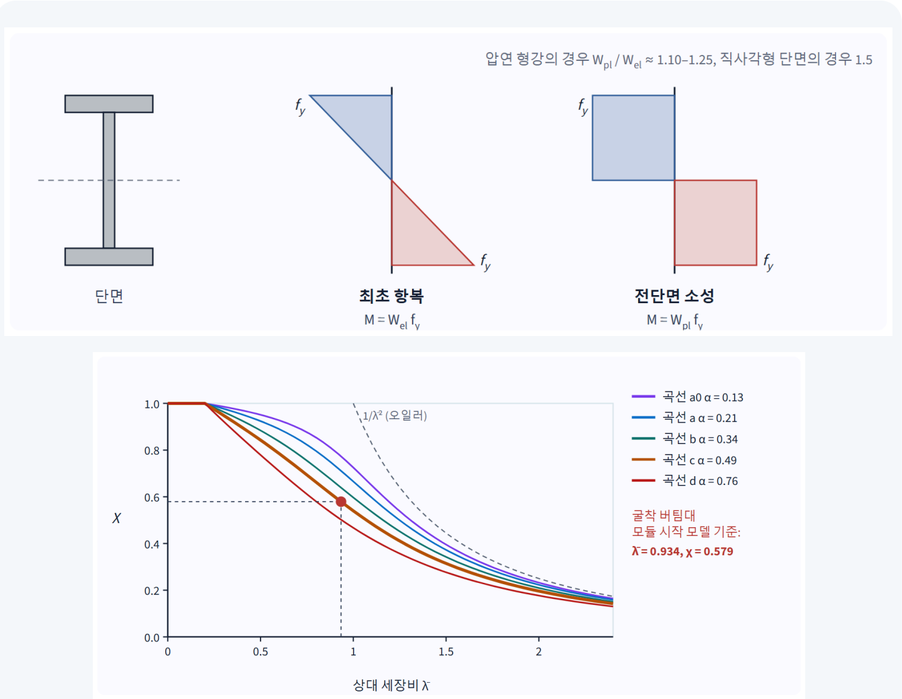
포락선에서 구한 하중은 **사용값**이며(Peck 포락선은 측정된 하중의 상한이다), 한 번만 설계값으로 환산된다: $E_d = \gamma_F E_k$. 각 부재는 자신의 강재 등급의 항복강도(f_y)로 검증하며, 단면은 부재의 **단면계수**(시트파일 벽체: m당 W_{el}, 띠장: W, 버팀대: A와 약축에 대한 I)로 주어진다.

$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{등급 1–2}),\ W_{el}\ (\text{등급 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

버팀대는 약축 방향으로 좌굴한다: I는 작은 쪽 단면2차모멘트, $L_{cr} = K\,L_b$는 유효길이(굴착 폭, 중간에 엄지말뚝이나 가새가 통과하지 않는 경우)이다. α는 좌굴곡선에서 구한다(c 곡선: 0.49).

시트파일 벽체에서는 동일한 저항이 단위폭에 대해 적용된다(EN 1993-5; U형 단면에서 이음부 미끄러짐 β_B, Z형 단면에서는 1.0). 띠장의 압축 플랜지가 벽체에 밀착되어 있으므로 횡비틀림좌굴은 지배 요인이 아니다.



문제

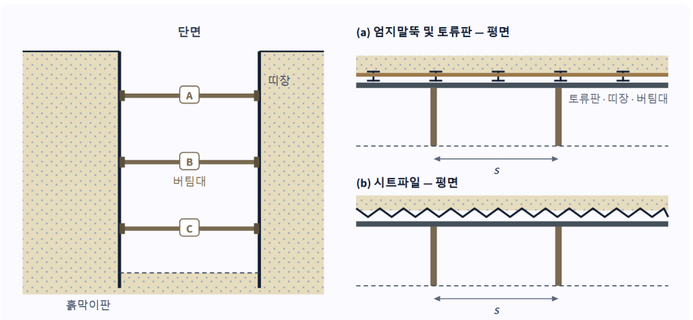
예제

조건

굴착과 하중	**예제 1의 굴착과 예제 3의 하중: $P_{max} = 271.26$ kN (버팀대 B)**
요소	**S275($f_y = 275$ MPa), $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$: 시트파일 $W_{el} = 600$ cm³/m; 띠장 $W_{el,y} = 1\,000$ cm³; 버팀대 $A = 65.7$ cm², $I = 3\,598$ cm⁴, 곡선 c, $L_{cr} = 6.00$ m**

구하는 값

시트파일, 가장 큰 하중을 받는 띠장 및 버팀대에 대한 **η** (≤ 1).



풀이 (1/2)

풀이

1 시트파일과 띠장 (휨): $\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(27.03)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.49}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(101.72)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{137.33}{275.0} = \mathbf{0.499}$$

시트파일 η = **0.221**, 띠장 η = **0.499**: 둘 다 충분하다 ($\eta \le 1$).

풀이 (2/2)

풀이

2 버팀대 (좌굴): $N_{Ed} = 1.35\,P_{max} = 1.35(271.26) = 366.20$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \quad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4 \text{ kN}$$

η_{strut} = 366.2 / 1,046.4 = **0.350**. 세 부재 모두 충분하며($\eta \le 1$); 버팀대에서는 **좌굴**이 지배한다 ($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

LRFD 또는 ASD; 단면 등급, 휨, 전단, 기둥 곡선

이론

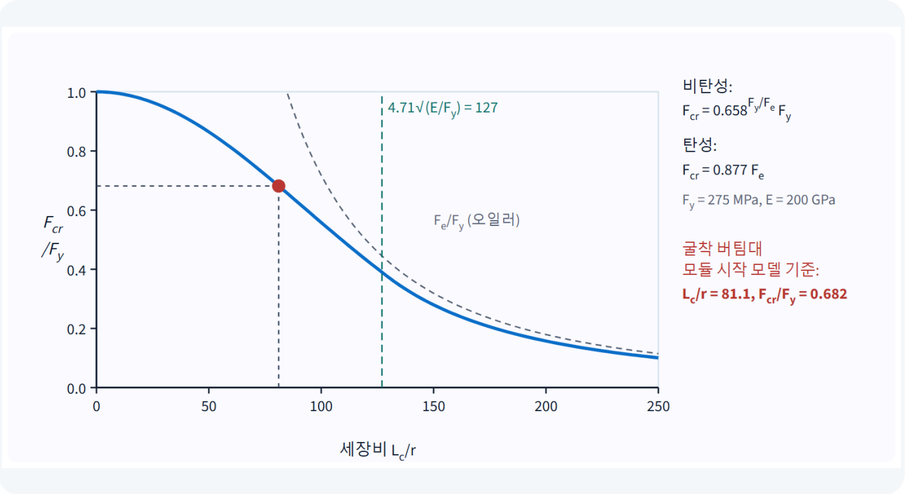
각 부재는 압축, 휨, 전단 규정에서 구한 **공칭강도 R_n**으로 검증한다. LRFD에서는 하중에 계수를 곱하고 강도는 φ로 감소시키며, ASD에서는 사용하중을 강도를 안전율 Ω로 나눈 값과 비교한다:

$$R_u \le \phi R_n \text{ (LRFD)} \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \text{ (ASD)} \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

포락선에서 구한 하중은 ASCE 7-22의 **측방토압 H**에 해당한다: LRFD 하중조합에서는 하중에 더해지는 모든 경우(버팀대식 흙막이에서는 항상)에 1.6을, ASD에서는 1.0을 적용한다. 시트파일과 모듈에서 제공되는 띠장은 모듈이 제시하는 강도로 취급한다: 조밀 단면에서는 F_yZ, 최초 항복에서는 F_yS를 쓴다. 띠장은 벽체에 의해 횡방향으로 구속되므로 $L_b = 0$이며, 횡비틀림 좌굴은 한계상태가 아니다.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \qquad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \qquad \text{그렇지 않으면 } 0.877F_e \qquad P_n = F_{cr} A_g$$

단일 기둥 곡선이 모든 단면에 적용된다(EN 1993-1-1과 같이 곡선을 선택할 필요가 없다); r은 작은 회전반경, $L_c = K L_b$는 유효길이이며, $L_c/r \le 200$을 권장한다. AISC는 EN 1993-1-1과 달리 전단력으로 인한 휨강도 감소를 적용하지 않는다.



문제

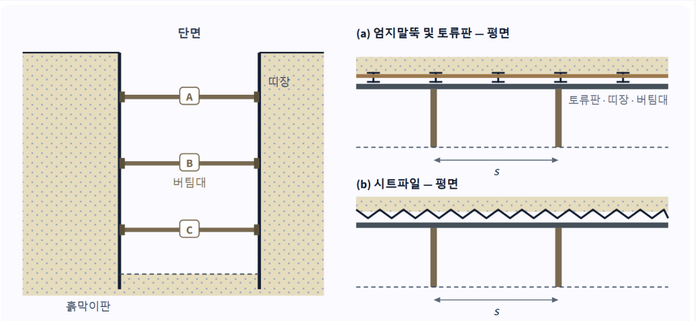
예제

조건

굴착과 하중	**예제 1의 굴착과 예제 3의 하중:** $P_{max} = 271.26$ **kN (버팀대 B)**
요소	**예제 5의 부재 (S275,** $F_y = 275$ **MPa);** $E = 200$ **GPa; LRFD** $\gamma_H = 1.6$**,** $\phi_c = \phi_b = 0.90$**; ASD** $\Omega_c = 1.67$**,** $\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

구하는 값

하중이 가장 큰 버팀대에 대한 L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n; LRFD 및 ASD 비율; 시트파일 벽체와 띠장에 대한 LRFD 비율.



풀이 (1/2)

풀이

1 버팀대: 기둥 곡선 (A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\le 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 187.4 \times 6\,570 \text{ mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5} \text{ kN}$$

버팀대의 **공칭강도 P_n = 1,231.5 kN**; 세장비 L_c/r = 81.1로 비탄성 좌굴 영역에 해당한다(한계값 127).

풀이 (2/2)

풀이

2 LRFD와 ASD의 비율 (P = 271.26 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(271.26) = 434.0 \text{ kN} \le \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.392}$$

$$\text{ASD: } P_a = 271.26 \text{ kN} \le \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.368}$$

버팀대: LRFD η = **0.392**, ASD η = **0.368**. 시트파일 벽체(LRFD) 0.291, 띠장 0.658; EN 1993-1-1에서는 0.221, 0.499, 0.350이었다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

Terzaghi 기둥, Chang의 보정

이론

버팀대식 굴착은 버팀대가 붕괴하지 않아도 파괴될 수 있다. 굴착 옆 지반과 상재하중의 무게가 굴착저면 아래의 점토를 안쪽 위로 밀어 올린다. 폭 B′의 흙 기둥은 기초 저면 높이에서 지지력 cN_c(N_c = 5.7)를 갖는 점토 위에 하중으로 작용하며, 측면의 전단저항 cH가 이를 경감한다:

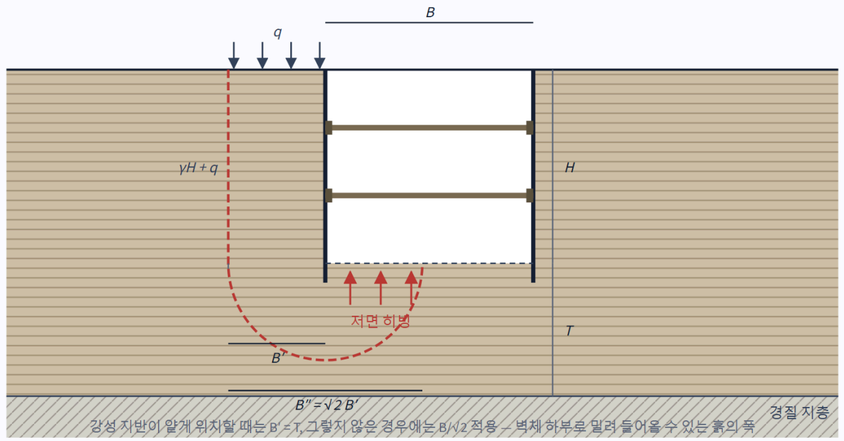
$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H + q - cH/B'}$$

이 식은 **세 가지 점에서 수정되었다**: 측면 전단이 하중을 감소시키는 것이 아니라 **저항을 추가한다**; 폭 B″의 바닥 띠는 위로 하중을 받는 기초처럼 거동한다; 굴착 바닥의 범위가 한정되지 않으므로 N_c = 5.14 (매끄러운 기초):

$$FS = \frac{5.14\,c\left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L}\right) + \dfrac{cH}{B'}}{\gamma H + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\,B'$$

B는 굴착 폭, L은 평면 길이, T는 굴착저면 아래 점토 두께, q는 굴착부 옆의 상재하중이다. 완전히 붕괴된 굴착에서는 FS ≈ 1이고, 부분적으로/경미하게 붕괴한 굴착에서는 그보다 약간 크게 나타난다. 요구 FS ≈ **1.5**.

균질한 점토에서 FS < 1.5이면 시트파일을 더 깊게 (일반적으로 굴착 저면 아래 B/2를 넘지 않는 범위로) 박는다. 근입 부분은 발표된 설계 도표에서 구한 힘을 분담한다.



문제

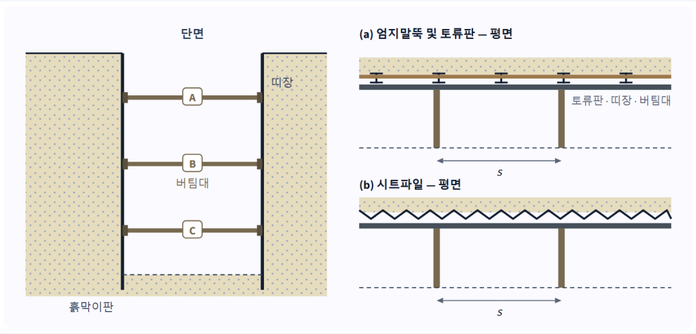
예제

조건

초기 굴착	$H = 7$ m, $B = 6$ m, $L = 20$ m; 점토 $\gamma = 18$, $c = 35$ kPa, 굴착저면 아래 점토 두께 $T = 4$ m; 상재하중 없음
교재 예제 굴착	폭 4 m, 길이 15 m, 깊이 6 m; $\gamma = 17$, $c = 40$ kPa; 단단한 지층은 굴착저면 2 m 아래

구하는 값

두 굴착 각각에 대해 **B′**, **B″** 및 **FS**(≥ 1.5?); 초기 굴착에서 단단한 지층이 없고 폭이 10 m이면?



풀이

풀이

1 초기 굴착: B/√2 = 4.24 m > T = 4 m, 따라서 B′ = T

$$B' = T = 4.00\ \text{m} \qquad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{35(7)}{4.00}}{18(7)} = \frac{190.1 + 61.2}{126} = \mathbf{1.99} \ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 교재 예제 굴착 (T = 2 m ≤ B/√2 = 2.83 m: B′ = T = 2.00 m, B″ = 2.83 m)

$$FS = \frac{5.14(40)\left(1 + 0.2\frac{2.83}{15}\right) + \frac{40(6)}{2.00}}{17(6)} = \mathbf{3.27}$$

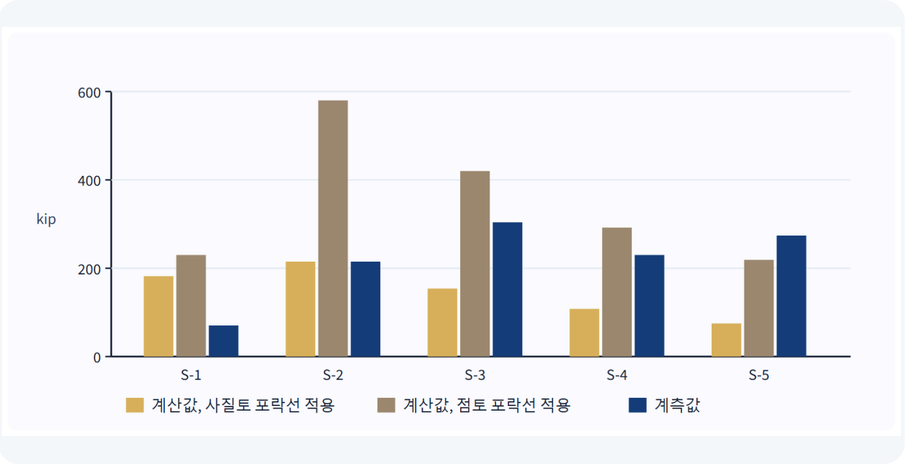
초기 굴착은 **FS = 1.99**, 교재 예제 굴착은 **3.27**이며, 둘 다 ≥ 1.5이다. 단단한 지층을 입력하지 않으면(B′ = B/√2) 교재 예제 굴착의 FS는 2.96으로 낮아진다. 초기 굴착은 폭 10 m이고 단단한 지층이 없으면 1.80으로 낮아진다(안전 측으로 감소). 굴착저면 히빙은 폭이 넓을수록, 단단한 지층이 없을수록 불리해진다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

보스턴과 시카고 사례 연구

이론

Boston(시험 단면 B): 깊이 17.7 m, 버팀대 5개. 지반 주상도는 모래와 점토에 대한 두 포락선으로 범위가 한정되었으며(모래 포락선 53.5 kPa, 연약–중간 점토 포락선 146.1 kPa), 측정된 하중은 두 추정값 모두와 크게 달랐고(지반 물성이 불확실함) 버팀대는 측정값보다 훨씬 큰 하중에 맞추어 설계되어 있었다. **Chicago, National Plaza**: 깊이 21.3 m, 버팀대 6개. 지반 주상도는 등가 점토로 환산되었다 (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma H/c$ = 12.08 > 4, σ_a = 282.0 kPa). Peck 포락선은 관측값의 약 **1.8배**에 해당하는 압력을 제시하였다: 여러 굴착 사례를 둘러싸도록 그린 포락선은 개별 굴착 하나에 대해서는 보수적이며, 동일한 지반에서의 현장 경험은 과다 설계를 상당히 줄일 수 있다.



방법이 가정하는 사항

이론

포락선은 깊이가 약 6 m보다 깊은 굴착 사례에서 수집한 것이다; **포락선은 임의의 시점에 벽체에 작용하는 실제 압력이 아니다**: 안전한 버팀대 하중을 제공할 뿐 벽체 처짐을 제공하지는 않는다. 점토는 **비배수** 상태이며, 간극수압은 별도로 고려하지 않는다.

점토가 여러 층이면 층 두께로 가중 평균한다(c_{av}, γ_{av}). $\gamma H/c$는 이 평균값으로 선택한다. 상재하중은 포락선 옆에 더하고($\Delta p = q$), 지하수는 단위중량만 바꾼다.

시트파일 벽체는 힌지로 연결된 정정보의 연속으로 본다; 자체 강성과 굴착저면 아래의 근입부는 사용하지 않는다. **띠장**은 버팀대 사이의 단순 경간이다(보수적). 강재는 EN 1993-1-1(단면 등급 4는 설계하지 않음) 또는 AISC 360-22로 검증한다.

굴착저면 히빙은 Chang의 수정식으로 검토하며, 시트파일의 굴착 저면 아래 근입분은 계산에 포함하지 않는다(안전 측). 다층 지반에서는 공식을 GeoTerva의 다층 확장 형태로 사용한다.

시공 중에는 굴착 주변에서 측방 이동과 지반 손실이 예상되며, 단단한 지층이 있으면 시트파일을 그 층에 근입한다. 연약 점토에서는 $\gamma H/c \approx 8$일 때 큰 변위와 버팀대의 붕괴가 발생할 수 있다.

요약

핵심 정리

포락선: $\gamma H/c > 4$ 연약~중간 ($\sigma_a = \max(\gamma H[1 - 4c/\gamma H], 0.3\gamma H)$); ≤ 4 견고 ($\approx 0.3\gamma H$). 예제: $\gamma H/c = 3.6$, $\sigma_a = 37.8$ kPa

상재하중과 물: $\Delta p = q$는 별도로 더해지고, 물은 γ만 변화시킨다. **인장균열** $z_c = 2c/\gamma = 3.89$ m; 첫 번째 버팀대(1.0 m)는 그 위에 있다

버팀대 축력: 포락선을 힌지 위치에서 구간으로 나누고 반력은 정역학으로 구한다; 예제에서 $P_B = 271.26$ kN(두 반력의 합)

단면 산정: 시트파일 $M_{max} = 27.03$ kN·m/m($S = 159$ cm³/m), 띠장 $M = R\,s^2/8 = 101.72$ kN·m($S = 598$ cm³; $\sigma_{allow} = 170$ MPa)

강재: EN 1993-1-1 $\eta = 0.221$ / 0.499 / 0.350 (시트파일 / 띠장 / 버팀대); AISC LRFD 버팀대 0.392, ASD 0.368

굴착저면 히빙: $FS = (5.14c(1 + 0.2B''/L) + cH/B')/(\gamma H + q) \geq 1.5$; 초기 굴착에서 2.00, 교재 예제 굴착에서 3.27

참고문헌

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — Chapter 15, “Braced Cuts”; 이 페이지는 본 문헌을 참조함.

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1), 32–47.

Chang, M.F. (2000). Basal stability analysis of braced cuts in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), 276–279.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

참고

수치 예제는 모두 모듈의 자체 계산 엔진으로 산출하였으며, 모듈에서도 동일한 값이 얻어진다. 모듈 페이지의 계산 예제도 이 굴착이다(H = 7 m, γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa, 버팀대 위치 1 · 3.5 · 6 m).

GeoTerva

온라인 지반공학 계산

이론에서 실무로

점토 프로필, 버팀대 높이, 상재하중, 지하수, 부재를 GeoTerva에 입력하면 모듈이 포락선, 인장균열, 버팀대 하중, 시트파일 및 띠장 모멘트, 강재 검증, 굴착저면 히빙을 함께 제공한다.

모듈 열기 →

이론 페이지 →

스마트폰으로 열기

체험 모듈은 가입 없이 이용할 수 있습니다.

강의에서 사용하려면: info@geoterva.com