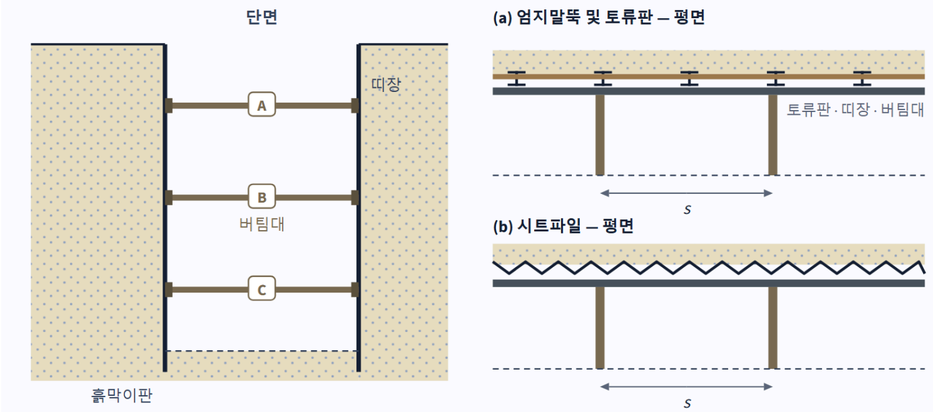
지반공학 강의 자료 · 시트파일 흙막이와 버팀대식 흙막이

모래층 위 점토: 버팀대식 굴착

강의: 같은 굴착에서의 모래와 점토(Peck 등가 점착력); 포락선, 버팀대 하중, 시트파일과 띠장의 단면 결정, 강재 검증 및 굴착저면 히빙; 주제별 계산 예제.

굴착 흙막이 | 등가 점토(모래 + 점토) | 버팀대 · 띠장 · 시트파일 | EN 1993 · AISC 360 | 굴착저면 히빙



개요

이 강의에서 다루는 내용

버팀대식 흙막이에서 압력이 **왜 Rankine 토압이 아닌지**와 포락선이 어떻게 작성되는지; 점토 포락선($\gamma H/c$를 이용)

굴착이 모래와 점토를 지날 때의 Peck **등가 점착력** c_{av}와 γ_a; $\gamma_a H/c_{av}$에 따른 포락선 선택

National Plaza(Chicago) 굴착에서 **여러 점토층**을 먼저 두께 가중 평균한 뒤 모래와 결합하는 방법

상재하중을 포락선에 추가하는 방법; 포락선으로부터 **버팀대 하중**을 구하고 **시트파일 벽체**와 **띠장**의 단면을 산정하는 방법

강재를 **EN 1993-1-1 및 AISC 360-22**로 검증하기; 층상 지반에서 **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 굴착: 위쪽 3 m는 모래(γ = 17 kN/m³, φ' = 30°), 그 아래는 점토(γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa); H = 7.00 m, B = 6.00 m; 버팀대는 깊이 1.00 · 3.50 · 6.00 m에 있고 수평 간격 s = 3.00 m. 힘은 벽체 1 m당이다(버팀대 하중에는 s가 곱해져 있다).

지보 시스템과 구성 부재

이론

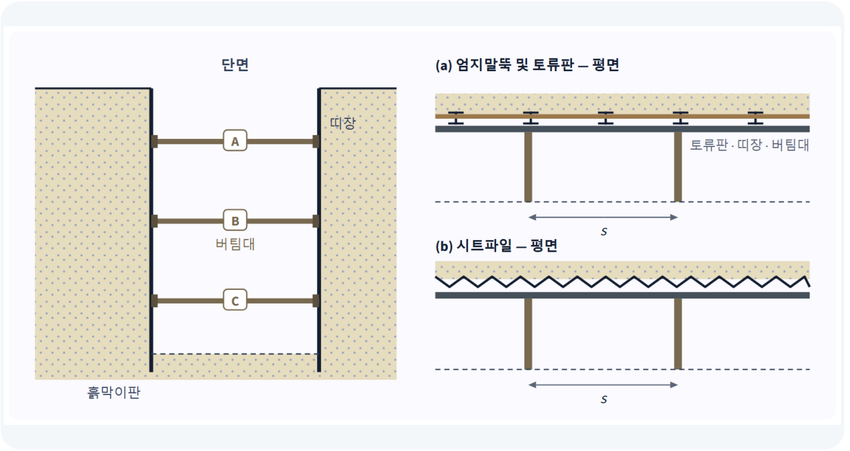
연직 벽면을 가진 깊은 굴착(도심 지하실, 개착식 터널)은 임시 **지지 시스템**으로 열린 상태를 유지한다. 두 가지 방식이 일반적이다. 먼저 타입한 **연직 엄지말뚝**(강재 또는 목재) 사이에 굴착이 진행됨에 따라 수평 목재 토류판을 설치하는 방식, 또는 서로 맞물리는 **시트파일**이 연속 벽체를 이루는 방식이다.

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

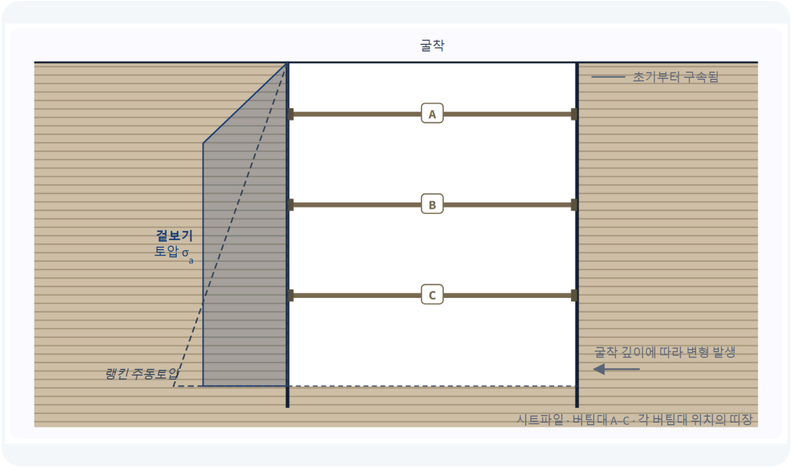
캔틸레버식 옹벽은 저면을 중심으로 회전하며, Rankine 주동토압(상단에서 0, 하단에서 최대)이 이를 잘 설명한다. **버팀대식 벽체는 반대로 거동한다**: 첫 번째 버팀대는 굴착이 얕을 때 설치되므로 상부는 거의 움직이지 않는다. 이후의 각 단계는 버팀대를 설치하기 전에 굴착되고 그 사이의 시간은 깊이에 따라 길어지므로, 벽체는 점차 더 아래쪽에서 휘어진다: 굴착이 끝났을 때 벽체는 **상단을 중심으로 회전한 상태**가 된다.

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

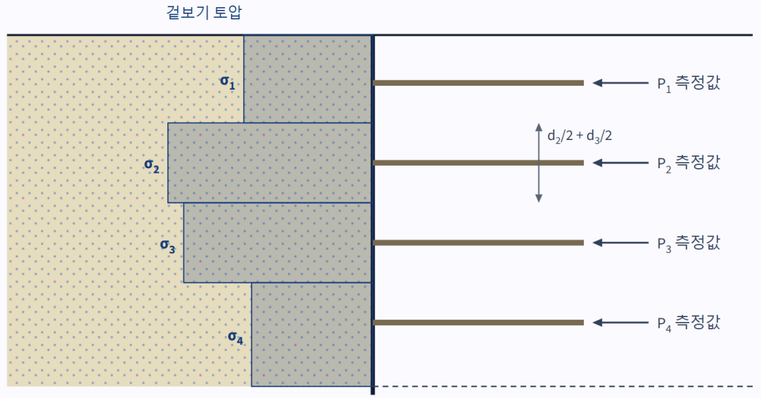
압력은 지점마다 달라지며 각 버팀대는 마주칠 수 있는 **최대 하중**을 기준으로 단면을 정해야 한다. 포락선은 이를 위해 작성된다. 계측을 갖춘 굴착에서 각 버팀대의 하중을 측정하고, 그 버팀대가 지지하는 벽체 구간(수평 간격 s × 위와 아래 버팀대까지 거리의 절반)으로 나누어 이 구간에 대한 **겉보기 압력**으로 환산한다:

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

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

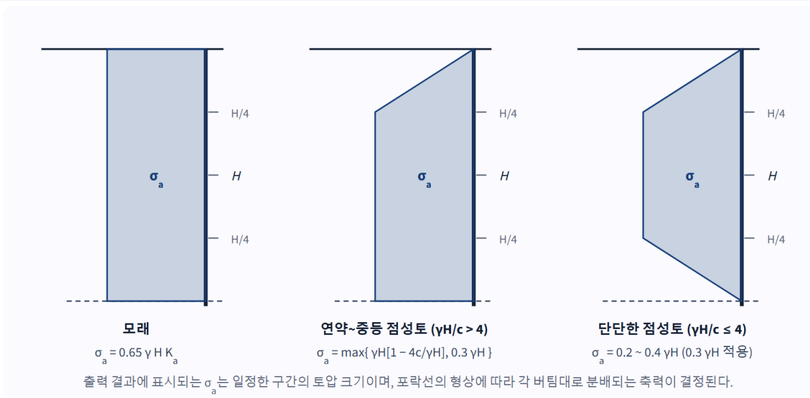
이론

점토에서 포락선의 형태는 **안정수 γH/c**로 결정된다(c는 비배수 점착력, φ = 0). γH/c > 4인 **연약~중간 점토**는 굴착에 의해 강도를 훨씬 넘어서는 상태로 거동하며, **단단한 점토**는 탄성 범위에 더 가깝다:

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

연약–중간 점토의 포락선은 지표면에서 0이고 상부 1/4 구간에서 증가하여 바닥까지 일정한 값을 유지한다. 견고한 점토의 포락선은 상부 1/4 구간에서 증가하고 중간 1/2 구간에서는 일정하며 하부 1/4 구간에서 0으로 돌아간다. 두 식 중 큰 값이 지배한다.

조건: 굴착 깊이 ≳ 6 m; 수위는 굴착 저면 아래; 점토는 비배수 상태 (간극수압은 고려하지 않는다).



Peck의 등가 점착력

이론

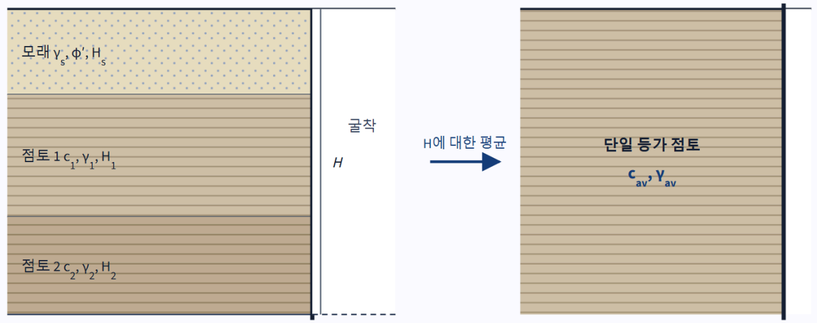
굴착에 모래와 점토가 모두 있으면 Peck은 프로필을 **단일 점토**로 대체하였다: 높이 방향으로 지반이 동원할 수 있는 강도를 평균한다. 모래는 자중에 의한 마찰을, 점토는 일축압축강도(진행성 파괴를 고려하여 감소시킨 값)를 기여한다:

$$c_{av} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + (H - H_s)\, n' q_u\right] \qquad \gamma_a = \frac{1}{H}\left[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c\right]$$

H_s, γ_s, φ'_s: 모래의 높이, 단위중량 및 유효 내부마찰각; K_s: 모래의 측방토압계수(≈ 1); $q_u = 2c$: 점토의 일축압축강도, γ_c: 포화단위중량; n': 점진파괴계수, 0.5–1.0(평균 0.75).

c_{av}와 γ_a를 사용하여 점토 포락선을 전체 높이에 적용한다; 포락선은 $\gamma_a H / c_{av}$로 선택한다.

모래 아래에 점토층이 여러 개 있으면 출처에서는 먼저 이들을 두께로 가중 평균하고($c_{av} = \Sigma c_i H_i / \Sigma H_i$, γ_{av}), 이어서 이 등가 점토를 모래와 결합한다(National Plaza 사례에서와 같이).



모래: 자중 마찰력 $\gamma K_s H_s^2 \tan\varphi'$ · 점토: $n' q_u H$ · 두 항을 전체 높이에 대해 합산한 후 점토 규준 적용

문제

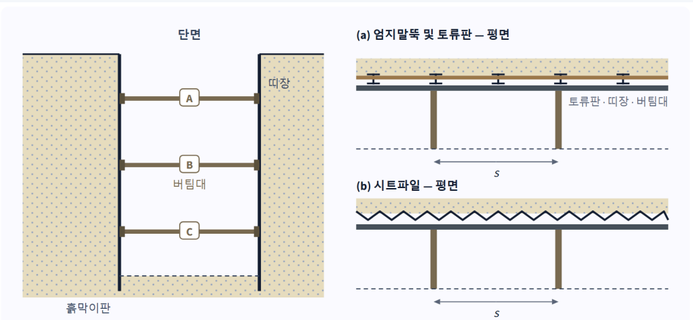
예제

조건

프로필	**상부 $H_s = 3$ m 모래 ($\gamma_s = 17$ kN/m³, $\varphi'_s = 30°$, $K_s = 1$), 그 아래 점토 ($\gamma_c = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa)**
굴착과 계수	$H = 7.0$ m; $n' = 0.75$ **(평균); 또한** $n' = 0.5$ **및** 1.0

구하는 값

c_{av}, γ_a, $\gamma_a H/c_{av}$, 포락선의 종류 및 σ_a; n′ 변화에 따른 결과.



풀이 (1/2)

풀이

1 등가 점착력과 단위중량 (n′ = 0.75)

$$c_{av} = \frac{1}{2(7)}\left[17(1)(3)^2\tan 30^\circ + (7-3)(0.75)(2\cdot 35)\right] = \frac{88.33+210.0}{14} = \mathbf{21.31}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(3)+(7-3)18}{7} = \mathbf{17.57}\ \text{kN/m}^{\mathbf{3}} \qquad \frac{\gamma_a H}{c_{av}} = \frac{17.57(7)}{21.31} = \mathbf{5.77} > 4$$

등가 점토: c_{av} = **21.31 kPa**, γ_a = 17.57 kN/m³; $\gamma_a H/c_{av}$ = **5.77** > 4 → 연약–중간 점토 포락선.

풀이 (2/2)

풀이

2 연약–중간 점토 포락선과 n′에 대한 민감도

$$\sigma_a = \gamma_a H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_a H}\right] = 17.57(7) - 4(21.31) = \mathbf{37.75}\ \text{kPa}$$

n′	c_{av} (kPa)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	P_{max} (kN)
0.50	16.31	7.54	57.75	424.5
0.75	21.31	5.77	37.75	277.5
1.00	26.31	4.67	36.90	271.2

등가 점토: c_{av} = **21.31 kPa**, $\gamma_a H/c_{av}$ = 5.77 > 4: 연약–중간 점토 포락선, **σ_a = 37.75 kPa**. n′ = 0.5를 취하면 c_{av}는 16.31로 낮아지고 σ_a는 57.8 kPa로 높아진다: 진행성 파괴계수가 결과에 큰 영향을 준다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

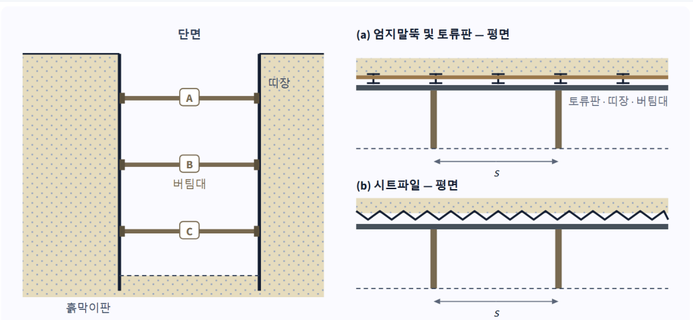
예제

조건

굴착	**깊이 $H = 70$ ft $= 21.34$ m, 버팀대 6단; 13 ft 모래 매립층 아래 점토 4개 층(아래 표, SI)**
계수	$K_s = 1, \varphi'_s = 30°, n' = 0.75$

구하는 값

점토의 두께 평균 $c_{av,clay}$; c_{av}, γ_{av}, $\gamma H/c$ 및 σ_a.



풀이 (1/2)

풀이

1 지반 주상도 (SI)와 점토의 두께 평균

지층	두께 (m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	기여 항 (kN/m)
모래 성토	3.96	17.28	—	156.6
점토 1	10.06	19.95	19.2	289.0
점토 2	3.35	20.42	33.5	168.6
점토 3	1.83	21.21	95.8	262.7
점토 4	2.13	21.21	191.5	612.9

$$c_{av,clay} = \frac{\Sigma c_i H_i}{\Sigma H_i} = \mathbf{51.16}\ \text{kPa}$$

네 점토층의 두께 가중평균은 **51.16 kPa**이며, 모래 항 $\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s = 156.6$, 점토 항 $n' q_u \Sigma H_i = 1{,}333.2$ kN/m이다.

풀이 (2/2)

풀이

2 등가 점착력, 단위중량, 포락선

$$c_{av} = \frac{\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + n' q_u \Sigma H_i}{2H} = \frac{156.6 + 1{,}333.2}{2(21.34)} = \mathbf{34.91}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_{av} = \frac{\Sigma \gamma_i H_i}{H} = \mathbf{19.76}\ \text{kN/m}^3 \qquad \frac{\gamma_{av} H}{c_{av}} = \frac{19.76(21.34)}{34.91} = \mathbf{12.08} > 4$$

$$\sigma_a = \gamma_{av} H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_{av} H}\right] = \mathbf{282.0}\ \text{kPa}$$

연약–중간 점토 포락선을 적용한다: **σ_a = 282.0 kPa**(c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma_{av}H/c_{av}$ = 12.08). 이 포락선과 관측된 띠장 하중의 비교는 '실제 굴착에서의 포락선' 절에 있다 (Peck 포락선 ≈ 1.8배).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

포락선 옆에 추가된다

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 방식이다. 점토 속의 물은 이미 단위중량과 비배수 강도에 반영되어 있다. 저면 위의 물은 도시하고 기록하되 별도 하중으로 더하지 않으며, 지반의 무게만 변화시킨다. 수면 아래에서는 포화단위중량을 사용하고, 수면이 가로지르는 층에서는 두 값의 두께 가중 평균을 사용한다.

모래층의 두께가 등가 점토를 결정하므로 지층 구성의 **층 순서**가 결과에 직접 영향을 준다. 모래가 두꺼워질수록 c_{av}가 변한다 (아래 예제).

$$\Delta p_q = K_a q = q \;\; (\varphi = 0 \Rightarrow K_a = 1)$$

$$\gamma = \frac{\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w)}{H}$$

문제

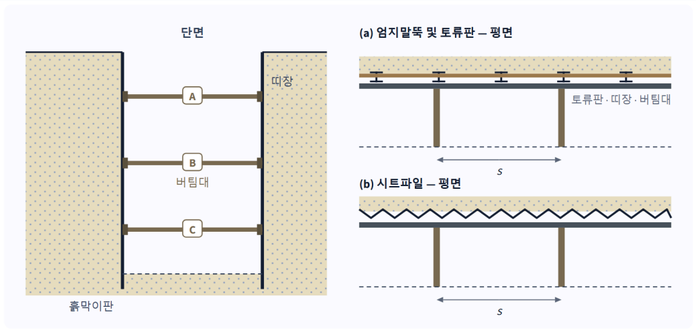
예제

조건

굴착	**예제 1의 굴착 ($H = 7$ m, $n' = 0.75$): 모래 3 m (초기)**
변경 사항	**(a) 모래 두께 5 m (점토 2 m); (b) 상재하중 $q = 10$ kPa**

구하는 값

각 경우의 c_{av}, $\gamma_a H/c_{av}$, σ_a, 총하중 R 및 최대 버팀대 하중.



풀이 (1/2)

풀이

1 (a) 모래 5 m: 등가 점토 재압밀

$$c_{av} = \frac{1}{14}\left[17(5)^2 \tan 30^\circ + (2)(0.75)(70)\right] = 25.03 \text{ kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(5) + 2(18)}{7} = 17.29 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_a = \max\left(\gamma_a H - 4c_{av},\ 0.3\gamma_a H\right) = \max(20.91, 36.31) = \mathbf{36.31} \text{ kPa}$$

모래 두께가 5 m이면 등가 점착력은 21.3 → **25.0 kPa**가 되고, 포락선은 **0.3γ$_a$H = 36.3 kPa**로 결정된다.

풀이 (2/2)

풀이

2 (b) 상재하중: 별도의 $\Delta p_q = q = 10$ kPa; 세 경우의 요약

상태	c_{av} (kPa)	γ_a (kN/m³)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
초기 굴착 (모래 3 m)	21.31	17.57	5.77	37.75	231.2	277.5
(a) 모래 5 m	25.03	17.29	4.84	36.31	222.4	266.9
(b) q = 10 kPa	21.31	17.57	5.77	37.75	301.2	351.0

모래층이 두꺼워지면 c_{av}는 21.3 → 25.0 kPa이 되고 포락선은 37.8 → **36.3 kPa**로 낮아진다 (마찰성 모래는 점토보다 더 큰 강도를 부여하며, 이제 $0.3\gamma_a H$ 식이 결정한다). 상재하중은 포락선에 영향을 주지 않으며, $\Delta p_q = 10$ kPa만 더한다(R 231.2 → 301.2 kN/m).

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:

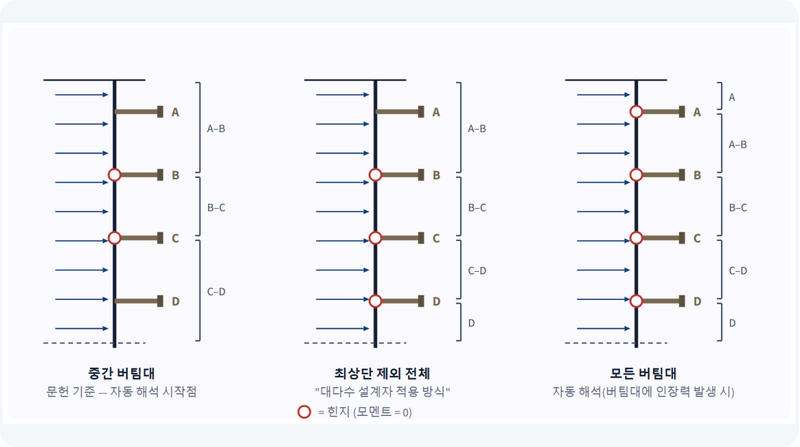
토압 포락선과 버팀대 위치를 그린다. 시트파일 벽체를 최상단과 최하단을 제외한 **모든 버팀대 위치에서 힌지**로 가정한다(많은 설계자는 최상단을 제외한 모든 위치에서 그렇게 한다).

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

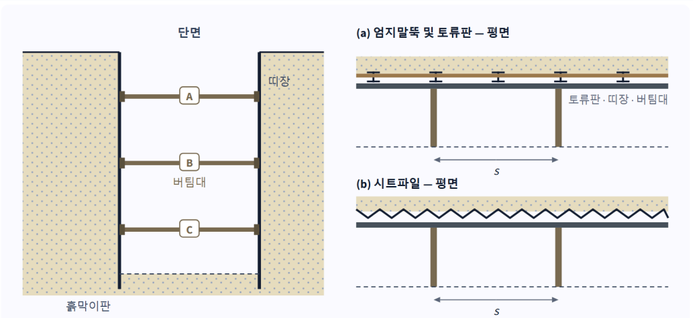
예제

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: 등가 점토, 연약~중간 포락선 $\sigma_a = 37.75$ kPa(상부 1/4 구간에서 증가하고 바닥까지 일정); 시트파일 벽체는 버팀대 B에서 힌지 처리(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	99.09	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	132.12	5.250	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 첫 번째 부분: 첫 번째 지점에 대한 모멘트 평형

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.09(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.14} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{53.95}\ \text{kN/m}$$

첫 번째 구간의 두 지점 반력은 53.95와 45.14 kN/m이며, 최상단 버팀대(A)의 반력은 캔틸레버 부분의 하중까지 포함하므로 더 크다.

풀이 (2/2)

풀이

3 두 번째 부분

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{132.12(5.250 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{92.49} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{39.64}\ \text{kN/m}$$

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	53.95	53.95	**161.85**
B	3.50	45.14 + 39.64	84.78	**254.34**
C	6.00	92.49	92.49	**277.47**

최대 버팀대 하중 **P_C = 277.47 kN**(C 단): 이 하중이 버팀대 치수를 결정한다. B 버팀대는 두 부분에 속하므로 두 반력을 합산한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

최대 모멘트와 필요 단면계수

이론

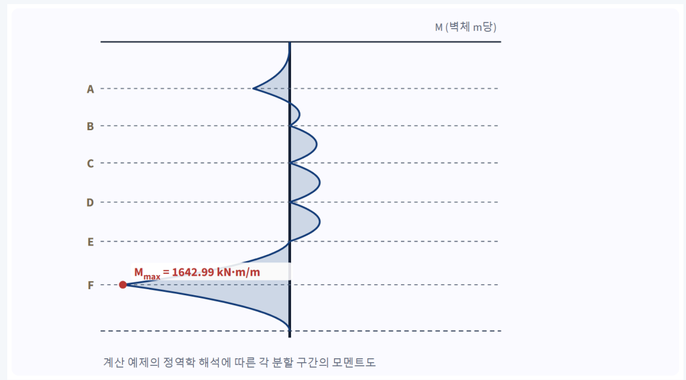
시트파일은 같은 부분들로부터 설계한다. 각 부분에서 최대 휨모멘트(전단력이 부호를 바꾸는 곳: 경간 내부 또는 캔틸레버부가 지점과 만나는 버팀대 위치)를 구하며, 가장 큰 값이 벽체 단위 길이에 대한 설계 모멘트이다. 필요한 단면계수는 허용 휨응력으로부터 구하고, 표에서 이 값 이상의 단면을 선정한다:

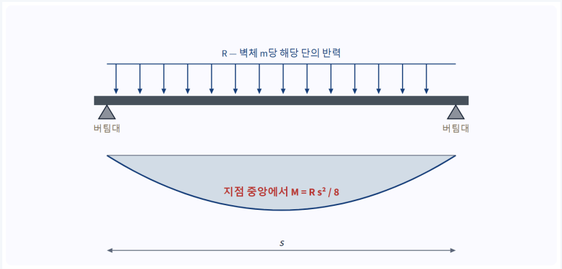
$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

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.





문제

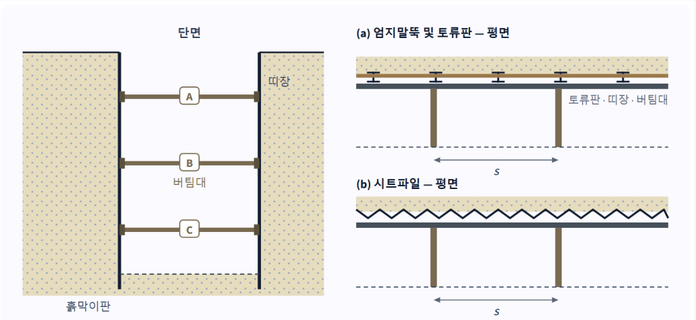
예제

조건

굴착	**예제 1의 굴착($H = 7$ m, 등가 점토, $\sigma_a = 37.75$ kPa); 버팀대 1.0 · 3.5 · 6.0 m; $s = 3.0$ m; B에서 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	26.99	2.30
2	3.50 – 7.00	20.81	4.55

2 소요 단면계수

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{26.99}{170{,}000} = 0.0001588\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{158.8}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

시트파일 벽체에서 **M_{max} = 26.99 kN·m/m**(구간 1, z = 2.30 m): **S ≥ 158.8 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	53.95	60.69	357
B	84.78	95.38	561
C	92.49	104.05	612

최대 반력은 **C 단에서** 발생하며(R = 92.49 kN/m), 띠장은 **M_{max} = 104.05 kN·m**에 대해 **S ≥ 612 cm³**인 단면으로 설계한다; 다른 단의 띠장은 더 작을 수 있다.

설계 작용효과, 등급, 휨 및 좌굴

이론

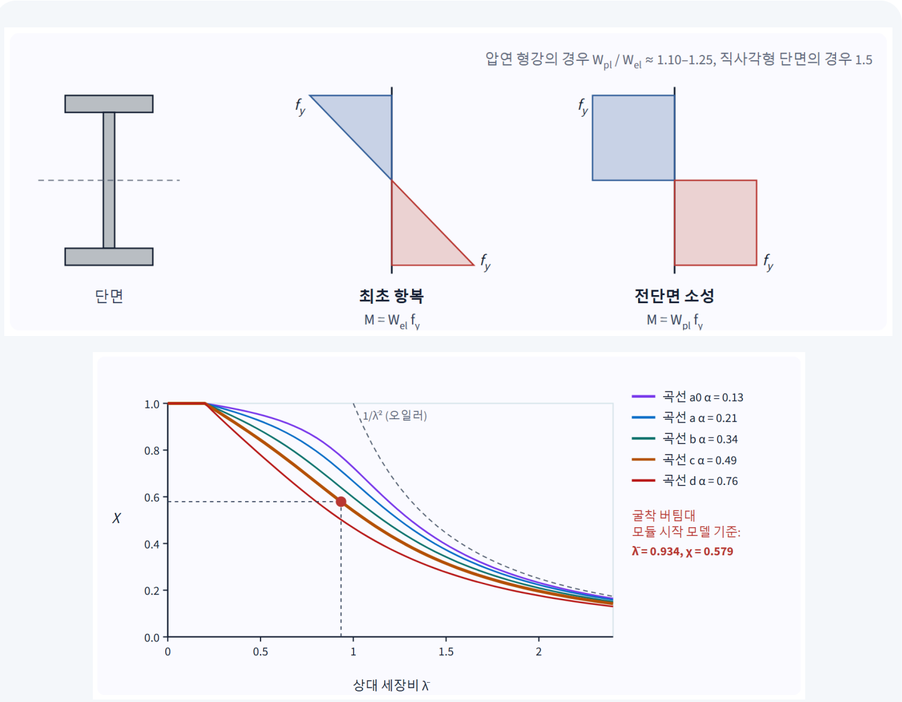
포락선에서 구한 하중은 **사용값**이며(Peck 포락선은 측정된 하중의 상한이다), 한 번만 설계값으로 환산된다: $E_d = \gamma_F E_k$. 각 부재는 자신의 강재 등급의 항복강도(f_y)로 검증하며, 단면은 부재의 **단면계수**(시트파일 벽체: m당 W_{el}, 띠장: W, 버팀대: A와 약축에 대한 I)로 주어진다.

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

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

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

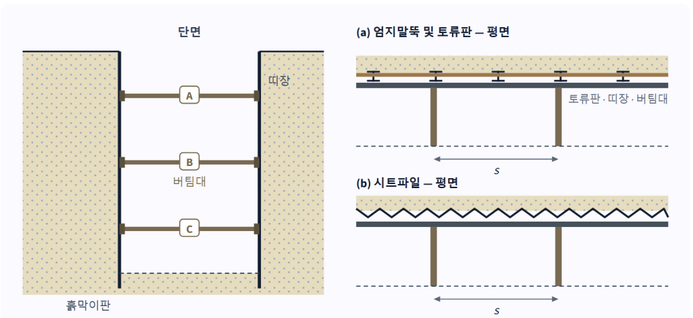
예제

조건

굴착과 하중	**예제 1의 굴착과 예제 4의 하중:** $P_{max} = 277.47$ **kN**
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): $\eta = \gamma_F M/(W\, f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(26.99)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.44}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(104.05)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{140.47}{275.0} = \mathbf{0.511}$$

시트파일 η = **0.221**, 띠장 η = **0.511**: 둘 다 충분하다 (η ≤ 1).

풀이 (2/2)

풀이

2 버팀대 (좌굴): $N_{Ed} = 1.35\,P_{max} = 1.35(277.47) = 374.58$ 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} = 374.6 / 1,046.4 = **0.358**. 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

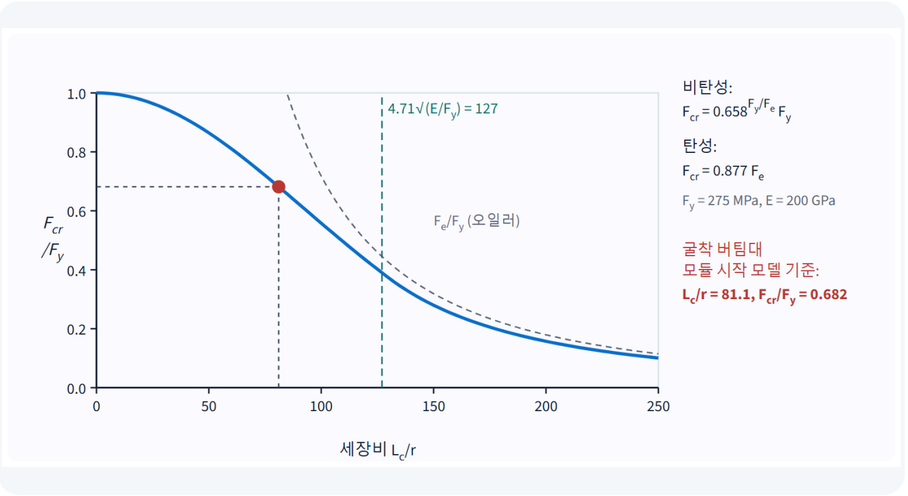
각 부재는 압축, 휨, 전단 규정에서 구한 **공칭강도 R_n**으로 검증한다. LRFD에서는 하중에 계수를 곱하고 강도는 φ로 감소시키며, ASD에서는 사용하중을 강도를 안전율 Ω로 나눈 값과 비교한다:

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

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

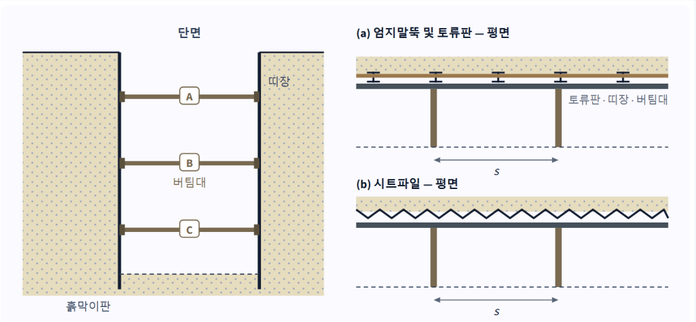
예제

조건

굴착과 하중	**예제 1의 굴착과 예제 4의 하중:** $P_{max} = 277.47$ **kN**
요소	**예제 6의 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 = 277.47 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(277.47) = 444.0 \text{ kN} \;\le\; \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.401}$$

$$\text{ASD: } P_a = 277.47 \text{ kN} \;\le\; \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.376}$$

버팀대: LRFD η = **0.401**, ASD η = **0.376**. 시트파일 벽체(LRFD) 0.291, 띠장 0.673; EN 1993-1-1에서는 0.221, 0.511, 0.358이었다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

아래의 점토가 지지하고, 옆 지층은 전단과 하중을 부여한다

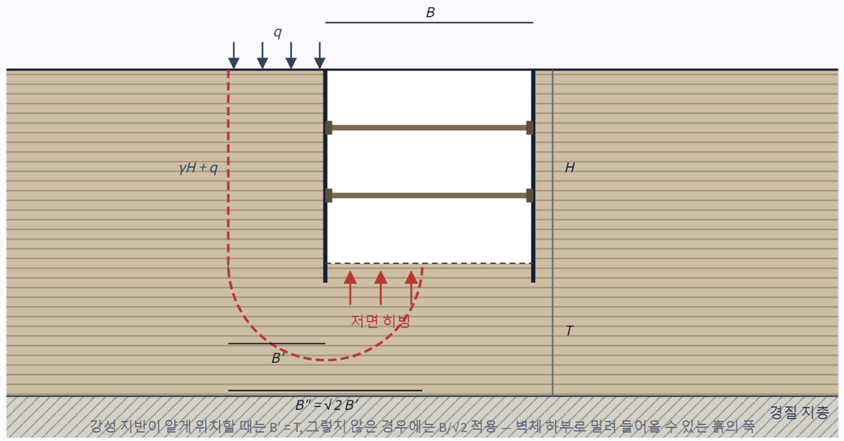
이론

점토 지반에서는 굴착저면이 인접 지반의 자중에 의해 위로 융기(히빙)할 수 있다 (Terzaghi 기둥, Chang의 보정). 이 식은 균질한 점토를 대상으로 유도되었으며, 모듈은 이를 **GeoTerva 확장 기능으로 다층 지반에** 적용한다:

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

c: 굴착 저면 아래의 점토(지지력 항); $\mathbf{c_{side}}$: 지지된 높이에서의 평균 점착력(모래는 0으로 본다; 측면 전단 항); $\mathbf{\sigma_v(H)}$: 굴착 가장자리 저면 높이에서의 전 상재응력($\Sigma\gamma_i H_i$).

B는 굴착 폭, L은 평면 길이, T는 저면 아래의 단단한 지층이다; 벽체의 근입은 고려하지 않는다 (안전 측). 요구되는 FS ≈ **1.5**.



문제

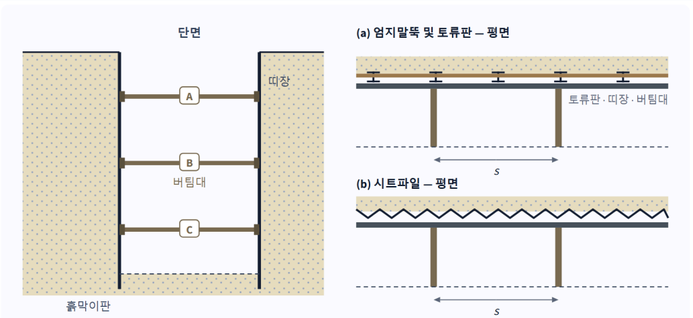
예제

조건

초기 굴착	$H = 7$ m, $B = 6$ m, $L = 20$ m, 저면 아래 점토 $T = 4$ m; 상부 3 m 모래($\gamma = 17$), 그 아래 점토($\gamma = 18$, $c = 35$ kPa)
비교	모래층이 5 m 두께라고 가정하면 (점토 2 m)

구하는 값

c_{side}, $\sigma_v(H)$, B' 및 FS(≥ 1.5인가?); 모래 두께가 증가하면 FS는 어떻게 되는가?



풀이

풀이

1 인접 지층으로부터: 평균 점착력과 상재응력

$$c_{side} = \frac{0\,(3) + 35\,(4)}{7} = \mathbf{20.0}\ \text{kPa}\ \ (\text{모래 } 0) \qquad \sigma_v(H) = 17(3) + 18(4) = \mathbf{123}\ \text{kPa}$$

$$B/\sqrt{2} = 4.24\ \text{m} > T = 4\ \text{m} \ \Rightarrow\ B' = 4.00\ \text{m}, \quad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

2 안전율 (지지력 항: 저면 아래 점토 c = 35 kPa)

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{20(7)}{4.00}}{123} = \frac{190.1 + 35.0}{123} = \mathbf{1.83}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

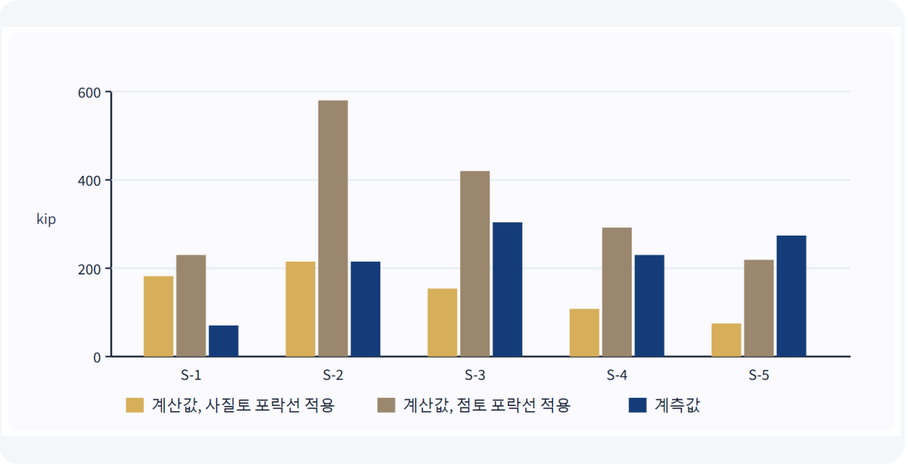
굴착저면 히빙 안전율은 **1.83**(≥ 1.5)이다. 모래층이 5 m가 되면 측면 점착력은 10 kPa로 감소하고 상재응력은 121 kPa로 낮아져 FS는 **1.72**로 떨어진다. 모래층이 두꺼워질수록 측면 전단의 기여분은 감소한다.

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 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, γH/c = 12.08, σ_a = 282.0 kPa). Peck 포락선은 관측된 압력의 약 **1.8배**를 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 약 6 m보다 깊은 굴착 사례에서 수집된 것이며, **포락선은 임의 시점에 벽체에 작용하는 실제 압력이 아니다**. 안전한 지지 하중을 제공할 뿐 벽체 처짐을 제공하지 않는다. 점토는 비배수, 모래는 배수 조건이다.

모래 + 점토 지반 단면은 **하나의 등가 점토**(c_{av}, γ_a)로 환산되며, 포락선은 $\gamma_a H/c_{av}$로 선택한다. 점토가 여러 층이면 먼저 두께로 평균한다. $K_s \approx 1$과 $n' = 0.75$는 평균값이며, $n' = 0.5–1.0$ 범위의 변화는 결과에 큰 영향을 준다.

상재하중은 별도로 더한다($\Delta p = q$); 물은 단위중량만 바꾼다. **시트파일 벽체**는 힌지로 연결된 정정보의 연속이며, **띠장**은 버팀대 사이의 단순 경간이다. 강재는 EN 1993-1-1(단면 등급 4는 설계하지 않음) 또는 AISC 360-22로 검증한다.

굴착저면 히빙은 균질 점토에 대해 유도된 공식을 GeoTerva에서 다층으로 확장한 식으로 검토하며, 벽체의 근입은 고려하지 않는다.

굴착 중 측방 변위와 주변 지반 손실이 예상되며, 단단한 지층이 있으면 시트파일을 그 지층에 근입시킨다.

요약

핵심 정리

등가 점토: $c_{av} = [\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s + (H - H_s) n' q_u]/(2H)$, $\gamma_a = [\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c]/H$; 예제에서는 21.31 kPa과 17.57 kN/m³

포락선: $\gamma_a H/c_{av} = 5.77 > 4$ → 연약~중간 점토 포락선 $\sigma_a = \gamma_a H[1 - 4c_{av}/\gamma_a H] = 37.75$ kPa; $n' = 0.5$ → 57.75 kPa

National Plaza: $c_{av,clay} = 51.16$, $c_{av} = 34.91$ kPa, $\gamma_{av} = 19.76$ kN/m³, $\gamma H/c = 12.08$ → $\sigma_a = 282.0$ kPa (관측값의 ≈ 1.8배)

버팀대 하중 및 단면 산정: $P_{max} = 277.47$ kN; 시트파일 벽체 $M_{max} = 26.99$ kN·m/m; 띠장 M = 104.05 kN·m

강재: EN 1993-1-1 η = 0.221 / 0.511 / 0.358; AISC LRFD 버팀대 0.401, ASD 0.376

굴착저면 히빙(다층 지반): $c_{side} = 20$ kPa, $\sigma_v(H) = 123$ kPa, FS = 1.83 ≥ 1.5

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 예제는 National Plaza(Chicago) 사례와 모듈의 초기 굴착이다(H = 7 m, 모래 3 m + 점토).

GeoTerva

온라인 지반공학 계산

이론에서 실무로

굴착부의 모래층과 점토층, 버팀대 높이, 상재하중, 부재를
GeoTerva에 입력하면 모듈이 등가 점토, 포락선, 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