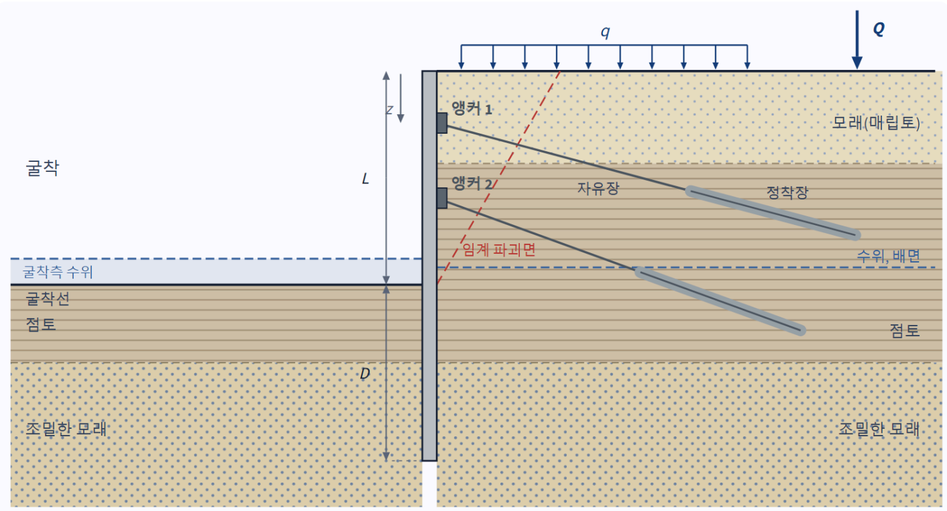
지반공학 강의 자료 · 시트파일 흙막이와 버팀대식 흙막이

앵커식 시트파일 벽체 (다층 지반)

강의: 모래와 점토가 층을 이룬 지반에서 자립식 및 앵커식 시트파일 벽체; 양면의 응력, 단기 및 장기 조건, 근입깊이, 앵커력, 모멘트, 단면, 지진; 주제별 계산 예제.

층상 지반 | 단기 및 장기 | 자유단 지지 · 힌지 | 앵커 · EN 1993 · AISC 360 | 지진 · 굴착저면 히빙



개요

이 강의에서 다루는 내용

최대 6개 지층으로 이루어진 **모래(배수: c′, φ′)와 점토(단기 c_u, 장기 c′, φ′)** 지반 주상도에서 벽체 양면의 응력과 압력

비배수 점토의 $\sigma_v \mp 2c_u$, (물이 찬) **인장균열**, **단기/장기** 시나리오에서 “각 결과 중 큰 값”을 택하는 규칙을

순압력 분포도와 안전 여유(깊이에 대해 f, 수동에 대해 FS_p, 주어진 깊이)

자립식, **1단 앵커(자유단 지지법)**, **다단 앵커(힌지법)** 시트파일 벽체의 정역학; 모멘트, 앵커력, 그라우트 부착

시트파일 벽체를 **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**에 따라 검증하는 것; **지진**, **굴착저면 히빙**, **변위** 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 벽체: 굴착 높이 7.5 m; 상부 모래 3 m, 점토 6 m, 하부 조밀한 모래; 지하수위는 양면 모두 깊이 8.5 m; 상재하중 q = 10 kPa; 앵커 2단(1.5 m와 4.5 m, s = 2.5 m, 15°와 20°). 힘은 벽체 단위 길이(1 m)당 값이다.

벽체는 어떻게 지지되는가?

이론

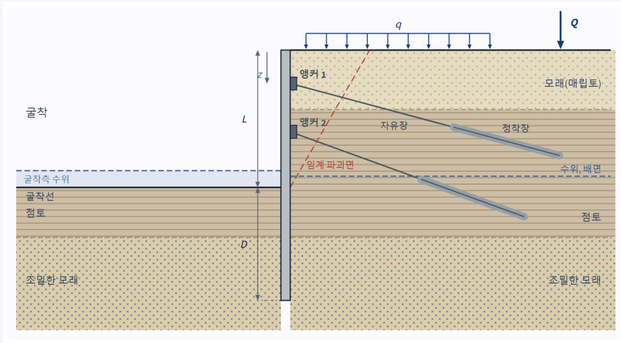
시트파일 벽체는 굴착저면 아래의 근입부로 지지되고, 유지해야 할 높이가 이것으로 부족할 때에는 **그라운드 앵커**로도 지지된다. 실제 지반은 단일 지층인 경우가 드물다: 모래는 마찰로, 점토는 강도로 밀고 저항하며, 점토의 강도는 굴착 직후와 수년 뒤가 같지 않다. 모듈은 지반 주상도를 있는 그대로 받아들인다: **최대 6개 지층**까지이며, 굴착저면 아래에서도 양쪽 면에서 이어진다.

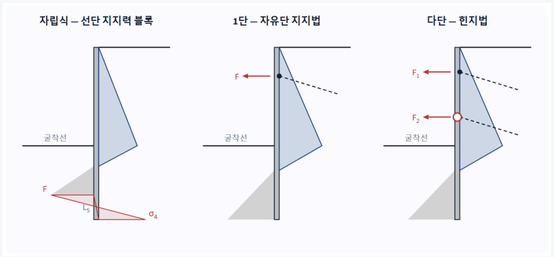
자립식: 지반만으로 지지된다; 선단 가까운 한 점을 중심으로 회전한다(굴착 저면 위쪽은 주동, 그 아래에서는 양측이 서로 바뀐다). 지지 높이는 약 5–6 m까지 경제적이다.

앵커 1단: 벽체는 두 지점에서 지지되는 보이다(앵커와 근입부의 수동토압); 선단은 자유로 간주한다: **자유단 지지법**이며, 근입깊이는 앵커점에 관한 단일 모멘트 방정식에서 구한다.

다단 앵커: 벽체는 부정정 구조이다. **힌지법**은 최상단을 제외한 모든 앵커 위치에 힌지를 두며, 경간은 단순보가 되고 최하단 앵커 아래 부분은 자유단 지지법으로 설계한다.

z는 벽체 상단으로부터 아래로 측정하며, L은 굴착 바닥의 깊이, D는 근입깊이이다. 순압력은 굴착 쪽을 양(+)으로 한다. 앵커는 벽체를 F(m당)로 뒤로 당긴다. 이 방법은 **한계평형법**이며, 지반은 한계 주동 및 수동 상태로 취한다.





σ_v, u, σ'_v; Rankine c′–φ′

이론

각 면에서 세 가지 응력장을 유지한다: 연직 전응력 σ_v, 간극수압 u, 유효응력 $\sigma'_v = \sigma_v - u$. 비배수 점토는 첫 번째 값으로, 배수 지층은 두 번째와 세 번째 값으로 정의된다. 배면 쪽 지반 기둥은 굴착저면 아래에서도 상재토 전체를 그대로 지니고, 굴착 쪽 지반 기둥은 굴착저면에서 다시 시작한다: 근입부가 균형을 이루어야 하는 차이가 바로 이것이다.

$$\sigma_{v,b}(z) = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad u_b = \gamma_w \max(0, z - D_w) \quad \sigma'_{v,b} = \sigma_{v,b} - u_b$$

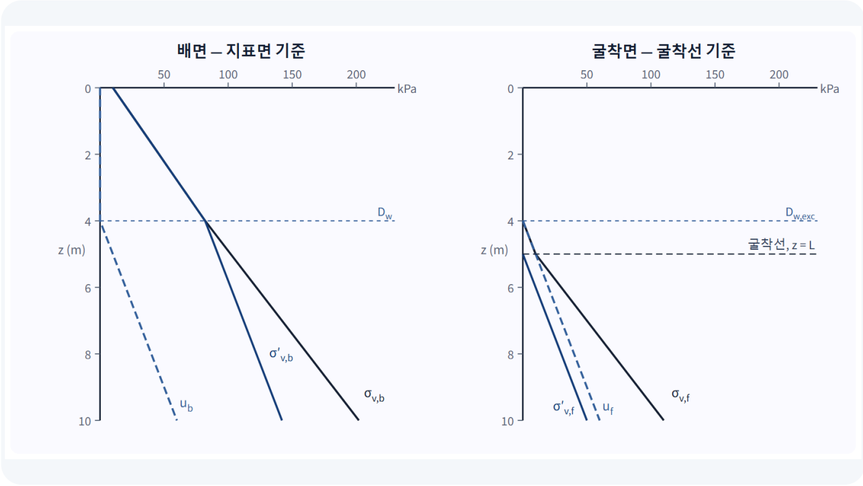
배수 지층(모래 또는 장기 상태의 점토): Rankine, 연직 벽체, 수평 지표면, 벽면 마찰 없음:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad p_a = \max\left(0,\ K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}\right) + u \quad p_p = \eta_p\left(K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}\right) + u$$

각 지층은 고유한 K_a, K_p 값을 가진다: σ'_v는 연속이지만 **압력은 지층 경계에서 급변한다**; 이 급변은 선도의 실제 특성이며 평활화하지 않는다.

$c' > 0$이면 지층 상부에서 주동 토압 식이 음수가 된다: 지반은 벽체를 잡아당길 수 없으므로 흙 부분은 영에서 **절단된다**(물 부분은 절단하지 않는다).

등분포 상재하중 q는 모든 깊이에서 $\sigma_{v,b}$에 더해지며, 인장 컷오프가 이를 반영한다.



문제

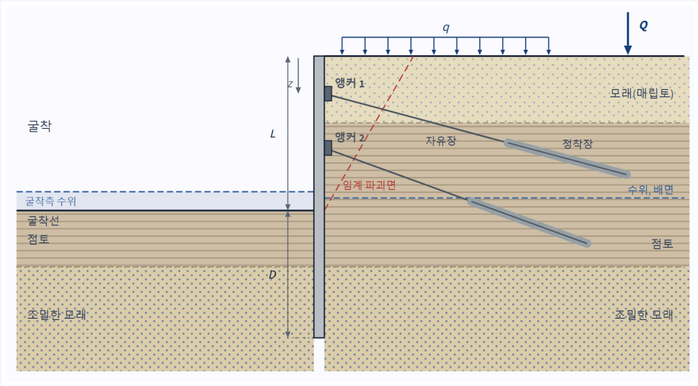
예제

조건

프로필	**상부에 모래 3.0 m($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 점토 6.0 m($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), 그 아래에 조밀한 모래($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; 수위는 양면 모두 8.5 m; $q = 10$ kPa**
문제	**배면측 $z = 3.0$ m (모래–점토 경계), 굴착저면 $z = L = 7.5$ m**

구하는 값

σ'_v; 모래와 점토(배수, 장기)의 p_a; 모래–점토 경계에서의 급변.



풀이

풀이

1 모래–점토 경계에서 (z = 3.0 m; 수위 8.5 m, u = 0)

$$\sigma'_v(3.0) = q + \gamma z = 10 + 18(3.0) = 64.0 \text{ kPa}$$

$$\text{모래: } p_a = K_a \sigma'_v = 0.3333(64.0) = \mathbf{21.33} \text{ kPa}$$

$$\text{점토 } (\varphi' = 24^\circ): p_a = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} = 0.4217(64.0) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{20.50} \text{ kPa}$$

2 굴착 저면(z = L = 7.5 m)에서: 유지되는 토주가 점토 속으로 4.5 m 더 진행되었다

$$\sigma'_v(L) = 64.0 + 19(4.5) = 149.5 \text{ kPa}$$

$$p_a = 0.4217(149.5) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{56.55} \text{ kPa}$$

σ′$_v$는 연속이지만(64 kPa), 압력은 경계에서 **21.33 → 20.50 kPa**로 급변한다(모래 K_a = 1/3, 점토 K_a = 0.4217, c′ 기여분 −6.49 kPa). 굴착저면에서의 주동토압은 56.55 kPa이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$; “각 결과 중 큰 값”

이론

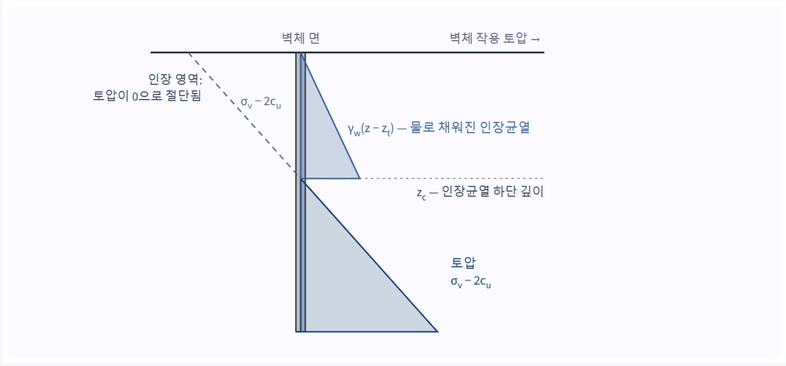
급속 재하되는 포화 점토(굴착은 그 앞에서 이루어진다)는 배수될 수 없으므로 강도는 c_u, φ = 0이며 **전응력**으로 정의한다(물은 σ_v 안에 포함된다):

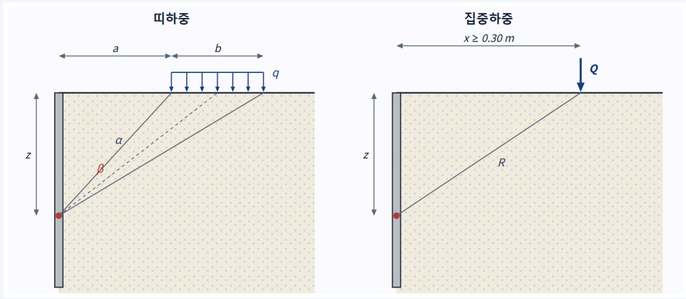
$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

배면 점토의 상부에서는 $\sigma_v - 2c_u$가 음수이다: 점토에 균열이 발생한다. z_t는 인장 구간의 상단이고, **z_c**는 $\sigma_v = 2c_u$가 되는 하단이다. 지표면에 열린 균열은 빗물이나 지하수로 채워져 자체 정수압으로 벽체를 민다: **기본 가정은 물이 찬 상태**(안전측)이며, 건조한 것으로 지정할 수도 있으나(경고와 함께) 다른 경우의 결과는 항상 기재된다.

단기에는 점토가 비배수이고 **장기**에는 모든 지층이 배수 조건이다. 어느 쪽이 불리한지는 미리 알 수 없으므로 모듈은 **둘 다 계산**하여 근입깊이, 각 앵커력, 모멘트를 **두 시나리오 중 큰 값**으로 취한다(같은 시나리오에서 나올 필요는 없다). 앵커가 인장을 지지하지 않는 시나리오는 벽체를 지배하지 않으며 별도로 표기한다.

상재하중: 등분포 q는 $\sigma_{v,b}$에 가산된다; 띠하중(a, b, q)과 집중하중(Q, x)은 강성 벽체에 대한 탄성해이므로 K_a를 **곱하지 않는다**; 지진 시에는 ψ_2와 함께 반영된다.





문제

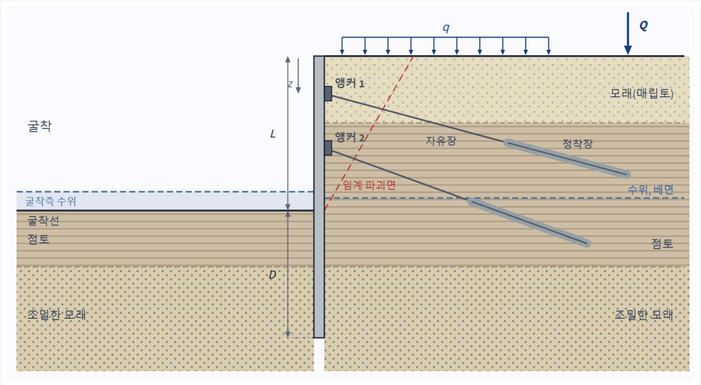
예제

조건

프로필	**상부에 모래 3.0 m($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 점토 6.0 m($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), 그 아래에 조밀한 모래($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; 수위는 양면 모두 8.5 m; $q = 10$ kPa**
문제	**단기 조건에서 점토층 위 $\sigma_v - 2c_u$ 및 균열 하단 z_c; 두 시나리오의 결과**

구하는 값

$\sigma_v - 2c_u$ (점토 위), **z_c**, 균열 내 수압;
단기와 장기의 D, F, M 값과 지배 조건.



풀이

풀이

1 단기: 점토층 위 (z = 3.0 m, σ_v = 64.0 kPa, c_u = 45 kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} < 0 \Rightarrow \text{절단됨; 균열이 벌어짐}$$

$$\sigma_v(z_c) = 2c_u: \quad 64.0 + 19(z_c - 3) = 90 \Rightarrow z_c = \mathbf{4.37}\ \text{m}$$

$$p_{crack}(z_c) = \gamma_w(z_c - z_t) = 9.81(1.37) = 13.4\ \text{kPa}$$

2 두 시나리오를 모두 실행하며 (모듈의 엔진), 옹벽은 둘 중 큰 값에 맞추어 설계한다

시나리오	$D_{theoretical}$ (m)	$D_{required}$ (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
단기 (점토 비배수)	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
장기 (전부 배수)	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

물이 찬 균열은 점토 상부 **1.37 m** 구간(3.0 → 4.37 m)에 정수압을 발생시킨다. 장기 조건은 **모든 결과에서 지배적**이다(D, F_1, F_2, M): 벽체는 장기 조건 시나리오로 설계하며, 단기 모멘트는 절반 미만이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

차이 분포도; 깊이에 따른 f 또는 수동 상태의 FS_p

이론

벽체는 양쪽 면의 **차이**를 받는다: $p_{net} = p_b - p_f$(배면 − 굴착면). 평형은 이 압력도에 대해 세운다. 굴착저면 위에서는 배면 지반의 주동토압과 수압이 작용하고, 그 아래에서는 근입부의 수동토압이 주동토압보다 빠르게 증가하여 순압력이 점 E에서 0이 된 뒤 배면 쪽으로 반전된다. 상단, 앵커, 굴착저면, 각 지층 경계, 수위, 균열 선단, 하중 가장자리 및 절단된 압력의 영점이 벽체를 **구간**으로 나누며, 각 구간에서 성분은 선형이므로 힘과 모멘트는 정확하게 적분된다:

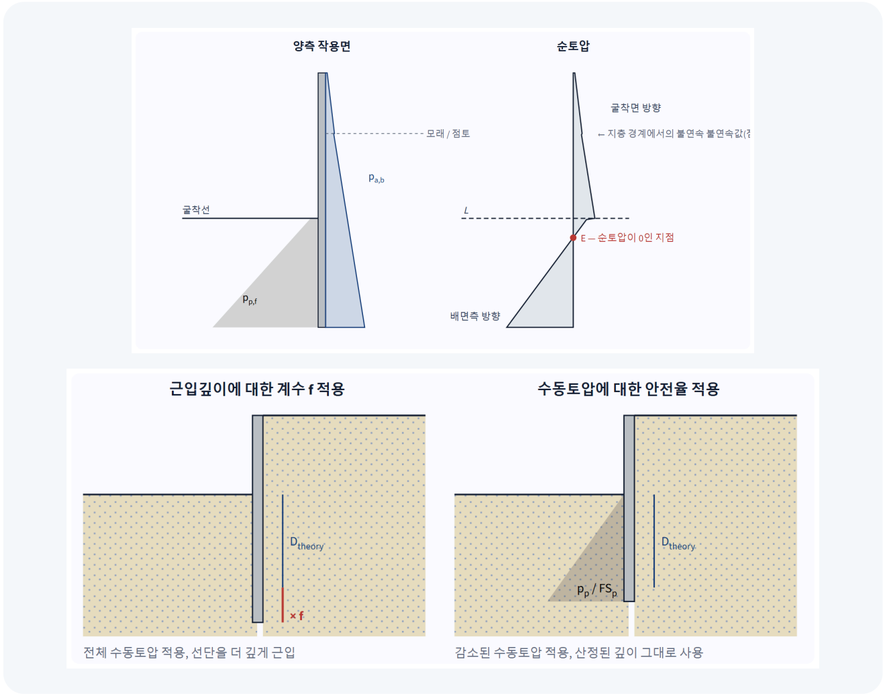
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

이론 깊이 $D_{theoretical}$에는 여유분이 없다; 두 가지 방법 (그림):

근입깊이계수 f: $D_{required} = f \cdot D_{theoretical}$ (f = 1.2–1.3 모래, 1.4–1.6 점토); 압력과 모멘트는 이론상 벽체의 값이다.

수동측 FS_p: $\eta_p = 1/FS_p$를 수동 **토압**에 곱한다(수압에는 절대 곱하지 않는다); 감소시킨 압력도의 깊이가 $D_{required}$가 된다. 다른 방법의 $D_{required}$ 값은 항상 옆에 함께 적는다.

주어진 깊이: $UR_D = D_{required}/D_{given} \le 1$로 검증하며, 수동 저항을 나눌 수 있는 $FS_{p,mob}$를 구한다. 모멘트와 앵커력은 설계 깊이와 주어진 깊이 두 경우 중 **큰 쪽**을 기준으로 취한다.



문제

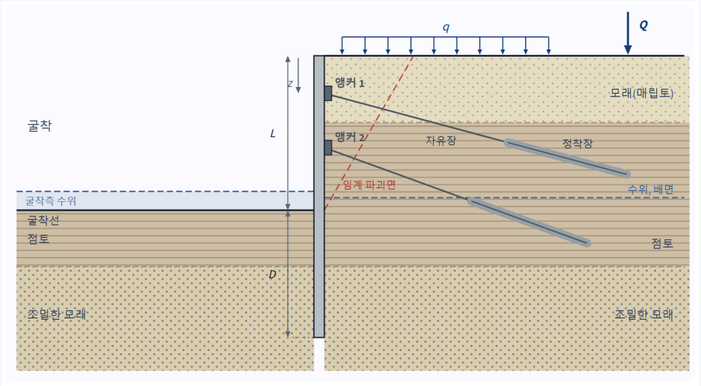
예제

조건

벽체	**상부 3.0 m 모래($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m 점토($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), 그 아래 조밀한 모래($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; 물은 양면 모두 8.5 m 깊이; $q = 10$ kPa; 앵커 2단: $z = 1.5$ m($15°$) 및 4.5 m($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
도로	**$f = 1.3$; $FS_p = 1.5$; 주어진 $D = 3.5$ m와 6.0 m**

구하는 값

각 경로의 $D_{required}$, M_{max}, T_2, $FS_{bond,2}$; 주어진 깊이에서의 UR_D, $FS_{p,mob}$.



풀이

풀이

1 깊이에 f를 적용: $D_{required} = 1.3 \times D_{theoretical} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m (모멘트와 힘은 이론 벽체의 값이다)

도로	$D_{required}$ / 주어진 값 (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3 (초기 굴착)	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5 (수동 / 1.5)	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
주어진 D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
주어진 D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

수동에 FS_p = 1.5를 적용하는 경로는 더 깊은 벽체(3.27 m)와 **더 큰 모멘트**(153.3)를 준다. **주어진 깊이가 필요 깊이보다 길면 모멘트와 앵커력이 커진다**: D = 6.0 m에서 M = 255.5 kN·m/m(초기 예제의 2.1배)이고 T_2 = 480 kN, $FS_{bond,2}$ = 1.57 < 2이므로 정착이 부족하다. 벽체를 필요 이상으로 길게 한다고 안전해지지 않는다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

선단 블록; 자유단 지지법

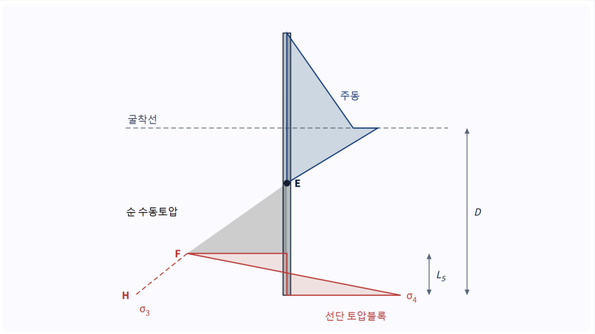
이론

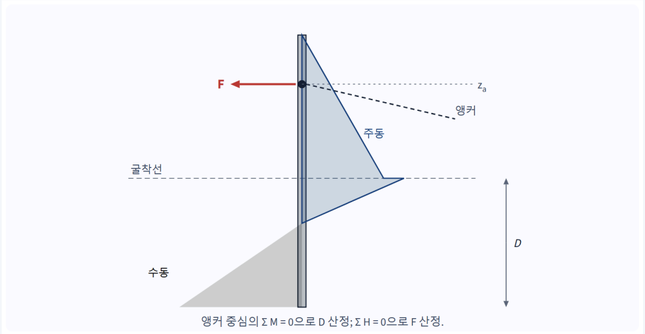
캔틸레버: E에서 F까지 굴착저면 아래의 순압력 직선, F에서 선단 블록(L_5)을 지나 반전되는 종거 σ_4까지에 대해 $\Sigma H = 0$ 및 선단에 대한 $\Sigma M = 0$. 단일 모래층에서는 L_4에 대한 4차 방정식이 되고, 층상 지반에서는 같은 분포도에서 수치적으로 푼다. 블록은 E 아래에 있어야 한다($0 < L_5 < L_4$).

앵커 한 단: 선단은 자유롭게 병진하는 것으로 본다; 근입깊이는 **앵커점에 대한 모멘트**로, 앵커력은 수평 평형으로 구한다:

$$\int_0^{L+D} p_{net}(z)(z - z_a)\,dz = 0 \qquad F = \int_0^{L+D} p_{net}(z)\,dz$$

자유단 지지법은 **가장 짧은 벽체와 고전적 방법 중 가장 큰 모멘트**를 준다; 유연한 벽체에 대한 Rowe의 모멘트 저감은 적용하지 않는다.





힌지법; 전단력과 모멘트

이론

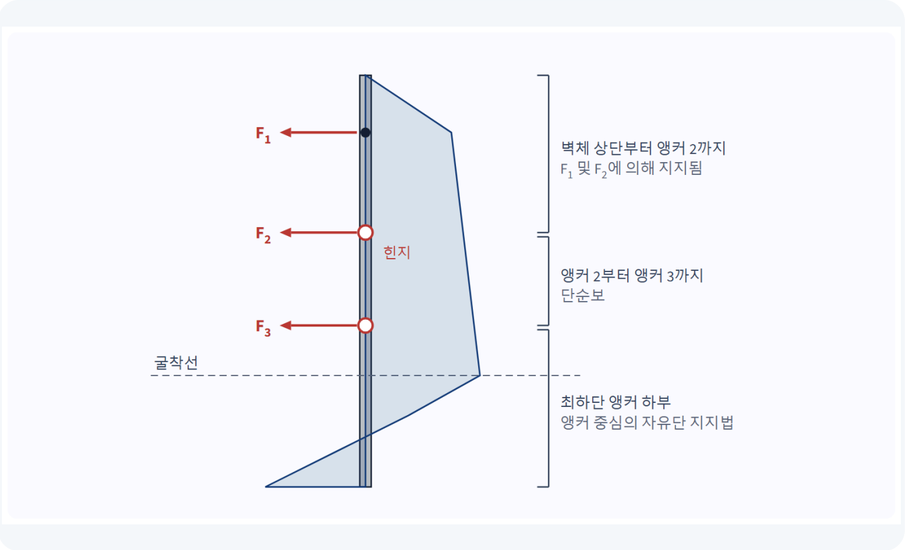
벽체는 세 개 이상의 지점에서 연속보이며 부정정 구조이다. **힌지법**은 최상단을 제외한 모든 앵커 위치에 힌지(모멘트 0)를 두어 정정 구조로 만든다. 상단 경간은 처음 두 앵커 위의 보이고, 중간 경간은 단순보이며, 최하단 앵커 아래쪽은 그 앵커를 기준으로 지반이 자유 지점 역할을 한다.

$$\int_{z_n}^{L+D} p_{net}(z)(z - z_n)\,dz = 0$$

한 단의 힘은 양쪽 경간의 반력을 합한 값이며, 최하단은 그 아래 부분의 수평력도 부담한다. 모든 힌지에서 모멘트는 0이다(모듈이 폐합 조건으로 검토한다). 압축 상태로 남는 단은 경고로 표시된다.

$$V(z) = \int_0^z p_{net} dz - \sum_{z_a < z} F_i \qquad M(z) = \int_0^z V\,dz$$

V와 M은 요소 위에서 적분되며, **최대 모멘트는 V = 0인 위치**(요소 내부)에서 구하고 절점 값에서 고르지 않는다.



문제

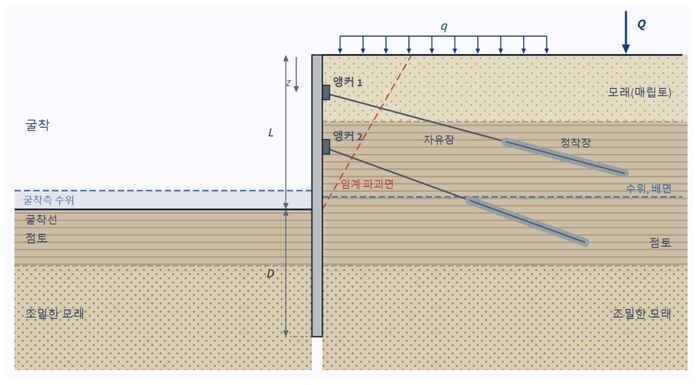
예제

조건

단면과 하중	**상부에 모래 3.0 m($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 점토 6.0 m($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), 그 아래에 조밀한 모래($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; 수위는 양면 모두 8.5 m; $q = 10$ kPa**
시스템	**(a) 앵커 없는 자립식; (b) 1단($z = 1.5$ m, 15°); (c) 2단(초기 예제); 모두 $f = 1.3$, S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

구하는 값

각 시스템의 $D_{theoretical}$, $D_{required}$, M_{max}, 앵커력 및 시트파일 벽체 η; 어느 것이 적합한가?



풀이

풀이

1 동일한 지반 주상도, 세 가지 시스템 (모듈의 엔진; 모든 경우에 두 시나리오 중 큰 값)

시스템	방법	$D_{theoretical}$ (m)	$D_{required}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	앵커 (kN/m)	η (EN 1993)
(a) 캔틸레버식	선단 블록	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) 1단	자유단 지지법	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) 2단	힌지	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

7.5 m의 지지 높이에 대해 **캔틸레버**는 10.4 m의 근입과 1,210 kN·m/m를 요구하며 시트파일 단면이 부족하다(η = 4.24). **1단**은 근입을 3.76 m로 줄이지만 M = 296 kN·m/m에서 η = 1.037 > 1로 남는다. **2단**은 모멘트를 121.4 kN·m/m로 낮추며 시트파일 단면이 충분하다(η = 0.426). 단 수가 모멘트와 근입깊이를 결정한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

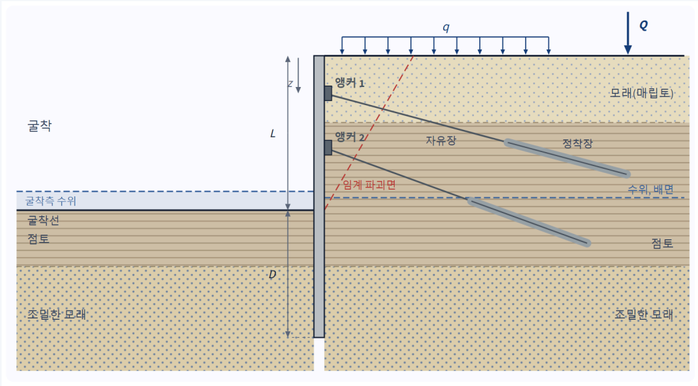
예제

조건

벽체	**상부 3.0 m 모래($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m 점토($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), 그 아래 조밀한 모래($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; 물은 양면 모두 8.5 m 깊이; $q = 10$ kPa; 앵커 2단: $z = 1.5$ m($15°$) 및 4.5 m($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
결과 유형	**장기 조건 (지배 조건); 힌지는 $z = 4.5$ m 위치**

구하는 값

앵커력 **F_1**, **F_2**와 이들의 합계; 폐합; **M_{max}**와 그 위치; V = 0인 점.



풀이 (1/2)

풀이

1 앵커 단 (m당)과 수평 평형

$$F_1 = 41.69\ \text{kN/m}\ \ (z = 1.5\ \text{m}) \qquad F_2 = 132.32\ \text{kN/m}\ \ (z = 4.5\ \text{m})$$

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00\ \text{kN/m} = \Sigma H_{net}\ \ (\text{총 수평력})$$

2 힌지에서 모멘트는 0이고, 최대 모멘트는 V = 0인 위치에서 발생한다

$$M(z = 4.5) = 0 \approx 0\ \checkmark\ \ (\text{폐합})$$

$$V = 0: \quad z = 3.22\ \text{m}\ \ \text{및}\ \ z_M = 6.82\ \text{m} \qquad M_{max} = \mathbf{121.43}\ \text{kN·m/m}$$

앵커력은 **F_1 = 41.69**와 **F_2 = 132.32 kN/m**이며, 두 값의 합은 순 압력도의 수평 합력이다(선단 자유). **M_{max} = 121.43 kN·m/m**이며, 이는 굴착저면 아래 z = 6.82 m에서 발생한다(V = 0).

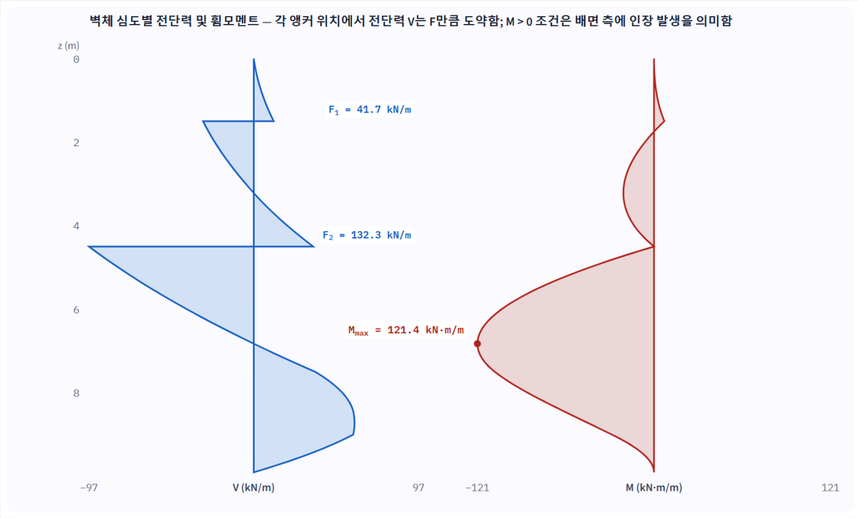
풀이 (2/2)

풀이

3 전단력도 및 모멘트도 (V는 앵커마다 F만큼 급변한다)

$V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$; $M(z) = \int V\, dz$. 최대 모멘트는 6.82 m 깊이에서 121.4 kN·m/m이다. V = 0인 두 점(3.22 m와 6.82 m)은 모멘트의 국부 극대점이다.

폐합 검토가 만족된다: 힌지 모멘트 ≈ 0, 선단의 전단력과 모멘트는 0, 구간 합력은 세분화한 적분 값과 같다(174.0 kN/m). 모멘트 분포도는 상부 캔틸레버 구간에서 국부적인 정점을, 굴착저면 아래에서 가장 큰 정점을 나타낸다.



GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

힘, 자유장, 정착장 및 초기 긴장력

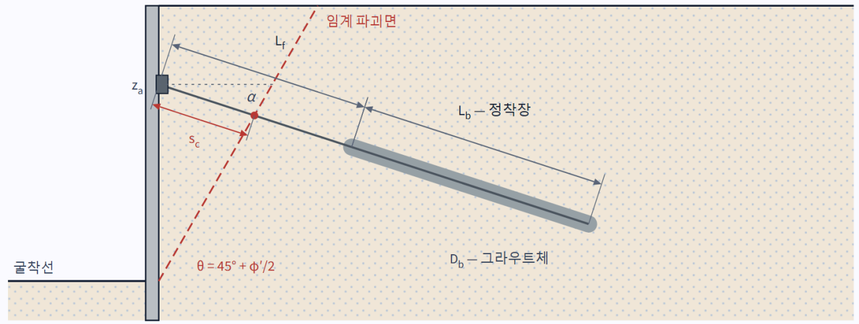
이론

한 단의 반력 F는 벽체 1 m당 값이다. 앵커는 간격 s로 배치되고 수평에서 α만큼 기울어져 있다:

$$T = \frac{F\,s}{\cos\alpha} \qquad T_v = T\sin\alpha$$

주입(정착) 구간은 벽체와 함께 움직이는 쐐기의 **뒤쪽**에 있어야 한다. 위험 파괴면은 굴착 모서리에서 시작하여 θ = 45° + φ′/2로 상승하며, 텐던을 따라 다음 지점에서 교차한다:

$$s_c = \frac{L - z_a}{\cos\alpha\tan\theta + \sin\alpha} \qquad L_f \geq s_c + \max(1.5\text{ m},\, L/5)$$



해당 면은 단일 모래층이 지지되는 전체 높이를 이루는 경우에 자동으로 정해진다. 층상 또는 점토질 지반에서는 단일 평면이 타당한 모델이 아니므로, 이 면은 별도의 해석에서 입력하며 그렇지 않으면 검토는 “미수행”으로 표시된다.

정착: $T_{ult} = \pi D_b L_b \tau_{ult}$; $FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{required}$. 앵커는 초기 긴장력 P_0로 고정되며 정착부는 처음부터 그 하중을 지지한다. 요구값은 T와 P_0 중 큰 값이다. $P_0/T_{ult} \leq 1$은 입력값 확인으로서 별도로 검토한다.

문제

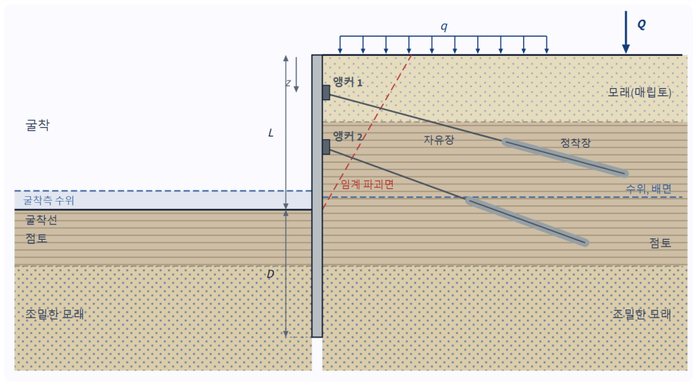
예제

조건

앵커	**1열:** $z = 1.5$ **m,** $s = 2.5$ **m,** $\alpha = 15°$**,** $F_1 = 41.69$ **kN/m; 2열:** $z = 4.5$ **m,** $\alpha = 20°$**,** $F_2 = 132.32$ **kN/m**
연결재	$D_b = 0.20$ **m,** $L_b = 8$ **m,** $\tau_{ult} = 150$ **kPa; 초기 긴장력** $P_0 = 250$ **kN;** $FS_{bond,required} = 2.0$

구하는 값

각 앵커의 **T**, T_V; **T_{ult}**, **FS_{bond}** 및 P_0/T_{ult}.



풀이 (1/2)

풀이

1 앵커력 (각각 텐던 축 방향)

$$T_1 = \frac{F_1 s}{\cos 15^\circ} = \frac{41.69(2.5)}{0.9659} = \mathbf{107.9}\ \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{F_2 s}{\cos 20^\circ} = \frac{132.32(2.5)}{0.9397} = \mathbf{352.0}\ \text{kN}$$

앵커력은 텐던 축을 따르며, 연직 성분 $T_{v,1}$ = 27.9와 $T_{v,2}$ = 120.4 kN을 보고한다(시트파일 벽체 검증에는 반영되지 않는다).

풀이 (2/2)

풀이

2 부착: $T_{ult} = \pi D_b L_b \tau_{ult} = \pi(0.20)(8)(150) = 754.0$ kN

$$FS_{bond,1} = \frac{T_{ult}}{\max(T_1, P_0)} = \frac{754.0}{\max(107.9, 250)} = \mathbf{3.016} \ \geq 2 \ \checkmark$$

$$FS_{bond,2} = \frac{754.0}{\max(352.0, 250)} = \mathbf{2.142} \ \geq 2 \ \checkmark$$

첫 번째 앵커에서는 타이가 **초기 긴장력**($P_0 > T_1$)에 의해, 두 번째에서는 **사용 하중**에 의해 결정된다(FS 3.02와 2.14); $P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

EN 1993-1-1 또는 AISC 360-22

이론

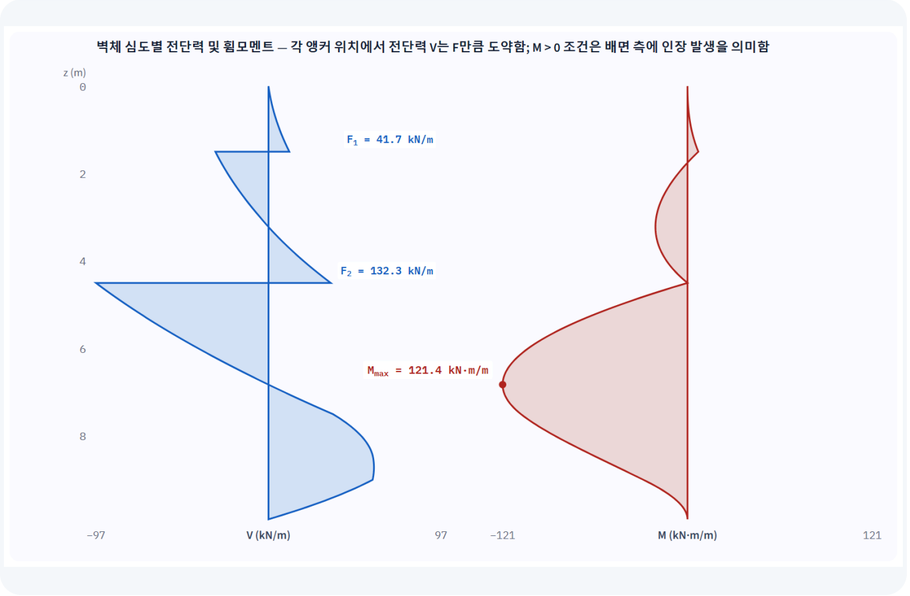
강재 단면은 설계 최대 모멘트에 대해 휨 검증을 한다. 벽체 1 m당 단면계수 W(시트파일 표의 값; 등급에 따라 탄성 또는 소성)를 사용하며, 단면을 카탈로그에서 선택할 수 있도록 필요한 W_{req}를 항상 함께 기재한다:

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

LRFD: $\gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n$ $(\phi_b = 0.90)$ ASD: $M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b}$ $(\Omega_b = 1.67)$

EN 1993-1-1: γ_F = 1.35, γ_{M0} = 1.00. AISC: γ_H = 1.6(측방토압 H), $M_n = F_y Z$(조밀 단면) 또는 $F_y S$(최초 항복).

벽체의 전단, 부재의 국부좌굴, 부식 손실은 검증 범위 밖이며 보고서에 명시된다. 앵커력과 모멘트는 설계 상태와 주어진 깊이 상태 중 큰 값으로 취한다.



문제

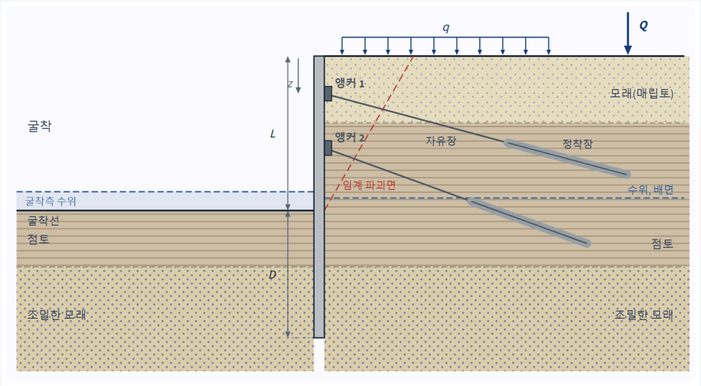
예제

조건

모멘트	**예제 5:** $M_{max} = 121.43$ **kN·m/m**
단면	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m; EN:** $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.0$; **AISC:** $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ $(M_n = F_y S)$

구하는 값

M_{Ed}, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η** (EN); LRFD와 ASD에 대한 η.



풀이

풀이

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(121.43) = \mathbf{163.92}\ \text{kN·m/m} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.92}{275\,000} = \mathbf{596}\ \text{cm}^3\text{/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.0\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{163.92}{385.0} = \mathbf{0.426} \le 1\ \checkmark$$

2 AISC 360-22 ($M_n = F_yS$ = 385.0 kN·m/m)

$$\text{LRFD: } 1.6(121.43) = 194.28 \le 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.561}$$

$$\text{ASD: } 121.43 \le \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.527}$$

시트파일 벽체는 충분하다: EN 1993-1-1 η = **0.426** (필요 W = 596 cm³/m < 1 400), AISC LRFD **0.561**, ASD **0.527**.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

층상 지반의 의사정적 해석: 모래에서는 Mononobe–Okabe, 점토에서는 비배수 쐐기

이론

각 정적 계수는 해당 지층의 의사정적 계수로 대체된다. 지진각은 수평 및 수직 계수로부터 구한다:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

점토: $\sigma_{AE} = (1 \mp k_v)(1 + \tan\theta)\sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v)(1 - \tan\theta)\sigma_v + 2c_u$

정적 설계의 **두 시나리오** 모두 k_V의 두 방향으로 각각 해석하며, 가장 큰 근입깊이, 모멘트, 앵커력이 설계를 지배한다.

앵커로 지지된 벽체는 선단을 중심으로 회전할 수 없으므로 주동 추력의 동적 증가분은 **유지 높이 전체에 걸쳐 균일하게** 분포한다: $\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$. 굴착부의 자유수는 Westergaard 압력($\frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{(h z')}$)을 더한다.

지진은 우발 상황이다. 수동 지반에는 **계수를 적용하지 않으며**, 지진 시 압력 분포도를 평형시키는 D_E는 벽체의 값(D_{design})을 초과해서는 안 된다. 벽체가 D_E보다 길면 각 경우가 주어진 깊이에서도 평형을 이루며, 큰 쪽의 모멘트와 힘을 취한다. 앵커와 정착부도 T_E에 대해 검토한다($FS_{required,E} \approx 1.5$).



문제

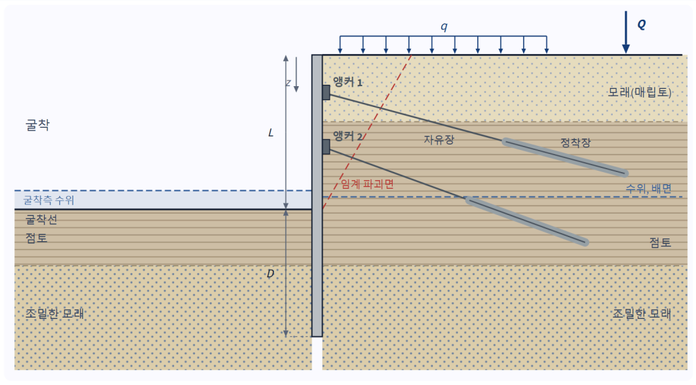
예제

조건

벽체	**상부 3.0 m 모래($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m 점토($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), 그 아래 조밀한 모래($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; 물은 양면 모두 8.5 m 깊이; $q = 10$ kPa; 앵커 2단: $z = 1.5$ m($15°$) 및 4.5 m($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
지진	$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$; **간극수 구속; 타이로드: $T_{ult} = 754$ kN, 필요 $FS_{bond,E} \approx 1.5$**

구하는 값

네 가지 경우(두 가지 시나리오 × 두 가지 k_V)의 D, M, F 값; **D_E**, **$M_{max,E}$**, 앵커력 및 부착; 이 지진에 벽체가 견딜 수 있는가?



풀이 (1/2)

풀이

1 네 가지 경우 (정적 설계의 두 시나리오, 두 방향의 k_v)

시나리오	k_v	D (m)	M (kN·m/m)	F (kN/m)	F_1 ; F_2
짧은	+0.075	2.900	87.4	132.3	51.2 ; 81.0
짧은	−0.075	3.110	134.9	205.0	82.4 ; 122.6
긴	+0.075	4.348	277.0	288.5	66.1 ; 222.4
긴	−0.075	3.958	277.2	315.8	81.5 ; 234.3

지배 조건의 근입깊이 **D_E = 4.35 m**(장기, k_v = +0.075); 최대 모멘트 **277.2 kN·m/m**(장기, k_v = −0.075). ΔP_{AE} = 48.9 kN/m.

풀이 (2/2)

풀이

2 검토

$$D_E = 4.35\ \text{m} \;>\; D_{design} = 3.12\ \text{m} \quad \text{✗} \qquad \eta_E = \frac{M_{Ed,E}}{M_{c,Rd}} = \frac{277.2}{385.0} = 0.720 \;\leq 1 \quad \text{✓}$$

$$T_{E,1} = 213.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{\max(213.3,\, 250)} = 3.02 \;\geq 1.50 \quad \text{✓}$$

$$T_{E,2} = 623.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{623.3} = \mathbf{1.21} \;< 1.50 \quad \text{✗}$$

초기 벽체는 이 지진을 **견디지 못한다**. 지진 시 평형은 4.35 m의 근입을 요구하며(설계 3.12 m) 두 번째 앵커의 정착이 부족하다($FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50, $T_{E,2}$ = 623 kN). 시트파일 단면은 충분하다(η_E = 0.72). 근입깊이와 그라우트 정착(길이 또는 직경)을 키워야 한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

점토 저면의 히빙 블록; 스프링 지반 위의 보

이론

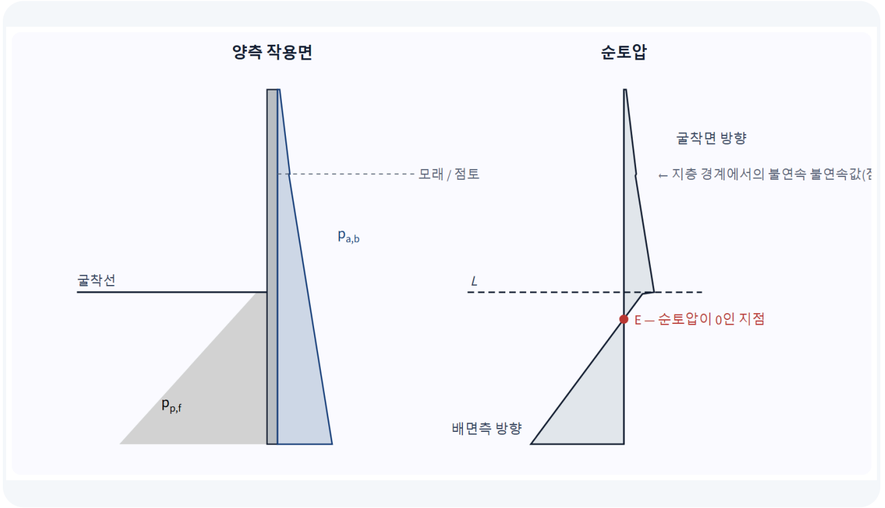
굴착저면 히빙: 굴착저면이 연약 점토이면 배면 지반의 무게가 점토를 굴착부 쪽으로 밀어낼 수 있다. 점토 모듈에서와 같이, 벽체 선단에서 지지력 블록으로 검토한다(B′ = B/√2 또는 단단한 지층까지의 T 중 작은 값; B″ = √2 B′):

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q}$$

띠하중과 집중하중은 B′ 안에서 등가 상재하중으로 환산된다. 저면 지반이 점토가 아니면 이 검토는 적용하지 않는다. **변위**: 벽체는 탄성 보(EI)이고 양면에 탄소성 스프링(지반반력계수 k_h)이 있다. 각 앵커는 프리스트레스가 도입된 스프링이며($k = E A_t \cos^2\alpha/(L_f s)$, $P_0 \cos\alpha/s$에서 시작) 인장만 지지한다:

> 스프링은 정지 압력에서 시작하며(배수 지층에서는 $K_0\sigma'_v$, 비배수 점토에서는 σ'_v) 한계를 넘지 않는다. k_h는 모델 매개변수이며, 결과는 **특성값이며 참고용**이고 한계 없이 제시된다. 스프링이 연할 때는 k_h에 크게 의존하고 한계에 도달하면 거의 의존하지 않는다.

> 변위 모델의 모멘트는 한계평형 모멘트에 근접하게 나올 수 있으나, 설계 모멘트는 언제나 한계평형 모멘트이다.



문제

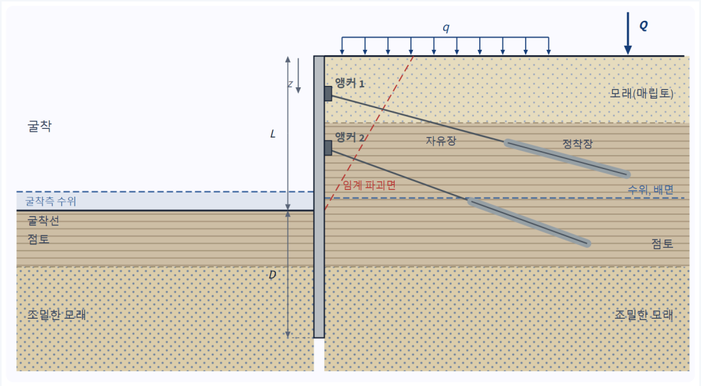
예제

조건

벽체	**상부 3.0 m 모래($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m 점토($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), 그 아래 조밀한 모래($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; 물은 양면 모두 8.5 m 깊이; $q = 10$ kPa; 앵커 2단: $z = 1.5$ m($15°$) 및 4.5 m($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
굴착과 벽체	**굴착 폭 $B = 10$ m (긴 굴착, 단단한 지층 없음); 저면 아래는 점토($c_u = 45$ kPa); $EI = 44\,100$ kN·m²/m; $k_h = 20/15/40$ MN/m³ (모래/점토/모래); $P_0 = 250$ kN**

구하는 값

FS_{heave} (≥ 1.5?); 벽체 상단, 굴착저면, 선단의 **변위**; 변위 모델의 최대 모멘트.



풀이

풀이

1 굴착저면 히빙 (B′ = B/√2 = 7.07 m; L_{exc} 미입력: 형상항 없음)

$$c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0 \text{ kPa} \ \text{(모래 0)} \qquad \sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5 \text{ kPa}$$

$$FS = \frac{5.14(45) + 27.0(7.5)/7.07}{139.5 + 10} = \frac{231.3 + 28.6}{149.5} = \mathbf{1.739} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

2 변위 (지반반력계수법; 프리스트레스 앵커)

$$y_{crest} = -2.6 \text{ mm} \ \text{(뒤쪽, 배면 쪽으로)} \qquad y_{excavation\ base} = 11.2 \text{ mm} \qquad y_{tip} = -0.5 \text{ mm}$$

$$M_{max}^{model} = 108.6 \text{ kN·m/m} \ (z = 6.86 \text{ m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 121.4$$

굴착저면 히빙에 대한 안전율은 **1.74**이다(≥ 1.5). 벽체 상단은 프리스트레스를 가한 앵커에 의해 **2.6 mm 뒤쪽으로** 당겨지며, 굴착저면에서는 굴착 쪽으로 **11.2 mm** 변위한다(참고용이며 한계값과 비교하지 않는다). 모델의 모멘트(108.6)는 한계평형 모멘트(121.4)에 가깝다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

모듈의 가정사항과 다루지 않는 항목

이론

명시한 가정: 벽면마찰 없음(δ = 0); 자유장 여유분은 긴장재를 따라 측정한다; 집중하중은 가장 하중이 큰 단면에서 취한다; 지진계수는 층별로 적용한다. **두 가지 방식으로 제시되는 항목**: 단기와 장기(둘 다 계산), 균열의 물 채움 또는 건조(다른 쪽은 기재), 여유분의 깊이 반영 또는 수동 반영(다른 쪽은 기재).

중단 요인: 벽체 외부에 있는 앵커; 시나리오가 요구하는 강도를 갖추지 못한 지층; 허용 가능한 근입깊이를 찾지 못함; 모든 시나리오에서 앵커가 압축 상태로 남음; 폐합 상실; 정착 구간이 임계 쐐기 안에 위치함.

적용 범위 밖: Rowe 모멘트 감소(연성 벽체), 깊은 안정성과 전체 안정성(앵커식 해석을 실행할 때마다 “검토하지 않음”으로 표시된다), 침투(수위가 달라도 정수압으로 본다), 경사진 지표면, 선하중, 시공단계.

계산은 **한계평형 해석이며 예비 설계 수준**이다; 화면은 무엇을 해야 할지 제안할 수 있으나 보고서는 무엇을 가정했고 무엇을 구했는지만 기술한다.

요약

핵심 정리

응력: 양면에서 σ_v, u, σ'_v; 배수 지층은 Rankine c′–φ′(지층 경계에서 **압력이 급변한다**), 비배수 점토는 $\sigma_v \mp 2c_u$; 지표면에는 **물이 찬 인장균열**(예제에서 z_c = 4.37 m)

단기와 장기를 모두 해석하며, 근입깊이, 앵커력, 모멘트는 **두 시나리오 중 큰 값**을 적용한다(예제에서는 모든 경우에 장기)

순압력 = 지지되는 쪽 – 굴착면 쪽; 점 E; 할증: $D = f \cdot D_{theoretical}$ (2.403 → 3.124 m) 또는 수동 측에 FS_p; 주어진 근입깊이에서는 **모멘트와 앵커력이 증가한다** (D = 6 m: M = 255 kN·m/m)

시스템: 자립식(D = 10.4 m, η = 4.2), 1단 자유단 지지(M = 296, η = 1.04), 2단 힌지법(F_1 = 41.7, F_2 = 132.3 kN/m; M = 121.4; η = 0.43)

앵커: T = Fs/cos α (107.9 및 352.0 kN); 부착 $FS = T_{ult}/\max(T, P_0)$ = 3.02 및 2.14; **지진 시**: D_E = 4.35 > 3.12 m 및 $FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5: 초기 벽체는 지진에 저항하지 못한다

단면: EN 1993-1-1 η = 0.426; AISC LRFD 0.561, ASD 0.527. **굴착저면 히빙** FS = 1.74; **변위** 벽체 상단 –2.6 mm, 굴착 저면 11.2 mm (참고용)

참고문헌

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

Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9–27.

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.

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

Brent, R.P. (1973). Algorithms for Minimization without Derivatives. Prentice-Hall.

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

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

참고

수치 예제는 모두 모듈의 자체 계산 엔진으로 산출하였으며, 모듈도 동일한 값을 제공한다. 모듈 페이지의 초기 모델 역시 이 벽체이다(7.5 m 모래–점토–모래, 지하수위 8.5 m, q = 10 kPa, 앵커 2단).

온라인 지반공학 계산

이론에서 실무로

자신의 벽체에 해당하는 층상 지반 단면(모래와 점토), 지하수, 상재하중, 앵커 단, 부재를 GeoTerva에 입력한다. 모듈은 양면의 압력, 단기 및 장기 조건, 근입깊이, 앵커력, 모멘트, 단면, 정착, 지진, 굴착저면 히빙 및 변위 검토를 함께 제공한다.

모듈 열기 →

이론 페이지 →

스마트폰으로 열기

체험 모듈은 가입 없이 이용할 수 있습니다.