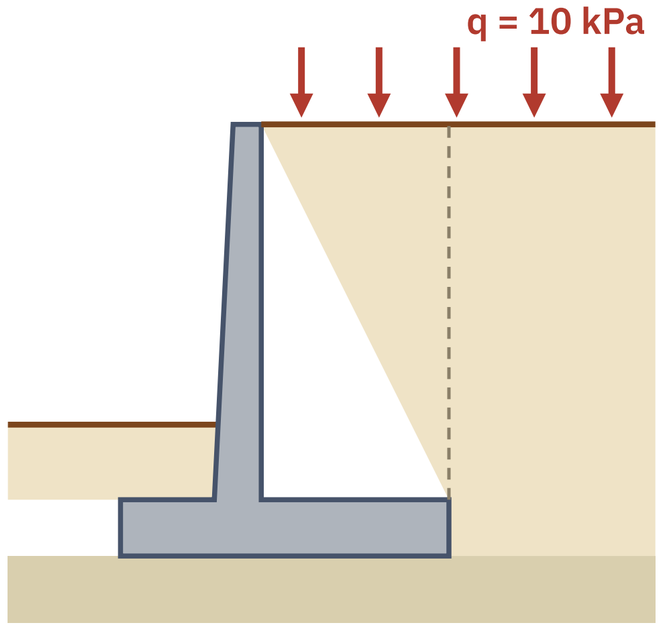
GeoTerva

지반공학 강의 자료 · 옹벽

캔틸레버식 옹벽

강의: 철근콘크리트 캔틸레버식 옹벽의 외적 안정(활동, 전도, 지지력)과 벽체, 앞굽, 뒷굽 슬래브의 단면력; 뒷굽 블록, 토압, 물, 지진, 전단키와 감압선반; 각 주제별 계산 예제.

- 벽체 + 저판
- 활동 · 전도 · 지지력
- 벽체, 앞굽, 뒷굽의 단면력
- 전단키 · 감압선반
- 지하수와 지진



개요

이 강의에서 다루는 내용

캔틸레버식 옹벽: **벽체 + 저판**(앞굽 L_t, 뒷굽 L_h)의 중량과 무게중심을 구성 부분으로부터 구하는 것

뒷굽 위의 **흙 블록**과 기초 후면 가장자리의 **연직 압력면**; 주동 추력, 상재하중, 전면 수동 저항

활동, 전도, 편심 및 지지력 검토와 지진 시 조건(Mononobe–Okabe + 관성력)을 읽는 방법

저면 응력으로부터 앞굽과 뒷굽 저판의, 토압 합력으로부터 **벽체**의 전단력과 모멘트 단면력을 구하기

전단키와 **감압선반**이 안전성을 어떻게 높이는지; 물과 양압력의 영향

검토를 만족하지 못하는 단면을 **어떻게 수정하는지** 확인하기(지진 시 활동과 편심)

강의 흐름

각 주제는 **세 단계**로 다룬다:

1 · **이론**: 규칙은 무엇이며 왜 그러한가?

2 · **문제**: 조건과 구하는 값

3 · **풀이**: 단계별 수치 계산

모든 값은 옹벽 길이 1.00 m당 값이다. 예제: H = 4.0 m 벽체, 저판 0.60 m, B = 3.5 m 철근콘크리트 옹벽(24 kN/m³), q = 10 kPa.

벽체, 저판 및 앞굽 구조

이론

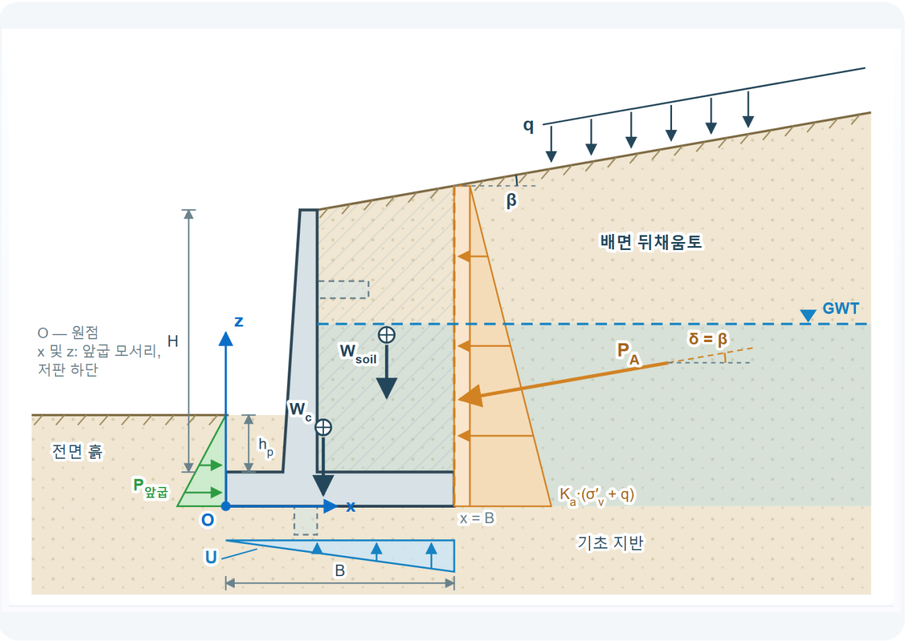
캔틸레버식 옹벽은 활동과 전도에 대해서도 **저판 위 흙의 무게**로 저항한다: 벽체 자중뿐 아니라 뒷굽 위의 흙 블록도 안정에 기여한다. 모듈:

$$B = L_t + t_b + L_h \qquad z_T = t_f + H$$

벽체: 높이 H; 상단 두께 t_t, 하단 두께 t_b (배면은 연직, 전면은 경사); **저판**: 두께 t_f, 앞굽 L_t, 뒷굽 L_h; 콘크리트 24 kN/m³.

지반: 비점성 뒤채움($c' = 0$), 수평 또는 경사진 지표면, 상재하중 q, 지하수, 앞쪽 저판 위 높이 h_p의 채움흙.

선택 사항: 전단키, 감압선반; **검토**: 활동, 전도, 편심, 지지력; **단면력**: 벽체, 앞굽, 뒷굽, 선반, 키.



저판 + 벽체 직사각형 + 벽체 삼각형

이론

벽체의 중량을 면적과 도심이 알려진 세 개의 단순한 도형으로 나누며, 앞굽에 대한 모멘트는 저항 모멘트이다:

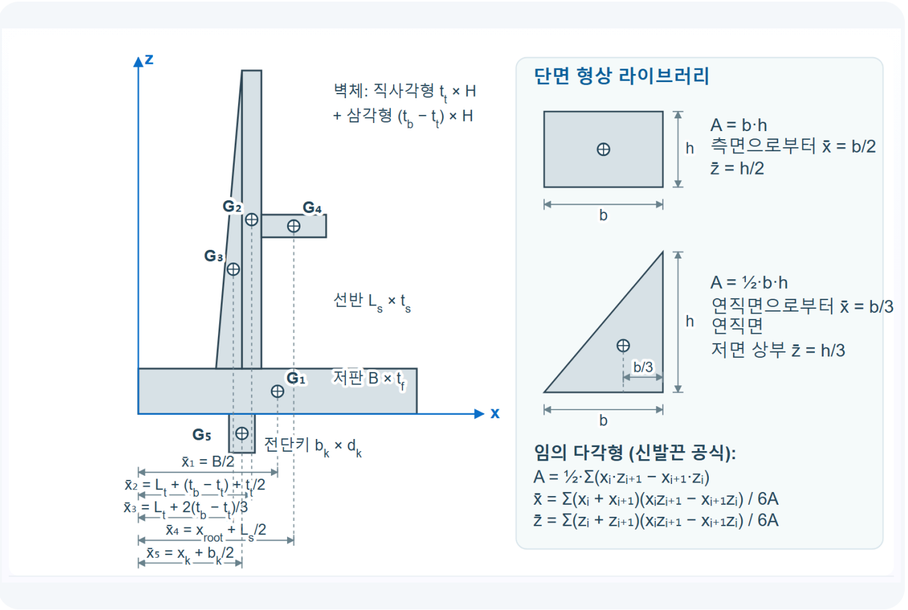
$$W_i = \gamma_c A_i \qquad W_c = \sum W_i \qquad \bar{x}_c = \frac{\sum W_i \bar{x}_i}{W_c} \qquad \bar{z}_c = \frac{\sum W_i \bar{z}_i}{W_c}$$

하부 플레이트: $A = B\,t_f$, $\bar{x} = B/2$, $\bar{z} = t_f/2$.

벽체 직사각형(배면에 인접): $A = t_t H$, $\bar{x} = L_t + (t_b - t_t) + t_t/2$, $\bar{z} = t_f + H/2$.

벽체 삼각형(앞면 경사부): $A = \tfrac{1}{2}(t_b - t_t)H$, $\bar{x} = L_t + 2(t_b - t_t)/3$, $\bar{z} = t_f + H/3$.

하중 집계표에서 벽체는 하나의 항목이다: $F_z = -W_c$이고 작용 위치는 $\bar{x}_c$이며, $\bar{z}_c$는 수평 관성력(지진)에만 사용된다.



문제

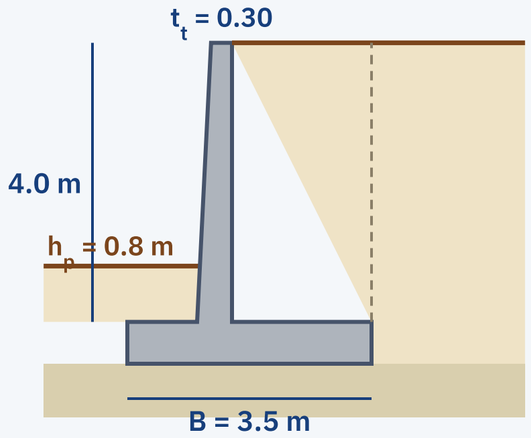
예제

조건

단면	$H = 4.0$ m; $t_t = 0.30$, $t_b = 0.50$ m; $L_t = 1.00$, $L_h = 2.00$ m; $t_f = 0.60$ m (B = 3.5 m)
재료	**철근콘크리트:** $\gamma_c = 24$ kN/m^3

구하는 값

세 부분의 면적, 중량 및 위치; W_C, $\bar{x}_C$, $\bar{z}_C$.



풀이

풀이

1 부분(예: 삼각형: A = ½(0.50 − 0.30)(4.0) = 0.40; $\bar{x}$ = 1.00 + 2(0.20)/3 = 1.133; $\bar{z}$ = 0.60 + 4.0/3 = 1.933)

부분	A (m²)	$\bar{x}$ (m)	$\bar{z}$ (m)	W = 24A (kN/m)	W·$\bar{x}$	W·$\bar{z}$
저판	2.100	1.750	0.300	50.40	88.20	15.12
말뚝 몸체 직사각형	1.200	1.350	2.600	28.80	38.88	74.88
말뚝 몸체 삼각형	0.400	1.133	1.933	9.60	10.88	18.56
합계				**88.80**	**137.96**	**108.56**

2 무게중심

$$\bar{x}_c = \frac{137.96}{88.80} = \mathbf{1.554}\ \text{m} \qquad \bar{z}_c = \frac{108.56}{88.80} = \mathbf{1.223}\ \text{m}$$

옹벽의 중량은 **W_c = 88.80 kN/m**, 앞굽으로부터 $\bar{x}_c$ = 1.55 m, 저면으로부터 $\bar{z}_c$ = 1.22 m이며, 모멘트는 M = −137.96 kN·m/m (저항)이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

벽체와 함께 움직이는 지반과 압력면

이론

저판 뒷굽 위의 흙은 저판에 대해 활동할 수 없다. 벽체가 움직이면 흙도 **함께** 움직인다. 파괴면은 벽체 몸체의 배면이 아니라 **뒷굽의 뒤쪽 끝**에서 시작한다. 자유물체 = 벽체 + 뒷굽 블록이며, 그 외면은 x = B에 있는 **연직 압력면**이다(흙 대 흙이므로 벽면마찰이 없으며 토압 합력의 경사는 δ = β):

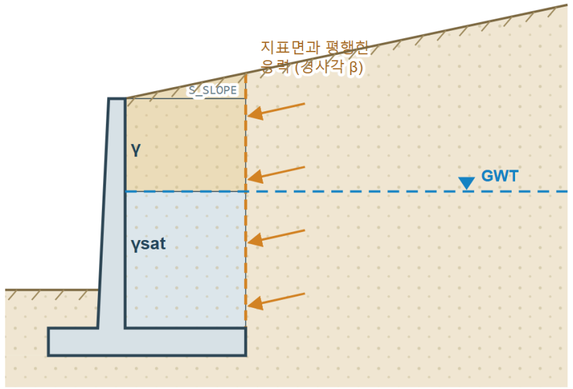
뒷굽 위 흙 블록의 중량 $W_s = \gamma\, L_h\, H$ (습윤/포화 구간으로 나눈다. 전응력으로 계산하므로 수면 아래에서는 γ_{sat} 값을 사용하며, 수압에 의한 힘은 별도 항목으로 둔다).

앞굽 쪽에서는 저판 위의 채움흙(h_p)이 저판과 함께 움직인다: 수직하중 W_{toe}.

뒷굽 위 상재하중 $\mathbf{Q_{heel} = qL_h}$는 안정에 유리하나 없을 수도 있는 하중이므로 **어떤 검토에도 포함하지 않는다**. 다만 측방 영향은 항상 고려한다.

압력면의 높이 $h = t_f + H$ (지표면의 상승분 포함).

뒷굽 단부의 연직면 (모든 해석법)



문제

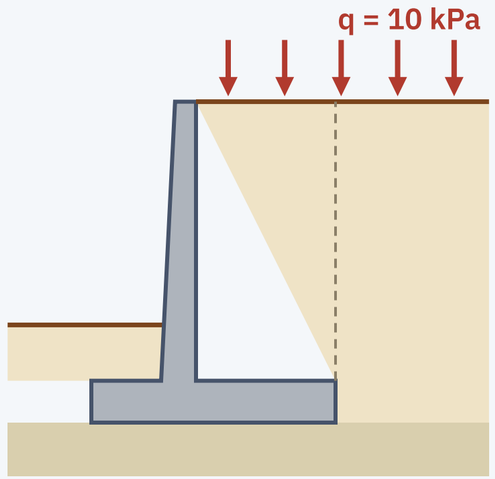
예제

조건

벽체	**예제 1의 단면; 전면 매립토 높이 $h_p = 0.80$ m (저판 위)**
지반	**건조 뒤채움: $\gamma = 18$ kN/m^3, $\varphi' = 30°$; 수평 지표면**
상재하중	$q = 10$ **kPa**

구하는 값

뒷굽 블록의 **중량과 위치**; **전면 되메움**; Q_{heel}; 총 연직하중 N.



풀이

풀이

1 뒷굽 블록 ($L_h \times H$ 직사각형, 벽체 뒤쪽)

$$A_s = L_h H = 2.00(4.0) = 8.0\ \text{m}^2 \qquad W_s = 18(8.0) = \mathbf{144.0}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{x}_s = L_t + t_b + \frac{L_h}{2} = 2.50\ \text{m} \qquad \bar{z}_s = t_f + \frac{H}{2} = 2.60\ \text{m}$$

2 전면 되메움(사다리꼴: 저면에서 $L_t = 1.00$, 상단에서 $x_{toe}(h_p) = 1.04$)과 상재하중

$$A_{toe} = \frac{1}{2}(1.00 + 1.04)(0.80) = 0.816\ \text{m}^2 \quad W_{toe} = 18(0.816) = \mathbf{14.69}\ \text{kN/m}\ (\bar{x} = 0.510)$$

$$Q_{heel} = qL_h = 10(2.00) = \mathbf{20.0}\ \text{kN/m}\ \text{(어떤 검토에도 포함되지 않음)}$$

N = W_c + W_s + W_{toe} = 88.80 + 144.00 + 14.69 = **247.49 kN/m**; Q_{heel} = 20.00 kN/m는 표에서 “사용하지 않음”으로 남는 항목이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

수직 평면의 추력, 상재하중 및 복합 수동토압

이론

압력면은 높이 h = t_f + H에 있다. 뒤채움이 수평이고 δ = β = 0이므로 Rankine = Coulomb이 성립한다:

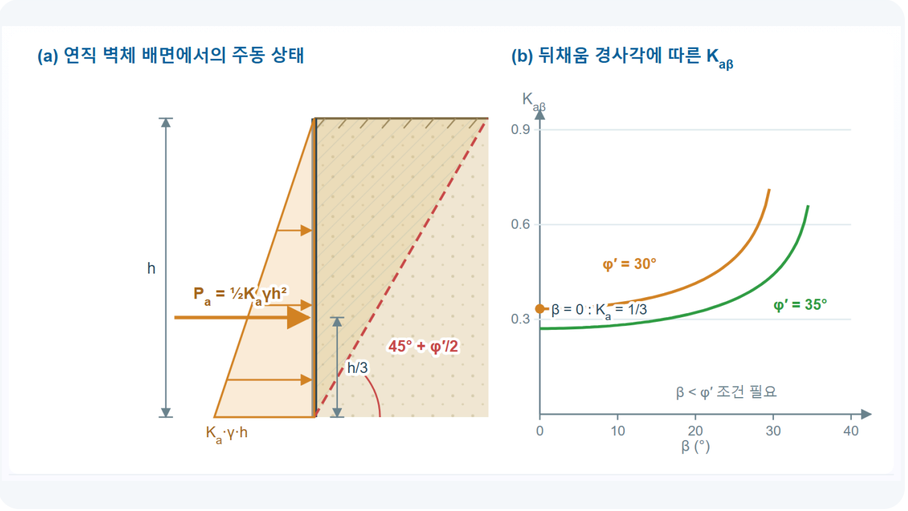
$$K_a = \frac{1-\sin\varphi'}{1+\sin\varphi'} \qquad P_A = \tfrac{1}{2}K_a\gamma h^2\ (h/3) \qquad P_Q = K_a q h\ (h/2)$$

경사진 뒤채움에서 평면 위의 응력은 표면과 평행하며($K_{a\beta}$), 추력의 연직 성분은 저항력이다. 전면 저항(활동 검토에만 적용):

$$K_{mob} = wK_p + (1-w)K_0 \qquad P_P = \tfrac{1}{2}K_{mob}\gamma D_p^2\ (D_p/3) \qquad D_p = t_f + h_p$$

w = 1/3이 기본값이다. 앞쪽 지반이 제거될 수 있는 경우 h_p = 0 또는 h_{ignore}로 반영분을 줄인다. **전도 및 지지력 검토에서는 전면 저항을 사용하지 않는다.**

상세 내용(Rankine/Coulomb 동등성, K_{mob}, h_{ignore})은 중력식 옹벽 프레젠테이션에 수록되어 있다.



문제

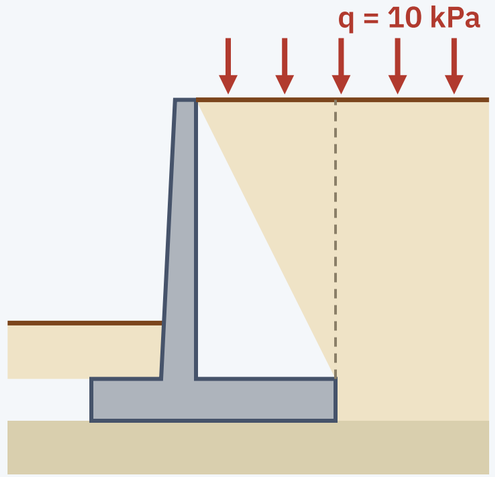
예제

구하는 값

P_A, P_Q, P_P 및 앞굽에 대한 전도모멘트.

조건

벽체와 지반	**예제 1–2의 옹벽: h = t_f + H = 4.60 m;** $\gamma = 18$ kN/m^3, $\varphi' = 30°$**; 수평 지표면;** $q = 10$ **kPa**
전면 지반	$D_p = t_f + h_p = 1.40$ **m; w = 1/3**



풀이

풀이

1 K_a = 0.3333; 추력 (h = 4.60 m)

$$P_A = \tfrac{1}{2}K_a\gamma h^2 = \tfrac{1}{2}(0.3333)(18)(21.16) = \mathbf{63.48}\ \text{kN/m} \quad (z = 1.533\ \text{m})$$

$$P_Q = K_a q h = 0.3333(10)(4.6) = \mathbf{15.33}\ \text{kN/m} \quad (z = 2.30\ \text{m})$$

2 전면 저항: K_{mob} = ⅓(3.00) + ⅔(0.50) = 1.333

$$P_P = \tfrac{1}{2}(1.333)(18)(1.40)^2 = \mathbf{23.52}\ \text{kN/m} \quad (z = D_p/3 = 0.467\ \text{m})$$

3 수평 추력과 전도 모멘트 (앞굽 기준)

$$\Sigma H_{drive} = 63.48 + 15.33 = \mathbf{78.81}\ \text{kN/m}$$

$$M_o = 63.48(1.533) + 15.33(2.30) = 97.34 + 35.27 = \mathbf{132.60}\ \text{kN·m/m}$$

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

동일한 하중 집계표에 의한 네 가지 검토

이론

$$FS_s = \frac{\mu_b N + P_{toe}}{\Sigma H_{drive}} \qquad FS_o = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{ov}} \qquad x_R = -\frac{\Sigma M}{V} \qquad e = \frac{B}{2} - x_R$$

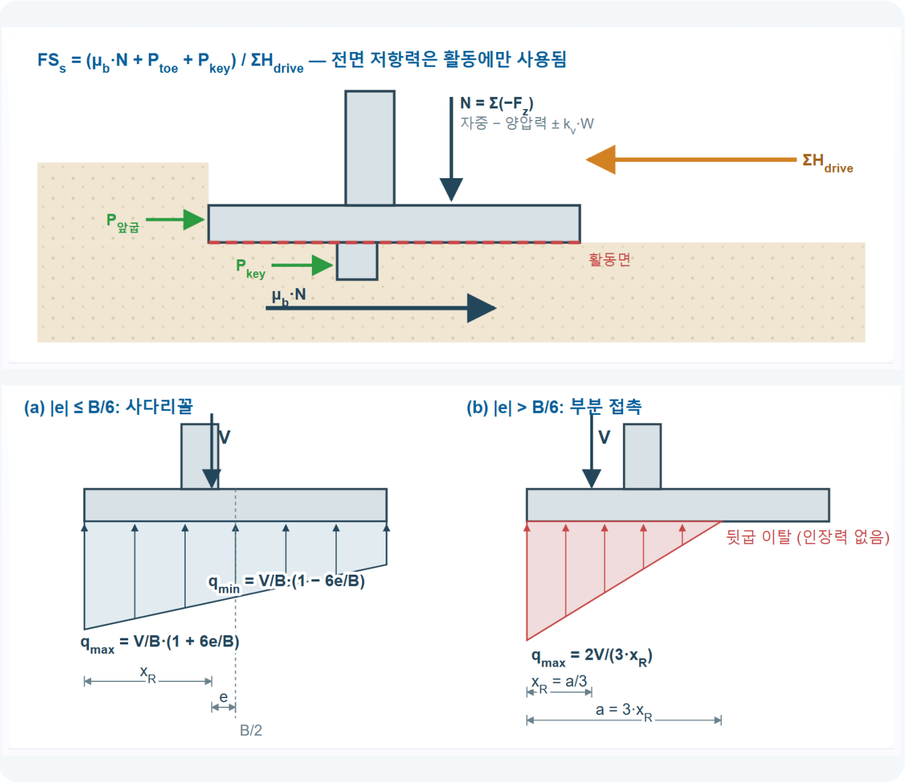
$$|e| \le \frac{B}{6}: \quad q_{max,min} = \frac{V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \qquad |e| > \frac{B}{6}: \quad q_{max} = \frac{2V}{3x_R}$$

활동: N은 유효 수직력이다(Q_{heel} 제외, 양압력 공제); $\mu_b = \tan \delta_b$; 부착 없음.

전도: 앞굽(저판의 앞쪽 아래 모서리)을 중심으로 검토하며, 각 항목의 $-zF_x$와 xF_z 성분은 각자의 부호에 따라 계산하고 전면 저항은 포함하지 않는다.

지지력: 합력이 저면의 중앙 3분의 1 이내($|e| \le B/6$)에 있으면 저면 전체가 접촉한다. 그렇지 않으면 지반이 인장을 받을 수 없으므로 $a = 3x_R$ 길이만 접촉한다.

요구 조건: 정적 조건에서 $FS_s \ge 1.5$, $FS_o \ge 2.0$; 지진 시 ≥ 1.1; $q_{max} \le q_{all}$.



문제

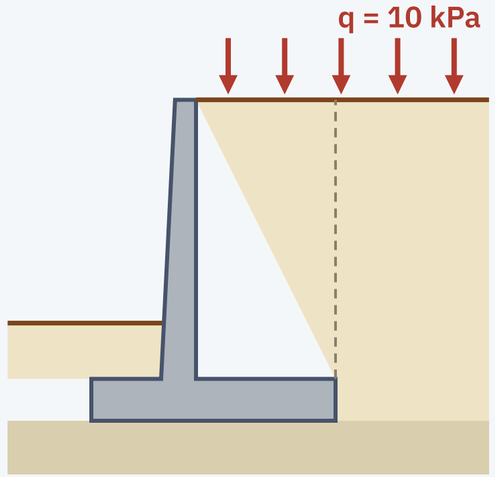
예제

조건

옹벽과 하중	**예제 1–3의 벽체:** $B = 3.5$ **m;** $W_c = 88.8$, $W_s = 144.0$, $W_{toe} = 14.69$ kN/m; $P_A = 63.48$, $P_Q = 15.33$ kN/m
저항	$\mu_b = 0.55$**;** $P_P = 23.52$ **kN/m;** $q_{all} = 200$ **kPa**
필요	$FS_s \geq 1.5$, $FS_o \geq 2.0$**; 저면 완전 접촉**

구하는 값

FS_s, FS_o, x_R, e, q_{max}, q_{min} 및 결과.



풀이 (1/3)

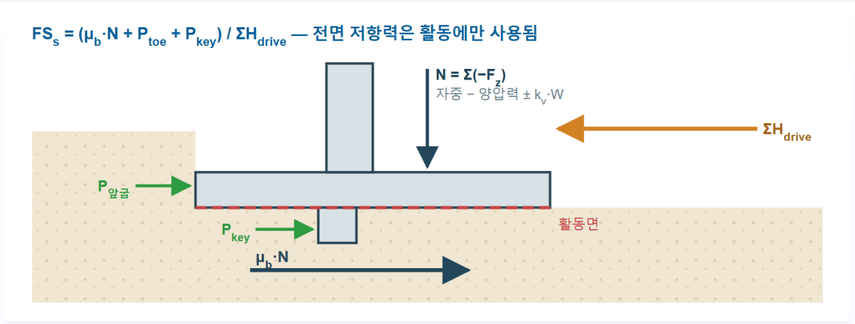
풀이

1 저면 마찰 ($N = W_c + W_s + W_{toe}$)

$$N = 88.8 + 144.0 + 14.69 = \mathbf{247.49}\ \text{kN/m}$$

$$\mu_b N = 0.55(247.49) = 136.12\ \text{kN/m}$$

$$FS_s = \frac{136.12 + 23.52}{78.81} = \mathbf{2.026} \ \geq 1.5\ \checkmark$$



풀이 (2/3)

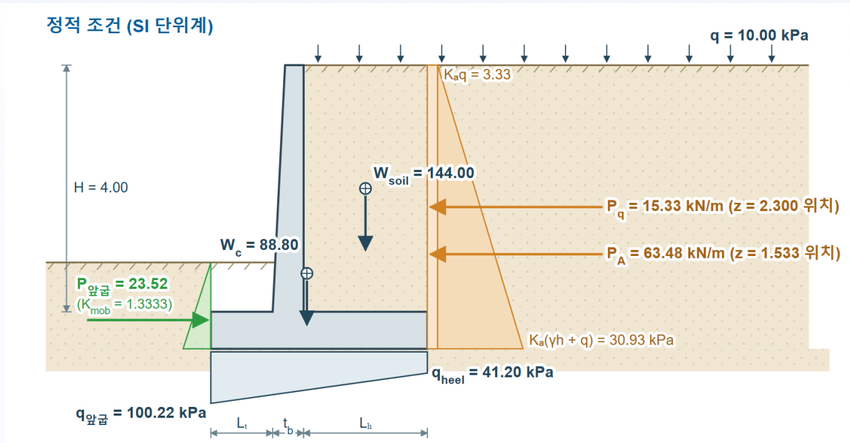
풀이

2 전도 모멘트(추력)와 저항 모멘트(벽체, 뒷굽 블록, 전면 매립토)

$$M_o = 97.34 + 35.27 = \mathbf{132.60}$$

$$M_r = 137.96 + 360.00 + 7.49 = \mathbf{505.45}\ \text{kN·m/m}$$

$$FS_o = \frac{505.45}{132.60} = \mathbf{3.812}\ \geq 2.0\ \checkmark$$



풀이 (3/3)

풀이

3 합력의 위치와 편심

$$\Sigma M = M_o - M_r = -372.85$$

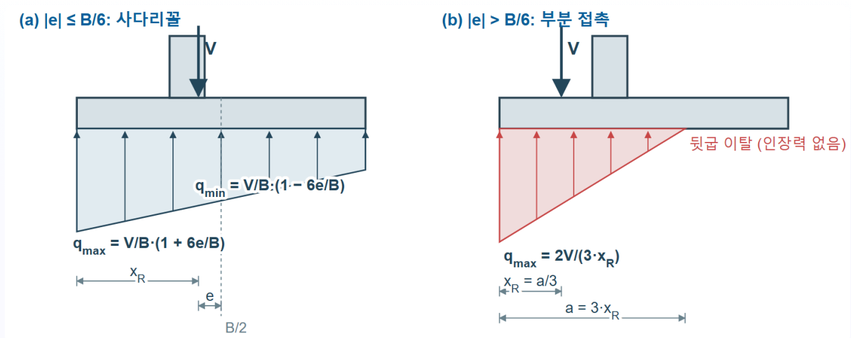
$$x_R = -\frac{\Sigma M}{V} = \frac{372.85}{247.49} = \mathbf{1.5065}\ \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_R = \mathbf{0.2435}\ \text{m} \le \frac{B}{6} = 0.583\ \checkmark$$

4 기초 저면 응력 (완전 접촉)

$$q_{max} = \frac{247.49}{3.5}\left(1 + \frac{6(0.2435)}{3.5}\right) = \mathbf{100.22}\ \text{kPa}$$

$$q_{min} = \mathbf{41.20}\ \text{kPa}$$



FS_s = **2.03**, FS_o = **3.81**, e = 0.243 m, q_{max} = **100.2 kPa** ≤ 200, q_{min} = 41.2 kPa > 0: **정적 조건에서 모든 검토 항목을 만족한다.**

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

Mononobe–Okabe 추력과 관성력의 가산

이론

지진 시에는 정적 토압 $P_A + P_Q$ 대신 **Mononobe–Okabe** 토압 P_{AE}를 취하며, 벽체, 뒷굽 블록, 앞쪽 흙의 관성력 $k_h W$도 각각의 무게중심에서 앞쪽으로 작용한다($k_v > 0$이면 두 방향을 모두 검토한다). 연직 평면, 수평 뒤채움인 경우:

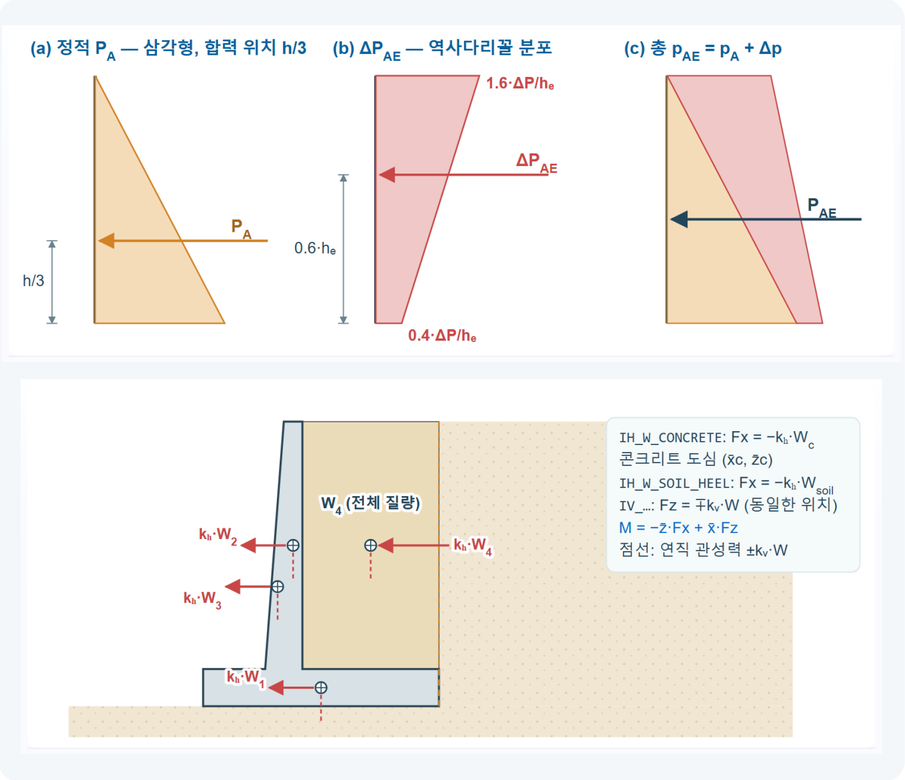
$$\theta = \tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v} \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin\varphi'\sin(\varphi'-\theta)}{\cos\theta}}\right]^2}$$

$$P_{AE} = \left(\tfrac{1}{2}\gamma h^2 + qh\right)K_{AE} \qquad \Delta P_{AE} = P_{AE} - (P_A + P_Q) \quad (0.6h)$$

ΔP_{AE}는 역사다리꼴로 분포하며(상단 1.6ΔP/h, 하단 0.4ΔP/h), 정적 부분은 형상을 유지한다. 물이 있는 경우 $(7/12)k_h\gamma_w h_w^2$의 동수압이 추가된다.

전면 수동저항 반영분에 $\eta_{p,E}$를 곱하며, **기본값은 0**이다(활동 안전성은 저면 마찰만으로 확보된다).

합력이 저면의 중앙 3분의 1을 벗어나면 **부분 접촉**이 발생한다($q_{max} = 2V/(3x_R)$).



문제

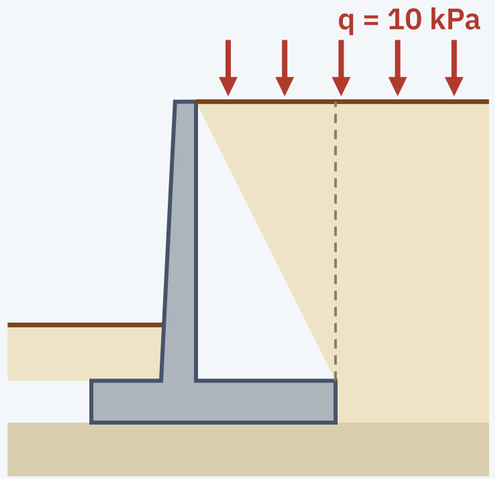
예제

조건

벽체와 지반	**예제 1–4의 옹벽 (정적 FS_s = 2.03; FS_o = 3.81)**
지진	$k_h = 0.15$, $k_v = 0$; $\eta_{p,E} = 0$; **필요** $FS_s,\ FS_o \geq 1.1$; **저면은 완전히 접촉해야 한다 (|e| ≤ B/6)**

구하는 값

K_{AE}, P_{AE}, $\bar{z}$, 관성력; FS_s, FS_o, e, q_{max} 및 각 검토의 결과.



풀이 (1/4)

풀이

1 지진 각도와 계수

$$\theta = \tan^{-1} 0.15 = 8.53^\circ$$

$$\sqrt{\sin 30^\circ \sin(30^\circ - 8.53^\circ)/\cos 8.53^\circ} = 0.4302$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(21.47^\circ)}{\cos^2 8.53^\circ (1 + 0.4302)^2} = \mathbf{0.4329}$$

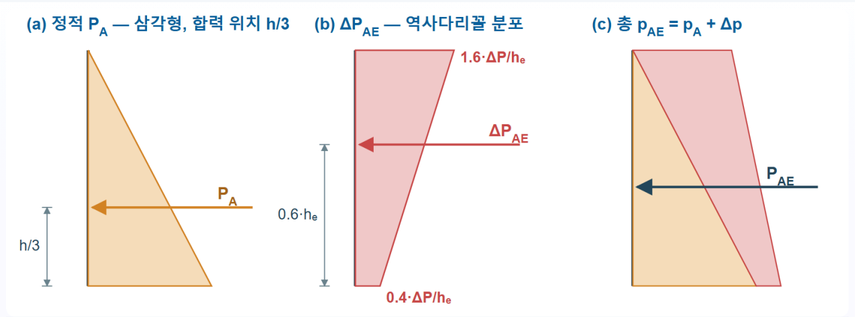
2 동적 추력 (정적 P_A + P_Q = 78.81 kN/m)과 그 위치

$$P_{AE} = (190.44 + 46.0)(0.4329) = \mathbf{102.36}\ \text{kN/m}$$

$$\Delta P_{AE} = 102.36 - 78.81 = 23.55\ \text{kN/m}\ \ (0.6h)$$

$$\bar{z}_{AE} = [63.48(1.533) + 15.33(2.30) + 23.55(2.76)]/102.36$$

$$= \mathbf{1.930}\ \text{m}$$



풀이 (2/4)

풀이

3 관성력 $k_h W$ 및 활동 (수동저항은 고려하지 않음)

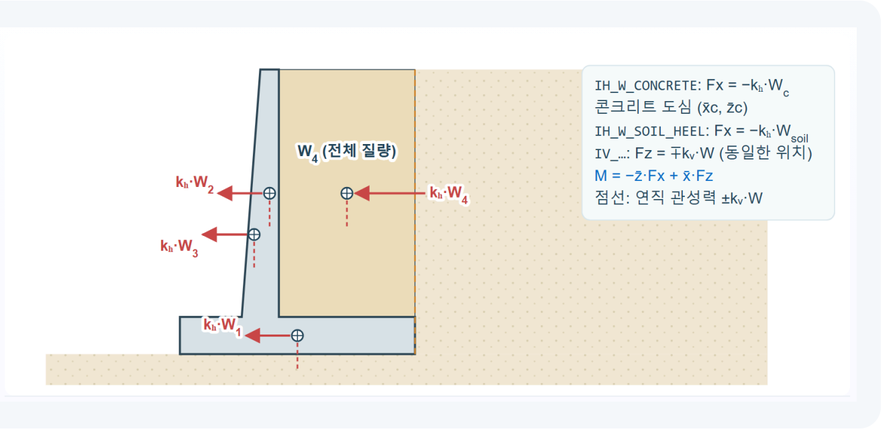
$$IH_c = 0.15(88.8) = 13.32 \;\; (z = 1.223\ \text{m})$$

$$IH_s = 0.15(144.0) = 21.60 \;\; (z = 2.60\ \text{m})$$

$$IH_{toe} = 0.15(14.69) = 2.20\ \text{kN/m}$$

$$\Sigma H_{drive} = 102.36 + 13.32 + 21.60 + 2.20 = 139.49$$

$$FS_{s,E} = \frac{\mu_b N}{\Sigma H_{drive}} = \frac{136.12}{139.49} = \mathbf{0.976} \;<\; 1.1 \;\; \text{✗}$$



풀이 (3/4)

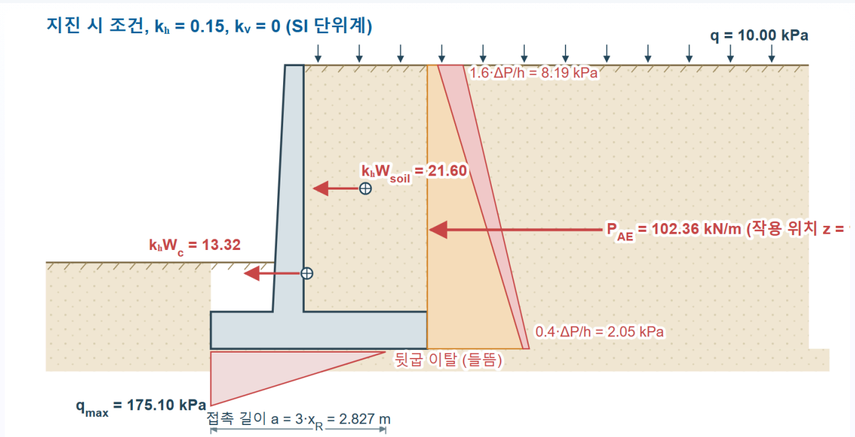
풀이

4 전도 (모멘트 팔: $\bar{z}_{AE}$ = 1.930; z_c = 1.223; 2.60; 1.003 m)

$$M_{o,E} = 197.60 + 16.28 + 56.16 + 2.21 = 272.26$$

$$FS_{o,E} = \frac{505.45}{272.26} = \mathbf{1.857} \;\geq 1.1 \;\checkmark$$

$$x_R = \frac{505.45 - 272.26}{247.5} = 0.942 \text{ m}$$



풀이 (4/4)

풀이

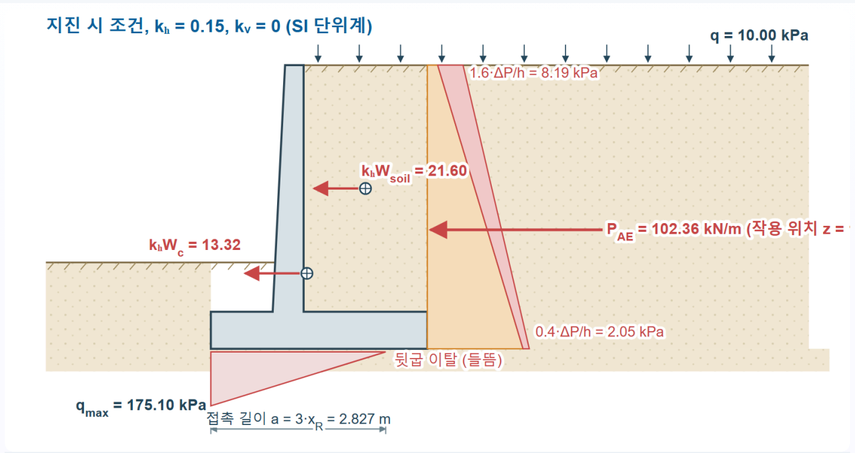
5 편심과 부분 접촉

$$e = \frac{B}{2} - x_R = 1.750 - 0.942 = \mathbf{0.808}\ \text{m} > \frac{B}{6} = 0.583 \quad \text{✗}$$

$$a = 3x_R = 2.827\ \text{m} \quad \text{(이 길이만 접촉)}$$

$$q_{max} = \frac{2V}{a} = \frac{2(247.5)}{2.827} = \mathbf{175.1}\ \text{kPa} \qquad q_{min} = 0$$

지진 시 **활동(FS_s = 0.98 < 1.1)**과 **편심(e = 0.81 m > B/6)** 조건을 만족하지 않으며, 전도(FS_o = 1.86) 및 q_{max} = 175.1 kPa은 충분하다. 단면은 **수정해야 한다**(예제 6).



GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

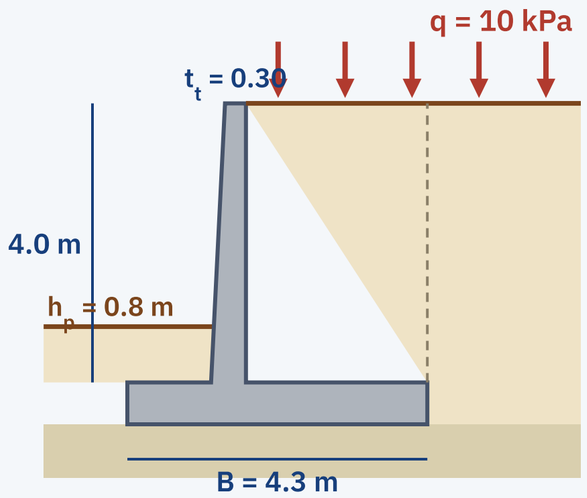
예제

구하는 값

새 단면에 대한 정적 및 지진 시 FS_s, FS_o, e, q_{max}; 단면은 충분한가?

조건

문제	**예제 5의 지진 시 $FS_s = 0.98 < 1.1$ 및 $e = 0.81$ m > B/6 = 0.58 m**
제안된 변경	**앞굽과 뒷굽 연장: $L_t = 1.20$ m, $L_h = 2.60$ m (B = 4.30 m); 나머지 치수와 지반은 동일**



풀이

풀이

1 동일한 하중, 새로운 형상(모듈; B = 4.30 m, W_c = 100.3 kN/m, N = 305.1 kN/m)

	현재 (B = 3.5 m)	수정 (B = 4.3 m)	필요
정적 FS_s	2.026	2.427	≥ 1.5
정적 FS_o	3.812	5.753	≥ 2.0
정적 e (m) / q_{max} (kPa)	0.243 / 100.2	0.084 / 79.3	|e| ≤ B/6
지진 FS_s	0.976 ✗	1.133 ✓	≥ 1.1
지진 FS_o	1.857	2.630	≥ 1.1
지진 e (m) / 접촉	0.808 / 부분 ✗	0.600 / 완전 접촉 ✓ (B/6 = 0.717)	|e| ≤ B/6
지진 시 q_{max} (kPa)	175.1	130.4	≤ 200

앞굽과 뒷굽을 연장하여 N이 247 → 305 kN/m로 커지고 마찰이 증가하였다: 지진 시 **FS_s = 1.13 ≥ 1.1**이며, 합력은 중앙 삼분의 일 안에 들어왔다(e = 0.60 ≤ B/6 = 0.717): **모든 검토를 만족한다**. 대안: 전단키 + $\eta_{p,E}$ (예제 9), 더 넓은 뒷굽.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

벽체, 앞굽, 뒷굽: 위험단면

이론

외적 안정성이 확보된 후 각 부재의 **단면력**을 구한다. **벽체**는 배면 압력을 받으며 하단(저판 위)에서 고정된 캔틸레버이다:

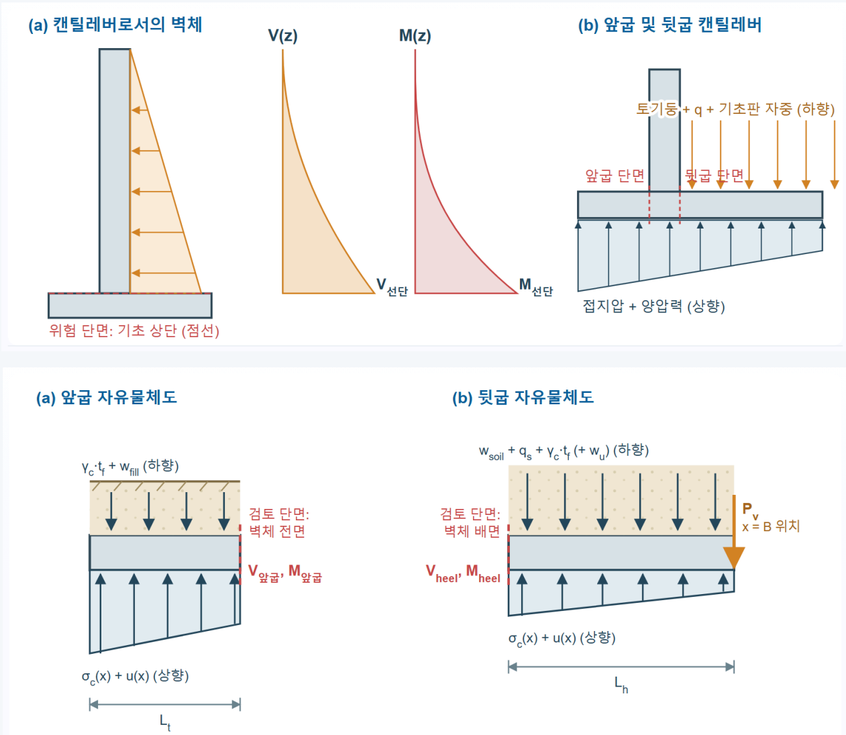
$$V_{st} = K_a\left(\tfrac{1}{2}\gamma H^2 + qH\right) \qquad M_{st} = K_a\left(\frac{\gamma H^3}{6} + \frac{qH^2}{2}\right)$$

지진 시: $V_E = V + \Delta P_{AE,st} + k_h W_{body}$, $M_E = M + \Delta P_{AE,st}(0.6H) + k_h W_{body}\bar{z}$ ($\Delta P_{AE,st} = K_{AE}(\tfrac{1}{2}\gamma H^2 + qH) - V_{st}$). **앞굽과 뒷굽**은 벽체 면에서 고정된 캔틸레버 판이며, 하중 = 저면 응력 − 판과 그 위 흙의 무게:

$$V_{toe} = L_t\frac{q_0 + q_L}{2} - w_{toe}L_t \qquad M_{toe} = \frac{L_t^2(2q_0 + q_L)}{6} - \frac{w_{toe}L_t^2}{2}$$

$$V_{heel} = w_h L_h - L_h\frac{q_a + q_b}{2} \qquad M_{heel} = \frac{w_h L_h^2}{2} - \frac{L_h^2(q_a + 2q_b)}{6}$$

$w_{toe} = \gamma_c t_f + \gamma h_p$; $w_h = \gamma H + q + \gamma_c t_f$; q_0, q_L, q_a, q_b는 임계 단면에서의 저판 저면 응력이다 (선형 분포).



문제

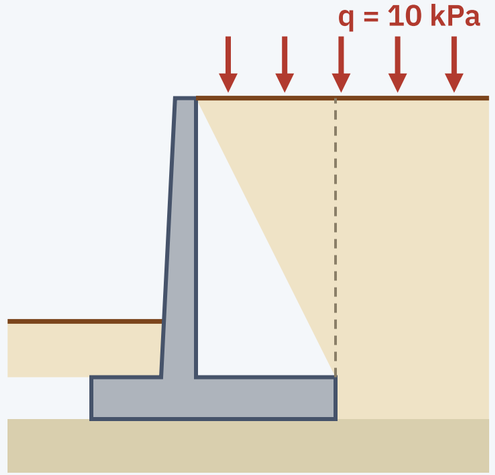
예제

구하는 값

벽체 하단의 **V** 및 **M**: 정적 상태와 지진 시.

조건

벽체와 지반	**예제 1–5의 옹벽:** $H = 4.0$ **m;** $\gamma = 18$ kN/m^3, $\varphi' = 30°$**;** $q = 10$ **kPa; 벽체:** $t_t = 0.30$**,** $t_b = 0.50$ **m**
지진	$k_h = 0.15$ $(K_{AE} = 0.4329)$



풀이 (1/2)

풀이

1 정적 (벽체 하단, H = 4.0 m)

$$V_{st} = K_a\left(\tfrac{1}{2}\gamma H^2 + qH\right) = 0.3333(144 + 40) = \mathbf{61.33}\ \text{kN/m}$$

$$M_{st} = K_a\left(\frac{\gamma H^3}{6} + \frac{qH^2}{2}\right) = 0.3333(192 + 80) = \mathbf{90.67}\ \text{kN·m/m}$$

풀이 (2/2)

풀이

2 지진: 지진 증분과 벽체의 관성력

$$\Delta P_{AE,st} = K_{AE}(184) - V_{st} = 79.66 - 61.33 = 18.33 \text{ kN/m} \quad (0.6H = 2.40 \text{ m})$$

$$k_h W_{st} = 0.15(24)(1.2 + 0.4) = 5.76 \text{ kN/m}; \qquad M_i = 10.56 \text{ kN·m/m}$$

3 총 지진 작용

$$V_E = 61.33 + 18.33 + 5.76 = \mathbf{85.42} \text{ kN/m}$$

$$M_E = 90.67 + 18.33(2.40) + 10.56 = \mathbf{145.21} \text{ kN·m/m}$$

벽체 하단에서 정적 **V = 61.33 kN/m, M = 90.67 kN·m/m**; 지진 시 **V_E = 85.42, M_E = 145.21**(모멘트 60% 증가). 철근콘크리트 설계는 이 단면력으로 수행한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

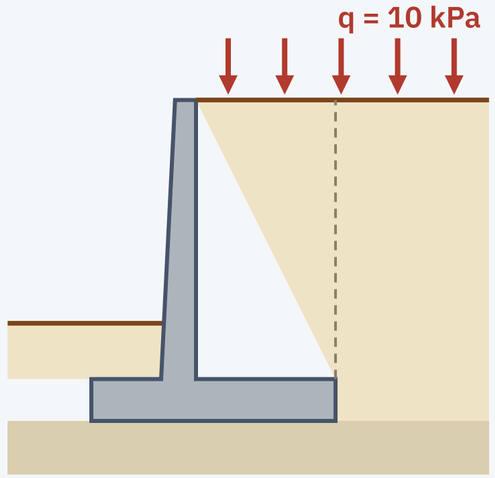
예제

구하는 값

벽체 면에서 앞굽과 뒷굽 저판의 **V**와 **M** 값 (정적); 지진 시 값.

조건

저면 응력 (예제 4)	$q_{max} = 100.22$ **(앞굽),** $q_{min} = 41.20$ **kPa (뒷굽 끝);** $B = 3.5$ **m**
슬래브 하중	$L_t = 1.00$**,** $L_h = 2.00$ **m,** $t_b = 0.50$ **m,** $t_f = 0.60$ **m;** $\gamma_c = 24$**; 전면 성토** $h_p = 0.8$ **m**



풀이 (1/2)

풀이

1 임계 단면에서의 저면 응력(선형): 앞굽에서 q_0, 벽체 면에서 q_L과 q_a, 뒷굽 끝에서 q_b

$$q_0 = 100.22 \qquad q_L = q_0 + (q_{min} - q_0)\frac{L_t}{B} = 83.36$$

$$q_a = q_0 + (q_{min} - q_0)\frac{L_t + t_b}{B} = 74.93 \qquad q_b = 41.20 \text{ kPa}$$

2 앞굽 (w_{toe} = 24(0.60) + 18(0.80) = 28.8 kPa)

$$V_{toe} = 1.00\frac{100.22 + 83.36}{2} - 28.8(1.00) = \mathbf{62.99} \text{ kN/m}$$

$$M_{toe} = \frac{1^2(2\cdot 100.22 + 83.36)}{6} - \frac{28.8(1)^2}{2} = \mathbf{32.90} \text{ kN·m/m}$$

풀이 (2/2)

풀이

3 뒷굽 (w_h = 18(4.0) + 10 + 24(0.60) = 96.4 kPa; 하중은 아래로, 저면 응력은 위로 작용)

$$V_{heel} = 96.4(2.00) - 2.00\frac{74.93+41.20}{2} = \mathbf{76.67}\ \text{kN/m}$$

$$M_{heel} = \frac{96.4(2)^2}{2} - \frac{2^2(74.93+2\cdot 41.20)}{6} = \mathbf{87.92}\ \text{kN·m/m}$$

앞굽: **V = 62.99, M = 32.90**; 뒷굽: **V = 76.67, M = 87.92**(앞굽은 위로, 뒷굽은 아래로 휜다). 지진 시(부분 접촉, 모듈): 앞굽 V = 115.33, M = 62.83; 뒷굽 V = 138.28, M = 168.69: **뒷굽 모멘트가 1.9배 증가한다.**

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

간략화된 전단키 방법

이론

저면 마찰이 부족하면 저면 아래 교란되지 않은 지반에 **전단키**를 타설한다. 전단키의 앞면은 그 앞쪽 지반의 수동 저항을 활동면에 더한다. 방법은 의도적으로 단순하다. 전단키 면은 **발현** 압력 $K_{mob}\sigma'_v$를 받으며 활동 검토에서는 전부 반영한다. 반면 전단키의 **단면력**은 **전체 완전 수동** 분포도로부터 구한다:

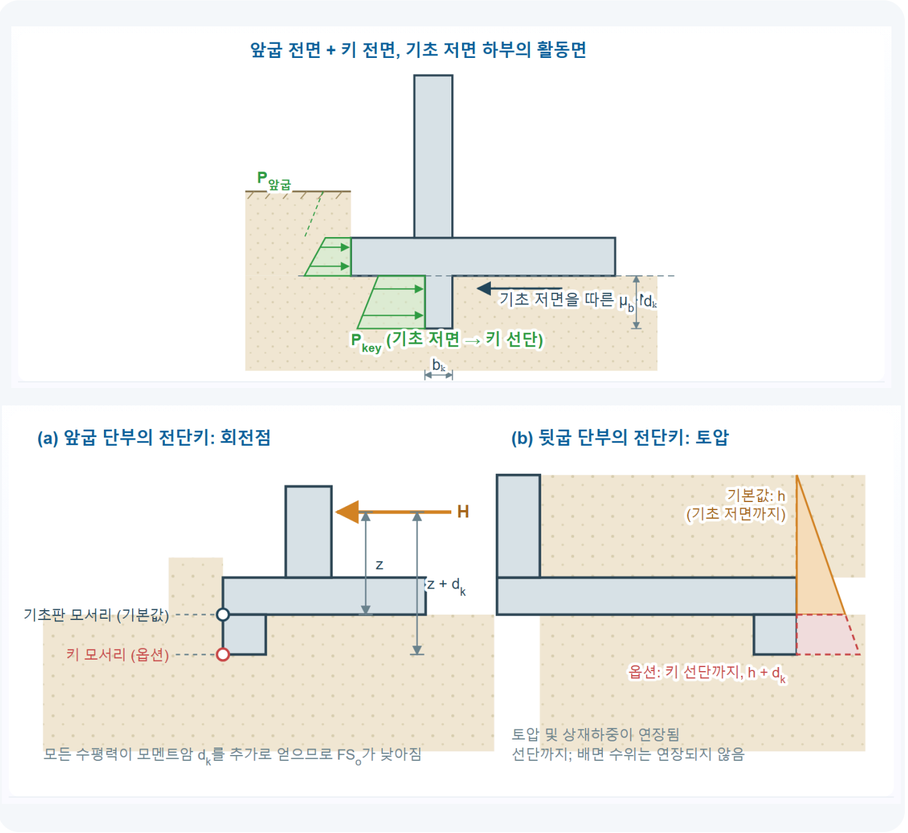
$$P_{key} = \tfrac{1}{2}\left(p_{top} + p_{bot}\right) d_k \quad (p = K_{mob}\sigma'_v) \qquad V_{key} = \tfrac{1}{2}\left(p^g_{top} + p^g_{bot}\right) d_k \quad (p^g = K_p\sigma'_v)$$

$$M_{key} = p^g_{top}\frac{d_k^2}{2} + \left(p^g_{bot} - p^g_{top}\right)\frac{d_k^2}{3}$$

전단키 무게(N_{eff}에 가산)는 정적과 지진 모두에 포함된다. 수동저항은 **활동 검토에만** 사용되며, 지진 시에는 두 수동저항 모두에 $\eta_{p,E}$를 곱한다(기본값 0, 즉 반영분 없음).

회전 중심: 앞굽 끝에 전단키가 있는 경우 전도 회전점은 저판의 앞쪽 하단 모서리(기본값) 또는 전단키의 앞쪽 하단 모서리 중에서 선택할 수 있으며, 뒷굽 끝에 전단키가 있는 경우 주동토압을 키의 끝까지 연장할 수 있다.

모든 경우에 $\Delta FS = P_{key}/\Sigma H_{drive}$가 보고된다.



문제

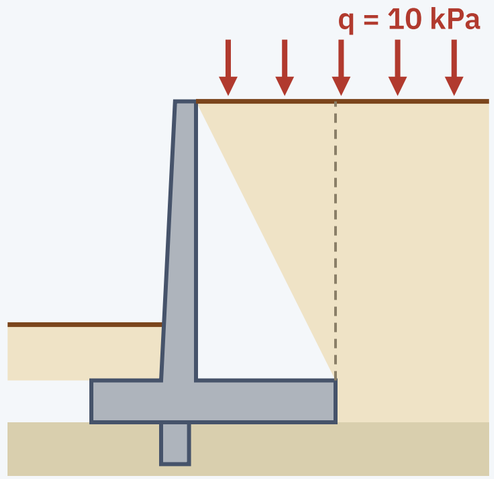
예제

조건

벽체	**예제 1–5의 옹벽; 앞굽 끝 가까이의 전단키:** $x_k = 1.0$ **m,** $b_k = 0.40$ **m,** $d_k = 0.60$ **m (저면 아래로)**
지반	$\gamma = 18$ kN/m^3, $\varphi' = 30°$**; 전면 지반** $D_f = 1.4$ **m (저면 아래 2.0 m);** $w = 1/3$ **(**$K_{mob} = 1.333$**)**
지진	$\eta_{p,E} = 0$ **(기본값) 및** $\eta_{p,E} = 0.5$

구하는 값

전단키 저항 **P_{key}**, 정적 **FS_s**; 전단키의 단면력 **V_{key}, M_{key}**; 지진 시 $\eta_{p,E}$의 영향.



풀이 (1/2)

풀이

1 전단키 면의 복합 압력 ($\sigma'_v = 18\,z$; $z = 1.4 \to 2.0$ m)

$$p_{top} = K_{mob}(25.2) = 33.6 \qquad p_{bot} = K_{mob}(36.0) = 48.0 \text{ kPa}$$

$$P_{key} = \tfrac{1}{2}(33.6 + 48.0)(0.60) = \mathbf{24.48} \text{ kN/m}$$

2 정적 활동 (전단키 중량 5.76 kN/m이 N에 포함되고, 앞굽의 수동토압 23.52가 반영된다)

$$N_{eff} = 253.25 \qquad \mu_b N = 139.29 \text{ kN/m}$$

$$FS_s = \frac{139.29 + 23.52 + 24.48}{78.81} = \mathbf{2.376} \;\; (\text{전단키 없는 } 2.066)$$

풀이 (2/2)

풀이

3 전단키 단면력: 전 수동토압(완전 수동, $K_p = 3.00$): $p^g_{top} = 75.6$; $p^g_{bot} = 108.0$ kPa

$$V_{key} = \tfrac{1}{2}(75.6 + 108.0)(0.60) = \mathbf{55.08}\ \text{kN/m}$$

$$M_{key} = 45.36(0.30) + 9.72(0.40) = \mathbf{17.50}\ \text{kN·m/m}$$

전단키는 정적 활동 안전율을 2.07 → **2.38**로 높였다(ΔFS = 0.31). 지진 시 $\eta_{p,E} = 0$이면 전단키는 **기여를 인정받지 못한다**. $\eta_{p,E} = 0.5$에서는 $FS_{s,E}$가 0.98 → **1.16**이 되어(≥ 1.1 충족) 만족하지만, 편심(0.80 m > B/6)은 계속 남는다. 그러므로 예제 6의 형상 변경이 더 효과적이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

양쪽 모두 정수압, 저면에는 선형 분포 양압력

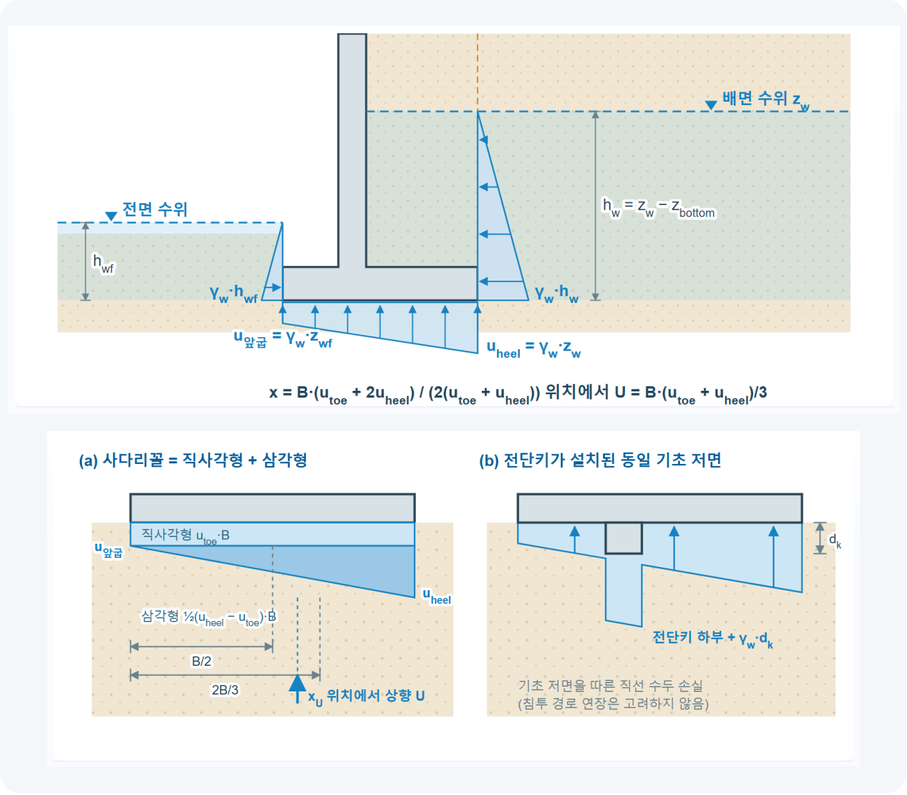
이론

수압은 등방성이며 모든 면에 수직으로 작용한다. 자유물체는 세 경계가 물로 둘러싸여 있다: 배면 압력면, 벽체 앞면, 저면 아래. 각각이 하중 집계표에서 별도 항목이며, 지반은 전응력으로 중량을 산정한다(γ_{sat}):

$$U_{rear} = \tfrac{1}{2}\gamma_w h_w^2 \;\; (h_w/3) \qquad U = \frac{B(u_{toe}+u_{heel})}{2} \qquad x_U = \frac{B(u_{toe}+2u_{heel})}{3(u_{toe}+u_{heel})}$$

양압력은 위로 작용한다: N(따라서 마찰)을 감소시키고 전도 모멘트를 추가한다. 저판 아래의 압력은 앞굽과 뒷굽의 수압 사이에서 선형으로 변한다.

지진 시에는 자유 간극수의 동수압 $(7/12)k_h\gamma_w h_w^2$ $(0.4h_w)$가 별도로 가산된다.



문제

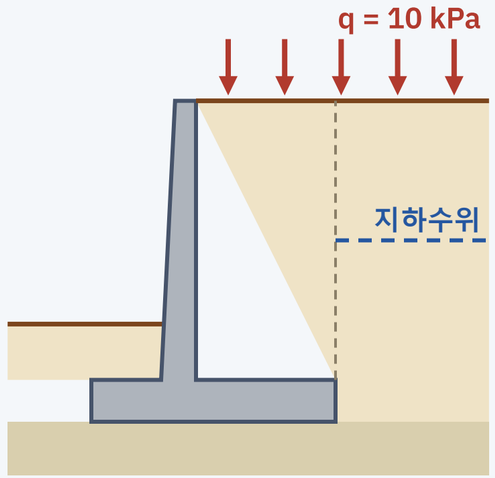
예제

구하는 값

하중 집계표; FS_s, FS_o, e, q_{max}; 물의 영향.

조건

벽체와 지반	**예제 1–4의 벽체와 뒤채움 ($\gamma = 18$, $\gamma_{sat} = 20$ kN/m^3); 정적 상태**
물	**뒤채움 내 지하수위는 벽체 상단에서 2.0 m 아래에 있으며, 저면 아래에서는 양압력이 선형으로 작용한다**



풀이 (1/2)

풀이

1 하중 집계표 (모듈; $M = xF_z - zF_x$, 전도 방향 +)

항목	F_x (kN/m)	F_z (kN/m)	x (m)	z (m)	M (kN·m/m)
벽체	0.00	−88.80	1.55	1.22	−137.96
뒷굽 블록 (γ_{sat} 적용)	0.00	−152.00	2.50	2.55	−380.00
Q_{heel} (사용하지 않음)	0.00	−20.00	2.50	4.60	−50.00
전면 성토	0.00	−14.69	0.51	1.00	−7.49
토압 합력 P_A	−54.68	0.00	3.50	1.64	89.71
상재하중 추력 P_Q	−15.33	0.00	3.50	2.30	35.27
배면 수압	−33.16	0.00	3.50	0.87	28.74
양압력	0.00	44.64	2.33	0.00	104.15
전면 저항	23.52	0.00	0.00	0.47	−10.98

풀이 (2/2)

풀이

2 검토

$$N = 210.85 \text{ kN/m} \quad FS_s = \frac{116.0 + 23.5}{103.2} = \mathbf{1.352} \quad FS_o = \frac{525.5}{257.9} = \mathbf{2.038}$$

$$e = 0.481 \text{ m } (\leq B/6 = 0.583) \qquad q_{max} = 109.9 \text{ kPa} \qquad q_{min} = 10.6 \text{ kPa}$$

물은 활동 안전율을 2.03 → **1.35**(< 1.5 X)로, 전도 안전율을 3.81 → **2.04**로, e를 0.243 → 0.481 m로 변화시켰으며, 양압력은 N을 44.6 kN/m 감소시켰다. **정적 활동 안전율이 만족되지 않는다**: 배수, 전단키 또는 더 넓은 저판이 필요하다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

벽체 부담을 줄이는 캔틸레버 감압선반

이론

감압선반은 벽체 배면에서 뒤채움 쪽으로 뻗어 나온 철근콘크리트 판이며, 높은 옹벽(벽체 모멘트는 H^3에 비례하여 커진다)이나 부족한 옹벽을 보강하기 위해 사용한다. 효과는 세 가지이다. (1) 선반 위의 흙을 지지한다. (2) 그 아래 벽체의 하중을 **경감한다**: 선반 아래에서는 자중에 의한 압력이 다시 시작된다. (3) 옹벽에 무게를 추가한다.

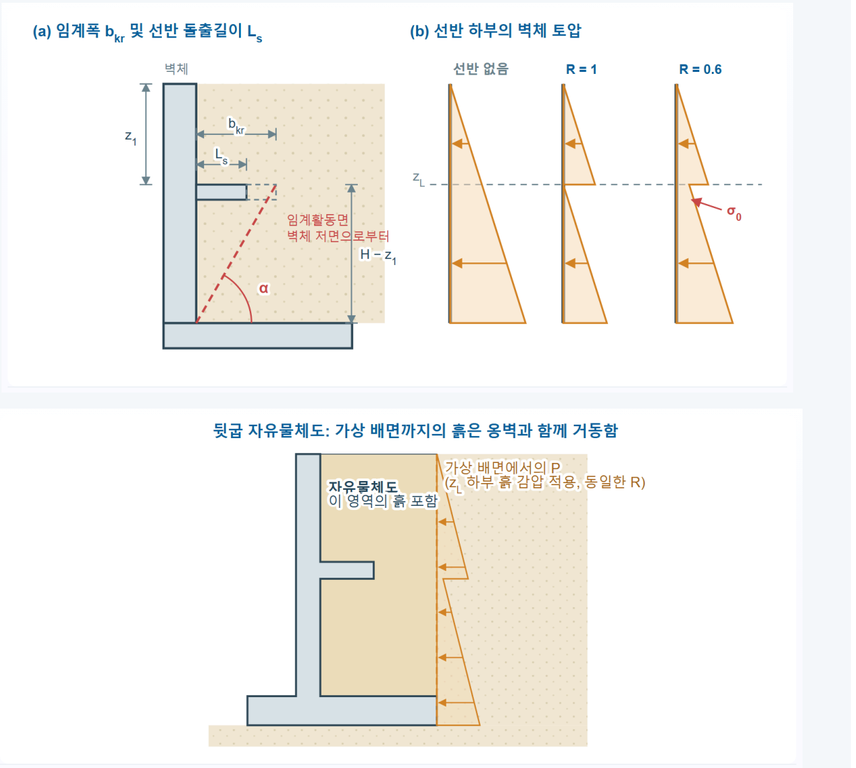
감압선반은 선단이 벽체 배면 하단에서 올라오는 **임계 활동면**에 도달할 때에만 완전히 유효하다 (Rankine, 수평 뒤채움: $\alpha = 45° + \varphi'/2$). 감압선반의 필요 임계 폭과 감압비:

$$b_{kr} = (H - z_1)\,(\cot\alpha - \tan\beta_w) \qquad R = \min\left(\frac{L_s}{b_{kr}}, 1\right)$$

$$p(z) = K\,[\sigma'_v(z) - R\,\sigma'_v(z_L)] \qquad z > z_L \;\text{(캔틸레버 아래)}$$

R = 1: 서로 분리된 두 삼각형(완전 감압); R < 1: 부분 감압이며, 감압선반이 없는 벽체와 완전 감압 벽체 사이를 선형 보간한다. 정적 **지반 자중** 압력만 감소하며, 상재하중, 물, 지진 증분은 감소하지 않는다.

감압선반의 하중이 벽체에 대해 갖는 모멘트는 벽체에 반영하지 않는다(안전측); 감압선반은 자체 하중을 받는 별도의 캔틸레버이다(M_{root}).



문제

예제

조건

벽체와 지반	**예제 1–4의 옹벽 (H = 4.0 m; 정적); 수평 뒤채움, $\varphi' = 30^\circ$**
캔틸레버	**감압선반 하면 깊이 $z_1 = 2.15$ m (옹벽 상단에서), 돌출 폭 $L_s = 1.00$ m, 두께 $t_s = 0.30$ m**

구하는 값

임계각 α, 임계폭 **b_{kr}**, **R**; 벽체 저부에서 V, M의 변화; 외적 안정성.

풀이 (1/2)

풀이

1 임계면과 폭 (연직 배면: $\beta_w = 0$)

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} = 60.0^\circ \qquad b_{kr} = (4.0 - 2.15)\cot 60^\circ = 1.068\ \text{m}$$

$$R = \min(1.00/1.068,\ 1) = \mathbf{0.9362}\ \ (\text{부분 감압})$$

2 벽체 하단의 작용력 (감압선반 없음 → 있음)

$$V:\ 61.33 \rightarrow 38.99\ \text{kN/m}\ \ (-\%36.4)$$

$$M:\ 90.67 \rightarrow 70.00\ \text{kN·m/m}\ \ (-\%22.8)$$

풀이 (2/2)

풀이

3 감압선반 하중과 외적 안정성 (압력면에서의 동일한 감압효과)

$$W_{soil} = 43.3\ \text{kN/m}, \quad W_{self} = 7.2\ \text{kN/m}, \quad M_{root} = 25.25\ \text{kN·m/m}$$

$$FS_s:\ 2.03 \rightarrow 3.26 \qquad FS_o:\ 3.81 \rightarrow 5.28 \qquad e:\ 0.243 \rightarrow 0.094\ \text{m}$$

감압선반(L_s = 1.00 m < b_{cr} = 1.07 m: R = 0.94)은 벽체 하단의 전단력을 36%, 모멘트를 23% 감소시킨다. 감압선반의 하중과 무게는 옹벽에 더해진다: 활동 안전율 FS 2.03 → 3.26, 편심 0.243 → 0.094 m. 감압선반은 또한 자체 접합부에서 M_{root} = 25.3 kN·m/m에 대해 단면을 설계한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

풀이의 범위

이론

외적 안정은 옹벽을 하나의 강체 블록으로 간주하며, **단면력**(벽체, 앞굽, 뒷굽, 감압선반, 전단키)은 이 모듈이 제공하는 작용력으로부터 구한다. 철근콘크리트 설계(철근, 전단)는 이 강의 자료의 범위 밖이다.

비점성토 뒤채움($c' = 0$); 단일 층, 수평 또는 단일 경사 지표면; 수위는 수평이며 정수압 분포; 상재하중은 등분포(띠하중과 집중하중에 의한 측압은 Boussinesq 해로 더한다).

저면 마찰 $\mu_b = \tan \delta_b$; 부착 없음. 앞쪽 수동저항은 활동 검토에서만 사용하며 전도와 지지력 검토에는 사용하지 않는다; 지진 시에는 $\eta_{p,E}$로 적용한다(기본값 0).

의사정적 지진: Mononobe–Okabe + 관성력 + 동수압; $k_v > 0$이면 두 방향 모두 검토한다.

감압선반과 전단키는 단순화한 방법으로 모델링한다 (선반: 부분/완전 감압, 키: 복합 수동). 전체 안정성과 침하는 범위에 포함하지 않는다.

요약

핵심 정리

옹벽: 저판 + 벽체; $W_c = \Sigma \gamma_c A_i$; **뒷굽 블록**과 앞쪽 채움흙은 벽체와 함께 움직인다; 압력은 저판 뒤쪽 끝의 수직면에 작용한다($h = t_f + H$); Q_{heel}은 어떤 검토에도 들어가지 않는다

검토는 같은 하중 집계표에서 얻는다: $FS_s = (\mu_b N + P_P)/\Sigma H$, $FS_o = \Sigma M_{res}/\Sigma M_{ov}$, x_R, e, $q = V/B(1 \pm 6e/B)$; $|e| > B/6$이면 $q_{max} = 2V/(3x_R)$

지진: P_{AE} (Mononobe–Okabe) + ΔP_{AE}(0.6h 높이에서 작용) + $k_h W$ 관성력; 예제 옹벽은 지진 시 **활동과 편심 검토에서 부적합**하며, 앞굽과 뒷굽을 넓게 수정하면 적합해진다

단면력: 벽체 $V = K_a(\frac{1}{2}\gamma H^2 + qH)$, $M = K_a(\gamma H^3/6 + qH^2/2)$; 앞굽과 뒷굽은 벽체 면에서 고정단: 접지압 − 저판 및 흙의 중량

전단키: P_{key}는 복합 수동토압(활동 검토 시)으로, V와 M은 총 K_p로 계산; 지진 시에는 $\eta_{p,E}$를 적용

감압선반: $b_{kr} = (H - z_1)(\cot\alpha - \tan\beta_w)$, $R = \min(L_s/b_{kr}, 1)$; 선반 아래에서는 자중에 의한 압력이 다시 작용하며, 물과 상재하중은 경감되지 않는다

물: γ_{sat}에 의한 중량 + 별도의 배면 수압 추력; 양압력은 N을 감소시키고 전도 모멘트를 추가한다(예제에서 정적 활동 검토를 만족하지 못한다)

참고문헌

본 모듈에서 사용한 세 가지 이론과 매뉴얼이 따르는 폐합형 산정식(Ka, Kp, KAE)의 출처이다. 이로부터 유도되지 않은 모든 항목은 본 모듈의 가정사항이며 본문에 표기하였다.

Coulomb C.A. (1776) Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de l'Académie Royale des Sciences 7, Paris.

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

Mononobe N., Matsuo H. (1929) On the determination of earth pressures during earthquakes. Proceedings of the World Engineering Congress, Tokyo, 9:177–185.

Okabe S. (1926) General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers 12(1).

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

참고

수치 예제는 모두 모듈 자체의 계산 엔진으로 산출하였으며, 모듈은 동일한 값을 제공한다. 모듈 페이지의 단계별 예제도 이 벽체이다(H = 4 m, q = 10 kPa, k_h = 0.15).

GeoTerva

온라인 지반공학 계산

이론에서 실무로

사용자의 옹벽 벽체, 저판, 뒤채움, 지하수, 지진계수, 전단키, 감압선반을 GeoTerva에 입력하면 모듈이 하중 집계표, 검토 결과, 단면력을 함께 제공한다.

모듈 열기 →

이론 페이지 →

스마트폰으로 열기

체험 모듈은 가입 없이 이용할 수 있습니다.

강의에서 사용하려면: info@geoterva.com