

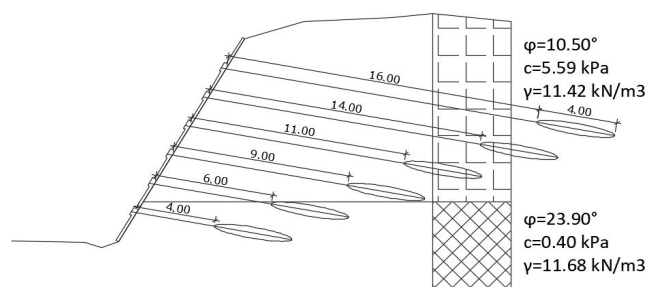
Diseño de Muro anclado

Diseño realizado basado en la Publicación No. FHWA-IF-99-015, Junio 1999.
Basado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edición.

Descripción del proyecto

El proyecto se trata de un talud con una inclinación con respecto a la horizontal de 57° , y de 10.57m de altura, ubicado en el Km35 de la vía Colibrí-Pifo.

Se proyecta estabilizarlo con un muro anclado que tiene 6 anclajes activos tipo tornillos autoperforantes, mismos que serán de longitudes variables espaciados entre ellos 1.50m en sentido vertical, con un diámetro de 150mm de perforación y una pantalla en la cara del talud cuyas dimensiones serán determinadas en el presente diseño. A continuación se muestra un esquema del proyecto.



Estabilidad externa

Estabilidad global (FS_G)

La estabilidad global es una comprobación que se realiza con un programa geotécnico. En este caso se utilizó el programa GEO5 en condiciones estáticas y pseudo-estáticas.

A continuación se realizarán los cálculos de los coeficientes de reacción sísmicos para realizar el análisis pseudo-estático y se presentarán los resultados del mismo.

$Z := 0.40$ Coeficiente de aceleración sísmica (NEC-SE-DS, zona IV)

$A_m := (1.45 - Z) \cdot Z = 0.42$

$k_h := 0.6 \cdot A_m = 0.252$ g Coeficiente sísmico horizontal

$k_v := 0.3 \cdot k_h = 0.076$ g Coeficiente sísmico vertical

$FS_g := 1.92$ Debe ser mayor a 1.5

$FS_{gsismo} := 1.49$ Debe ser mayor a 1.1

Deslizamiento (FS_{SL})

La comprobación de deslizamiento no aplica para este tipo de anclajes.

Estabilidad interna

Determinación de fuerzas

Se procederá a determinar las fuerzas por métodos manuales mencionados en ASSTHO LRFD. Se tomarán como verdaderos los resultados de mayor valor absoluto para la etapa de diseño.

Se analizarán condiciones de presión aparente para condiciones de reposo, presión activa, presión pasiva y condiciones pseudo-estáticas.

Se analiza con presiones aparentes ya que brindan estimaciones razonables de las fuerzas en los anclajes y estimaciones conservativas de los momento flectores en muros flexibles, además de ser un método de diseño y análisis manual.

De la condición de presión aparente se tomará el mayor valor para el diseño bajo cargas estáticas y se tomará el mayor valor de cargas sísmicas para la condición pseudo-estática.

Cálculo de coeficiente de reposo

$$\phi_i := 23.90^\circ \quad I_p := 18 \quad \%$$

$$\phi_s := 10.50^\circ$$

$$K_{oi} := 1 - \sin(\phi_i) = 0.595 \quad (\text{Jaky, 1944})$$

$$K_{os} := 0.44 + 0.42 \left(\frac{I_p}{100} \right) = 0.516 \quad (\text{Massarsch, 1979})$$

Cálculo de coeficiente activo y pasivo (Rankine)

$$K_{ai} := \frac{1 - \sin(\phi_i)}{1 + \sin(\phi_i)} = 0.423 \quad K_{pi} := \frac{1 + \sin(\phi_i)}{1 - \sin(\phi_i)} = 2.362$$

$$K_{as} := \frac{1 - \sin(\phi_s)}{1 + \sin(\phi_s)} = 0.692 \quad K_{ps} := \frac{1 + \sin(\phi_s)}{1 - \sin(\phi_s)} = 1.446$$

Cálculo de coeficiente sísmico (Mononobe-Okabe)

$$\psi := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 15.249^\circ$$

$$\delta_i := \frac{\phi_i}{2} = 11.95^\circ$$

$$\delta_s := \frac{\phi_s}{2} = 5.25^\circ$$

$$\theta := 0 \quad \beta := 0$$

$$K_{ae} := \frac{\cos(\phi_i - \theta - \psi)^2}{\cos(\psi) \cdot \cos(\phi_i)^2 \cdot \cos(\delta_i + \theta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta_i + \phi_i) \cdot \sin(\phi_i - \beta - \psi)}{\cos(\delta_i + \phi_i + \psi) \cdot \cos(\phi_i - \beta)}} \right)^2} = 0.704$$

Como se mencionó anteriormente se usarán los coeficientes de mayor valor absoluto para la etapa de diseño siendo estos el coeficiente pasivo del estrato inferior para la condición estática y el coeficiente activo sísmico para la condición pseudo-estática.

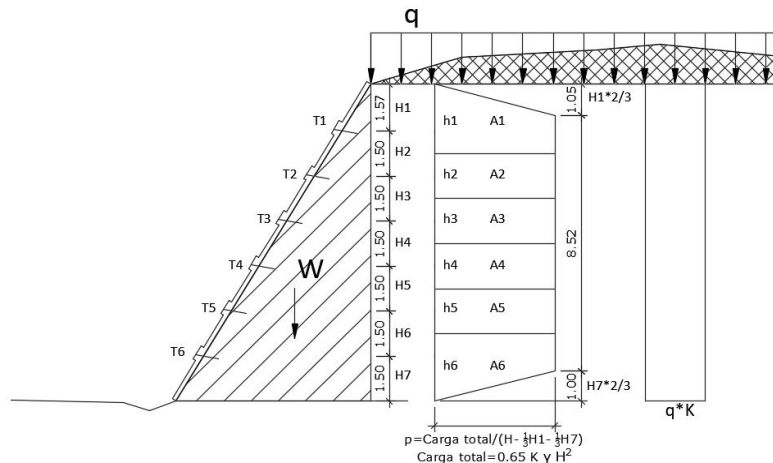
Condición estática. Presión pasiva (Rankine).

Esta condición se da cuando el muro es empujado hacia la masa de suelo.

En el gráfico se determina la forma en la que será cargada la estructura, se tomaron algunas consideraciones dadas por FHWA que sugiere reemplazar la masa de suelo en la parte superior por una sobrecarga que represente ese suelo, ya que así se tendrán solo las fuerzas horizontales mismas que dictan el diseño.

Además se sugiere no tomar en cuenta la masa de suelo bajo el muro ya que no tiene una componente horizontal en los casos estáticos, misma que sí tendrá relevancia a la hora de realizar el análisis Pseudo-estático.

Se seguirán los lineamientos de FHWA basados en AASHTO LRFD.



Se utilizó el diagrama de presión aparente modificado para arenas, ya que este brinda las mayores solicitaciones en la estructura, esto debido a que no existe un diagrama aparente para el tipo de suelo presente en el proyecto siendo este el que engloba la mayoría de características particulares de la zona de estudio.

$$\underline{\underline{H}} := 10.57 \text{ m} \quad \gamma_s := 11.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_i := 11.468 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\underline{\underline{H_1}} := 1.57 \text{ m} \quad H_2 = H_3 = H_4 = H_5 = H_6 = H_7 \quad H_7 := 1.50 \text{ m} \quad \gamma := \frac{\gamma_s + \gamma_i}{2} = 11.444 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$H_7 := 1.50 \text{ m}$$

$$p := 0.65 \cdot \gamma \cdot H = 78.626 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$h_1 := H_1 + \frac{H_7}{2} = 2.32 \text{ m}$$

$$h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 \quad h_6 := 1.50 \text{ m}$$

$$h6 := H7 + \frac{HH}{2} = 2.25 \quad m$$

$$A1 := \left[h1 + \left[h1 - \left(H1 \cdot \frac{2}{3} \right) \right] \right] \cdot \frac{p}{2} = 141.265 \quad \frac{kN}{m}$$

$$A2=A3=A4=A5=A \quad \underline{A} := hh \cdot p = 117.939 \quad \frac{kN}{m}$$

$$A6 := \left[h6 + \left[h6 - \left(H7 \cdot \frac{2}{3} \right) \right] \right] \cdot \frac{p}{2} = 137.596 \quad \frac{kN}{m}$$

$$Asuelo := 12.7426 \quad m^2 \quad Lestudio := 13.49$$

$$q := \frac{Asuelo \cdot \gamma}{Lestudio} = 10.81 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$Psobre := q \cdot Kpi = 25.535 \quad \frac{kN}{m^2}$$

Cargas en los anclajes

Los clavos se numeran de arriba hacia abajo y se calculará por el método de áreas cooperantes propuesto por AASHTO (LRFD).

$$Rp1 := A1 + Psobre \cdot h1 = 200.505 \quad \frac{kN}{m} \quad T1 := Rp1 \cdot 1.5 = 300.758 \quad kN$$

$$Rp := A + Psobre \cdot hh = 156.241 \quad \frac{kN}{m} \quad \underline{T} := Rp \cdot 1.5 = 234.362 \quad kN$$

$$Rp6 := A6 + Psobre \cdot h6 = 195.049 \quad \frac{kN}{m} \quad T6 := Rp6 \cdot 1.5 = 292.573 \quad kN$$

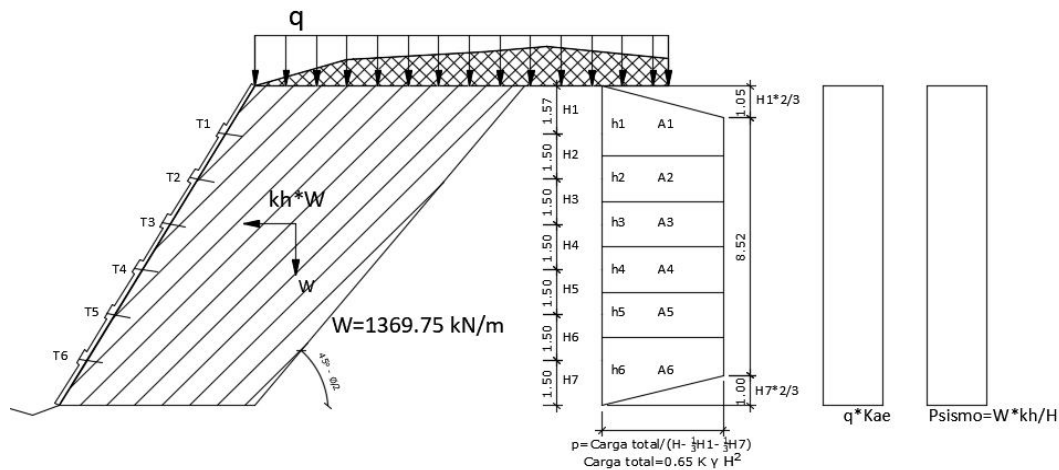
$$Rp=Rp2=Rp3=Rp4=Rp5$$

Condición Pseudo-estática (Mononobe-Okabe)

Al estar situados en una zona sísmica se tiene que realizar la comprobación para estas solicitaciones. Para esto se utiliza la teoría de Mononobe-Okabe que utiliza los coeficientes sísmicos obtenidos anteriormente así como el coeficiente activo por sismo.

En el gráfico se determina la forma en la que será cargada la estructura, se tomaron algunas consideraciones dadas por FHWA que sugiere reemplazar la masa de suelo en la parte superior por una sobrecarga que represente ese suelo, ya que así se tendrán solo las fuerzas horizontales mismas que dictan el diseño.

Para este caso se tiene que considerar el empuje realizado por la masa de suelo bajo el muro, misma que no fue tomada en consideración anteriormente.



$$\text{Pesobre} := q \cdot K_{ae} = 7.605 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$W := 1369.75 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Psismo} := W \cdot \frac{kh}{H} = 32.656 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Cargas en los anclajes

Los clavos se numeran de arriba hacia abajo y se calculará por el método de áreas cooperantes propuesto por AASHTO (LRFD).

$$\text{Rae1} := A_1 + (\text{Pesobre} + \text{Psismo}) \cdot h_1 = 234.671 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Rae} := A + (\text{Pesobre} + \text{Psismo}) \cdot h_h = 178.331 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Rae} = \text{Rae2} = \text{Rae3} = \text{Rae4} = \text{Rae5}$$

$$\text{Rae6} := A_6 + (\text{Pesobre} + \text{Psismo}) \cdot h_6 = 228.184 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Tae1} := \text{Rae1} \cdot 1.5 = 352.007 \quad \text{kN}$$

$$\text{Tae} := \text{Rae} \cdot 1.5 = 267.497 \quad \text{kN}$$

$$T_{ae6} := R_{ae6} \cdot 1.5 = 342.276 \quad \text{kN}$$

$$P_o := \max(T_1, T, T_6) = 300.758 \quad \text{kN}$$

$$P_{osismo} := \max(T_{ae1}, T_{ae}, T_{ae6}) = 352.007 \quad \text{kN}$$

Resistencia al arrancamiento (FS_p)

La mayoría de diseños se basan en estimativos "crudos" de la resistencia entre el suelo y el bulbo, por correlaciones con casos similares, tablas de resistencias típicas o por experiencia local.

$$D_h := 0.15 \quad \text{m} \quad \text{Diámetro de la perforación}$$

$$L_b := 4 \quad \text{m} \quad \text{Longitud del bulbo}$$

$$T_{max} := \max(P_o, P_{osismo}) = 352.007 \quad \text{kN} \quad \text{Máxima tensión}$$

$$\tau_a := \frac{T_{max}}{\pi \cdot D_h \cdot L_b} = 186.745 \quad \text{Esfuerzo cortante permitido}$$

El esfuerzo cortante permitido tiene que estar entre los 170 a 400 kPa que corresponden a un tipo de suelo similar al estudiado. Se tiene que realizar pruebas de carga para verificar estos resultados en campo.

Fuerzas de postensado en anclajes

Con las ecuaciones 17, 18, 19 y 20 del presente trabajo obtenemos las cargas teóricas de postensado y la carga aplicada por el equipo hidráulico.

	ESTÁTICO						PSEUDO-ESTÁTICO					
Po(kN)	300.758	234.362	234.362	234.362	234.362	292.573	352.007	267.497	267.497	267.497	267.497	342.276
Ll(m)	16	14	11	9	9	9	16	14	11	9	9	9
φ _{ea} (mm)	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51
φ _{ia} (mm)	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33
E(kN/m ²)	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
f _y (Mpa)	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650
Tr(kN (Catálogo))	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
ΔL(mm)	19.30	13.16	10.34	8.46	8.46	10.56	22.58	15.02	11.80	9.65	9.65	12.35
ΔLT(mm)	26.61	20.16	17.20	15.23	15.23	17.44	30.06	22.12	18.74	16.49	16.49	19.32
TPT(kN)	414.77	359.19	390.04	422.03	422.03	483.15	468.58	393.98	424.83	456.82	456.82	535.34
TPP(kN)	337.00	291.84	316.91	342.90	342.90	392.56	380.72	320.11	345.18	371.17	371.17	434.96

Resistencia a la tensión de la barra de anclaje (FS_T)

$$\phi_{ea} := 51 \quad \text{mm} \quad f_y := 650 \quad \text{MPa}$$

$$\phi_{ia} := 33 \quad \text{mm}$$

$$RT := \left(\frac{\phi_{ea}^2 - \phi_{ia}^2}{4 \cdot 1000} \right) \cdot \pi \cdot f_y = 771.889 \quad \text{kPa}$$

$$FST := \frac{RT}{P_o} = 2.566 \quad \text{Debe ser mayor a 1.80}$$

$$FST_{sismo} := \frac{RT}{P_{osismo}} = 2.193 \quad \text{Debe ser mayor a 1.10}$$

Resistencia del revestimiento

Flexión del revestimiento (FS_{FF})

$$s_v := 1.5 \quad \text{m}$$

Espaciamiento entre anclajes

$$M_{\max} := \frac{1}{10} [A1 + (P_{\text{sobre}} + P_{\text{sismo}}) \cdot h1] \cdot s^2 = 62.16 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u := 0.101972 \cdot M_{\max} = 6.339 \quad \text{Tn} \cdot \text{m} \quad b := 250 \quad \text{cm}$$

$$f_c := 280 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d := 10 \quad \text{cm}$$

$$f_{y1} := 5000 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad h := 20 \quad \text{cm}$$

$$\phi_{\text{flexion}} := 0.9$$

$$M_n := \frac{M_u}{\phi_{\text{flexion}}} = 7.043 \quad \text{Tn} \cdot \text{m}$$

$$\beta_1 := 1.05 - \frac{f_c}{1400} = 0.85$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \frac{f_c \cdot \beta_1 \cdot 6120}{f_{y1} \cdot (6120 + f_{y1})} = 0.022$$

$$\rho := 0.5 \cdot \rho_b = 0.011$$

$$k_n := M_n \cdot \frac{10^5}{b \cdot d^2} = 28.172$$

$$\rho_u := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_{y1}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot k_n}{f_c}} \right) = 0.006$$

$$A_s := \frac{\rho_u \cdot b \cdot d \cdot 10000}{b} = 603.362 \quad \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Acero requerido}$$

$$a_{sm} := 636.2 \quad \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Acero malla electrosoldada}$$

$$Sh := 1.5 \quad \text{m}$$

$$S_v := 1.5 \quad \text{m}$$

$$\phi_{ad} := 10 \quad \text{mm} \quad f_{ym} := 500 \quad \text{MPa}$$

$$e := 20 \quad \text{cm}$$

$$a_{sf} := \frac{6 \cdot \pi \cdot (\phi_{ad})^2}{4} = 471.239 \quad \text{mm}^2 \quad \text{Refuerzo adicional (Bastones)}$$

$$C_f := 1 \quad \text{Coeficiente de distribución de presiones (Muro permanente 1)}$$

$$R_{ff} := \frac{C_f}{265} \cdot (a_{sm} + a_{sf}) \cdot \left(\frac{Sh \cdot e}{S_v \cdot 100} \right) \cdot f_{ym} = 417.901 \quad \text{kN}$$

$$T_o := 0.7 \cdot P_o = 210.53 \quad \text{kN}$$

$$T_{osismo} := 0.7 P_{osismo} = 246.405 \quad \text{kN}$$

$$FS_{ff} := \frac{R_{ff}}{T_o} = 1.985 \quad \text{Debe ser mayor a 1.5}$$

$$FS_{ffsismo} := \frac{R_{ff}}{T_{osismo}} = 1.696 \quad \text{Debe ser mayor a 1.1}$$

Corte por punzonamiento (FS_{FP})

$$f_c := 28 \quad \text{MPa} \quad \text{Resistencia del hormigón}$$

$$L_{bp} := 0.2 \quad \text{m} \quad \text{Longitud de la placa de apoyo}$$

$$D_c := L_{bp} + \frac{e}{100} = 0.4 \quad \text{Diámetro efectivo de la superficie de falla cónica}$$

$$V_f := 330 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \pi \cdot D_c \cdot \frac{e}{100} = 438.867 \quad \text{kN}$$

$$C_p := 1 \quad \text{Contribución de la capacidad portante del suelo}$$

$$R_{fp} := C_p \cdot V_f = 438.867 \quad \text{kN}$$

$$FS_{fp} := \frac{R_{fp}}{T_o} = 2.085 \quad \text{Debe ser mayor a 1.5}$$

$$FS_{fpsismo} := \frac{R_{fp}}{T_{osismo}} = 1.781 \quad \text{Debe ser mayor a 1.1}$$