

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor:

Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo:

Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

MURO DE GAVIONES DE 4,00 M. RELLENO TRAS CARA VERTICAL

Hoja: 1

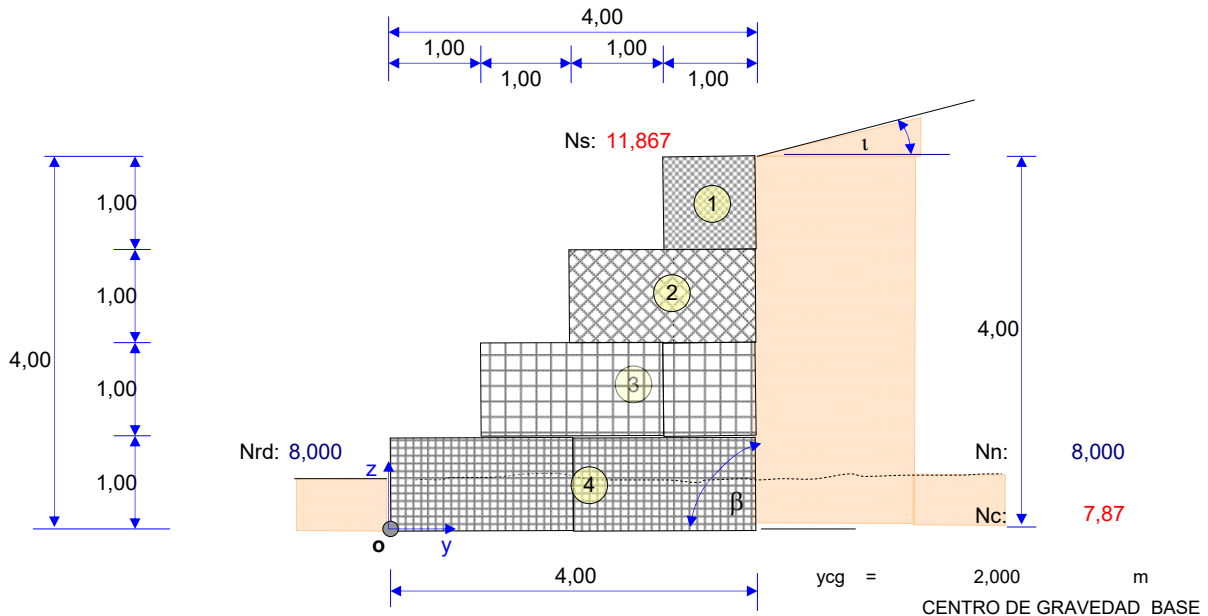
Fecha: 12-dic-22

1.- GEOMETRÍA

1.1 DATOS

L	=	1,00 m	Largo del muro
B	=	4,00 m	Ancho de base del muro
Nc	=	7,867	Cota cimentación: Referencial
h	=	4,00 m	Altura de muro, en la cual actúa el empuje del terreno
γ_r	=	1,90 t/m ³	Peso específico del suelo de relleno
γ_g	=	1,70 t/m ³	Peso específico de gaviones
qn	=	16,00 t/m ²	Esfuerzo nominal del suelo.- adoptado
Nn	=	8,00	Nivel natural del suelo.
ad	=	1,00 m	Ancho de diseño
η_D	=	1,000	Factor Modificador de cargas
η_R	=	1,000	η_{max} = 1,000 Para uso de γ_{max}
η_I	=	1,000	η_{min} = 1,000 Para uso de γ_{min}

1.2 ELEVACION LATERAL



2.- CARGAS

2.1 SUPERESTRUCTURA:

No tenemos cargas muertas ni vivas, provenientes de cualquier estructura que se apoye en el muro

2.2 MURO

FIG.	PESO t	y m	Mo tm	OPERACIONES				
				a	b	c	Peso Esp.	No
1	1,700	3,500	5,950	1,000	1,000	1,000	1,700	1
2	3,400	3,000	10,200	2,000	1,000	1,000	1,700	1
3	5,100	2,500	12,750	3,000	1,000	1,000	1,700	1
4	6,800	2,000	13,600	4,000	1,000	1,000	1,700	1
Σ	17,000		42,500					

PDC = 17,000 t

yDC = 2,500 m

eDC = -0,500 m

MDC = -8,500 tm

MDCo = 42,500 tm

Ubicación de carga respecto a o

Excentricidad para carga muerta peso propio del muro

Momento por DC del muro en el ycg zapata

Momento por DC del muro respecto a o

2.3 RELLENOS Y SOBRECARGAS

2.3.1 CARGA VERTICAL RELLENO

FIG.	PESO t	y m	Mo tm	OPERACIONES				
				a	b	c	Peso Esp.	No
4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,900	1
5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,900	1
Σ	0,000							

PEV = 0,000 t

yEV = 0,000 m

eEV = 2,000 m

MEV = 0,000 tm

MEVo = 0,000 tm

Ubicación de carga respecto a o

Excentricidad para cargas de rellenos

Momento por EV del relleno en el ycg base

Momento por EV del relleno con respecto a o

2.3.2 PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la base

γ = 1,900 t/m³

ι = 1,50 °

ϕ = 35,00 °

δ = 23,33 °

β = 90,00 °

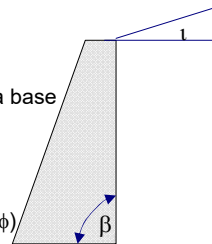
Peso específico del suelo de relleno

Ángulo inclinación talud relleno

Ángulo de fricción interna del suelo de relleno

Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = 2/3 ϕ)

Ángulo entre la horizontal y paramento vertical del muro



$$k_a = \frac{\text{Sen}^2(\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta \text{ Sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{ Sen}(\phi - \iota)}{\text{Sen}(\beta - \delta) \text{ Sen}(\iota + \beta)}} \right]^2}$$

k_a = 0,248

h = 4,000 m

a = 1,000 m

p_0 = 1,887 t/m²

EH = 3,775 t

zEH = 1,333 m

MEH = 5,033 tm

Coefficiente de empuje activo

Altura para presión de tierras

Ancho de presión de tierras

Presión máxima sin sobrecarga

Empuje de tierras normal sin sobrecarga

Ubicación empuje de tierras

Momento por presión de tierras sin sobrecarga

γ_1 = 1,700 t/m³

ϕ_1 = 30,00 °

c = 0,200 kg/cm²

Peso específico del suelo natural

Ángulo de fricción interna del suelo natural

Cohesión en suelo natural.

2.3.3 SOBRECARGA VIVA

Art. 3.11.6 AASHTO 2020

Altura del Estribo (m)	heq(m)	
	distancia borde d *	
	0 m	≥ 0,30 m
1,524	1,524	0,610
3,048	1,067	0,610
≥ 6,096	0,610	0,610

* Distancia de la cara posterior del muro al borde del tráfico

TABLA 3.11.6.4-2
AASHTO 2020

No hay sobrecarga viva sobre el muro, ni sobre relleno que esté sobre el muro

d = 0,500 m

heq = 0,610 m

p_v = 1,159 t/m²

PLS = 0,000 t

y_{LS} = 0,000 m

e_{LS} = 0,000 m

MLS_v = 0,000 tm

MLS_o = 0,000 tm

Distancia desde el muro a borde de tráfico

Altura de sobrecarga.

Presión vertical de tierras por sobrecarga viva

Peso por sobrecarga viva: vertical

Ubicación sobrecarga viva

Excentricidad para sobrecarga viva

Momento por LS vertical en el ycg zapata

Momento por LS vertical con respecto a o

p_1 = 0,288 t/m²

ELS = 1,151 t

z_{LS} = 2,000 m

$MLSh$ = 2,303 tm

MLS = 2,303 tm

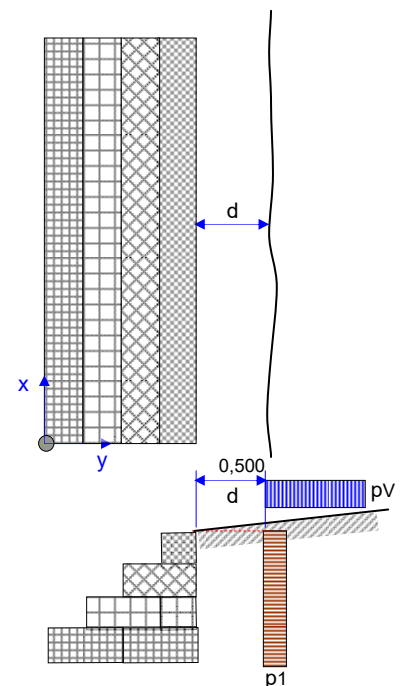
Presión horizontal por sobrecarga

Empuje de tierras por sobrecarga viva

Ubicación de empuje desde eje xx

Momento por LS horizontal en el ycg zapata

Momento por LS en el ycg zapata



2.4 SISMO Art. 3.10 AASHTO LRFD 2020

2.4.1 DATOS

As = Fpga PGA Coeficiente de aceleración

PGA = 0,400 Coeficiente de aceleración pico horizontal del suelo.

Clase sitio: D Clase de suelo

Fpga = 1,100 Coeficiente de aceleración pico del sitio.- factor de sitio

As = 0,440

kho = f As Coeficientes aceleración sísmica.

f = 1

2.4.2 MURO

kh = 0,5 kho

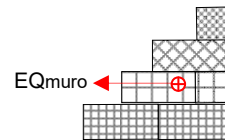
kho = 0,440 kho = 1,0 Fpga PGA = As

kh = 0,220 kho = 1,2 Fpga PGA = 1,2 As

kho = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal cuando el desplazamiento es 0.

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	1,700	3,500	5,950
2	3,400	2,500	8,500
3	5,100	1,500	7,650
4	6,800	0,500	3,400
Σ	17,000		25,500

Desde N. Inferior zapata



Eqmuro = 0,220 x 17,00 = 3,740 t

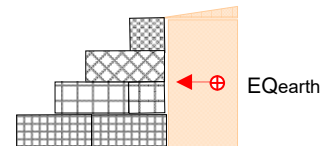
Eqmuro = kh Wpp

zi = 1,500 m Altura promedio estribo

MEQmuro = 5,610 tm Momento sísmico por peso propio del estribo

2.4.3 RELLENO SOBRE EL MURO

FIG.	PESO	z	M = Pz
	0,000	0,000	0,000
Σ	0,000		0,000



EQearth = 0,220 x 0,00 = 0,000 t

EQearth = kh Wrelleno

zearth = 0,000 m Altura promedio estribo

MEQearth = 0,000 tm Momento sísmico provocado por el relleno

EQIR = kh(Ww + Ws)

EQIR = 3,740 t Carga sísmica de peso propio y relleno (fuerza horizontal)

2.4.4 PRESIÓN DE SUELO EN CONDICIÓN SÍSMICA

MÉTODO: MONONOBE - OKABE

Aplicación del método: M-O

* Material homogéneo no cohesivo, cuña de suelo 3H:1V, desde el talón

* Relleno no saturado

* $\phi \geq i + \theta MO$

$\theta MO = \text{Arc tg}(kh / (1 - kv))$

Tipo de suelo: D

kho = f Fpga PGA = f As

kho = 0,440 Coeficiente de aceleración sísmica horizontal con desplazamiento 0

kh = 0,220 Coeficiente de aceleración horizontal

$$\begin{aligned} Kh/(1-Kv) &= 0,220 \\ \theta_{MO} &= \text{Arc tg} \left[0,220 \right] \\ \theta_{MO} &= 12,407^\circ \\ \iota &= 1,500^\circ \\ \iota + \theta_{MO} &= 13,907^\circ \\ \phi &= 35,00^\circ \end{aligned}$$

Angulo de fricción interna del suelo de relleno

Se puede usar M - O

PAE.- Fueba activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$PAE = 1/2 \gamma h^2 KAE a$$

$$\begin{aligned} \theta_{MO} &= 12,407^\circ \\ \iota &= 1,500^\circ \quad \text{Ángulo de inclinación del talud de relleno} \\ \phi &= 35,000^\circ \quad \text{Ángulo de fricción interna del suelo} \\ \beta &= 90,000^\circ \quad \text{Ángulo entre la vertical y paramento vertical del muro} \\ \delta &= 23,333^\circ \quad \text{Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro} \end{aligned}$$

$$PAE = 1/2 \gamma h^2 KAE a$$

KAE Coeficiente sísmico de presión activa

$$KAE = \frac{\text{Sen}^2(\phi + \beta - \theta_{MO})}{\text{Cos } \theta_{MO} \text{ Sen}^2 \beta \text{ Sen}(\beta - \theta_{MO} - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{ Sen}(\phi - \theta_{MO} - \iota)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \theta_{MO}) \text{ Sen}(\iota + \beta)}} \right]^2}$$

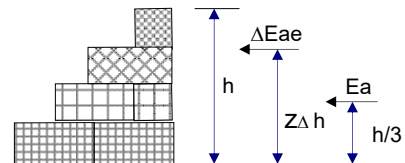
$$KAE = 0,413$$

$$PAE = 6,271 \text{ t} \quad \text{UBICAR } f h \quad \text{Ubicación de PAE} \quad f = 0,450$$

$$\Delta PAE = 2,496 \text{ t} \quad \text{Ver: C 11.6.5.3}$$

$$Z_{\Delta} = 0,626 h \quad Z_{\Delta} = \frac{3 f PAE-EH}{3 \Delta PAE}$$

$$MEAE = 6,255 \text{ tm}$$



Art. 11.6.5.1 AASHTO 2020

TOTAL: 100% SISMO PARA PARA CAPACIDAD DEL SUELO

$$EQ = 6,236 \text{ t}$$

$$MEQ = 11,865 \text{ tm}$$

TOTAL: 50% PIR + 100% ΔEAE PARA ESTABILIDAD

$$EQ = 4,366 \text{ t}$$

$$MEQ = 9,060 \text{ tm}$$

TOTAL: 100% PIR + 50% ΔEAE PARA ESTABILIDAD

$$EQ = 4,988 \text{ t}$$

$$MEQ = 8,737 \text{ tm}$$

3 FACTORES DE CARGA

	SERVICIO	RESISTENCIA I		EVENTO EXTREMO	
CARGAS	γ	$\gamma_{\max}$	$\gamma_{\min}$	$\gamma_{\max}$	$\gamma_{\min}$
DC	1,00	1,25	0,90	1,00	1,00
DW	1,00	1,50	0,65	1,00	1,00
LL	1,00	1,75	1,75	0,50	0,00
BR	1,00	1,75	1,75	0,50	0,00
EH	1,00	1,50	0,90	1,00	1,00
EV	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00
LS	1,00	1,75	1,75	0,50	0,50
TU	1,00	0,50	0,50	0,00	0,00
SH	1,00	0,50	0,50	1,00	0,50
EQ	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00

Revisar Tablas:

Tabla 3.4.1-1 combinaciones de carga y Factores de carga

Carga para cargas permanentes γ_p

4 COMBINACIONES DE CARGAS

4.1 BASE CIMENTACION:

ESFUERZO ÚLTIMO DEL SUELO

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad \text{AASHTO LRFD 2020 Ec: 1.3.2.1-1 ECUACION GENERAL}$$

$$q_n = 16,00 \text{ t/m}^2 \quad \text{Resistencia portante nominal del suelo}$$

4.1.1 ESTADO LÍMITE EVENTO EXTREMO I

4.1.1.1 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

$\phi = 1$ Factor de resistencia
 $q_R = 16 \text{ t/m}^2$ Capacidad resistente factorada del suelo para Estado Límite Evento extremo

$\eta_{\max} = 1,000$ Para uso de $\gamma_{\max}$

$\eta_{\min} = 1,000$ Para uso de $\gamma_{\min}$

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm	EVENTO EXTREMO	
							$\gamma_{\max}$	$\gamma_{\min}$
DC	17,000	0,000	-8,500	17,000	0,000	-8,500	1,00	1,00
DW	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,00	1,00
LL	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,50	0,00
BR	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,50	0,00
EH	0,000	3,775	5,033	0,000	3,775	5,033	1,00	1,00
EV	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,00	1,00
LS	0,000	1,151	2,303	0,000	0,576	1,151	0,50	0,50
TU	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
SH	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,00	0,50
EQ	0,000	6,236	11,865	0,000	6,236	11,865	1,00	1,00
Σ	=			17,000	10,587	9,549		

$e = 0,562 \text{ m}$ Excentricidad

$B = 4,000 \text{ m}$ Ancho de la base del muro

$L = 1,000 \text{ m}$ Largo de la base (ancho de diseo)

$A = 4,000 \text{ m}^2$ Area de la base

Fundación en: Suelo

$$\sigma_v = \left(\frac{\Sigma P}{B - 2e} \right) / L$$

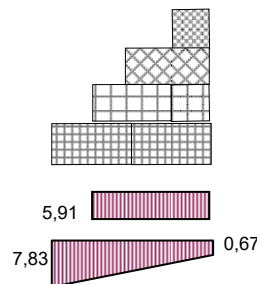
$\sigma_v = 5,91 \text{ t/m}^2$ Bien

Fundación en: Roca

$$\sigma_v = \frac{\Sigma P}{B} \left[1 \pm 6 \frac{e}{B} \right] / L$$

$\sigma_{v\max} = 7,83 \text{ t/m}^2$ Bien

$\sigma_{v\min} = 0,67 \text{ t/m}^2$



$\eta_{\max} = 1,000$ Para uso de $\gamma_{\max}$

$\eta_{\min} = 1,000$ Para uso de $\gamma_{\min}$

4.1.1.2 DESLIZAMIENTO

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm	EVENTO EXTREMO	
							$\gamma_{\max}$	$\gamma_{\min}$
DC	17,000	0,000	-8,500	17,000	0,000	-8,500	1,00	1,00
DW	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,00	1,00
LL	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,50	0,00
BR	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,50	0,00
EH	0,000	3,775	5,033	0,000	3,775	5,033	1,00	1,00
EV	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,00	1,00
LS	0,000	1,151	2,303	0,000	0,576	1,151	0,50	0,50
TU	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
SH	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,00	0,50
EQ	0,000	4,988	9,060	0,000	4,988	9,060	1,00	1,00
Σ	=			17,000	9,339	6,744		

$H_{\max} = 9,339 \text{ t}$ Fuerza horizontal última, exterior

Resistencias:

Presión Pasiva:

$\gamma_2 = 1,700 \text{ t/m}^3$

$\phi_2 = 25,000^\circ$

$\alpha = 0,000^\circ$

$\beta = 90,000^\circ$

$\delta_2 = 12,500^\circ$

$\delta_2 = 16,667^\circ$

Peso específico de relleno delantero

Para relleno delantero compactado

Ángulo inclinación talud relleno

Ángulo entre pared delantera y horizontal

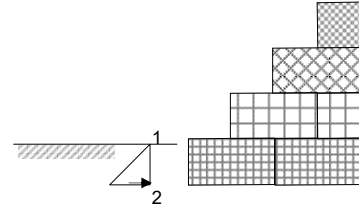
Ángulo de rozamiento entre relleno y muro $\leq \phi_2/2$ (Asumir $= \phi_2/2$)

Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro Asumir $= 2/3 \phi$, para presión pasiva en condición sísmica.

$$k_p = \frac{\text{Sen}^2(\beta - \phi_2)}{\text{Sen}^2 \beta \text{ Sen}(\beta + \delta_2)} \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi_2 + \delta_2) \text{ Sen}(\phi_2 + \iota)}{\text{Sen}(\beta + \delta_2) \text{ Sen}(\iota + \beta)}} \right]^2$$

Cimentaciones Braja M. Das Cap. 7 pg. 366

$k_p = 4,079$ Coeficiente de presión pasiva
 $h_{p1} = 0,000$ m Altura promedio de presión pasiva 1
 $h_{p2} = 0,133$ m Altura máxima para presión pasiva.-2
 $h_e = 0,133$ m Altura estructura en presión pasiva (asumido)
 $q_{p1} = 0,000$ t/m² Esfuerzo de presión pasiva
 $q_{p2} = 0,922$ t/m² Esfuerzo de presión pasiva
 $L_p = 1,000$ m Longitud del dedo
 $R_{ep} = 0,061$ t Resistencia nominal pasiva



Fricción
 $R_\tau = P \text{ tg } \delta_1 + C$ Resistencia nominal al deslizamiento entre suelo y fundación
 $\text{tg } \delta_1 = 0,577 = \text{tg } \phi_1$ Para deslizamiento.
 $C = 8,000$ t Resistencia por cohesión
 $R_\tau = 17,000 \times 0,577 + 8,000 = 17,815$ t

Resistencia total
 $RR = \phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$
 $\phi_\tau = 1,000$
 $\phi_{ep} = 1,000$
 $\phi R_n = 17,876$
 $\phi R_n > H_{max}$ Bien

4.1.1.3 VOLCAMIENTO

$Mu_{estab.} = 42,5$ tm
 $Mu_{volc.} = 15,2$ tm

EXCENTRICIDAD MAXIMA:

$y = 1,603$ m
 $e = 0,397$ m
 $(8/10)B = 3,200$ m $(4/10)B = 1,600$ m
 $e \leq (4/10)B$ Bien

4.1.2 ESTADO LÍMITE RESISTENCIA I

4.1.2.1 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

$\eta_{max} = 1,000$ Para uso de γ_{max}

$\eta_{min} = 1,000$ Para uso de γ_{min}

$\phi_b = 0,45$ Factor de resistencia

$q_R = \phi_b q_n = 7,20$ t/m² Capacidad del suelo para Estado Límite de Resistencia

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm	RESISTENCIA I	
							γ_{max}	γ_{min}
DC	17,000	0,000	-8,500	21,250	0,000	-7,650	1,25	0,90
DW	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,50	0,65
LL	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,75	1,75
BR	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,75	1,75
EH	0,000	3,775	5,033	0,000	5,662	7,550	1,50	0,90
EV	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,35	1,00
LS	0,000	1,151	2,303	0,000	2,015	4,030	1,75	1,75
TU	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,50	0,50
SH	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,50	0,50
EQ	0,000	6,236	11,865	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
Σ	=			21,250	7,677	3,929		

$e = 0,185$ m Excentricidad
 $B = 4,000$ m Ancho de la base del muro
 $L = 1,000$ m Largo de la base (ancho de diseo)
 $A = 4,000$ m² Área de la base

Fundación en: Suelo

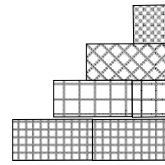
$$\sigma_v = \left(\frac{\Sigma P}{B - 2e} \right) / L$$

$\sigma_v = 5,85$ t/m² Bien

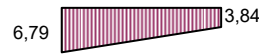
Fundación en:

Roca

$$\sigma_v = \frac{\Sigma P}{B} \left(1 \pm 6 \frac{e}{B} \right) / L$$



$$\begin{aligned} \sigma_{vmax} &= 6,79 \text{ t/m}^2 & \text{Bien} \\ \sigma_{vmin} &= 3,84 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$



$$\eta_{max} = 1,000 \text{ Para uso de } \gamma_{max}$$

$$\eta_{min} = 1,000 \text{ Para uso de } \gamma_{min}$$

4.1.2.2 DESLIZAMIENTO-VOLCAMIENTO

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm	RESISTENCIA I	
							γ_{max}	γ_{min}
DC	17,000	0,000	-8,500	15,300	0,000	-7,650	1,25	0,90
DW	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,50	0,65
LL	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,75	1,75
BR	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,75	1,75
EH	0,000	3,775	5,033	0,000	5,662	7,550	1,50	0,90
EV	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,35	1,00
LS	0,000	1,151	2,303	0,000	2,015	4,030	1,75	1,75
TU	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,50	0,50
SH	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,50	0,50
EQ	0,000	4,988	9,060	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
Σ	=			15,300	7,677	3,929		

Humax = 7,677 t Fuerza horizontal máxima que provoca deslizamiento

Resistencias

Presión pasiva

γ_2	=	1,700 t/m ³	Peso específico de relleno delantero
ϕ_2	=	25,000 °	Para relleno delantero compactado
ι	=	0,000 °	Ángulo inclinación talud relleno delantero
β	=	90,000 °	Ángulo entre pared delantera y horizontal
δ_2	=	12,500 °	Angulo de rozamiento entre terreno y muro $\leq \phi_2/2$ (Asumir $=\phi_2/2$)
k_p	=	3,552	Coefficiente de presión pasiva en Resistencia I
h_{p1}	=	0,000 m	Altura de presión pasiva 1 (menor valor)
h_{p2}	=	0,133 m	Altura máxima para presión pasiva.-2
h_e	=	0,133 m	Altura estructura en presión pasiva (asumido solo altura dedo)
q_{p1}	=	0,000 t/m ²	Esfuerzo de presión pasiva
q_{p2}	=	0,803 t/m ²	Esfuerzo de presión pasiva
L_p	=	1,000 m	Longitud del dedo
R_p	=	0,053 t	Resistencia nominal pasiva

Fricción

R_τ	=	$P \tan \delta_1 + C$	Resistencia nominal al deslizamiento entre suelo y fundación
$\tan \delta_1$	=	0,577	$\tan \phi_1$ Para deslizamiento.
C	=	8,000	
R_τ	=	16,833 t	

$RR = \phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_p$ Resistencia factorada contra la falla por deslizamiento

$$\phi_\tau = 0,800$$

$$\phi_{ep} = 0,500$$

$$\phi R_n = 13,493$$

$$\phi R_n > Humax \text{ Bien}$$

4.1.2.3 VOLCAMIENTO

$$M_{estab.} = 38,250 \text{ tm}$$

$$M_{volc.} = 11,579 \text{ tm}$$

EXCENTRICIDAD MAXIMA

$$y = 1,743 \text{ m}$$

$$e = 0,257 \text{ m}$$

$$(2/3)B = 2,667 \text{ m}$$

$$(1/3)B = 1,333 \text{ m}$$

$$e \leq (1/3)B \text{ Bien}$$