

Universidad de Chile
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Departamento de Ingeniería Civil Sección Geotecnia
Diploma Mecánica de Suelos

**EFFECTO DE LA EXCENTRICIDAD Y DE LA COMPONENTE
HORIZONTAL DE LA FUERZA EN LA BASE DE UN MURO EN
LA TENSION ULTIMA DEL SUELO DE FUNDACION**

Profesor: Lenart González
Alumno: Daniel Guiloff

Noviembre del 2009

EFFECTO DE LA EXCENTRICIDAD Y DE LA COMPONENTE HORIZONTAL DE LA FUERZA EN LA BASE DE UN MURO EN LA TENSION ULTIMA DEL SUELO DE FUNDACION

Profesor: Lenart González

Alumno: Daniel Guiloff

1. RESUMEN EJECUTIVO

Este informe analiza las variaciones en la capacidad portante del suelo que ocasionan los efectos de la excentricidad de la fuerza actuante en la base de un muro de contención de longitud apreciable, y debidas a la componente horizontal que se origina cuando esta fuerza tiene una inclinación con respecto a la vertical. Se consideró la actuación combinada de una fuerza a la vez excéntrica e inclinada que es la situación real de los muros de contención.

Se aplicó la fórmula evolucionada de Terzaghi-Meyerhof-Hansen-Vesic a 8 muros de contención de 1 a 8 ml de altura obteniéndose las capacidades portantes de los suelos bajo estos muros. Se analizaron los rangos de excentricidades y ángulos de inclinación de las fuerzas actuantes en las bases de éstos. Se evaluaron las disminuciones que estas excentricidades e inclinaciones de la fuerza resultante en el sello de fundación ocasionan en la capacidad portante del suelo. Se sensibilizó para estos muros la influencia de la variación del ángulo de fricción Φ y de la cohesión C del suelo bajo las zapatas.

Los resultados indicaron que la aplicación de las fórmulas combinadas de Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic en un suelo con $\Phi=30^\circ$, $\gamma=2$ t/m³, $C=3$ t/m², produce factores de seguridad de soporte superiores a 3 para muros de contención de alturas de 1 ml a 4 ml y mayores a 2.5 para muros de 5 ml a 8 ml de altura .

Se concluyó que la capacidad portante puede llegar a ser muy baja, a niveles peligrosos, al considerar el efecto combinado de la inclinación y excentricidad de la carga para suelos con cohesiones bajas o nulas, y ángulos de fricción pequeños. Es necesario entonces analizar cada muro en particular con los valores más reales posibles de cohesión y corte del suelo base existente realmente en el lugar del proyecto.

Quedó establecido que los factores de seguridad considerados para la capacidad de soporte del suelo bajo la zapata en los muros de contención entre 1 y 8 ml sin considerar la excentricidad e inclinación de las carga pueden ser hasta un 82.4% mayores que los correctos al considerar estos factores. Esto puede ser peligroso para muros colocados sobre suelos de baja calidad.

Se obtuvo que al especificar capacidades de soporte del suelo para muros de contención es necesario estimar inclinaciones máximas, del orden de 22° , y excentricidades algo mayores a $B/6$ de manera que el diseñador del muro considere correctamente las fatigas maximas admisibles en el borde de intrados de la zapata.

2. APLICACIÓN FORMULAS DE TERZAGHI-MEYERHOF-HANSEN-VESIC

El problema de determinar el mecanismo de falla del suelo, considerando éste como un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido plástico perfecto, ante la carga producida por una fundación fue estudiado por Prandtl en 1920, Reissner (1924) , Fröhlich (1934), Terzaghi (1948) , Meyerhof (1953, 1963), Hansen (1970), Vesic (1973). La figura N° 1 a continuación muestra el modelo utilizado por estos ingenieros investigadores:

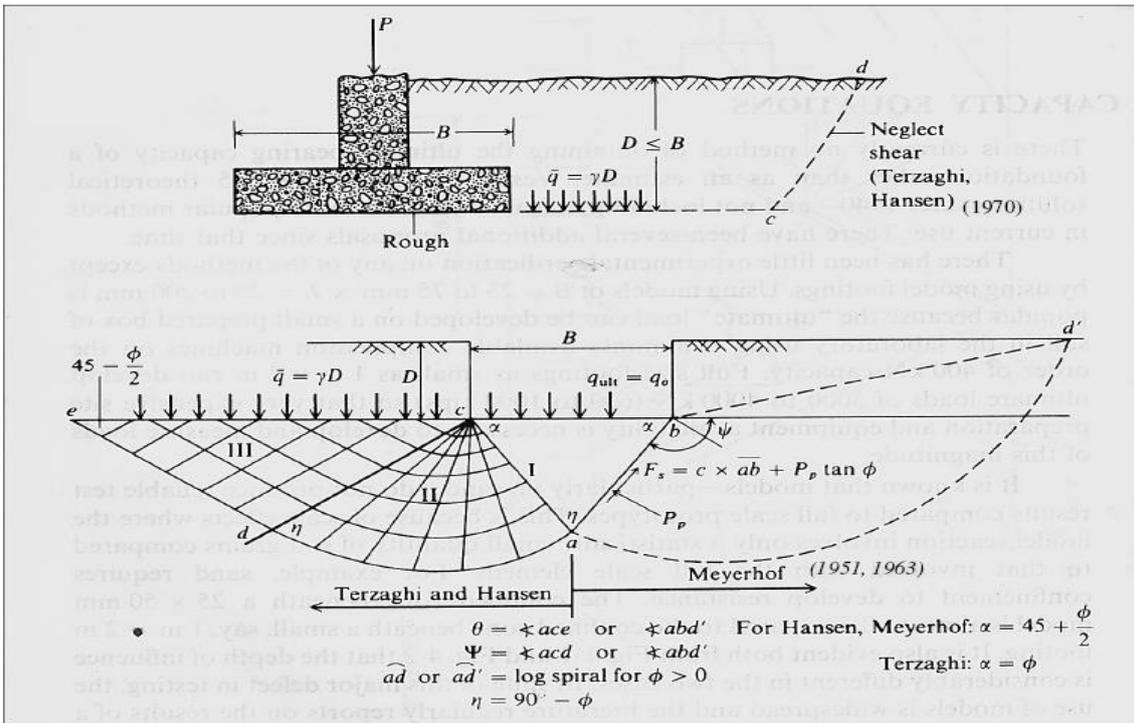


Figura N°1. Modelo de falla de una fundación

La fórmula que resume la evolución del tema con el aporte de los ingenieros mencionados, y basada en el modelo mejorado sucesivamente de la figura N° 1, es la siguiente:

$$Q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + Q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

C: cohesión del suelo, γ : peso específico del suelo, B: ancho de la fundación, N_c , N_q , N_γ : factores de soporte, F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$: factores de forma, F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$: factores de profundidad, F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$: factores de inclinación de la carga, $Q = D_f \gamma$ es el peso de la fundación excavada, siendo D_f la profundidad del sello de fundación.

Los factores que usaremos son los modificados y agregados finalmente a la ecuación de Terzaghi por Hansen, Meyerhof y Vesic. Descritos a continuación:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi'$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \quad F_{\gamma d} = 1$$

Df/B ≤ 1

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B} \quad F_{\gamma d} = 1$$

Df/B > 1

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^o}{90^o} \right)^2 \quad F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$$

Ya en 1953, Meyerhof consideraba la excentricidad de la carga reduciendo el ancho B de la fundación y de haber excentricidad en ambos sentidos también el largo L. Los valores efectivos son entonces B' y L' conforme a lo mostrado en las 2 fórmulas siguientes:

$$B' = B - 2ex$$

$$L' = L - 2ey$$

Sin embargo, en nuestro caso de muros de contención de largos muy mayores que el ancho, y fuerza predominante actuando siempre en el sentido transversal, no existe excentricidad de la carga en el sentido longitudinal, y los muros pueden ser calculados para franjas de 1 ml en dicho sentido. Deberá entonces usarse el valor B' en lugar de B en la formula general, y en las fórmulas de los factores de forma Fcd, Fqd, Fyd. Los factores Fci, Fqi, Fyi, Fcs, Fqs, Fys se evalúan con el valor B. Luego, la carga última total que la fundación puede soportar (con L'=1) es:

$$P_{ult} = Q_u B'$$

Y si Qmx es la tensión de trabajo máxima en el sello de fundación, el factor de seguridad por capacidad de carga en el sello de fundación será:

$$FS = (Q_u - q) / Q_{mx}$$

La distribución de esfuerzos para cargas excéntricas adopta las 2 formas mostradas en la figura N° 2, a continuación. Si se da el caso que e > B/2 debe modificarse el diseño.

3. ANALISIS DE 8 MUROS DE CONTENCIÓN

Para deducir los valores usuales de excentricidades e inclinaciones de la resultante de la carga que se producen en los diseños de los muros de contención reales más comunes en el ejercicio profesional, se calcularon y diseñaron 8 muros de alturas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, y 8 ml del tipo cantilever, aplicado comunmente para esas alturas. Para alturas mayores, y aún para valores superiores a 5 ml, es usual hoy en día reemplazar este tipo de muro por sistemas de

contención con geomallas, de menor costo. Sin embargo aún se utilizan bastante en nuestro país los muros tipo cantilever para alturas del orden de las estudiadas aquí.

El cuadro N° 1 a continuación muestra las dimensiones resultantes para estos 8 muros y los datos básicos de diseño utilizados. No se incluyó carga vertical Q sobre el terreno del trasdos porque ésta produce un efecto favorable en los factores de seguridad al vuelco y de % en compresión de la zapata, que controlan el diseño, y se prefirió el caso más desfavorable.

N°	DESIGNACION	Simb.	Un	H=100	H=200	H=300	H=400	H=500	H=600	H=700	H=800
1	Altura útil muro	H	cm	100	200	300	400	500	600	700	800
2	Altura zapata	H1	cm	25	30	35	35	40	45	50	60
3	Altura relleno frontal	H2	cm	0	0	0	0	0	0	0	0
4	Ancho muro superior	B1	cm	20	20	20	25	20	20	20	20
5	Ancho muro base	B2	cm	20	20	20	25	40	45	50	60
6	Largo puntera	L1	cm	10	25	25	25	30	40	40	50
7	Largo talón	L2	cm	33	74	136	190	230	285	355	420
8	Peso esp. concreto	Y c	T/m3	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
9	Ang. talud superior	i	grad	0	0	0	0	0	0	0	0
10	Carga superficial	Q	Kg/ml	0	0	0	0	0	0	0	0
11	Coef.sísmico horizontal	Kh	s/u	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
12	Ang.roce suelo-muro	δ	grad	15	15	15	15	15	15	15	15

Cuadro N° 1. Dimensiones y datos básicos de diseño de 8 muros

Los esfuerzos que actúan en cada muro están detallados en el cuadro N° 2 a continuación. El empuje pasivo está considerado actuando sólo sobre el borde del intrados de la zapata, y con el coeficiente de reducción FS1=0.33 del cuadro N° 3 (recomendado en textos del tema).

N°	DESIGNACION	Simb.	Un	H=100	H=200	H=300	H=400	H=500	H=600	H=700	H=800
1	Peso vertical total	Wt	T	1.67	5.31	12.24	21.51	33.40	48.54	68.64	93.11
2	Momento resistente	Mr	TM	0.58	3.54	11.65	26.35	50.96	92.12	154.30	250.73
3	Empuje activo	Ea	T	0.47	1.59	3.38	5.70	8.79	12.54	16.95	22.29
4	Empuje con sismo	Eas	T	0.60	2.04	4.34	7.31	11.27	16.07	21.73	28.58
5	Empuje pasivo zapata	Ep	T	0.19	0.27	0.37	0.37	0.48	0.61	0.75	1.08
6	Fuerza resist. desliz.	FRD	T	1.46	3.30	6.12	9.48	13.61	18.76	25.32	33.25

Cuadro N° 2. Esfuerzos en los 8 muros

Los muros se dimensionaron conforme a la normativa sísmica Chilena, que requiere un 80% de la zapata con esfuerzo de compresión, y con los FS usuales de 1.5 para vuelco (aún con sismo), 1.5 para el deslizamiento sin sismo y 1.2 para el deslizamiento con sismo incluido. El cuadro N° 3 detalla los factores de seguridad de los muros y fatigas resultantes del diseño.

N°	DESIGNACION	Simb.	Un	H=100	H=200	H=300	H=400	H=500	H=600	H=700	H=800
1	Ancho zapata	B	cm	63	119	181	240	300	370	445	530
2	Dentro de b/6	SI/NO	s/u	NO							
3	% compresión	% cmp	%	81.94%	80.38%	80.47%	80.54%	81.03%	85.87%	88.66%	93.75%
4	FS al vuelco	FSV	s/u	1.97	1.92	2.04	2.11	2.13	2.26	2.41	2.60

5	FS empuje activo	FS1	s/u	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
6	FS al deslizamiento	FSD	s/u	2.50	1.67	1.46	1.34	1.25	1.21	1.21	1.20
7	FS capacidad suelo	FSS	s/u	11.23	6.24	4.40	3.42	2.87	2.73	2.57	2.61
8	Fatiga máxima suelo	σ_x	s/u	6.49	11.09	16.81	22.26	27.47	30.55	34.80	37.48
9	FS c/r s/inc.,s/exc.	FSS1	s/u	18.77	11.15	7.71	6.00	5.14	4.96	4.67	4.76

Cuadro N° 3. Resultados diseño

En los muros de H=6 MI, 7 MI y H=8 ml el diseño es controlado por el factor de seguridad al deslizamiento. El ancho de zapata podría ser menor si se agrega un tacón inferior, o un anclaje pasivo superior. En los muros de H= 1MI a H=5 MI controla el % a la compresión, que debe ser > a 80% conforme a la norma NCH 433. En caso de utilizar factores de inclinación =1 y Ex=0 el FSS estaría entre 18.77 y 4.76 lo que significa entre un 67.1 % y un 82.4 % extra.

4. ANALISIS DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LOS MUROS ESTUDIADOS

Con los valores de inclinación de la resultante, excentricidad y ancho efectivo calculados del diseño de cada muro, y las características del suelo mostradas en los puntos 4, 5, 6, 7, 8 y 9 del cuadro N° 4 que se muestra a continuación, se evaluaron los factores de soporte, forma, profundidad e inclinación y se calculó la carga última portante del suelo. Todo ello se puede ver en cuadro 4 a continuación.

N°	DESIGNACION	Simb.	Un	H=100	H=200	H=300	H=400	H=500	H=600	H=700	H=800
1	Inclinación	Ang.R	grad	19.20	20.41	18.89	18.18	18.05	17.74	17.00	16.51
2	Excentricidad	Ex	cm	14.29	27.62	41.95	55.57	68.97	79.09	90.99	99.37
3	Ancho efectivo	B'	cm	34.41	63.77	97.10	128.86	162.07	211.82	263.03	331.26
4	P. esp.suelo trasdos	Y1	T/m3	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
5	P- esp.suelo inferior	Y2	T/m3	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
6	Ang.corte suelo trasdos	$\Phi 1$	grad	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
7	Ang. corte suelo inf.	$\Phi 2$	grad	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
8	Cohesión suelo trasdos	C1	T/m2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	Cohesión suelo inf.	C2	T/m2	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
10	Factor soporte Nq	Nq	s/u	18.40	18.40	18.40	18.40	18.40	18.40	18.40	18.40
11	Factor soporte Nc	Nc	s/u	30.14	30.14	30.14	30.14	30.14	30.14	30.14	30.14
12	Factor soporte Ny	Ny	s/u	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
13	Factor forma Fcs	Fcs	s/u	1.01	1.03	1.04	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13
14	Factor forma Fqs	Fqs	s/u	1.01	1.02	1.04	1.05	1.06	1.08	1.10	1.13
15	Factor forma Fys	Fys	s/u	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91
16	Factor profundidad Fcd	Fcd	s/u	1.16	1.10	1.08	1.06	1.05	1.05	1.04	1.05
17	Factor profundidad Fqd	Fqd	s/u	1.11	1.07	1.06	1.04	1.04	1.04	1.03	1.03
18	Factor profundidad Fyd	Fyd	s/u	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
19	Factor inclinación Fci	Fci	s/u	0.62	0.60	0.62	0.64	0.64	0.64	0.66	0.67
20	Factor inclinación Fqi	Fqi	s/u	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
21	Factor inclinación Fyi	Fyi	s/u	0.13	0.10	0.14	0.16	0.16	0.17	0.19	0.20
22	Carga última suelo	Qu	T/m2	72.84	69.28	73.99	76.03	78.98	83.38	89.49	97.85

Cuadro N° 4. Capacidad portante del suelo.

De los resultados obtenidos en los cuadros N°3 y N°4, se aprecia que el suelo considerado bajo sello de fundación (un suelo de $\Phi=30^\circ$, $\gamma=2 \text{ t/m}^3$, $C=3 \text{ t/m}^2$) tiene factores de seguridad a la capacidad de soporte de entre 11.23 a 2.61 (FSS), disminuyendo a medida que el muro es más alto. Es necesario sensibilizar estos valores de FS con relación a los parámetros Φ , y c , lo que se hace en el punto N° 6 de este informe.

Se puede decir que con los parámetros del suelo analizados aquí ($\Phi=30^\circ$, $\gamma=2 \text{ t/m}^3$, $C=3 \text{ t/m}^2$), la aplicación de las fórmulas combinadas de Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, produce factores de seguridad de soporte del suelo superiores a 3 para muros de alturas de 1 ml a 4 ml, mayores a 2.5 para muros de 5 ml a 8 ml de altura.. Esto se debe a la necesidad de lograr FSV de a lo menos 1.5, y la exigencia de diseño de un 80% de área de la zapata en compresión. Ello limita el ángulo de inclinación y la excentricidad.

5. ANALISIS GENERAL DE Q_u , FUNCION DE LA EXCENTRICIDAD E INCLINACION

Se trabajó con una planilla Excel en la que se introdujeron los valores de las zapatas analizadas, los parámetros respectivos del suelo, las fórmulas de capacidad, factores, etc, que calculan la tensión máxima de rotura del suelo para efectos simples y combinados de excentricidad e inclinación de la carga.

Se graficaron los valores resultantes para ancho de fundación de 530 cm que corresponde al muro mayor de los analizados.

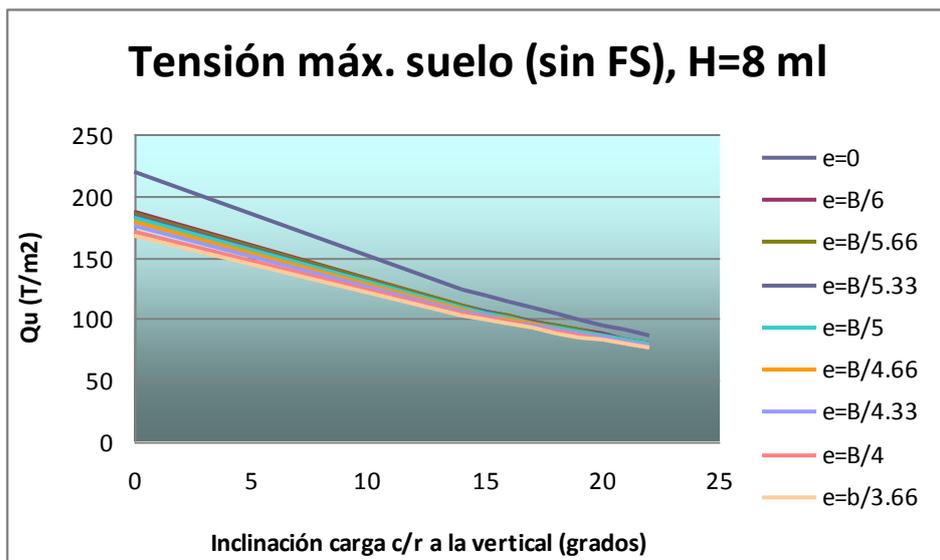


Gráfico N° 1. Zapata muro de H=8ml

Este muro resulta con valores de excentricidad e inclinación de 99.37 cm (B/5.33) y 16.51° respectivamente. La resistencia máxima para excentricidad=0 e inclinación=0 es del orden de 225 T/m^2 . Para los valores indicados de excentricidad e inclinación resulta un Q_u de 97.85 t/m^2 , valor inferior en un 56.5 % con respecto al caso 0. En este caso el FSS es de 2.61, siendo la fatiga de trabajo de 37.48 T/m^2 .

6. SENSIBILIZACION DE $Q_u = f(\Phi, C)$ y del FS= $f(\Phi, C)$

Para realizar estos análisis se utilizó la función "tablas" de Excel, que tabula la variación de una celda al variar otras dos.

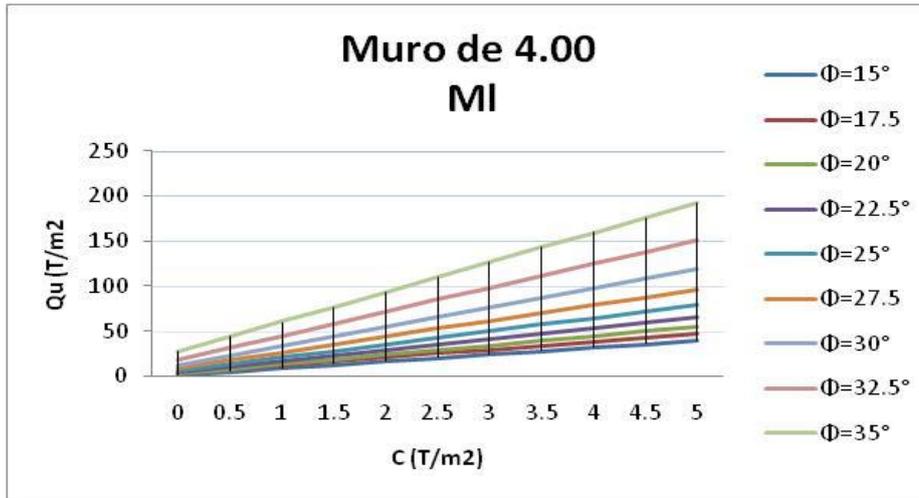


Gráfico N°2: $Q_u = f(C, \Phi)$ para muro de $H = 4$ ml

Se aprecia que el valor de Q_u baja considerablemente al disminuir Φ y C . Por eso se estudiará cuan peligroso es no considerar en el cálculo de Q_u la excentricidad e inclinación. Los gráficos N° 3 y N° 4 que siguen muestran la variación del FSS con Φ , C para el muro de 4 ml.

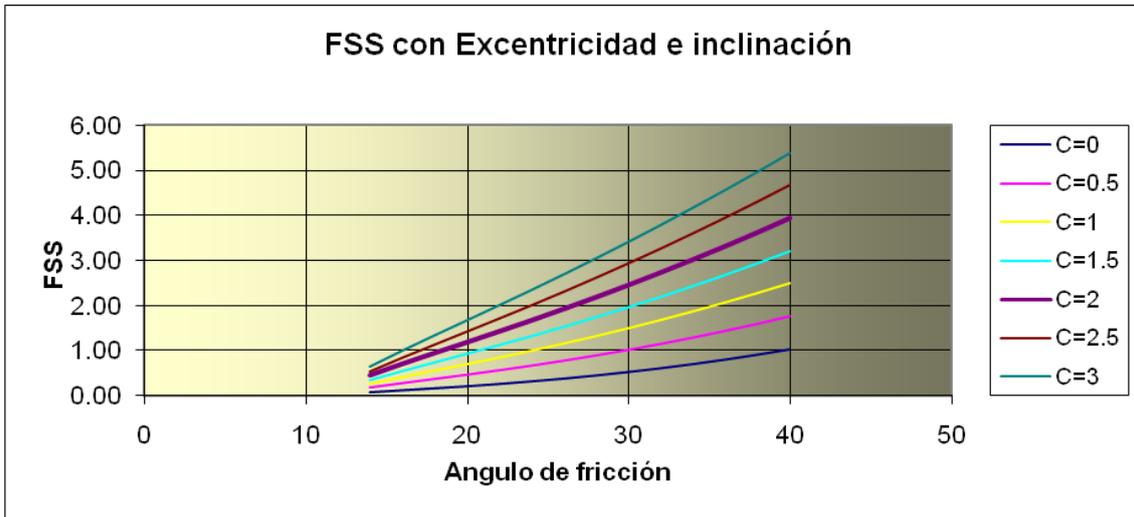


Gráfico N° 3. FSS con excentricidad e inclinación muro 4 ml

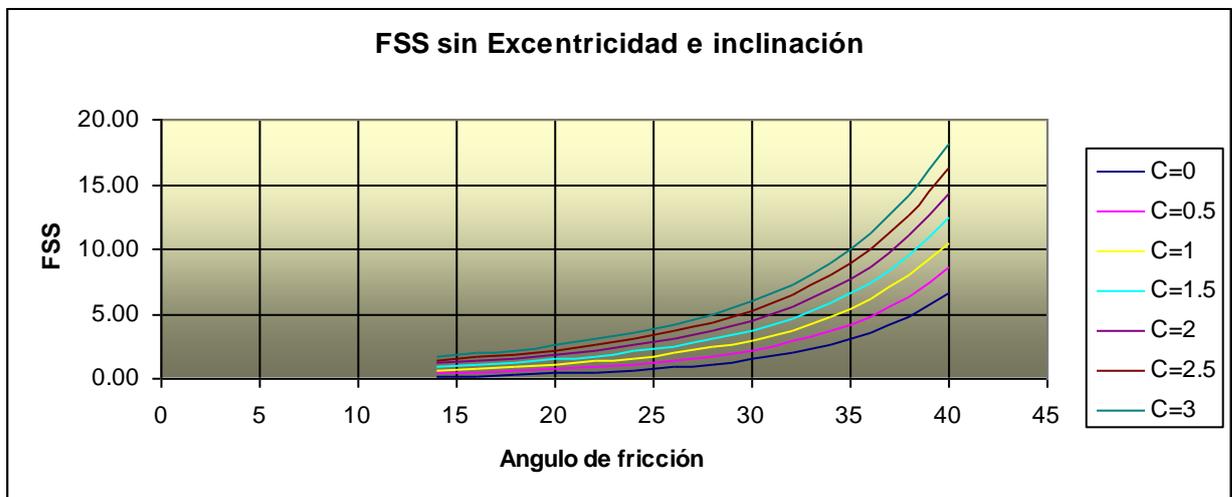


Gráfico N° 4. FSS sin excentricidad e inclinación muro 4 ml

Estos gráficos muestran el comportamiento del factor de seguridad del suelo al variar el ángulo de fricción y la cohesión para el caso de calcular la carga última del suelo considerando los factores de excentricidad e inclinación y sin considerar éstos. Se tomaron ángulos de fricción entre 14 y 40° y cohesiones de 0 a 3 T/m². Si bien los gráficos muestran ambos comportamientos del FSS, es mejor analizar los cuadros numéricos de los cuales provienen estos gráfico.

El cuadro N° 5 que sigue, muestra los factores de seguridad del suelo bajo la zapata del muro de 4 ml de altura considerando la excentricidad e inclinación de la carga. El cuadro N° 6, es lo mismo sin incluir el efecto de esos dos factores. Ambos en función de la variación de C y Φ .

C/ Φ	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
14	0.08	0.17	0.26	0.36	0.45	0.54	0.64
16	0.12	0.27	0.41	0.56	0.70	0.85	0.99
18	0.17	0.36	0.56	0.75	0.95	1.14	1.33
20	0.22	0.46	0.70	0.94	1.18	1.43	1.67
22	0.27	0.56	0.85	1.14	1.43	1.71	2.00
24	0.32	0.66	1.00	1.33	1.67	2.01	2.35
26	0.39	0.77	1.16	1.54	1.92	2.31	2.69
28	0.46	0.89	1.32	1.75	2.19	2.62	3.05
30	0.53	1.01	1.49	1.98	2.46	2.94	3.42
32	0.62	1.15	1.68	2.21	2.73	3.26	3.79
34	0.71	1.29	1.87	2.44	3.02	3.60	4.18
36	0.81	1.44	2.07	2.69	3.32	3.95	4.57
38	0.92	1.60	2.27	2.95	3.63	4.30	4.98
40	1.04	1.77	2.49	3.22	3.94	4.67	5.39

Cuadro N° 5: FSS= f(C, Φ) para muro de H= 4 ml (con exc. e incl.)

C/ Φ	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
14	0.18	0.43	0.69	0.94	1.19	1.45	1.70
16	0.23	0.51	0.80	1.09	1.37	1.66	1.94
18	0.30	0.62	0.94	1.26	1.59	1.91	2.23
20	0.38	0.75	1.12	1.48	1.85	2.21	2.58
22	0.50	0.92	1.34	1.75	2.17	2.59	3.00
24	0.65	1.13	1.61	2.09	2.57	3.05	3.53
26	0.85	1.41	1.96	2.51	3.07	3.62	4.17
28	1.12	1.76	2.41	3.05	3.69	4.34	4.98
30	1.48	2.23	2.98	3.74	4.49	5.25	6.00
32	1.96	2.85	3.74	4.63	5.52	6.42	7.31
34	2.62	3.68	4.75	5.81	6.87	7.94	9.00
36	3.54	4.82	6.10	7.38	8.66	9.94	11.22
38	4.82	6.38	7.94	9.50	11.06	12.62	14.18
40	6.66	8.58	10.50	12.42	14.34	16.27	18.19

Cuadro N° 6: FSS1= f(C, Φ) para muro de H= 4 ml (sin exc. e incl.)

En el cuadro N° 5, se colorearon de color azul los factores de seguridad iguales o menores a 3, que es lo aceptable para muchos ingenieros. De color rojo los valores inaceptables bajo este criterio. El cuadro N° 6 mantiene los valores en azul del cuadro N° 5, porque se entiende que esas combinaciones C, Φ son aceptables.

Además, se coloreó rojo los valores de este cuadro superiores a 3, pero que en el cuadro N° 5 son rojos, o sea inaceptables. Entonces estas combinaciones C, Φ son aquellas peligrosas, que

podrían ser elegidas como buenas al no considerar los efectos de la excentricidad e inclinación de la carga resultante en el muro.

Se aprecia que los sectores con Φ entre 34° y 40° para cohesiones de 0 a 0.5 T/m^2 resultan con valores de FSS aparentemente sobre 3, pero que en el cuadro N° 5 están en algunos casos bajo 1, lo que significa el colapso de esos muros. En otros como por ejemplo para $\Phi = 32^\circ$ y $C=1 \text{ T/m}^2$ el aparente $FSS=3.74$ es en realidad 1.68 y resultaría no elegible por considerarse muy bajo y por eso peligroso.

También se visualiza del análisis de ambos cuadros mostrados que para suelos con cohesión igual o sobre 2 T/m^2 , el peor caso de los aceptables del cuadro N° 6, para $\Phi = 26^\circ$, produce un $FSS = 1.92$ real con inclinación y sobrecarga (que de no considerarse éstas se hubiera tomado como igual a 3.07). O sea probablemente no fallaría con un coeficiente de seguridad cercano a 2, pero el riesgo es mucho mayor que lo supuesto por el proyectista.

El análisis descrito en los dos párrafos anteriores se realizó para los 8 muros analizados, y se encontró que en todos ellos existen sectores de decisión peligrosos para suelos sin cohesión o con baja cohesión, al no tomar en cuenta la excentricidad e inclinación real de la carga.

Por lo tanto, se hace necesario primero conocer bien el suelo bajo zapatas para utilizar los correctos valores C, Φ y lograr una evaluación correcta de la fórmula de Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic.

Si se desea estimar conservadoramente la capacidad del suelo bajo zapatas, se puede considerar un ángulo de inclinación de 22° (el caso real estará por debajo si se tiene un $FSV=1.5$ o superior y un 80% de área en compresión), y una excentricidad algo mayor a $B/6$. Esto vale para muros de las dimensiones analizadas en este informe

7. CONCLUSIONES

- 7.1 La aplicación de las fórmulas combinadas de Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic en un suelo con $\Phi=30^\circ$, $\gamma=2 \text{ t/m}^3$, $C=3 \text{ t/m}^2$, produce factores de seguridad de soporte superiores a 3 para muros de alturas de 1 ml a 4 ml y mayores a 2.5 para muros de 5 ml a 8 ml de altura. Esto se debe a la necesidad de lograr factores de seguridad al vuelco (FSV) de a lo menos 1.5, y la exigencia normativa de contar con un 80% mínimo de área de la zapata en compresión. En estos casos no habría peligro al despreciar los factores de reducción de capacidad portante por inclinación y excentricidad porque el ángulo de la resultante se sitúa a menos de 22° y la excentricidad resulta siempre cercana a $B/6$. Con esto, los factores de seguridad del suelo resultarán superiores a 2.5.

La capacidad portante puede llegar a ser muy baja, a niveles peligrosos, al considerar el efecto combinado de la inclinación y excentricidad de la carga para suelos con cohesiones bajas o nulas, y coeficientes de corte pequeños. Es necesario entonces analizar cada muro en particular con los valores más reales posibles de cohesión y corte del suelo base existente realmente en el lugar del proyecto.

Los factores de seguridad considerados para la capacidad de soporte del suelo bajo zapata en los muros de contención entre 1 y 8 ml pueden ser bastante mayores que los calculados sin considerar los factores de inclinación y excentricidad de la carga. Esto puede ser peligroso para muros colocados sobre suelos de cohesiones bajas aún cuando se tenga una resistencia al corte sobre 30° .

Al especificar capacidades de soporte del suelo para muros de contención es necesario estimar inclinaciones máximas, del orden de 22° , y excentricidades algo mayores a $B/6$. De

manera que el diseñador del muro considere fatigas máximas en el borde de intrados de la zapata que ya contemplen estos factores, y con el FSS = 3 ya incluido en la fatiga máxima admisible del suelo soportante.

8. TRABAJO FUTURO

Este informe se basó en el diseño conforme a los factores de seguridad normativos de diseño para ocho muros de contención obteniéndose los esfuerzos resultantes a nivel de sellos de fundación. Luego con estos esfuerzos se calculó la capacidad admisible del suelo bajo zapatas con la fórmula evolucionada de Terzaghi-Meyerhof-Hansen-Vesic y se sensibilizó matemáticamente valores con combinaciones de excentricidad, inclinación, C y Φ .

Es conveniente investigar el comportamiento del suelo bajo zapatas con un programa de elementos finitos, incluyendo en éste excentricidades e inclinaciones de cargas y comparar los resultados con los obtenidos en este informe analizando las posibles diferencias. Además para los 8 muros típicos podrían elaborarse tablas de factores de seguridad de soporte en función de C y Φ para una gran cantidad de combinaciones.

Sería de interés práctico realizar modelos a escala de muros colocados en laboratorio sobre suelos de propiedades determinadas con ensayos triaxiales. Luego cargarlos hasta el colapso del suelo determinando fatigas reales de falla. Finalmente comparar los valores obtenidos experimentalmente con los calculados con la fórmula y factores de Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic y validar los resultados.