



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA UN NUEVO
TIPO DE CIMENTACIÓN EN SUELOS BLANDOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

SERGIO ANTONIO MARTÍNEZ GALVÁN

TUTOR:

DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA



Agosto, 2012

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Vocal: DR. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA
1^{er}. Suplente: DR. RAÚL FLORES BERRONES
2^{do}. Suplente: DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:


DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA

Le doy gracias a Dios por haber permitido que este ciclo se cierre.

Gracias Mariela, amada esposa mía, por darme el apoyo y las alegrías suficientes que sirvieron de motivación para terminar este trabajo.

Amados hijos míos, Sara Gabriela, Hugo Enrique y Julio Antonio, gracias por su compañía y por sus sonrisas, motivación suficiente para el día a día.

Queridos mamá, papá y hermano; gracias por su incondicional apoyo y consejos.

Le ofrezco mi más sincero agradecimiento al Dr. Miguel Romo por la dedicación, conocimiento compartido y apoyo que me brindó durante la realización del presente trabajo de investigación.

Agradezco al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el apoyo brindado para la elaboración del presente trabajo.

Asimismo, agradezco a cada uno de los sinodales su contribución para el mejoramiento del presente documento.

Sin excepción de nadie, agradezco a todos aquellos compañeros y amigos que de algún modo contribuyeron a la culminación de este ciclo.

RESUMEN

El objetivo principal del presente trabajo de investigación es definir un método de análisis simplificado para calcular la capacidad de carga última para condiciones estáticas y pseudo-estáticas de celdas estructuradas de cimentación apoyadas en suelo cohesivo (arcilla blanda). Una celda estructurada de cimentación de concreto reforzado está constituida por una losa tapa y muros perimetrales e intermedios, sin losa de fondo. El método simplificado propuesto considera la geometría tridimensional de la celda, la continuidad estructural entre losa y muros y la resistencia al corte no-drenada del suelo arcilloso. El método propuesto se desarrolló a partir de los resultados de un análisis paramétrico-numérico basado en modelos de diferencias finitas utilizando el programa de cómputo FLAC-3D. La carga de colapso o última calculada con el procedimiento anterior, se comparó con resultados de zapatas con desplante superficial reportados en la literatura técnica; la comparación mostró resultados similares y como consecuencia el procedimiento se aplicó en el cálculo de la carga de colapso de las celdas de cimentación. Este procedimiento se basa en los conceptos del teorema del límite superior de la teoría de la plasticidad, en los vectores de velocidad de deformación que definen el mecanismo de falla del análisis de diferencias finitas y en la trayectoria esfuerzo-deformación obtenida de cada análisis.

Los mecanismos de falla por carga vertical sostenida que desarrollan las celdas de cimentación son general, de transición y de punzonamiento; en función de la profundidad de empotramiento de los muros perimetrales. El mecanismo de falla generado por carga pseudo-estática (carga vertical sostenida, momento de volteo y cortante basal; donde el momento y el cortante basal tienen la misma dirección) es rotacional-traslacional.

En un ejemplo se muestra el procedimiento de análisis simplificado propuesto, donde se enfatiza la importancia de utilizar los parámetros geotécnicos del suelo para corto y largo plazos en el cálculo de asentamientos.

Asimismo, se encontró que el factor de forma para el cálculo de la capacidad de carga última estática de zapatas desplantadas superficialmente depende del ancho o diámetro de la cimentación; es decir, existe efecto de escala, efecto que en la literatura técnica no está identificado o definido. Por otro lado, se evaluó la influencia del espesor de la losa tapa (y consecuentemente su rigidez) de la celda de cimentación en la capacidad de carga última estática. Además, se propuso una relación simple para calcular la influencia en la capacidad de carga última estática de la variación lineal con la profundidad de la resistencia al corte no-drenada del suelo arcilloso.

ABSTRACT

The aims of this research work is to define a simplified analysis methodology to calculate the ultimate bearing capacity for static and pseudo-static conditions of structured cells foundation supported in cohesive soil (soft clay). A structured cell foundation of reinforced concrete is formed by a top slab structurally connected to peripheral and/or internal walls, without bottom slab. The simplified method proposed considers three-dimensional geometry of the cell, the structural continuity between slab and walls and the un-drained shear strength of clay. The proposed method is developed of a numerical-parametric analysis based on the finite differences method using FLAC-3D program. The procedure to determine the collapse or ultimate load is compared with analytical results of footings or raft foundations reported in the technical literature; the comparison showed similar results and consequently the procedure was applied in the computing of the collapse load of cell foundations. This procedure is based on the concepts of the upper limit theorem of plasticity theory, the strain rate vectors that define the failure mechanism of the finite-difference analysis and the obtained stress-strain path of each model.

The failure mechanisms for sustained vertical load that the cells foundations develop are general, transition and punching, depending on the embedment depth of the perimeter walls. The failure mechanism that the cells foundations generated for pseudo-static load (vertical sustained load, overturning moment and base shear; where the base shear and overturning moment have the same direction) is rotational-translational.

Using an example, was showed the simplified analysis procedure proposed, where was emphasized the importance of using short and long term soil geotechnical parameters for calculate settlements.

Also, was found that the shape factor to compute the static ultimate load capacity of footings supported on surface depends on the width or diameter of the foundation, scale effect, an aspect that in the technical literature has not been identified. Furthermore, the influence of the thickness (and then its stiffness) of the top slab of cell foundation, in the static load capacity was assessed. Also, was proposed a simple relationship to calculate the influence on the ultimate static load capacity of the linear variation with depth of un-drained shear strength of clay.

CONTENIDO

Simbología

Relación de Tablas y Figuras

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Objetivos y alcances.....	2
1.2. Motivaciones.....	2
1.3. La problemática de las cimentaciones en arcilla blanda.....	3
1.4. Tipos y comportamientos de cimentaciones en suelos blandos.....	3
1.4.1. Cimentación mixta.....	4
1.4.2. Pilotes de punta.....	5
1.5. Proceso constructivo general de las celdas estructuradas.....	5
1.6. Uso de las celdas estructuradas.....	6
1.7. Generalidades de las soluciones plásticas.....	7
1.8. Revisión de trabajos previos.....	9
1.9. Descripción de capítulos.....	12
1.10. Referencias.....	12
2. MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO.....	15
2.1. Planteamiento del problema.....	15
2.2. Consideraciones generales.....	16
2.3. Bases teóricas del cálculo de capacidad de carga última.....	17
2.3.1. Cimentaciones superficiales.....	17
2.3.2. Pilotes en suelos blandos.....	19
2.3.2.1. Resistencia por adherencia.....	20
2.3.2.2. Resistencia por punta.....	20
2.4. Algunos resultados del análisis límite de la teoría de la plasticidad.....	20
2.4.1. Límite inferior.....	21
2.4.2. Límite superior, solución de Prandtl.....	22
2.5. Comentarios a los valores de N^*_c , cimentaciones con desplante superficial.....	23
2.6. Resistencia a la penetración de las celdas estructuradas.....	24
2.6.1. Criterio de falla plástica.....	25
2.6.2. Influencia del número de etapas de carga, N	26
2.6.3. Forma en planta de la celda.....	26
2.6.3.1. Losa circular.....	27
2.6.3.2. Losa cuadrada.....	29
2.6.3.3. Losa rectangular.....	30
2.6.4. Pilotes y muros.....	32
2.6.5. Profundidad de desplante de la celda.....	36
2.6.5.1. Celda circular.....	36
2.6.5.2. Celda cuadrada.....	40
2.6.5.3. Celda rectangular.....	42
2.7. Resistencia por adherencia.....	44
2.7.1. Antecedentes.....	44
2.7.2. Adherencia lateral en muros aislados.....	46
2.7.3. Adherencia en celdas de cimentación.....	48
2.8. Rigidez vertical de la celda de cimentación.....	51
2.8.1. Antecedentes.....	51
2.8.2. Losa tapa.....	53
2.8.3. Muros intermedios.....	55
2.8.4. Rigidez variable del subsuelo.....	57
2.9. Método estático propuesto.....	60
2.10. Referencias y bibliografía.....	61
2.10.1. Referencias.....	61
2.10.2. Bibliografía.....	62

3. MÉTODO DE ANÁLISIS SEUDO-ESTÁTICO.....	65
3.1. Planteamiento del problema.....	65
3.2. Consideraciones generales.....	66
3.3. Planos de estados límites últimos de cargas combinadas de zapatas rígidas.....	67
3.4. Planos de estados límites últimos de cargas combinadas de celdas estructuradas.....	74
3.4.1. Plano de cargas V-H, M=0.....	74
3.4.2. Plano de cargas V-M, H=0.....	80
3.4.3. Plano de cargas H-M, para V constante, carga sísmica.....	85
3.5. Criterios geotécnicos para el diseño estructural de los elementos de la celda estructurada....	90
3.6. Referencias y bibliografía.....	91
3.6.1. Referencias.....	91
3.6.2. Bibliografía.....	91
4. EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	93
4.1. Planteamiento del problema.....	93
4.2. Cargas de la estructura.....	94
4.3. Estratigrafía y parámetros de resistencia y de deformación de los suelos.....	94
4.4. Descripción de la cimentación propuesta.....	96
4.5. Capacidad de carga.....	97
4.5.1. Estática.....	97
4.5.2. Seudo-estática.....	98
4.6. Modelación numérica: cálculo de desplazamientos mediatos y de cargas de colapso estática y seudo-estática.....	101
4.7. Asentamientos diferidos generados por carga externa sostenida.....	108
4.8. Asentamientos diferidos generados por abatimiento piezométrico profundo.....	110
4.9. Asentamientos diferidos generados por carga externa sostenida y por abatimiento piezométrico profundo.....	113
4.10. Asentamientos diferidos generados en dos apoyos consecutivos.....	114
4.11. Referencias y bibliografía.....	115
4.10.1. Referencias.....	115
4.10.2. Bibliografía.....	115
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	117
5.1. Relativas al método propuesto.....	117
5.2. Relativas al ejemplo de aplicación.....	118
5.3. Temas pendientes por desarrollar.....	119

Simbología

Parámetros de los materiales:

γ_m	Peso volumétrico del suelo
γ_L	Peso volumétrico del elemento estructural (viga, losa o muro)
γ_w	Peso volumétrico del agua
ρ	Densidad de masa del suelo
ν	Relación de Poisson
ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo
c	Resistencia al corte del suelo obtenida de ensayos triaxiales no drenados
c_1	Resistencia al corte no-drenada promedio, se calcula al ponderar los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de suelo que confinan a la celda de cimentación
c_2	Resistencia al corte no-drenada promedio, se calcula al ponderar los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de suelo ubicado dentro de la celda de cimentación
c_p	Resistencia al corte no-drenada promedio, se calcula al ponderar los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de arcilla en el intervalo que va desde el desplante de los muros perimetrales hasta una profundidad adicional de 0.7 B
c_f	Resistencia al corte no-drenada promedio a lo largo de la superficie plana de falla frontal, se calcula al ponderar los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de arcilla ubicados desde la superficie hasta el desplante de los muros
E_s	Módulo de elasticidad del suelo
E_f	Módulo de elasticidad del elemento estructural de la cimentación
f'_c	Resistencia a la compresión simple del concreto (a los 28 días de fraguado)
G	Módulo de rigidez al cortante del suelo
I_f	Momento de inercia de la sección del elemento estructural (viga, losa o muro)
k_s	Módulo de reacción [F/L ³]
k'_s	Módulo de reacción [F/L ²]
k_v	Rigidez a la flexión de una viga

Desplazamientos, deformaciones y velocidades de desplazamiento

δ	Asentamiento total
δ_e	Asentamiento elastoplástico
δ_c	Asentamiento por compresibilidad volumétrica
δ_d	Asentamiento diferencial
δ_{dm}	Asentamiento diferencial máximo
ζ_c	Deformación diferencial vertical de la losa
$\Sigma\Delta\delta_{dmi}$	Suma de los incrementos de asentamiento diferencial máximo en la etapa de carga i
V_0	Velocidad de desplazamiento
h	Desplazamiento horizontal
v	Desplazamiento vertical
θ	Giro de la cimentación

Factores y otras variables:

α_p	Factor que considera el comportamiento del contacto en la interfaz suelo-pilote o suelo-muro, depende del procedimiento y calidad de la instalación del pilote o muro. Para una interfaz concreto-arcilla, α_p varía de 0.6 a 1.0, depende del tipo de arcilla. Para la arcilla de la ciudad de México es común utilizar $\alpha_p = 0.7$.
Δ	Incremento de alguna variable
π	= 3.1416
A_1 y A_2	Factores para calcular el módulo de reacción (k_s)
d_c	Factor que considera la profundidad de desplante de la cimentación
F_{AI}	Factor que considera la deformación del suelo ubicado dentro de la celda de cimentación
F_c	Factor de corrección de la magnitud de la resistencia al corte no-drenada cuando ésta varía linealmente con la profundidad
g	Aceleración de la gravedad
i_c	Factor por carga inclinada para el cálculo de la capacidad de carga última de zapatas con desplante superficial
N	Número de etapas de carga
N_c	Factor de capacidad de carga cohesivo por carga vertical (V), $N_c = 2 + \pi$, solución plástica de Prandtl
N_c^*	Factor de capacidad de carga cohesivo para el cálculo de la capacidad de carga última, considera los factores de carga cohesivo, de forma y de profundidad, $N_c^* = N_c s_c d_c$
N_{cH}	Factor de capacidad de carga cohesivo para el cálculo de la carga horizontal última, es un factor geométrico que no considera el empuje pasivo (E_p)
N_{cH}^*	Factor de capacidad de carga cohesivo para el cálculo de la carga horizontal última, considera el empuje pasivo (E_p)
N_{cM}	Factor de capacidad de carga cohesivo para el cálculo del momento de volteo último de zapatas con desplante superficial
N_{cM}^*	Factor de capacidad de carga cohesivo para el cálculo del momento de volteo último de celdas de cimentación
s_c	Factor que considera la forma en planta de la cimentación para el cálculo de la capacidad de carga última de zapatas con desplante superficial
s_{cM}	Factor que considera la forma en planta de la cimentación para el cálculo de momento de volteo último de zapatas con desplante superficial

Geometría:

A_c	Área en planta de la cimentación
A'_c	Área en planta efectiva de la cimentación
A_f	Área lateral de la celda, pilote, pila o muro
A_t	Área transversal del elemento estructural (pilote o viga)
B	Ancho o diámetro de la cimentación (celda, pilote, pila o muro)
B'	Ancho o diámetro efectivo de la cimentación (celda, pilote, pila o muro)
D	Longitud en profundidad de los muros perimetrales de la celda

D_a	Longitud interna de los muros perimetrales, se debe descontar el espesor de la losa	E_p	Empuje pasivo generado por el muro frontal de la celda, el muro frontal se ubica de acuerdo con la dirección del movimiento inducido por la fuerza horizontal externa, cabe aclarar que en el cálculo del empuje pasivo no se considera el aporte de la resistencia al corte no-drenada, está última se considera en la superficie de falla ubicada al frente del movimiento de la celda
D_f	Profundidad de desplante	H_{ult}	Fuerza horizontal última
e	Excentricidad de carga	H_N	Fuerza horizontal última normalizada
L	Largo de la cimentación	M	Momento de volteo (externo)
L'	Largo efectivo de la cimentación	M_{Ea}	Momento generado por el empuje activo del suelo vecino a la celda
L_p	Longitud del pilote o muro	M_N	Momento de volteo último normalizado
p	Perímetro de la cimentación (celda, pilote, pila o muro)	M_{RAA}	Momento resistente generado por la adherencia del suelo a las caras internas de los muros perimetrales
p_a	Perímetro interno de la celda de cimentación, sin considerar los muros intermedios	M_{RAE}	Momento resistente generado por la adherencia del suelo a las caras externas de los muros perimetrales
s	Separación de los muros intermedios	M_{REp}	Momento resistente generado por el empuje pasivo del suelo vecino a la celda, cabe aclarar que en el cálculo del empuje pasivo no se considera el aporte de la resistencia al corte no-drenada, está última se considera en la superficie de falla ubicada al frente del movimiento de la celda
s_m	Espesor de los muros de la celda	M_{RFF}	Momento resistente generado por la superficie de falla plana frontal, el frente se define de acuerdo con la dirección del cortante basal (H)
t_L	Espesor de los elementos estructurales (viga, losa o muro)	M_{RET}	Momento generado por la resistencia al corte del suelo ubicado en la zona de extensión
z_1	Brazo de palanca con respecto al rectángulo que se forma en el diagrama de presiones activo o pasivo	M_{RP}	Momento resistente a la penetración de la punta de la celda, combina las capacidades de la losa de cimentación y de la punta del muro perimetral
z_2	Brazo de palanca con respecto al triángulo que se forma en el diagrama de presiones activo o pasivo	M_{RP-N}	Momento generado por resistencia a la penetración normalizado con respecto al momento calculado para $V=0.5V_{ult}$
Cargas, fuerzas, momentos, empujes, presiones y esfuerzos:		M_{RP-ult}	Momento generado por resistencia a la penetración último, es el máximo en el plano V-M
σ_x	Esfuerzo horizontal principal	$M_{RP-0.5V_{ult}}$	Momento generado por resistencia a la penetración correspondiente a $V=0.5V_{ult}$
$\Sigma\Delta q_i$	Suma de los incrementos de presión en la etapa de carga i	M_{RU}	Momento último resistente al volteo de la celda cimentación
$\Sigma\Delta F_{vi}$	Suma de los incrementos de fuerzas verticales de reacción en el contacto suelo-cimiento en la etapa de carga i	q	Presión vertical externa [F/L^2]
F	Fuerza axial	q_u	Capacidad de carga última [F/L^2]
F_u	Capacidad de carga última en términos de fuerza	q_p	Capacidad de carga generada por resistencia a la penetración de la punta de la celda
F_a	Fuerza por adherencia lateral	q_{ae}	Capacidad de carga generada por adherencia lateral de las caras externas de los muros perimetrales de la celda
F_p	Fuerza por resistencia a la penetración de la punta de la celda	q_{ai}	Capacidad de carga generada por adherencia lateral de las caras internas de los muros perimetrales de la celda
F_{eh}	Empuje horizontal del suelo vecino a la celda	q_0	Esfuerzo vertical total en el suelo vecino a la cimentación a la profundidad de desplante de los muros perimetrales de la celda, generado por peso propio del suelo y la piezometría del sitio
F_c	Factor que afecta a la resistencia al corte no-drenada promedio del suelo, debido a que la resistencia aumenta linealmente con la profundidad	V	Fuerza vertical externa
F_{AI}	Factor de adherencia interna, considera que la interacción losa-muro-suelo atrapado en la celda de cimentación	V_{ult}	Fuerza vertical última
H	Fuerza horizontal externa	V_N	Fuerza vertical última normalizada
H_B	Fuerza horizontal resistente generada en la superficie de falla plana y horizontal, ubicada al nivel de desplante de los muros perimetrales	W	Peso de la estructura o edificio
H_F	Fuerza horizontal resistente generada en la superficie de falla plana ubicada al frente del movimiento inducido por la fuerza horizontal externa		
H_{AL}	Fuerza horizontal resistente generada por la adherencia del suelo en las caras externas de los muros laterales de la celda, los muros laterales se ubican de acuerdo con la dirección del movimiento inducido por la fuerza horizontal externa		
H_{AF}	Fuerza horizontal resistente generada por la adherencia del suelo en la cara externa del muro frontal de la celda, el muro frontal se ubica de acuerdo con la dirección del movimiento inducido por la fuerza horizontal externa		
E_a	Empuje activo		

Relación de tablas y figuras

Tablas

- 2.1. Relaciones para el cálculo de los factores de la ecuación de capacidad de carga última
 - 2.2. Comparación de los factores N_c^* y s_c de cimentaciones cuadradas y circulares, $D = 0$
 - 2.3. Magnitudes de capacidad de carga última (q_u) en función del número de etapas de carga
 - 2.4. Factores de forma s_c y N_c^* de elementos esbeltos (pilotes y muros)
 - 2.5. Resistencias a la penetración, por adherencia y por presión vertical del suelo vecino al muro
 - 2.6. Propiedades del suelo y geometrías de las losas
 - 2.7. Comparación de las capacidades de carga últimas calculadas con cohesión variable y con cohesión homogénea representativa
 - 2.8. Factores para calcular la capacidad por penetración (q_p) de las celdas estructuradas
-
- 3.1. Nomenclatura de cargas y desplazamientos
-
- 4.1. Cargas para el diseño geotécnico de la cimentación
 - 4.2. Secuencia estratigráfica general en el sitio del apoyo
 - 4.3. Parámetros de deformación para condiciones estáticas y dinámicas
 - 4.4. Parámetros de resistencia de los estratos de suelo
 - 4.5. Propiedades del suelo compresible de cimentación para calcular asentamientos diferidos
 - 4.6. Volumen y peso de la celda de cimentación
 - 4.7. Memoria de cálculo de la capacidad de carga estática (q_u) de la celda estructura de cimentación
 - 4.8. Memoria de cálculo del momento resistente último (M_{RU}) de la celda estructurada de cimentación
 - 4.9. Parámetros de resistencia y de deformación de los elementos estructurales de la celda de cimentación
 - 4.10. Parámetros de resistencia y de deformación de los estratos de suelo, carga estática
 - 4.11. Parámetros de resistencia y de deformación de los estratos de suelo, carga pseudo-estática
 - 4.12. Memoria de cálculo de los momentos de volteo (M_v) en una y dos direcciones de carga
 - 4.13. Parámetros de resistencia y de deformación de los estratos de suelo, condición de carga sostenida y asentamientos diferidos

Figuras

- 1.1. Esquema de una celda estructural de cimentación de concreto armado
 - 1.2. Tipos de cimentaciones para casas y edificaciones en la ciudad de México, modificada de Romo y Auvinet (1992)
-
- 2.1. Distribución del factor de forma s_c , $D=0$
 - 2.2. Distribución del factor de profundidad d_c
 - 2.3. Estado de esfuerzos bajo una zapata, teorema del límite inferior
 - 2.4. Círculos de Mohr, límite inferior de la teoría de la plasticidad
 - 2.5. Mecanismo de falla de Prandtl, suelo cohesivo
 - 2.6. Curva típica presión-deformación de materiales con endurecimiento y ablandamiento plásticos
 - 2.7. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de tres cimentaciones circulares con contacto rugoso desplantadas superficialmente en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo
 - 2.8. Efecto geométrico de cimentaciones circular y cuadrada con contactos rugosos, desplantadas superficialmente en suelo cohesivo
 - 2.9. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de tres cimentaciones cuadradas con contacto rugoso desplantadas superficialmente en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo
 - 2.10. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de tres cimentaciones rectangulares con contacto rugoso desplantadas superficialmente en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo
 - 2.11. Factores de forma s_c para varios anchos de cimentación
 - 2.12. Factores de forma normalizados para varios anchos de cimentación
 - 2.13. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de tres cimentaciones con contacto rugoso desplantadas superficialmente en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo
 - 2.14. Factores de forma s_c y de capacidad de carga N_c^* de elementos esbeltos de sección cuadrada y rectangular
 - 2.15. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de seis cimentaciones empotradas en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo
 - 2.16. Factores de profundidad d_c de muros y pilotes

-
- 2.17. Contornos de velocidad de desplazamiento de celdas circulares de 6 m de diámetro con diferentes profundidades de desplante, vista en isométrico de una cuarta parte del modelo
 - 2.18. Contornos de velocidad de desplazamiento de celdas circulares con relación de profundidad de desplante $D/B=2$ y diferentes diámetros, vista en isométrico de una cuarta parte del modelo
 - 2.19. Superficies de falla normalizadas con respecto al radio correspondiente de cada celda, determinadas a partir de los contornos de velocidad de desplazamiento
 - 2.20. Factor de profundidad d_c de las celdas circulares
 - 2.21. Comparación del factor de profundidad d_c de las celdas circulares con datos publicados
 - 2.22. Contornos de velocidad de desplazamiento de celdas cuadradas de 6 m de lado con diferentes profundidades de desplante, vista en isométrico de una cuarta parte del modelo
 - 2.23. Factor de profundidad d_c de las celdas cuadradas
 - 2.24. Comparación del factor de profundidad d_c de las celdas cuadradas con datos publicados
 - 2.25. Contornos de velocidad de desplazamiento de celdas rectangulares de 3 m de ancho con diferentes largos y profundidades de desplante, vista en isométrico de una cuarta parte del modelo
 - 2.26. Factor de profundidad d_c de las celdas rectangulares
 - 2.27. Comparación del factor de profundidad d_c de las celdas rectangulares con datos publicados
 - 2.28. Mecanismo de transferencia de carga de pilotes de fricción, Vesic (1970)
 - 2.29. Curvas de transferencia de carga de un pilote de fricción, Mendoza y Romo (1998)
 - 2.30. Perfiles de fuerza de adherencia (F_a) en un muro aislado
 - 2.31. Esfuerzo axial en un muro aislado
 - 2.32. Distribución de asentamientos a nivel de desplante de los muros perimetrales de una celda cuadrada de 3 m de ancho a lo largo de un eje de simetría
 - 2.33. Perfiles de fuerza de adherencia (F_a) en la cara interna de una celda de 3 m de ancho
 - 2.34. Factor de adherencia interna, F_{AI}
 - 2.35. Variabilidad en planta del módulo de reacción
 - 2.36. Asentamiento del suelo y flexión de la losa
 - 2.37. Deformación diferencial en las cimentaciones analizadas
 - 2.38. Asentamiento máximo en las cimentaciones analizadas
 - 2.39. Volumen de concreto de las celdas de cimentación analizadas
 - 2.40. Perfiles de onda de corte y parámetros elásticos típicos de la zona de lago
 - 2.41. Factor de corrección de la resistencia al corte no-drenada, F_c
-
- 3.1. Convención de signos, de cargas y de desplazamientos
 - 3.2. Superficie de fluencia en el plano de cargas V-H, zapata rígida superficial
 - 3.3. Superficie de fluencia en el plano de cargas V-M, zapata rígida rectangular
 - 3.4. Superficies de fluencia en el plano de cargas H-M, para varios planos de V_N (zapata rígida rectangular, suelo con resistencia a la tensión nula)
 - 3.5. Superficie de falla tridimensional, zapata rígida rectangular desplantada en suelo con resistencia a la tensión nula
 - 3.6. Nomenclatura adoptada en función de la carga horizontal aplicada
 - 3.7. Mecanismo de falla plástica generado por carga horizontal pura, suelo con resistencia a la tensión nula, vista en isométrico de la mitad del modelo numérico
 - 3.8. Mecanismo simplificado de falla plástica por carga horizontal pura, suelo con resistencia a la tensión nula
 - 3.9. Detalle de las variables que intervienen en el cálculo del E_p y de H_f
 - 3.10. Variación del factor N_{cH} en función de la geometría de la celda de cimentación
 - 3.11. Mecanismos de falla plástica generados por carga inclinada, suelo con resistencia a la tensión nula, vistas en isométrico de la mitad de los modelos numéricos
 - 3.12. Planos de fluencia V-H ($M = 0$) de celdas cuadradas de 3, 6 y 10 m de ancho con varias profundidades de desplante, suelo con resistencia a la tensión nula
 - 3.13. Superficies de fluencia en el plano de cargas V-M ($H = 0$), de losa cuadrada de 3 de ancho con desplante superficial y suelo con resistencia a la tensión nula
 - 3.14. Variación del Factor N_{cM}^* en función del lado de la losa de cimentación cuadrada, efecto de escala
 - 3.15. Mecanismo de falla plástica generado por momento puro, suelo con resistencia a la tensión nula, vista en isométrico de la mitad del modelo numérico
 - 3.16. Superficies de fluencia en el plano de cargas V-M ($H = 0$) de celdas cuadradas de 3, 6 y 10 m de ancho con varias profundidades de desplante, el suelo de apoyo tiene resistencia a la tensión nula
 - 3.17. Variación del factor N_{cM}^* en función de la profundidad de empotramiento
 - 3.18. Fuerzas generadas por adherencia de las caras externas de los muros de la celda
 - 3.19. Combinación específica de cargas y otras variables a analizar
-

-
- 3.20. Mecanismo de falla plástica de una celda de sección cuadrada sujeta a una combinación específica de cargas (V, H, M)
 - 3.21. Momento resistente mínimo generado por empuje pasivo
 - 3.22. Esquema para el cálculo del momento generado por empuje pasivo
-
- 4.1. Planta de la cimentación en estudio y esquema de aplicación de las cargas
 - 4.2. Esquema de la celda estructurada de cimentación
 - 4.3. Distribución de los esfuerzos vertical, activo y pasivo
 - 4.4. Modelo numérico de diferencias finitas
 - 4.5. Curva presión vertical vs asentamiento normalizado, calculada con el modelo numérico
 - 4.6. Asentamientos en la celda de cimentación por la carga de servicio (27.5 t/m²)
 - 4.7. Mecanismo de falla del tipo de punzonamiento definido por los contornos de velocidad de desplazamiento, carga vertical, criterio del límite superior de la teoría de la plasticidad
 - 4.8. Curva momento de volteo vs deformación diferencial, calculada con el modelo numérico
 - 4.9. Distribución de desplazamientos generados por momentos de volteo aplicados en dos direcciones ortogonales en planta (X y Y) y por carga vertical (Z)
 - 4.10. Distribución del módulo de desplazamiento generado por momentos de volteo aplicados en dos direcciones ortogonales en planta (X y Y) y por carga vertical (Z)
 - 4.11. Mecanismo de falla del tipo rotacional definido por los contornos de velocidad de desplazamiento y generado por momentos de volteo aplicados en dos direcciones ortogonales en planta (X y Y) y por carga vertical (Z), criterio del límite superior de la teoría de la plasticidad
 - 4.12. Distribuciones piezométricas: hidrostática, actual y calculada a 20 años de abatimiento
 - 4.13. Asentamientos debidos a la consolidación generada por la carga de trabajo
 - 4.14. Perfiles de abatimiento piezométrico normalizados, calculados con base en Lambe y Whitman (1998)
 - 4.15. Asentamiento debido a consolidación regional para 20 años de abatimiento piezométrico
 - 4.16. Asentamiento diferido debido a la combinación de carga externa sostenida y por 20 años de abatimiento piezométrico
 - 4.17. Asentamiento debido a consolidación regional para 20 años de abatimiento piezométrico en dos apoyos consecutivos

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En la actualidad existen sistemas estructurales novedosos para construir cimentaciones diferentes a las conocidas convencionalmente como zapatas, losas, cajones y pilotes de fricción o de punta. Además, se emplean cimentaciones no convencionales sin tener el conocimiento completo de su comportamiento y mucho menos un método de análisis.

Por otro lado, la baja resistencia al corte y la alta compresibilidad que presentan los suelos blandos, como los que se encuentran en las zonas del lago y transición de la ciudad de México, como lo indica el reglamento de construcciones del Distrito Federal, DDF y GDF (1987, 1995 y 2004), generan procesos constructivos detallados de los cajones de cimentación. El uso de cajones de cimentación implica una excavación profunda que genera costos, tiempo de construcción y control de calidad del proceso de excavación, SMMS (2000 y 2001). Asimismo, el diseño de pilotes de fricción se basa en los siguientes criterios: (1) Los pilotes sólo reducen asentamientos y la losa o cajón toma toda la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas. (2) Los pilotes se diseñan para soportar la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, y la losa se considera como elemento que aumenta la rigidez y redistribuye la carga, por efecto del hundimiento regional.

En el presente trabajo se propone la utilización de una cimentación no-convencional llamada celda estructurada, la cual está compuesta por muros perimetrales e intermedios ligados estructuralmente a una losa tapa, figura 1.1, cabe aclarar que no existe losa de fondo.

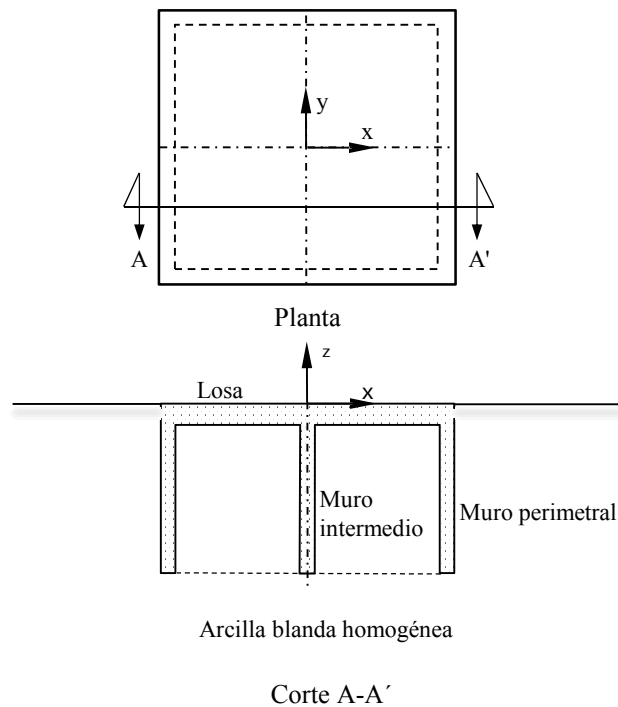


Figura 1.1. Esquema de una celda estructurada de cimentación de concreto armado

1.1. Objetivos y alcances

El objetivo principal del presente trabajo es proponer los métodos de análisis simplificados para calcular las cargas de colapso estática y pseudoestática de las celdas estructurales de cimentación apoyadas e inmersas en suelos cohesivos blandos. Los objetivos secundarios comprenden: 1) Dar recomendaciones y criterios para el diseño geotécnico de las celdas estructurales y, 2) mostrar el comportamiento de una celda estructural de un caso práctico donde se consideren cargas estática y pseudoestática; y asentamientos generados por compresión volumétrica.

Los alcances del presente trabajo contemplan realizar un estudio paramétrico-numérico de las celdas estructuradas ante carga estática vertical de compresión y ante carga pseudoestática generada por momento de volteo y cortante basal o fuerza horizontal; donde se evalúa la geometría de la celda. Se analizan celdas de sección circular, cuadrada y rectangular, la profundidad de los muros perimetrales y la presencia de muros intermedios. Asimismo, con base en los resultados de los análisis numéricos, se proponen métodos simplificados para calcular la capacidad de carga estática y pseudo-estática de las celdas estructuradas. Además, en un caso hipotético de una celda estructural se calculan los desplazamientos ante carga estática, pseudoestática y por compresión volumétrica generada por presión superficial y por abatimiento piezométrico profundo.

1.2. Motivaciones

La motivación principal es aportar a la ingeniería civil un método de análisis simplificado para calcular capacidad de carga y asentamientos de las celdas estructuradas de cimentación, así como dar recomendaciones

para su diseño y su construcción, con el objeto de promover la utilización de esta cimentación. Lo anterior se logrará al comprender el comportamiento de las celdas de cimentación ante diferentes ambientes de carga.

1.3. La problemática de las cimentaciones en arcilla blanda

Una gran porción del área urbana de la ciudad de México se apoya en potentes espesores de arcilla blanda, que geológicamente corresponden a materiales depositados en el fondo de lagos antiguos. La arcilla blanda es muy compresible y presenta baja resistencia al corte, por lo que es la causa principal de problemas de cimentaciones. Adicionalmente, el hundimiento regional y la amplificación de los movimientos sísmicos por efectos de sitio, complementan las causas que generan problemas en cimentaciones. El hundimiento regional o subsidencia está asociado a la reducción de las cargas piezométricas que ocurren en los acuíferos superficiales y profundos, como resultado de la sobre-explotación de agua para consumo humano e industrial. Asimismo, los movimientos sísmicos generados externamente a la ciudad de México, principalmente en la región costera del Pacífico, son amplificados en los espesores de arcilla. Como resultado de cimentar en suelos blandos sometidos a subsidencia y a movimientos sísmicos fuertes, se producen asentamientos o expansiones totales y diferenciales que inciden en la funcionalidad, estética y estabilidad de la cimentación y de la estructura, Mendoza (2007); además, la reducción de la funcionalidad de las edificaciones se acentúa a largo plazo.

Los sismos imponen una condición crítica durante la vida útil de las estructuras, al punto que pueden sufrir asentamientos diferenciales y totales súbitos considerables, e incluso el colapso total al provocar el vuelco de edificios, Auvinet y Mendoza (1986). Los sismos de 1985 son el parte-aguas en el desempeño de cimentaciones, ya que determinaron modificaciones sustanciales en su análisis y diseño, Romo (1990) y Jaime *et al.*, (1990), así como en la regulación que imponen los reglamentos de construcción. Además, propiciaron la disposición para comprender las causas de los daños observados, motivaron la instrumentación de cimentaciones, Mendoza *et al.*, (2000) y Mendoza (2004), y el estudio del comportamiento del subsuelo ante eventos sísmicos y su interacción con la estructura, Romo (1990) y Romo *et al.*, (2000).

1.4. Tipos y comportamientos de cimentaciones en suelos blandos

Para efectos de terminología se describen los tipos de cimentaciones que usualmente se usan en suelos blandos, figura 1.2. El uso de una u otra cimentación depende de la magnitud y distribución de las cargas de la estructura. Así, para estructuras de uno o dos niveles el uso de zapatas o losas apoyadas superficialmente puede ser adecuado bajo condiciones estáticas y sísmicas. Para estructuras más altas se requiere cimentar con cajones compensados o el uso de pilotes de fricción o de punta apoyados en lentes de arena o en los depósitos profundos.

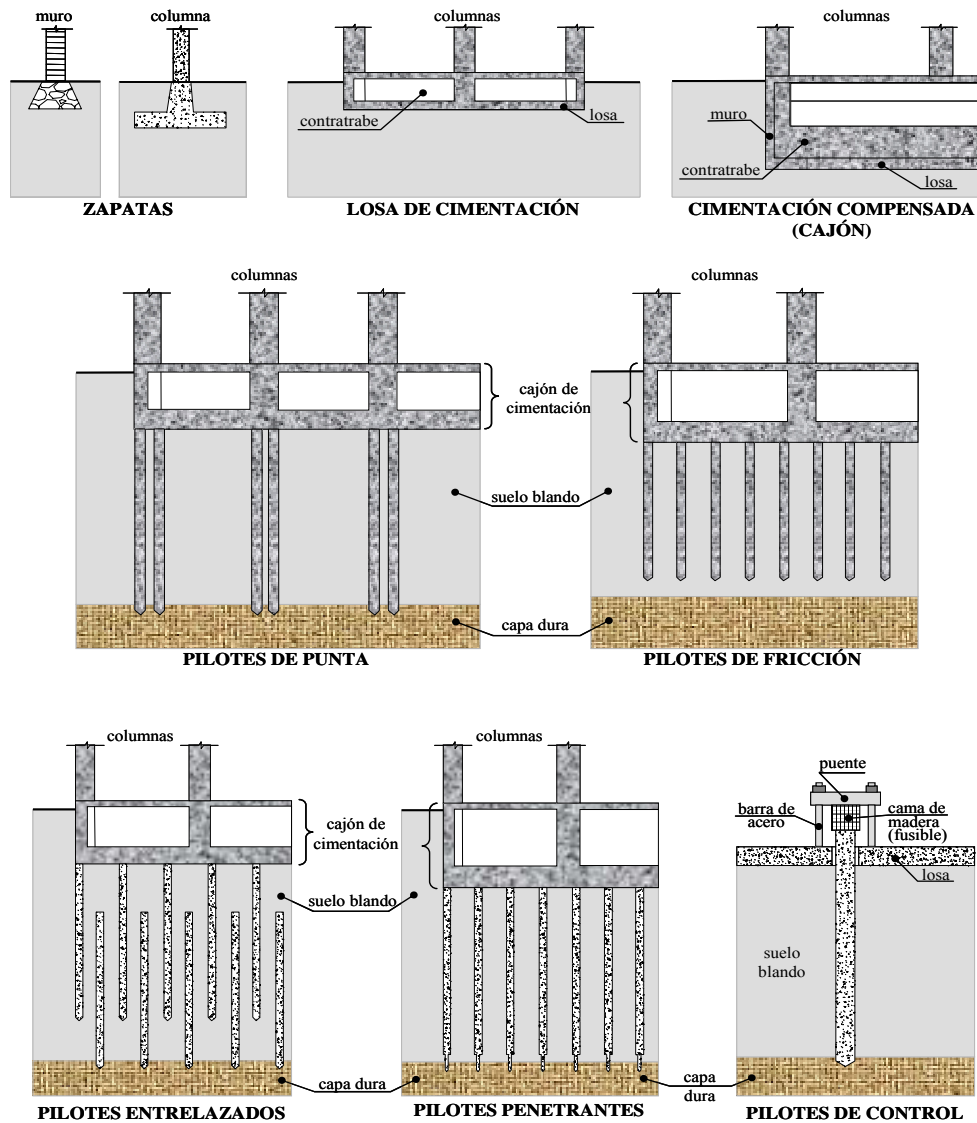


Figura 1.2. Tipos de cimentaciones para casas y edificaciones en la ciudad de México, modificada de Romo y Auvinet (1992)

1.4.1. Cimentación mixta

Los sismos de 1985 en la ciudad de México mostraron que las cimentaciones que más daños sufrieron fueron los de tipo mixto, cimentaciones formadas por cajón y pilotes de fricción, donde se presentaron grandes asentamientos, fuertes desplomes e incluso vuelco total; manifestaciones claras de diseños inadecuados en los que no se cumplieron los criterios inicialmente sanos, Auvinet y Reséndiz (1991). Debe reconocerse que antes de 1985 se tenían lagunas en el conocimiento acerca de su comportamiento, principalmente por la falta de comprobación experimental entre lo previsto teóricamente y lo observado en cimentaciones reales.

La instrumentación de una cimentación de tipo mixto de un puente vehicular en la zona nor-oriente de la ciudad de México, Mendoza (2000, 2004 y 2007), ha contribuido a mejorar la comprensión del comportamiento de este tipo de cimentación desde su construcción y a través de varios años de servicio donde han ocurrido algunos

sismos de mediana magnitud. Mendoza divide los resultados en: 1) Comportamiento estático, los pilotes de fricción son el soporte principal de las cargas sostenidas y la losa lo hace en menor proporción, aunque juega un papel significativo durante eventos sísmicos. 2) Comportamiento dinámico, ante acciones sísmicas de mediana intensidad, suceden mecanismos de transferencia de carga de los pilotes a la losa, cuando se reduce la adherencia del fuste de los pilotes y se degrada su capacidad de soporte; los cambios dinámicos de la presión de poro por la acción sísmica son pequeños y totalmente transitorios, sin desarrollar presión residual; además, en las direcciones horizontales, el sistema cajón-pilotes mantiene un patrón de respuesta muy similar al del campo libre, esto indica que los pilotes siguen los movimientos horizontales del subsuelo y consecuentemente la interacción dinámica horizontal entre el sistema cajón-pilotes y el suelo es poco significativo; por el contrario, este sistema de cimentación ofrece una restricción importante a los movimientos verticales dinámicos del terreno. Mayoral *et al.*, (2008), mediante la técnica de elemento finito realizaron un estudio detallado de la interacción dinámica del sistema cajón-pilotes instrumentado por Mendoza, encontraron que en la dirección horizontal-longitudinal, la cimentación sigue los movimientos del suelo, por lo que la interacción dinámica es prácticamente nula; sin embargo, en la dirección horizontal-transversal se calcularon en la cubierta del cajón un incremento importante en el pico del espectro de respuesta (pseudo-aceleración) respecto del medido en la base del cajón.

Lo descrito por Mendoza (2004 y 2007) corresponde al caso de una cimentación de un puente vehicular y motiva a comparar ese comportamiento con el de la cimentación de un edificio mediante instrumentación.

1.4.2. Pilotes de punta

El uso de pilotes apoyados en su punta en un estrato resistente se redujo por el efecto negativo que tienen cuando el hundimiento regional aparece, el uso se redujo principalmente en la zona de lago del Valle de México. Este efecto se caracteriza por una emersión aparente de la estructura; es decir, el suelo vecino junto con las estructuras vecinas, si existen, tienden a hundirse más en comparación al edificio con pilotes de punta. Esta condición provoca daños estructurales a los edificios vecinos, además de aumentar la carga en los pilotes por la llamada fricción negativa. Asimismo, la estructura también tiende a emerger aparentemente cuando la resistencia por adherencia-fricción de los pilotes sobrepasa exageradamente la carga de servicio, por la cantidad y geometría de los pilotes, Reséndiz y Auvinet (1973). Existen alternativas en cuanto al uso de pilotes de punta para contrarrestar algunas deficiencias de su comportamiento debido a los efectos del hundimiento regional, tales como pilotes de punta penetrante, pilotes de control y pilotes entrelazados, figura 1.2.

1.5. Proceso constructivo general de las celdas estructuradas

Una celda estructurada es una cimentación que presenta *a priori* algunas ventajas desde el punto de vista constructivo. Recordando, que esta cimentación está compuesta por muros perimetrales e intermedios ligados estructuralmente a una losa tapa, sin losa de fondo, figura 1.1.

Los muros perimetrales e intermedios pueden construirse con la técnica del muro Milán, el proceso constructivo general de esta técnica, SMMS (2000 y 2001), es el siguiente: Construcción de los brocales para dar guía a la excavación de la trinchera. Excavación de la trinchera mediante retroexcavadora o almeja, se utiliza lodo bentonítico para soportar las paredes de excavación. Izado y colocación de la estructura de refuerzo del muro, en la habilitación de la estructura se deben considerar elementos que den rigidez al izaje y centradores para la colocación. Colado del concreto hidráulico con la técnica del tubo tremie. La calidad de la construcción de los muros influye significativamente en el comportamiento de los mismos durante el servicio de la cimentación, es decir, si la alteración del suelo de las paredes de la trinchera es significativo durante la construcción del muro, la resistencia por adherencia cimiento-suelo se reducirá notablemente.

Actualmente hay grúas de gran capacidad que pueden izar grandes tableros de muros prefabricados y colocarlos en trincheras con dimensiones menores a las del tablero, con lo cual se ganan dos cosas: Asegurarse que el tablero no tenga discontinuidades y que el concreto no esté contaminado. ¿Sin embargo, hincar un muro y provocar poca distorsión en el suelo implicará un mejor comportamiento del muro durante su servicio? Lo anterior implica un estudio detallado mediante instrumentación en prototipos de gran tamaño, lo cual queda fuera del presente trabajo.

Una vez construidos los muros perimetrales e intermedios, en la superficie del suelo se coloca una capa impermeable de polietileno o un riego de impregnación para evitar la migración de lechada durante el colocado de la losa tapa. Después, se procede a la construcción de la losa la cual se realiza superficialmente de manera monolítica con concreto hidráulico.

Al comparar el proceso constructivo de las celdas estructurales con el correspondiente al de cajones de cimentación, las celdas no requieren de excavación profunda, lo que implica una cimentación más económica y un proceso constructivo más expedito.

1.6. Uso de las celdas estructuradas

El potencial uso de las celdas estructuradas no se limita a la arcilla blanda del valle de México, desde la década de los setentas las celdas de succión (suction skirted foundation o suction bucket foundation) se han usado como apoyo para estructuras fijas en ríos o lagos o como anclaje de estructuras flotantes para el desarrollo de proyectos de hidrocarburos mar adentro. En años recientes, las celdas de succión son reconocidas como una alternativa de cimentación aplicable a estructuras de puentes instalados en agua (mares, ríos o lagos) debido a que las celdas han presentado una gran variedad de funciones, tales como control de asentamientos durante la vida de servicio y menos impacto ambiental durante su instalación, Audibert *et al.*, (2003) y Tjelta *et al.*, (1990).

Una celda estructurada puede apoyarse en cualquier tipo de suelo: cohesivo, granular o cohesivo-friccionante; se puede combinar con cimentaciones convencionales como cajones y pilotes. Por sus características geométricas, las celdas estructuradas pueden controlar asentamientos diferenciales, además pueden resistir momento de volteo

y carga horizontal por lo que se pueden utilizar para cimentar estructuras sujetas a carga combinada, como puentes y plataformas marinas.

1.7. Generalidades de las soluciones plásticas

La mayoría de los métodos de análisis simplificados que usualmente se utilizan en la ingeniería geotécnica se desarrollaron a partir de soluciones plásticas, aquí una breve descripción de éstas.

El objetivo principal del análisis de esfuerzos en mecánica de suelos es asegurar que la masa de suelo bajo estudio tenga un factor de seguridad adecuado contra falla última o colapso, además de que cumpla con los requerimientos de servicio para la cual fue diseñada. En general, los problemas de mecánica de suelos se dividen en dos grupos: estabilidad y deformabilidad (compresibilidad y distorsión).

Los problemas de deformabilidad requieren conocer los niveles de esfuerzo en la masa de suelo bajo cargas de trabajo que no inducen falla. Las soluciones a estos problemas se han obtenido con la teoría de la elasticidad lineal. Esta aproximación es racional para problemas temporales, para problemas con niveles bajos de carga de trabajo y suelos con comportamiento no dependiente del tiempo. Para suelos con comportamiento elasto-plástico es conveniente saber que habrá concentraciones de esfuerzos en zonas de la masa de suelo donde se ha rebasado su resistencia. Generalmente, en problemas de suelos con comportamiento elasto-plástico se recurre a métodos numéricos para estimar el estado de esfuerzos. A los problemas intermedios entre el comportamiento elástico y la falla última son conocidos como problemas de falla progresiva.

Ejemplos de problemas de estabilidad (colapso) de masas de suelo son los de empuje de tierras, de capacidad de carga y de estabilidad de taludes. La característica más importante de los problemas de estabilidad es determinar la carga a la cual la masa de suelo falla plásticamente. Las soluciones de los problemas de estabilidad se han obtenido simplemente con la estática, para una superficie de falla (plana, circular o espiral logarítmica) y una ley de resistencia del suelo (por ejemplo, Mohr-Coulomb). En mecánica de suelos esto es conocido como el método de equilibrio límite. El concepto de equilibrio límite en un continuo fue definido por Coulomb (1776) quién lo aplicó para determinar la presión de un relleno sobre un muro de retención. Rankine (1857) aplicó el equilibrio límite en un cuerpo infinito y desarrolló la teoría de presión de tierras en muros de retención. Fellenius (1926), Terzaghi (1943) y otros, utilizaron la herramienta del equilibrio límite para desarrollar sus tan conocidas contribuciones a la práctica profesional de la mecánica de suelos.

Otra herramienta de utilidad para determinar cargas de colapso es la *técnica de análisis límite* de la teoría de la plasticidad (límite superior), una aplicación importante es la obtención de la capacidad de carga última en cimentaciones. Los primeros trabajos, Prandtl (1920) y Hill (1950), tienen un fundamento puramente matemático y son la base de las recientes aportaciones como las de Chen (1975) y Chen y Liu (1990), otras aportaciones combinan la programación lineal y no-lineal, para aplicar los conceptos del análisis límite (límites superior e inferior de la teoría de la plasticidad) junto con la técnica del elemento finito. Inicialmente esta técnica

combinada se debe a Lysmer (1970) y recientemente la han aplicado Martin (2001), Lyamin y Sloan (2002a y 2002b), entre otros. Algunas de las aportaciones del análisis límite tienen su origen en la definición de efectos axisimétricos y tridimensionales y en la definición del aporte del peso del suelo de apoyo. Por ejemplo, Chen y Liu (1990) al comparar los efectos tridimensional y de deformación plana de una cimentación superficial desplantada en suelo con comportamiento Drucker-Prager (con $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$), muestran que la carga de colapso tridimensional es del orden de dos veces la de deformación plana.

Una aproximación matemática más rigurosa para el análisis de la estabilidad de estructuras geotécnicas es el *método de las líneas características* (slip-line method). Varios investigadores como Sokolovskii (1965), Lundgren y Mortensen (1953), Hansen (1970), Booker (1969), Bolton y Lau (1993) y Kumar (2003) han aplicado este método para estimar los factores de capacidad de carga. En la técnica de las líneas características, el criterio de falla de Coulomb es combinado con las ecuaciones de equilibrio para generar un conjunto de ecuaciones diferenciales de equilibrio plástico que, junto con las condiciones de esfuerzos de frontera, son usados para determinar los esfuerzos en el suelo bajo la zapata en un punto de incipiente falla. La solución precede de la construcción de dos familias de líneas curvas de deslizamiento que se interceptan (líneas α y líneas β) para el conocido contorno de esfuerzos. Para un riguroso límite inferior, el método ha mostrado que en las regiones rígidas alrededor de las zonas de equilibrio plástico, existe un estado de esfuerzos admisible estáticamente. Las soluciones obtenidas con el método de las líneas características son generalmente no exactas, puesto que no es siempre posible integrar las relaciones esfuerzo-deformación para obtener un campo cinemático admisible o para extender el campo de esfuerzo sobre todo el semiespacio del dominio del suelo. Además, el método puede ocuparse solamente en los problemas en los cuales las condiciones de frontera se indican en términos de tracciones superficiales, es decir para problemas estáticamente determinados. Por lo tanto, si hay restricciones en los desplazamientos de frontera (como en el caso, por ejemplo, de una cimentación rígida con interfaz rugosa o lisa), las consideraciones necesitan ser hechas sobre la distribución de esfuerzos en la frontera antes de que una solución sea posible. La solución puede ser muy sensible a estas consideraciones, particularmente si el peso propio del suelo es considerado.

Las técnicas de análisis numérico como las de elemento finito y de diferencias finitas, para el cálculo de esfuerzos y deformaciones, también se han utilizado para derivar las estimaciones aproximadas de los factores de capacidad de carga. Los trabajos publicados tratan principalmente el tema del aporte del peso propio del suelo definido por el factor N_γ . Por ejemplo, Griffiths (1982) modela al suelo como un material elastoplástico con la condición de fluencia de Mohr-Coulomb combinada con una regla de flujo no asociada, sin cambio de volumen plástico, una de las conclusiones es que el ancho de la zapata influye poco en el valor de N_γ , este efecto fue reconocido más adelante como debido al arreglo de la malla, Woodward y Griffiths (1998), y al método usado para calcular N_γ , donde el esfuerzo vertical en los puntos de Gauss fue empleado para determinar la capacidad de carga. Una aproximación más consistente, de acuerdo con Day y Potts (2000), es sumar las fuerzas nodales de

reacción bajo la zapata para obtener la carga equivalente. Además, la singularidad de los esfuerzos en el borde de la zapata influencia el cálculo de la capacidad de carga considerablemente y pueden dar la ilusión de que el factor N_γ es dependiente del ancho de la cimentación. Otro ejemplo lo constituye el trabajo de Frydman y Burd (1997), quienes abordan el tema del efecto de los ángulos de fricción (interna y de dilatancia) en la capacidad de carga y utilizan dos técnicas numéricas para estimar N_γ , diferencias finitas y elemento finito. Hjjaj *et al.*, (2004) afirman que los resultados numéricos de elemento finito o de diferencias finitas descritos arriba, constituyen en el mejor de los casos, un límite pseudo-superior a la solución exacta. Esto es porque una solución rigurosa del límite superior requiere que la regla de flujo se cumpla en todo el continuo y no solamente en los puntos de integración. Esto sugiere que el uso de elementos finitos sufren de *fijación (locking)* a menos que se adopten esquemas especiales de cuadratura, Nagtegaal *et al.*, (1974) o el uso de modelos numéricos sumamente discretizados (malladas muy finas). Por otra parte, el uso de un esquema explícito de integración no asegura que la regla de flujo se cumpla al final de cada iteración.

1.8. Revisión de trabajos previos

Hay varios textos relacionados con el comportamiento de cimentaciones similares a las celdas estructuradas que se apoyan en diferentes tipos de suelo, en los cuales se consideran técnicas como análisis límite, métodos numéricos y pruebas en prototipos a escala. Algunos trabajos que se consideran relevantes para el desarrollo del presente estudio son:

- Al-Aghbari y Mohamedzein (2004) proponen una ecuación de capacidad de carga para celdas estructuradas bidimensionales desplantadas en arena densa. Realizan una serie de pruebas en prototipos de cimentación y estudian los factores que afectan a la capacidad de carga. Estudian e incorporan en la ecuación básica de capacidad de carga de Terzaghi (1943) varios factores como la fricción de la base de la cimentación, la profundidad de los muros perimetrales, la rugosidad y rigidez laterales de los muros y la compresibilidad del suelo. La ecuación propuesta se compara con las ecuaciones de Terzaghi (1943), Hansen (1961), Meyerhof (1963) y Vesic (1973). La comparación muestra que el uso de muros estructurales aumenta la capacidad de carga de 1.5 a 3.9 veces, de acuerdo con las características geométricas y estructurales de los muros y de la cimentación, de las características del suelo y de las condiciones de la interfaz del sistema suelo-muros-cimentación.

- Martin (2001) analiza la capacidad de carga de una celda circular, problema axisimétrico, bajo carga vertical a compresión. Considera que el suelo tiene un comportamiento rígido-plástico (criterio de Tresca), aplica los teoremas de límite inferior y límite superior de la plasticidad integrados a un programa de elemento finito. Utiliza un perfil de suelo únicamente cohesivo en el cual la resistencia al esfuerzo cortante no drenada aumenta con la profundidad. El estudio paramétrico que realiza considera como variables la geometría de la cimentación (profundidad de desplante y diámetro), la rugosidad del contacto de la cimentación y la relación del incremento

de la resistencia al esfuerzo cortante con la profundidad. Otras hipótesis de su estudio son: El suelo atrapado en el interior de la celda provoca un empotramiento efectivo de la cimentación a nivel de desplante de los muros, la fricción lateral externa de los muros se desarrolla de acuerdo con la rugosidad de la interfaz y es un porcentaje apreciable de la capacidad de carga vertical total, y el peso de la cuña de suelo que se moviliza es nulo. Menciona que el aporte de la fricción lateral de los muros y el peso de la cuña desplazada pueden incorporarse al análisis clásico de capacidad de carga con los teoremas de la plasticidad, pero no desarrolla ninguno de ellos. En sus resultados reporta una solución exacta, la cual ocurre cuando coinciden los resultados del límite inferior con los del límite superior, que es el caso de una cimentación circular con desplante superficial sin empotramiento y contacto rugoso, donde el factor N_c es de 6.05, idéntico al reportado por Shield (1955). Además, reporta que al existir empotramiento N_c puede valer hasta 14.89. Una observación importante que realiza Martin es que al aumentar la profundidad de empotramiento, el campo de velocidades es menos eficiente para definir el límite superior de carga de colapso, probablemente esto se debe a que la superficie de falla deja de ser superficial del tipo general y se convierte en falla del tipo de punzonamiento.

- Bransby y Randolph (1998) estudian la respuesta de celdas estructurales bidimensionales bajo combinación de cargas: vertical (V), momento (M) y horizontal (H). En el análisis se combinan el método de los elementos finitos y el teorema del límite superior de la plasticidad. Consideran que el comportamiento del suelo es no-drenado. Utilizan los conceptos de superficie de fluencia de cargas combinadas y el de mecanismos de deformación en la falla que calculan con el elemento finito. Con este procedimiento definen la forma de las superficies de fluencia en cada espacio de carga, los que en un futuro podrían ser parte de métodos de diseño. Al comparar sus superficies de fluencia con trabajos previos, encuentran que los espacios V-M y V-H son muy similares, pero el espacio H-M tiene fuertes diferencias. Explican el comportamiento del espacio H-M con los mecanismos de plastificación del límite superior sugeridos con los mecanismos de falla que reporta el elemento finito. Además, sugieren una superficie de fluencia en el espacio H-M con fundamento en el análisis plástico y proponen expresiones simples para calcular la envolvente.

- Gourvenec (2002) presenta los resultados de varios análisis bi y tridimensionales (circular) por elemento finito de celdas de cimentación apoyadas en suelo arcilloso homogéneo y no-homogéneo (resistencia variable linealmente con la profundidad) bajo cargas combinadas (vertical a compresión y extensión, horizontal y momentos de volteo). Muestra las formas de la envolvente de falla para combinaciones de carga. Las superficies de falla se describen en términos de carga normalizada contra la resistencia al esfuerzo cortante no drenada ubicada al desplante de los muros y compara con los resultados de otras publicaciones y de soluciones teóricas.

- Salgado *et al.*, (2004) proponen factores de forma y de profundidad para calcular la capacidad de carga en suelos arcillosos, basados en resultados de análisis límite con elemento finito. Consideran que la geometría es bidimensional y tridimensional (circular, cuadrada, y rectangular), que existe rugosidad en el contacto suelo-cimentación, mediante una interfaz para carga vertical a compresión, que la superficie de falla es similar a la

propuesta por Hill (1950) y que el suelo no tiene peso. Proponen dos ecuaciones para evaluar los factores de profundidad y de forma de cimentaciones superficiales desplantadas en arcilla. Además, sugieren que las ecuaciones de Meyerhof (1951) y de Hansen (1970) son conservadoras y poco precisas cuando la profundidad de desplante es del orden de cinco veces el ancho de la cimentación. Por lo anterior la ecuación que proponen para evaluar la forma de la cimentación es también función de la profundidad de desplante e independiente del factor de profundidad. Por último, muestran que para cimentaciones profundas, con empotramiento de cinco veces el ancho de la cimentación, la magnitud del factor N_c puede llegar a un valor de 11.0, en la práctica se utiliza un valor de 9.0 en cimentaciones profundas.

- Hjjaj *et al.*, (2004) utilizan el análisis límite, inferior y superior, para evaluar el factor de capacidad de carga debido al peso del suelo de apoyo, N_γ , de zapatas rígidas desplantadas superficialmente en un suelo sin cohesión, y proponen una relación para calcular N_γ . Consideran que el comportamiento de la interfaz suelo-zapata puede ser liso y rugoso, y la regla de flujo asociada. La técnica de análisis límite la desarrollan con programación no lineal y la combinan con el método de los elementos finitos. Los resultados que obtienen se comparan con las soluciones empíricas y con recientes soluciones de análisis límite. El error de los resultados que obtienen entre los límites superior e inferior, es del orden del 3.5 % para ser una solución exacta. Mencionan que las relaciones empíricas sobrestiman la magnitud de N_γ y que la rugosidad de la interfaz zapata-suelo tiene un efecto muy importante en el cálculo de N_γ . Además, mencionan que el mecanismo de falla tipo Prandtl está asociado a una zapata rugosa mientras que el mecanismo de Hill, que es más pequeño, se modela mejor con una zapata lisa. Al respecto, Kumar (2003) menciona que los mecanismos de falla muestran una cuña rígida curvada para una zapata rugosa y una cuña curvada para una zapata lisa, utiliza el método de las líneas características.

- Erickson y Drescher (2002) presentan los resultados de un análisis numérico con el programa de diferencias finitas FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), evalúan los efectos del peso del suelo de base y de la regla de flujo no asociada en la fase de plastificación del suelo en el cálculo de la capacidad de carga de zapatas circulares. Además, comparan sus resultados con los reportados en la literatura y concluyen que el efecto del peso del suelo de base en el cálculo de la capacidad de carga, está suficientemente aproximado con los factores de forma propuestos por Terzaghi (1943), Hansen (1961), Meyerhof (1963) y De Beer (1970). Con respecto al efecto de la regla de flujo no asociada en el cálculo de la capacidad de carga, concluyen que el efecto es más importante cuanto más grande es la magnitud del ángulo de fricción interna y más pequeño es el ángulo de dilatación.

- Michalowski (1997) utiliza una aproximación cinemática de análisis límite (límite superior) para estimar el factor N_γ para zapatas bidimensionales. Considera zapatas lisas y rugosas y el efecto de la dilatación (regla de flujo no asociada). Compara sus resultados con propuestas teóricas y empíricas, y encuentra que su propuesta es muy similar a la de Vesic (1973), la ecuación que propone es independiente de los otros dos factores de

capacidad de carga (N_c y N_q). En una de sus conclusiones menciona que hay un efecto substancial al considerar regla de flujo no asociada y más para cuando el ángulo de fricción interna es de mayor magnitud.

- Gerolymos y Gazetas (2006), presentan las respuestas estática y dinámica de una cimentación masiva empotrada en un suelo estratificado, con cargas vertical, horizontal y de torsión aplicadas en la cabeza del cimientto. Describen el comportamiento de la interacción suelo-cimentación con interfaces no-lineales para considerar la separación de las paredes y la base de la cimentación. Comparan los resultados de su método con los obtenidos con base en el método elemento finito y con los de una prueba de carga lateral en un prototipo a escala. El método de análisis que proponen se basa en los conceptos de módulo de reacción, Zeevaert (1980), y de amortiguamiento, donde el módulo y el amortiguamiento son función de la frecuencia fundamental del sistema suelo-cimentación.

- Saito *et al.*, (web) describe el auge que han tenido las celdas estructurales de succión (suction caissons) para la cimentación de subestructuras para la explotación de hidrocarburos en mar adentro y para la cimentación de puentes en lagos o costas. Menciona que el auge se debe a que este tipo de cimentación tiene varias características adicionales, por ejemplo, controlan asentamientos durante la vida de servicio de la estructura y propician menos impacto ambiental durante su construcción. En el documento se describen las características generales de las celdas estructurales de succión, y se discuten las prácticas de diseño para la aplicación en la cimentación de puentes con referencia a experimentos de laboratorio y de campo. Además, se puntualiza la importancia que tiene el proceso de instalación de las celdas estructurales de succión en su comportamiento durante su vida útil.

1.9. Descripción de capítulos

El cuerpo del presente documento además de esta introducción presenta: En el capítulo dos y tres se describen los estudios y los resultados para calcular la capacidad de carga estática y pseudo-estática de las celdas estructuradas mediante métodos simplificados, respectivamente. En el capítulo cuatro se presenta los resultados del diseño geotécnico de un caso práctico-hipotético correspondiente a la celda de cimentación de un apoyo de un viaducto elevado, donde se calcula capacidad de carga estática y pseudo-estática y los asentamientos diferenciales por carga pseudo-estática aplicada en dos direcciones en planta y los asentamientos diferidos por carga superficial y por abatimiento piezométrico profundo, consolidación regional. Finalmente, en el capítulo cinco se emiten las conclusiones y recomendaciones al presente trabajo, asimismo se describen los trabajos y estudios por hacer para complementar la presente investigación.

1.10. Referencias

- Al-Aghbari M. Y. y Mohamedzein Y. E-A. (2004). *Bearing capacity of strip foundations with structural skirts*, Geotechnical and geological Engineering, Springer, Vol. 22, No.1, pp 46-57.
- Audibert, J.M.E., et al. (2003). *Suction caisson installation at Horn Mountain - A case history*, Proceedings of 13 International Offshore and Polar Engineering Conference

- Auvinet, G. y Mendoza, M.J. (1986). *Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985*, Memorias SS1985, SMMS, México D.F.
- Auvinet, G. y Reséndiz, D. (1991). *Foundations on soft soils: design criteria*, Special Invited Conf., Proc. 9th Panam Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. IV, Viña del Mar, Chile, 1629-1649.
- Bolton, M.D. y Lau, C.K. (1993). *Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil*. Canadian Geotechnical Journal, 30 (6), pp 1024–1033.
- Booker, J.R. (1969). *Applications of theories of plasticity to cohesive frictional soils*. Ph. D thesis, Sydney University.
- Bransby, M.F. y Randolph, M.F. (1998). *Combined loading of skirted foundations*. Géotechnique, No. 5, pp. 637-655.
- Chen, W.F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier, 638 p.
- Chen, W.F. y Liu, W.F. (1990). *Limit analysis in soil mechanics*. Elsevier, 477 pp.
- Coulomb, C.A. (1776). *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à L'Architecture*. Mèm. Acad. Roy. Près. Divers Savants, Vol. 7, Paris, France, pp 1776.
- Day, R.A. y Potts, D.M. (2000). *Discussion of -Observations on the computation of the bearing capacity factor N_γ by finite elements- by P.K. Woodward and D.V. Griffiths*. Géotechnique 50 (3), pp. 301–303.
- De Beer, E.E. (1970) *Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand*, Géotechnique, 20, pp. 387-411.
- DDF y GDF a (1987, 1995 y 2004). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D. F.
- DDF y GDF b (1987, 1995 y 2004). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D. F.
- Erickson, H.L. y Drescher, A. (2002). *Bearing capacity of circular footings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, January, Volume 128, Issue 1, pp. 38-43.
- Fellenius, W.O. (1926). *Mechanics of soils*. Statika Gruntov, Gosstrollzdat.
- Frydman, S. y Burd, H.J. (1997). *Numerical studies of bearing-capacity factor N_γ* , Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123 (1), pp. 20–29.
- Gerolymos N., y Gazetas G. (2006). *Static and dynamic response of massive caisson foundations with soil and interface Nonlinearities -Validation and Results*. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 5, pp. 377-394.
- Gourvenec, S. (2002). *Combined loading of skirted foundations*. Proc. 5th Australia-New Zealand Young Geotech. Professionals Conf. (ANZ YGPC) Rotorua, New Zealand, Ed Davies, March, p. 105-110.
- Griffiths, D.V. (1982). *Computation of bearing capacity factors using finite elements*. Géotechnique 32 (3), pp. 195–202.
- Hansen, J.B. (1961). *A general formula for bearing capacity*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bul. No. 11, 46 pp.
- Hansen, J.B. (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bul. No. 28, 21 pp. (successor to Bul. No. 11).
- Hijaj, M., Lyamin, A.V., y Sloan, S.W. (2004). *Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor $N_{\gamma_{\text{gamma}}}$* . International Journal of Solids and Structures, 42(5-6), 1681-1704.
- Hill, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity*. Clarendon Press, Oxford.
- Jaime, A., Romo, M.P. y Reséndiz, D. (1990). *Behavior of friction piles in Mexico City clay*, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116 (GT6), 915-931.
- Kumar, J. (2003). *N_γ for rough strip footing using the method of characteristics*. Canadian Geotechnical Journal, 40 (3), pp 669–674.
- Lundgren, H., y Mortensen, K. (1953). *Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand*. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Switzerland, pp. 409–412.
- Lyamin, A.V. y Sloan, S.W. (2002a). *Upper bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 26 (2), 181.
- Lyamin, A.V. y Sloan, S.W. (2002b). *Lower bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming*. International Journal for Numerical Methods in Engineering 55 (5), 573.
- Lysmer, J. (1970). *Limit analysis of plane problems in soil mechanics*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 96, No. SM4, Proc. Paper 7416, July, pp 1311-1334.

- Martin, C.M. (2001). *Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil*. Proc. 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Vol. 1, pp 743-746.
- Mayoral, J.M. Alberto, Y. Mendoza, M.J. y Romo, M.P. (2008). *Seismic response of an urban bridge-support system in soft clay*. Soil Dyn. Earthquake Eng., doi:10.1016/j.soildyn.2008.10.007
- Mendoza, M.J., Romo, M.P., Domínguez, L., Orozco, M., y Noriega, I. (2000). *Comportamiento estático y sísmico de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México, a cinco años de iniciada su construcción*, Memorias XX RNMS, SMMS, Oaxaca, Oax., 329-340.
- Mendoza, M.J. (2004). *Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México, bajo carga estática y sísmica*, Tesis Doctoral, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Mendoza, M.J. (2007). *Comportamiento y diseño de cimentaciones profundas en la ciudad de México*, Artículo de Ingreso a la Academia de Ingeniería, México, D. F.
- Meyerhof, G.G. (1963). *Some recent research on the bearing capacity of foundations*, CGJ, vol. 1, no.1, sept, pp 16-26
- Michalowski, R.L. (1997). *An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis*, Soils and Foundations, December, Vol. 37, No. 4, pp. 57-64.
- Nagtegaal, J.C., Parks, D.M. y Rice, J.R. (1974). *On numerically accurate finite element solutions in the fully plastic range*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 4 (2), pp. 153–177.
- Rankine, W. (1857). *On the stability of loose earth*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.
- Reséndiz, D. y Auvinet, G. (1973). *Analysis of pile foundations in consolidating soils*, Proc. VIII ICSMFE, Moscú, Vol. 3, 211-218.
- Romo, M.P. (1990). *Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones*, Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, SMMS, México, D. F., 83-94.
- Romo, M.P. y Auvinet G. (1992). *Seismic behavior of foundations on cohesive soft soil*, Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Ouest Editions, Nantes, Chapter III.4, pp. 311-328.
- Romo, M.P., Mendoza, M.J. y García, S.R. (2000). *Geotechnical factors in seismic design of foundations: State-of-the-art report*, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2832, Auckland, New Zealand.
- Prandtl, L. (1920). *Über die Härte plastischer Körper*, Nachr. Ges. Wissensch, Gottingen, Math.-Phys. Klasse, pp 74-85.
- Saito, T., Yoshida, Y., Itoh, M. y Masui, N. (web). *Skirt suction foundation – application to strait crossings*, www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/22/22-6-4saito.pdf
- Salgado, R., Lyamin, A.V., Sloan, S.W. y Yu, H.S. (2004). *Two- and Three-dimensional bearing capacity of foundations in clay*. Géotechnique 54, No. 5, pp. 297-306.
- Shield, R. T. (1955). *On plastic flow of metals under conditions of axial symmetry*. Proc. Royal Society London, Ser. A, 233, pp 267-287.
- SMMS (2000). *Manual de cimentaciones profundas*, México D. F., 2^a ed.
- SMMS (2001). *Manual de construcción geotécnica*, Paniagua W. I. (editor), México D. F.
- Sokolovskii, V.V. (1965). *Statics of Soil Media*. Pergamon Press.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, NY., 510 pp.
- Tjelta, T.I., Aas, P.M., Hermstad, J. y Andenaes, E. (1990). *The skirt piled Gulfaks C platform installation*, Proc. 22nd Annual Offshore Technology Conference, pp. 453-462.
- Vesic, A.S. (1973). *Analysis of ultimate loads of shallow foundations*. Jour. Soil Mech. Found. Engng. ASCE 99, No. 1, 45-76 pp.
- Woodward, P.K. y Griffiths, D.V. (1998). *Observations on the computation of the bearing capacity factor N_γ by finite elements*. Géotechnique 48 (1), pp. 137–141.
- Zeevaert, L. (1980). *Interacción suelo-estructura de cimentación*, Limusa

CAPÍTULO 2

MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal (NTC-DCC-DF, 2004), el análisis de cimentaciones se divide en estados límites de falla y de servicio. El estado límite de falla comprende la revisión por carga vertical (método estático) y por momento de volteo (método pseudoestático o sísmico).

El presente capítulo trata del estado límite de falla por flujo plástico local o general del suelo de cimentación para condiciones de carga vertical de compresión en las celdas de cimentación apoyadas en suelo cohesivo blando. El método de análisis geotécnico simplificado que se propone se basa en un estudio paramétrico-numérico, donde se calcula la capacidad de carga de las celdas de cimentación, y en la respectiva interpretación de sus resultados con base en los criterios del límite superior del análisis límite de la teoría de la plasticidad. El método de análisis con el cual se calcula numéricamente la capacidad de carga de las celdas de cimentación se compara con resultados publicados que corresponden a cimentaciones superficiales.

2.1. Planteamiento del problema

El método de análisis simplificado que se propone está conformado por una ecuación para determinar la carga de colapso o capacidad de carga última. Históricamente, el problema de capacidad de carga se ha tratado como un problema de penetración de un cuerpo rígido en un espacio elastoplástico. Dado que el método de análisis que se postula es para cimentaciones en suelos cohesivos blandos, el problema que se estudia es la penetración de una celda estructural en un semiespacio elastoplástico con resistencia al corte definida por la resistencia al corte no-

drenada. El procedimiento para definir el método simplificado considera: 1) La calibración del método de análisis, que consiste en definir un criterio de falla por capacidad de carga y comparar los resultados con datos publicados, empíricos y soluciones del análisis límite de la teoría de la plasticidad. 2) Se calcula la resistencia a la penetración de las celdas de cimentación mediante un estudio paramétrico-numérico donde se considera la geometría de la celda estructural; es decir, la forma en planta de la cimentación, la profundidad de desplate de los muros perimetrales y la separación horizontal de los muros intermedios. 3) Con base en los resultados del estudio numérico-paramétrico, se propone una ecuación para calcular la capacidad de carga última en función de la geometría de la celda de cimentación y de la resistencia al corte no-drenada del suelo. 4) Se complementa la ecuación propuesta con una relación para calcular la resistencia por adherencia lateral entre el suelo y los muros de la celda de cimentación. 5) Adicionalmente, se evalúa la relación entre la capacidad de carga última y la rigidez de la cimentación definida por la rigidez de la losa tapa y del suelo.

De entrada, la capacidad de carga última (q_u) de celdas estructuradas está compuesta por:

$$q_u = q_p + q_{ae} + q_{ai} + q_0 \quad (2.1)$$

Donde:

q_p = Resistencia a la penetración de la punta de la celda de cimentación.

q_{ae} = Resistencia por adherencia lateral de las caras externas de los muros perimetrales.

q_{ai} = Resistencia por adherencia lateral de las caras internas de los muros perimetrales e intermedios.

q_0 = Esfuerzo vertical en el suelo vecino a la cimentación a la profundidad de desplate (D) de la misma.

En lo sucesivo se describe lo realizado para determinar la relación de cada uno de los sumandos de la ecuación 2.1 con respecto a la geometría de la celda de cimentación y a la resistencia al corte no-drenada del suelo.

2.2. Consideraciones generales

En el estudio paramétrico, en algunos casos se consideró un depósito hipotético de suelo cohesivo blando homogéneo; y en otros, la resistencia al corte no-drenada crece linealmente con la profundidad. En virtud de que el estudio paramétrico requirió del módulo de elasticidad del suelo (E_s), éste y la resistencia al corte (c) tienen la siguiente relación:

$$E_s / c = 100 \quad (2.2)$$

Además, para considerar solo cambios de forma, la relación de Poisson (ν) es de 0.49 en todos los análisis para determinar la carga de colapso.

El análisis numérico se realizó con el programa de diferencias finitas FLAC-3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua para análisis tridimensional, de Itasca Consulting Group, Inc., (1997), con el cual se pueden efectuar análisis esfuerzo-deformación para pequeñas y grandes deformaciones. El análisis en grandes deformaciones implica que dependiendo de la magnitud de las deformaciones se realiza un remallado en la etapa actual de análisis y por lo tanto se adopta la configuración final de deformación para el inicio del siguiente incremento o etapa de carga. El programa de cómputo cuenta con modelos constitutivos elásticos y elasto-plásticos para suelo

e incluye elementos estructurales bi y tridimensionales elásticos lineales. El programa utiliza el algoritmo de Newton Raphson Modificado para el cálculo de deformaciones por etapas, que da mejores resultados en cuanto a estabilidad y tiempo de cómputo, que considerar modelos viscoelásticos para suelo, Potts y Zdravkovic (1999).

El suelo se modeló con el criterio de falla de Mohr-Coulomb y se consideró que el ángulo de fricción interna es nulo, con lo cual el comportamiento del suelo se reduce al criterio de Von Mises.

El módulo de elasticidad de los elementos estructurales de la cimentación se calculó con la relación:

$$E_f = 10,000\sqrt{f'_c} \quad (2.3)$$

Donde E_f y f'_c son respectivamente el módulo de elasticidad del elemento estructural de la cimentación y la resistencia a la compresión simple del concreto (a 28 de días de fraguado) del correspondiente elemento estructural. Además, E_f y f'_c tienen las mismas unidades. Se considera que la relación de Poisson de los elementos estructurales es de 0.20. En algunos casos, la losa tapa y los muros de la celda de cimentación se modelaron con elementos cascarón.

La malla de diferencias finitas del estudio paramétrico se definió con base en la geometría de la celda, horizontalmente las mallas se extendieron tres veces el ancho (B) o el largo (L) a ambos lados de la cimentación y verticalmente se extendieron tres veces el ancho (B) más la profundidad de empotramiento de los muros perimetrales (D).

Para alcanzar la condición de falla por colapso plástico, se aplicaron incrementos de velocidad de desplazamiento vertical (ΔV_d) de igual magnitud en cada uno de los nodos del área de la cimentación (elementos sólidos), con lo cual se aseguran desplazamientos uniformes en toda el área y se modela un comportamiento infinitamente rígido de la cimentación. Cuando se requiere considerar la rigidez de los materiales que componen la celda de cimentación se aplicaron incrementos de presión vertical (Δq) sobre la losa tapa modelada con electos cascarón.

Asimismo, los análisis numéricos se realizaron en términos de esfuerzos totales, bajo condiciones no drenadas. De acuerdo con la formulación del programa FLAC-3D, cuando los elementos que modelan al suelo se plastifican se considera que la regla de flujo es asociada.

2.3. Bases teóricas del cálculo de capacidad de carga última

A continuación se resume el fundamento del cálculo de capacidad de carga última en suelos cohesivos.

2.3.1. Cimentaciones superficiales

En la ingeniería práctica, la capacidad de carga última (q_u) de cimentaciones rígidas desplantadas sobre una masa de suelo cohesivo, se calcula con fundamento en la ecuación propuesta por Terzaghi (1943), la relación incluye varios factores para considerar la forma en planta de la cimentación y la profundidad de desplante. Las

modificaciones a la ecuación de Terzaghi realizadas por Meyerhof (1951), Hansen (1970), Vesic (1973, 1975) y Salgado *et al.*, (2004), consideran una magnitud diferente del factor cohesivo de capacidad de carga N_c , que es igual al definido por Prandtl, y proponen diferentes relaciones de los factores de forma y de profundidad. La ecuación de capacidad de carga última de cimentaciones desplantadas en suelo cohesivo se resume como:

$$q_u = cN_c s_c d_c + q_0 \quad (2.4)$$

Donde:

- c = Resistencia al corte no-drenada del suelo de desplante.
- N_c = Factor de capacidad de carga cohesivo.
- s_c = Factor de forma en planta de la cimentación.
- d_c = Factor de profundidad.
- q_0 = $\gamma_m D$, esfuerzo vertical a la profundidad de desplante (D) de la cimentación.
- γ_m = Peso volumétrico del suelo vecino a la cimentación.

La tabla 2.1 presenta los factores que componen la ecuación 2.4 propuestos por diversos autores, de los cuales algunos tienen un fundamento empírico y otros, se basan en soluciones del análisis límite.

Tabla 2.1. Relaciones para el cálculo de los factores de la ecuación de capacidad de carga última

Factor	Terzaghi (1943)	Meyerhof (1951)	Hansen - Vesic (1970) (1975)	Salgado <i>et al.</i> , (2004)
N_c	$1.5\pi + 1$	$2 + \pi$	$2 + \pi$	$2 + \pi$
s_c	zapata 1.0 larga 1.3 circular 1.3 cuadrada	$1+0.2B/L$	$1+0.2B/L$	$1+0.12B/L+0.17(D/B)^{0.5}$ zapata larga $1.125+0.219(D/B)^{0.5}$ zapata cuadrada $1.163+0.210(D/B)^{0.5}$ zapata circular
d_c	-	$1+0.2D/B$	$1+0.4D/B$ $D/B \leq 1$ $1+0.4\tan^{-1}(D/B)$ $D/B > 1$	$1+0.27(D/B)^{0.5}$ zapata larga

Gouvernec *et al.*, (2006) mediante un estudio con elemento finito, proponen la siguiente relación para calcular el factor de forma:

$$s_c = 1 + 0.214 B/L - 0.067 (B/L)^2 \quad (2.5)$$

La figura 2.1 muestra la variación del factor de forma (s_c) propuesta por los autores citados en la tabla 2.1 en función de la relación ancho-largo (B/L) de la cimentación. Se observa que la relación de Salgado presenta los valores más conservadores. La relación $B/L = 1$ implica una cimentación cuadrada y $B/L = 0.01$, larga.

La figura 2.2 muestra la variación del factor de profundidad (d_c) propuesta por los autores indicados en la tabla 2.1, se observa que la relación de Salgado presenta la variación más uniforme con la profundidad. Además, la relación de Meyerhof no presenta un límite en su comportamiento para profundidades grandes, aunque a profundidades pequeñas es la relación más conservadora. Por otro lado, la relación propuesta por Hansen y Vesic proporciona los factores de profundidad menos conservadores en el intervalo $0.5 < D/B < 2$.

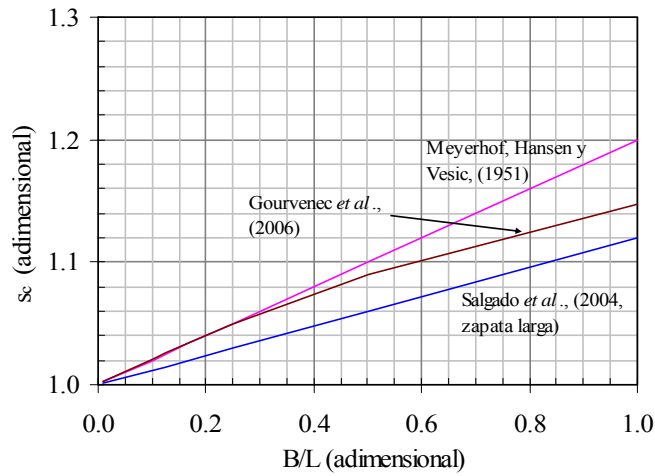


Figura 2.1. Distribución del factor de forma s_c , $D = 0$

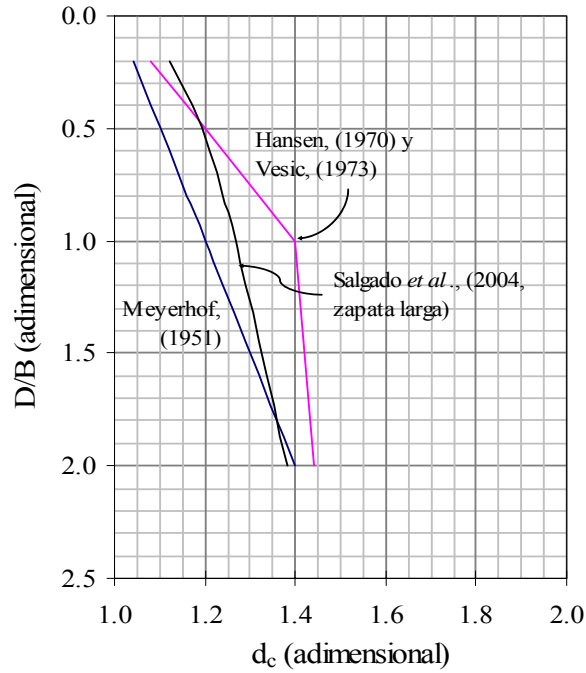


Figura 2.2. Distribución del factor de profundidad d_c

Otra forma de considerar la ecuación de capacidad de carga última, ecuación 2.4, es la siguiente:

$$q_u = cN_c^* + q_0 \quad \text{y} \quad N_c^* = N_c s_c d_c \quad (2.6)$$

Donde el factor N_c^* engloba los factores de forma y de profundidad.

2.3.2. Pilotes en suelos blandos

La capacidad de carga de un pilote se divide en el aporte de la fricción o adherencia del fuste y en la resistencia que se desarrolla en la punta del mismo.

2.3.2.1 Resistencia por adherencia

La fuerza de adherencia (F_a) de un pilote inmerso en un suelo cohesivo se estima en términos de esfuerzos totales bajo condiciones no-drenadas, método alfa propuesto por Tomlinson (1971), con la expresión siguiente:

$$F_a = \alpha_p c A_f \quad (2.7)$$

Donde:

α_p = Factor que considera el comportamiento del contacto en la interfaz suelo-pilote, depende del procedimiento y calidad de la instalación del pilote. Para una interfaz concreto-arcilla, α_p varía de 0.6 a 1.0, depende del tipo de arcilla. Para la arcilla de la ciudad de México es común utilizar $\alpha_p = 0.7$.

A_f = Área del fuste del pilote, para pilotes de sección constante $A_f = p L_p$, donde p y L_p son el perímetro de la sección del pilote y la longitud del mismo, respectivamente.

2.3.2.2 Resistencia por punta

Generalmente en pilotes desplantados en arcilla blanda el aporte de resistencia por punta es despreciado al momento del análisis de estabilidad por su magnitud pequeña en comparación con el aporte del fuste. La fuerza de resistencia por punta (F_p) de un pilote desplantado en suelo cohesivo se calcula con la siguiente expresión, en la cual no se considera el peso del suelo de empotramiento:

$$F_p = A_t c N_c^* \quad (2.8)$$

Donde:

A_t = Área transversal del pilote.

N_c^* = Factor de capacidad de carga cohesivo, que para condiciones no drenadas, en términos de esfuerzos totales y suelo puramente cohesivo tiene una magnitud de 9.0. Salgado *et al.*, (2004), reportan un factor N_c^* del orden de 12 para una cimentación circular con desplante a $D/B = 4$, su estudio se basa en la combinación de las técnicas de elemento finito y análisis límite. La magnitud de N_c^* depende de la profundidad de desplante del pilote, ecuación 2.6, para pilotes con diámetro o ancho (B) y largo (L_p) el factor de profundidad se calcula con:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(L_p / B) \quad (2.9)$$

En el análisis de capacidad de carga de pilotes se considera que el factor de forma (s_c) de la ecuación 2.6 es igual a la unidad y presenta poca variación debido a que los pilotes son generalmente de sección circular o cuadrada.

2.4. Algunos resultados del análisis límite de la teoría de la plasticidad

La teoría del análisis límite se ha utilizado para establecer intervalos de aplicación de ecuaciones prácticas que a su vez son el resultado de estudios de campo o numéricos. A continuación se describen algunos datos relevantes de la aplicación de los teoremas de los límites inferior y superior de la teoría de la plasticidad para el cálculo de la carga de colapso en cimentaciones. Estos ejemplos son ilustrativos de la aplicación de la teoría del análisis límite. Los conceptos del análisis límite se presentan en Resendiz (1961), Salencon (1977), Chen y Liu (1990) y Davis y Selvadurai (2002).

2.4.1. Límite inferior

De manera recurrente el problema de capacidad de carga en cimentaciones superficiales en la ingeniería geotécnica se ha tratado como un problema de deformación plana, considera una zapata rígida con ancho B empotrada a una profundidad D en un suelo con comportamiento de Coulomb, donde se aplica una carga externa por unidad de longitud (q), figura 2.3-a.

Al considerar el problema de deformación plana de la figura 2.3-a, se formula el esquema de la figura 2.3-b. En esta última, la zapata y el suelo, situados arriba del nivel $z = 0$, son representados por tracciones aplicadas uniformemente sobre un semiespacio homogéneo. La presión uniforme, q , se aplica sobre el ancho de la zapata, donde $q = F/B$ por largo unitario. El esfuerzo q_0 representa la presión debida al suelo vecino a la zapata, dada por la relación $q_0 = \rho g D$, donde ρ es la densidad de masa del suelo y g es la aceleración de la gravedad. El comportamiento del semiespacio se supone representado por el criterio de Coulomb.

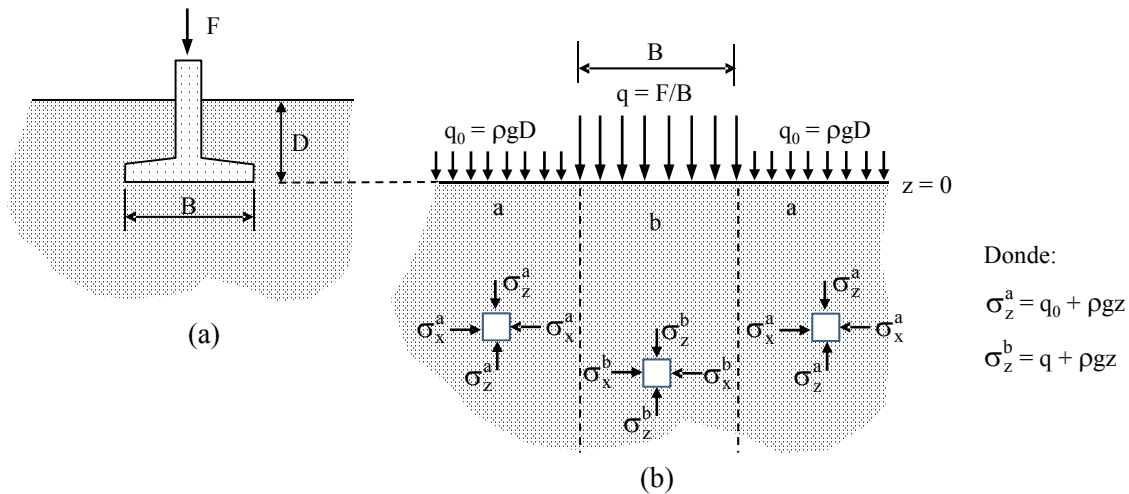


Figura 2.3. Estado de esfuerzos bajo una zapata, teorema del límite inferior

En los teoremas del límite inferior se requiere un campo de esfuerzos estáticamente admisible. Para el problema arriba descrito se define el campo de esfuerzos mostrado en la figura 2.3-b, que es la posibilidad más obvia y sencilla, dos líneas discontinuas representan el cambio de esfuerzos. El semiespacio se divide en tres regiones identificadas con las letras **a** y **b**. Los esfuerzos mostrados en la figura son los principales. Los componentes verticales de esfuerzo, en las tres regiones, se incrementan con la profundidad de acuerdo con $\rho g z$. Los componentes horizontales no están definidos, pero deben ser iguales entre sí en diferentes regiones para conservar el equilibrio horizontal.

El límite más bajo corresponde al valor más grande de q , tal que la condición de fluencia no se viole. Al representar la condición de falla de Coulomb en el diagrama de Mohr, para suelo puramente cohesivo y para la condición $z = 0$, el campo de esfuerzos final se muestra en la figura 2.4. Los esfuerzos horizontales (σ_x) principales en $z = 0$ en las regiones **a** y **b** son:

$$\sigma_x^a = \sigma_x^b = 2c + q_0 \quad (2.10)$$

Por lo que el límite inferior para q es:

$$q = 4c + q_0 \quad (2.11)$$

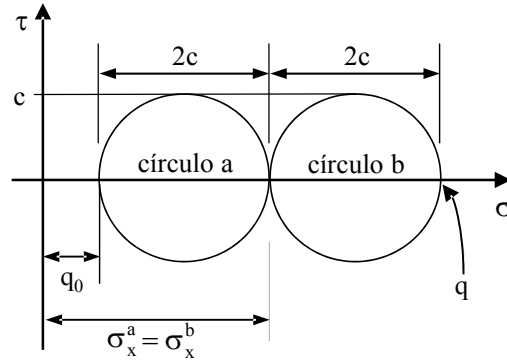


Figura 2.4. Círculos de Mohr, límite inferior de la teoría de la plasticidad

Similarmente Shield y Drucker (1953) aplican el límite inferior en deformación plana, consideran un sistema de esfuerzos complejo: una cuña truncada con líneas abiertas e inclinadas a 60°, obtienen:

$$q = 5c + q_0 \quad (2.12)$$

que es una solución más cercana a la exacta ($2 + \pi = 5.14$). Ambos esquemas de distribución de esfuerzos son ilustrativos del proceso de análisis del límite inferior.

2.4.2. Límite superior, solución de Prandtl

La solución de Prandtl (1921) considera que la superficie de falla mostrada en la figura 2.5-a es en deformación plana. La presión uniformemente distribuida (q) sobre una zapata rugosa desplantada en la superficie de un suelo puramente cohesivo, se incrementa hasta su valor límite cuando la falla ocurre. La cuña de material **abc** inicialmente se mueve hacia abajo como cuerpo rígido, en el segmento circular **bcd** ocurren distorsiones y la cuña **bde** desliza hacia arriba sobre el plano **d-e**, también como cuerpo rígido.

El teorema del límite superior implica que el trabajo externo es igual a la energía “disipada” o transformada en calor; se asume que el desplazamiento de la zapata y del suelo bajo ella es hacia abajo y hacia fuera con velocidad V_0 , Chen y Liu (1990). La relación entre energías interna y externa resulta:

$$q \frac{B}{2} V_0 = c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} + c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \frac{\pi}{2} + c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \frac{\pi}{2} + c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \quad (2.13)$$

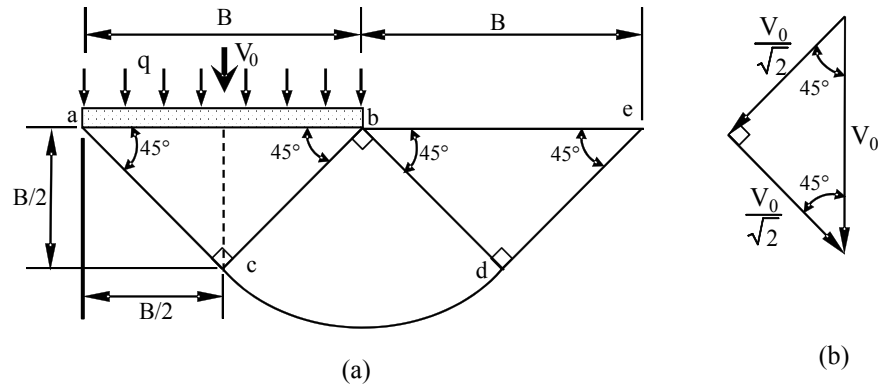


Figura 2.5. Mecanismo de falla de Prandtl, suelo cohesivo

Las literales encima de la ecuación 2.13 indican donde la energía se disipa. Las correspondientes velocidades de los desplazamientos se obtienen a partir de la figura 2.5-b, debido a que el ángulo de fricción interna es nulo, las velocidades son paralelas a la superficie de deslizamiento. Además, la magnitud de la velocidad en **a-c** se conserva a lo largo de las superficies **c-d** y **d-e**. Al reducir términos de la ecuación 2.13 se obtiene:

$$q = c (2 + \pi) \quad (2.14)$$

que es la ecuación de capacidad de carga última en el límite superior, solución de Prandtl.

2.5. Comentarios a los valores de N_c^* , cimentaciones con desplante superficial

Los resultados de la aplicación del análisis límite, análisis con elemento finito y propuestas empíricas para determinar la carga de colapso de cimentaciones desplantadas superficialmente en suelo puramente cohesivo, se resumen en la tabla 2.2, donde se agrupan en casos bi y tridimensionales. La solución bidimensional es una solución exacta, en la cual coinciden las soluciones de los límites inferior y superior de la teoría de la plasticidad, la magnitud del factor $N_c = 2 + \pi = 5.14$. Esta solución aplica a superficies de contacto liso y rugoso.

La solución tridimensional abarca cimentaciones de sección circular y cuadrada. Para cimentaciones circulares (problema axisimétrico) con desplante superficial y superficie rugosa el factor $N_c^* = 6.05$ y para superficie lisa $N_c^* = 5.69$, que también se definen como soluciones exactas, Shield (1955) y Cox *et al.*, (1961).

En el caso de una cimentación cuadrada con desplante superficial, la solución no está bien definida y sólo existen aproximaciones. Los valores de N_c^* varían en el intervalo de 5.43 a 6.56, Gourvenec *et al.*, (2006). Para cimentación cuadrada lisa, Shield y Drucker (1953) calculan el límite superior del factor $N_c^* = 5.71$ y con el método de las diferencias finitas, Michalowski y Dawson (2002) calculan el límite inferior del factor $N_c^* = 5.43$. Levin (1955) sugiere que el factor N_c^* de una cimentación cuadrada debe encontrarse en el intervalo de los factores de cimentaciones larga y circular, entre 5.14 y 6.05 para superficie rugosa, y entre 5.14 y 5.69 para superficie lisa.

Tabla 2.2. Comparación de los factores N_c^* y s_c de cimentaciones cuadradas y circulares, $D = 0$

Sección de la cimentación	Referencia	Tipo de análisis	Tipo de contacto	N_c^*	s_c ¹
Larga	Prandtl (1921)	Exacto	Liso o Rugoso	5.14	
Cuadrada	Skempton (1951) Shield y Drucker (1953) Michalowski y Dawson (2002)	Empírico	-----	6.17	1.20
		Límite superior	Liso	5.71	1.11
		Diferencias finitas (FLAC)	Liso	5.43	1.06
	Michalowski (2001) Salgado <i>et al.</i> , (2004)	Límite superior	Rugoso	6.56	1.28
		Análisis límite numérico	Rugoso	5.52 LI 6.22 LS	1.07 1.21
	Gourvenec <i>et al.</i> , (2006)	Límite superior	Rugoso	6.41	1.25
		Análisis con elemento finito (ABACUS)	Liso Rugoso	5.56 5.91	1.08 1.15
		Análisis con diferencias finitas (FLAC)	Liso Rugoso	5.61 LS ² 5.98 LS ²	1.09 1.16
Circular	Cox <i>et al.</i> , (1961)	Exacto	Liso	5.69	1.11
			Rugoso	6.05	1.18
	Salgado <i>et al.</i> , (2004)	Análisis límite numérico	Rugoso	5.86 LI ² 6.23 LS ²	1.14 1.21
			Liso	5.58	1.09
	Gourvenec <i>et al.</i> , (2006)	Análisis con elemento finito (ABACUS)	Rugoso	5.96	1.16
			Liso	6.02 LS ²	1.17
			Rugoso	6.38 LS ²	1.24

¹ Indica factor de forma, calculado a partir de la solución exacta de deformación plana, $N_c = 5.14$

² LI indica límite inferior y LS, límite superior

En el caso de cimentaciones rectangulares, el valor de N_c^* depende de la relación B/L, existen aproximaciones propuestas por varios autores, ver la ecuación 2.6 y la tabla 2.1.

2.6. Resistencia a la penetración de las celdas estructuradas

Cabe enfatizar que una celda estructural es una cimentación a base de una losa tapa ligada a muros perimetrales e intermedios, sin losa de fondo. En este apartado se propone una ecuación para calcular la resistencia a la penetración (q_p) de las celdas estructuradas bi y tridimensionales (circular, cuadrada y rectangular) bajo carga vertical de compresión, no se consideran cargas inclinadas, ni excéntricas, ni momentos de volteo. Es importante remarcar que los muros perimetrales además de la resistencia por punta, aportan resistencia por adherencia de sus paredes con el suelo de empotramiento y provocan que el peso del suelo vecino aporte resistencia; ambos efectos se describen en los siguientes capítulos y no se consideran en el presente análisis.

Se analiza por separado la losa de cimentación, los muros perimetrales y los muros intermedios, que constituyen la celda estructurada. Cuando se analiza un cimiento infinitamente rígido, la masa de suelo, la losa y los muros se modelan con sólidos con comportamiento Mohr-Coulomb y para alcanzar la condición de falla plástica se aplican velocidades de deformación en los nodos superficiales del área en planta de la celda. La carga de colapso se calcula como la suma de las reacciones verticales en el contacto suelo-cimiento (Day y Potts, 2000). Además, para considerar que el contacto suelo-cimiento es rugoso se restringen los desplazamientos horizontales de esos mismos nodos superficiales.

2.6.1. Criterio de falla plástica

Al aplicar incrementos de velocidad de desplazamiento indirectamente se aplican incrementos de presión en la superficie de losa de la celda, con lo cual se puede calcular la curva presión vertical externa (q) versus deformación diferencial vertical de la losa (ζ_c), figura 2.6. La suma de los incrementos de presión en la etapa de carga i ($\sum \Delta q_i$) se calcula como la suma de los incrementos de fuerzas verticales de reacción ($\sum \Delta F_{vi}$) en el contacto suelo-cimiento dividido entre el área de la sección de la celda de cimentación (A_c):

$$\sum \Delta q_i = \sum \Delta F_{vi} / A_c \quad (2.15)$$

La suma del incremento de deformación diferencial vertical de la losa en la etapa de carga i ($\sum \Delta \zeta_{ci}$) se define como el cociente entre la suma del incremento de asentamiento diferencial máximo de la etapa i ($\sum \Delta \delta_{dmi}$) y el semiancho de la cimentación ($B/2$), por lo que:

$$\sum \Delta \zeta_{ci} = 2 \frac{\sum \Delta \delta_{ci}}{B} \quad (2.16)$$

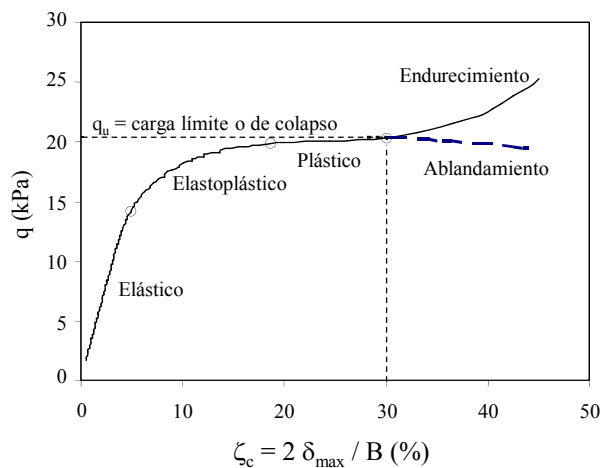


Figura 2.6. Curva típica presión-deformación de materiales con endurecimiento y ablandamiento plásticos

La figura 2.6 muestra la curva típica presión-distorsión de un suelo elastoplástico con endurecimiento o ablandamiento. La curva se divide en tres partes principales: elástica, elastoplástica y plástica. En la región plástica la carga se incrementa muy poco mientras la distorsión se incrementa notablemente. Después de la parte plástica, continúa una región de endurecimiento plástico, aunque algunos materiales exhiben ablandamiento después de la región plástica, el ablandamiento se caracteriza por aumento de la deformación en descarga.

De acuerdo con la teoría de la plasticidad, en la región de endurecimiento no existe una carga de colapso. En el caso idealizado de plasticidad perfecta, que abarca las tres principales partes de la curva presión-distorsión, la carga de falla es llamada carga límite plástica. Esta carga límite hipotética usualmente provee una buena aproximación de la carga física de colapso plástico o la carga a la cual las deformaciones unitarias son excesivas. Los métodos de análisis límite proporcionan intervalos donde se encuentra esta carga límite hipotética.

En este estudio, el criterio de carga de colapso se define como la carga límite plástica de un material elastoplástico perfecto. Si el material exhibe endurecimiento o ablandamiento, la carga de colapso se considera al inicio de esta rama del correspondiente comportamiento.

2.6.2. Influencia del número de etapas de carga, N

Un aspecto importante del cálculo numérico es definir la influencia del tamaño de incremento de carga o del número total de etapas de carga, lo anterior se puede agrupar en el concepto de unicidad de la solución. Es decir, que independientemente de la magnitud del incremento de carga se debe llegar al mismo estado de esfuerzos o deformaciones. Desde luego, la unicidad de la solución depende de la formulación matemática que constituye al paquete de cómputo, en este caso FLAC-3D. Potts y Zdravkovic (1999) muestran que para problemas de penetración de un elemento rígido en un medio elastoplástico, la formulación numérica con base al método de Newton Raphson Modificado (NRM) da mejores resultados en cuanto a estabilidad y tiempo de cómputo, que los métodos visco-plásticos (tipo Cam-Clay) o los métodos de rigidez tangente (tipo hiperbólico). El método NRM es similar al método de rigidez tangente, la diferencia estriba en que el método NRM utiliza una técnica iterativa para minimizar el error residual y así considerar un estado de esfuerzos más preciso para el siguiente incremento de carga. El programa FLAC-3D utiliza el método de NRM.

Para evaluar el efecto del número total de etapas de carga (N) en el cálculo de la capacidad de carga última, se considera una losa cuadrada de 2 m de ancho, desplantada superficialmente. En el análisis, $N = 20, 30$ y 100 . Las magnitudes de capacidad de carga última para cada N , se muestra en la tabla 2.3 y se observa que la q_u obtenida con el criterio anterior es esencialmente la misma cuando N varía de 20 a 100.

Tabla 2.3. Magnitudes de capacidad de carga última (q_u) en función del número de etapas de carga

N	q_u (t/m ²)
20	20.397
30	20.368
100	20.359

2.6.3. Forma en planta de la celda

De acuerdo con los datos mostrados en la tabla 2.2, las ecuaciones del factor de forma (s_c) toman en cuenta el factor N_c bidimensional de Prandtl. Así, para el caso de una cimentación circular el factor $s_c = 1.11$ y 1.18 para contacto liso y rugoso, respectivamente, estos resultados se reportan como soluciones exactas, Shield y Drucker (1953) y Cox *et al.*, (1961). El factor de forma (s_c) de una cimentación cuadrada no es exacto y varía en el intervalo de 1.06 a 1.20, se incluyen los casos de contactos liso y rugoso. En el caso de cimentaciones rectangulares, el factor N_c^* depende de la relación largo ancho (L/B) de la cimentación. Además, se considera que los factores de forma de las cimentaciones circular y cuadrada, con desplante superficial en suelo homogéneo, son constantes e independientes del diámetro o ancho de la cimentación.

El presente estudio paramétrico-numérico de losas con desplante superficial tiene por objeto: 1) Comparar el procedimiento para determinar la carga de colapso con resultados publicados (tablas 2.1 y 2.2), y 2) Proponer la relación del factor de forma de las celdas estructuradas. En el presente estudio las propiedades del suelo se mantienen constantes, donde la resistencia al corte no-drenada es $c = 3.0 \text{ t/m}^2$ y la relación de Poisson de $\nu = 0.49$, se analizan superficies de contacto lisa y rugosa y se aplican velocidades de desplazamiento en toda el área en planta de la losa, con lo cual se modela una rigidez vertical infinita de la losa, hasta alcanzar la condición de falla plástica que define el criterio previamente establecido, figura 2.6.

2.6.3.1. Losa circular

El presente estudio paramétrico-numérico considera losas rígidas circulares desplantadas superficialmente en un medio homogéneo sin peso, los diámetros que se analizan varían entre 0.5 y 10.0 m, el diámetro de 0.5 m equivale a la sección de un pilote. Para la condición de contacto rugoso y de acuerdo con los conceptos del límite superior de la teoría de la plasticidad, la figura 2.7 muestra los mecanismos de falla plástica definidos por los contornos de velocidad de desplazamiento de tres losas circulares con diámetros de 0.5, 5.0 y 10.0 m. En las gráficas se observa que los mecanismos de falla, en el espacio tridimensional cilíndrico, son superficiales y similares entre sí y al propuesto por Prandtl, figura 2.5. La diferencia entre los tres mecanismos de falla es el volumen relativo de suelo movilizado. En cada análisis numérico, se calculó la capacidad de carga última (q_u), que en este caso se debe sólo a la resistencia a la penetración de la cimentación, q_p . Para definir la carga de colapso se utilizó el criterio de falla plástica asumido, figura 2.6.

Como las losas se desplantan superficialmente, el esfuerzo vertical $q_0 = 0$ y el factor de profundidad $d_c = 1$. El factor de capacidad de carga N_c^* y el factor de forma s_c se determinan con la ecuación 2.6. La variación de los factores calculados N_c^* y s_c , en función del diámetro de la losa, para contacto rugoso se muestran en la figura 2.8, donde se observa que hay un efecto geométrico: A menor diámetro mayor magnitud de ambos factores. Esta relación muestra que el factor N_c^* depende del tamaño del cimiento. Cuando la tendencia de la gráfica es asintótica, $B=10.0$ m, las magnitudes de N_c^* y de s_c son mínimas del orden de 6.38 y 1.24, respectivamente. Al comparar esta magnitud con la solución exacta definida por Cox *et al.*, (1961), $N_c^* = 6.05$, se observa que el resultado de este trabajo presenta diferencia del 5.45% respecto al valor definido por Cox y colaboradores. Además, para contacto liso, en el presente estudio se calculó $N_c^* = 6.02$ que al compararlo con la solución exacta, $N_c^* = 5.69$, se obtiene que la diferencia es de 5.80 %.

La tendencia de la gráfica de la figura 2.8 lleva a las siguiente relaciones:

$$N_c^* = 7.253B^{-0.062} \quad \text{ó} \quad s_c = 1.411B^{-0.062} \quad (2.17)$$

Que aplican al intervalo $1 \leq B$ (en metros) ≤ 10 . Para un pilote circular con desplante superficial y diámetro de 0.50 m, $N_c^* = 10.59$ y $s_c = 2.06$.

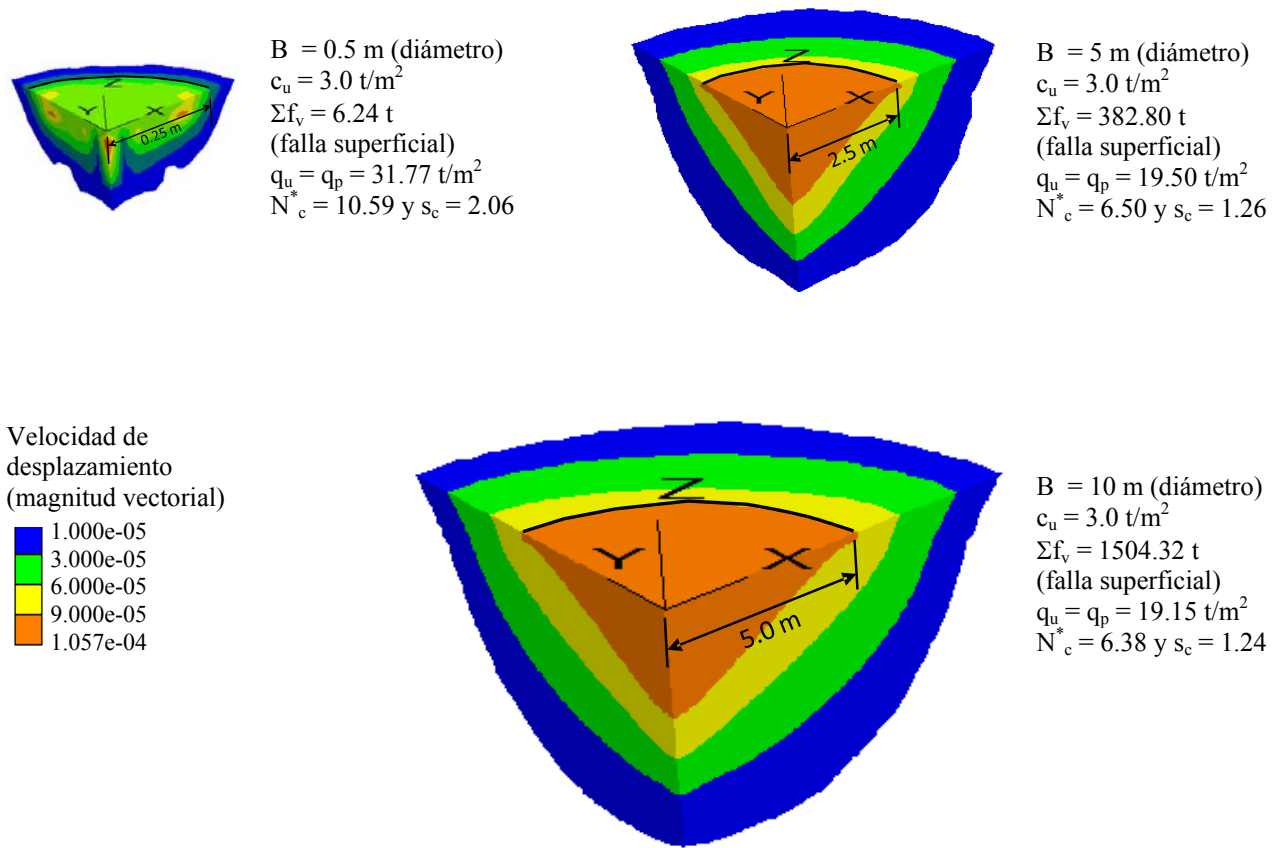


Figura 2.7. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de tres cimentaciones circulares con contacto rugoso desplantadas superficialmente en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo

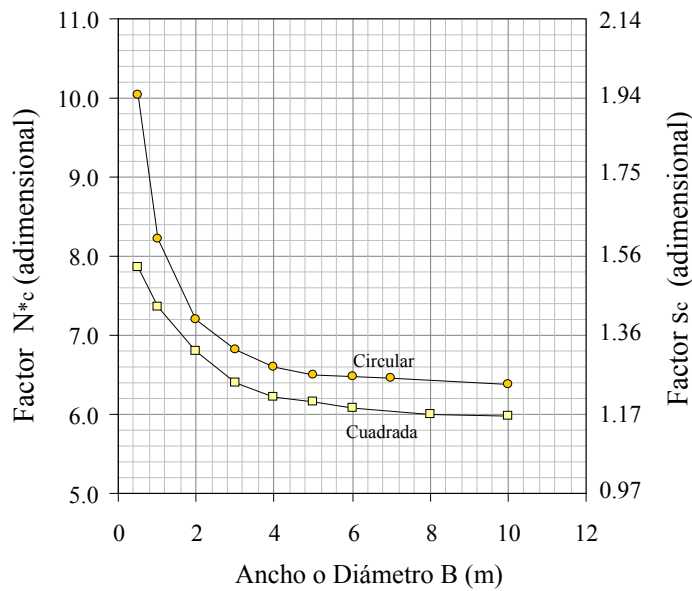


Figura 2.8. Efecto geométrico de cimentaciones circular y cuadrada con contactos rugosos, desplantadas superficialmente en suelo cohesivo

2.6.3.2. Losa cuadrada

El análisis paramétrico-numérico considera losas rígidas cuadradas desplantadas superficialmente en un medio homogéneo sin peso, los anchos que se analizan varían entre 0.5 y 10 m, el ancho de 0.5 m equivale a la sección de un pilote. Para la condición de contacto rugoso, la figura 2.9 muestra los mecanismos de falla plástica definidos por los contornos de velocidad de desplazamiento de tres losas cuadradas con anchos de 0.5, 5.0 y 10.0 m, donde se observa que los mecanismos de falla, en el espacio tridimensional, son superficiales y similares entre sí y al propuesto por Prandtl, figura 2.5. La diferencia entre los tres mecanismos de falla es el volumen relativo de suelo movilizado. La figura 2.9 muestra la capacidad de carga última (q_u) definida por la resistencia a la penetración (q_p) de cada losa, la cual se desprende del criterio de falla plástica asumido, figura 2.6.

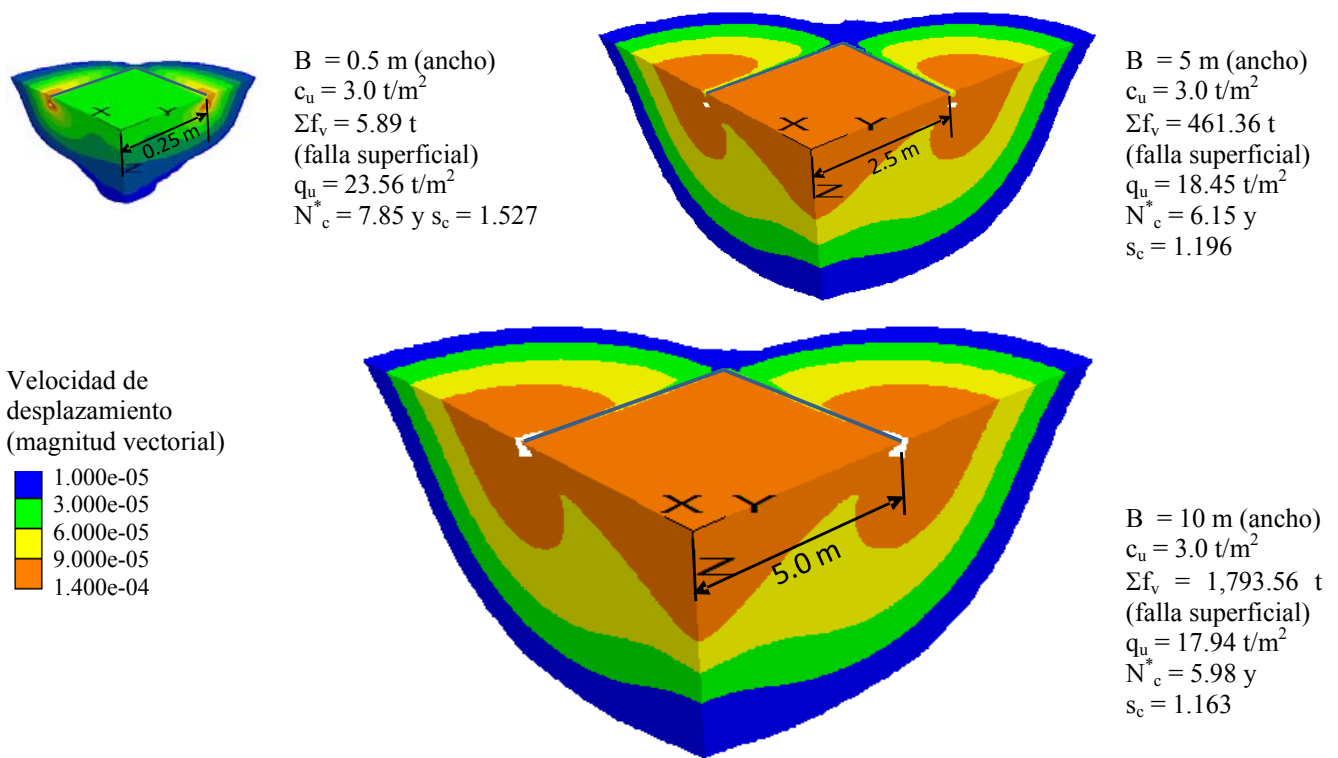


Figura 2.9. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de tres cimentaciones cuadradas con contacto rugoso desplantadas superficialmente en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo

Al comparar los mecanismos de falla de cimentaciones circulares y cuadradas, mostrados en las figuras 2.7 y 2.9, se observa que en la losa circular todo el suelo alrededor de la cimentación opone resistencia al desplazamiento, mientras que en la losa cuadrada el suelo cercano a las esquinas tiene menos desplazamiento con respecto al suelo ubicado a los lados. De acuerdo con lo anterior, para diámetros y anchos equivalentes, el factor N_c^* de cimentaciones circulares debe ser mayor que para cimentaciones cuadradas. Un aspecto importante a considerar es la sugerencia de Levin (1955), quién indica que el factor N_c^* de una cimentación cuadrada debe encontrarse en el intervalo de los factores N_c^* de las cimentaciones larga y circular.

La figura 2.8 muestra la relación entre el factor N_c^* y el ancho de cimentaciones cuadradas, la que es muy similar al caso de cimentación circular, es decir, hay un efecto geométrico de escala. Dado que en una cimentación larga el factor $N_c = 5.14$, las magnitudes estimadas de N_c^* (cuadrada) caen dentro del intervalo que sugiere Levin. La tendencia de la gráfica para cimentaciones cuadradas de la misma figura lleva a la siguiente relación:

$$N_c^* = 7.3B^{-0.104} \quad \text{ó} \quad s_c = 1.42B^{-0.104} \quad (2.18)$$

que aplica al intervalo $0.5 \leq B$ (en metros) ≤ 10.0 . Para un pilote cuadrado con desplante superficial y ancho de 0.5 m, $N_c^* = 7.85$ y $s_c = 1.53$.

Cuando la tendencia de la gráfica de la figura 2.8 es asintótica, ancho $B=10$ m, las magnitudes de N_c^* y s_c son mínimas de 5.98 y 1.16, respectivamente. Esta magnitud mínima del factor N_c^* se encuentra por debajo de los valores calculados con las relaciones de Meyerhof, $N_c^* = 6.17$ (semiempírica) y de Salgado, $N_c^* = 6.23$ (límite superior), ver la tabla 2.2. Para la condición de superficie de contacto lisa en el presente estudio se calculó $N_c^* = 5.61$. Las magnitudes de N_c^* del límite superior calculados con el método del elemento finito por Gourvenec *et al.*, (2006), para superficies de contacto rugosa y lisa, son respectivamente de 5.91 y 5.56. Al comparar los resultados del presente estudio con los reportados por Gourvenec, implican diferencias del orden del 1.18 % y 0.90 % para contactos rugoso y liso, respectivamente.

2.6.3.3. Losa rectangular

El estudio paramétrico-numérico considera losas rectangulares desplantadas superficialmente en un medio homogéneo sin peso, el estudio define la variación del factor de forma s_c en función del ancho y largo de la losa. El ancho (B) analizado varía entre 0.5 y 10.0 m y el largo (L) varía para obtener relaciones ancho/largo (B/L) de 1.0 hasta 0.10. Sólo se evalúan superficies de contacto rugosas. Se considera como marco de referencia los resultados reportados en el inciso 2.6.3.2 y los datos publicados por Gourvenec *et al.*, (2006) y por Salgado *et al.*, (2004).

Como ejemplo, la figura 2.10 muestra los mecanismos de falla plástica definidos por los contornos de velocidad de desplazamiento de tres losas de 3 m de ancho con relación B/L de 0.1, 0.5 y 1.0, se observa que los mecanismos de falla, en el espacio tridimensional, son superficiales y similares entre sí y al propuesto por Prandtl, figura 2.5. La diferencia entre los tres mecanismos de falla es el volumen relativo de suelo movilizado. Para cada análisis numérico, la figura 2.10 muestra la capacidad de carga última (q_u) definida por la resistencia a la penetración (q_p) que se desprende del criterio de falla plástica asumido, figura 2.6.

Para cada ancho de cimentación, la figura 2.11 muestra las curvas que relacionan el factor de forma s_c con la relación B/L, se observan varias curvas debido al efecto geométrico de escala, que es más marcado cuanto más pequeño es el ancho de la cimentación. Por ejemplo, para una cimentación de 0.5 m de ancho (como un muro Milán), la curva correspondiente arroja los factores de forma más grandes y su magnitud decrece al aumentar el

largo del muro, para muros muy largos su valor es del orden de 1.24, lo cual implica que su comportamiento no es congruente al caso bidimensional donde el factor de forma $s_c = 1.0$, debido al efecto de escala ya descrito. Cuanto más grande es el ancho de la cimentación, por ejemplo $B=10$ m, la variación del factor de forma (en función de la relación B/L) se asemeja al de una cimentación bidimensional, tal como lo definen Gourvenec *et al.*, (2006) y Salgado *et al.*, (2004).

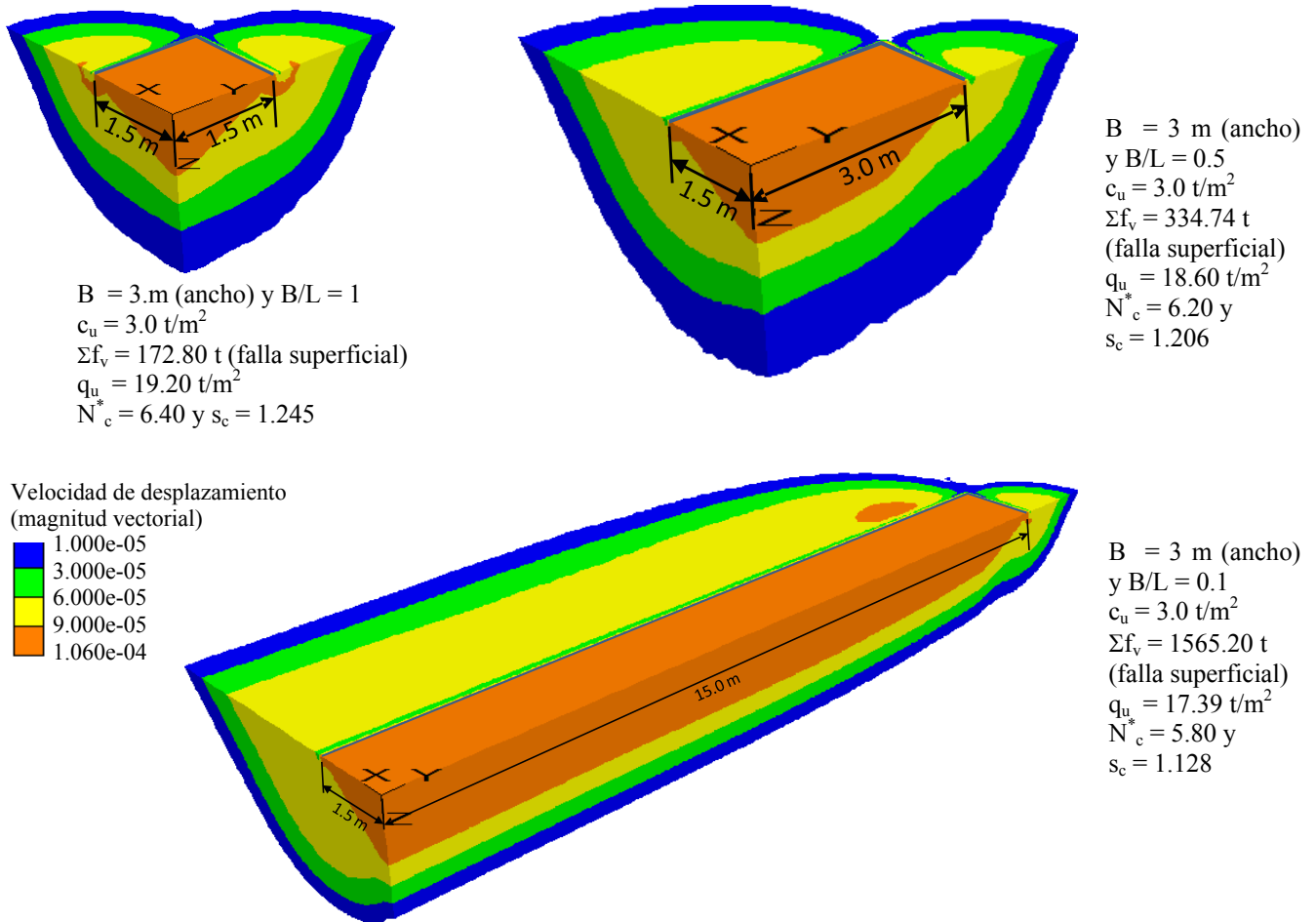


Figura 2.10. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de tres cimentaciones rectangulares con contacto rugoso desplantadas superficialmente en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo

En cada curva de la figura 2.11 se observa que el factor de forma máximo es para losa cuadrada ($B/L = 1$), el cual se define como s_{cc} . Por simplicidad se consideraron los factores de forma de las losas cuadradas, figura 2.8, y se normalizaron las gráficas de la figura 2.11 con respecto a s_{cc} , con lo cual se obtienen las gráficas de la figura 2.12. Las tendencias de esta última figura llevan a las siguientes relaciones: Para $B = 0.50$ m (muro):

$$s_c = [0.8 + 0.1/L] 1.527 \quad (2.19-a)$$

En los casos de $B = 3, 5, 6$ y 10 m se tiene:

$$s_c = [0.886 + 0.19(B/L) - 0.077(B/L)^2] s_{cc} \quad (2.19-b)$$

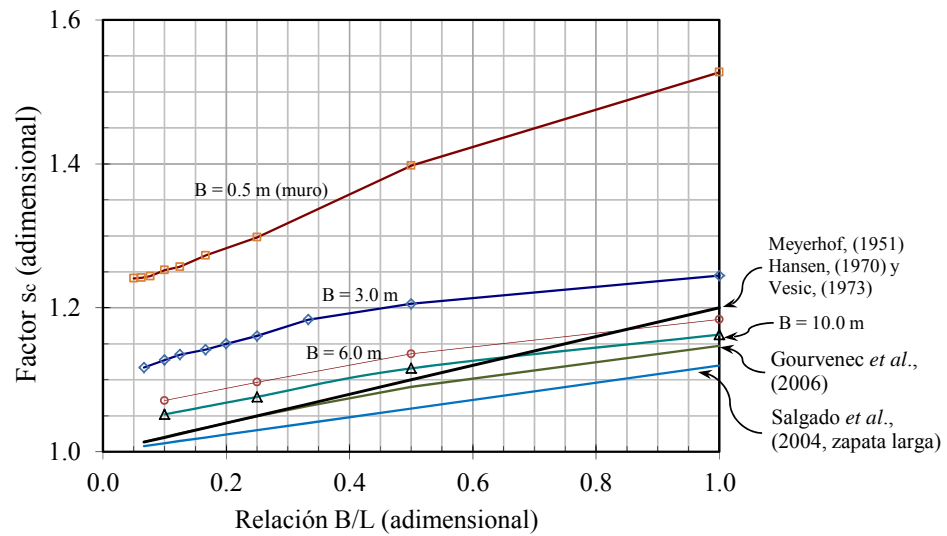


Figura 2.11. Factores de forma s_c para varios anchos de cimentación

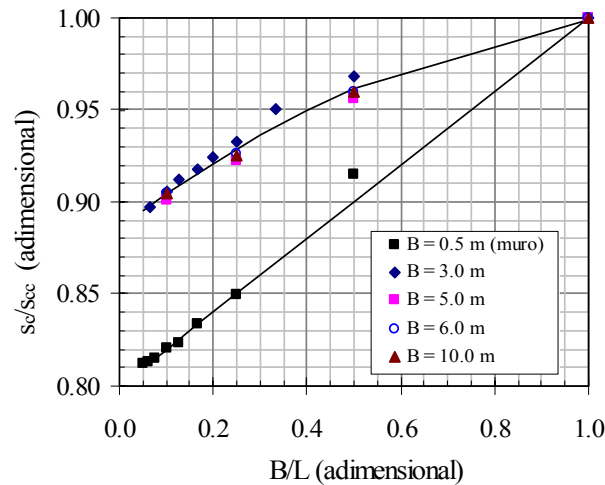


Figura 2.12. Factores de forma normalizados para varios anchos de cimentación

El factor s_{cc} se obtienen de la figura 2.8 para losa cuadrada o con la ecuación 2.18. El intervalo de aplicación de estos resultados es $1 \geq B/L \geq 0.1$.

Las ecuaciones 2.17, 2.18, 2.19a-b y las figuras 2.8, 2.11 y 2.12 son aportes del presente trabajo de tesis.

2.6.4. Pilotes y muros

Se analizan elementos esbeltos rígidos macizos de sección circular, cuadrada y rectangular empotrados en un medio elastoplástico, con objeto calcular la variación del factor de profundidad (d_c) en función de la resistencia a la penetración de estos elementos. No se consideran las fuerzas de adherencia en el fuste del elemento de cimentación, ni el peso del suelo vecino a la cimentación. El análisis paramétrico-numérico consiste en calcular la resistencia a la penetración del elemento esbelto (pilotes de sección circular y cuadrada y muros, sección rectangular) empotrados en un suelo homogéneo sin peso, con resistencia al corte no-drenada $c = 3.0 \text{ t/m}^2$ y

relación de Poisson de $\nu = 0.49$. El ancho y diámetro (B) de los cimientos es 0.5 m y la profundidad de empotramiento (D) varía entre 0.0 y 5.0 m, es decir, la relación D/B varía entre 0 y 10. El largo (L) de los muros varía de 2 a 8 m. Además, se considera que el contacto suelo-muro es rugoso y se aplican velocidades de desplazamiento en toda el área en planta del elemento, con lo cual se modela una rigidez infinita, para alcanzar la condición de falla plástica que se define con el criterio previamente establecido, figura 2.6.

Como antecedente al presente análisis, la figura 2.13 muestra los mecanismos de falla plástica de tres elementos esbeltos (muro y pilotes) con desplante superficial, que son resultados de los análisis previos (capítulo 2.6.3). En esta figura se indica la capacidad de carga última (q_u) definida por la resistencia a la penetración (q_p) y los factores N_c^* y s_c de cada elemento. Al comparar entre sí estos mecanismos de falla se observa que los volúmenes de suelo que se desplazan son diferentes, lo cual se ve reflejado en los factores N_c^* y s_c , a mayor volumen de suelo desplazado los factores N_c^* y s_c son más grandes.

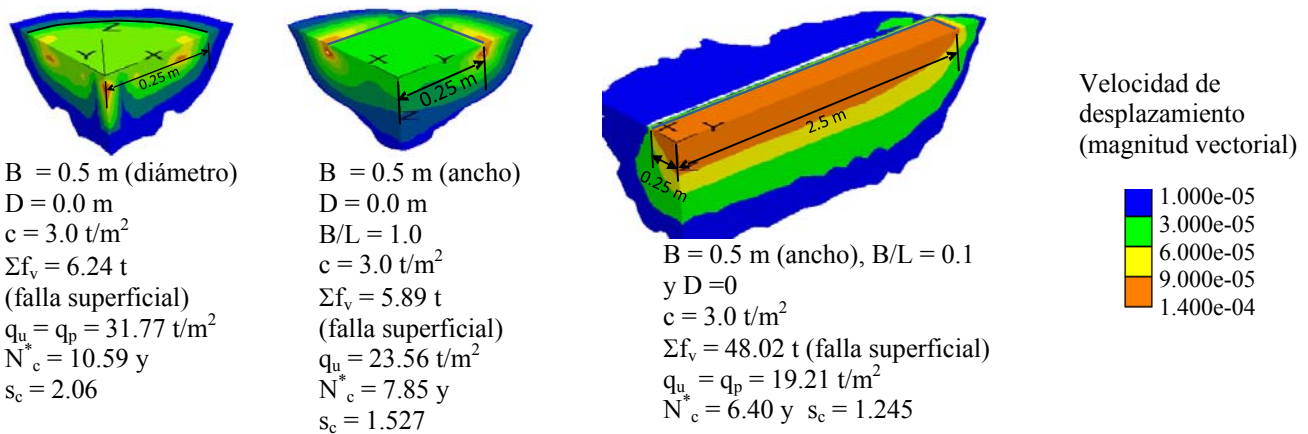


Figura 2.13. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de tres cimentaciones con contacto rugoso desplantadas superficialmente en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo

El procedimiento para determinar el factor de profundidad d_c de los elementos esbeltos toma como base los factores de forma descritos en el capítulo 2.6.3, los cuales se resumen en la tabla 2.4. El caso de sección rectangular, la variación del factor de forma en función del largo de la cimentación se muestra la figura 2.14.

Tabla 2.4. Factores de forma s_c y N_c^* de elementos esbeltos (pilotes y muros)

Elemento	Factor de forma, s_c (adimensional)	Factor N_c^* (adimensional)
Pilote circular	2.060	10.590
Pilote cuadrado	1.527	7.850
Muro (rectangular para $L/B \geq 10$)	1.245	6.40

Como ejemplos, para la condición de contacto rugoso, la figura 2.15 muestra los mecanismos de falla plástica de seis elementos esbeltos (pilotes y muros) desplantados a varias profundidades, además se observa la resistencia a la penetración (q_p) y los factores N_c^* , s_c y d_c calculados en el presente estudio paramétrico-numérico. El factor d_c se calculó con base al factor de forma s_c correspondiente al caso superficial y al factor de Prandtl, $N_c = 5.14$.

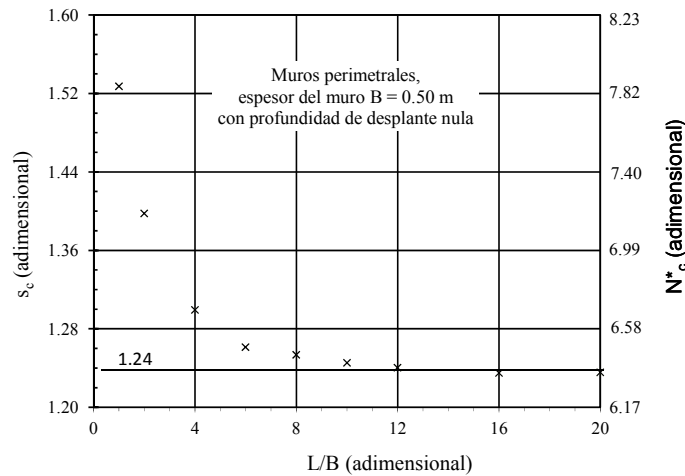


Figura 2.14. Factores de forma s_c y de capacidad de carga N_c^* de elementos esbeltos de sección cuadrada y rectangular

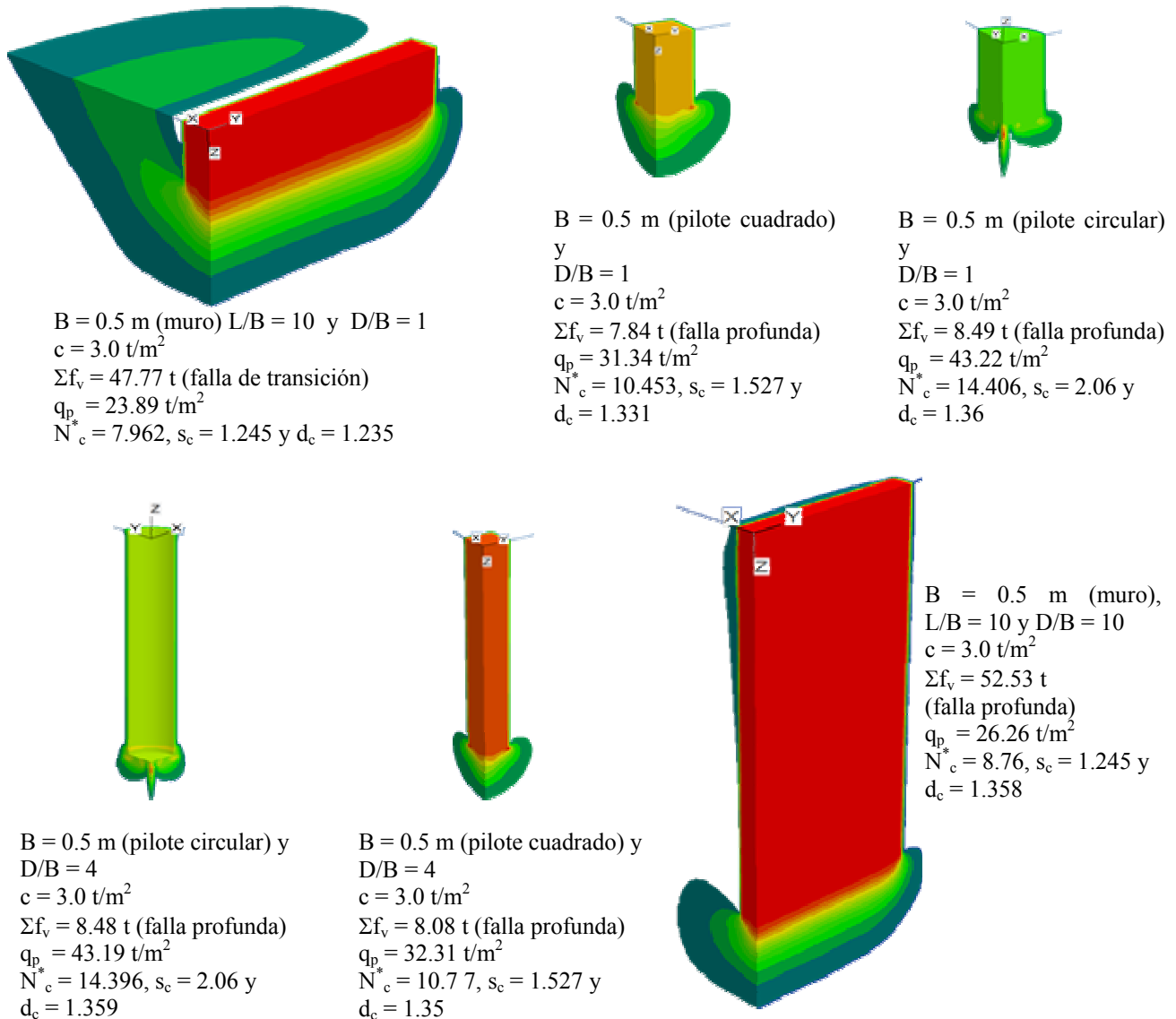


Figura 2.15. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la falla plástica de seis cimentaciones empotradas en suelo cohesivo, vista de una cuarta parte del modelo

La figura 2.16-a muestra la variación del factor de profundidad d_c con la profundidad de empotramiento de los elementos esbeltos, hay una gráfica por cada largo de muro analizado. Se observa que para muros largos ($L = 8.0$ m ó $B/L = 0.063$) se obtienen los factores d_c más pequeños y para empotramientos grandes ($D/B > 2$) la influencia del largo del muro sobre el factor d_c ya no es importante. La tendencia promedio, definida con línea continua gruesa, lleva a la siguiente relación:

$$d_c = 1.235(D/B)^{0.047} \quad (2.20)$$

que aplica al intervalo $0.60 \leq (D/B) \leq 10.0$, $0.063 \leq B/L \leq 0.25$ y $B = 0.50$ m

En la misma figura 2.16-a se compara la variación del factor d_c de los muros y de los pilotes de sección cuadrada y circular en función de la profundidad de empotramiento. Se observa que la curva del factor d_c de pilotes de sección circular presenta los valores más grandes, le siguen los de los pilotes de sección cuadrada y por último los de los muros, sección rectangular, lo cual es congruente con lo que sugiere Levin (1955). Además, se observa que a la profundidad de $D/B = 10$, el factor d_c tiende a ser constante, es decir: El factor d_c de los muros es de 1.361 y los de pilotes cuadrado y circular son de 1.365 y 1.372, respectivamente.

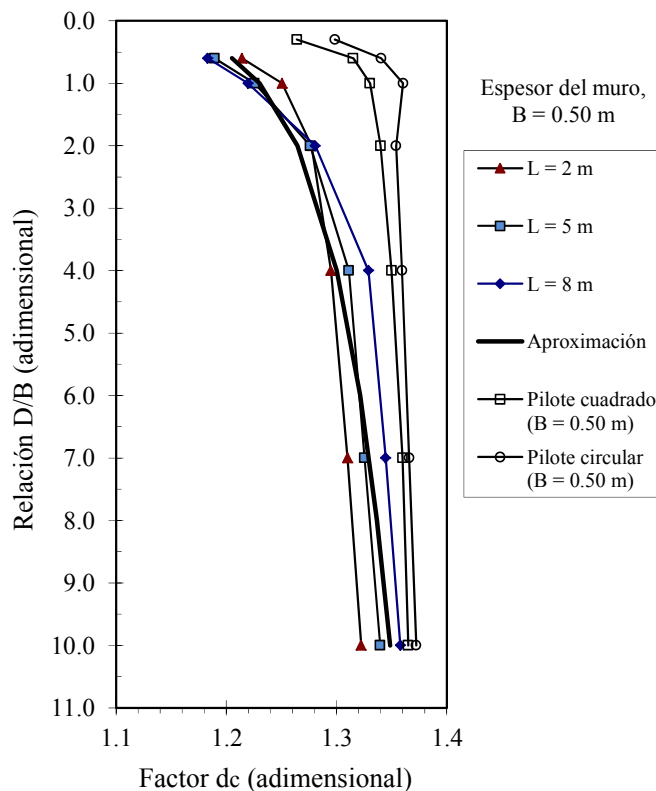


Figura 2.16. Factores de profundidad d_c de muros y pilotes

Cabe aclarar que los resultados de los muros y pilotes aquí mostrados, consideran únicamente la resistencia por penetración y no consideran la resistencia por fricción lateral en las paredes del cemento y la resistencia debida a la presión vertical del suelo vecino al cemento.

2.6.5. Profundidad de desplante de celdas de cimentación

En el presente análisis paramétrico-numérico se estudia la resistencia a la penetración (q_p) de celdas de cimentación empotradas en suelo elasto-plástico. Como marco de referencia se tienen los factores de forma calculados numéricamente en el sub-capítulo 2.6.3. El objetivo es determinar la relación entre el factor de profundidad d_c y la relación D/B (profundidad empotramiento / ancho o diámetro de la celda). Las propiedades del suelo se mantienen constantes en el análisis, la resistencia no-drenada al corte $c = 3.0 \text{ t/m}^2$ y la relación de Poisson $\nu = 0.49$. Los muros perimetrales que constituyen la celda de cimentación tienen de espesor 0.50 m en todos los casos. Se aplican incrementos de velocidad de desplazamiento en toda la celda (losa tapa y muros), con lo cual se modela una rigidez infinita de la celda, hasta alcanzar la condición de falla plástica que se define con el criterio previamente establecido, figura 2.6. Además, se restringen los desplazamientos horizontales de los nodos de la celda para modelar una superficie rugosa en el contacto suelo-celda. El análisis se realiza en términos de esfuerzos totales bajo condiciones no drenadas.

2.6.5.1. Celda circular

Se analiza la resistencia a la penetración de celdas circulares de 3, 6 y 10 m de diámetro (B) con relaciones D/B que varían entre 0.0 y 2.0. Como marco de referencia se tienen los factores N_c^* y s_c de losas circulares con desplante superficial, figura 2.8.

Como ejemplo, la figura 2.17 muestra los mecanismos de falla plástica definidos por los contornos de velocidad de desplazamiento de celdas de cimentación de 6 m de diámetro con distintos empotramientos, relaciones D/B de 0.0, 0.167, 0.333, 0.5 y 2.0; con base en esta figura se concluye: 1) La superficie de falla de la celda con desplante superficial ($D/B = 0$) es del tipo general, el suelo superficial presenta desplazamiento. 2) Cuando la relación $D/B \geq 0.5$ el mecanismo de falla plástica se hace profundo del tipo de punzonamiento y nulo volumen de suelo superficial se desplaza, por lo que el mecanismo se asemeja al de un pilote con desplante profundo. 3) Cuando la relación $0.17 < D/B < 0.5$, el mecanismo de falla es del tipo de transición entre general y de punzonamiento, durante la falla poco volumen de suelo superficial se desplaza. En la misma figura 2.17 se observa que los factores de profundidad de las celdas de sección circular con relaciones $D/B = 0.5$ y 2.0 son similares, de 1.406 y 1.382, respectivamente, debido a que las respectivas superficies de falla también son similares. Por lo anterior, para relación D/B mayor que 0.5 la resistencia a la penetración, definida por el factor de profundidad, no depende de la profundidad de empotramiento y la relación $D/B = 0.5$ define una profundidad crítica donde el mecanismo de falla cambia de general a punzonamiento.

En la figura 2.18 se compara el tamaño de la superficie de falla de tres celdas circulares con diámetros de 3, 6 y 10 m empotradas a la misma relación $D/B = 2.0$. En los tres casos la superficie de falla es muy similar, pero en detalle existen diferencias. Al considerar la axisimetría y normalizar las dimensiones de la superficie de falla con respecto al radio de la sección de cada celda ($R=1$), se obtiene la gráfica de la figura 2.19, en ella se observa que

el área normalizada de la celda con $B = 3.0$ m es 27% más grande que el área correspondiente a la celda con $B = 10$ m. En la falla, cuanto más pequeño es el diámetro de la celda, relativamente se moviliza mayor volumen de suelo. Cualitativamente, este comportamiento está influenciado por la separación de los muros perimetrales.

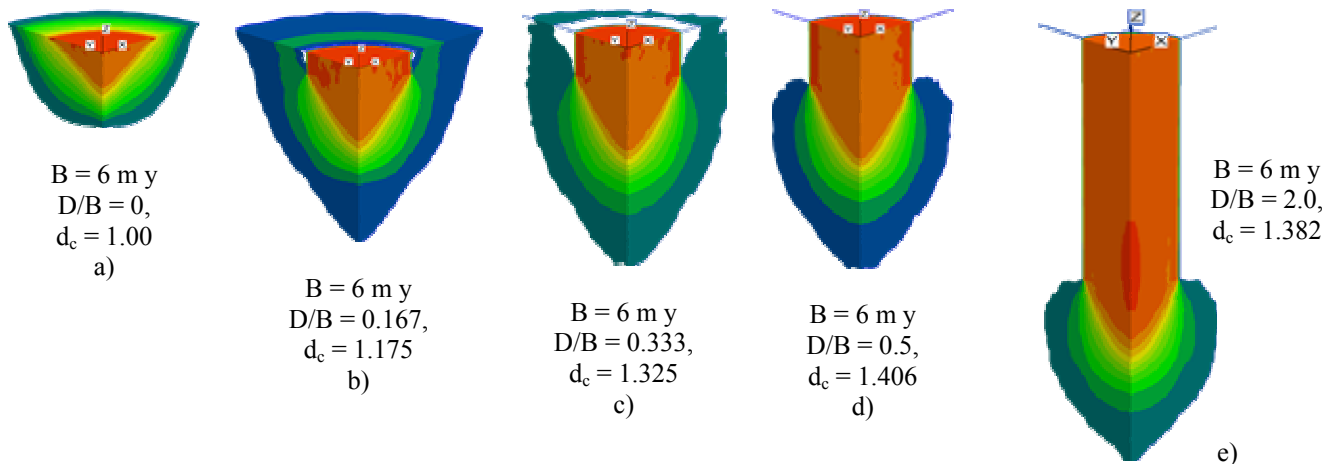


Figura 2.17. Contornos de velocidad de desplazamiento de celdas circulares de 6 m de diámetro con diferentes profundidades de desplante, vista en isométrico de una cuarta parte del modelo

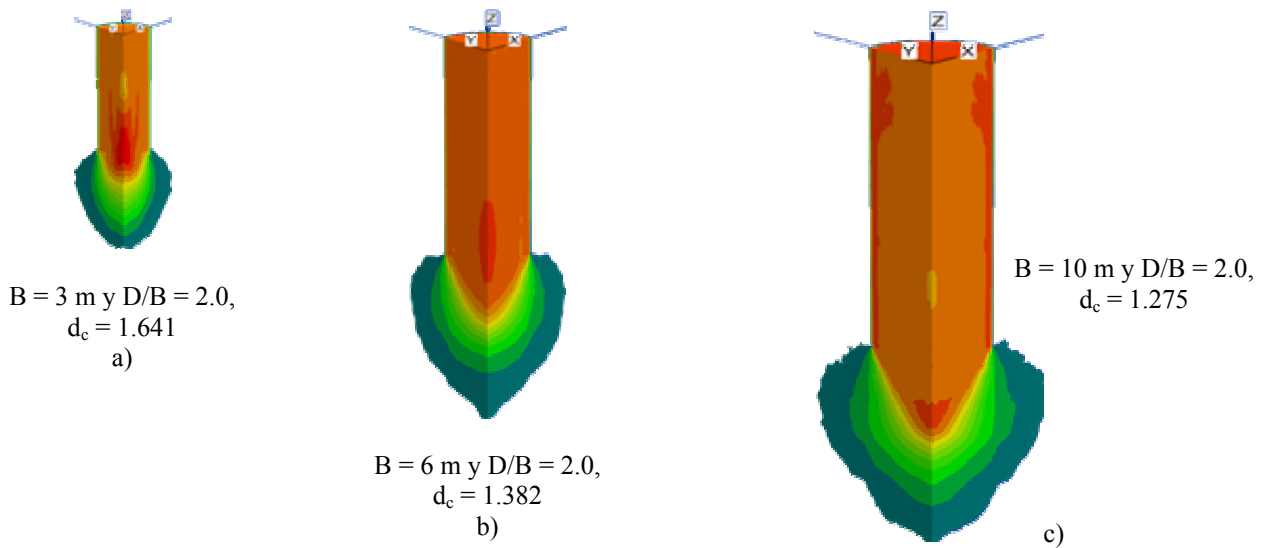


Figura 2.18. Contornos de velocidad de desplazamiento de celdas circulares con relación de profundidad de desplante $D/B = 2$ y diferentes diámetros, vista en isométrico de una cuarta parte del modelo

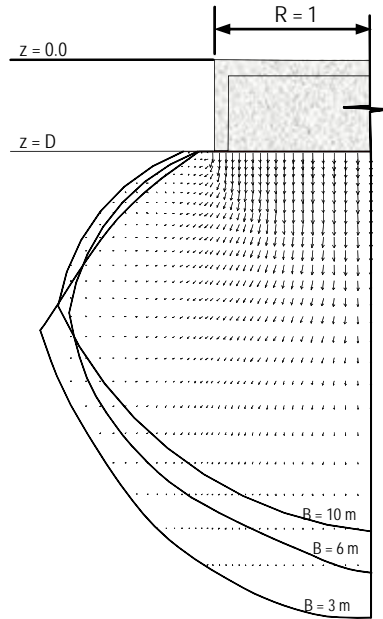
Para determinar el factor de profundidad d_c se utilizó la ecuación 4, con $q_0 = 0$, $N_c = 2 + \pi = 5.14$, los factores de forma calculados numéricamente y descritos en el capítulo 2.6.3.1, la resistencia al corte no-drenada utilizada en los análisis de celdas circulares, $c = 3 \text{ t/m}^2$, y las cargas de colapso calculadas numéricamente.

La variación de los factores de profundidad d_c de las celdas circulares se muestran en la figura 2.20-a, en función de la relación D/B y del diámetro de la celda. Se observa que el factor d_c es más grande a menor diámetro de la celda, efecto de escala. Además, se comparan las curvas del factor d_c de las celdas con las respectivas de los pilotes de sección circular y cuadrada, se observa que para profundidades de empotramiento en el intervalo de

$0.0 \leq D/B \leq 0.5$, el factor d_c es casi independiente del diámetro de la celda, inclusive el factor d_c del pilote de 0.5 m de diámetro se alinea adecuadamente, la expresión que aproxima el comportamiento es:

$$d_c = 1 + 1.177(D/B) - 0.730(D/B)^2 \quad (2.21-a)$$

que aplica al intervalo $0.5 \leq B$ (diámetro en metros) ≤ 10 .



La superficie de falla forma un sólido de revolución. Para su comparación cada superficie se normalizó con respecto al radio de cada celda.

Se considera como área base la correspondiente al diámetro $B = 10$ m, las relaciones de áreas son:

Diámetro (m)	Relación de área (%)
10.0	100.00
6.0	107.60
3.0	127.60

Figura 2.19. Superficies de falla normalizadas con respecto al radio correspondiente de cada celda, determinadas a partir de los contornos de velocidad de desplazamiento

Para profundidades de empotramiento en el intervalo de $0.5 \leq D/B \leq 2.0$, el factor d_c depende del diámetro de la celda, la curva para el diámetro de 3 m crece y luego se mantiene constante con la profundidad con la siguiente relación:

$$d_c = 1.4613 + 0.2655(D/B) - 0.089(D/B)^2 \quad (2.21-b)$$

Para diámetro de 6 m se obtiene:

$$d_c = 1.3961 + 0.0477(D/B) - 0.0281(D/B)^2 \quad (2.21-c)$$

Finalmente, para diámetro de 10 m se determina:

$$d_c = 1.3883 - 0.0095(D/B) - 0.0416(D/B)^2 \quad (2.21-d)$$

Mediante interpolación de las curvas de la figura 2.20-a se obtuvieron las curvas de la figura 2.20-b que son de utilidad para el análisis geotécnico de las celdas circulares de cimentación.

En la figura 2.21 se compara la variación del factor d_c de las celdas circulares con los datos de otros autores para zapatas rígidas cuadradas y rectangulares (Meyerhof, Hasen, Vesic y Salgado), se observa que las celdas con diámetro de 3 m proporcionan los más grandes factores d_c de todos los datos mostrados. En el intervalo de $1.0 \leq D/B \leq 2.0$, el factor d_c de las celdas con diámetro de 6 m es promedio con los datos publicados. Para relaciones

$D/B \geq 0.5$, el factor d_c de las celdas con diámetro de 6 m se mantiene constante. Para relaciones $D/B \geq 0.5$, el factor d_c de las celdas con diámetro de 10 m decrece con la profundidad.

Las gráficas de la figura 2.20 y las ecuaciones 2.21a–d son aportaciones del presente trabajo de tesis.

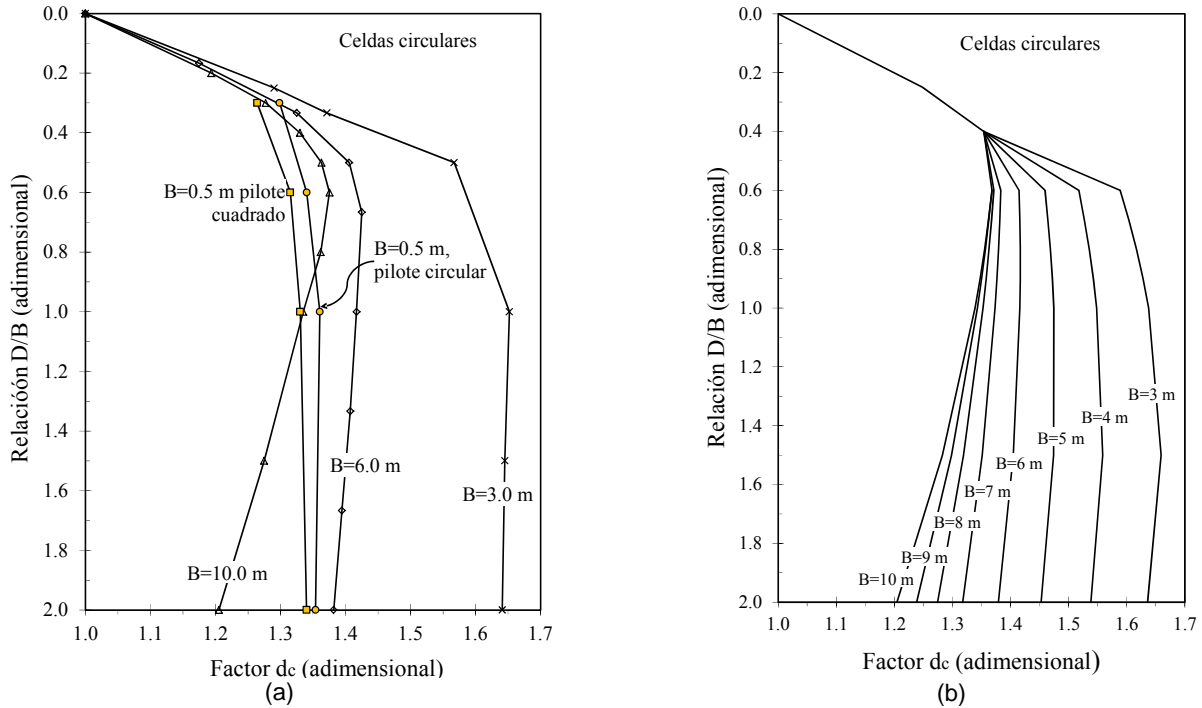


Figura 2.20. Factor de profundidad d_c de las celdas circulares

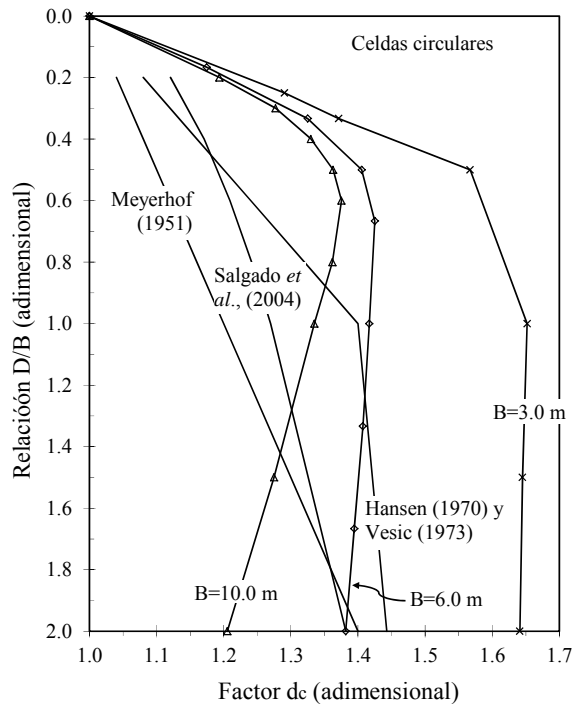


Figura 2.21. Comparación del factor de profundidad d_c de las celdas circulares con datos publicados

2.6.5.2. Celda cuadrada

Se analiza la resistencia a la penetración de celdas cuadradas de 3, 6 y 10 m de ancho con relaciones D/B que varían entre 0.0 y 2.0. Como marco de referencia se tienen los factores N_c^* y s_c , figura 2.8, de losas cuadradas con desplante superficial o la ecuación 2.18.

Como ejemplo, la figura 2.22 muestra los mecanismos de falla plástica, definidos por los contornos de velocidad de desplazamiento, de celdas cuadradas de 6 m de ancho con relaciones D/B de 0.0, 0.167, 0.333, 0.5 y 1.5. Con base en esta figura se concluye: 1) La superficie de falla de una losa cuadrada con desplante superficial, D/B = 0, es del tipo general con desplazamiento del suelo superficial. 2) Cuando la relación D/B es mayor que 0.5, el mecanismo de falla plástica es profundo, punzonamiento. 3) En el intervalo $0.17 < D/B < 0.5$, el mecanismo de falla es de transición entre superficial y de profundo, a medida que la profundidad de empotramiento es mayor, poco volumen de suelo superficial se desplaza durante la falla. Existe una relación D/B en la cual el mecanismo de falla plástica pasa a ser de punzonamiento, los resultados indican que esta profundidad límite se encuentra en el intervalo $0.33 < D/B < 0.5$.

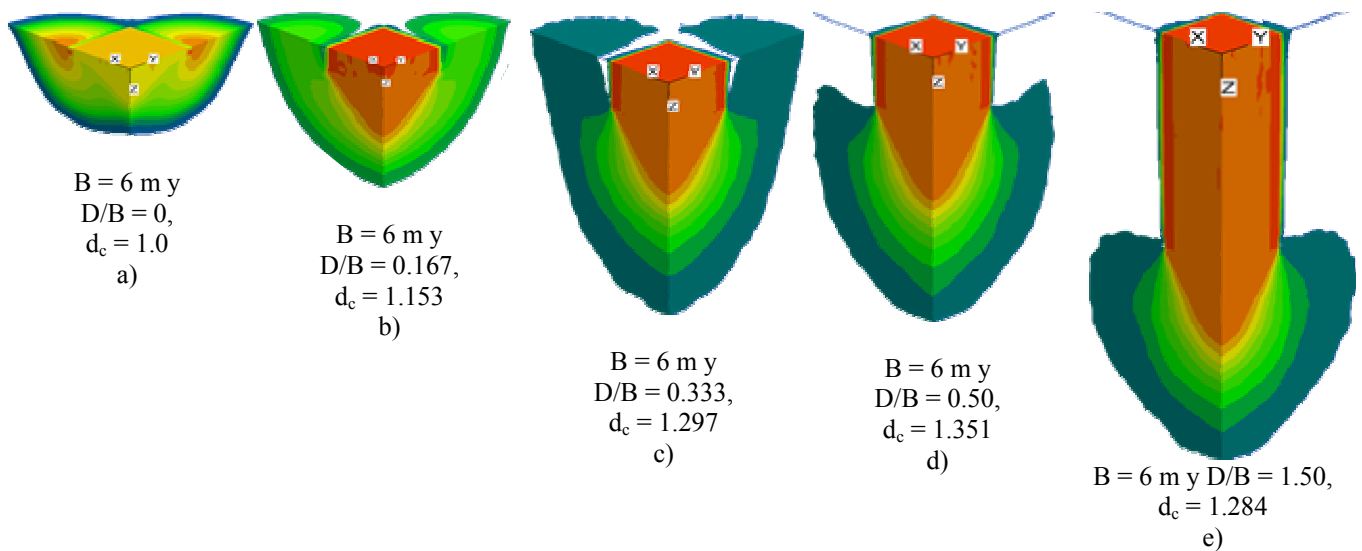


Figura 2.22. Contornos de velocidad de desplazamiento de celdas cuadradas de 6.0 m de lado con diferentes profundidades de desplante, vista en isométrico de una cuarta parte del modelo

Para determinar el factor de profundidad d_c se utilizó la ecuación 4, con $q_0 = 0$, $N_c = 2 + \pi = 5.14$, los factores de forma calculados numéricamente y descritos en el capítulo 2.6.3.2, la resistencia al corte no-drenada utilizada en los análisis de celdas cuadradas, $c = 3 \text{ t/m}^2$, y las cargas de colapso calculadas numéricamente.

La variación del factor de profundidad d_c de las celdas cuadradas se muestran en la figura 2.23-a, en función de la relación D/B y del ancho de la celda, se observa que el factor d_c es más grande a menor ancho, efecto de escala. Además, en la misma figura se comparan las curvas del factor d_c de las celdas con las respectivas de los pilotes de sección circular y cuadrada. Asimismo, se observa que para profundidades de empotramiento en el

intervalo de $0.0 \leq D/B \leq 0.5$, el factor d_c es casi independiente del ancho de la celda, la expresión que aproxima estas gráficas es:

$$d_c = 1 + 1.183(D/B) - 0.945(D/B)^2 \quad (2.22-a)$$

que aplica para anchos de celda que varían entre $0.5 \leq B$ (ancho en metros) ≤ 10.0

Para profundidades de empotramiento en el intervalo de $0.5 \leq D/B \leq 2.0$, el factor d_c de celdas cuadradas depende del ancho de la celda. La curva para el ancho de 3 m tiene la siguiente relación:

$$d_c = 1.4159 - 0.0230(D/B) + 0.0051(D/B)^2 \quad (2.22-b)$$

Para ancho de 6 m:

$$d_c = 1.4338 - 0.0849(D/B) - 0.0090(D/B)^2 \quad (2.22-c)$$

Y para ancho de 10 m:

$$d_c = 1.4124 - 0.0738(D/B) - 0.0404(D/B)^2 \quad (2.22-d)$$

Mediante interpolación de las curvas de la figura 2.23-a se obtuvieron las curvas de la figura 2.23-b que son de utilidad para el análisis geotécnico de las celdas.

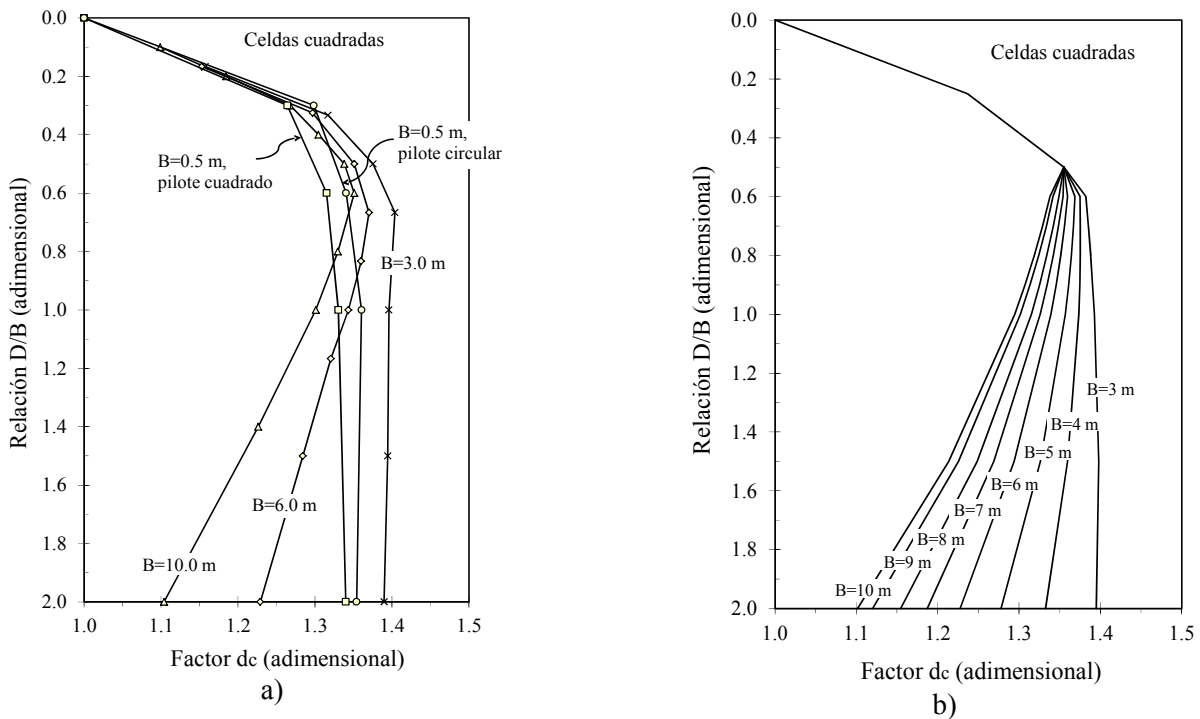


Figura 2.23. Factor de profundidad d_c de las celdas cuadradas

En la figura 2.24 se compara la variación del factor d_c de las celdas cuadradas con los datos de otros autores para zapatas rígidas (Meyerhof, Hasen, Vesic y Salgado), se observa que los factores d_c de las celdas cuadradas son los más grandes en el intervalo $0.0 \leq D/B \leq 1.0$ y de todos los datos ahí mostrados. Además, para relaciones $D/B \geq 0.5$, el factor d_c se mantiene constante o decrece con la profundidad.

Las gráficas de la figura 2.23 y las ecuaciones 2.22a–d son aportaciones del presente trabajo de tesis.

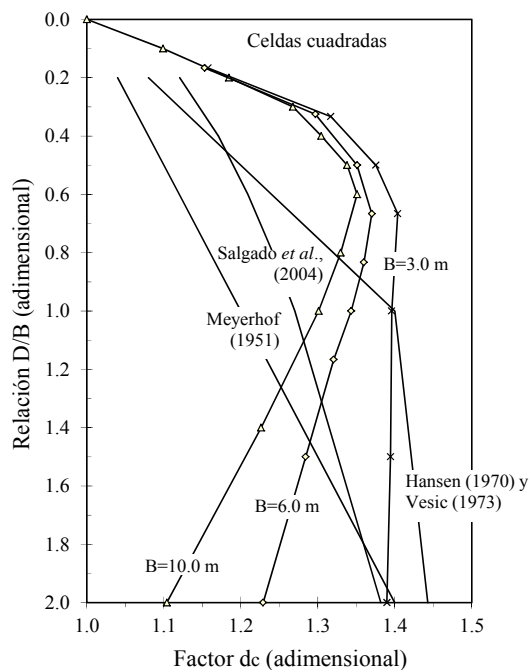


Figura 2.24. Comparación del factor de profundidad d_c de celdas cuadradas con datos publicados

2.6.5.3. Celda rectangular

Se analiza la resistencia a la penetración de celdas rectangulares de 3, 6 y 10 m de ancho con relaciones D/B que varían entre 0.0 y 1.0 y con relaciones B/L que varían de 0.1 a 1.0. Como marco de referencia se tienen los factores N_c^* y s_c de la figura 2.11 o la ecuación 2.19a–b.

La figura 2.25 muestra los mecanismos de falla plástica, definidos por los contornos de velocidad de desplazamiento, de varias celdas de cimentación de 3 m de ancho con varios largos y distintos empotramientos. Con base en esta figura se concluye: 1) El mecanismo de falla de la celda con $B/L = 0.5$ y $D/B = 0.33$ es tridimensional, se observa movimiento del suelo en ambos lados de la celda. Cuando la forma en planta de la celda es larga, el mecanismo de falla es bidimensional, como en los casos $B/L = 0.1$ y $D/B = 0.667$. En el caso de las celdas rectangulares, la profundidad límite entre los mecanismos de falla superficial y por punzonamiento no se define claramente, como en los casos de celdas circulares y cuadradas. El tipo de mecanismo de falla de las celdas rectangulares depende del largo y de la profundidad de empotramiento de la celda.

Las gráficas de la figura 2.26 muestran que el factor de profundidad d_c de las celdas rectangulares varía entre 1.05 y 1.22, en función de la relaciones D/B y B/L . Asimismo, para comparación se muestran los factores d_c de celdas cuadradas, que son más grandes que los de las celdas rectangulares. Para la relaciones D/B mayores que 0.5 el factor de profundidad d_c de celdas rectangulares se mantiene constante o decrece con la profundidad. Por simplicidad, estas curvas son de utilidad para el análisis geotécnico de las celdas rectangulares.

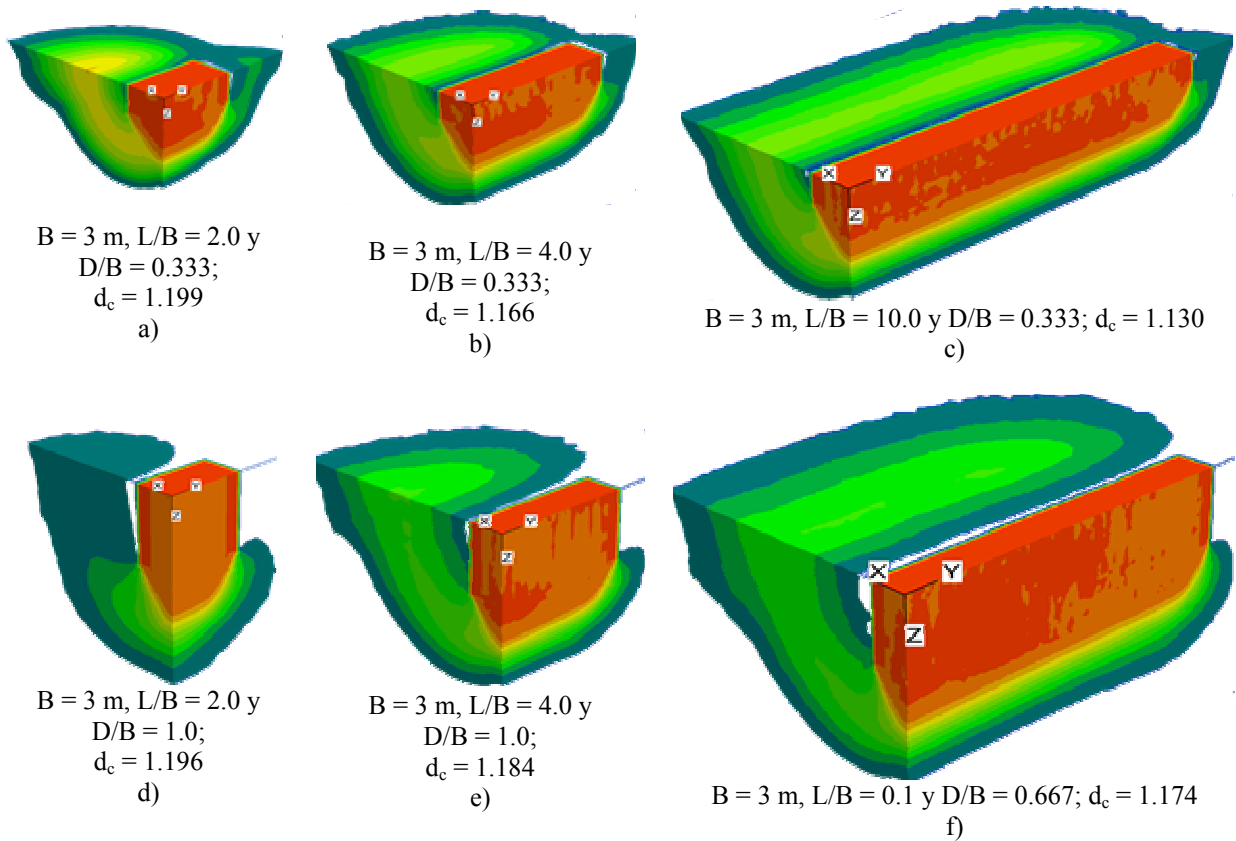


Figura 2.25. Contornos de velocidad de desplazamiento de celdas rectangulares de 3 m de ancho con diferentes largos y profundidades de desplante, vista en isométrico de una cuarta parte del modelo

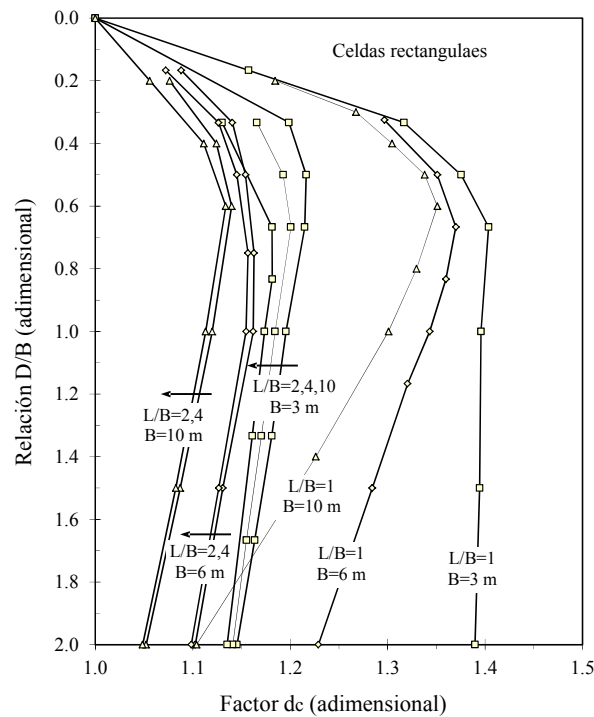


Figura 2.26. Factor de profundidad d_c de las celdas rectangulares

En la figura 2.27 se compara la distribución del factor d_c de las celdas rectangulares con los datos de otros autores para zapatas rígidas (Meyerhof, Hasen, Vesic y Salgado), se observa que para relaciones D/B mayores que 1.0 los factores de forma de las celdas rectangulares están por debajo con los datos publicados.

Las gráficas de la figura 2.26 son aportaciones del presente trabajo de tesis.

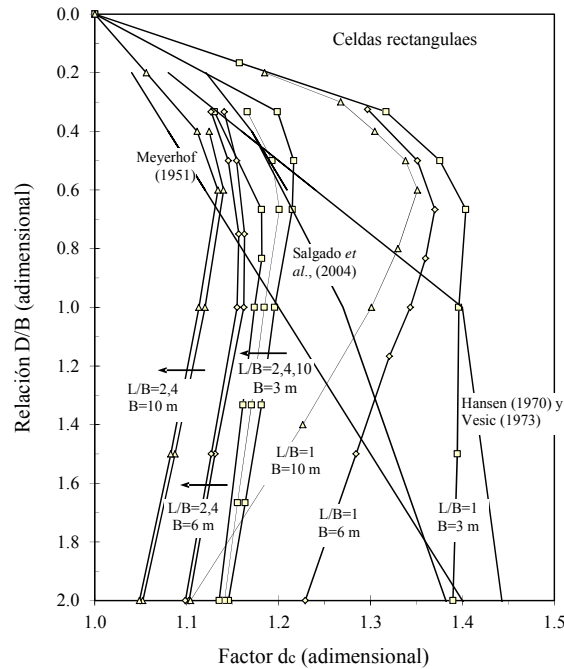


Figura 2.27. Comparación del factor de profundidad d_c de las celdas rectangulares con datos publicados

2.7. Resistencia por adherencia

2.7.1. Antecedentes

Para un pilote aislado de sección constante, Vesic (1970) propone el mecanismo de transferencia de carga mostrado en la figura 2.28, donde la fuerza axial (F_{ax}) a lo largo del pilote varía con la profundidad (z) de mayor magnitud en la cabeza a menor en la punta. La distribución de la fuerza axial es indicativa de las resistencias por adherencia lateral (F_a) y por penetración de la punta del pilote (F_p). La resistencia por adherencia (q_a) a cualquier profundidad se calcula con:

$$q_a(z) = \frac{\Delta F_{ax}(z)}{p\Delta z} \quad (2.23)$$

Donde p es el perímetro de la sección del pilote. La resistencia máxima por adherencia (q_a) a lo largo del fuste del pilote se desarrolla totalmente cuando el desplazamiento relativo entre suelo y pilote es aproximadamente de 5 a 10 mm, independientemente de la sección y de la longitud del pilote. Sin embargo, la resistencia máxima a la penetración de la punta (q_p) se desarrolla hasta que el pilote se haya desplazado del 10 al 15 % del ancho o diámetro del pilote, el límite inferior se aplica a pilotes hincados y el límite superior a pilotes con perforación previa, Vesic (1970).

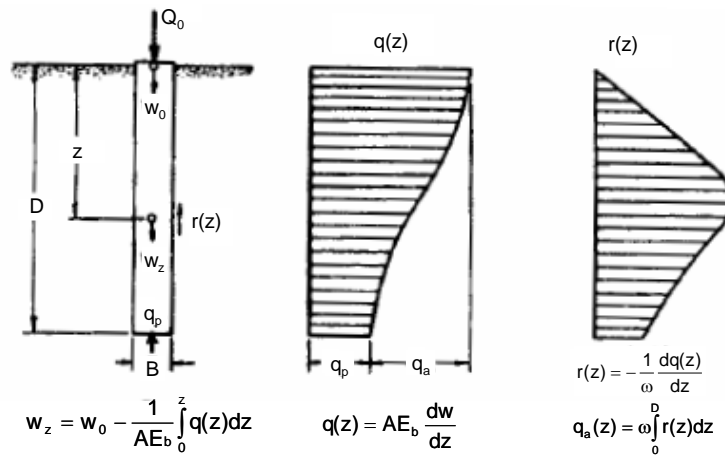


Figura 2.28. Mecanismo de transferencia de carga de pilotes de fricción, Vesic (1970)

Mediante instrumentación geotécnica, Mendoza y Romo (1998) midieron entre otras variables la fuerza axial a lo largo de un pilote circular diseñado para trabajar por fricción, con cuatro celdas de carga ubicadas a lo largo del pilote, bajo el cajón de cimentación de un puente vehicular en la zona de lago de la ciudad de México. El pilote bajo observación se encuentra ubicado sobre el perímetro del cajón y se apoya en suelo cohesivo blando. A lo largo de la construcción y durante la vida de servicio del puente, ellos midieron las cargas mostradas en la figura 2.29. El objetivo del pilote en observación es reducir asentamientos, por lo que durante su servicio el pilote se encuentra en un estado de falla plástica, así lo evidencia la curva del 16 de julio de 1996, donde se observa reducción de resistencia por adherencia cerca de la punta, comparativamente con otras curvas de transferencia de carga. Las mediciones de Mendoza y Romo son congruentes con el mecanismo de transferencia de carga de Vesic. Además, las mediciones muestran que en la falla plástica del pilote, curva del 16 de julio de 1996, la carga de la punta es del orden del 30 % de la carga medida en la cabeza.

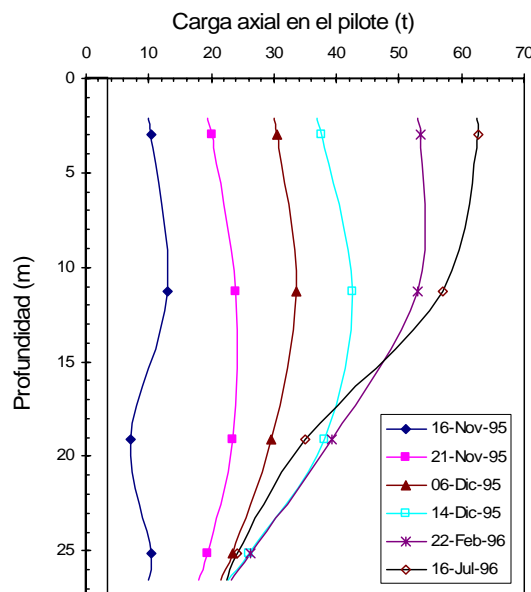


Figura 2.29. Curvas de transferencia de carga de un pilote de fricción, Mendoza y Romo (1998)

2.7.2. Adherencia lateral en muros aislados

El objetivo del presente estudio paramétrico-numérico es determinar la fuerza de adherencia (F_a) en la interfaz muro-suelo de las caras laterales del muro y comparar los resultados con la solución analítica de la ecuación 2.7. Se consideran las siguiente hipótesis: Se modela un muro empotrado y aislado de 0.5 m espesor, 4 m de largo y empotramiento de 2 m. Para calcular el módulo de elasticidad del muro se utiliza la ecuación 2.3 para $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (28 días). El suelo es homogéneo con resistencia al corte no-drenada de 3.0 t/m^2 , relación de Poisson de 0.49 y peso volumétrico de 1.2 t/m^3 . La interfaz suelo-muro no tiene desplazamientos relativos, por lo que se considera que es una superficie rugosa, es decir, el coeficiente $\alpha_p = 1.0$, ecuación 2.7. Se aplican velocidades de desplazamiento en todos los nodos del muro hasta alcanzar la condición de falla, definida con el criterio previamente establecido, figura 2.6.

La capacidad de carga última (q_u) se determinó como la suma de la resistencia a la penetración de la punta (q_p), más la resistencia por adherencia (q_a), más la presión vertical del suelo vecino al muro (q_0). Las resistencias a la penetración y por adherencia se determinan con las reacciones verticales del suelo en contacto con la punta y con las caras laterales del muro, respectivamente.

Para la condición de falla plástica, la figura 2.30 muestra los perfiles de fuerza de adherencia (F_a) de las caras laterales larga y corta del muro. Esta figura muestra un perfil promedio del centro y un perfil de la esquina de cada cara. Por condición de frontera, el perfil de la esquina es muy diferente del resto del muro. En la cara larga, figura 2.30-a, las fuerzas de adherencia del perfil promedio del centro del muro son más grandes que las del perfil de la esquina. En el lado corto y por efecto geométrico, la distribución de fuerzas de adherencia es inversa a la ocurrida en el lado largo, es decir mayor en la esquina y menor al centro, figura 2.30-b. Además, en sentido vertical, los perfiles de fuerza de adherencia presentan una distribución casi uniforme.

La tabla 2.5 muestra la fuerza de adherencia total ($F_a = 54.5 \text{ t}$) calculada como la suma de las fuerzas de adherencia en toda el área lateral del muro. Al aplicar la ecuación 2.7 se obtiene $F_a = 54.0 \text{ t}$ por lo que la diferencia entre ambos métodos es del orden del 1%. Por lo tanto, el análisis numérico es congruente con la ecuación 2.7, para el cálculo de la fuerza de adherencia. Como complemento, además de la resistencia por adherencia, la tabla 2.5 muestra las resistencias por punta y por presión vertical del suelo vecino al muro. Dada la geometría del muro, la resistencias a la penetración y por adherencia son muy similares, aportan 46.4 y 49.2% de la presión de colapso, respectivamente. El esfuerzo vertical (q_0) al nivel de desplante de muro ($D = 2 \text{ m}$) generado por el suelo se calculó con la ecuación 2.4, con un peso volumétrico del suelo $\gamma_s = 1.2 \text{ t/m}^3$.

Para la condición de falla plástica del muro, la figura 2.31 muestra los perfiles de esfuerzos verticales (axiales) normalizados con respecto al esfuerzo vertical máximo (σ_v/σ_{v_max}) dentro del muro. La figura muestra los perfiles promedio del centro y del perímetro. Se observa que por condición de frontera, el perfil del perímetro recibe menos carga en la cabeza, del orden del 90% de la carga que recibe el centro, pero propaga más carga en

la punta, del orden del 50% de la presión externa máxima. El centro del muro propaga a la punta del orden del 20% de la carga que recibe en la cabeza. En la misma figura se observa que la distribución del esfuerzo vertical dentro del muro es similar a los datos medidos en un pilote por Mendoza y Romo (1998).

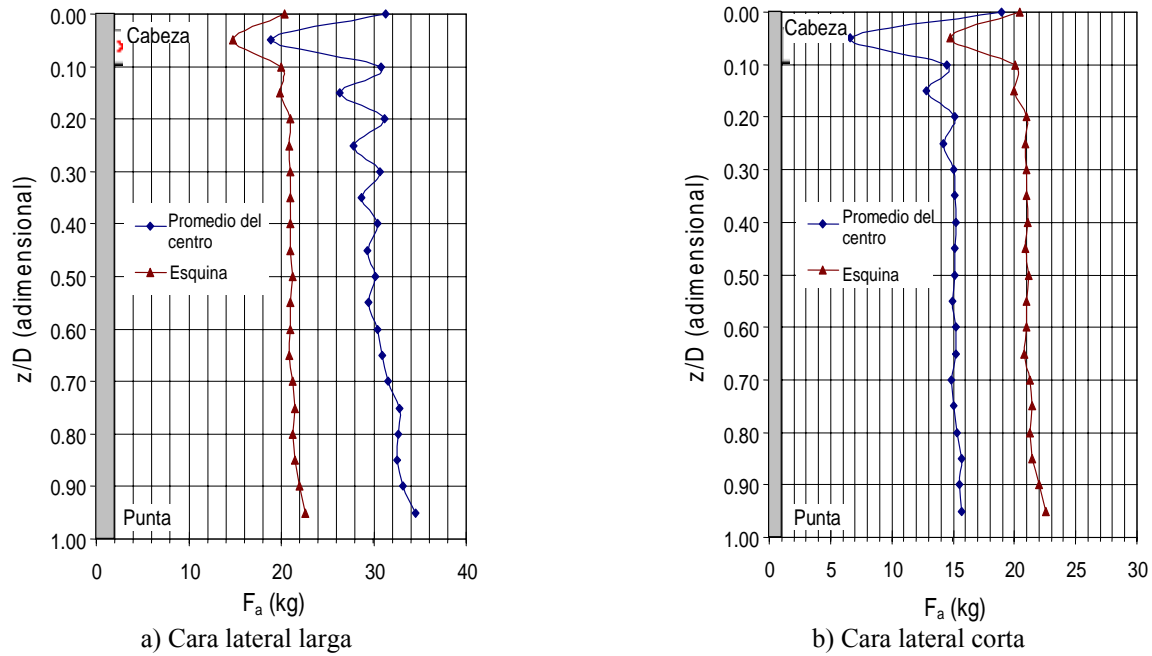


Figura 2.30. Perfiles de fuerza de adherencia (F_a) en un muro aislado

Tabla 2.5. Resistencias a la penetración, por adherencia y por presión vertical del suelo vecino al muro

c (t/m^2)	Geometría muro aislado					Resistencia por penetración		Resistencia por adherencia			Sobrecarga del suelo vecino al muro			
	B (m)	L (m)	D (m)	A_t (m^2)	A_f (m^2)	q_p (t/m^2)	q_p (%)	α_p (---)	q_{ae} (t/m^2)	q_{ae} (%)	γ (t/m^3)	q_0 (t/m^2)	q_0 (%)	q_u (t/m^2)
3.0	0.50	4.00	2.00	2.00	18.00	25.73	46.44	1.00	27.28	49.23	1.20	2.40	4.33	55.41

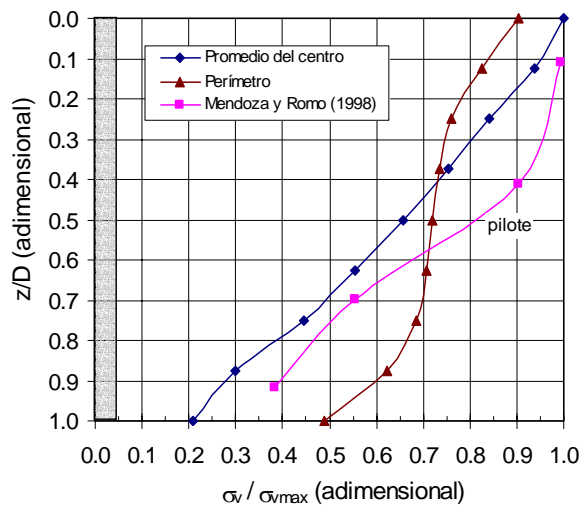


Figura 2.31. Esfuerzo axial en un muro aislado

Los resultados del análisis numérico muestran que se aproximan con suficiente precisión a las mediciones de campo. Se aclara que el pilote es de sección circular y el muro, rectangular.

2.7.3. Adherencia en celdas de cimentación

En una celda de cimentación aislada, las caras exteriores de los muros perimetrales presentan el mismo comportamiento que un muro aislado o un pilote, por lo tanto la fuerza de adherencia se calcula con la ecuación 2.7. Sin embargo, como consecuencia de la interacción losa-muro-suelo, la adherencia en las caras internas de los muros no se desarrolla por completo. La distribución depende de la separación de los muros y de la profundidad de desplante de los mismos, lo cual se describe más adelante.

En este apartado se evalúa mediante un análisis paramétrico-numérico la adherencia interna del suelo y los muros perimetrales de las celdas de cimentación y se propone un método simple para su cálculo. Se analizan numéricamente celdas cuadradas de 3, 6, 10 y 20 m de ancho empotradas en un medio elastoplástico, la relación D/B varía de 0.3 a 2.0, sin muros intermedios. En el análisis se aplican velocidades de desplazamiento verticales en los nodos que conforman la celda (losa y muros), con lo cual se modela una rigidez vertical infinita de la celda, además se restringen los desplazamientos horizontales de esos mismos nodos para modelar una superficie rugosa. Se incrementan los desplazamientos verticales hasta alcanzar la condición de falla, definida por el criterio previamente establecido. Se considera suelo homogéneo sin peso, con resistencia al corte no-drenada $c = 3.0 \text{ t/m}^2$ y relación de Poisson $\nu = 0.49$; el espesor los muros es de 0.50 m. El análisis se realiza en términos de esfuerzos totales bajo condiciones no drenadas.

La distribución de las fuerzas de adherencia en las caras externas e internas de los muros de la celda depende de la interacción losa-muro-suelo, la interacción se caracteriza por el movimiento relativo del suelo con respecto a los muros y la losa, esta última domina el asentamiento del suelo ubicado dentro de la celda. La figura 2.32-a muestra la ubicación del eje de referencia donde se calcularon los asentamientos (δ) a nivel de desplante de los muros de una celda cuadrada de 3 m de ancho y 3 m de profundidad de empotramiento; de acuerdo con la figura 2.32-b, donde se muestran los asentamientos dentro y fuera de la celda, se concluye: 1) En la zona externa a la celda, el suelo presenta asentamientos diferenciales con respecto al muro. 2) En cambio, el suelo atrapado en la celda presenta asentamientos casi uniformes con respecto al muro, el asentamiento diferencial entre suelo y muro es del 3% del asentamiento del muro. El asentamiento diferencial del suelo externo a la celda (del 85% del asentamiento del muro) provoca que la resistencia del suelo se desarrolle totalmente en las caras externas de los muros de la celda. Por otro lado, el suelo atrapado en la celda se mueve casi como cuerpo rígido, sin embargo, el diferencial de movimiento entre el suelo y el muro provoca que se desarrolle parte de la máxima fuerza de adherencia posible.

La figura 2.33 muestra la distribución de la fuerza de adherencia (F_a) en el contacto muro-suelo de las caras internas de los muros de la celda cuadrada analizada. Por simetría, se grafican varios perfiles ubicados en el

semiancho. Se observa que los perfiles no son uniformes tanto en profundidad como a lo largo de la cara interna. Desde la superficie y en profundidad: inicialmente la carga disminuye, se recupera, después se mantiene constante y luego decrece. Cabe aclarar, que se considera que las fuerzas calculadas en la punta y la cabeza del muro no aportan adherencia. A lo largo de la cara interna, los perfiles del centro son similares, pero el perfil de la esquina presenta la fuerza de adherencia más baja, casi nula.

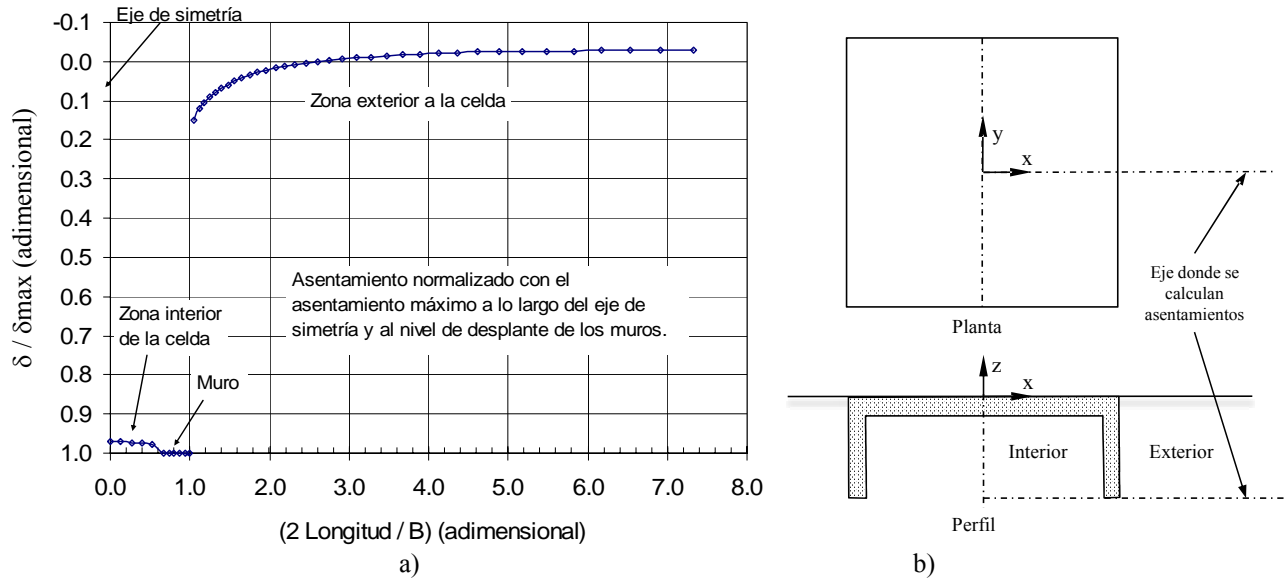


Figura 2.32. Distribución de asentamientos a nivel de desplante de los muros perimetrales de una celda cuadrada de 3 m de ancho a lo largo de un eje de simetría

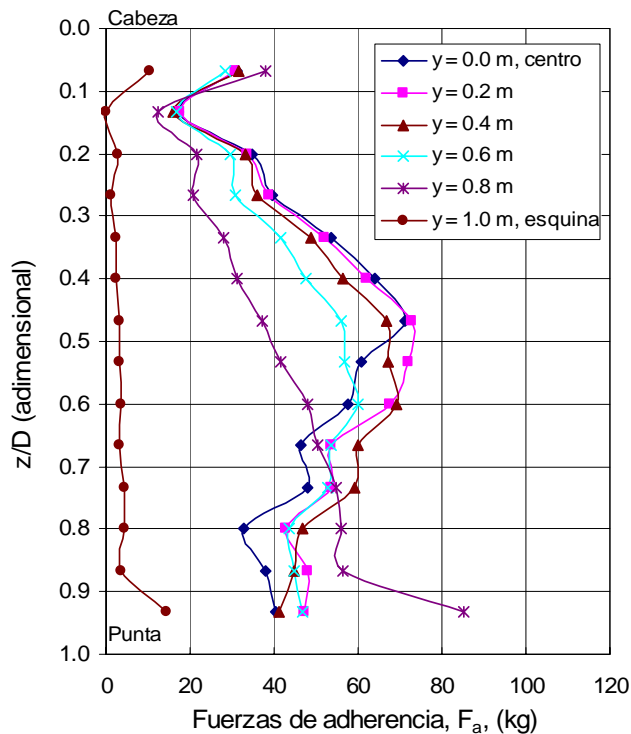


Figura 2.33. Perfiles de fuerza de adherencia (F_a) en la cara interna de una celda de 3 m de ancho

Se define como factor de adherencia interna (F_{AI}) a la relación:

$$F_{AI} = \frac{q_a}{c} \quad (2.24)$$

Como consecuencia de evaluar varios anchos de celda, la figura 2.34 muestra la variación del factor de adherencia interna F_{AI} en función del ancho y de la profundidad de desplante de celdas cuadradas.

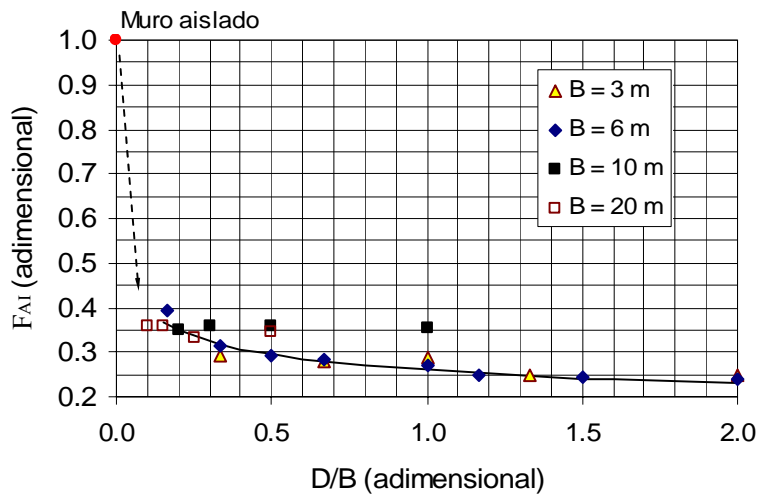


Figura 2.34. Factor de adherencia interna, F_{AI}

Los resultados numéricos de la figura 2.34, indican que el factor de adherencia interna, F_{AI} , se encuentra en el intervalo de 0.24 a 0.40 y su magnitud depende del ancho de la celda y de la profundidad de desplante de los muros perimetrales. De acuerdo a estos resultados y para diferentes anchos de celda, se tiene:

- Para anchos menores e iguales a 6 m, el factor F_{AI} depende de la profundidad de desplante de los muros de la celda, se puede calcular con:

$$F_{AI} = 0.26 \left(\frac{D}{B} \right)^{-0.18} \quad (2.25)$$

Que aplica al intervalo $0.15 \leq D/B \leq 2.0$.

- Para anchos mayores e iguales a 10 m, el factor F_{AI} es independiente de la profundidad de desplante de los muros perimetrales, por lo que:

$$F_{AI} = 0.35 \quad (2.26)$$

Con los resultados de los análisis numéricos realizados en este apartado no se puede definir de manera precisa cual es el ancho de celda límite a partir del cual el F_{AI} es independiente de la geometría de la celda. Sin embargo, este ancho límite se encuentra entre 6 y 10 m.

La figura 2.34 y las ecuaciones 2.25 y 2.26 son aportaciones del presente trabajo de tesis.

2.8. Rigidez vertical de la celda de cimentación

En este inciso trata sobre la influencia de la rigidez de la celda estructurada de cimentación en el cálculo de la capacidad de carga de la misma. Se avalúa mediante un estudio paramétrico-numérico la relación entre la capacidad de carga y la rigidez de la celda, definida por el espesor de la losa tapa, la separación de los muros perimetrales, la presencia de muros intermedios y la variación de la rigidez del suelo de apoyo.

2.8.1. Antecedentes

La rigidez de las zapatas con desplante superficial depende de su geometría (ancho y espesor), del tipo de material que constituye la zapata y de la rigidez del suelo. La variable que engloba estas características se conoce como módulo de reacción (k_s), el cual se calcula con:

$$k_s = \frac{q}{\delta} \quad (2.27)$$

Donde q es la presión externa y δ es el asentamiento representativo o máximo correspondiente a la presión aplicada. Cabe recordar que el módulo de reacción se puede calcular mediante una prueba de placa, sin embargo esta prueba no es representativa del comportamiento de zapatas debido a efectos de escala. Además, hay otras variables que limitan el cálculo del módulo de reacción; por ejemplo, el módulo no es uniforme en el área de la cimentación, esta variabilidad depende de la concentración de carga y de la rigidez del cimiento y de la deformación del suelo.

El efecto de escala es evidente al realizar una prueba de placa, el área de la placa es pequeña en comparación con el área en planta de la mayoría de las cimentaciones, durante el proceso de aplicación de la presión externa, en las cimentaciones se moviliza mayor volumen de suelo en comparación con la prueba de placa. Al calcular con la ecuación 2.27 el módulo k_s de una curva presión-asentamiento, que en forma es similar a la curva esfuerzo-deformación mostrada en la figura 2.6, inicialmente el módulo es tangente en la rama lineal del comportamiento y después es secante cuando empieza el comportamiento no-lineal; por lo tanto, el módulo de reacción varía con el nivel de esfuerzos ejercido por la presión externa y con el comportamiento elastoplástico del suelo de apoyo.

Por otro lado, en cada punto del área en planta de la cimentación existen valores diferentes de k_s , la variabilidad depende de la rigidez del cimiento. Por ejemplo, en una losa cuadrada con desplante superficial y con carga uniformemente repartida, al menos tres puntos son representativos de la forma de asentarse, puntos A, B y C mostrados de la figura 2.35-a. Las figuras 2.35-b y c muestran los contornos de asentamiento de dos cimentaciones, una rígida y otra flexible, respectivamente, para la misma presión externa. En la cimentación rígida la magnitud del módulo de reacción (k_s) es similar en los puntos de control A, B y C. En la cimentación flexible el módulo de reacción varía pronunciadamente en cada punto de control.

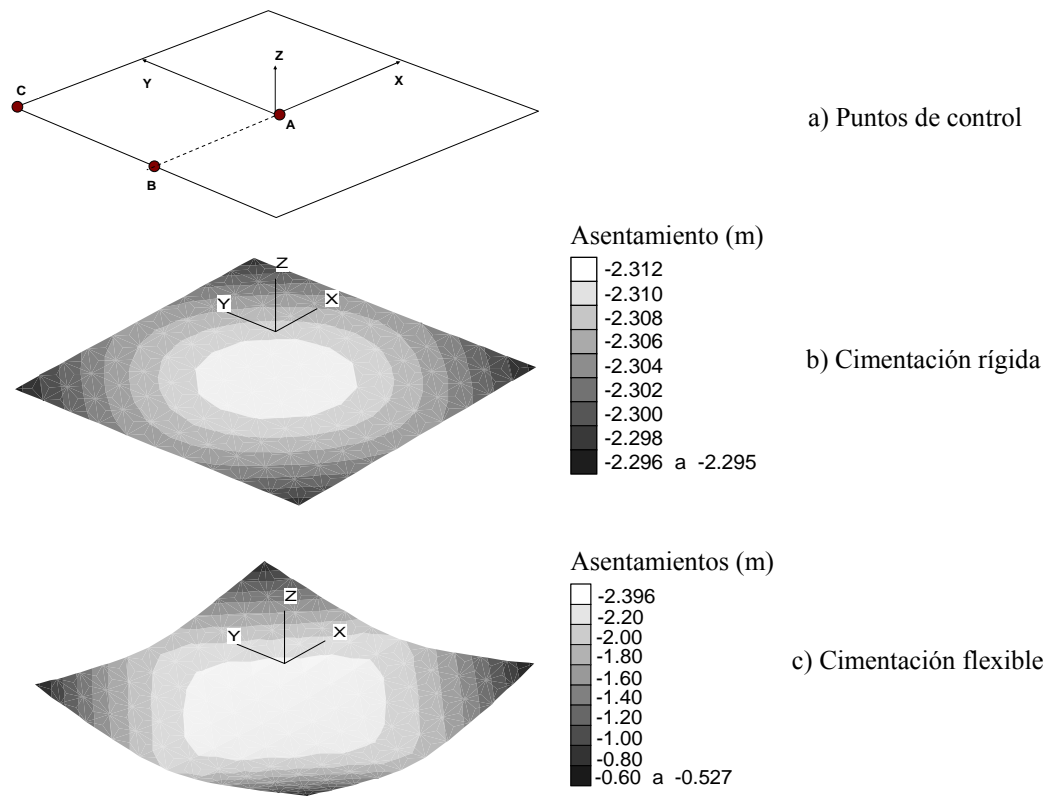


Figura 2.35. Variabilidad en planta del módulo de reacción

Con la teoría de flexión de vigas se puede calcular la rigidez a la flexión de una viga (k_v) de sección B- t_L (ancho-peralte) con:

$$k_v = \left(\frac{E_f I_f}{A_{tf}} \right) \quad (2.28)$$

Donde:

E_f es el módulo de elasticidad del material que constituye a la viga,

A_{tf} es el área de la sección de la viga

I_f es el momento de inercia de la sección de la viga, para una viga rectangular I_f se calcula con:

$$I_f = \frac{B t_v^3}{12} \quad (2.29)$$

Para una viga ancha (losa de concreto) de sección rectangular de ancho B y espesor t_L , se obtiene:

$$k_v = \left(\frac{E_f t_L^2}{12} \right) \quad (2.30)$$

Por lo que la flexión de la losa depende de la calidad del concreto (E_f) y de su espesor.

Vesic (1961a y 1961b) considera los conceptos anteriores y propone para calcular el módulo de reacción, k_s , al centro de una viga apoyado en un medio elástico la siguiente relación:

$$k_s = \frac{k'_s}{B} = \frac{0.65}{B} \left(\frac{E_s}{1-\nu^2} \right) \left(\frac{E_s B^4}{E_L I_L} \right)^{1/12} \quad (2.31-a)$$

Donde:

$$k'_s = A_1 * A_2 \quad y \quad A_1 = 0.65 \left(\frac{E_s}{1-\nu^2} \right) \quad y \quad A_2 = \left(\frac{E_s B^4}{E_L I_L} \right)^{1/12} \quad (2.31-b)$$

El factor A_1 considera los parámetros de deformación del suelo (módulo de elasticidad y relación de Poisson) y el factor A_2 , combina los parámetros de deformación suelo y del concreto que constituye la losa. Para puntualizar, E_L es el módulo de elasticidad del concreto que constituye la losa e I_L es el momento de inercia de la sección de la losa. Cabe resaltar que k'_s tiene unidades de fuerza sobre área y k_s se define en términos de fuerza sobre volumen.

2.8.2. Losa tapa

Del mismo modo que en una zapata, la rigidez vertical de una celda de cimentación depende su geometría (ancho y profundidad de desplante), del tipo de material que constituye la celda, de la rigidez del suelo y de la separación de los muros intermedios (s).

En este apartado se realiza un análisis paramétrico-numérico de losas cuadradas desplantadas superficialmente en un medio homogéneo. El análisis considera incrementos de presión vertical sobre la losa de la celda hasta alcanzar la condición de falla defina por el criterio previamente establecido, figura 2.6. La celda se modela de la siguiente manera: La losa con elementos cascaron elásticos lineales y los muros con elementos sólidos elásticos lineales, se consideran varios espesores de losa. El suelo se modela con comportamiento Morh-Coulomb con los siguientes parámetros: La resistencia al corte no-drenada (c) y el modulo de elasticidad (E_s) son variables, pero mantienen la relación $E_s = 100 c$, la relación de Poisson $\nu = 0.49$ y el peso volumétrico $\gamma_m = 1.2 \text{ t/m}^3$. La tabla 2.6 muestra los módulos de elasticidad del suelo y la relación espesor de la losa ancho de la celda considerados en el presente estudio. Además, para la losa se consideró que el módulo de elasticidad de la losa (E_L) se calcula con la ecuación 2.3 con $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (28 días) y la relación de Poisson $\nu = 0.20$.

Tabla 2.6. Propiedades del suelo y geometrías de las losas

B (m)	E_s (t/m ²)	t_l/B (%)
2	220, 300, 400 y 500	2.50 – 20.00
4	246, 300, 400 y 500	2.50 – 50.00
6	267, 300, 400 y 500	1.00 – 20.00
8	280, 300, 400 y 500	1.00 – 20.00
10	300, 400 y 500	0.50 – 20.00
15	300, 400 y 500	0.50 – 20.00
20	300, 400 y 500	0.50 – 15.00
30	300, 400 y 500	0.25 – 10.00

Las hipótesis del estudio son:

- Se asume que el desplazamiento vertical total de la losa bajo carga uniformemente repartida es la suma del asentamiento del suelo más la flexión de la losa.
- Se define como una losa infinitamente rígida aquella que presenta flexión nula.
- Se consideran los puntos de control definidos en la figura 2.35-a.
- El desplazamiento vertical en los puntos de control se calcula para la condición de falla plástica.
- Debido a que el análisis es tridimensional, el asentamiento del suelo se calcula como el desplazamiento vertical en los puntos de control B o C.
- La magnitud de la flexión de la losa en los puntos B y C se calcula, respectivamente, con:

$$\delta_{FB} = 100 \left(1 - \frac{\delta_B}{\delta_A} \right) \quad \text{y} \quad \delta_{FC} = 100 \left(1 - \frac{\delta_C}{\delta_A} \right) \quad (2.32)$$

Las figuras 2.36-a y b muestran los desplazamientos verticales de los puntos B y C, respectivamente, normalizados con respecto al asentamiento del punto A, en función de la relación t_L/B . Como ejemplo de interpretación, se observa en la figura 2.36-a que para una relación $t_L/B = 5\%$: El asentamiento del suelo en el punto de control B es del 93 % y la flexión de la losa es del 7%.

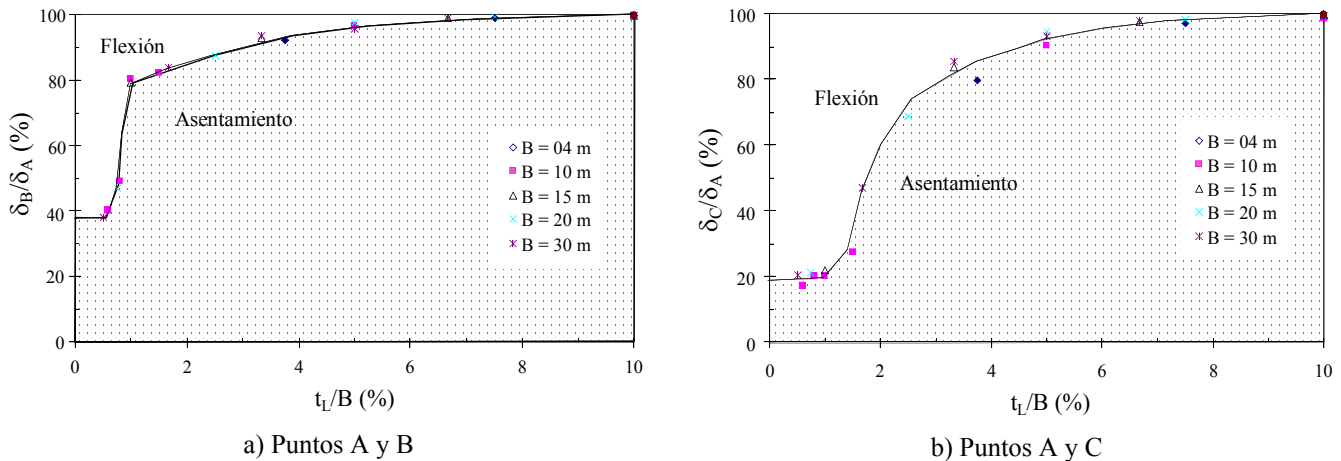


Figura 2.36. Asentamiento del suelo y flexión de la losa

De acuerdo con los resultados del presente análisis numérico, mostrados en la figura 2.36, se definen los siguientes intervalos de rigidez de losas de cimentación en función de las características de la losa y del suelo arriba descritas:

- La relación $t_L/B \geq 10\%$ implica una losa rígida.
- La relación $t_L/B \leq 1\%$ implica una losa flexible.
- En el intervalo $1 < t_L/B (\%) < 10$ se encuentra una losa parcialmente rígida.

Los anteriores intervalos son índices para pre-diseñar el espesor de la losa de la celda de cimentación apoyada en suelo blando. Cabe aclarar que la relación t_L/B considera sólo algunas variables que definen la rigidez de la cimentación y no consideran los efectos de carga concentradas. Los intervalos de rigidez vertical de losa propuestos son aportes del presente trabajo.

2.8.3. Muros intermedios

En un proyecto particular la ubicación de los muros intermedios de las celdas de cimentación dependerá de la concentración de cargas. En este inciso se analiza la influencia de los muros intermedios en la deformación diferencial de la losa tapa (parcialmente rígida) de la celda y en los asentamientos máximos de la cimentación. El objetivo del presente estudio es proponer índices para diseñar la separación de los muros intermedios. La separación de los muros intermedios (S) se define como el claro entre muros.

En el presente estudio se consideran una celda cuadrada con ancho $B = 30$ m y profundidad de desplante de los muros perimetrales e intermedios $D = 6$ m. El espesor de los muros perimetrales e intermedios es de 0.5 m. La celda se apoya en suelo homogéneo sin peso, con resistencia al corte no-drenada $c = 3t/m^2$ y relación de Poisson $\nu = 0.49$. Se consideran losas parcialmente rígidas (con relación $t_L/B = 5\%$, donde t_L es el espesor de la losa), las cuales se modelan con elementos cascarón elásticos lineales. Los muros perimetrales e intermedios se modelan con sólidos elásticos. Los parámetros elásticos de losa y muros se definen con las propiedades del concreto ($f'c=300$ kg/cm² a los 28 días, $E=10,000\sqrt{f'c}$ y $\nu=0.20$). Se modela una superficie de contacto rugosa entre suelo-losa y suelo-muros. Se aplica una presión vertical uniforme de 6.0 t/m² sobre la superficie de la cimentación, considerada como carga de servicio. El análisis se realiza en términos de esfuerzos totales bajo condiciones no-drenadas. Se comparan varias cimentaciones con el objeto de enfatizar el efecto de los muros intermedios, los casos a comparar son:

A: Losa de cimentación rígida de $B=30$ m y $t_L=3.0$ m.

B: Losa de cimentación parcialmente rígida de $B=30$ m y $t_L=1.5$ m

C: Celda con muros perimetrales y sin muros intermedios, $B=30$ m, $S=29$ m, $t_L=1.5$ m.

D: Celda con muros perimetrales y muros intermedios en forma de “+” (cruz), $B=30$ m, $S=14.25$ m, $t_L=0.75$ m.

E: Celda con muros perimetrales y muros intermedios en forma de “#” (numeral), $B=30$ m, $S=9.33$ m, $t_L=0.50$ m

Al aplicar la presión externa (carga de servicio) y considerar el peso propio de la cimentación (losas o celdas), se calcularon numéricamente el asentamiento máximo y con la ecuación 2.16, la deformación diferencial en la superficie de las losas de cimentación y en losa tapa de las celdas. La deformación diferencial vertical se calculó en las longitudes horizontales que van del centro al semiancho y del centro a la esquina. La figura 2.37 muestra las deformaciones diferenciales calculadas en cada caso, donde se observa lo siguiente: 1) La deformación diferencial más grande ocurre en la losa con peralte de 1.5 m (caso B) y la menor, en la losa con peralte de 3.0 m, caso A. 2) Al agregar al caso B muros perimetrales e intermedios en forma de cruz y de numeral (casos C, D y E, respectivamente) se reduce la deformación diferencial del caso B; la celda con muros perimetrales e intermedios en forma de numeral reduce más la deformación diferencial del caso B. 3) De acuerdo con las NTC-DCC-DF (2004), la revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de servicio consiste en mantener la deformación diferencial de la cimentación en un intervalo aceptable que depende de la estructuración del edificio, los límites varían en el intervalo de 0.002 a 0.006 m/m (o de 2 a 6 mm/m); en este

ejercicio, la losa de cimentación con peralte de 3.0 m (caso A) y las celdas con muros perimetrales e intermedios en forma de cruz y numeral están por debajo del límite más severo (2 mm/m).

La figura 2.38 muestra los asentamientos máximos (elastoplásticos por cambio de forma) generados en cada una de las cimentaciones estudiadas, en la figura se observan lo siguientes: 1) El asentamiento máximo de mayor magnitud se calculó en el caso A (losa de cimentación con peralte de 3.0 m, que a su vez presenta el mayor volumen de concreto de los casos estudiados, figura 2.39) y el asentamiento máximo de menor magnitud se presentan en la celda con muros perimetrales e intermedios en forma de numeral, caso E.

La figura 2.39 muestra el volumen de concreto de cada una de las cimentaciones analizadas. El cálculo del volumen de concreto de cada cimentación analizada es un índice del costo de cada cimentación, obviamente sin considerar los costos del proceso de constructivo. En esta figura se observa que el mayor volumen corresponde a la losa totalmente rígida con espesor $t_L=3$ m (caso A) y el menor corresponde a la celda con muros perimetrales e intermedios en forma de numeral y espesor de losa $t_L=0.5$ m.

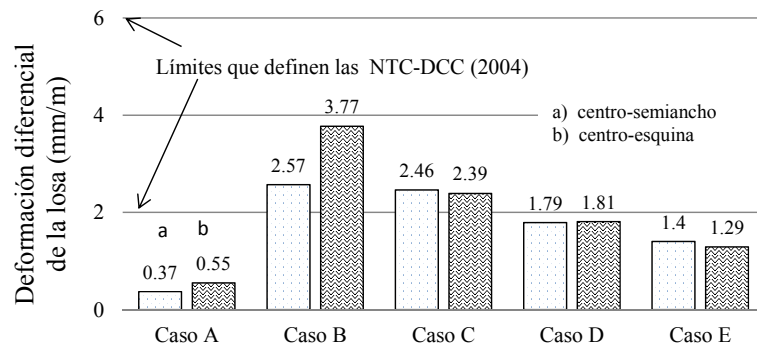


Figura 2.37. Deformación diferencial en las cimentaciones analizadas

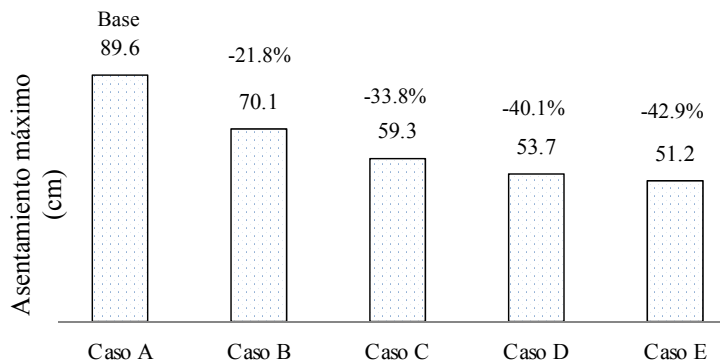


Figura 2.38. Asentamiento máximo en las cimentaciones analizadas

Conclusiones: Utilizar losas parcialmente rígidas (con relación t_L/S alrededor de 5%) y muros intermedios permite reducir el volumen de concreto en comparación con una celda con losa tapa rígida ($t_L/B=10\%$). Al agregar muros intermedios a una celda de cimentación con losa parcialmente rígida, se pueden controlar la deformación diferencial en la losa y el asentamiento máximo de la cimentación.

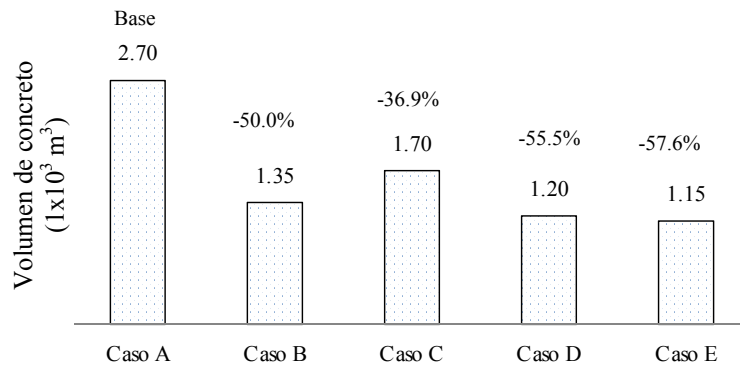


Figura 2.39. Volumen de concreto de las celdas de cimentación analizadas

2.8.4. Rigidez variable del subsuelo

En este apartado se estudia la influencia de la variación de la rigidez del subsuelo en el cálculo de la resistencia a la penetración de las celdas de cimentación. La hipótesis principal considera que el cambio de rigidez modifica la resistencia a la penetración de la cimentación bajo carga vertical de compresión. La capacidad de carga última, ecuación 2.4, considera un valor de resistencia al corte no drenada representativa del mecanismo de falla que se presupone. En la práctica, para el caso de cimentaciones apoyadas en suelo cohesivo, el cálculo de los parámetros de resistencia del suelo considera valores ponderados a la profundidad de 0.70 veces el ancho de la cimentación a partir de la profundidad de desplante. Sin embargo, hay técnicas que se basan en los conceptos de probabilidad y estadística que permiten estimar más representativamente la magnitud de estas propiedades a lo largo de la superficie de falla, Auvinet (2002) y Juárez y Auvinet (2000).

Por otro lado, bajo ciertas condiciones geológicas de ambiente de depósito, los suelos blandos presentan un aumento de resistencia y de rigidez con la profundidad. Generalmente, en la investigación del subsuelo se obtienen perfiles de resistencia y de rigidez, como se muestran en la figura 2.40, que por simplicidad se asume que varían linealmente con la profundidad.

El objetivo de este apartado es proponer un método sencillo y confiable para estimar la magnitud representativa de la resistencia al corte (con ángulo de fricción interna nulo) a partir de un perfil heterogéneo, el método propuesto se basa en los resultados de un estudio paramétrico-numérico. El presente análisis tiene las siguientes consideraciones:

- El módulo de elasticidad (E_s) es proporcional a la magnitud de la resistencia no-drenada, $E_s = 100 c$, y varía con la profundidad como lo muestra la figura 2.40.
- De acuerdo con el perfil del módulo elástico, la variación de la resistencia al corte no drenada tiene las siguientes características: en superficie $c=2.15 \text{ t/m}^2$ y la variación con la profundidad de $0.35 \text{ t/m}^2/\text{m}$.
- Se analizan losas de cimentación cuadradas completamente rígidas con relaciones $t_L/B = 10.0 \%$ y lados (B) de 2, 4, 6, 8, 10, 20 y 30 m.

Procedimiento de análisis e interpretación:

- 1- En cada análisis, se calculó numéricamente la resistencia a la penetración ($q_{p-num-1}$) con base en los perfiles de resistencia al corte no-drenada (c) variables con la profundidad. Posteriormente, se calculó la resistencia al corte promedio (c_p) ponderada por el espesor de cada estrato de la malla de diferencias finitas, hasta la profundidad de $0.7B$. Con base en la resistencia al corte promedio y con las ecuaciones 2.4 y 2.18, se calculó la resistencia a la penetración ($q_{p-ana-1}$).
- 2- Se comparó $q_{p-num-1}$ y $q_{p-ana-1}$, al existir diferencia se calculó la resistencia al corte representativa mediante análisis inverso con $c_{inverso} = q_{p-num-1} / N_c^*$; en caso contrario, la resistencia al corte promedio es la representativa del perfil.
- 3- Al existir diferencia, con la resistencia al corte obtenida del análisis inverso, se calcularon las resistencias a la penetración numérica ($q_{p-num-2}$) y analítica ($q_{p-ana-2}$), y nuevamente se comparó.
- 4- Se repiten los pasos 2 y 3 hasta que diferencia entre $q_{p-num-1}$ y $q_{p-ana-1}$ sea poco significativa.

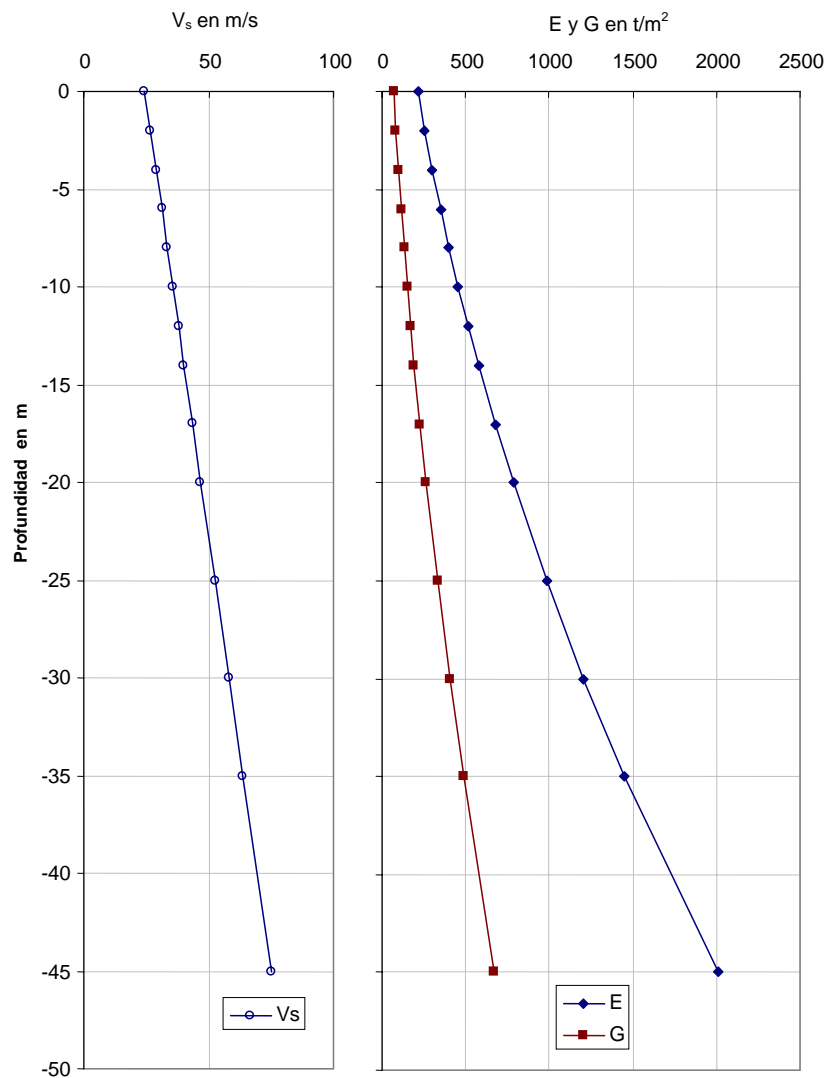


Figura 2.40. Perfiles de onda de corte y parámetros elásticos típicos de la zona de lago

Resultados:

- La tabla 2.7 muestra las resistencias a la penetración numérica ($q_{p-num-1}$) y analítica ($q_{p-ana-1}$) para los diferentes anchos de cimentación. Asimismo, en esta tabla se muestra la resistencia al corte promedio ponderada por los espesores de la malla de diferencias finitas. También en esta tabla se observa que en todos los casos, en la primera iteración la $q_{p-num-1} < q_{p-ana-1}$, lo cual implica que se sobrestima la resistencia al corte; además, la diferencia es mayor para anchos de cimentación más grandes, por ejemplo, para un ancho de 30 m la diferencia es del 50% más.
- Ahora bien, al utilizar la resistencia representativa determinada con el análisis inverso ($c_{inverso} = q_{p-num-1}/N^* c$), las resistencias a la penetración analítica ($q_{p-ana-2}$) y numérica ($q_{p-num-2}$) son comparables, la diferencia máxima entre ambas es del orden del 2 %.
- Con base en los resultados de la tabla 2.7, se definió el factor de corrección de la resistencia al corte promedio en función del ancho de cimentación, figura 2.41. La tendencia de la gráfica lleva a la siguiente relación:

$$F_c = 1.033B^{-0.10} \quad (2.33)$$

La validez de esta expresión es para el intervalo $2 \leq B \text{ (m)} \leq 30$.

- La resistencia al corte representativa (c_r) del estrato de suelo cohesivo blando se calcula con:

$$c_r = c_p F_c \quad (2.34)$$

- Donde c_p es la resistencia al corte promedio ponderada por los espesores hasta una profundidad de $0.7B$ a partir del nivel de desplante de los muros de la celda de cimentación.

Tabla 2.7. Comparación de la capacidad de carga última calculadas con resistencia al corte variable y con resistencia al corte homogénea representativa

B m	Perfil de resistencia linealmente variable			Perfil homogéneo representativo			
	c_p t/m ²	$q_{p-num-1}$ t/m ²	$q_{p-ana-1}$ t/m ²	*que produce la menor diferencia			
				$*c$ t/m ²	$q_{p-num-2}$ t/m ²	$q_{p-ana-2}$ t/m ²	Diferencia %
2	2.40	15.51	16.27	2.28	15.75	15.51	1.54
4	2.64	15.29	16.68	2.42	15.46	15.29	1.11
6	2.89	15.17	17.48	2.50	15.11	15.17	-0.40
8	3.13	15.42	18.41	2.62	15.36	15.42	-0.39
10	3.38	15.87	19.39	2.76	16.01	15.87	0.88
20	4.60	18.62	24.59	3.52	18.63	18.82	-1.00
30	6.00	22.35	30.75	4.42	23.00	22.65	1.52

Este criterio toma como base que la resistencia al corte se incrementa linealmente con la profundidad y que la resistencia al corte y el módulo de elasticidad mantienen una relación constante entre sí, $E_s = 100 c$. Cabe aclarar que existen otros métodos analíticos y probabilistas que pueden precisar la magnitud de la resistencia al corte representativa en función de la forma de la superficie de falla. Sin embargo, el método propuesto aquí es de fácil aplicación y tiene implícito el comportamiento esfuerzo-deformación para carga vertical de compresión.

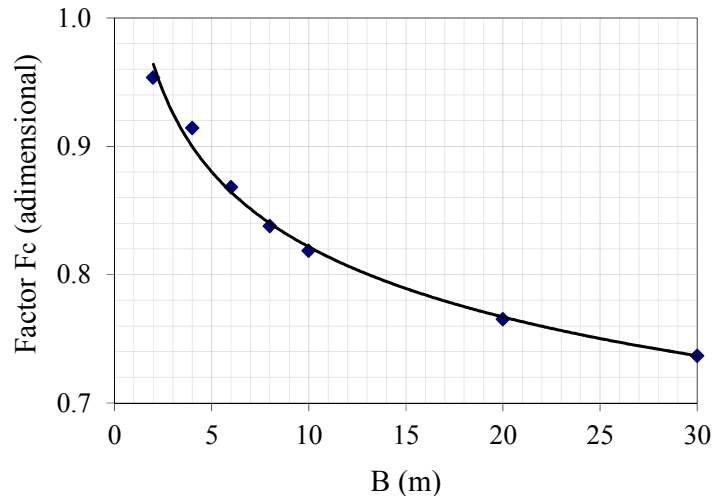


Figura 2.41. Factor de corrección de la resistencia al corte no-drenada, F_c

2.9. Método estático propuesto

Con base en la ecuación 2.1 y en los resultados de análisis paramétrico-numérico presentado a lo largo de este capítulo, la capacidad de carga última (q_u) de celdas estructuradas ante carga vertical de compresión, se calcula con:

$$q_u = q_p + q_{ae} + q_{ai} + q_0$$

$$q_u = c_p F_c N_c s_c d_c + c_1 \alpha_p \frac{pD}{A_c} + c_2 \alpha_p F_{AI} \frac{p_a D_a}{A_c} + \gamma D_f \quad (2.35)$$

Donde:

q_p = Resistencia a la penetración de la punta de la celda.

q_{ae} = Resistencia por adherencia lateral de las caras externas de los muros perimetrales.

q_{ai} = Resistencia por adherencia lateral de las caras internas de los muros perimetrales e intermedios.

q_0 = Esfuerzo vertical en el suelo vecino a la cimentación a la profundidad de desplante (D) de la misma.

La resistencia a la penetración (q_p) se calcula con:

c_p = Resistencia al corte promedio obtenida de ensayos triaxiales no drenados, se calcula al ponderar los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de arcilla, en el intervalo que va desde el desplante de los muros perimetrales hasta una profundidad adicional de $0.7B$

F_c = Factor de corrección (ecuación 2.33) de la magnitud de la resistencia al corte cuando ésta varía linealmente con la profundidad. La variación de la resistencia al corte analizada tiene las siguientes características: en superficie vale 2.15 t/m^2 y gradiente promedio con la profundidad de $0.35 \text{ t/m}^2/\text{m}$. En caso de suelo homogéneo, $F_c = 1.0$

N_c = Factor de capacidad de carga que se define a partir de la teoría de la plasticidad: $N_c = 5.14$ para suelos cohesivos con ángulo de fricción interna nulo

s_c = Factor de forma que considera la sección en planta de la celda, ver la tabla 2.8.

d_c = Factor por profundidad de desplante de los muros perimetrales de las celdas, ver la tabla 2.8.

La resistencia por adherencia externa (q_{ae}) se calcula con:

c_1 = Resistencia al corte promedio obtenida de ensayos triaxiales no drenados, ponderada por el espesor de los estratos de suelo que confinan a los muros perimetrales

- α_p = Factor que considera el comportamiento del contacto en la interfaz muro-suelo, depende del procedimiento y calidad de la instalación del muro perimetral. Para una interfaz concreto-arcilla α_p varía de 0.6 a 1.0, dependiendo del tipo de arcilla. Para la arcilla del Valle de México es común utilizar $\alpha_p = 0.7$.
- p = Perímetro externo de la celda
- D = Longitud externa de los muros perimetrales
- A_c = Área en planta de la celda de cimentación

Tabla 2.8. Factores para calcular la capacidad por penetración (q_p) de las celdas estructuradas

Factor	Tipo de celda de cimentación		
	Circular	Cuadrada	Rectangular
s_c	Figura 2.8 Ecuación 2.17	Figura 2.8 Ecuación 2.18	Figuras 2.11 y 2.12 Ecuaciones 2.19a-b
d_c	Figura 2.20a Ecuaciones 2.21a-d	Figura 2.23a Ecuaciones 2.22a-d	Figura 2.27

La resistencia por adherencia interna (q_{ai}) se calcula con:

- c_2 = Resistencia al corte promedio obtenida de ensayos triaxiales no drenados, ponderada por el espesor de los estratos de suelo atrapado en la celda
- p_a = Perímetro de las caras internas de los muros perimetrales, no se deben considerar los muros intermedios
- D_a = Longitud interna de los muros perimetrales, no se debe considerar el espesor de la losa
- F_{AI} = Factor por adherencia interna, depende de la separación de los muros y de la profundidad de desplante; considera la interacción losa-muros-suelo atrapado en la celda. En el caso de celdas cuadradas de entre 3 y 6 m de ancho, F_{AI} se puede estimar con la figura 2.34 ó con la ecuación 2.25 ó 2.26.

La resistencia por sobrecarga del suelo vecino a la celda (q_0):

- γD_f = Esfuerzo vertical total ejercido por el suelo vecino a la celda a la profundidad de desplante (D_f) de los muros perimetrales.

2.10. Referencias y Bibliografía

2.10.1. Referencias

- Auvinet G., (2002). *Incertidumbre en Geotecnia*. XVIa Conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Querétaro.
- Cox, A. D., Eason, G., y Hopkins, H. G. (1961). *Axially symmetric plastic deformation in soils*. Proc. R. Soc. London, Ser. A, 254, 1–45.
- Chen, W.F. y Liu, W.F., (1990). *Limit analysis in soil mechanics*. Elsevier, 477 pp.
- Davis, R. O. y Selvadurai A. P. S., (2002). *Plasticity and geomechanics*. Cambridge University Press. pp. 109-151.
- Day, R.A. y Potts, D.M. (2000). *Discussion of -Observations on the computation of the bearing capacity factor N_γ by finite elements- by P.K. Woodward and D.V. Griffiths*. Géotechnique 50 (3), pp. 301–303.
- DDF y GDF (2004). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Reglamento de Construcciones para el D. F.
- Gourvenec, S., Randolph, M.F. y Kingsnorth, O. (2006). *Undrained bearing capacity of square and rectangular footings*. International Journal of Geomechanics. May/June, Vol. 6, No. 3, pp 147-157.
- Hansen, J. B., (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity*. Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bul. No. 28, 21 pp. (successor to Bul. No. 11).
- Itasca Consulting Group, Inc., (1997). *FLAC3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Manual de usuario, Ver. 2.0*. Minneapolis, Minnesota, USA, icg@itascacg.com. Versión en formato PDF.

- Juárez, M. y Auvinet G., (2000). *Caracterización geoestadística del subsuelo del Valle de México*, XX, Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol 2, pp. 387-396, SMMS, Oaxaca, Mex.
- Levin, E. (1955). *Indentation pressure of a smooth circular punch*. Q. Appl. Math., 13(2), 133–137.
- Mendoza M. J. y Romo M. P., (1998). *Performance of a friction pile-box foundation in Mexico city clay*. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 38, No.4, pp 239-249, Diciembre, .
- Meyerhof, G. G., (1951). *The ultimate bearing capacity of foundations*, Géotechnique, vol. 2, no. 4, pp 301-331.
- Michalowski, R. L., (2001). *Upper-bound load estimates on square and rectangular footings*. Géotechnique, 51:99, Nov, 787-798 pp.
- Micahlowski, R. L., y Dawson, E. M. (2002). *Three-dimensional analysis of limit loads on Mohr–Coulomb soil*. Foundations of civil and environmental engineering, Vol. 1, Poznan University of Technology Press, Poland, 37–147.
- Potts, D.M. y Zdravkovic, L., (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering. Theory*. Thomas Telford, 440 pp.
- Prandtl, L. (1920). *Über die Härte plastischer Körper*, Nachr. Ges. Wissensch, Gottingen, Math.-Phys. Klasse, pp 74-85.
- Prandtl, L. (1921). *Über die Eindringungs-festigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden*. Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik 1 (1), 15–20.
- Resendiz, D. (1961), *Aplicacion del analisis limite al calculo de la capacidad de carga de cimentaciones*, Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autonoma de México, México, 56 p.
- Salencon, J. (1977). *Applications of the theory of plasticity in soil mechanics*, Traductores Lewis, R. W. y Virlogeux, H., Wiley, New York, 158 pp.
- Salgado, R., Lyamin, A. V., Sloan, S. W., and Yu, H. S. (2004). *Two and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay*. Géotechnique, 54(5), 297–306.
- Shield, R.T. (1955). *On plastic flow of metals under conditions of axial symmetry*. Proc. Royal Society London, Ser. A, 233, pp 267-287.
- Shield, R.T. y Drucker, D.C., (1953). *The application of limit analysis to punch-indentation problems*. American Society of Mechanical Engineering Journal of Applied Mech., 20, No. 4, 453–460.
- Skempton, A.W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proc., Building and Research Congress, Vol. 1, London, 180–189.
- Terzaghi, K., (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, NY., 510 pp.
- Tomlinson, M.J. (1971). *Some effects of pile driving on skin friction*, Proc. Conference on Behaviour of Piles, ICE, London, pp. 107-114.
- Vesic, A.S., (1961a). *Bending of beams resting on isotropic elastic solid*. Jour. Eng. Mech., Division, ASCE, vol. 87, EM. 2, april, pp 35-53.
- Vesic, A.S., (1961b). *Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis*. 5th ICSMFE, vol. 1, pp 845-850.
- Vesic, A.S., (1970). *Load transfer in pile-soil system*, Soil Mechanics Series No. 23., School of Engrg., Duke Univ.
- Vesic, A.S., (1973). *Analysis of ultimate loads of shallow foundations*. Jour. Soil Mech. Found. Engng. ASCE 99, No. 1, 45-76 pp.
- Vesic, A.S., (1975). *Cap. 3: Foundation Engineering Handbook*. 1st ed., ed. Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold, 751 pp.

2.10.2. Bibliografía

- Bowles J.E., (1996). *Foundation Analysis and Design*. 5a Ed., Mc. Graw-Hill Companies, Inc., New York, USA.
- Chen, W.F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier, 638 p.
- Coulomb, C.A., (1776). *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs a L'Architecture*. Mèm. Acad. Roy. Près. Divers Savants, Vol. 7 , Paris, France, pp 1776.
- Dalmatov B.I, (1991) *Soil Mechanics, Footings and Foundations: Geotechnika 3 (Selected Translations of Russian Geotechnical)*. A.A. Balkema, Zeidler R.B. (traductor)
- Das B.M., (2001), *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Thomson International
- Drucker, D.C., y Prager, W., (1952). *Soils mechanics and plastic analysis or limit design*. Quarterly Journal of applied mathematics, Vol. 10, July, pp 157-165.
- Fellenius, W.O., (1926). *Mechanics of soils*. Statika Gruntov, Gosstrollzdat.

- Finn, W.D.L., (1967). *Applications of limit plasticity in soil mechanics*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 93, No. SM5, Proc. Paper 5424, September, pp 101-120.
- Ford, H., (1969). *Advanced mechanics of materials*. Ed. Longmans, London.
- Gourvenec, S. M., y Randolph, M. R. (2003). *Effect of strength nonhomogeneity on the shape and failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay*. Geotechnique, 53(6), 575–586.
- Hill, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity*. Clarendon Press, Oxford.
- Lysmer, J., (1970). *Limit analysis of plane problems in soil mechanics*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 96, No. SM4, Proc. Paper 7416, July, pp 1311-1334.
- Martin, C.M. (2001). *Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil*. Proc. 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Vol. 1, pp 743-746.
- Meyerhof, G.G., (1963). *Some recent research on the bearing capacity of foundations*. CGJ, vol. 1, no.1, sept, pp 16-26
- Naylor, D.J., Pande, G.N., Simpson, B., Tabb, R. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*; Pineridge Press Ltd.; Swansea; 245 pp.
- Peck R.B., et al., (1996), *Ingeniería de Cementaciones*, Limusa. México.
- Ramiah B.K., *Handbook of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, A.A. Balkema
- Randolph, M.F. (2000). *Effect of strength anisotropy on capacity of foundations*. Proc., Booker Memorial Symp., Sydney, Australia, 313–328.
- Romo, M.P. (1990). *Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones*, Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, SMMS, México, D. F., 83-94.
- Romo, M.P., Mendoza, M.J. y García, S.R. (2000). *Geotechnical factors in seismic design of foundations: State-of-the-art report*, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2832, Auckland, New Zealand.
- Santos Da Silva, L., (2003). *Análise limite de problemas geotécnicos com elementos finitos mistos e híbridos*. Tesis doctoral, Brasilia, Brasil, Junio, 127 p.
- S.M.M.S., (1983), *Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes*, S.M.M.S., México.
- S.M.M.S., (1991), *Interacción Suelo - Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones*, S.M.M.S., México.
- Taiebat, H.A., and Carter, J.P. (2000). *Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading*. Géotechnique, 50(4), 409–418.
- Zeevaert L., (1979). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Robert E. Krieger Publishing Co., New York.
- Zen, K., et al. (2003). *Experimental and analytical studies on bearing capacity of suction foundation*, Proceedings of 13 International Offshore and Polar Engineering Conference.

CAPÍTULO 3

MÉTODO DE ANÁLISIS SEUDO-ESTÁTICO

Este capítulo trata de los trabajos para definir el comportamiento de las celdas estructurales de cimentación ante la combinación de cargas vertical (V), horizontal (H) y momento (M); que usualmente se consideran en el análisis geotécnico de cimentaciones. Se define un método de análisis pseudo-estático bajo los conceptos de superficie de fluencia de cargas combinadas Bransby y Randolph (1998) y Gourvenec (2002, 2004, 2007) y de mecanismos de falla plástica.

3.1. Planteamiento del problema

En la ingeniería geotécnica práctica, el análisis y diseño de una cimentación requiere del conocimiento del comportamiento de la misma bajo la acción sísmica. Una forma simple de calcular el comportamiento sísmico es mediante análisis pseudo-estático, en el cual se analizan cargas permanentes y parámetros de deformación determinados con pruebas a la falla, por lo que el análisis resulta en la mayoría de los casos conservador, siempre y cuando las propiedades mecánicas del suelo no se degraden por la acción sísmica. El método de análisis pseudo-estático de las celdas de cimentación apoyadas en suelos blandos que se propone, es el resultado del análisis numérico-paramétrico realizado con el programa de diferencias finitas FLAC-3D, combinado con los conceptos del análisis límite, mediante mecanismos de falla plástica cinemáticamente admisibles.

El método de análisis geotécnico pseudo-estático que se propone consiste en un procedimiento simplificado para calcular las magnitudes de las cargas de colapso vertical, horizontal y momento (V, H y M, respectivamente) y la

forma de las superficies de fluencia en los planos de carga: V-H, V-M y H-M. El método propuesto resulta de mecanismos de falla plástica por corte bajo la acción de combinación de carga, el cual se determina y verifica con los resultados numéricos.

El análisis numérico-paramétrico es en tres dimensiones (3D) y considera la geometría de la celda estructural, tanto la forma en planta de la celda como la profundidad de desplante de los muros. Asimismo, los resultados del análisis numérico se comparan con un mecanismo de falla plástica por cortante. Además, el sistema de carga analizado es en una dirección horizontal, por lo que el cortante y el momento tienen la misma dirección, lo cual es compatible con las condiciones de carga sísmica. Se propone el procedimiento para calcular el tamaño y la forma de las superficies de fluencia en los planos de cargas combinadas, lo cuales se comparan con datos publicados.

3.2. Consideraciones generales

Las propiedades del suelo, las características del análisis numérico y el criterio para definir la carga de colapso consideradas en el análisis del presente capítulo, son iguales con las del capítulo anterior que se describen en los incisos 2.2 y 2.6.1. Además, la fuerza vertical de compresión (V) se calcula a partir de la ecuación de capacidad de carga última propuesta, ecuación 2.44. No se analiza la resistencia a la extensión pura y en todos los casos la carga vertical es de compresión

Para evitar bloqueo en el análisis numérico, se considera que la resistencia máxima a la tensión del suelo es de 0.2 veces la resistencia al corte no-drenada. Asimismo, se considera que los contactos suelo-muro y suelo-losa están ligados y existe rugosidad, por lo que no se desarrollan desplazamientos relativos en la interfaz suelo-estructura. Se especificarán los casos donde se permite la separación normal del contacto suelo-estructura.

Se aplican velocidades de desplazamiento bajo el procedimiento de desplazamiento controlado y como reacciones del suelo se calculan las cargas últimas horizontal, vertical y momento. El procedimiento de desplazamiento controlado se realiza mediante la imposición de incrementos de desplazamientos vertical (v) y horizontal (h) y de giro (θ), y se calculan las respectivas cargas de colapso; el giro de la cimentación se logra al imponer desplazamientos verticales, horizontales o su combinación, los giros se aplican alrededor de los ejes cartesianos X y Y , ver la figura 3.1. Con base en las cargas últimas se calcula cada plano de cargas (V-H, V-M y H-M), en los planos de carga V-H y V-M hay simetría, por lo que sólo se analiza una dirección de carga horizontal y una de momento. En el plano de carga H-M, se considera que la dirección de la carga horizontal coincide con la de momento, como se muestra en el esquema de cargas de la figura 3.1. La convención de signos para desplazamientos y cargas obedece a la regla de la mano derecha, el momento y el giro son positivos si son congruentes con las manecillas del reloj; el esquema de la convención de signos se muestra en la figura 3.1, en esta figura también se muestra el punto de aplicación de la resultante de las cargas horizontales y verticales, así como la notación correspondiente. El punto de aplicación de la resultante de momento se definirá más adelante.

La notación o simbología adoptada para cargas y desplazamientos se resume en la tabla 3.1, las cargas últimas se obtienen para el caso de carga pura; por ejemplo, $V = V_{ult}$ con $H=0$ y $M=0$.

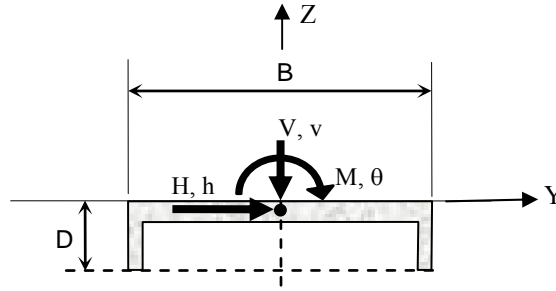


Figura 3.1. Convención de signos, de cargas y de desplazamientos

Tabla 3.1. Nomenclatura de cargas y desplazamientos

	Vertical	Horizontal	Rotacional
Carga	V	H	M
Carga última	V_{ult}	H_{ult}	M_{ult}
Carga adimensional	$V/A_c c$	$H/A_c c$	$M/A_c Bc$
Carga adimensional última	$V_{ult}/A_c c$	$H_{ult}/A_c c$	$M_{ult}/A_c Bc$
Carga última normalizada	$V_N = V/V_{ult}$	$H_N = H/H_{ult}$	$M_N = M/M_{ult}$
Desplazamiento o giro	v	h	θ

3.3. Planos de estados límites últimos de cargas combinadas de zapatas rígidas

En este apartado se describe el aspecto teórico de las características de la forma y el tamaño de los planos de carga combinada (V, H y M) de zapatas rígidas. Los estados límites últimos se describen con una superficie de fluencia en el espacio de cargas V-H-M y para mejor comprensión se estudian por separado en los planos de cargas H-V, M-V y H-M. Los planos de carga últimos de una zapata infinitamente rígida son convencionalmente calculados con la ayuda de algunos factores que se adicionan a la solución clásica de deformación plana para carga vertical, capacidad de carga última de Terzaghi (1943). Para condiciones no drenadas la relación se expresa como:

$$q_u = \frac{V_{ult}}{A'_c} = cN_c s_c d_c i_c + q_0 \quad (3.1)$$

Donde las variables c , N_c , s_c , d_c y q_0 se definieron en el capítulo 2.

i_c es el factor por carga inclinada.

A'_c es el área efectiva en planta de la cimentación, considera la excentricidad de carga que produce el momento.

Meyerhof (1953) considera la acción conjunta de la carga vertical y el momento como una carga vertical aplicada con una excentricidad con respecto al centro geométrico (centroide) en planta de la cimentación. La excentricidad de carga se calcula con:

$$e = \frac{M}{V} \quad (3.2)$$

El método de Meyerhof considera que la zapata larga de ancho B sujeta a carga vertical con excentricidad e , tiene la misma capacidad de carga que una zapata con ancho efectivo:

$$B' = B - 2e \quad (3.3)$$

Sujeta a la misma carga vertical sin excentricidad. El área efectiva se calcula para una zapata rectangular con:

$$A'_c = B'L \quad (3.4)$$

Esta relación considera que la excentricidad de carga es sólo en una dirección, si la excentricidad es en ambas direcciones se deben calcular el largo efectivo y el área efectiva con:

$$L' = L - 2e \quad \text{y} \quad A'_c = B'L' \quad (3.5)$$

El factor de carga inclinada se calcula con:

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 + \frac{H}{A'_c c}} \quad (3.6)$$

Esta ecuación se basa en una solución algebraica exacta para carga inclinada, Green (1954), dada por:

$$\frac{V}{A_c c} = \left(1 + \frac{\pi}{2}\right) + \cos^{-1}\left(\frac{H}{A_c c}\right) + \sqrt{1 + \left(\frac{H}{A_c c}\right)^2} \quad (3.7)$$

Donde $H/(A_c c) = 1$ para $V/(A_c c) \leq 0.5$

El método de Meyerhof considera implícitamente una combinación de cargas V , H y M ; el cálculo se realiza con una carga puntual inclinada y excéntrica con la superposición lineal de las soluciones para carga excéntrica e inclinada. Los estados límites últimos para carga general (combinada) generados con este método se han cuestionado a la luz de estudios analíticos y numéricos (Ukritchon *et al.*, 1998; y Gourvenec, 2004, 2007). Además, cada vez es más común representar los estados límites de colapso en una envolvente de falla en el espacio V - H - M (Bransby y Randolph, 1998; Ukritchon *et al.*, 1998; Martin y Houlsby, 2001; Taiebat y Carter, 2000, 2002; Gourvenec y Randolph, 2003; y Gourvenec, 2004, 2007). La propuesta inicial de una envolvente de falla se debe a Roscoe y Schofield (1957) y ha sido aplicada a problemas de capacidad de carga drenada como en Butterfield y Ticof (1979), Nova y Montrasio (1991) y Butterfield y Gottardi (1994). En el presente capítulo se considera que el término fluencia es sinónimo de falla para las condiciones de plasticidad perfecta, por lo que se adopta el término envolvente de falla para referir al estado límite último.

Existen estudios previos de capacidad de carga no-drenada bajo carga general en deformación plana y para zapatas circulares, con interfaces con resistencia a la tensión nula o ilimitada. Ukritchon *et al.* (1998) consideran una zapata en deformación plana con una interfaz que no resiste tensión. Taiebat y Carter (2002) consideran una

zapata circular con una interfaz que no resiste tensión. Gourvenec y Randolph (2003) consideran zapatas en deformación plana y circular con interfaces con resistencia a la tensión ilimitada. Estos estudios muestran que la forma de la envolvente de falla o el mecanismo de falla que gobierna la falla, difiere entre deformación plana y la forma axi-simétrica en condiciones de tensión nula e ilimitada. Como resultado, los estados límite últimos de zapatas circulares o tri-dimensionales bajo carga general no son confiables si son calculados a partir de la envolvente de falla para la condición de deformación plana, que considera carga uni-axial. Los mecanismos de falla no drenada de zapatas rectangulares bajo carga general presentan, Gourvenec (2007), gran similitud a la falla en deformación plana y dependen del factor de forma s_c , ver la tabla 2.1. Los estados límite últimos de zapatas rectangulares pueden calcularse a partir de una envolvente tipo, con las magnitudes de las cargas límite últimas: V_{ult} , H_{ult} y M_{ult} .

La capacidad última por momento (M_{ult}) de zapatas con resistencia a la tensión nula, calculada con el método del ancho efectivo, Meyerhof (1953), depende de la carga vertical, lo cual es el resultado de que la geometría tri-dimensional se incorpore a través del factor de forma. Existe la solución del límite superior para zapatas largas y circulares para la condición de resistencia a la tensión ilimitada, esta solución se deriva a partir de un mecanismo de falla rotacional llamado “cucharón”, el mecanismo de falla se ubica bajo la zapata y con centro de rotación localizado a cierta distancia por encima del centro de la interfase zapata-suelo. Murff y Hamilton (1993) establecen el cálculo del trabajo plástico para una falla rotacional en forma de cucharón, la geometría de la falla la definen como un segmento de cilindro para la condición de deformación plana e integran sobre un segmento de esfera para una zapata circular. Estos mecanismos de falla circular en forma de cucharón o segmento esférico dan un óptimo límite superior en $M_{ult}/A_c Bc = 0.69$ y 0.67 para deformación plana y zapata circular, respectivamente, Randolph y Puzrin (2003).

El cálculo de la resistencia horizontal última no drenada (H_{ult}) de una zapata superficial es trivial: la resistencia la gobierna el deslizamiento y depende sólo del área de la base (A_c) y de la resistencia del suelo (c), es decir:

$$H_{ult} = c A_c \quad (3.8)$$

Mediante análisis tridimensional con el método de los elementos finitos, Gourvenec (2007) define los estados límites últimos bajo carga general de una zapata rectangular, en función del factor de forma y con base en los resultados de la condición de deformación plana, considera que la interfaz zapata-suelo puede tener resistencia a la tensión nula o ilimitada; reporta como resultados las envolventes de falla en el espacio de cargas V-M-H, en términos de relaciones de carga adimensionales y normalizadas, ver la tabla 3.1, por lo que define el tamaño y la forma de la envolvente como una función de la forma de la zapata. A continuación se resumen los resultados de Gourvenec separados en planos de carga.

1.- Plano de carga V-H (M=0)

La figura 3.2 muestra las envolventes de falla V-H con carga adimensional y con carga normalizada. El tamaño de la envolvente con carga adimensional, figura 3.2-a, depende de la relación B/L, es más grande para el caso de zapata cuadrada (B/L=1) que para el caso de zapata larga (B/L=0). Lo cual es congruente con la ecuación 2.4.

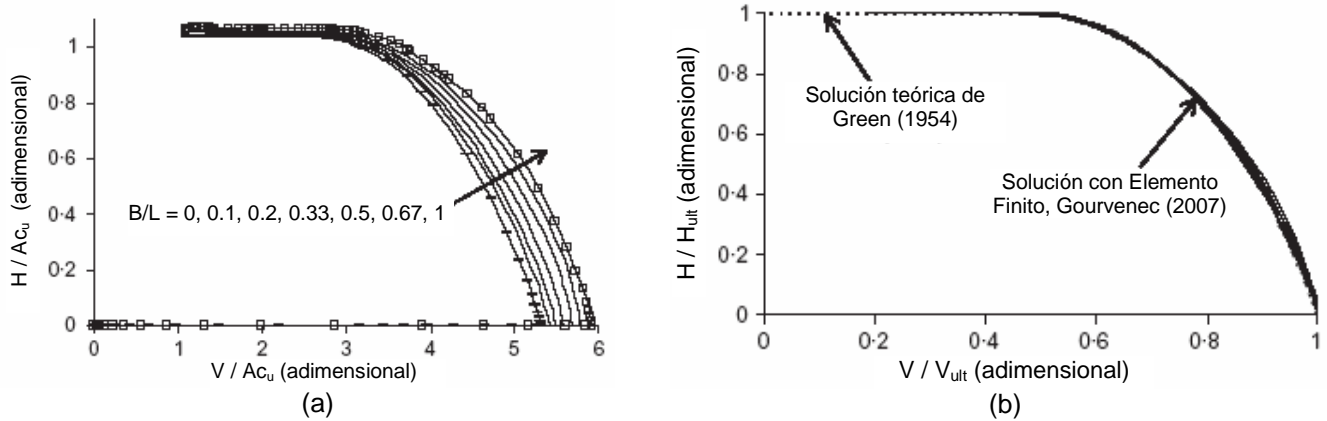


Figura 3.2. Superficie de fluencia en el plano de cargas V-H, zapata rígida superficial

Al normalizar las cargas ($H_N=H/H_{ult}$ y $V_N=V/V_{ult}$), las superficies de falla colapsan en prácticamente una curva, figura 3.2-b. Estas superficies de fluencia indican que a partir de $V>0.5V_{ult}$ el mecanismo de falla lo condiciona la carga vertical. En caso contrario el mecanismo de falla lo condiciona la carga horizontal. En la parte donde el mecanismo de falla lo condiciona la carga horizontal, Gourvenec considera la solución teórica de Green, Ecuaciones 3.7 y 3.8. La parte de la superficie de fluencia donde el mecanismo de falla es por carga vertical, la curva se ajusta con:

$$V_N = 0.5 + \frac{\cos^{-1}(H_N) + \sqrt{1 - H_N^2}}{2 + \pi} \quad (3.9)$$

Donde $H_N=1$ para $V_N \leq 0.5$

Alternativamente, Gourvenec se basa en el factor de carga inclinada (i_c), Ecuación 3.6, y propone otra ecuación para calcular la envolvente V_N-H_N :

$$V_N = 0.5 + 0.5\sqrt{1 - H_N} \quad (3.10)$$

Donde $H_N=1$ para $V_N \leq 0.5$

La envolvente de falla V-H de zapatas circulares sigue la forma que propone la solución de Green, Gourvenec y Randolph (2003). En términos de cargas absolutas, los cálculos necesarios para trasladar esta envolvente a zapatas circulares son $V_{ult}/A_{cc} = 6.05$ (Cox et al., 1961) y $H_{ult}/A_{cc} = 1$. De esta manera se evidencian los efectos de forma, la envolvente de mayor tamaño corresponde a zapatas rígidas circulares, le sigue la zapata cuadrada y la envolvente es de menor tamaño corresponde a zapatas rectangulares.

2.- Plano de carga V-M (H=0), zapata apoyada en suelo con resistencia a la tensión nula

La figura 3.3 muestra las envolventes de falla V-M con carga adimensional y con carga normalizada. El tamaño de la envolvente con carga adimensional, figura 3.3-a, depende de la relación B/L, es más grande para el caso de zapata cuadrada (B/L=1) que para el caso de zapata larga (B/L=0).

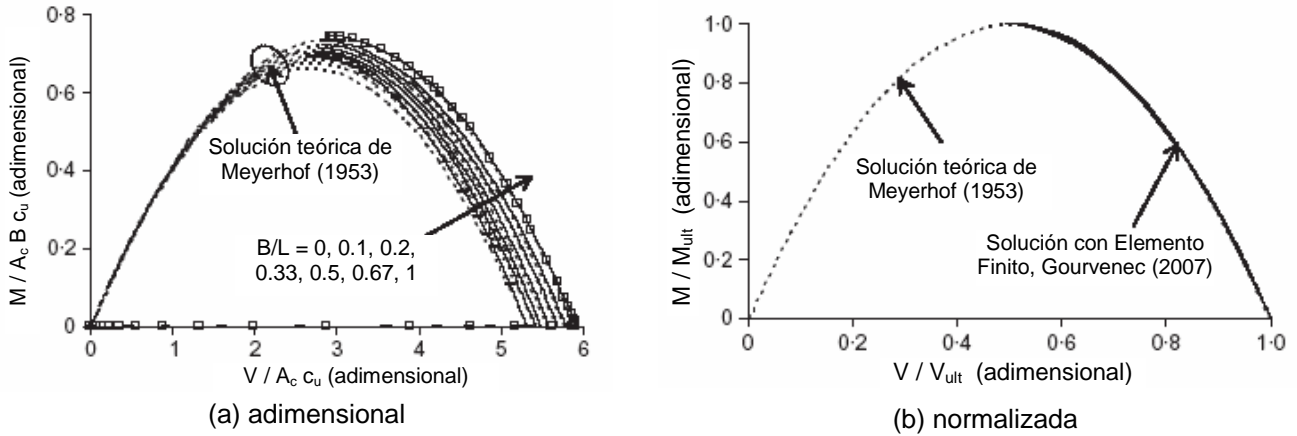


Figura 3.3. Superficie de fluencia en el plano de cargas V-M, zapata rígida rectangular

Al normalizar las cargas ($M_N=M/M_{ult}$ y $V_N=V/V_{ult}$) se reduce la variación de las superficies de fluencia, figura 3.3-b. Estas superficies de fluencia indican que para $V>0.5V_{ult}$ el mecanismo de falla lo condiciona la carga vertical. En caso contrario el mecanismo de falla lo condiciona el momento. El M_{ult} se ubica en $V=0.5 V_{ult}$. La capacidad de la zapata de soportar momento disminuye cuando $V<0.5 V_{ult}$. Gourvenec compara la magnitud del M_{ult} con los resultados del método de Meyerhof y obtiene una diferencia del 7 % en zapatas largas (deformación plana) y de 1% en zapatas cuadradas. En la parte donde el mecanismo de falla lo condiciona el momento, Gourvenec considera la solución de Meyerhof, ecuación 3.2. La forma completa de la envolvente de falla normalizada se calcula con:

$$M_N = 4(V_N - V_N^2) \tag{3.11}$$

La V_{ult} depende del factor de forma (s_c), ver la tabla 2.1. Por otro lado, el M_{ult} presenta una relación lineal con respecto al factor de forma que se aproxima con:

$$\frac{M_{ult}}{cA_c B} = N_{cM} = \left(\frac{M_{ult}}{cA_c B} \right)_{(B/L=0)} + 0.05 \frac{B}{L} \tag{3.12}$$

En términos del factor de forma de momento:

$$\frac{\frac{M_{ult}}{cA_c B}}{\left(\frac{M_{ult}}{cA_c B} \right)_{(B/L=0)}} = s_{cM} = 1 + 0.078 \frac{B}{L} \tag{3.13}$$

Donde $\left(\frac{M_{ult}}{cA_c B}\right)_{(B/L=0)} = 0.64$ para la condición de deformación plana, calculado con el método Meyerhof.

La envolvente de falla V-M para una zapata circular sigue la forma de la solución del método de Meyerhof. En términos de cargas adimensionales, para trasladar las envolventes de la figura 3.3-a a zapatas circulares se requiere $V_{ult}/(cA_c) = 6.05$ (Cox et al., 1961) y $M_{ult}/(cA_c B) = 0.57$ (Taiebat y Carter, 2003). De esta manera, el M_{ult} de una zapata circular es menor que el de deformación plana.

Cuando el suelo no resiste tensión, la forma de la superficie de falla V-M depende de la componente vertical de carga aún cuando el mecanismo de falla lo condicione el momento, por lo que $M=0$ para $V=0$.

3.- Planos de carga H-M para varias relaciones de V/V_{ult} , zapata apoyada en suelo con resistencia a la tensión nula

Gourvenec calculó las envolventes de falla H-M con carga adimensional y normalizada, mostradas en la figura 3.4, con $V_N = V/V_{ult} = 0.25, 0.50$ y 0.75 . La figura 3.4-a muestra que la envolvente más pequeña corresponde a la condición de deformación plana ($B/L=0$) y la envolvente más grande a la zapata cuadrada ($B/L=1$).

La figura 3.6-b muestra que las envolventes de falla se alinean razonablemente y se ajustan a un semicírculo simétrico con respecto a $H=0$. Las curvas quasi-lineales, líneas punteadas delgadas, representan la envolvente de falla calculada con la ecuación 3.1, por lo que el método de Meyerhof proporciona envolventes de falla conservadoras. Para definir la envolvente de falla normalizada en función de V_N, M_N y H_N , Gourvenec propone:

$$\left(\frac{H_N}{*H_N}\right)^2 + \left(\frac{M_N}{*M_N}\right)^2 = 1 \quad (3.14-a)$$

Donde $*H_N$ y $*M_N$ son funciones de V_N y se calculan, respectivamente, a partir de las envolventes de falla V_N-H_N y V_N-M_N . Con base en las Ecuaciones 3.10 y 3.11, resulta:

$$*H_N = \frac{0.25 - (V_N - 0.5)^2}{0.25} \quad (3.14-b)$$

$$*M_N = 4(V_N - V_N^2) \quad (3.14-c)$$

Con base en las Ecuaciones 3.14-a-b-c se puede calcular una envolvente de falla semicircular, como la que se muestra en líneas punteadas gruesas de la figura 3.4-b. Las Ecuaciones. 3.14-a-b-c producen una superficie de falla en 3D ($V_N-M_N-H_N$) de forma ondular como se muestra en la figura 3.5.

La envolvente de falla de una zapata circular debe estar inscrita en la envolvente de falla de una zapata rectangular o larga, compensado el tamaño por un pequeño incremento en la capacidad de carga vertical.

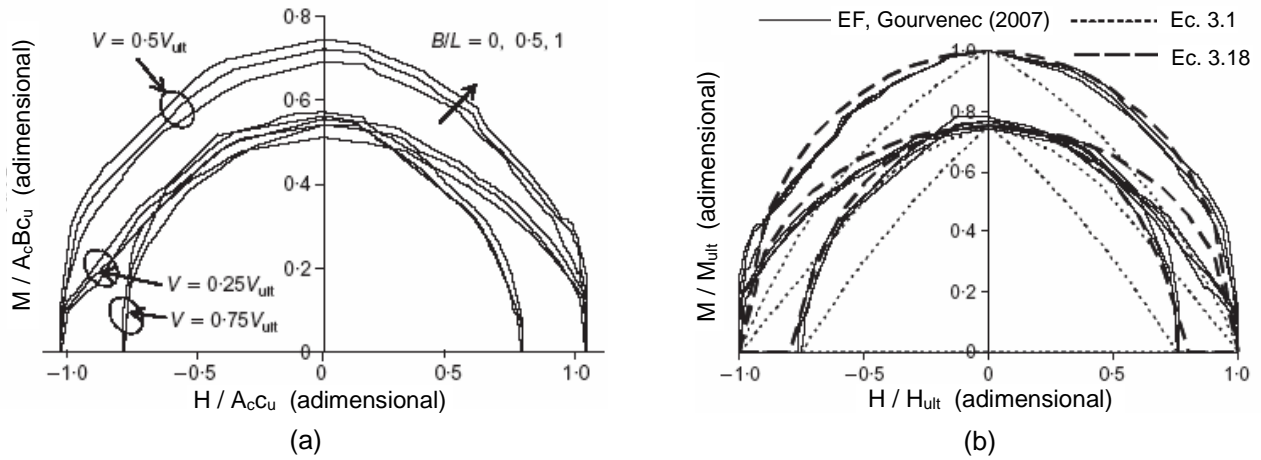


Figura 3.4. Superficies de fluencia en el plano de cargas H-M, para varios planos de V_N (zapata rígida rectangular, suelo con resistencia a la tensión nula)

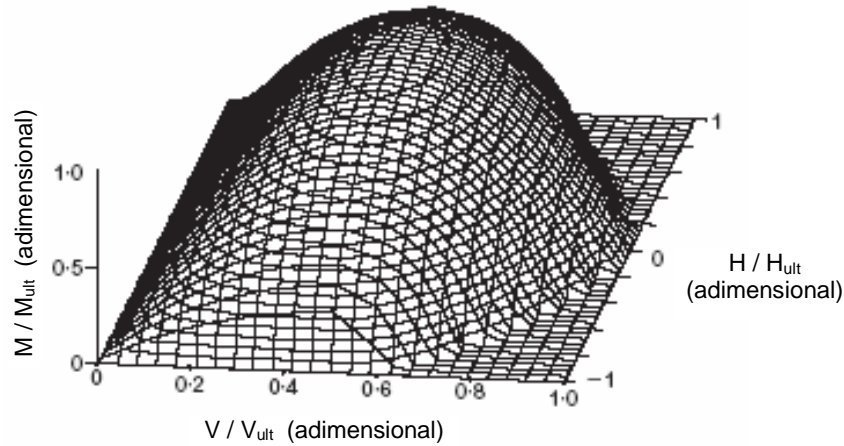


Figura 3.5. Superficie de falla tridimensional, zapata rígida rectangular desplantada en suelo con resistencia a la tensión nula

4.- Conclusiones sobre el trabajo de Gourvenec

Cuando predomina la carga vertical, los efectos de la forma de la zapata mejoran más la capacidad de una zapata circular que la de una zapata cuadrada o rectangular con área equivalente. Esto también se observó en el presente trabajo de de tesis para el caso de las celdas de cimentación.

Cuando la carga que condiciona es el momento, las zapatas cuadrada o rectangular son más eficientes que una circular. Asimismo, la capacidad por momento se puede calcular como una relación lineal del factor de forma de la zapata, con un incremento máximo, comparado con deformación plana, del 22 y del 7 % para zapatas cuadradas con y sin capacidad de resistir tensión, respectivamente. La capacidad por momento de una zapata circular es de 11 y 3 % menor que en deformación plana, con y sin resistencia a la tensión, respectivamente.

La capacidad de carga horizontal de una zapata superficial depende del área de contacto y de la resistencia al corte del suelo.

En zapatas apoyadas en suelo con resistencia a la tensión nula, la envolvente de falla en los planos V-H y V-M presenta una forma única que depende del factor de forma; además, los estados límites últimos de zapatas rectangulares se pueden calcular a partir de las soluciones teóricas de Green y Meyerhof, escaladas por el correspondiente V_{ult} ; asimismo las envolventes de falla en los planos H-M (para varias relaciones V/V_{ult} = constante) son semi-círculos simétricos con respecto a $H=0$, la forma de la superficie de falla es independiente de la forma en planta de la zapata; existe una expresión cerrada que describe la forma de la envolvente normalizada en el espacio de cargas V_N - H_N - M_N .

Son conservadores los cálculos de los estados límites últimos bajo carga general con la teoría convencional de capacidad de carga, Ecuación 3.1.

3.4. Planos de estados límites últimos de cargas combinadas de celdas estructuradas

En forma similar a lo publicado por Gourvenec (2007), que corresponde a zapatas rígidas con desplante superficial, en este apartado se evalúa la forma y el tamaño de las superficies de fluencia en los planos de carga V-M, V-H y H-M, de celdas cuadradas y rectangulares de cimentación.

3.4.1. Plano de cargas V-H, $M=0$

Al someter una celda de cimentación a un sistema de cargas horizontal (H) y vertical (V), al llegar a las cargas últimas, el mecanismo de falla plástico y las fuerzas resistentes que se desarrollan dependen del suelo que se desplaza por efecto del empotramiento de los muros de celda. La figura 3.6 muestra la nomenclatura adoptada para muros frontales y laterales, en función de la dirección de la carga horizontal.

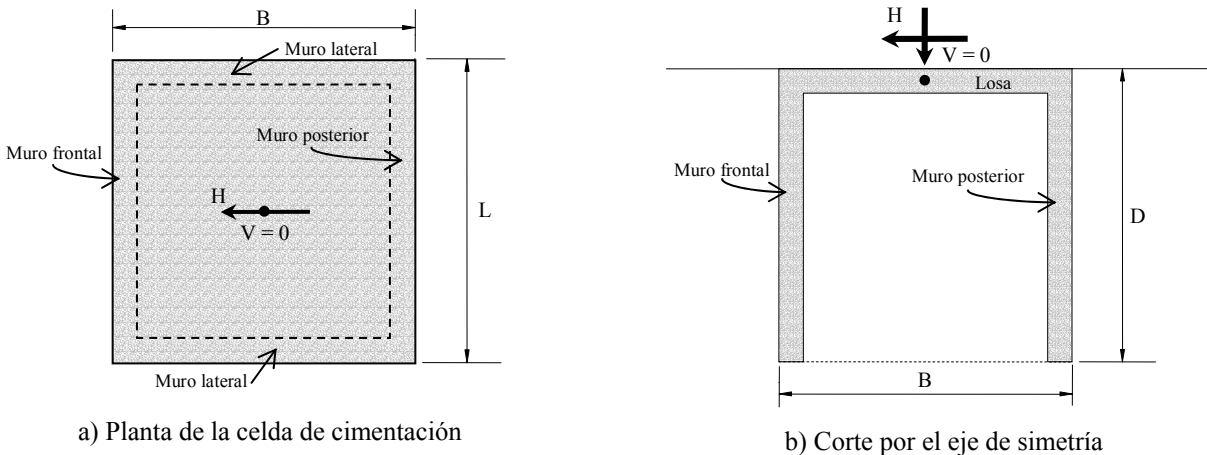


Figura 3.6. Nomenclatura adoptada en función de la carga horizontal aplicada

1. Carga horizontal pura, $V=0$

La figura 3.7 muestra el mecanismo de falla plástico calculado numéricamente para la condición de carga horizontal pura, se observa en la figura que el mecanismo se desarrolla principalmente en el frente del movimiento inducido, el suelo que confina la celda en la parte de atrás tiende a desprenderse del muro posterior y

el aporte de resistencia es prácticamente nulo; además, el muro lateral mostrado en la figura desarrolla resistencia por adherencia. En la misma figura se observa que al desplante de los muros se desarrolla una superficie plana de corte.

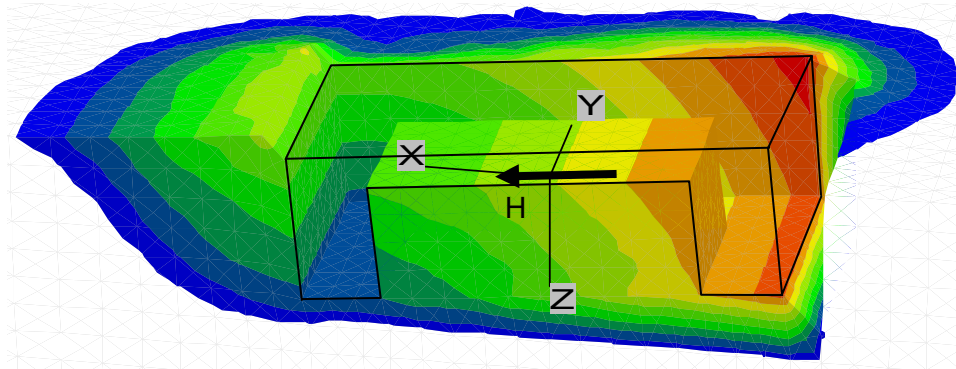


Figura 3.7. Mecanismo de falla plástica generado por carga horizontal pura, suelo con resistencia a la tensión nula, vista en isométrico de la mitad del modelo numérico

Con base en el mecanismo de falla plástica mostrado en la figura 3.7, se propone el mecanismo simplificado de falla para carga horizontal pura mostrado en la figura 3.8. Este mecanismo simplificado considera que se desarrollan esfuerzos de corte en el suelo de la superficie horizontal plana ubicada al nivel de desplante de los muros y en el suelo que confina a la celda en la parte frontal. La superficie de falla frontal se desarrolla a partir del pie del muro frontal y hacia la superficie del suelo vecino, combina la forma circular en su parte baja con un corte lineal cerca de la superficie del terreno. El mecanismo simplificado se complementa con el empuje del suelo ubicado al frente de la celda y con las fuerzas resistentes generadas por adherencias laterales en las caras externas de los muros laterales y frontal. Cabe remarcar que la cara externa del muro posterior no desarrolla fuerzas de adherencia debido a la relajación de esfuerzos geostáticos en el suelo vecino, esto se debe a que el desplazamiento horizontal tiende a abrir la interfaz suelo-muro posterior.

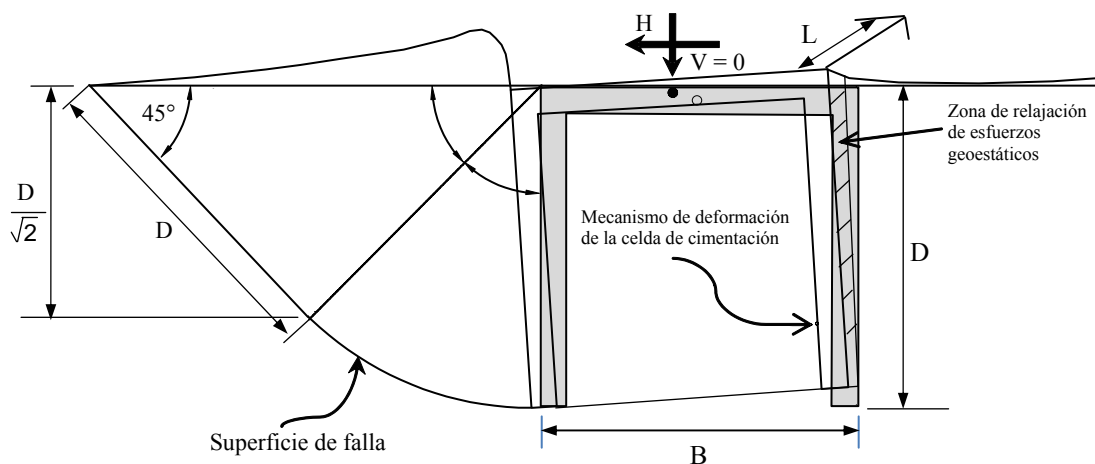


Figura 3.8. Mecanismo simplificado de falla plástica por carga horizontal pura, suelo con resistencia a la tensión nula

De acuerdo con el mecanismo simplificado de falla plástica mostrado en la figura 3.8, la carga horizontal última (H_{ult}) para la condición de carga vertical nula ($V=0$) se calcula con:

$$H_{ult} = H_B + H_F + H_{AL} + H_{AF} + E_p \quad (3.15)$$

Donde:

H_B = Fuerza horizontal resistente generada en la superficie de falla plana y horizontal, ubicada al nivel de desplante de los muros perimetrales

H_F = Fuerza horizontal resistente generada en la superficie de falla plana ubicada al frente del movimiento inducido por la fuerza horizontal externa

H_{AL} = Fuerza horizontal resistente generada por la adherencia del suelo en las caras externas de los muros laterales de la celda, los muros laterales se ubican de acuerdo con la dirección del movimiento inducido por la fuerza horizontal externa

H_{AF} = Fuerza horizontal resistente generada por la adherencia del suelo en la cara externa del muro frontal de la celda, el muro frontal se ubica de acuerdo con la dirección del movimiento inducido por la fuerza horizontal externa

E_p = Empuje pasivo generado por el muro frontal de la celda, el muro frontal se ubica de acuerdo con la dirección del movimiento inducido por la fuerza horizontal externa, cabe aclarar que en el cálculo del empuje pasivo no se considera el aporte de la resistencia al corte no-drenada, esta última se considera en la superficie de falla ubicada al frente del movimiento de la celda, ver la figura 3.9.

Al considerar que la celda es de sección cuadrada, que el perfil de suelo es homogéneo y la geometría simplificada de la superficie de falla plástica mostrada en la figura 3.8, los sumandos de la ecuación 3.15 resultan:

$$H_B = c B^2 \quad (3.16-a)$$

$$H_F = c D B (1 + \pi/4) \quad (3.16-b)$$

$$H_{AL} = 2 c B D \quad (3.16-c)$$

$$H_{AF} = c D B \quad (3.16-d)$$

$$E_p = \gamma D^2 K_p / 2 \quad (3.16-e)$$

Donde γ = peso volumétrico del suelo vecino a la celda desde la superficie hasta el desplante de los muros perimetrales y $K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$ = coeficiente pasivo de empuje de tierras. En caso de contar con una masa de suelo cohesivo estratificada, se deberán considerar los pesos volumétricos de cada estrato, así como los correspondientes coeficientes pasivos de empuje de tierras. Además, se deben ponderar las cohesiones por el espesor de cada estrato.

Al sustituir las Ecuaciones 3.16-a-d en la ecuación 3.15 y simplificar, resulta:

$$H_{ult} = c (4.785 B D + B^2) + E_p \quad (3.17)$$

Dado que la fuerza horizontal actúa sobre el área externa del muro frontal ($A_f=BD$), el factor geométrico N_{cH} para carga horizontal pura, se calcula como:

$$N_{cH} = (4.785 B D + B^2) / A_f = 4.785 + B/D \quad (3.18)$$

La ecuación 3.17 resulta:

$$H_{ult} / A_f = c N_{cH} + E_p / A_f \quad (3.19)$$

A partir de la ecuación 3.19, el factor N_{cH} resulta:

$$N_{cH} = \frac{H_{ult} - E_p}{c A_f} \quad (3.20)$$

De acuerdo con las Ecuaciones 3.18 y 3.20, el factor N_{cH} es adimensional.

De forma similar, el factor N_{cH} de celdas rectangulares se calcula con:

$$N_{cH} = \left[(2 B + 2.785 L) D + B L \right] / (L D) = (2 B + 2.785 L) / L + B / D \quad (3.21)$$

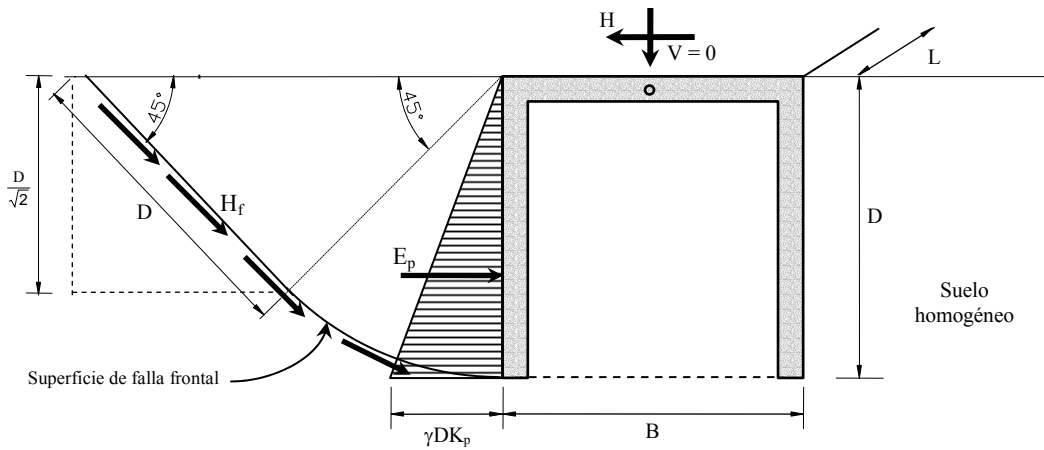


Figura 3.9. Detalle de las variables que intervienen en el cálculo del E_p y de H_f

La figura 3.10 muestra la variación el factor N_{cH} calculado con las Ecuaciones 3.18 y 3.21 en función de la geometría tridimensional de las celdas cuadrada y rectangular, en esta figura se observa que los valores más grandes de este factor corresponden al caso de celda cuadrada ($L/B=1$) y los menores cuando la celda es larga ($L/B=10$). Asimismo, cuando la celda tiene poco empotramiento ($D/B=0.2$) el valor de este factor es grande y tiende de manera asintótica a un valor menor cuando el empotramiento es grande ($D/B=3.0$).

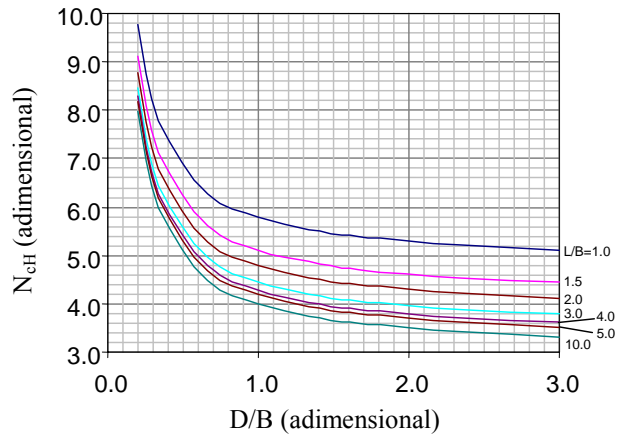


Figura 3.10. Variación del factor N_{cH} en función de la geometría de la celda de cimentación

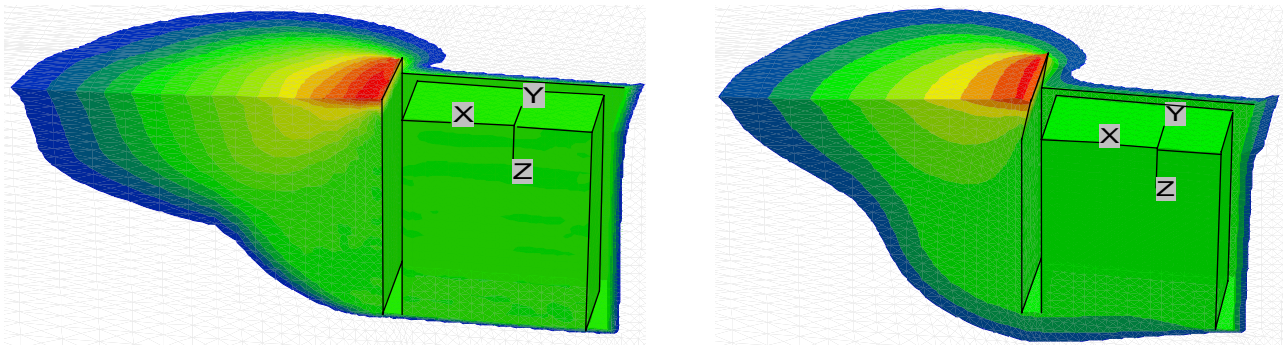
Para tener congruencia con los resultados propuestos para carga vertical del capítulo anterior, se propone el factor N_{cH}^* que considera la magnitud total de la carga horizontal, incluye el E_p , que se calcula con:

$$N_{cH}^* = \frac{H_{ult}}{c A_F} \quad (3.22)$$

Este factor será de utilidad para describir el comportamiento de las celdas de cimentación con cargas horizontal y vertical o carga inclinada.

2. Cargas horizontal y vertical o carga inclinada

El mecanismo de falla plástica que se desarrolla para carga combinada horizontal y vertical o carga inclinada (figura 3.11) es similar al de carga horizontal pura (figura 3.7). El mecanismo de falla generado por carga inclinada combina el deslizamiento hacia el frente que impone la carga horizontal con la falla general o de punzonamiento (dependiendo de la profundidad de desplante de los muros de la celda) que produce la carga vertical. Las gráficas de la figura 3.11 muestran dos superficies de falla plástica para distintas magnitudes de cargas H y V, en estas gráficas se observa que aunque la celda tenga desplazamiento vertical importante el mecanismo de falla presenta deslizamiento frontal, esto ocurre aún para carga vertical cercana a la carga de falla, V_{ult} . Por lo anterior, el mecanismo de falla de celdas con carga horizontal-vertical ocurre de un lado de la cimentación como consecuencia de aplicar carga horizontal; es decir, la carga horizontal condiciona de manera importante el mecanismo de colapso; asimismo, genera el empuje del suelo vecino a la celda.



a) Celda de cimentación de 6x6x6 con carga $H_N=0.97$ y $V_N=0.68$ b) Celda de cimentación de 6x6x6 con carga $H_N=0.95$ y $V_N=0.97$

Figura 3.11. Mecanismos de falla plástica generados por carga inclinada, suelo con resistencia a la tensión nula, vistas en isométrico de la mitad de los modelos numéricos

Debido a que los mecanismos de falla de la figura 3.11 son principalmente por carga horizontal, se puede considerar como base el mecanismo de falla simplificado para carga horizontal pura mostrado en la figura 3.9 y definir un esquema para calcular las cargas límite en el plano de cargas V-H. Asimismo, debido a la amplia influencia de la carga horizontal, la carga vertical última depende sólo de la resistencia a la penetración, por tanto:

$$q_u = q_p = c N_c^* = \frac{V_{ult}}{A_c} \quad \text{ó} \quad N_c^* = \frac{V_{ult}}{cA_c} \quad (3.23)$$

Las graficas de la figura 3.12 muestran los planos de fluencia de cargas vertical-horizontal para celdas cuadradas de 3, 6 y 10 de lado, y distintas profundidades de desplante. Para cada ancho de celda se presentan tres gráficas, la gráfica ubicada a lado izquierdo corresponde al factor geométrico N_{cH} (ecuación 3.20, donde se resta el empuje pasivo), la del centro al factor N_{cH}^* (ecuación 3.22) y la del lado derecho corresponde al plano de cargas normalizadas ($V_N=V/V_{ult}$ vs $H_N=H/H_{ult}$). De acuerdo con estas gráficas se deduce: Los valores de los factores N_{cH} y N_{cH}^* (carga horizontal) son más grandes para empotramientos pequeños, recordando que el comportamiento es contrario con el valor del factor N_c^* (carga vertical), esto último fue descrito en el capítulo anterior. Ahora bien, el comportamiento de las gráficas es lineal ($N_{cH}-N_c^*$ o $N_{cH}^*-N_c^*$) y los valores máximos de N_{cH} o N_{cH}^* ocurren para carga horizontal pura ($V=0$), la pendiente más pronunciada ocurre para empotramientos someros. Las pendientes de las gráficas en el plano $V_N=V/V_{ult}$ vs $H_N=H/H_{ult}$ varían entre 0.05 y 0.17, la más baja corresponde a $B=10m$ y la más alta a $B=3m$. Asimismo, la tendencia de las gráficas de la figura 3.11 ratifica que la carga que domina en el plano H-V es la carga horizontal; es decir, para magnitudes cercanas a la carga vertical de colapso (V_{ult}), la magnitud de la carga horizontal es grande.

De acuerdo con las tendencias de las gráficas de la figura 3.12 y con base en los mecanismos de falla generados por carga horizontal pura y por carga inclinada (figuras 3.7 y 3.11), se puede explicar la reducción de la resistencia por carga horizontal cuando la carga vertical es cercana a la de falla, V_{ult} . Una hipótesis de este comportamiento es que en el mecanismo de falla de carga combinada (figura 3.11) el suelo de base y del frente, de acuerdo con el movimiento horizontal, se desplaza por ambas cargas (vertical y horizontal), por lo que la resistencia es parcial para ambos casos, asimismo el porcentaje de desplazamiento generado por carga vertical es mayor cuanto más se acerca a la carga vertical de colapso, V_{ult} .

Con base en las gráficas de la figura 3.12, las cuales son aportes de la presente investigación, el diseño geotécnico de las celdas de cimentación sometidas a carga combinada horizontal y vertical o carga inclinada es: Con base en el prediseño de la geometría de la celda cuadrada (B y D) se calcula el plano H_N-V_N , para esto se puede considerar la pendiente máxima (condición más conservadora) mostrada en las gráficas de la figura 3.11, donde $H_N=1-0.17V_N$, después se calcula V_{ult} (ecuación 3.23, sólo penetración) y H_{ult} (ecuación 3.22) con ayuda de las gráficas de la figura 2.23 del capítulo anterior para N_c^* (vertical pura) y N_{cH}^* (ecuación 3.18 para horizontal pura, se debe agregar E_p/cA_f), y finalmente se compara con la carga de servicio del problema particular para factores de seguridad (FS) comprendidos entre 2 y 3, de acuerdo con las normas locales. Si la geometría de la celda de cimentación no corresponde a las geometrías mostradas en la figura 3.11, se puede interpolar entre los valores mostrados en la figura 3.10.

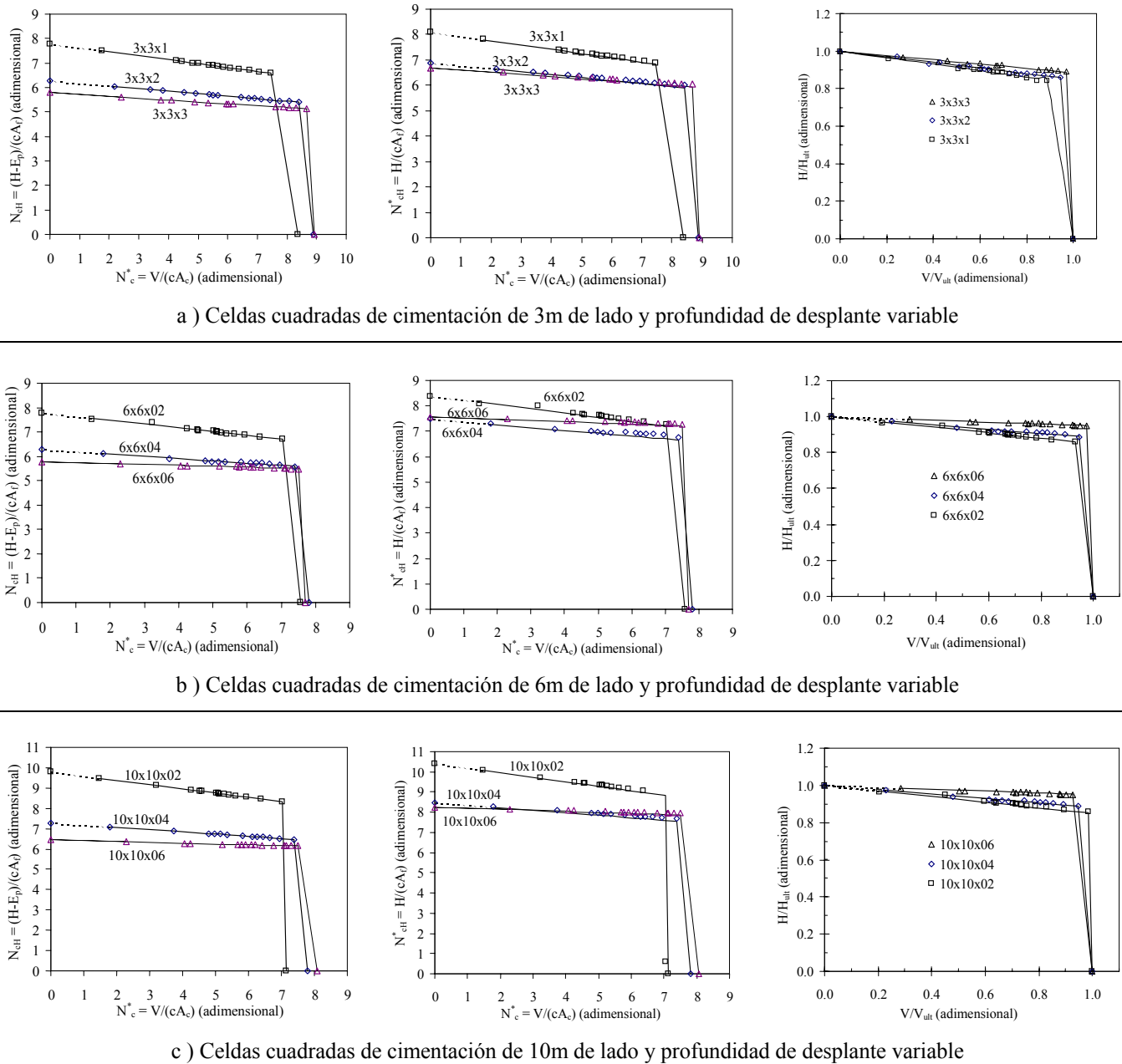


Figura 3.12. Planos de fluencia V-H ($M = 0$) de celdas cuadradas de 3, 6 y 10 m de ancho con varias profundidades de desplante, suelo con resistencia a la tensión nula

3.4.2. Plano de cargas V-M, $H=0$

1. Losa con desplante superficial

Con el objetivo de calibrar el método de análisis ante carga por momento, se analizaron losas cuadradas con desplante superficial apoyadas en suelo cohesivo con resistencia al corte no-drenada $c = 2 \text{ t/m}^2$ y con resistencia a la tensión nula. Los resultados se comparan con los de Gourvenec (2007). Cabe recordar que el momento se aplica mediante pares de desplazamiento con base a un eje horizontal de referencia.

La figura 3.13-a muestra las envolventes de falla V-M con carga adimensional, el tamaño de la envolvente depende del área de la losa en planta, a menor área mayor es el factor cohesivo por momento N_{cM}^* , lo anterior es un efecto de escala que también se observó para carga vertical, descrito en el capítulo 2. Los resultados de losas con ancho de 10m calculados en la presente investigación, se acercan más a la solución que propone Gourvenec.

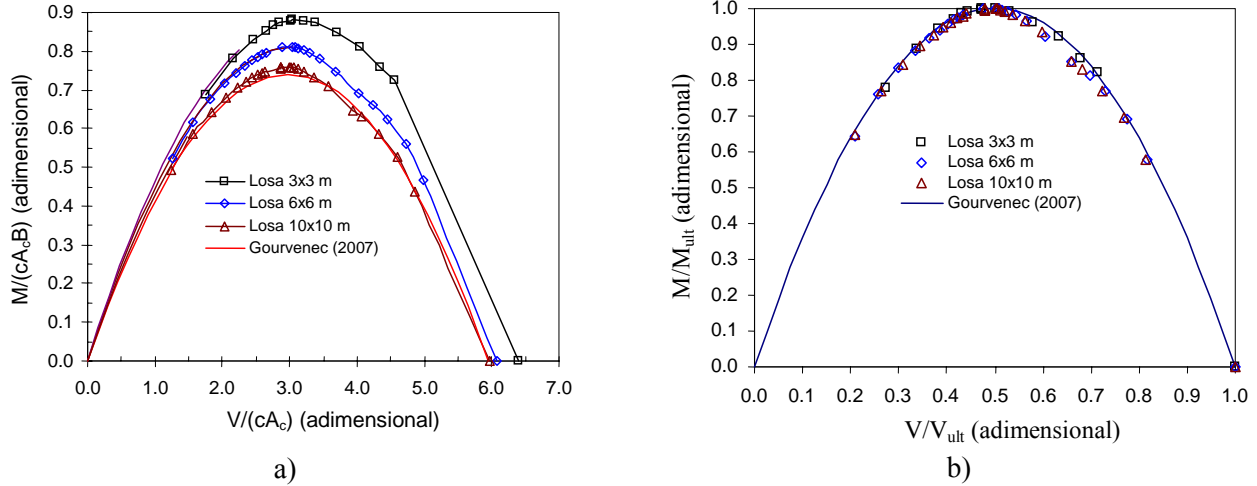


Figura 3.13. Superficies de fluencia en el plano de cargas V-M ($H = 0$), de losa cuadrada de 3 de ancho con desplante superficial y suelo con resistencia a la tensión nula

La variación del factor N_{cM}^* es de segundo orden con respecto al ancho de la losa, figura 3.14, se ajusta con:

$$N_{cM}^* = 0.002 B^2 - 0.044 B + 1 \quad (3.24)$$

Que aplica al intervalo de $3 \leq B \text{ (m)} \leq 10$.

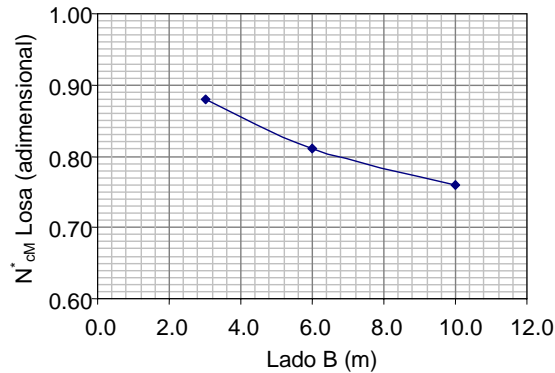
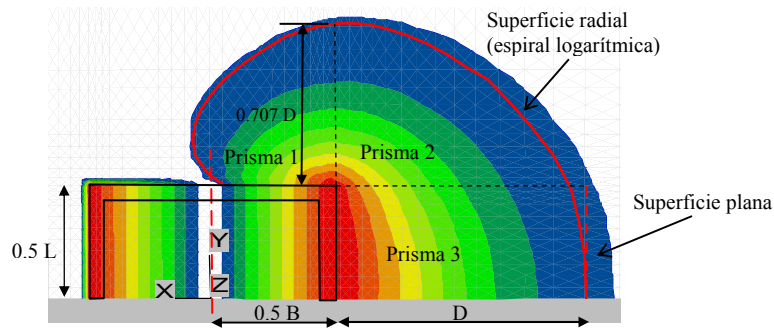


Figura 3.14. Variación del Factor N_{cM}^* en función del lado de la losa de cimentación cuadrada, efecto de escala

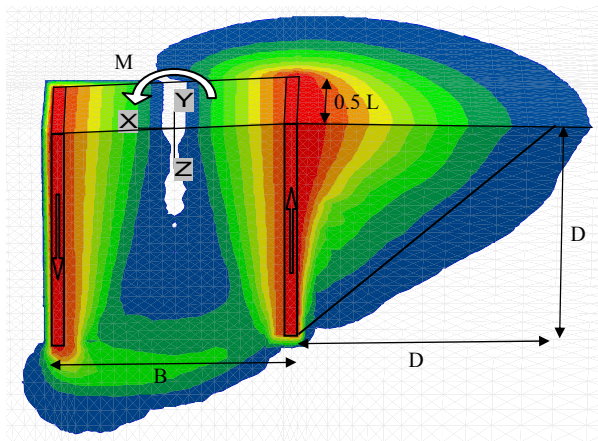
La figura 3.13-b muestra los planos de carga normalizados ($M_N=M/M_{ult}$ y $V_N=V/V_{ult}$), se observa que la variación de las superficies de fluencia se hace más delgada. En la misma figura se comparan los resultados del presente análisis con los de Gourvenec, se observa en términos prácticos que la diferencia es pequeña en cuanto a la forma de la envolvente; por lo tanto, el modelo numérico utilizado y el método de análisis son comparables con los resultados de Gourvenec. Con base en el estudio de Gourvenec y para suelo que no resiste tensión, la superficie de falla en el plano V_N-M_N es una parábola con M_{ult} máximo en $V_N = 0.5$. La forma de la superficie de fluencia se puede calcular con la ecuación 3.11.

2. Celda cuadrada, momento puro, $V=0$

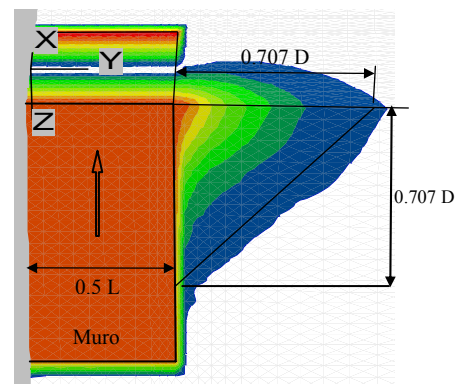
El momento de volteo puro, es decir $V=0$, se compone de fuerzas verticales de compresión y de extensión. Como marco de referencia, para zapatas con desplante superficial el momento último máximo ocurre cuando $V=0.5V_{ult}$, figura 3.3-b. Al aplicar momento de volteo último en una dirección horizontal a las celdas estructuradas, el mecanismo de falla calculado numéricamente, figura 3.15-b, tiene la forma de doble cucharón, un cucharón se genera por compresión y el otro, por extensión. En planta, figura 3.15-a, se observa que el suelo alrededor del muro sujeto a extensión forma una superficie de corte compuesta por una parte plana paralela al mismo muro y una zona radial definida por una espiral logarítmica. El perfil por el eje de simetría de la celda en la dirección del momento, figura 3.15-b, muestra que en la zona recta o prisma 3 se produce una cuña de 45 grados a partir de la punta del muro y en la zona radial o prisma 2, figura 3.15-c, la cuña también es de 45 grados e inicia a la profundidad $z=D/\sqrt{2} = 0.707D$, el prisma 2 es un semi-cono con base al nivel de la superficie del suelo y termina en el vértice de la celda. El prisma irregular 1 (semi-cónico) tiene su base en la superficie del terreno y su fondo es alargado y termina en la cara externa del muro lateral, de acuerdo con la dirección del momento, con longitud un poco menor que $0.5B$.



a) Planta, mitad del modelo



b) Corte por el eje de simetría



c) Corte al eje del muro sujeto a extensión

Figura 3.15. Mecanismo de falla plástica generado por momento puro, suelo con resistencia a la tensión nula, vista en isométrico de la mitad del modelo numérico

De acuerdo con el mecanismo mostrado en la figura 3.15, la resistencia al momento actuante se compone por las resistencias generadas a la penetración, al corte y por la adherencia lateral de las caras externas de los muros de la celda. Debido a que los muros de la celda no se desplazan horizontalmente, no se generan zonas de empuje pasivo o activo en el suelo vecino a la celda. Es decir, el momento último (M_{ult}) es dado por:

$$M_{ult} = M_{RP} + M_{RET} + M_{RAE} \quad (3.25)$$

Donde:

M_{RP} = Momento resistente a la penetración de la punta de la celda, combina las capacidades de la losa de cimentación y de la punta del muro perimetral

M_{RET} = Momento generado por la resistencia al corte del suelo ubicado en la zona de extensión, figura 3.15

M_{RAE} = Momento resistente generado por la adherencia del suelo a las caras externas de los muros perimetrales, las cuatro caras

Con base en los resultados del análisis numérico, es decir con las fuerzas de reacción verticales bajo la losa y bajo la punta de los muros, se calculó la resistencia a la penetración por momento (M_{RP}), figura 3.15-b. La figura 3.16 muestra el plano de cargas M_{RP} - V para diferentes anchos y profundidades de desplante de celdas cuadradas, en esta figura se observan tres columnas: La columna del lado izquierdo corresponde a las relaciones de los factores cohesivos de momento y de carga vertical (N_{cM}^* vs N_c^*), con esta gráfica se podrá calcular el tamaño del plano de cargas M_{RP} - V ; la columna del centro corresponde al plano de cargas últimas normalizadas, donde el momento está normalizado con respecto al momento máximo y la tercera columna corresponde también al plano de cargas últimas normalizadas, donde el momento esta normalizado con respecto al momento calculado para $V=0.5V_{ult}$. Al comparar las gráficas de columna del centro con las respectivas de la columna del lado derecho, se observa que la forma de las gráficas del centro guardan cierta semejanza con respecto a la parábola (la cual corresponde al caso de $D=0m$ y de Gourvenec), sin embargo al aumentar el ancho de la celda esta semejanza se reduce; por otro lado, las gráficas del lado derecho guardan semejanza con respecto a la parábola, lo cual es independiente del ancho de la celda, cuando $V \leq 0.5V_{ult}$ y se observa claramente un incremento en la resistencia por momento comparado con la parábola cuando $V > 0.5V_{ult}$, por lo anterior las gráficas del lado derecho son más sistemáticas y reproducibles, por lo que se podrán utilizar para calcular la forma del plano de cargas M_{RP} - V . Si se acepta menos precisión, cargada del lado de la seguridad, se puede optar por la forma de la parábola la cual se calcula con:

$$M_{RP-N} = 4(V_N - V_N^2) \quad (3.26)$$

Donde M_{RP-N} es el momento generado por resistencia a la penetración normalizado con respecto al momento calculado para $V=0.5V_{ult}$. Asimismo, la magnitud del M_{RP} máximo, para $V=0.5V_{ult}$, se puede calcular con:

$$M_{RP} = cN_{cM}^* BA_c \quad (3.27)$$

Donde el valor del factor N_{cM}^* máximo (para $V=0.5V_{ult}$) varía en función del ancho y de la profundidad de la celda de cimentación como se muestra en las gráficas de la figura 3.17, estos valores son resultados del presente estudio doctoral y son aportes para el diseño geotécnico de las celdas de cimentación.

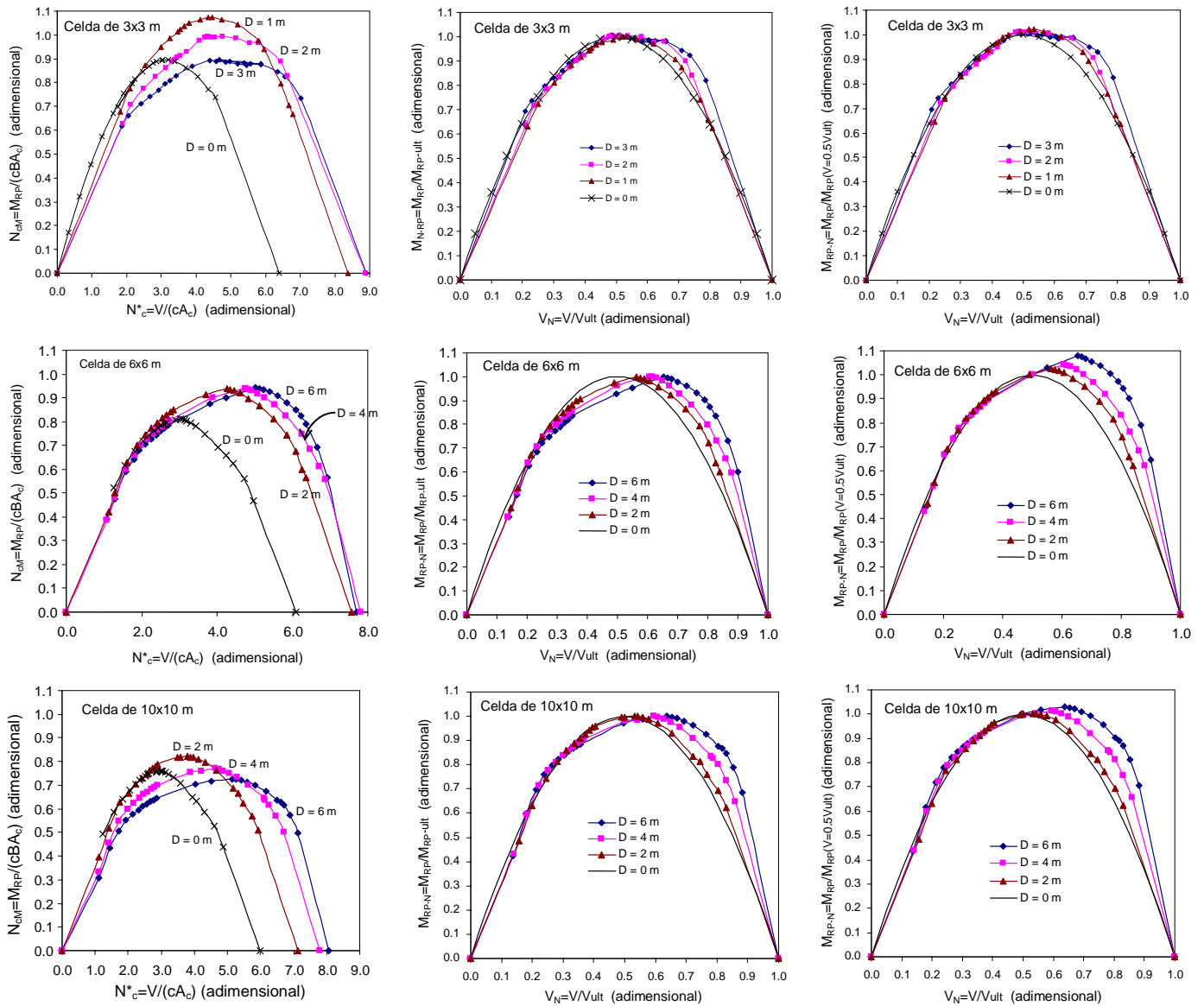


Figura 3.16. Superficies de fluencia en el plano de cargas V-M ($H = 0$) de celdas cuadradas de 3, 6 y 10 m de ancho con varias profundidades de desplante, el suelo de apoyo tiene resistencia a la tensión nula

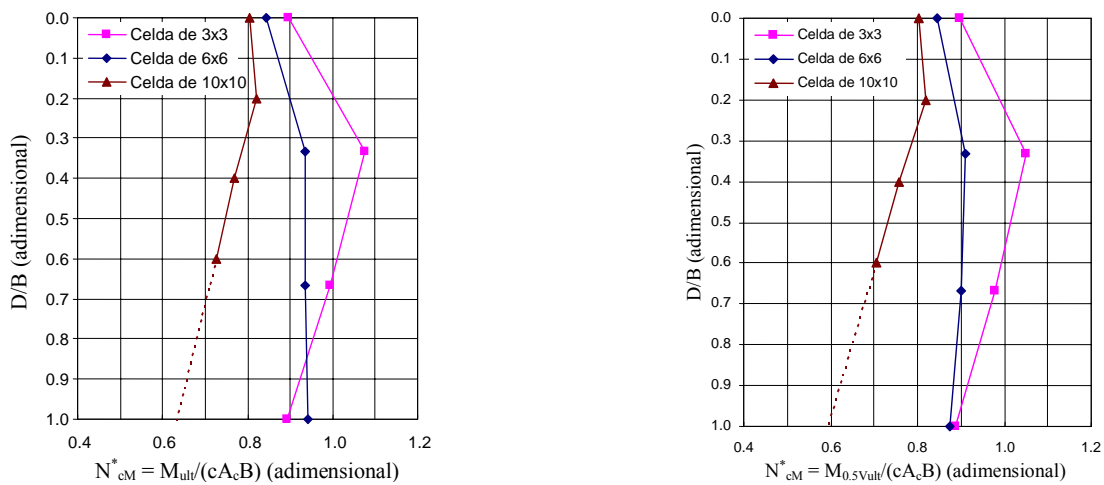


Figura 3.17. Variación del factor N_{cM}^* en función de la profundidad de empotramiento

Asimismo, para celdas cuadradas apoyadas en suelo homogéneo, como es el caso analizado, y al considerar que la superficie de falla en la zona de extensión sólo se compone por el prisma 3 (mecanismo simplificado cargado del lado de la seguridad, figuras 3.15-a y b), el momento generado por la resistencia al corte en la superficie de falla se calcula con:

$$M_{RET} = cDB(D + B/2) \quad (3.28)$$

Por otro lado, la figura 3.18 muestra el esquema de fuerzas generadas por adherencia en las cuatro caras externas de los muros de la celda cuadrada; de acuerdo con este esquema y considerar que $B=L$, celda cuadrada, el momento generado por adherencia lateral (M_{RAE}) se calcula con:

$$M_{RAE} = 1.5cDB^2 \quad (3.29)$$

Al sustituir las Ecuaciones 3.27 y 3.28 en la ecuación 3.25 y simplificar, resulta:

$$M_{ult} = M_{RP} + cDB(D + 2B) \quad (3.30)$$

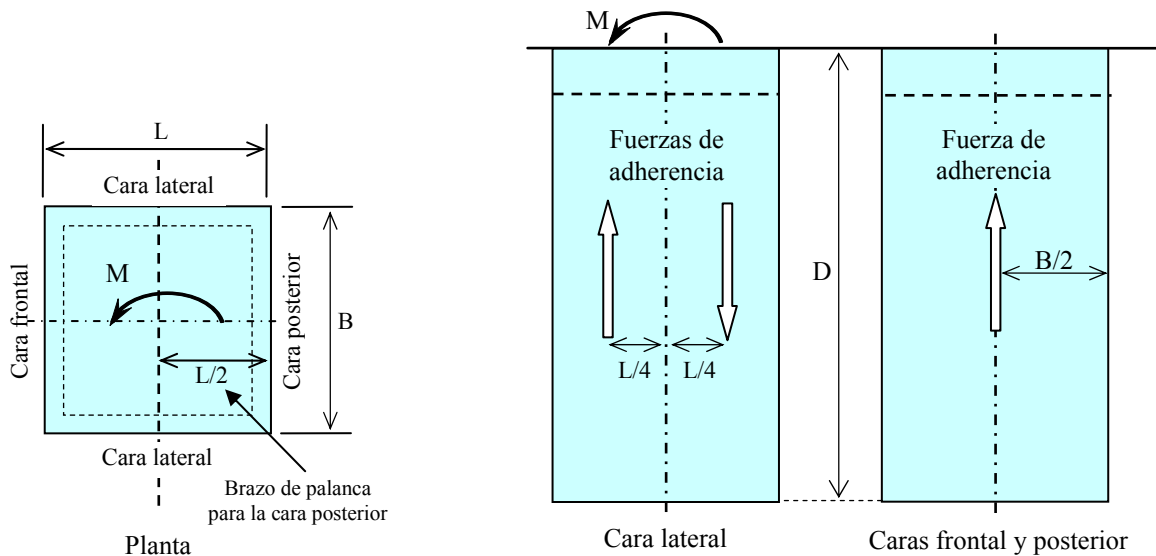


Figura 3.18. Fuerzas generadas por adherencia de las caras externas de los muros de la celda

Como resultado de considerar la ecuación 3.30, los planos de cargas normalizadas del lado derecho de la figura 3.16 se mantienen, más no así las gráficas de la columna del lado izquierdo, donde las ordenadas (M) aumentan su magnitud por el correspondiente a la ecuación 3.30.

3.4.3. Plano de cargas H-M, para V constante, carga sísmica

Desde el punto de vista de la ingeniería práctica, la combinación de cargas por momento (M), horizontal (H) y vertical; que más interesa es la debida a sismo, donde las direcciones del momento y del cortante basal (H) son las mismas. En el presente inciso se considera un caso específico de combinación de cargas para definir con precisión el método de análisis simplificado. La combinación de cargas seleccionada corresponde al caso de eventos sísmicos, donde el cortante basal y el momento de volteo tienen la misma dirección, además de que la estructura soporta carga vertical a compresión. La combinación de cargas estudiada presenta las siguientes

relaciones: La carga vertical es $0.37V_{ult}$, la cual se mantiene constante hasta llegar a la falla por momento de volteo, esta relación implica un Factor de Seguridad, $FS = 1/0.37 = 2.7$; además, esta relación no considera la variación de la presión vertical al nivel de desplante de los muros generada por momento. La relación entre el cortante basal y el momento de volteo ($H/M = 0.103 \text{ m}^{-1}$) se mantiene constante hasta llegar a la falla por volteo. Para reducir variables de análisis, se considera que el cortante basal produce momento actuante con respecto al eje de rotación que pasa por el punto k de la figura 3.19, por lo que las variables a analizar son el momento y la carga vertical. La carga vertical o capacidad de carga última (q_{ult}) se calculó como se indica en el capítulo 2.9.

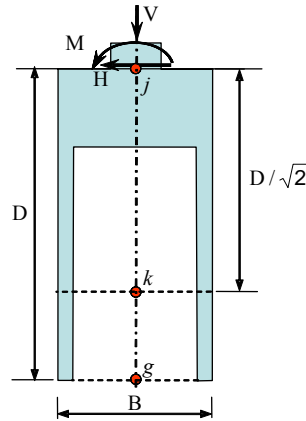
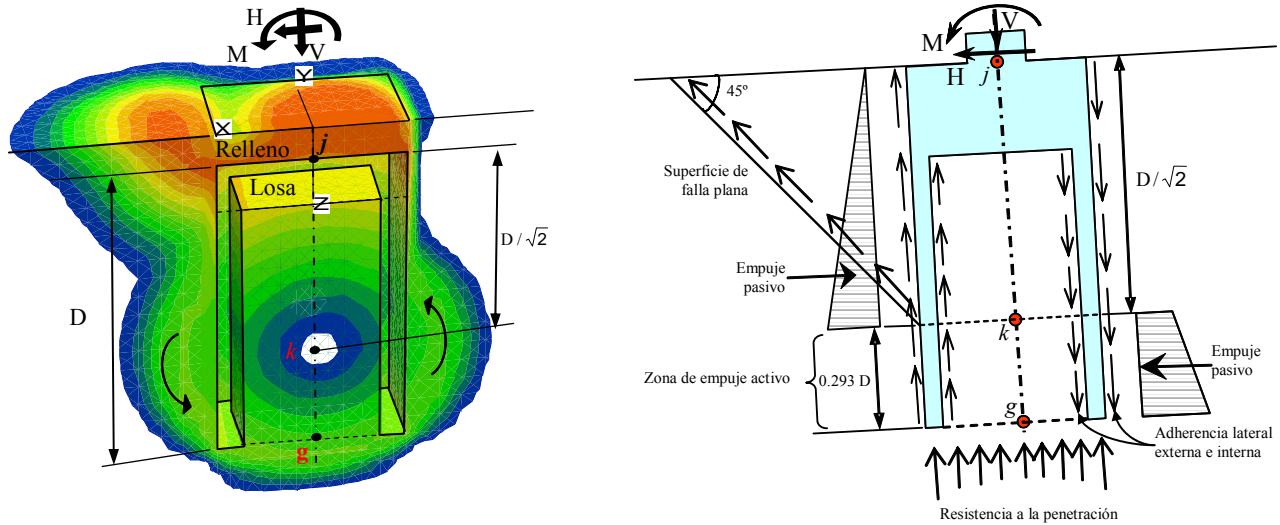


Figura 3.19. Combinación específica de cargas y otras variables a analizar

El mecanismo de falla plástica calculado numéricamente para la combinación de cargas considerada, se muestra en la figura 3.20-a, se observa que en el suelo ubicado al frente de la celda con respecto a la dirección del movimiento generado por el momento y el cortante basal, se produce una superficie de falla plana cuyo origen está al tercio bajo del muro. La estructura de la celda al girar y moverse horizontalmente produce empuje sobre el suelo ubicado en la parte frontal-superficial adyacente a la celda y en el suelo ubicado en la parte baja posterior a la dirección del movimiento superficial. Con base en lo anterior, al sumar ambos empujes el resultado es que la celda empuja sobre todo el suelo vecino desde la superficie hasta la punta de los muros. Además, en las caras externas frontal y posterior de la celda se desarrolla adherencia, al igual que en las caras laterales. En la cara externa posterior se produce relajación de esfuerzos geo-estático pero no separación del muro posterior con respecto al suelo vecino, debido al giro de la celda. Al desplante de los muros se observa un mecanismo de falla plástica similar al que se desarrolla por momento, figura 3.15, generado por la compresión del muro frontal y la extensión del muro posterior.

La definición del punto k de las figuras 3.19 y 3.20 se realizó con base en los resultados de un análisis paramétrico que considera diferentes estratigrafías y la variación del eje de rotación entre los puntos j y g que se muestran en las mismas figuras. Estos resultados se resumen en la figura 3.21, donde se observa que el momento mínimo debido a la resistencia por empuje pasivo (M_{rEp} mínimo) se produce a la profundidad $z = D/\sqrt{2} = 0.707 D$.



a) Mecanismo de falla obtenido del análisis numérico, vista de la mitad del modelo

b) Mecanismo de falla simplificado

Figura 3.20. Mecanismo de falla plástica de una celda de sección cuadrada sujeta a una combinación específica de cargas (V, H, M)

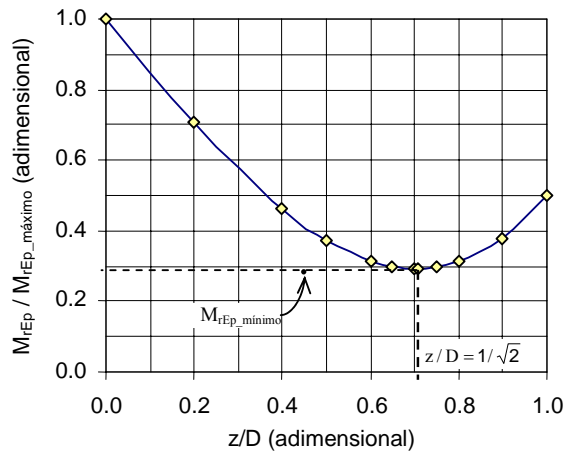


Figura 3.21. Momento resistente mínimo generado por empuje pasivo

El método de análisis simplificado que se propone considera que la fuerza vertical es de compresión (V), que la fuerza horizontal (H) y el momento de volteo (M) tienen la misma dirección, que la sección en planta de la celda (sin la losa tapa) se mantiene constante en profundidad y la siguiente relación para el cálculo del momento último resistente al volteo de la celda cimentación (M_{RU}):

$$M_{RU} = M_{RP} + M_{RAE} + M_{RAA} + M_{RFF} + M_{REp} - M_{Ea} \quad (3.31)$$

Donde:

M_{RP} = Momento resistente a la penetración de la punta de la celda, combina las capacidades de la losa de cimentación y de la punta del muro perimetral

M_{RAE} = Momento resistente generado por la adherencia del suelo a las caras externas de los muros perimetrales

M_{RAA} = Momento resistente generado por la adherencia del suelo a las caras internas de los muros perimetrales

M_{RFF} = Momento generado por la resistencia al corte en la superficie de falla plana frontal, de acuerdo con la dirección del cortante basal (H)

M_{Ea} = Momento generado por el empuje activo del suelo vecino a la celda, el cálculo del empuje activo considera el aporte de la resistencia al corte no-drenada

M_{REP} = Momento resistente generado por el empuje pasivo del suelo vecino a la celda, cabe aclarar que en el cálculo del empuje pasivo no se considera el aporte de la resistencia al corte no-drenada, esta última se considera en la superficie de falla ubicada al frente del movimiento de la celda

De acuerdo con el mecanismo de falla simplificado para una dirección de carga, figura 3.20-a, la celda de cimentación gira con respecto al eje de rotación que pasa por el punto k . Además, en el mecanismo simplificado de la figura 3.20-b no se considera la resistencia del suelo ubicado alrededor de las esquinas de la celda, consideración cargada del lado de la seguridad. A continuación se describen cada uno de los sumandos de la ecuación 3.31.

El momento resistente por penetración de la celda (M_{RP}) se calcula con la ecuación 3.27, considera el efecto combinado de la penetración de los muros perimetrales, la rigidez infinita de la losa y la deformación del suelo confinado por los muros de la celda. Cuando en un problema práctico la resistencia al corte no-drenada varíe con la profundidad, la resistencia al corte ($c=c_p$) se determina ponderando los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de arcilla, en el intervalo que va desde el desplante de los muros hasta una profundidad adicional de $0.7B$.

Por otro lado, de acuerdo con la figura 3.18 donde se presenta el esquema de adherencia lateral de los muros de la celda para una dirección del momento; además, considerar que el muro posterior aporta la misma resistencia que el muro frontal, el momento resistente por adherencia lateral externa (M_{RAE}) de los muros perimetrales se calcula para celdas rectangulares con:

$$M_{RAE} = \alpha_p c_1 D (BL + \frac{L^2}{2}) \quad (3.32)$$

Donde: α_p = factor que considera el comportamiento de la interfaz muro-suelo, depende del procedimiento y calidad de la instalación del muro perimetral y del tipo de suelo, para contacto concreto-suelo, varía de 0.6 a 1.0 y para arcilla de la ciudad de México es común utilizar 0.7; c_1 = resistencia al corte no-drenada promedio, se calcula al ponderar los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de suelo que confinan a la celda de cimentación, la resistencia al corte se determina de ensayos triaxiales no drenados, en caso de haber estratos de suelo y D = longitud en profundidad de los muros perimetrales en la parte externa de la celda.

Asimismo, el momento resistente por adherencia lateral interna (M_{RAA}) de los muros perimetrales, se calcula con:

$$M_{RAA} = F_{AI} \alpha_p c_2 D_a \left[(L - 2s_m)(B - 2s_m) + \frac{(L - 2s_m)^2}{2} \right] \quad (3.33)$$

Donde: c_2 = resistencia al corte no-drenada promedio, se calcula al ponderar los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de suelo ubicado dentro de la celda de cimentación, D_a = longitud en profundidad de los muros perimetrales en la parte interna de la celda, s_m = espesor de los muros y F_{AI} = factor por adherencia interna que depende de la separación de los muros, de la profundidad de desplante y de la deformación del suelo confinado por los muros de la celda. En la definición de los espesores se debe tener en consideración el espesor de la losa tapa.

El factor F_{aa} de las celdas de cimentación se calculó con base en los análisis numéricos, para más detalles ver el capítulo 2.7. En resumen, este factor depende de la deformación que se produce en el suelo confinado por los muros perimetrales de la celda. Esta deformación es pequeña en comparación con la deformación del suelo vecino a la celda, por lo tanto este factor es menor a la unidad. En condiciones de suelo homogéneo y para celdas cuadradas con ancho que varía entre 3 y 6 m, este factor se calcula con:

$$F_{A1} = 0.26 (D/B)^{-0.18} \quad (3.34)$$

Que es válido para $0.15 \leq D/B \leq 2$. Además, para $B > 10$ m y $D/B \leq 2.0$ el factor F_{aa} es constante e igual a 0.35.

El momento resistente generado por la falla plana frontal (M_{RFF}), el frente se define de acuerdo con la dirección del cortante basal, se calcula con:

$$M_{RFF} = c_f DL(0.354B) \quad (3.35)$$

Donde: c_f = resistencia al corte no-drenada promedio a lo largo de la superficie plana de falla, se calcula al ponderar los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de arcilla ubicados desde la superficie hasta $0.707 D$, figura 3.20-b.

Al considerar el momento resistente generado por la falla plana frontal, el empuje pasivo sólo depende de los esfuerzos horizontales. De acuerdo con la figura 3.22, el momento resistente generado por el empuje pasivo (M_{REp}) del suelo vecino a la celda, se calcula con:

$$M_{REp} = L \sum_{i=1}^N [(\sigma_{hpsi} z_{1i} + (\sigma_{hphi} - \sigma_{hpsi}) z_{2i}) D_{ei}] \quad (3.36)$$

Donde: σ_{hpsi} y σ_{hphi} = esfuerzos horizontales pasivos en la parte superior e inferior del estrato i , respectivamente, se calculan como $\sigma_{hp} = \sigma'_v K_p + u$; z_{1i} = brazo de palanca medido de la mitad del estrato i con respecto al eje de rotación que pasa por el punto k ; z_{2i} = brazo de palanca medido del tercio bajo del estrato i con respecto al eje que pasa por el punto k y D_{ei} = espesor del estrato i . De esta forma el cálculo del empuje pasivo no considera efecto de resistencia al corte que es considerado en la cuña plana frontal y no se duplican resistencias.

De manera similar y al considerar un esquema reflejo al diagrama de esfuerzos horizontales pasivo, el momento generado por el empuje activo (M_{Ea}) del suelo vecino a la celda se calcula con:

$$M_{Ea} = L \sum_{i=1}^N [(\sigma_{hasi} z_{1i} + (\sigma_{haf} - \sigma_{hasi}) z_{2i}) D_{ei}] \quad (3.37)$$

Donde: σ_{hasi} y σ_{haf} = esfuerzos horizontales activos en la parte superior e inferior del estrato i , respectivamente, se calculan como $\sigma_{ha} = \sigma'_v K_a + u - 2c\sqrt{K_a}$. Si el empuje activo es negativo por efecto de la resistencia al corte, se recomienda considerar nulo su valor. Implícitamente el cálculo de los esfuerzos pasivos y activos requieren del cálculo de sus coeficientes de empuje de tierras (K_p y K_a) en cada estrato de suelo. Debido a las incertidumbres en el cálculo del K_p , se recomienda que los valores calculados con $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ se reduzcan

al 80 %. Además, se recomienda que el coeficiente activo calculado con $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ no se reduzca. En estas relaciones ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

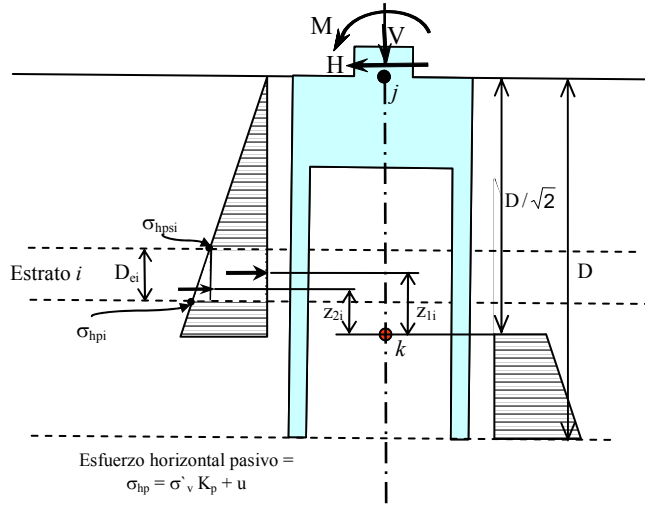


Figura 3.22. Esquema para el cálculo del momento generado por empuje pasivo

Por cuestiones de simplicidad de cálculo, sin ocasionar errores significativos, se recomienda omitir el sumando correspondiente a la resistencia por adherencia interna, con lo cual el análisis estará del lado de la seguridad y el cálculo del momento último resistente al volteo de la cimentación (M_{RU}), ecuación 3.31, se reduce a:

$$M_{RU} = M_{RP} + M_{RAE} + M_{RFF} + M_{REp} - M_{Ea} \quad (3.38)$$

3.5. Criterios geotécnicos para el diseño estructural de los elementos de la celda estructurada

En el diseño estructural de los muros perimetrales, se debe considerar que los esfuerzos horizontales totales pasivos actuantes durante acción transitoria, ver la figura 3.20-b, están aplicados en la cara externa de los mismos y que en la cara interior del muro se aplica simultáneamente el diagrama de esfuerzos horizontales totales activos. Asimismo, en el cálculo del diagrama de empujes pasivos no debe estar reducido el coeficiente correspondiente, K_p . Además, se deben considerar restringidos los desplazamientos (en dirección del empuje) donde existan muros transversales, losa tapa o trabes de liga.

En cuanto al diseño estructural de losa se debe diseñar para distribuir las cargas puntuales y revisar por punzonamiento (corte) y por flexión.

Sin duda, en el diseño estructural de la celda de cimentación servirán de guía los lineamientos indicados en las NTC-DCC (2004) y en las NTC-DCEC (2004).

3.6. Referencias y bibliografía

3.6.1. Referencias

- Bransby, M. F. y Randolph, M. F. (1998). *Combined loading of skirted foundations*. Geotechnique 48, No. 5, 637–655.
- Butterfield, R. y Gottardi, G. (1994). *A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand*. Geotechnique 44, No.1, 181–184.
- Butterfield, R., Houlsby, G. T. y Gottardi, G. (1997). *Standardized sign conventions and notation for generally loaded foundations*. Geotechnique 47, No. 5, 1051–1054.
- Butterfield, R. y Ticoft, J. (1979). *Design parameters for granular soils (discussion contribution)*. Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Brighton 4, 259–261.
- Cox, A. D, Eason, G. y Hopkins, H. G. (1961). *Axially symmetric plastic deformation in soils*. Proc. R. Soc. London Ser. A 254, 1–45.
- Gourvenec, S., (2007). *Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading*. Geotechnique 57, No. 8, 637–646.
- Gourvenec, S. (2004). *Bearing capacity under combined loading: a study of the effect of shear strength heterogeneity*. Proc. 9th Australia New Zealand Conf. on Geomechanics, Auckland, 527–533.
- Gourvenec, S. (2002). *Combined Loading of Skirted Foundations*. Proc. 5th ANZ YGPC Rotorua, New Zealand, 13-16 March. Ed. Davies *et al*, p 105-110.
- Gourvenec, S. y Randolph, M. F. (2003). *Effect of strength nonhomogeneity on the shape and failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay*. Geotechnique 53, No. 6, 575–586.
- Green, A. P. (1954). *The plastic yielding of metal junctions due to combined shear and pressure*. J. Mech. Phys. Solids 2, No. 3, 197–211.
- Levin, E. (1955). *Indentation pressure of a smooth circular punch*. Q. Appl. Math. 13, No. 2, 133–137.
- Martin, C. M. y Houlsby, G. T. (2001). *Combined loading of spudcan foundations on clay: numerical modelling*. Geotechnique 51, No. 8, 687–699.
- Meyerhof, G. G. (1953). *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Zurich, 1, 440–445.
- Murff, J. D. y Hamilton, J. M. (1993). *P-ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles*. J. Geotech. Engng Div. ASCE, 119, No. 1, 91–107.
- Nova, R. y Montrasio, L. (1991). *Settlements of shallow foundations on sand*. Geotechnique 41, No. 2, 243–256.
- Randolph, M. F. y Puzrin, A. M. (2003). *Upper bound limit analysis of circular foundations on clay under general loading*. Geotechnique 53, No. 9, 785–796.
- Roscoe, K. H. y Schofield, A. N. (1957). *The stability of short pier foundations in sand: Discussion*. Br. Weld. J., January, 12–18.
- Skempton, A. W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proceedings of the Building and Research Congress, London, Vol. 1, pp. 180–189.
- Taiebat, H. A. y Carter, J. P. (2003). *Contact between soil and circular foundations under eccentric loading*. Proc. 2nd MIT Conf. Computational Fluid and Solid Mechanics, Mass., 674–677.
- Taiebat, H. A. y Carter, J. P. (2002). *A failure surface for the bearing capacity of circular footings on saturated clays*. Proc. 8th Int. Symp. Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VIII, Rome, 457–462.
- Taiebat, H. A. y Carter, J. P. (2000). *Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading*. Geotechnique 50, No. 4, 409–418.
- Terzaghi, K., (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, NY., 510 pp.
- Ukritchon, B., Whittle, A. J. y Sloan, S. W. (1998). *Undrained limit analysis for combined loading of strip footings on clay*. J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE 124, No. 3, 265–276.

3.6.2. Bibliografía

- Bransby, M.F. (1996) *Difference between load-transfer relationships for laterally loaded pile groups: active p-y or passive p-δ*. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 122. No 12. pp. 1015-8. December.
- Bransby, M.F. y Randolph, M.F. (1998) *Combined loading of skirted foundations*. Geotechnique 48, No. 5, 637-655.

- Bransby, M.F. y Randolph, M.F. (1999) *The effect of embedment depth on the undrained response of skirted foundations to combined loading*. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 39 (4):19-33, Aug.
- Bransby, M.F. y Randolph, M.F. (1999) *The effect of skirted foundation shape on response to combined V-M-H loadings*. Int. Journ. of Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Vol. 9, No. 3, pp.214-218, September 1999.
- Bransby, M. F. y Yun, G. J. (2009) *The undrained capacity of skirted strip foundations under combined loading*. Geotechnique 59, No. 2, 115–125.
- Chen, W. F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier, 638 p.
- Chen, W. F. & Liu, W. F., (1990). *Limit analysis in soil mechanics*. Elsevier, 477 pp.
- Davis, R. O. & Selvadurai A. P. S., (2002). *Plasticity and geomechanics*. Cambridge University Press. pp. 109-151.
- Drucker, D. C., and Prager, W., (1952). *Soils mechanics and plastic analysis or limit design*. Quarterly Journal of applied mathematics, Vol. 10, July, pp 157-165.
- Gourvenec, S. (2004). *Bearing capacity under combined loading - a study of the effect of shear strength heterogeneity*. 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Auckland, New Zealand, 8-11 February.
- Gourvenec, S. (2007). *Numerical analysis of a skirted foundation under tensile load*. Proc. 10th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Brisbane, Australia.
- Gourvenec, S. Acosta-Martinez, H. E. y Randolph, M. F. *Experimental study of uplift resistance of shallow skirted foundations in clay under concentric transient and sustained loading*. (Submitted June 2007)
- Gourvenec, S. y O'Loughlin, C. D. (2006). *Drum centrifuge tests of shallow skirted foundations on soft clay*. Physical Modelling in Geotechnics – 6th ICPMG '06 – Ng, Zhang & Wang (eds), Taylor & Francis Group, London.
- Gourvenec, S. y Randolph, M.F. (2007). (Submitted July 07) *Consolidation beneath skirted foundations due to sustained loading*.
- Gourvenec, S. y Randolph, M. F. (2002). *Effect of strength non-homogeneity on the bearing capacity of circular skirted foundations subjected to combined loading*. Proc. 11th ISOPE, Kyushu, Japan, 26-31 May. p 693-698.
- Gourvenec, S. y Randolph, M. F. (2002). *Three-dimensional finite element analysis of combined loading of skirted foundations on non-homogeneous clay*. Numerical Models in Geomechanics - NUMOG VIII, Rome, Italy, 10-12 April 2002. Pande & Pietruszczak (Eds.) ISBN 90 5809 359 X. Balkema, p 439-444..
- Gourvenec, S. Randolph, M.F. y Kingsnorth, O. (2006) *Undrained bearing capacity of square and rectangular footings*. International Journal of Geomechanics. May/June, Vol. 6, No. 3, pp 147-157.
- HKS (2002). *ABAQUS Users' Manual*, Version 6.1. Hibbit, Karlsson and Sorensen, Inc.
- Naylor, D. J. & Pande, G. N. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*. Pineridge Press, Swansea, 245 pp.
- O'Neill, M.P., Bransby, M.F. y Randolph, M.F. (2003) *Drag Anchor Fluke-Soil Interaction in Clays*, Canadian Geotechnical Journal, Volume 40, Number 1, pp. 78-94. February.
- Potts, D. M. & Zdravkovic, L., (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering. Theory*. Thomas Telford, 440 pp.
- Salgado, R., Lyamin, A. V., Sloan, S. W. y Yu, H. S. (2004) *Two and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay*. Geotechnique 54, No. 5, 297–306.
- Santos Da Silva, L., (2003). *Análise limite de problemas geotécnicos com elementos finitos mistos e híbridos*. Tesis doctoral, Brasilia, Brasil, Junio, 127 p.
- Supachawarote C., Randolph, M. F. y Gourvenec, S. (2004). *Inclined Pull-out Capacity of Suction Caissons*. Proceedings of the Fourteenth International Offshore and Polar Engineering Conference, International Society of Offshore and Polar Engineers, Toulon, France, May 23 –28.
- Tan, F. S. (1990). *Centrifuge and theoretical modelling of conical footings on sand*. PhD thesis, Cambridge University, UK.
- Yun. G. y Bransby, M.F. (2007) *The horizontal-moment capacity of embedded foundations in undrained soil*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 44.

CAPÍTULO 4

EJEMPLO DE APLICACIÓN

En este capítulo se describen los trabajos y resultados que sirvieron de base para definir la capacidad ante carga vertical estática y ante momento de volteo sísmico de una celda de cimentación que funciona como apoyo de una estructura vial elevada, caso práctico-hipotético. Asimismo se calculan los asentamientos mediatos y diferidos en el suelo vecino a la celda.

4.1. Planteamiento del problema

Para las condiciones típicas de la zona de lago de la ciudad de México se definen la estratigrafía y los parámetros de resistencia y de deformación de los suelos para corto y largo plazos. Los parámetros para la condición de corto plazo, donde implícitamente se considera que no hay disipación de presión de poro, servirán para el cálculo de capacidad de carga y de asentamientos mediatos; y las obtenidas para largo plazo se utilizarán para el cálculo de asentamientos generados por consolidación debida a carga superficial y por abatimiento piezométrico profundo definido convencionalmente como consolidación regional o subsidencia.

La base del apoyo vial es de forma cuadrada en planta de $6.5 \times 6.5 \text{ m}^2$ y las cargas sobre el apoyo se presentan en la figura 4.1, las cuales se dividen en carga vertical y dos momentos pseudo-estáticos generados por acción sísmica en las direcciones transversal y longitudinal a la vía.

Los alcances del presente ejemplo de aplicación comprenden: El cálculo mediante métodos simplificados y numéricos de la capacidad de carga para las condiciones estática y pseudo-estática, además se calcula mediante

método numérico los asentamientos mediatos por carga sostenida y por momento de volteo, y con el mismo modelo numérico se calculan los asentamientos diferidos por carga sostenida superficial y por abatimiento piezométrico profundo.

4.2. Cargas de la estructura

La tabla 4.1 muestra las cargas transversal y longitudinal a la vía que actúan sobre la cimentación, se aclara que la carga de trabajo es igual a la carga muerta más la carga viva y que los momentos se calcularon por acción sísmica, esto último no se describe en el presente documento por no ser parte de los alcances de la investigación; se puntualiza que los momentos aplicados son similares a los de un caso real. La figura 4.1 muestra el esquema de la aplicación de las cargas.

Tabla 4.1. Cargas para el diseño geotécnico de la cimentación

Tipo de análisis	Carga de trabajo, V (t)	Dirección de la carga			
		Transversal		Longitudinal	
		Cortante basal, H (t)	Momento, M (t-m)	Cortante basal, H (t)	Momento, M (t-m)
Transversal	915.0	296.0	2720.0	315.0	2290.0
Longitudinal	915.0	296.0	1866.0	315.0	2749.0

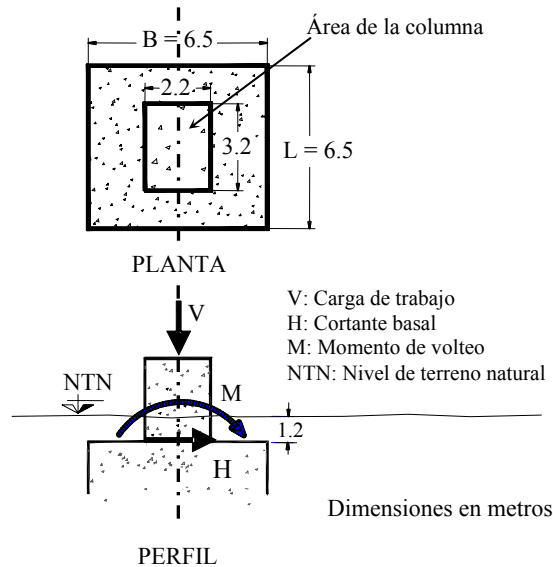


Figura 4.1. Planta de la cimentación en estudio y esquema de aplicación de las cargas

4.3. Estratigrafía y parámetros de resistencia y de deformación de los suelos

El apoyo se ubica en la esquina de Avenida 11 y Calle Monzón, delegación Iztapalapa y las condiciones geotécnicas del sitio corresponden a las típicas de la zona de lago de acuerdo con las definiciones que indican las NTC-DCC (GDF, 2004), la descripción general de cada uno de los estratos se muestra en la tabla 4.2. En el sitio se reporta hundimiento regional de 2 cm/año.

Para realizar el análisis geotécnico y de acuerdo con la exploración geotécnica de campo y con las pruebas del laboratorio de mecánica de suelos (Romo *et. al*, 2010), los estratos generales se sub-dividieron como se muestra en la tabla 4.3, donde además se muestran los parámetros de deformación elástica para las condiciones estáticas y dinámicas. Asimismo, la tabla 4.4 muestra los parámetros de resistencia para las condiciones de esfuerzos totales (corto plazo) y esfuerzos efectivos (largo plazo). La tabla 4.5 muestra para los estratos de arcilla, los parámetros de compresibilidad volumétrica obtenidos de ensayos de consolidación unidimensional.

Tabla 4.2. Secuencia estratigráfica general en el sitio del apoyo

Profundidad (m) de: a:		Descripción
0.0	6.0	Relleno o capa superficial (CS) desecada, formada por limo arenoso de color café de consistencia blanda a dura.
6.0	25.0	Formación arcillosa, constituida por arcilla de consistencia blanda a media (CH), de color gris oscuro. Presenta intercalaciones de lentes de arena (S) de compacidad media a densa y de limo arenoso (SM) de consistencia media.
25.0	34.0	Capa dura integrada por sub-capas de limo arenoso con poco de arcilla, de color gris con tonalidad verdosa, de consistencia media, con intercalación de arcilla de consistencia blanda; y sub-capas de arena limosa con gravillas y con poco de arcilla, de color gris con tonalidad verdosa, de compacidad densa.
34.0	40.0*	Roca basáltica (Bs) vesicular muy fracturada de color gris, de calidad media.

* Máxima profundidad de exploración

Tabla 4.3. Parámetros de deformación para condiciones estáticas y dinámicas

Sub-estratos	Profundidad De a (m)		Relación de Poisson, ν (---)	Condiciones estáticas		Condiciones dinámicas		
				Módulo elástico, E (kg/cm ²)	Módulo de rigidez al corte, ¹ G (kg/cm ²)	Módulo de rigidez al corte, G (máximo) (kg/cm ²)	Módulo de rigidez al corte, G (0.001%) * (kg/cm ²)	Módulo elástico, ² E (kg/cm ²)
A - CS	0.00	6.00	0.30	407.62 &	156.78 &	---	---	407.63 &
B - CH	6.00	8.00	0.49	38.80 ^p	13.02 ^p	120.00 ^p	100.00 ^p	298.00 ^p
C - S	8.00	9.00	0.30	86.54 ⁺	33.28 ⁺	85.20 ^f	---	221.52 ^f
D - CH	9.00	10.00	0.49	36.00 ^p	12.08 ^p	52.39 ^p	41.59 ^p	123.94 ^p
E - S	10.00	11.00	0.30	86.54 ⁺	33.28 ⁺	45.07 ^f	---	117.18 ^f
F - CH	11.00	15.50	0.49	62.33 ^p	20.92 ^p	81.58 ^p	73.20 ^p	218.14 ^p
G - CH	15.50	17.50	0.49	57.69 ⁺	19.36 ⁺	90.19 ^f	---	268.77 ^f
H - CH	17.50	20.50	0.49	90.00 ^p	30.20 ^p	66.85 ^f	---	199.21 ^f
I - CH	20.50	23.00	0.49	51.54 ⁺	17.30 ⁺	68.52 ^f	---	204.19 ^f
J - CH	23.00	24.00	0.49	76.92 ⁺	25.81 ⁺	212.06 ^f	---	631.94 ^f
K - CH	24.00	25.00	0.49	113.58 ^p	38.11 ^p	67.94 ^f	---	202.46 ^f
L - SM	25.00	27.00	0.30	268.10 &	103.12 &	---	---	268.11 &
M - SM	27.00	29.00	0.30	96.52 &	37.12 &	---	---	96.51 &
N - SM	29.00	32.50	0.30	160.86 &	61.87 &	---	---	160.86 &
O - SM	32.50	34.00	0.30	241.29 &	92.80 &	---	---	241.28 &

Para ambas condiciones estáticas y dinámicas, la relación de Poisson se propuso

⁺ indica que los valores se determinaron a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico (q_c)

& indica que los valores se determinaron a partir del número de golpes de prueba de penetración estándar corregida (N_{cor})

^f indica que los valores se determinaron a partir de la velocidad de onda de corte (V_s) obtenida de pruebas de campo

^p indica que los valores se determinaron a partir de pruebas de laboratorio: triaxiales CU, columna resonante y triaxial cíclica

* Módulo de rigidez al corte a una deformación angular igual a 0.001 %, $^1G = E / (2(1 + \nu))$ y $^2E = 2G(1 + \nu)$

Tabla 4.4. Parámetros de resistencia de los estratos de suelo

Estrato	Profundidad De a		Peso volumétrico, γ_m	Condiciones no-drenadas, corto plazo			Condiciones drenadas, largo plazo	
				Cohesión, c	Ángulo de fricción interna, ϕ	Resistencia al corte, * Su	Cohesión, c'	Ángulo de fricción interna, ϕ'
	(m)			(t/m^3)	(kg/cm^2)	(grados)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)
A - CS	0.00	6.00	1.53 †	0.30 &	30.0 &	0.49	---	---
B - CH	6.00	8.00	1.17 ^p	0.20 ^p	13.0 ^p	---	0.15 ^p	31.1 ^p
C - S	8.00	9.00	1.40 †	0.58 ⁺	---	---	---	---
D - CH	9.00	10.00	1.28 ^p	0.20 ^p	10.2 ^p	---	0.18 ^p	30.5 ^p
E - S	10.00	11.00	1.40 †	0.58 ⁺	---	---	---	---
F - CH	11.00	15.50	1.32 ^p	0.37 ^p	14.2 ^p	---	0.21 ^p	34.4 ^p
G - CH	15.50	17.50	1.30 †	0.58 ⁺	---	---	0.10 ^f	25.0 ^f
H - CH	17.50	20.50	1.32 ^p	0.75 ^p	19.1 ^p	---	0.40 ^p	46.4 ^p
I - CH	20.50	23.00	1.30 †	0.52 ⁺	---	---	0.10 ^f	25.0 ^f
J - CH	23.00	24.00	1.30 †	0.77 ⁺	---	---	0.10 ^f	25.0 ^f
K - CH	24.00	25.00	1.30 †	0.25 ^p	20.4 ^p	---	0.12 ^p	38.7 ^p
L - SM	25.00	27.00	1.50 †	---	39.8 &	0.93	---	---
M - SM	27.00	29.00	1.50 †	---	31.8 &	0.75	---	---
N - SM	29.00	32.50	1.50 †	---	34.4 &	0.90	---	---
O - SM	32.50	34.00	1.50 †	---	37.2 &	1.13	---	---

† indica que los valores se determinaron a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico (q_c)

& indica que los valores se determinaron a partir del número de golpes de prueba de penetración estándar corregida (Ncor)

^f indica que los valores se propusieron y corresponden a valores mínimos obtenidos en pruebas de laboratorio en suelos semejantes

^p indica que los valores se determinaron a partir de pruebas triaxiales CU

* Su es la resistencia al esfuerzo cortante calculado considerando el criterio de falla Mohr-Coulomb

† Valores estimados

Tabla 4.5. Propiedades del suelo compresible de cimentación para calcular asentamientos diferidos

Estrato	Profundidad De a		Módulo de compresibilidad volumétrica, m_v	Módulo elástico eodométrico, E_{eod}	Relación de Poisson, ν	Módulo elástico efectivo, E
	(m)					
B - CH	6.00	8.00	0.162	6.17	0.3	4.59
D - CH	9.00	10.00	0.105	9.52	0.3	7.07
F - CH	11.00	15.50	0.049	20.41	0.3	15.16
G - CH	15.50	17.50	0.048	20.83	0.3	15.48
H - CH	17.50	20.50	0.059 *	16.95	0.3	12.59
I - CH	20.50	23.00	0.055	18.18	0.3	13.51
J - CH	23.00	24.00	0.043	23.26	0.3	17.28
K - CH	24.00	25.00	0.048 *	20.83	0.3	15.48

* Estos valores se obtuvieron mediante correlaciones a partir de q_c . $E_{eod} = 1/m_v$ y $E = (1+\nu)(1-2\nu)/(m_v(1-\nu))$

4.4. Descripción de la cimentación propuesta

Como restricción del proyecto, el área en planta de la cimentación es de 6.5x6.5 m² y se aplican los límites permisibles de deformación de corto y largo plazos para una estructura aislada como lo indican las NTC-DCC (2004).

La celda estructurada de cimentación propuesta está conformada por una losa tapa de 1.7m de espesor y muros perimetrales de 0.6m de espesor desplantados a 15.5m de profundidad. Sobre la losa tapa se encuentra un relleno de 1.2m de espesor. La longitud efectiva de los muros es de 12.6m. La figura 4.2 muestra el esquema de la celda de cimentación.

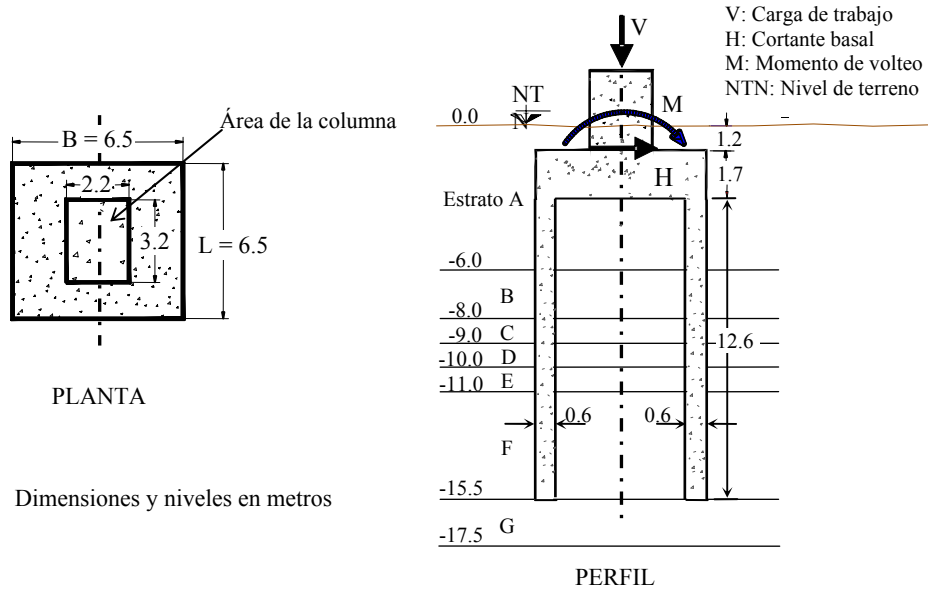


Figura 4.2. Esquema de la celda estructurada de cimentación

La tabla 4.6 muestra el volumen y peso de la cimentación propuesta, además de los pesos y las presiones compensadas por el suelo excavado o sustituido por la estructura de la cimentación.

Tabla 4.6. Volumen y peso de la celda de cimentación

Volumen de la celda (m ³)	Área en planta de la cimentación (m ²)	Peso neto de la celda (t)	Presión neta de la celda (t/m ²)	Peso suelo excavado (t)	Peso de la celda, compensado (t)	Presión ejercida por la celda, compensada (t/m ²)
250.24	42.25	600.58	14.21	352.54	248.04	5.87

4.5. Capacidad de carga

4.5.1. Estática

La capacidad de carga última de la celda de cimentación se calculó de manera analítica con el método propuesto, ver capítulo 2.9. Los parámetros de resistencia y los pesos volumétricos de los estratos de suelo se muestran en la tabla 4.4, los parámetros de resistencia corresponden a las condiciones no-drenadas. Se consideró que la resistencia del estrato A-CS es $S_u = 4.9t/m^2$ y se asocio como cohesión representativa de este estrato, la resistencia S_u tiene implícita la cohesión y el ángulo de fricción interna del estrato A. La capacidad de carga última (q_u) de la celda de cimentación apoyada en suelo cohesivo, se calculó con:

$$q_u = q_p + q_{ae} + q_{ai} + q_0 \quad (2.36-b)$$

Donde:

Capacidad por resistencia a la penetración de la punta de la celda

$$q_p = c_p F_c N_c s_c d_c$$

Capacidad por adherencia lateral de las caras externas de los muros perimetrales

$$q_{ae} = c_1 \alpha_p p D / A_c$$

Capacidad por adherencia lateral de las caras internas de los muros perimetrales

$$q_{ai} = c_2 \alpha_p F_{AI} p_1 D_i / A_c$$

Esfuerzo vertical total en el suelo vecino a la cimentación a la profundidad de desplante (D_f) de la misma

$$q_0 = \gamma D_f$$

Las variables que integran la ecuación 2.36-b fueron descritas en el capítulo 2.9.

La tabla 4.7 muestra el cálculo de la capacidad de carga última (condición estática), de la presión vertical total y el Factor de Seguridad correspondiente. En esta tabla se observa que la cohesión por debajo del desplante de los muros de la celda (c_p) se calculó ponderando las cohesiones por los espesores de los estratos arcillosos G (CH) y H (CH); también se observa en la tabla el cálculo de las ponderaciones de las cohesiones c_1 y c_2 , y el cálculo del esfuerzo vertical. La capacidad de carga última resultó de $97.1t/m^2$, que al compararla con la presión vertical de servicio (q , presión externa más la presión generada por el peso compensado de la cimentación) de $27.5t/m^2$, produce un Factor de Seguridad ($FS=q_u/q=3.53$), que es aceptable.

4.5.2. Seudo-estática

La capacidad de carga de la celda de cimentación ante momento de volteo generado por acción sísmica, se calculó con el método de análisis seudo-estático simplificado propuesto, ver capítulo 3.4.3. Los parámetros de resistencia y los pesos volumétricos de los estratos de suelo se muestran en la tabla 4.4, los parámetros de resistencia corresponden a las condiciones no-drenadas. Se consideró que la resistencia del estrato A-CS es $S_u = 4.9t/m^2$ y se asocio como cohesión representativa de este estrato, la resistencia S_u tiene implícita la cohesión y el ángulo de fricción interna del estrato A. Los coeficientes de empuje activo y pasivo, ambos se calcularon con los parámetros de resistencia (c y ϕ) de cada estrato, en el caso del estrato A: $\phi=0$ grados. El coeficiente de esfuerzo pasivo se redujo conservadoramente y se calculó con $0.8 K_p$. El momento resistente último (M_{RU}) al volteo de la celda de cimentación apoyada e inmersa en suelo cohesivo, se calculó con:

$$M_{RU} = M_{RP} + M_{RAE} + M_{RFF} + M_{REp} - M_{Ea} \quad (3.38)$$

Donde:

Momento resistente a la penetración de la punta de la celda, combina las capacidades de la losa de cimentación y de la punta del muro perimetral

$$M_{RP} = cN_{cM}^* BA_c \quad (3.27)$$

Momento resistente generado por la adherencia del suelo a las caras externas de los muros perimetrales

$$M_{RAE} = \alpha_p c_1 D(BL + \frac{L^2}{2}) \quad (3.32)$$

Momento resistente generado por la superficie de falla plana frontal, el frente se define de acuerdo con la dirección del cortante basal (H)

$$M_{RFF} = c_f DL(0.354B) \quad (3.35)$$

Momento resistente generado por el empuje pasivo del suelo vecino a la celda

$$M_{REp} = L \sum_{i=1}^N [(\sigma_{hpsi} z_{1i} + (\sigma_{hpfi} - \sigma_{hpsi}) z_{2i}) D_{ei}] \quad (3.36)$$

Momento generado por el empuje activo del suelo vecino a la celda

$$M_{Ea} = L \sum_{i=1}^N [(\sigma_{hasi} z_{1i} + (\sigma_{hafsi} - \sigma_{hasi}) z_{2i}) D_{ei}] \quad (3.37)$$

Las variables que integran la ecuación 3.38 fueron descritas en el capítulo 3.4.3.

La tabla 4.8 muestra el cálculo momento resistente último (M_{RU}), del momento actuante o de volteo (M_v) para el tipo de análisis longitudinal y dirección de carga longitudinal (combinación más severa, ver la tabla 4.1) y del Factor de Seguridad correspondiente. En la tabla 4.8 se observa que la cohesión por debajo del desplante de los muros de la celda (c_p) se calculó ponderando las cohesiones por los espesores de los estratos G (CH) y H (CH);

también se observa en la tabla el cálculo de las ponderaciones de las cohesiones c_1 , c_2 y c_f , y que la profundidad del eje de giro (que se calculó como la suma del espesor del relleno superficial de 1.2m más $0.707 \times D = 0.707 \times 14.30 = 10.11$ m), es de 11.31 m. El momento resistente último resultó de $M_{RU} = 11,759$ t-m, que al compararlo con el momento de volteo (M_v , generado por la carga pseudo-estática; es decir, por el momento externo más el momento que genera el cortante basal y su brazo de palanca de 10.11m) de 5,934 t-m, produce un Factor de Seguridad ($FS = M_{RU}/M_v = 1.98$), que es aceptable.

Tabla 4.7. Memoria de cálculo de la capacidad de carga estática (q_u) de la celda estructura de cimentación

Geometría, sin muros intermedios

B = 6.50 m; ancho de la celda	B / L = 1.00 -
L = 6.50 m; largo de la celda	$D_f / B = 2.38$ -
$D_f = 15.50$ m; profundidad de desplante	$N_c = 5.14$ -
$s_R = 1.20$ m; espesor de relleno superficial	$s_c = 1.17$ -
$s_L = 1.70$ m; espesor de losa	$d_c = 1.16$ -
$s_m = 0.60$ m; espesor de muros	$F_{AI} = 0.190$ -
D = 14.30 m; longitud de la celda en profundidad	
$D_i = 12.60$ m; longitud de los muros perimetrales	
p = 26.00 m; perímetro externo de la celda, en planta	
$p_i = 21.20$ m; perímetro interno de la celda, en planta	
$A_c = 42.25$ m ² ; área de la cimentación	
V = 250.24 m ³ ; volumen de la cimentación	
$\alpha_p = 0.70$ -; interfase, contacto suelo-muro	

Solicitaciones externas:

Vertical	V = 915 t	
Horizontal	H = 315 t	(transitoria)
Momento	M = 2,749 t-m	(transitoria)

Ecuación general de capacidad de carga vertical de compresión:

$$q_u = \underbrace{c_p F_c N_c s_c d_c}_{\text{penetración}} + \underbrace{c_1 \alpha_p \frac{pD}{A_c}}_{\text{adherencia externa}} + \underbrace{c_2 \alpha_p F_{AI} \frac{p_i D_i}{A_c}}_{\text{adherencia interna}} + \underbrace{\gamma D_f}_{\text{Sobrecarga del suelo vecino}}$$

Propiedades			
Estrato	c t/m ²	Espesor, e m	γ t/m ³
A-CS	4.90	6.00	1.53
B-CH	2.00	2.00	1.17
C-Lente	5.80	1.00	1.40
D-CH	2.00	1.00	1.28
E-Lente	5.80	1.00	1.40
F-CH	3.70	4.50	1.32
G-CH	5.80	2.00	1.30
H-CH	7.50	3.00	1.32

Ponderación para c_p

Espesor de suelo en penetración:
 $0.7B = 4.55$ m
 $D_f = 15.50$ m
 Prof. de falla = 20.05 m

c t/m ²	e m	c e t/m
5.80	2.00	11.60
7.50	3.00	22.50
Suma	5.00	34.10

Apoyo

$c_p = 6.82$

Ponderación para c_1

c t/m ²	e m	c e t/m	c t/m ²	e m	c e t/m	γ t/m ³	z m	σ_v t/m ²
4.9	4.8	23.52	4.9	3.1	15.19	1.53	6.0	9.18
2.0	2.0	4.00	2.0	2.0	4.00	1.17	8.0	11.52
5.8	1.0	5.80	5.8	1.0	5.80	1.40	9.0	12.92
2.0	1.0	2.00	2.0	1.0	2.00	1.28	10.0	14.20
5.8	1.0	5.80	5.8	1.0	5.80	1.40	11.0	15.60
3.7	4.5	16.65	3.7	4.5	16.65	1.32	15.5	21.54
Suma	14.30	57.77	Suma	12.60	49.44			

$c_1 = 4.0399$

$c_2 = 3.92$

$\sigma_v = 21.54$

Ecuaciones utilizadas:

$s_c = 1.42B^{-0.104}$
 para $2.0 < B$ (m) ≤ 10.0
 $d_c = 1.367 + 0.017 (D_f / B) - 0.044 (D_f / B)^2$
 para $0.50 < D/B \leq 2.0$
 $p = 2 (B+L)$
 $A_c = B L$
 $p_i = 2 [(B - 2 s_m) + (L - 2 s_m)]$
 $F_{AI} = 0.231 (D_f / B)^{0.226}$
 para $0.10 \leq (D/B) \leq 2.0$

Unidad Participación

	(t/m ²)	(t)	(%)
Penetración:	47.4	2003.5	48.8
Adherencia externa:	24.9	1051.4	25.6
Adherencia externa:	3.3	139.3	3.4
Sobrecarga del suelo vecino:	21.5	910.1	22.2
Capacidad de carga última, q_u :	97.1	4104.2	

Calculo del peso compensado de la cimentación:

	Estrato	Vol. m ³	γ_s t/m ³	γ_c t/m ³	W_{cim} t
Losa	A-CS	71.83	1.53	2.40	62.5
Muro	A-CS	43.90	1.53	2.40	38.2
Muro	B-CH	28.32	1.17	2.40	34.8
Muro	C-Lente	14.16	1.40	2.40	14.2
Muro	D-CH	14.16	1.28	2.40	15.9
Muro	E-Lente	14.16	1.40	2.40	14.2
Muro	F-CH	63.72	1.32	2.40	68.8
Suma		250.24			248.5

Cálculo de la presión total:

Peso externo	V = 915.0 t
Peso cimentación	$W_{cim} = 248.5$ t
Peso total	$W_{tot} = 1163.5$ t
Presión total	$q = 27.5$ t/m ²

Cálculo del Factor de Seguridad:

$FS = q_u / q$

FS = 3.53

Relación $q / q_u = 0.28$ -;
 utilizada para los planos de carga combinada

Tabla 4.8. Memoria de cálculo del momento resistente último (M_{RU}) de la celda estructurada de cimentación

Geometría, sin muros intermedios

B = 6.50 m; ancho de la celda	B / L = 1.00 -
L = 6.50 m; largo de la celda	$D_f / B = 2.38$ -
$D_f = 15.50$ m; profundidad de desplante	$F_{AI} = 0.190$ -
$s_R = 1.20$ m; espesor de relleno superficial	$N_{cm} = 0.88$ -
$s_L = 1.70$ m; espesor de losa	
$s_m = 0.60$ m; espesor de muros	
D = 14.30 m; longitud de la celda en profundidad	
$D_i = 12.60$ m; longitud de los muros perimetrales	
p = 26.00 m; perímetro externo de la celda, en planta	
$p_i = 21.20$ m; perímetro interno de la celda, en planta	
$A_c = 42.25$ m ² ; área de la cimentación	
$V_c = 250.2$ m ³ ; Volumen de la cimentación	
$\alpha_p = 0.70$ -; interfase, contacto suelo-muro	

Solicitaciones externas:

Vertical	V = 915 t	
Horizontal	H = 315 t	(transitoria)
Momento	M = 2,749 t-m	(transitoria)

M_{RU} = Momento resistente último

$$M_{RU} = M_{RP} + M_{RAE} + M_{RAA} + M_{RFF} + M_{REP} - M_{Ea}$$

$M_{RP} = c_p N_{cm} B A_c$ Penetración
 $M_{RAE} = \alpha_p c_1 (BL + L^2/2) D$ Adherencia externa
 $M_{RAA} = F_{AI} \alpha_p c_2 D_a [(L-2s_m)(B-2s_m) + (L-2s_m)^2/2]$ Adherencia interna
 $M_{RFF} = c_f D L (0.354 B)$ Falla frontal
 $M_{REP} = L \sum_{i=1}^N [(\sigma_{hps} z_{1i} + (\sigma_{hpf} - \sigma_{hps}) z_{2i}) D_{ci}]$ Empuje pasivo
 $M_{Ea} = L \sum_{i=1}^N [(\sigma_{has} z_{1i} + (\sigma_{haf} - \sigma_{has}) z_{2i}) D_{ci}]$ Empuje activo

Propiedades			
Estrato	c t/m	Espesor, e m	γ t/m
A-CS	4.90	6.00	1.53
B-CH	2.00	2.00	1.17
C-Lente	5.80	1.00	1.40
D-CH	2.00	1.00	1.28
E-Lente	5.80	1.00	1.40
F-CH	3.70	4.50	1.32
G-CH	5.80	2.00	1.30
H-CH	7.50	3.00	1.32

Ponderación para c_p

Espesor de suelo en penetración:
 $0.7B = 4.55$ m
 $D_f = 15.50$ m
 Prof. de falla = 20.05 m

Ponderación para c_1

c t/m	e m	c e t/m	c t/m	e m	c e t/m	c t/m	e m	c e t/m
4.9	4.8	23.52	4.9	3.1	15.19	4.9	6.0	29.40
2.0	2.0	4.00	2.0	2.0	4.00	2.0	2.0	4.00
5.8	1.0	5.80	5.8	1.0	5.80	5.8	1.0	5.80
2.0	1.0	2.00	2.0	1.0	2.00	2.0	1.0	2.00
5.8	1.0	5.80	5.8	1.0	5.80	5.8	1.0	5.80
3.7	4.5	16.65	3.7	4.5	16.65	3.7	0.3	1.15

Ponderación para c_2

c t/m	e m	c e t/m
4.9	3.1	15.19
2.0	2.0	4.00
5.8	1.0	5.80
2.0	1.0	2.00
5.8	1.0	5.80
3.7	4.5	16.65

Ponderación para c_f

c t/m	e m	c e t/m
4.9	6.0	29.40
2.0	2.0	4.00
5.8	1.0	5.80
2.0	1.0	2.00
5.8	1.0	5.80
3.7	0.3	1.15

c t/m	e m	c e t/m
5.80	2.00	11.60
7.50	3.00	22.50

Apoyo

Suma	5.00	34.10
$c_p =$	6.82	

Suma	14.30	57.77
$c_1 =$	4.0399	

Suma	12.60	49.44
$c_2 =$	3.92	

Suma	11.31	48.15
$c_f =$	4.26	

Profundidad del eje de giro y de la falla frontal:

$s_R = 1.20$ m
 $D/\sqrt{2} = 10.11$ m
 Profundidad = **11.31** m

Cálculo de momentos resistentes:

Se considera el aporte de $M_{RAA} = 0$
 $Si = 1$ $No = 0$

	Unidad t-m	Participación (%)
M_{RP}	1,648.2	14.0
M_{RAE}	2,562.8	21.8
M_{RAA}	0.0	0.0
M_{RFF}	910.5	7.7
M_{REP}	7,170.3	61.0
M_{Ea}	532.8	-4.5
M_{RU}	11,759	

Cálculo de empujes pasivo y activo

Estrato	z (m)	ϕ (grados)	c t/m	σ_v (t/m ²)	K_p -	K_a -	σ_p (t/m ²)	σ_a (t/m ²)	z_1 (m)	z_2 (m)	M_{REP} (t-m)	M_{Ea} (t-m)
A-CS	1.20	0	3.0	1.84	0.80	1.00	1.47	-4.16	7.71	6.91	1620.3	581.8
	6.00			9.18	0.80	1.00	7.34	3.18				
B-CH	6.00	0	2.0	9.18	0.80	1.00	7.34	5.18	4.31	3.98	508.5	411.4
	8.00			11.52	0.80	1.00	9.22	7.52				
C-Lente	8.00	0	5.8	11.52	0.80	1.00	9.22	-0.08	2.81	2.64	187.7	22.6
	9.00			12.92	0.80	1.00	10.34	1.32				
D-CH	9.00	0	2.0	12.92	0.80	1.00	10.34	8.92	1.81	1.64	132.7	118.7
	10.00			14.20	0.80	1.00	11.36	10.20				
E-Lente	10.00	0	5.8	14.20	0.80	1.00	11.36	2.60	0.81	0.64	64.6	19.6
	11.00			15.60	0.80	1.00	12.48	4.00				
F-CH	11.00	0	3.7	15.60	0.80	1.00	12.48	8.20	0.16	0.10	4.0	2.7
	11.31			16.01	0.80	1.00	12.81	8.61				
F-CH	11.31	0	3.7	16.01	0.80	1.00	12.81	8.61	2.10	2.79	1067.4	912.0
	15.50			21.54	0.80	1.00	17.23	14.14				
Suma											7,170	533

Esfuerzo vertical, σ_v
 Esfuerzo horizontal pasivo, σ_p
 Esfuerzo horizontal activo, σ_a

Cálculo del momento de volteo:

M = 2,749	t-m
$HD/\sqrt{2} = 3,185$	t-m
$M_v = 5,934$	t-m

Cálculo del Factor de Seguridad:

$FS = M_{RU} / M_v$

FS	1.98
----	------

Cabe señalar que la participación del momento resistente generado por empuje pasivo es del 61.0% del momento resistente último, la figura 4.3 muestra la distribución del esfuerzo horizontal pasivo a lo largo de la celda en profundidad, este empuje considera la reducción al 0.80 de K_p . En esta figura también se observa, para comparar

magnitudes y distribución de esfuerzos, el esfuerzo vertical y el esfuerzo horizontal activo, así como la profundidad del eje de giro.

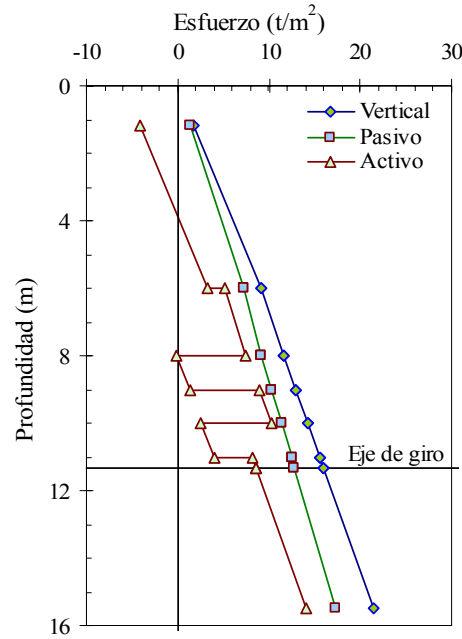


Figura 4.3. Distribución de los esfuerzos vertical, activo y pasivo

Como conclusión preliminar, la celda de cimentación analizada es estable por capacidad de carga estática y pseudo-estática.

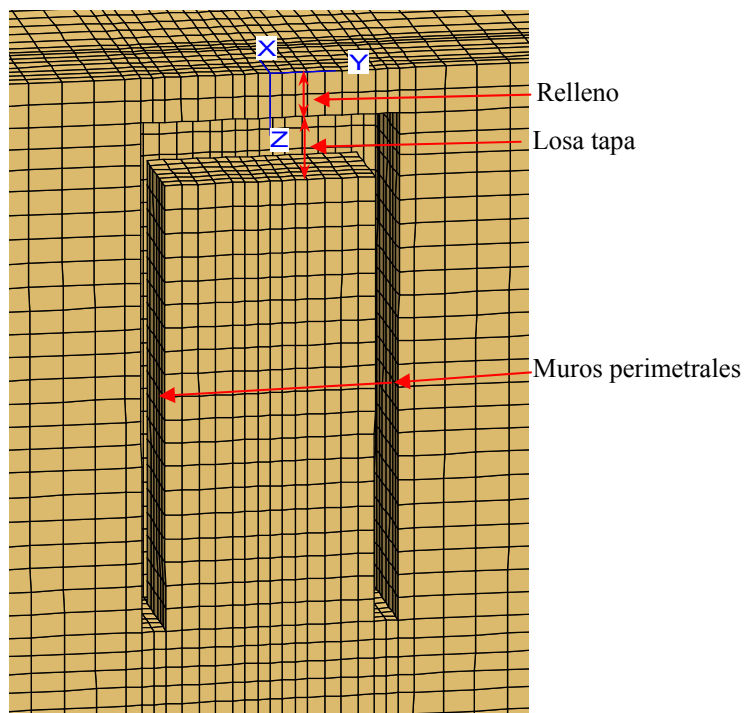
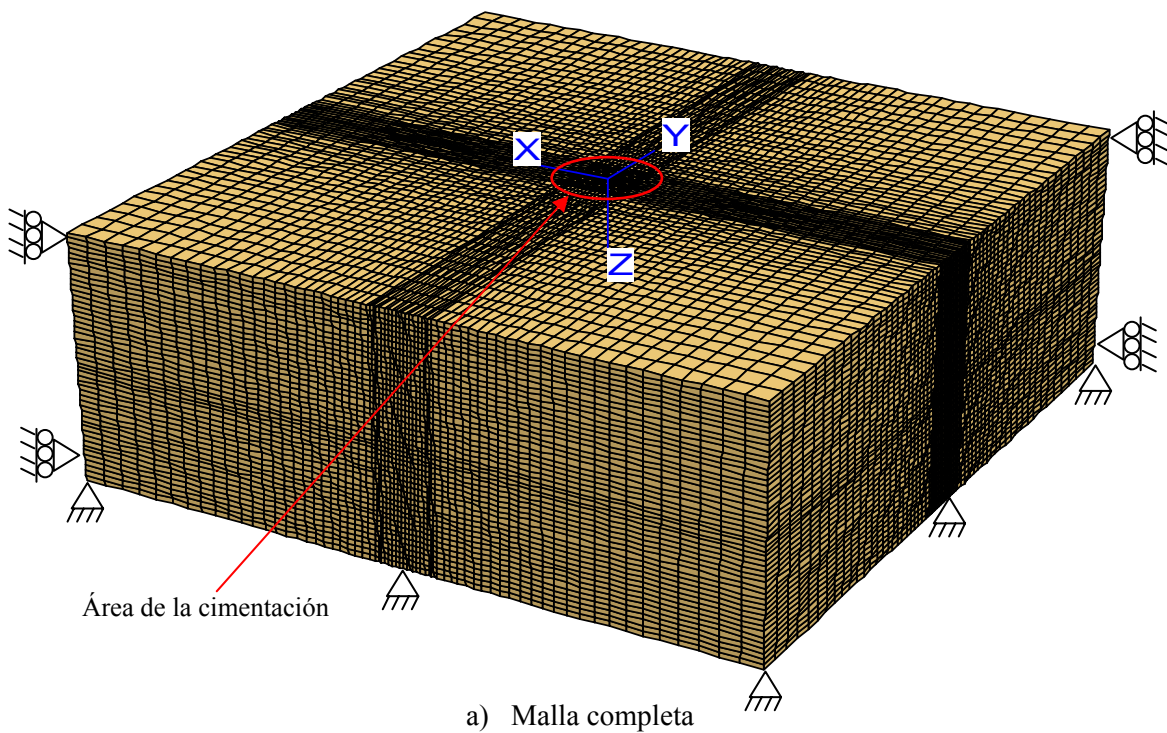
4.6. Modelación numérica: cálculo de desplazamientos mediatos y de cargas de colapso estática y pseudo-estática

Como complemento al cálculo de las cargas de colapso obtenidas con los métodos simplificados propuestos, objetivo principal de este trabajo, se presenta en este inciso el cálculo de las cargas de colapso utilizando un modelo numérico de diferencias finitas y el método de incrementos de carga.

El modelo de análisis numérico completo se muestra en la figura 4.4-a, donde se observa la extensión tridimensional del modelo, la figura 4.4-b muestra en detalle la celda de cimentación y el relleno. Los elementos estructurales (losa y muros) y los suelos, ambos, se modelaron con elementos sólidos con comportamiento elasto-plástico y criterio de falla de Mohr–Coulomb.

Los parámetros de resistencia y de deformación asignados a la losa y los muros de la celda se muestran en la tabla 4.9, donde la cohesión (c) y el módulo de elasticidad (E_c) se definieron con base a la propuesta de resistencia a la compresión simple del concreto, de $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para la losa y de $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ para los muros, con las siguientes relaciones:

$$c = 0.5 f_c \quad \text{y} \quad E_c = 14,000 (f_c)^{0.5} \quad (4.1)$$



b) Detalle en la zona de la celda de cimentación

Figura 4.4. Modelo numérico de diferencias finitas

En el caso de carga vertical, los parámetros de resistencia y de deformación de los suelos son los siguientes: los de deformación corresponden a los indicados en la tabla 4.3 para condiciones estáticas y los de resistencia al corte corresponden a los indicados en la tabla 4.4 para condiciones no-drenadas, corto plazo. Los parámetros utilizados en el análisis se muestran en la tabla 4.10.

En el caso de momento de volteo, se consideraron los siguientes parámetros: los de deformación corresponden a los indicados en la tabla 4.3 para condiciones dinámicas y los de resistencia al corte corresponden a los indicados en la tabla 4.4 para condiciones no-drenadas, corto plazo. Cabe puntualizar que los parámetros de deformación de los suelos gruesos (arena limosa, SM) corresponden a los indicados en la tabla 4.3 para condiciones estáticas. Los parámetros utilizados en el análisis se muestran en la tabla 4.11.

Tabla 4.9. Parámetros de resistencia y de deformación de los elementos estructurales de la celda de cimentación

Elemento	f _c (kg/cm ²)	E (t/m ²)	ν (---)	c (t/m ²)	φ (grados)
Losa	300	2.619E+06	0.15	1750	0.0
Muro	350	2.425E+06	0.15	1500	0.0

Tabla 4.10. Parámetros de resistencia y de deformación de los estratos de suelo, carga estática

Estrato	E (t/m ²)	ν (---)	G (t/m ²)	c (t/m ²)	φ (grados)
A-CS	4076.2	0.30	1567.8	4.9	0.0
B-CH	388.0	0.49	130.2	2.0	0.0
C-S	865.4	0.30	332.8	5.8	0.0
D-CH	360.0	0.49	120.8	2.0	0.0
E-S	865.4	0.30	332.8	5.8	0.0
F-CH	623.3	0.49	209.2	3.7	0.0
G-CH	576.9	0.49	193.6	5.8	0.0
H-CH	900.0	0.49	302.0	7.5	0.0
I-CH	515.4	0.49	173.0	5.2	0.0
J-CH	769.2	0.49	258.1	7.7	0.0
K-CH	1135.8	0.49	381.1	2.5	0.0
L-SM	2681.0	0.30	1031.2	9.3	0.0
M-SM	965.2	0.30	371.2	7.5	0.0
N-SM	1608.6	0.30	618.7	9.0	0.0
O-SM	2412.9	0.30	928.0	11.3	0.0

Tabla 4.11. Parámetros de resistencia y de deformación de los estratos de suelo, carga pseudo-estática

Estrato	G (t/m ²)	ν (---)	E (t/m ²)	c (t/m ²)	φ (grados)
A-CS	1567.8	0.30	4076.2	4.9	0.0
B-CH	1000.0	0.49	2980.0	2.0	0.0
C-S	852.0	0.30	2215.2	5.8	0.0
D-CH	415.9	0.49	1239.4	2.0	0.0
E-S	450.7	0.30	1171.8	5.8	0.0
F-CH	732.0	0.49	2181.4	3.7	0.0
G-CH	901.9	0.49	2687.7	5.8	0.0
H-CH	668.5	0.49	1992.1	7.5	0.0
I-CH	685.2	0.49	2041.9	5.2	0.0
J-CH	2120.6	0.49	6319.4	7.7	0.0
K-CH	679.4	0.49	2024.6	2.5	0.0
L-SM	1031.2	0.30	2681.0	9.3	0.0
M-SM	371.2	0.30	965.2	7.5	0.0
N-SM	618.7	0.30	1608.6	9.0	0.0
O-SM	928.0	0.30	2412.9	11.3	0.0

Con base en el método de incrementos de carga y para el caso de carga vertical, sobre el área superficial de la losa tapa, en planta, se aplicaron incrementos de fuerzas verticales hasta llegar a una carga cercana a la de falla. En el caso de momento de volteo y sobre la misma superficie de la losa, se aplicaron incrementos de pares de fuerzas verticales para considerar los momentos, además se aplicaron incrementos de fuerzas horizontales para considerar el corte basal, los incrementos de momento y cortante basal partieron de la condición de la fuerza vertical de servicio ($V=915$ t). En el caso de dos direcciones de carga pseudo-estática, los incrementos de momento y de cortante basal se aplicaron en dos direcciones ortogonales en planta, X y Y, de acuerdo con los ejes principales en planta de la celda de cimentación.

La figura 4.5 muestra la curva presión vertical contra asentamiento máximo normalizado con respecto al semi-ancho de la celda ($2\delta_{\max}/B$) calculada con el modelo numérico y con el método de incrementos de carga, la presión de colapso calculada numéricamente es de 102.6 t/m^2 que es similar a la obtenida con el método simplificado (97.1 t/m^2), como se esperaba debido a que el método simplificado se deriva de múltiples análisis numéricos similares al aquí presentado. En la misma figura se muestra la posición de la carga de servicio ($q=27.5$ t/m^2 , donde se incluye el peso de la cimentación) y la cual le corresponde un asentamiento máximo normalizado de 0.74 cm/m que equivale a un asentamiento máximo de 2.4 cm , la presentación gráfica permite advertir que el asentamiento generado por la carga de servicio tiene en mayor medida un comportamiento elástico.

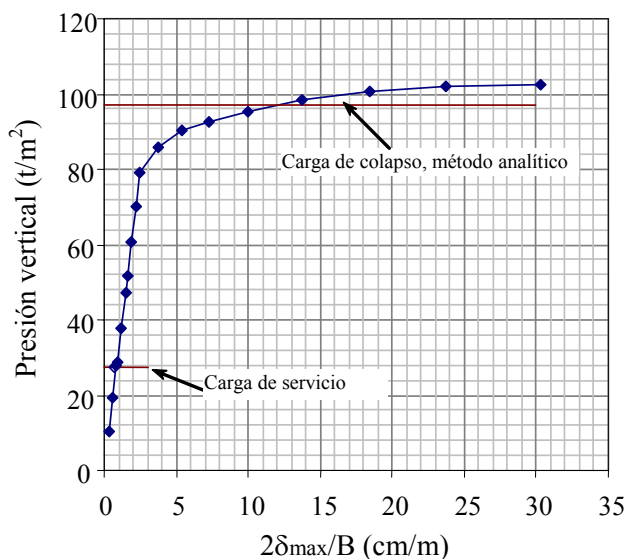


Figura 4.5. Curva presión vertical vs asentamiento normalizado, calculada con el modelo numérico

Asimismo, la figura 4.6 muestra la variación de los asentamientos tanto en la celda de cimentación como en el suelo vecino a la misma, el asentamiento máximo se presenta al centro de la losa tapa. Para la carga de falla, la figura 4.7 muestra la variación de la velocidad de desplazamiento (magnitud vectorial) en el suelo vecino a la celda, se observa que se define un mecanismo de falla del tipo de punzonamiento.

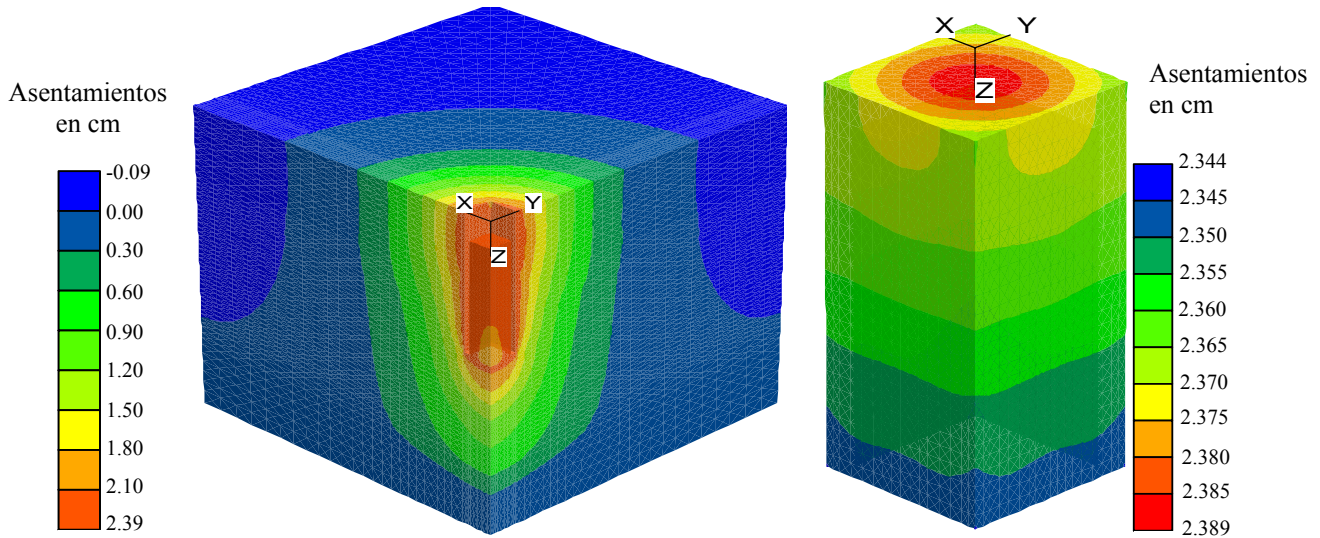


Figura 4.6. Asentamientos en la celda de cimentación por la carga de servicio (27.5 t/m^2)

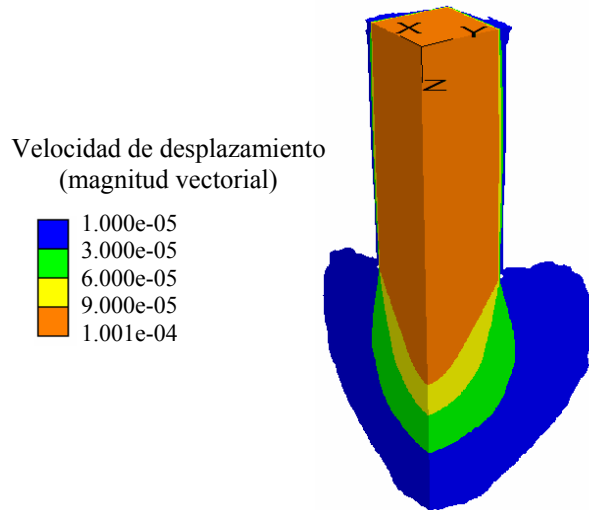


Figura 4.7. Mecanismo de falla del tipo de punzonamiento definido por los contornos de velocidad de desplazamiento, carga vertical, criterio del límite superior de la teoría de la plasticidad

La figura 4.8 muestra la curva momento actuante *versus* deformación diferencial máxima en la losa tapa, calculada con el modelo numérico y con el método de incrementos de carga. El momento actuante se calculó como la suma del momento de volteo más el momento generado por el cortante basal por su brazo de palanca medido al eje de giro, figura 3.19; por otro lado, la deformación diferencial máxima se calculó en la superficie de la losa tapa de la celda como la relación entre el asentamiento diferencial máximo y la longitud horizontal de medición del asentamiento diferencial, por ejemplo una diagonal.

De acuerdo con el análisis estructural sísmico, hay dos cargas transitorias severas, la tabla 4.12 muestra el cálculo de los momentos de volteo severos en una y dos dirección de carga que corresponden a 5,934 y 6,115 t-m, respectivamente. El momento resultante para dos direcciones de carga se calculó como la suma vectorial de los momentos de volteo para la combinación del 100% en una dirección y 30 % en la otra.

Tabla 4.12. Memoria de cálculo de los momentos de volteo (M_v) en una y dos direcciones de carga

Una dirección de carga

Tipo de análisis	Cortante basal, H (t)	Momento, M (t-m)	0.707 D (m)	Momento de volteo, M_v (t-m)
Dirección transversal				
Transversal	296.0	2,720	10.11	5,713
Longitudinal	296.0	1,866	10.11	4,859
Dirección longitudinal				
Transversal	315.0	2290	10.11	5,475
Longitudinal	315.0	2749	10.11	5,934

Dos direcciones de carga

Tipo de análisis	Dirección de la carga				0.707 D (m)	Resultante Momento de volteo, M_v (t-m)
	Transversal		Longitudinal			
	Cortante basal, H (t)	Momento, M (t-m)	Cortante basal, H (t)	Momento, M (t-m)		
	100%		30%			
Transversal	296.0	2,720	315.0	2,290	10.11	5,947
Longitudinal	296.0	1,866	315.0	2,749	10.11	5,182
	30%		100%			
Transversal	296.0	2,720	315.0	2,290	10.11	5,740
Longitudinal	296.0	1,866	315.0	2,749	10.11	6,115

En la figura 4.8 se observa que el momento de colapso calculado numéricamente para una dirección de carga es de 12,200 t-m y el respectivo para dos direcciones es de 12,740 t-m, cabe hacer notar que el momento de colapso en dos direcciones es ligeramente mayor, no del doble, y la comparación de estos resultados debe realizarse a detalle en futuras investigaciones. El momento de colapso calculado numéricamente en una dirección es similar al obtenido con el método simplificado, como se esperaba debido a que el método simplificado se deriva de múltiples análisis numéricos similares al aquí presentado. En la gráfica de la figura 4.8 están indicados los momentos actuantes y resultantes, como ejemplo de interpretación, al momento resultante de 6,115 t-m (A) le corresponde una deformación diferencial máxima de 0.745 cm/m = 0.00745 m/m que equivale al asentamiento diferencial máximo de 6.85 cm generado a lo largo de una diagonal principal de 9.19m; la presentación gráfica permite advertir que el asentamiento diferencial máximo (de carácter transitorio) generado por momento tiene comportamiento elasto-plástico y en mayor medida es elástico.

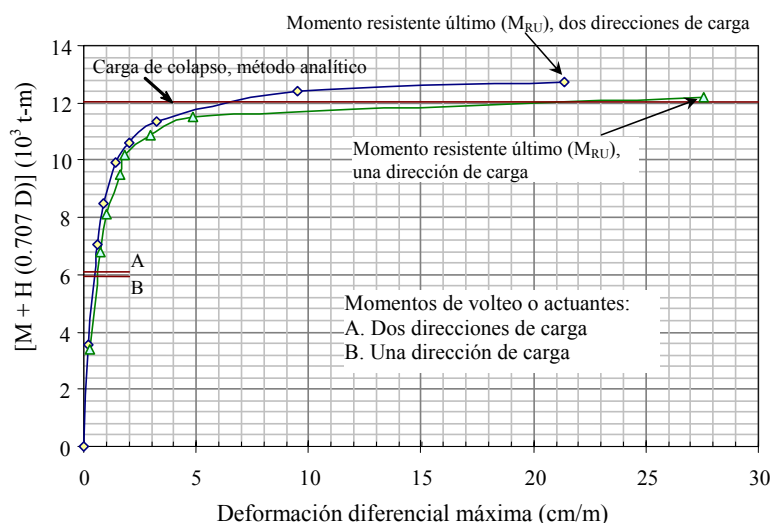


Figura 4.8. Curva momento de volteo vs deformación diferencial, calculada con el modelo numérico

Asimismo, la figura 4.9 muestra la variación de los desplazamientos verticales y horizontales en la celda de cimentación, calculados numéricamente para el momento actuante de 6,115 t-m (en dos direcciones de carga, condición más severa). En estas figuras se observa que el asentamiento diferencial máximo (del orden de 2.4 cm) ocurre en una diagonal principal de la celda en planta (cuya longitud es de 9.19m), por lo que se calcula una deformación angular transitoria de 0.00256. Además, el desplazamiento máximo de 2.7 cm ocurre en la esquina de la celda sometida a extensión, figura 4.10, donde el módulo es la resultante vectorial de los desplazamientos en X, Y y Z.

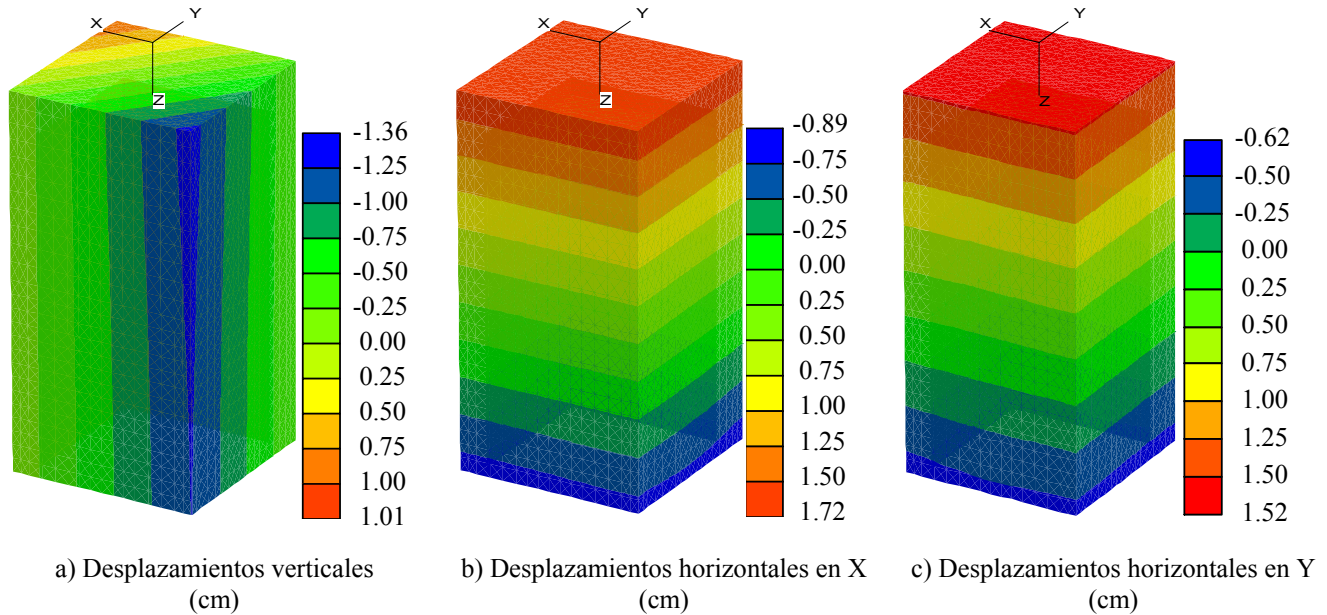


Figura 4.9. Distribución de desplazamientos generados por momentos de volteo aplicados en dos direcciones ortogonales en planta (X y Y) y por carga vertical (Z)

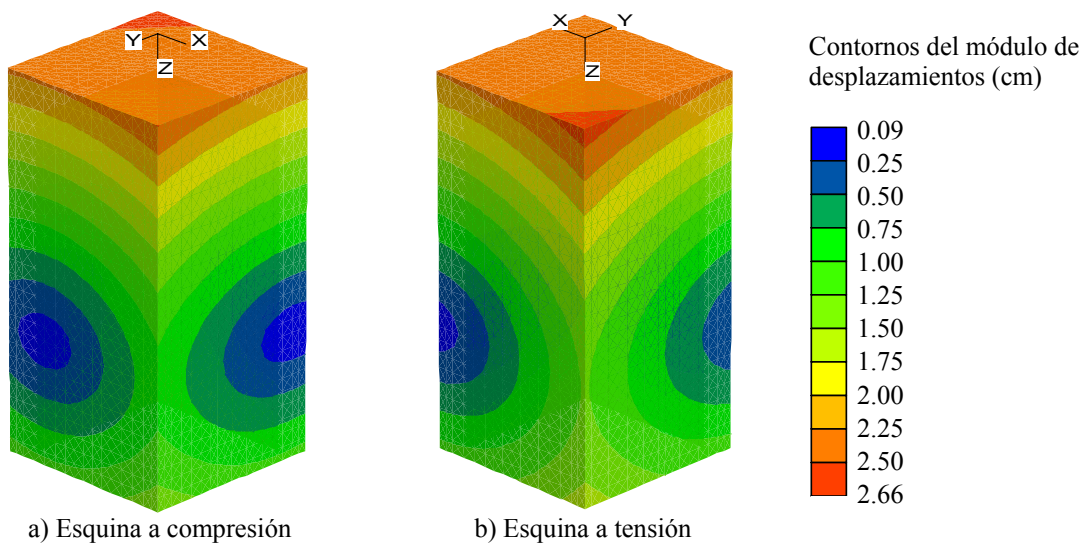


Figura 4.10. Distribución del módulo de desplazamiento generado por momentos de volteo aplicados en dos direcciones ortogonales en planta (X y Y) y por carga vertical (Z)

La carga de falla para momento en una dirección se muestra en la figura 4.11, donde se observa que la variación de la velocidad de desplazamiento (magnitud vectorial) en el suelo vecino a la celda define un mecanismo de falla del tipo de rotacional, el cual fue analizado y descrito en el capítulo anterior.

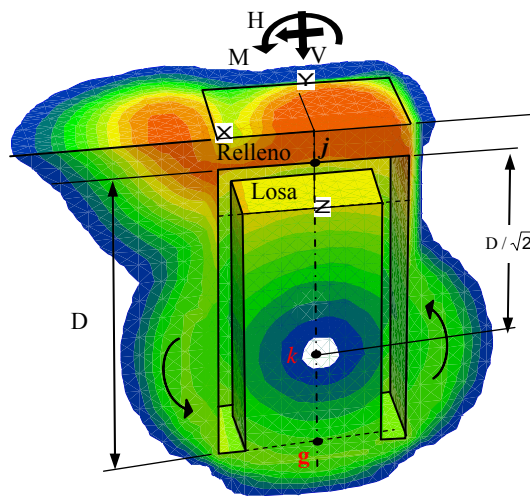


Figura 4.11. Mecanismo de falla del tipo rotacional definido por los contornos de velocidad de desplazamiento y generado por momentos de volteo aplicados en dos direcciones ortogonales en planta (X y Y) y por carga vertical (Z), criterio del límite superior de la teoría de la plasticidad

Como conclusión del ejemplo práctico-hipotético, los desplazamientos calculados numéricamente para carga estática y pseudo-estática son de 2.4 y 2.7 cm, respectivamente, que no inducen deformaciones excesivas en la estructura de la celda de cimentación, sin embargo podrán utilizarse para el diseño estructural de la misma.

4.7. Asentamientos diferidos generados por carga externa sostenida

El procedimiento de cálculo numérico de los asentamientos diferidos generados por carga sostenida, es el siguiente: Cálculo del estado inicial de esfuerzos por peso propio del suelo, donde el valor del coeficiente de presión de tierras en reposo (K_0) de los suelos se determinó con la expresión $K_0 = \nu/(1-\nu)$ considerando que la relación de Poisson (en términos de esfuerzos efectivos) es $\nu = 0.35$ para estratos de arcilla y 0.30 para estratos areno-limosos, y los valores resultantes de K_0 fueron 0.54 y 0.43, respectivamente; además, se consideró el nivel freático a 2.2 m de profundidad y el perfil de presión de poro definido como *actual* mostrado en la figura 4.12. A partir del estado inicial de esfuerzos, se calculó el estado de esfuerzos efectivos y los asentamientos respectivos, generados por la carga sostenida de trabajo de la estructura, $q = 27.5 \text{ t/m}^2$, en esta etapa se re-inicializan a cero los desplazamientos generados en la etapa previa, es decir no se consideraron los desplazamientos generados por el peso propio del suelo y por las condiciones piezométricas del perfil actual.

Las deformaciones volumétricas generadas por la carga sostenida se presentarán de manera diferida en el transcurso de varios años, los parámetros de los suelos utilizados para el cálculo de la deformación volumétrica son los siguientes: Los de deformación de los suelos compresibles (CH) corresponden a los indicados en la tabla 4.5 para condiciones drenadas, largo plazo, calculados con base al módulo de compresibilidad volumétrica (m_v)

que corresponde al incremento de carga generado por la presión externa; los de deformación de los suelos no-compresibles (S y SM) corresponden a los indicados en la tabla 4.3 para condiciones no-drenadas, corto plazo. Además, los parámetros de resistencia al corte de los suelos compresibles corresponden a los indicados en la tabla 4.4 para la condición de largo plazo y para suelos no-compresibles, los de corto plazo. Los parámetros utilizados en el análisis se muestran en la tabla 4.13.

Tabla 4.13. Parámetros de resistencia y de deformación de los estratos de suelo, condición de carga sostenida y asentamientos diferidos

Estrato	Condiciones iniciales de esfuerzo				Asentamientos diferidos					
	E (t/m ²)	ν (---)	c (t/m ²)	ϕ (grados)	m_v (cm ² /kg)	E_{eod} (t/m ²)	ν (---)	E (t/m ²)	c (t/m ²)	ϕ (grados)
A-CS	4076.2	0.30	3.0	30.0	---	---	0.30	4076.2	3.0	30.0
B-CH	388.0	0.49	2.0	0.0	0.162	61.7	0.35	45.9	1.0	35.0
C-S	865.4	0.30	5.8	0.0	---	---	0.30	865.4	5.8	0.0
D-CH	360.0	0.49	2.0	0.0	0.105	95.2	0.35	70.7	1.0	35.0
E-S	865.4	0.30	5.8	0.0	---	---	0.30	865.4	5.8	0.0
F-CH	623.3	0.49	3.7	0.0	0.049	204.1	0.35	151.6	1.0	35.0
G-CH	576.9	0.49	5.8	0.0	0.048	208.3	0.35	154.8	1.0	35.0
H-CH	900.0	0.49	7.5	0.0	0.059	169.5	0.35	125.9	1.0	35.0
I-CH	515.4	0.49	5.2	0.0	0.055	181.8	0.35	135.1	1.0	35.0
J-CH	769.2	0.49	7.7	0.0	0.043	232.6	0.35	172.8	1.0	35.0
K-CH	1135.8	0.49	2.5	0.0	0.048	208.3	0.35	154.8	1.0	35.0
L-SM	2681.0	0.30	9.3	0.0	---	---	0.30	2681.0	9.3	0.0
M-SM	965.2	0.30	7.5	0.0	---	---	0.30	965.2	7.5	0.0
N-SM	1608.6	0.30	9.0	0.0	---	---	0.30	1608.6	9.0	0.0
O-SM	2412.9	0.30	11.3	0.0	---	---	0.30	2412.9	11.3	0.0

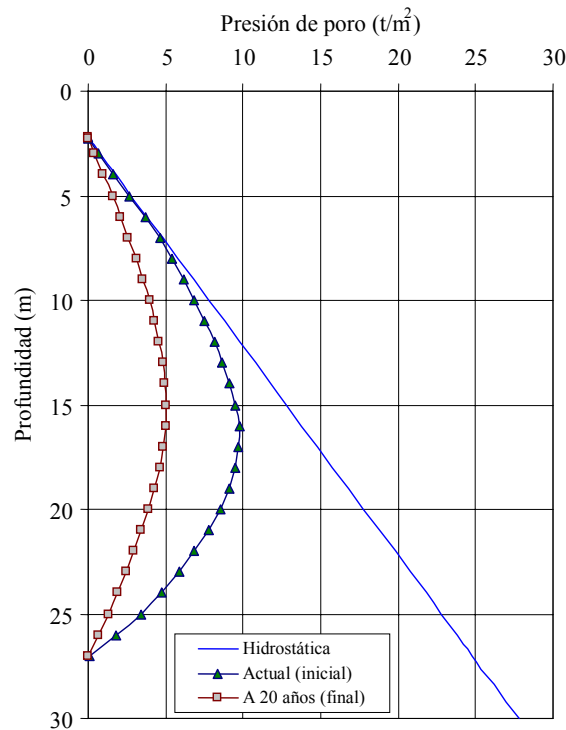


Figura 4.12. Distribuciones piezométricas: hidrostática, actual y calculada a 20 años de abatimiento

El cálculo de los asentamientos por compresibilidad (δ_c) generados por carga sostenida se realizó numéricamente con las siguientes consideraciones: No se modela un proceso de difusión, se aplica numéricamente la conocida expresión:

$$\delta_c = \Delta\sigma m_v H \quad (4.1)$$

Donde:

$\Delta\sigma$ = Incremento de esfuerzos efectivos en cada sub-región o elemento de análisis, los incrementos de esfuerzos varían de acuerdo con la distribución de esfuerzos generada por la presión externa

H = Espesores de las sub-regiones de análisis de los suelos compresibles, definidos discretamente en la malla del cálculo numérico

La deformación volumétrica del suelo y el tiempo para generar la compresibilidad, están implícitos en el módulo de compresibilidad volumétrica (m_v); además, el incremento de esfuerzos se distribuye de acuerdo con la rigidez de cada estrato de suelo y de la propia celda de cimentación.

La figura 4.13 muestra el perfil de asentamiento al eje transversal o longitudinal del apoyo, se observa que el asentamiento máximo ocurre en la celda y es del orden de 21.0 cm.

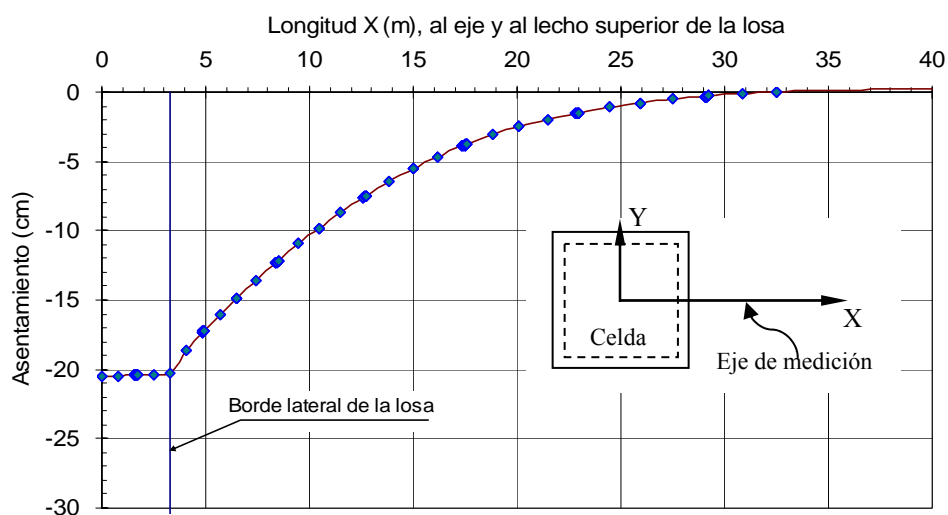


Figura 4.13. Asentamientos debidos a la consolidación generada por la carga de trabajo

Para un apoyo aislado, el asentamiento diferido generado por carga sostenida de servicio será de 21cm < 30cm (máximo permisible, de acuerdo con las indicaciones de las NTC-DCC, 2004), por lo que no habrá problemas de asentamientos diferidos en el apoyo analizado.

4.8. Asentamientos diferidos generados por abatimiento piezométrico profundo

El procedimiento de cálculo numérico de los asentamientos diferidos por consolidación regional es similar del caso de asentamientos diferidos por carga sostenida, a saber: Cálculo del estado inicial de esfuerzos por peso propio del suelo, donde se consideran los coeficientes K_0 y las condiciones piezométricas actuales del sitio donde se ubicará la cimentación. A partir del estado inicial de esfuerzos, se calculó el estado de esfuerzos efectivos y los asentamientos respectivos, generados por el abatimiento piezométrico profundo que va del perfil de la

condición actual a la condición de 20 años, figura 4.12; en esta etapa se re-inicializan a cero los desplazamientos generados en la etapa previa.

El perfil para 20 años de abatimiento piezométrico se calculó con base en el módulo de compresibilidad volumétrica (m_v) representativo del paquete total de arcilla, en el coeficiente de conductividad hidráulico característico de suelos arcillosos y en la gráfica del perfil piezométrico actual. El procedimiento de cálculo es el siguiente: Se calculó el coeficiente de consolidación (C_v) representativo del sitio con la siguiente relación:

$$C_v = K_c / (m_v \gamma_w) \quad (4.2)$$

Se consideró que el coeficiente de permeabilidad (o de conductividad hidráulica) del paquete de estratos de arcilla es $K_c = 1 \times 10^{-7}$ cm/s y que el peso volumétrico del agua es $\gamma_w = 1000$ kg/m³. El módulo m_v representativo se calculó al ponderar los módulos de compresibilidad volumétrica de cada estrato de suelo arcillosos por su respectivo espesor, el cual resultó de 0.068 cm²/kg. Con base en lo anterior, el $C_v = 0.00148$ cm²/s.

Para un periodo $t = 20$ años = 6.307×10^8 segundos, se calculó el factor T_v de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, con la siguiente relación:

$$T_v = C_v t / H^2 \quad (4.2)$$

Donde, el espesor del paquete total de arcilla es de $H=1700$ cm. Por lo anterior, para un periodo de tiempo de 20 años, el $T_v = 0.32$ y se consideró $T_v = 0.30$.

Dado que el perfil piezométrico actual corresponde aproximadamente a $T_v = 0.20$ calculado de manera similar al T_v para un periodo de 20 años, el abatimiento parte de la curva para $T_v = 0.20$ y llega $T_v = 0.50$, figura 4.14. En resumen, la figura 4.14 muestra los perfiles piezométricos para las condiciones actual y para abatimiento a 20 años.

Las deformaciones volumétricas que se producirán en el suelo por abatimiento piezométrico profundo se presentarán de manera diferida en el transcurso de 20 años. Los parámetros de deformación y de resistencia utilizados en el presente análisis son los mismos que se utilizaron en el cálculo de asentamientos diferidos por carga sostenida y se muestran en la tabla 4.13.

La figura 4.15 muestra el perfil de asentamiento al eje transversal o longitudinal del apoyo, se observa que el asentamiento máximo ocurre lejos de la celda y es menor en la celda de cimentación por efecto de la interacción suelo-muros. El asentamiento máximo por consolación regional lejos de la interacción de la cimentación, campo libre, es de 32.6 cm y el asentamiento diferencial entre campo libre y la celda de cimentación es de 6.7 cm.

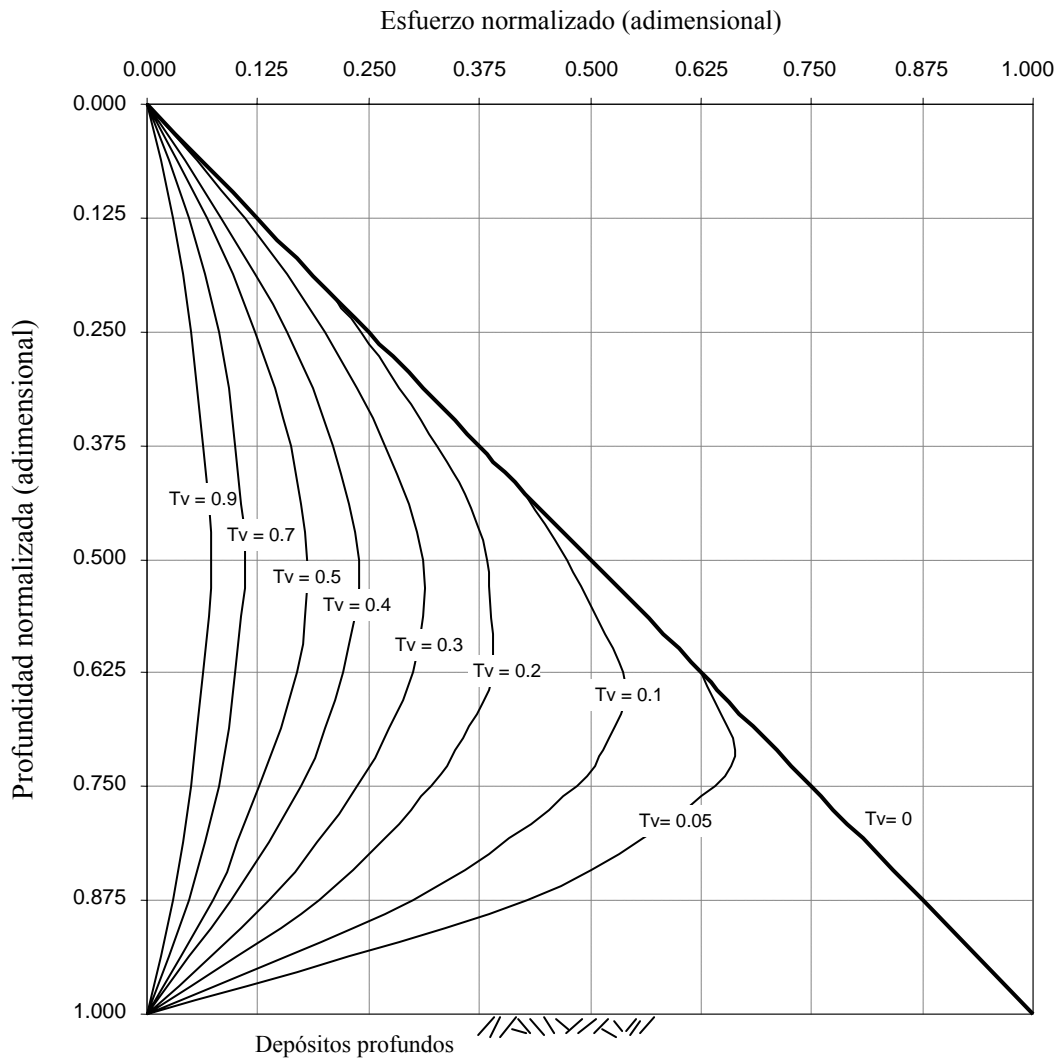


Figura 4.14. Perfiles de abatimiento piezométrico normalizados, calculados con base en Lambe y Whitman (1998)

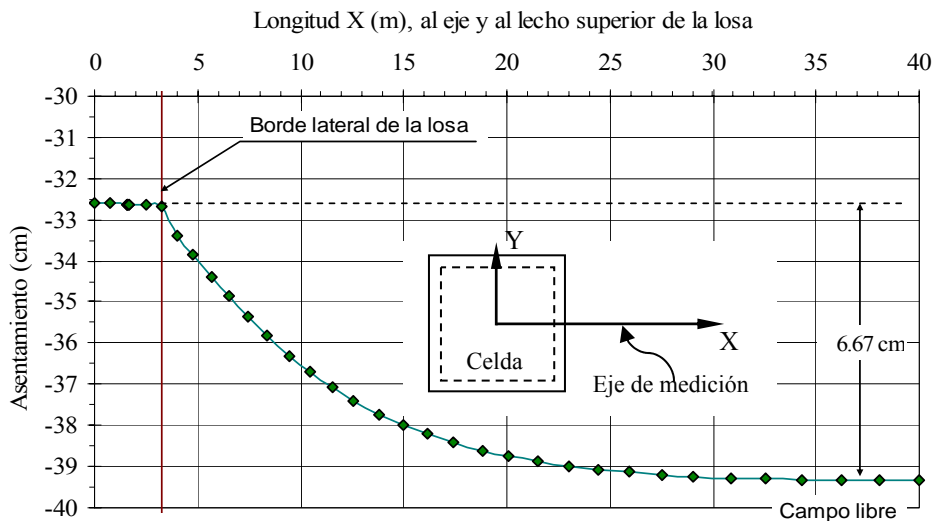


Figura 4.15. Asentamiento debido a consolidación regional para 20 años de abatimiento piezométrico

4.9. Asentamientos diferidos generados por carga externa sostenida y por abatimiento piezométrico profundo

Al aplicar al modelo numérico utilizado en los dos sub-capítulos anteriores, y en la misma etapa de análisis, la carga externa sostenida y el abatimiento piezométrico profundo, con lo cual se considera que se desarrollan conjuntamente ambos procesos de compresión del suelo arcilloso y considerando los procedimientos de análisis descritos en los capítulos 4.8 y 4.9, los resultados se presentan en la figura 4.16; donde se muestra que el asentamiento relativo entre la celda y la zona considerada como campo libre es de 12.6 cm y se observa que se asienta más la celda que el campo libre. Este asentamiento relativo es pequeño comparado con el asentamiento calculado por carga externa sostenido (21.0 cm) donde *no* se consideró la influencia del abatimiento piezométrico profundo. Por lo anterior, el asentamiento de la celda de cimentación será del orden de 13.0 cm que es menor que el máximo permisible (30 cm, para estructuras aisladas como es el caso del apoyo vial) indicado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, GDF-a (2004).

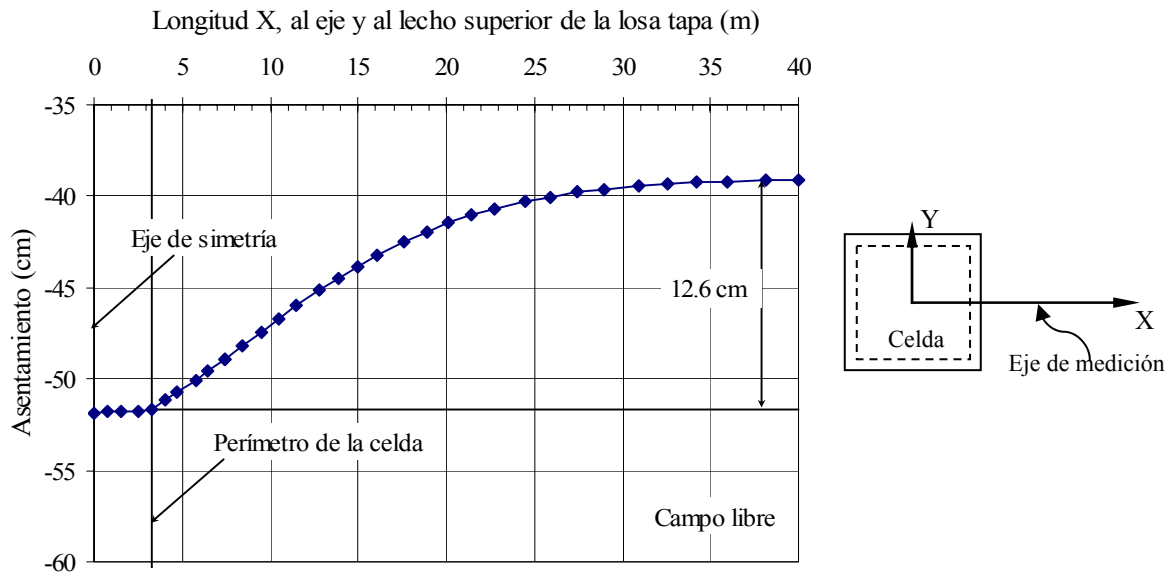


Figura 4.16. Asentamiento diferido debido a la combinación de carga externa sostenida y por 20 años de abatimiento piezométrico

El fenómeno que permite explicar por qué el asentamiento diferencial entre la celda de cimentación y el campo libre es de menor valor cuando se consideran en conjunto la carga externa sostenida y el abatimiento piezométrico profundo, se resume de la siguiente manera: La fricción negativa desarrollada en las caras externas de los muros perimetrales de la celda de cimentación provoca que se reduzca el asentamiento regional en el suelo vecino a la celda de cimentación, fenómeno que no ocurre en la zona definida como campo libre, como se muestra en la figura 4.15, con lo cual en asentamiento acumulado (generado por carga externa y por consolidación regional) es de menor valor. Este fenómeno puede observarse claramente cuando los elementos estructurales no-compresibles (muros o pilotes) se apoyan sobre materiales no-arcillosos poco compresibles y se manifiesta la emersión aparente de estas cimentaciones.

4.10. Asentamientos diferidos generados en dos apoyos consecutivos

Como complemento al análisis de asentamientos diferidos, en este sub-capítulo se calculan los asentamientos diferidos generados en dos apoyos contiguos de la estructura vial, los apoyos presentan características idénticas y están separados 20 m entre sí al eje de cada cimentación. En el análisis se consideró que tanto la geometría de las celdas de cimentación como la carga externa sostenida de ambos apoyos son las mismas. Además, se consideró que la estratigrafía, los espesores y los parámetros de resistencia y de deformación, así como los pesos volumétricos de los estratos de suelo se mantienen constantes a lo largo de los dos apoyos. El procedimiento de análisis es el mismo descrito en los capítulos 4.8 y 4.9. La figura 4.17 muestra el perfil asentamiento a lo largo de la estructura vial (20 m de longitud) para tres condiciones: Carga externa sostenida, 20 años de abatimiento piezométrico profundo y para la combinación de éstos. Para 20 m de separación de apoyos, en la figura se observa que para la condición de carga sostenida, el asentamiento diferencial-longitudinal calculado entre la cimentación y el suelo vecino a la celdas es de 3.5 cm. Asimismo, el asentamiento diferencial-longitudinal calculado para la combinación de carga sostenida y 20 años de abatimiento piezométrico, es del orden de 1.0 cm. Por lo anterior, el asentamiento diferencial entre la celda de cimentación y el suelo vecino que afecta a los alrededores de la estructura vial es el generado en el sentido transversal a la misma estructura; donde el asentamiento diferencial será del orden de 13.0 cm, ver el capítulo 4.9.

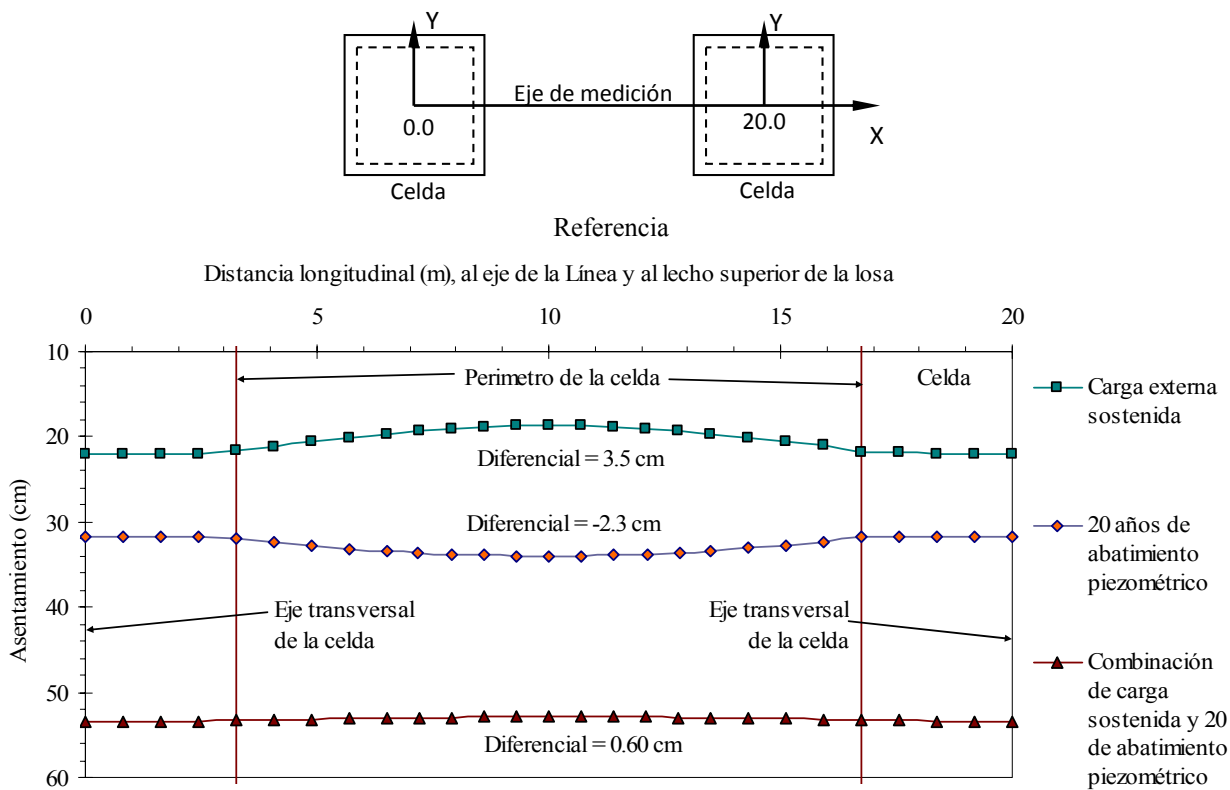


Figura 4.17. Asentamiento debido a consolidación regional para 20 años de abatimiento piezométrico en dos apoyos consecutivos

El fenómeno que permite explicar por qué el asentamiento diferencial longitudinal a la vía es de menor valor comparado con el calculado en el sentido transversal a la misma, se describe a continuación: La fricción negativa desarrollada en las caras externas de los muros perimetrales de la celda de cimentación provoca que no se desarrolle por completo el asentamiento regional en el suelo ubicado entre ambas celdas de cimentación, que se traduce en asentamientos diferenciales-longitudinales de poca magnitud. Al aumentar la separación de los apoyos, este efecto disminuirá y aumentará la magnitud del asentamiento diferencial longitudinal.

4.11. Referencias y Bibliografía

4.11.1. Referencias

- GDF-a (2004). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D. F.
- GDF-b (2004). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D. F.
- Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1998). *Mecánica de suelos*, Limusa, México, 582 pp.
- Romo, M.P., Martínez, S.A., Flores, O. y García, S.R. (2010). *Diseño Geotécnico de la Cimentación Tipo Celda Estructurada del Apoyo CL-34 del Tramo Elevado de la Línea 12 del Metro*, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

4.11.2. Bibliografía

- Terzaghi, K., (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, NY., 510 pp.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de investigación se dividieron en las correspondientes al método de análisis simplificado propuesto y en las derivadas del ejemplo de aplicación; asimismo, se describen algunos trabajos pendientes por desarrollar relativos al tema de la presente investigación.

5.1. Relativas al método propuesto

La principal aportación del presente estudio es el método de análisis simplificado propuesto para calcular la capacidad de carga última tanto estática como pseudo-estática de celdas estructuradas de cimentación, este método se fundamenta en un exhaustivo análisis numérico-paramétrico donde se evaluaron las características geométricas de la celda de cimentación y la resistencia y rigidez de los suelos blandos típicos de la zona geotécnica de lago de la ciudad de México para las distintas condiciones de carga probables que pueden aplicarse a esta cimentación. Con el método simplificado propuesto se cubre el principal objetivo de la presente investigación. El cálculo de la capacidad de carga última estática se realiza de manera simplificada con la ecuación descrita en el capítulo 2.9 y el de la capacidad de carga última pseudo-estática se realiza con la ecuación presentada en el capítulo 3.4.3. Los resultados de aplicar el método propuesto servirán para el diseño preliminar de las celdas de cimentación. Asimismo, las celdas de cimentación presentan algunas ventajas constructivas con respecto a la construcción de cajones de cimentación, debido a que no requieren de procesos complejos y detallados de excavación para alojar la estructura de cimentación; por otro lado, las celdas de cimentación se pueden combinar con pilotes de fricción para reducir los asentamientos diferidos, dado el caso.

Otra aportación que se derivó del análisis numérico-paramétrico es la variación del factor N_c^* en función del ancho o diámetro (B) de la celda de cimentación con desplante superficial, la relación factor N_c^* -B se presentó en el capítulo 2.6.3, esta relación en la literatura técnica está truncada para cimentaciones con sección pequeña, como la de un pilote, y para cimentaciones de sección grande con ancho mayor que 10 m, como es el caso de un cajón de cimentación.

Asimismo, algunas recomendaciones para el pre-diseño de la celda de cimentación, generadas a partir del análisis numérico-paramétrico, son las siguientes: La mayor aportación de resistencia generada por la longitud en profundidad de los muros perimetrales (D) cae en el intervalo de 0.5 a 1.0 veces el ancho de la cimentación (B), el óptimo se ubica en 0.5 B, aunque ésta es una longitud pequeña para anchos de cimentación pequeños. Cuando la separación de los muros perimetrales es mayor que 6.0 m, es recomendable colocar muros intermedios o en su caso, considerar una losa tapa de espesor comparable a la de una trabe de liga. Para carga vertical, es conveniente que los muros intermedios estén bajo la carga de mayor intensidad con el objetivo de reducir la deformación diferencial en la losa tapa. Para momento de volteo, es recomendable que los muros intermedios estén colocados a ambos lados del eje de cargas, en ambas direcciones, con lo cual se logrará menos deformaciones diferenciales en la losa tapa y en los muros perimetrales. Los muros perimetrales deben diseñarse para soportar la distribución de esfuerzos pasivos, donde el coeficiente correspondiente se debe utilizar sin reducción. Asimismo, la losa tapa debe diseñarse para soportar la penetración de los elementos estructurales (tales como columnas, muros o los que resulten), y para resistir flexión o flexo-compresión generada por momento de volteo. Otras recomendaciones para el diseño estructural de las celdas de cimentación se indican en normas locales e internacionales.

Durante el diseño de la celda de cimentación se debe tener presente que la resistencia y la rigidez de la costra superficial desecada aporta beneficios al comportamiento de la celda y principalmente cuando la celda se somete a momento de volteo sísmico. Se debe verificar en campo que esta costra superficial no esté contaminada con materia vegetal o basura y en su caso, ésta se debe sanear con material de similares características o de mejor calidad que la costra superficial.

5.2. Relativas al ejemplo de aplicación

En el ejemplo práctico-hipotético descrito en el capítulo 4, se muestra el estudio geotécnico (exploración, laboratorio e ingeniería) que se requiere para diseñar las celdas estructuradas de cimentación. La interpretación de la exploración geotécnica y de las pruebas de laboratorio arroja un perfil de estratos de suelo donde los parámetros de resistencia y de deformación dependen de las condiciones de análisis, por ejemplo para corto y largo plazos y para condiciones estáticas o sísmicas.

Por otro lado, en el ejemplo se describe la manera de aplicar el método de análisis simplificado propuesto para calcular capacidad de carga estática y pseudo-estática, así como la manera de calcular los asentamientos diferidos

por carga externa sostenida y por abatimiento piezométrico profundo. Cabe aclarar que el método para calcular asentamientos diferidos no considera explícitamente el tiempo para disipar la presión de poro o para generar esfuerzos efectivos, este tiempo está implícito en el módulo de compresibilidad volumétrica (m_v) de los suelos cohesivos; sin embargo, es un método económico desde el punto de vista del costo y tiempo del modelado numérico en tres dimensiones.

5.3. Temas pendientes por desarrollar

En la presente investigación quedaron pendientes, principalmente por tiempo de realización, los siguientes temas: Definir el método de análisis simplificado ante momento de volteo de las celdas estructuradas de sección circular, cualitativamente, las celdas circulares desarrollan menos momento generado por empuje pasivo que las celdas cuadradas o rectangulares, esta hipótesis se debe re-afirmar con resultados de análisis numérico o de mediciones de campo. Otro aspecto que es necesario dilucidar es la magnitud de los empujes activo y pasivo para niveles elásticos de carga, con el objetivo de definir un método de cálculo simple de los desplazamientos por momento de volteo, esto se debe resolver mediante instrumentación de campo en un prototipo a escala o en una cimentación tipo; además, esta instrumentación servirá para complementar el método de análisis simplificado propuesto en esta investigación.

A todos aquellos compañeros que están en el sinuoso camino de obtener un título o un grado, quiero que recuerden dos cosas que Albert Einstien (1879-1955) escribió: Hay una fuerza más poderosa que el vapor, la electricidad y la energía atómica; la voluntad. Y, si buscas resultados distintos, no hagas siempre lo mismo.