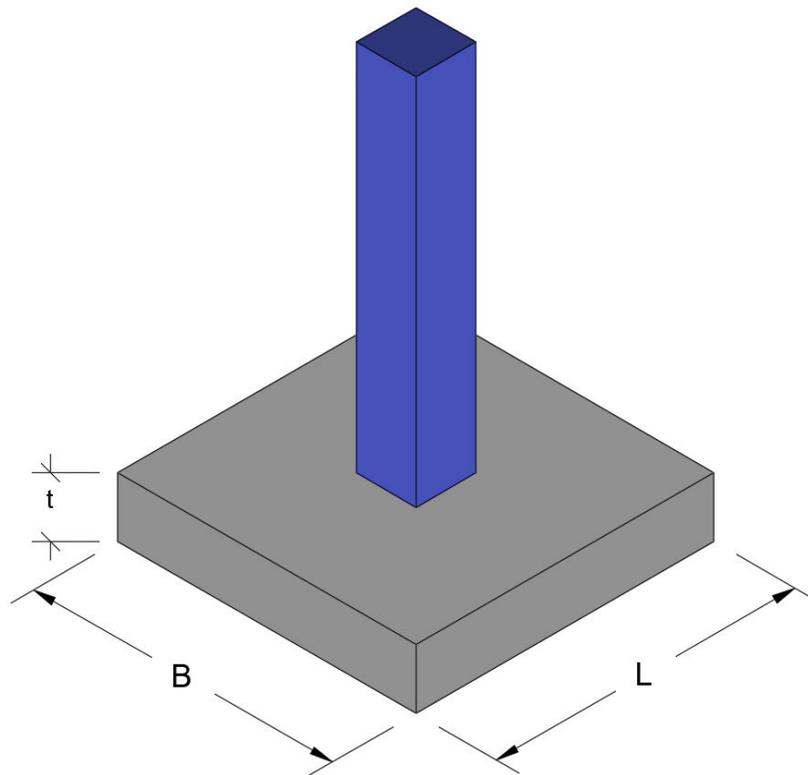


MANUAL DE LABORATORIO DE CIMENTACIONES



Primer Semestre 2025.

PROGRAMACIÓN DE ACTIVIDADES

DÍA	HORARIO	ACTIVIDAD
Lunes	08:00-12:00	Práctica 1: Valor Soporte de diseño del suelo
Martes	08:00-12:00	Práctica 2: Muro de contención (Gravedad)
Miércoles	08:00-12:00	Práctica 3: Zapatas concéntricas (Generalidades y predimensionamiento)
Jueves	08:00-12:00	Práctica 4: Zapatas concéntricas (Chequeos por corte y diseño a flexión)
La evaluación será virtual del 02/06/2025 al 06/06/2025.		

MATERIAL NECESARIO PARA LA REALIZACIÓN DE LAS PRÁCTICAS

Cada estudiante deberá traer los siguientes materiales según corresponda en la práctica:

No.	Reactivos y Material
1	<ul style="list-style-type: none">• Cuaderno u hojas• Lápiz• Lápiz• Calculadora
2	<ul style="list-style-type: none">• Cuaderno u hojas• Lápiz• Lápiz• Calculadora
3	<ul style="list-style-type: none">• Cuaderno u hojas• Lápiz• Lápiz• Calculadora

INSTRUCCIONES PARA REALIZAR LAS PRÁCTICAS

Para la realización adecuada de las prácticas deberán atenderse las siguientes indicaciones:

1. Presentarse puntualmente a la hora del inicio del laboratorio y permanecer durante la duración de este.
2. Realizar las actividades y hojas de trabajo planteadas durante la práctica.
3. Participación y cuidado de cada uno de los integrantes del grupo en todo momento de la práctica.
4. Conocer la teoría, (leer el manual antes de presentarse a cada práctica).
5. **No se permite el uso de teléfono celular dentro del laboratorio**, Si tiene llamadas laborales deberá atender las mismas únicamente en el horario de receso.
6. Si sale del salón de clases sin la autorización del docente perderá el valor de la práctica.
7. No puede atender visitas durante la realización de la práctica.
8. El horario de receso es únicamente de 15 minutos.
9. **Respeto dentro del laboratorio hacia los catedráticos o compañeros (as).**

La falta a cualquiera de los incisos anteriores será motivo de una inasistencia.

Considere que se prohíbe terminantemente comer, beber y fumar. Éstos también serán motivos para ser retirado de la práctica.

Recuerde que para tener derecho al punteo y aprobar el curso deberá presentarse a las prácticas y realizar las evaluaciones en línea, las cuales estarán habilitadas del **02 de junio 2025 a las 8:00 al 06 de junio 2025 a las 18:00.**

INFORME DE PRÁCTICA

Las secciones de las cuales consta un informe, el punteo de cada una y el orden en el cual deben aparecer son las siguientes:

- a) Resumen de la práctica
- b) Resultados
- c) Conclusiones

Si se encuentran dos informes parcial o totalmente parecidos se anularán automáticamente dichos reportes.

- a. **RESUMEN DE LA PRÁCTICA:** Esta sección corresponde al contenido del informe, aquello que se ha encargado realizar según las condiciones del laboratorio.
- b. **RESULTADOS:** Es la sección en la que se presentan de manera clara y objetiva los datos obtenidos a partir de la práctica realizada.

- c. **CONCLUSIONES:** Constituyen la parte más importante del informe. Son las decisiones tomadas, respuestas a interrogantes o soluciones propuestas a las actividades planteadas durante la práctica.

DETALLES FÍSICOS DEL INFORME

- El informe debe presentarse en hojas de papel bond **tamaño carta**.
- Cada sección descrita anteriormente, debe estar debidamente identificada y en el orden establecido.
- Todas las partes del informe deben estar escritas a mano **CON LETRA CLARA Y LEGIBLE**, a menos que se indique lo contrario.
- Se deben utilizar ambos lados de la hoja.
- No debe traer folder ni gancho, simplemente engrapado.

IMPORTANTE:

Los informes se entregarán al día siguiente de la realización de la práctica al entrar al laboratorio **SIN EXCEPCIONES**. Todos los implementos que se utilizarán en la práctica se tengan listos antes de entrar al laboratorio pues el tiempo es muy limitado. Todos los trabajos y reportes se deben de entregar en la semana de laboratorio no se aceptará que se entregue una semana después.

PRÁCTICA NO. 1

VALOR SOPORTE DE DISEÑO DEL SUELO

1. Propósito de la práctica:

- 1.1. Entender por qué es importante conocer la capacidad soporte de un suelo.
- 1.2. Conocer qué es un factor de seguridad.
- 1.3. Determinar el valor soporte de diseño de un suelo.

2. Marco Teórico:

Suelo: A través de un proceso de desintegración mecánica y descomposición química, las rocas de la corteza terrestre forman los materiales sueltos que se encuentran en ella.

El término “suelo” ha sido definido de diferentes maneras, ya sea que dicha definición provenga del geólogo, del agrónomo o del ingeniero civil.

- El geólogo define al suelo como el material resultante de la descomposición y desintegración de la roca para el ataque de agentes atmosféricos.
- El agrónomo (según G. P. Tschebotarioff) define al suelo como la delgada parte superior del manto de rocas en que penetran las raíces de las plantas y de donde éstas toman el agua y las demás sustancias necesarias para su existencia.
- Algunos ingenieros civiles definen al suelo como el conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes.

En conclusión, se puede decir que el “suelo” es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

Capacidad de carga de las cimentaciones: La falta de datos sobre las características físicas y constitución del suelo sobre el cual se pretende construir una estructura ha sido causa de que, al erigirse ésta, se presenten sorpresas y gastos extraordinarios que bien podrían haber sido evitados mediante un estudio del suelo antes de la construcción.

Existe la creencia muy generalizada de que cualquier terreno puede sostener eficientemente una construcción liviana y que por lo tanto no requiere un estudio del suelo. Sin embargo, la técnica moderna está en completo desacuerdo con esa creencia, y los hechos han demostrado muy a menudo que casas residenciales y construcciones similares han sido seriamente afectadas debido al desconocimiento de las características del suelo y por ende al proyecto de una cimentación inadecuada en cada caso.

La “Carga Admisible” en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

Por experiencias y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación. Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones:

- Falla por corte general: Se tiene en arenas densas y arcillas rígidas.
- Falla por punzonamiento.
- Falla por corte local: Se tiene en arenas medias y flojas y en arcillas suaves.

La falla por corte general se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno. Esta falla es usualmente súbita y catastrófica, y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado.

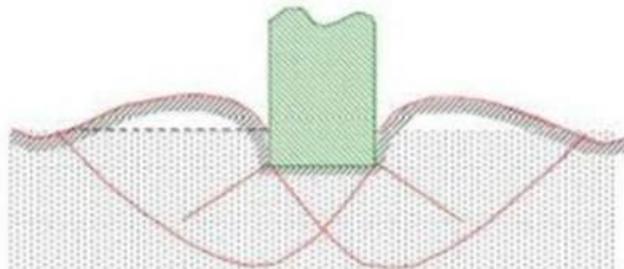


Figura 1.1. Falla por corte general.

La falla por punzonamiento se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observa movimiento de éste junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma.

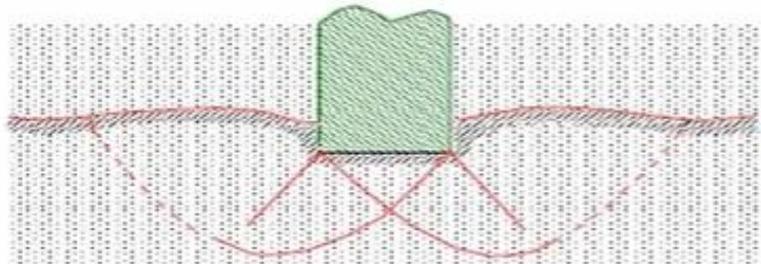


Figura 1.2. Falla por punzonamiento.

La falla por corte local representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como el de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufoamiento del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo.

Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, pero aun en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata.

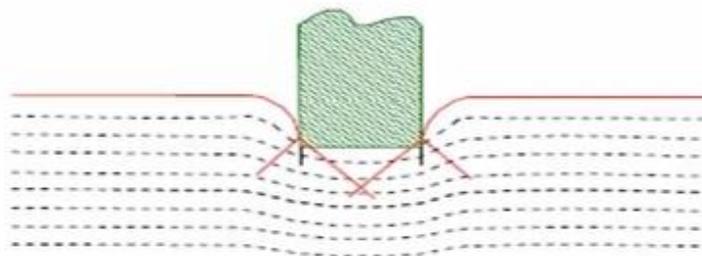


Figura 1.3. Falla por corte local.

En base al tipo de falla que puede darse en el suelo, el Dr. Terzaghi desarrolló una ecuación para determinar la capacidad de carga de un suelo, pero dicha ecuación es para cimiento corrido. Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios teóricos que resuelven el problema. Sin embargo, el Dr. Terzaghi modificó con base en resultados experimentales su fórmula fundamental y presentó las siguientes fórmulas empíricas.

Para zapatas cuadradas y corte general:

$$q_d = 1.3 * c * N_c + \gamma_s * D_f * N_q + 0.4 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

Para zapatas cuadradas y corte local o punzonamiento:

$$q_d = 1.3 * c' * N'_c + \gamma_s * D_f * N'_q + 0.4 * \gamma_s * B * N'_\gamma$$

En esta fórmula $c' = 0.867 * c$

En todas las expresiones anteriores

q_d = Capacidad de carga límite en Tonf/m² o en Kgf/m².

c = Cohesión del suelo en Tonf/m² o en Kgf/m².

γ_s = Peso específico del suelo en Tonf/m³ o en Kgf/m³.

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación en metros.

B = Ancho de la zapata cuadrada o dimensión menor de la zapata rectangular, en metros.

N_c , N_q , N_γ , N'_c , N'_q , N'_γ = Factores de carga que se pueden obtener de gráficas y se expresan así:

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) * \tan\phi}}{2 * \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_c = \text{Cot}\phi * (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan\phi$$

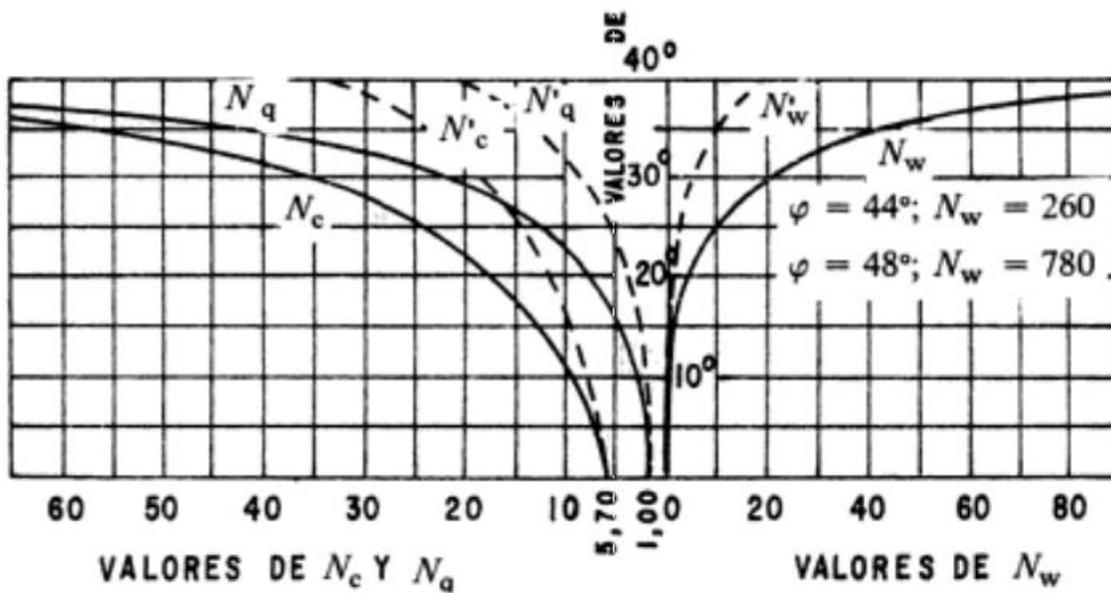


Figura 1.4. Factores de Carga.

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones, Crespo Villalaz

3. Practica 1: Capacidad de carga del suelo

Determinar el valor de la capacidad soporte del suelo para un ensayo en el que se obtuvieron los siguientes resultados:

Ángulo de fricción interna $\phi = 28,17^\circ$

Descripción del suelo = arena fina limosa color café de cementación moderada y consistencia firme:

Base de la cimentación = 1,50 m

Peso específico del suelo $\gamma_s = 1,43 \text{ Tonf/m}^3$

Cohesión = 0,00 Tonf/m²

Desplante (Profundidad a la que se extrajo la muestra) $D_f = 1,50 \text{ m}$

Tipo de falla = Corte general

Como el tipo de falla es por corte general y es para una cimentación cuadrada se hace uso de la siguiente ecuación:

$$q_d = 1.3 * c * N_c + \gamma_s * D_f * N_q + 0.4 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

Para hacer uso de la ecuación se necesita encontrar los factores de carga. Al observar dichas ecuaciones se puede destacar que el ángulo de fricción interna debe estar ingresada en radianes, por lo tanto, se debe convertir el ángulo que está en grados sexagesimales a radianes.

$$\phi = 28.17^\circ * \frac{2\pi \text{ rad}}{360^\circ} = 0.4917 \text{ rad}$$

Ahora se pueden utilizar las ecuaciones para determinar los factores de carga:

Factor de carga N_q :

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) * \tan \phi}}{2 * \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - 0.4917\right) * \tan (0.4917)}}{2 * \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{0.4917}{2}\right)}$$

En muchas ocasiones se dificulta ingresar toda la ecuación en la calculadora, por ende, es recomendable realizar los cálculos paso por paso, como se muestra a continuación. (**nota:** es importante que tenga configurada su calculadora en radianes, ya que los ángulos en las funciones trigonométricas se están trabajando en radianes)

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - 0.4917\right) * \tan(0.4917)}}{2 * \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{0.4917}{2}\right)} = \frac{e^{(4.2207) * 0.5356}}{2 * (\cos(1.0312))^2}$$

$$Nq = \frac{e^{2.2606}}{2 * (0.5138)^2} = \frac{9.5888}{0.5280}$$

$$Nq = 18.1606$$

Factor de carga Nc:

$$Nc = \text{Cot}\phi * (Nq - 1)$$

Como en la calculadora no se tiene la función trigonométrica cotangente hacemos uso de la identidad que nos indica **cota $\phi = 1/\tan \phi$** . Por lo tanto:

$$Nc = \frac{1}{\tan \phi} * (Nq - 1)$$

$$Nc = \frac{1}{\tan(0.4917\text{rad})} * (18.1606 - 1)$$

$$Nc = \frac{1}{0.5356} * (17.1606)$$

$$Nc = 32.040$$

Factor de carga N γ :

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan\phi$$

$$N\gamma = 2 * (18.1606 + 1) * \tan(0.4917) = 2 * 19.1606 * 0.5356$$

$$N\gamma = 20.5248$$

Con los factores de carga encontrados, se puede calcular la capacidad de carga del suelo:

$$qd = 1.3 * c * Nc + \gamma_s * Df * Nq + 0.4 * \gamma_s * B * Ny$$

$$qd = 1.3 * 0.00 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 32.040 + 1.43 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 1.50\text{m} * 18.1606 + 0.4 * 1.43 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 1.50\text{m} * 20.5248$$

$$qd = 00.00 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} + 38.9545 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} + 17.6103 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$qd = 56.5648 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

La capacidad de carga de cimentación del suelo es de **qd = 56.56 tonf/m²**, sin embargo, para cuestiones de diseño de la cimentación no se utiliza ese valor calculado, sino que se hace uso de un factor de seguridad con el fin de disminuir esa capacidad del suelo y al mismo tiempo tener un margen de seguridad en la capacidad. La capacidad del suelo que se utiliza para el diseño de la cimentación es lo que se conoce como “Valor soporte de diseño (Vsd)” y esto se obtiene dividiendo la capacidad carga (qd) entre el factor de seguridad.

$$Vsd = \frac{qd}{F.S}$$

El valor de factor de seguridad está entre un rango de 1 a 3, inclusive más, el valor que se escoja depende de varios parámetros tales como la importancia del edificio, el uso que se le dará, la experiencia del diseñador y también el margen de seguridad que tiene la capacidad del suelo.

Para este ejemplo se utilizará un factor de seguridad de 3.

$$Vsd = \frac{56.5648 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{3}$$

$$Vsd = 18.8550 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

En conclusión, la capacidad soporte del suelo en este ejemplo es de 56.56 tonf/m² y un valor soporte de diseño de 18.85 tonf/m².

HOJA DE TRABAJO No. 1

1. Determinar el valor de la capacidad soporte del suelo para un ensayo en el que se obtuvieron los siguientes resultados:

Descripción del suelo = Limo arenoso color café.

Densidad seca = 0.8 T/m^3

Base B = 1.35 m

Peso específico del suelo $\gamma_s = 0.755 \text{ T/m}^3$

Ángulo de fricción interna $\phi = 14.325^\circ$

Cohesión = 0.00 T/m^2

Desplante (Profundidad a la que se extrajo la muestra) Df = 1,5 m

Tipo de falla = corte general

PRÁCTICA NO. 2

MURO DE CONTENCIÓN (GRAVEDAD)

1. Propósito de la práctica:

- 1.1. Conocer los tipos de muros de contención que existen.
- 1.2. Aprender a diseñar un muro de gravedad.
- 1.3. Aprender a realizar los chequeos necesarios que necesita un muro de gravedad.

2. Marco Teórico:

Muro de contención: El carácter fundamental de los muros es de servir de elemento de contención de un terreno, que en unas ocasiones es un terreno natural y en otras un relleno artificial (Figura 2.1-a). En la situación anterior, el cuerpo del muro trabaja esencialmente a flexión y la compresión vertical debida a su peso propio es generalmente despreciable.

Sin embargo, en ocasiones el muro desempeña una segunda misión que es la de transmitir cargas verticales al terreno, en una función de cimiento. La carga vertical puede venir de una cubierta situada sensiblemente a nivel del terreno (Figura 2.1-b), o puede ser producida también por uno o varios forjados apoyados sobre el muro y por pilares que apoyen en su coronación transmitiendo las cargas de las plantas superiores. (figura 2.1-c).

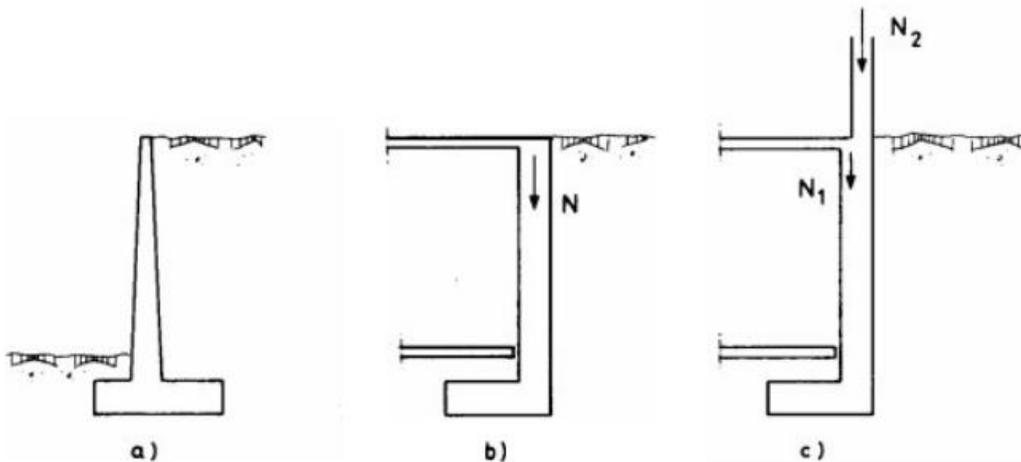


Figura 2.1.

Designación: Tomando el caso más común de muro, emplearemos las designaciones que se indican en la figura 2.2.

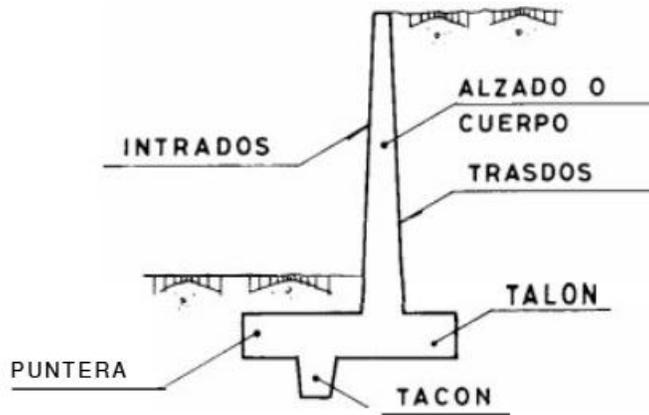


Figura 2.2. Designación de muro.

Tipos generales de muros de contención: A continuación, se describen los más frecuentes:

Muros de gravedad: Son muros de hormigón en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso. Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo.

Su ventaja fundamental es que no van armados, con lo cual no aparece en la obra el trabajo con acero. Pueden ser interesantes para alturas moderadas, sólo si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario, y en definitiva siempre que el volumen del muro sea importante, la economía que representan los muros de hormigón armado justifica la aparición armadura.

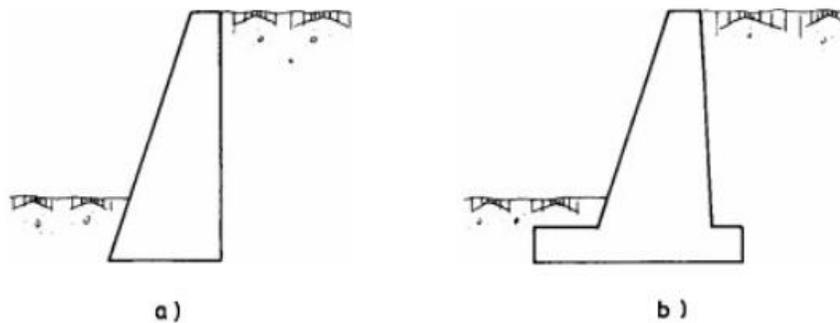


Figura 2.3. Muro de gravedad.

Muros ménsula: Son los de empleo más corriente y aunque su campo de aplicación depende, lógicamente, de los costes relativos de excavación, hormigón, acero, encofrados y relleno, puede en primera aproximación pensarse que constituyen la solución económica hasta alturas de 10 o 12 m.

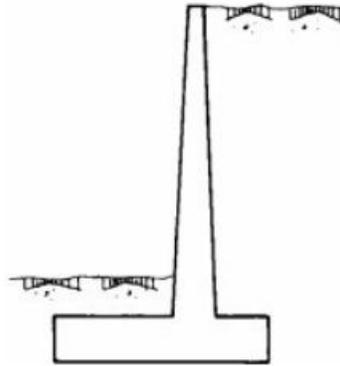


Figura 2.4. Muro ménsula.

Muro de contrafuertes: Constituyen una solución evolucionada de la anterior, en la que, al crecer la altura y, por lo tanto, los espesores de hormigón, se compensa el aligerar las piezas. Esto conduce a ferralla y encofrados más complicados y a un hormigonado más difícil y por lo tanto más costoso, al manejarse espesores más reducidos. Sin embargo, a partir de los 10 o 12 m. de altura es una solución que debe tantearse para juzgar su interés. Pueden tener los contrafuertes en trasdós (Figura 2.5-a) o en intradós (Figura 2.5-b), aunque la primera solución es técnica y económicamente mejor, por disponer el alzado en la zona comprimida de la sección en T que se forma. La segunda solución, al dejar los contrafuertes vistos produce, además, generalmente, una mala sensación estética.

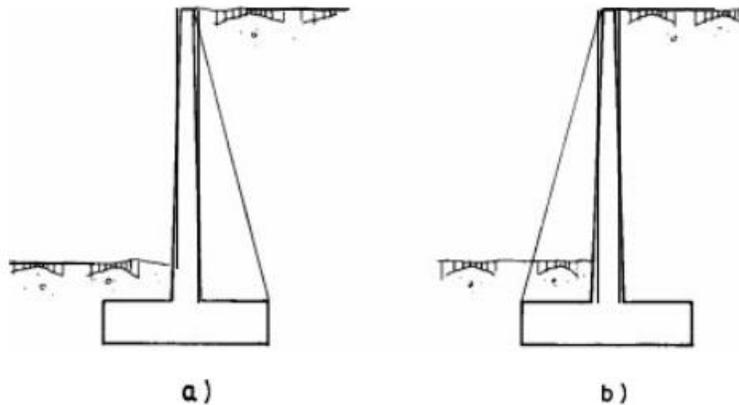


Figura 2.5. Muro de contrafuertes.

Introducción de la seguridad: En general el muro puede alcanzar los siguientes estados límites, de servicio o últimos.

- **Giro excesivo del muro** considerado como un cuerpo rígido
- **Deslizamiento del muro.**

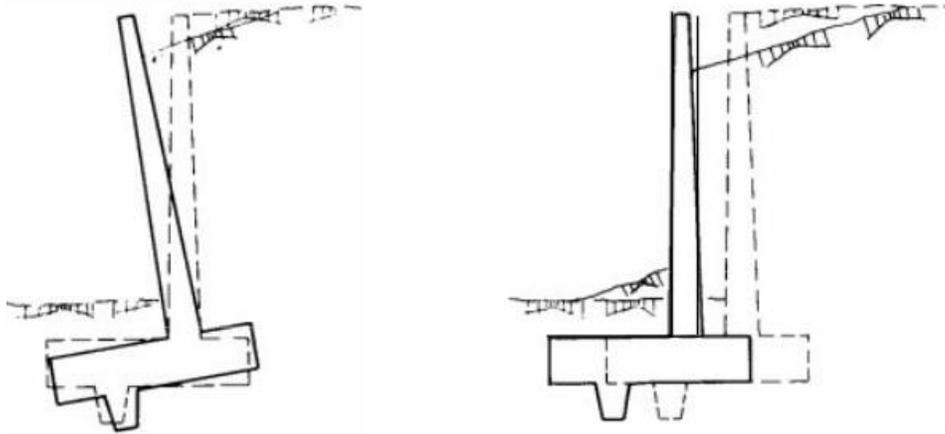


Figura 2.6. Muro con giro y deslizamiento.

- **Deslizamiento profundo de muro:** Es debido a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando en una profundidad igual a aproximadamente a vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación de la zapata. En ese caso debe investigarse la seguridad frente a este estado límite, por los procedimientos clásicos.

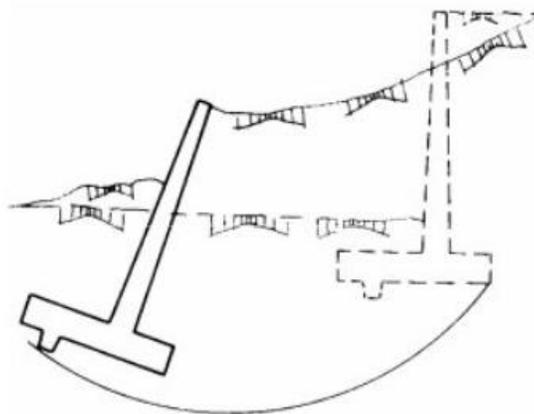


Figura 2.7. Deslizamiento profundo.

- **Deformación excesiva del alzado:** Es una situación rara, salvo en muros muy esbeltos, lo cual es un caso poco frecuente.

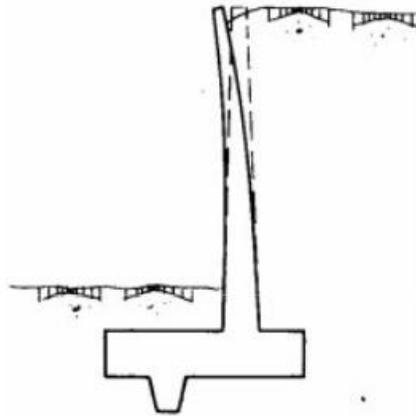


Figura 2.8. Deformación en el alzado.

- **Fisuración excesiva:** Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración especialmente grave si su ancho es excesivo, ya que en general el terreno está en estado húmedo y la fisuración no es observable.

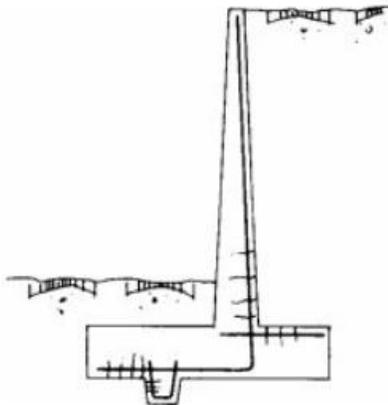


Figura 2.9. Fisuración excesiva.

En esta práctica se enfocará específicamente en los muros de gravedad; este muro se emplea en casos donde se quiere economizar, y el talud a contener no tenga más de 3 metros de altura, ya que, a mayor altura, el costo comparativo con el de un muro en voladizo, se torna más alto. Además, se debe contar con poca limitación de espacio, porque la base puede alcanzar hasta 2 metros o más de ancho.

Predimensionamiento del muro: El modelo matemático del muro de gravedad podría representarse de la siguiente forma:

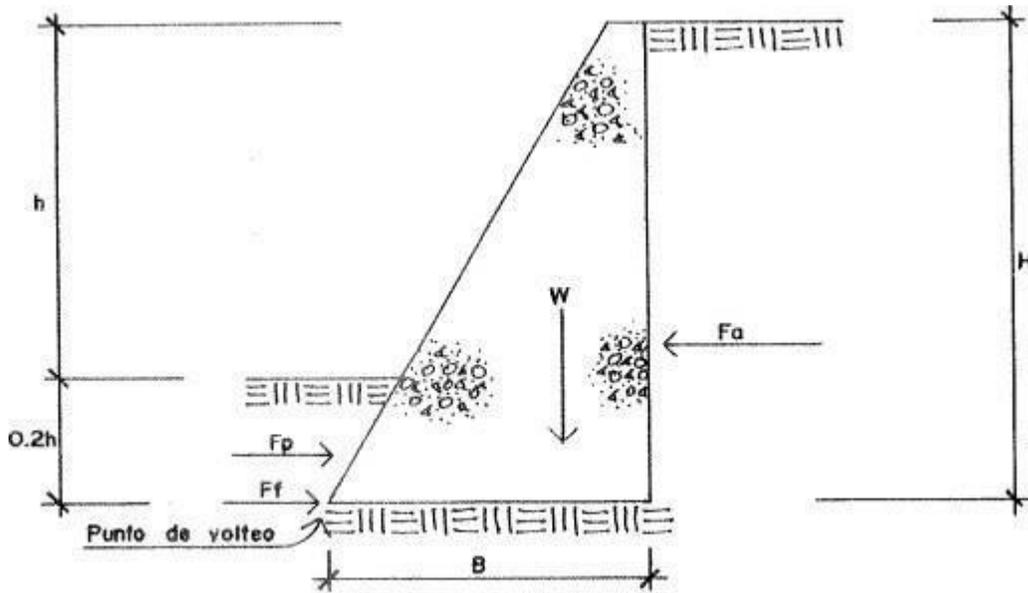


Figura 2.10. Dimensiones en un muro de gravedad

Predimensionar el muro con las siguientes reglas:

- Establecer el ancho del muro en su parte superior. Mínimo 25 cm.
- Establecer una profundidad de desplante del muro en el suelo, de aproximadamente $0.2h$, donde h = altura del talud a contener.
- Establecer el ancho (B) del muro en su parte inferior, el cual variará de $0.5H$ a $0.7H$, con H = altura del muro de contención.

Chequeos de seguridad: Como se observó anteriormente el muro puede alcanzar ciertos estados límites, por lo cual, al diseñar se deben garantizar que esos estados no sean sobrepasados. Por ende, se deben realizar los siguientes chequeos:

- **Chequeo contra volteo:** se debe calcular un momento resistente (MR) este momento lo dará el muro como tal y, calcular un momento de volteo (MV), este momento lo provoca el suelo a contener. Al tener estos momentos se debe chequear lo siguiente:

$$MR > 1.5 * MV$$

- **Chequeo contra deslizamiento:** Al igual que con los momentos se debe calcular la fuerza que resiste el muro (FR) y la fuerza actuante que provoca el suelo (FA), con estas fuerzas se debe chequear lo siguiente:

$$FR \geq 1.5 * FA$$

- **Chequeo contra asentamiento:** calculando la presión del muro sobre el suelo por su propio peso (PM), y comparándola con el valor soporte del suelo (Vsd), teniendo cuidado de que el valor de la presión de muro (qmax) no sobrepase al valor soporte del suelo (Vsd).

$$Vsd \geq qmax$$

Los chequeos anteriores se deben cumplir para garantizar la estabilidad y seguridad del muro, si en dado caso uno de los chequeos no cumple, se deben realizar acomodamientos en las dimensiones y/o materiales del muro con el fin de que los chequeos cumplan.

3. Practica 2: Muro de contención (Gravedad)

Diseñar el muro de gravedad que se muestra en la figura 2.11. en el cual se necesita contener un talud de $H=3\text{m}$. el suelo a contener tiene un ángulo de fricción $\Phi=34^\circ$, peso específico $\gamma_s=1300\text{ kgf/m}^3$ y una capacidad soporte del suelo de $V_{sd}=20\text{ tonf/m}^2$. El peso específico del material del cual está hecho el muro es de $\gamma_m=2000\text{ kgf/m}^3$

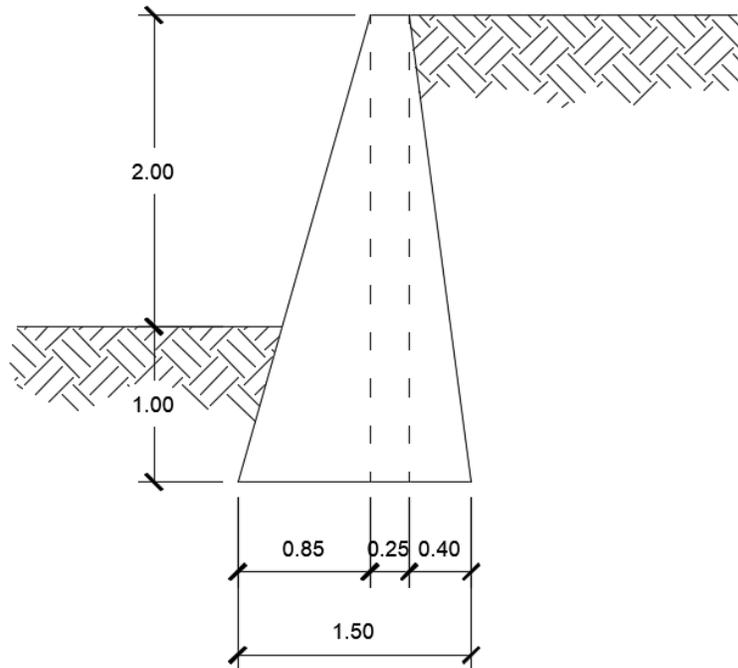


Figura 2.11.

El talud a contener le puede provocar volteo o deslizamiento al muro por lo tanto son los chequeos que debemos cumplir para garantizar que el muro no sufra esos daños. Por ende, debe de haber una fuerza provoque el deslizamiento o volteo, a esa fuerza se le llama presión activa y se calcula con la siguiente ecuación.

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * K_a$$

Donde K_a se le conoce como coeficiente activo, al mismo tiempo existe un coeficiente pasivo K_p

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\Phi}{1 + \text{sen}\Phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

Cálculo de las presiones:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}(34^\circ)}{1 + \text{sen}(34^\circ)} = 0.2827$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \frac{1 + \text{sen}(34^\circ)}{1 - \text{sen}(34^\circ)} = 3.5371$$

La presión activa es:

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * K_a = \frac{1}{2} * 1300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} * (3\text{m})^2 * 0.2827$$

$$Pa = 1653.795 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Chequeo contra volteo:

Como la presión activa genera volteo al muro, se debe garantizar que las dimensiones y el material del muro sean capaz de resistir el momento de volteo.

$$MR > 1.5 * MV$$

El momento de volteo que la presión activa genera al muro se encuentra con la siguiente ecuación

$$MV = \frac{1}{3} * Pa * H$$

$$MV = \frac{1}{3} * 1653.795 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} * 3\text{m} = 1653.795 \text{ kgf}$$

Es importante notar que el muro tiene una profundidad, es decir, tiene un largo de profundidad el cual no se conoce, esto se puede notar en la presión activa que está distribuida linealmente, pero para fines de cálculo se tomará una profundidad de 1.00 m.

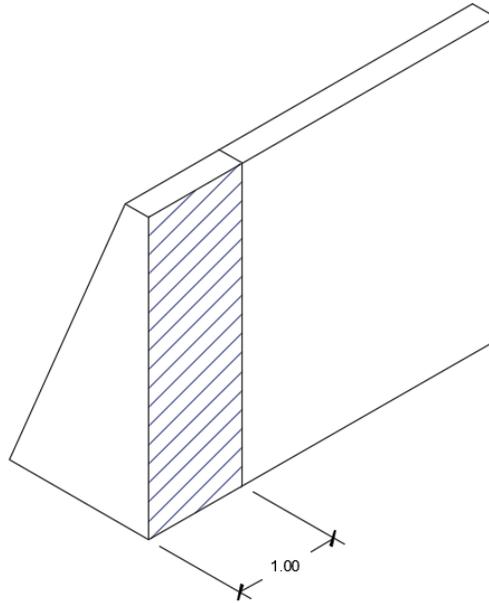


Figura 2.12. Profundidad unitaria.

Por lo tanto, el momento de volteo es:

$$MV = 1653.795 \text{ kgf} * 1\text{m} = 1653.795 \text{ kgf} * m$$

Ahora se debe calcular el momento resistente y este va a estar dado directamente por el muro. Es importante recordar el concepto de momentos, centros de gravedad y pesos específicos. Estos conceptos permitirán entender el cálculo del momento resistente.

La ecuación para momentos: $M = F * d$ donde $F = \text{fuerza aplicada}$ y $d = \text{brazo de palanca}$

Recuerde el centro de gravedad de una figura geométrica. En la figura 2.13 se muestran las ecuaciones de la posición de los centros de gravedad para un rectángulo y triángulo.

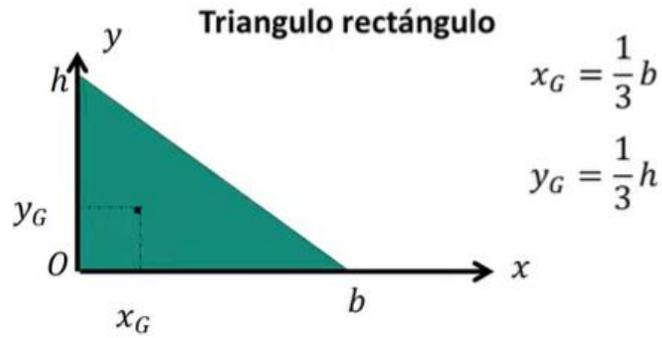
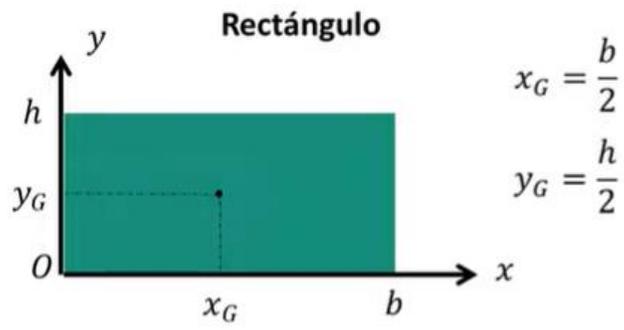


Figura 2.13. centros de gravedad de figuras planas

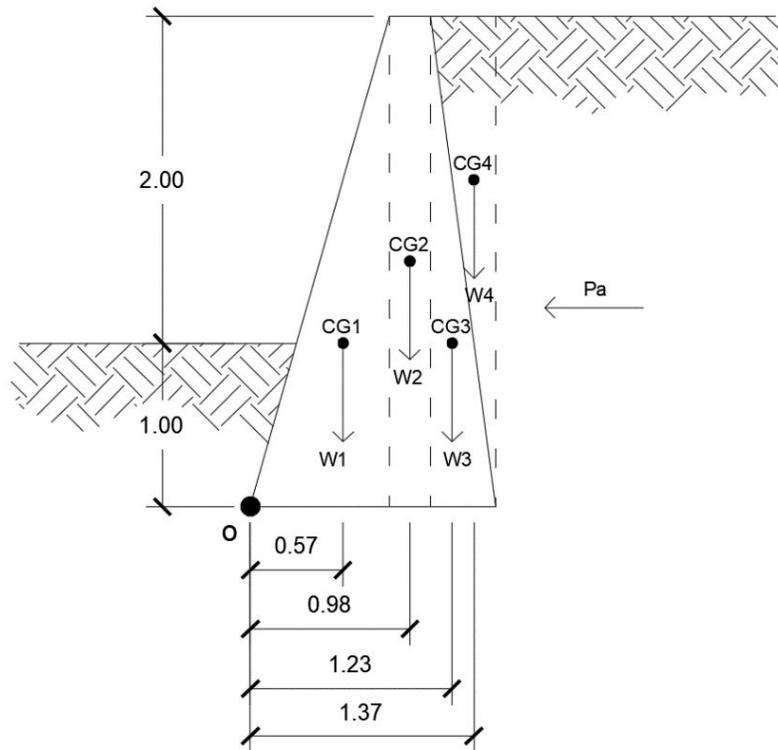


Figura 2.14. Centros de gravedad del muro

Como el muro de este ejemplo está conformado por dos figuras geométricas, 2 triángulos y un rectángulo, y para facilidad de trabajo, se descompone el muro en estas figuras conocidas para encontrar el momento resistente. La figura 2.14. muestra cómo está dividido el muro y el centro de gravedad de cada una de las partes del muro.

Observe la primera parte del muro que está formado por un triángulo, su centro de gravedad se obtiene con las ecuaciones descritas en la figura 2.13. Desde la parte donde está el ángulo a 90°, el centro de gravedad se encuentra a 1/3 de la base y altura. Como el muro tiene una altura total de 3m la coordenada Y del centro de gravedad está a $Y=3m/3=1m$. la base de ese tramo es de 0.85m la coordenada X del centro de la gravedad a partir del ángulo a 90° está en $X=0.85m/3=0.283m$

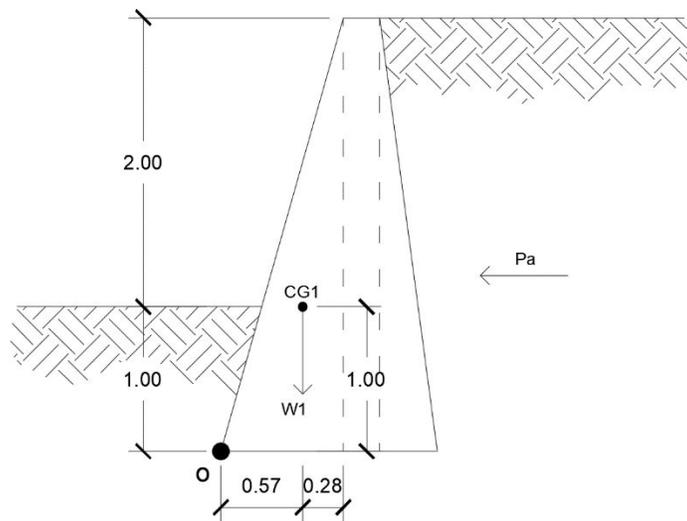


Figura 2.15. Centro de gravedad del 1er tramo del muro.

Se hace el mismo proceso, pero con las ecuaciones correspondientes de acuerdo a la figura geométrica. Algo importante a destacar es que la porción de suelo que recae sobre la cara del muro (donde se encuentra el 2do triángulo) ese suelo hace presión sobre el muro y, por ende, ayuda a contrarrestar el volteo que genera la presión activa.

La presión activa genera el volteo en el muro desde el punto "O", por lo tanto, el momento resistente también debe tener como punto de rotación el punto "O", con esto claro se puede calcular los momentos que resisten cada tramo del muro, es decir cada una de las figuras que se ha desglosado.

El momento se calcula con $M = F * d$ Para este caso la fuerza va a estar dada por el peso del muro, pero como se ha descompuesto el muro entonces se debe calcular el momento de cada tramo, y el brazo será la distancia que hay desde el centro de gravedad al punto de rotación (punto "O") ver figura 2.14.

Recuerde que peso específico es igual a; $\gamma = \frac{W}{V}$ donde W=peso y V= volumen, despejando de esta ecuación el peso, se tiene lo siguiente:

$$W = \gamma * V$$

Otro punto que se tiene que considerar es el volumen del muro, pero recuerde que se está trabajando una profundidad de 1.00m. Con eso se puede obtener el volumen de cada tramo de figura que compone el muro.

Cálculo de momento resistente:

Momento resistente del primer triángulo.

$$V1 = Area * Profundidad = \left(\frac{1}{2} * 0.85m * 3m\right) * 1m = 1.275m^3$$

$$W1 = \gamma m * V1 = 2000 \frac{kgf}{m^3} * 1.275m^3 = 2550 kgf$$

$$M1 = W1 * d1 = 2550kgf * 0.57m = 1453.50 kgf * m$$

Momento resistente del rectángulo.

$$V2 = Área * Profundidad = (0.25m * 3m) * 1m = 0.75m^3$$

$$W2 = \gamma m * V2 = 2000 \frac{kgf}{m^3} * 0.75m^3 = 1500 kgf$$

$$M2 = W2 * d2 = 1500kgf * 0.98m = 1470 kgf * m$$

Momento resistente del segundo triángulo.

$$V3 = Área * Profundidad = \left(\frac{1}{2} * 0.40m * 3m\right) * 1m = 0.60m^3$$

$$W3 = \gamma m * V3 = 2000 \frac{kgf}{m^3} * 0.60m^3 = 1200 kgf$$

$$M3 = W3 * d3 = 1200kgf * 1.23m = 1476 kgf * m$$

Momento resistente del triángulo de suelo que está por encima del muro.

$$V4 = \text{Área} * \text{Profundidad} = \left(\frac{1}{2} * 0.40m * 3m\right) * 1m = 0.60m^3$$

$$W4 = \gamma_s * V3 = 1300 \frac{kgf}{m^3} * 0.60m^3 = 780 kgf$$

$$M4 = W4 * d4 = 1200kgf * 1.37m = 1068.6 kgf * m$$

El momento resistente es la suma de todos los momentos

$$MR = M1 + M2 + M3 + M4$$

$$MR = 1453.50 kgf * m + 1470 kgf * m + 1476 kgf * m + 1068.6 kgf * m$$

$$MR = 5468.10 kgf * m$$

Chequeo:

$$MR > 1.5 * MV$$

$$5468.10 kgf * m > 1.5 * 1653.795 kgf * m$$

$$5468.10 kgf * m > 2480.69 kgf * m$$

Como $MR > 1.5 * MV$ el muro si chequea contra el volteo.

Chequeo contra deslizamiento:

$$FR \geq 1.5 * FA$$

La fuerza actuante va ser la misma presión activa; $FA = Pa$

La fuerza resistente se determina con; $FR = \text{Fuerza Pasiva } (Fp) + \text{Fuerza de fricción } (Ff)$ donde:

$$Fp = \gamma_s * h^2 * K_p = 1300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} * (1.00\text{m})^2 * 3.5371 = 4598.23 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} * 1\text{m} = 4598.23 \text{ kgf}$$

$Ff = WT * Cf \rightarrow WT = \text{Peso total del muro}$ y $Cf = \text{coeficiente de fricción} = 0.6 \text{ a } 0.9 \tan\phi$

$$WT = W1 + W2 + W3 + W4 = 2550 \text{ kgf} + 1500 \text{ kgf} + 1200 \text{ kgf} + 780 \text{ kgf} = 6030 \text{ Kgf}$$

Tomando $Cf = 0.6 * \tan\phi = 0.6 * \tan \tan(34^\circ) = 0.4047$

$$Ff = WT * Cf = 6030 \text{ kgf} * 0.4047 = 2440.341 \text{ kgf}$$

$$FR = Fp + Ff = 4598.23 \text{ Kgf} + 2440.341 \text{ kgf} = 7038.57 \text{ kgf}$$

$Pa = 1653.795 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} * 1 \text{ m} = 1653.795 \text{ Kgf}$ recuerde que se está trabajando una profundidad unitaria.

$$FR \geq 1.5 * FA$$

$$7038.58 \text{ Kgf} \geq 1.5 * 1653.795 \text{ kgf}$$

$$7038.58 \text{ Kgf} \geq 2480.69 \text{ kgf}$$

Como $FR > 1.5 * FA$ el muro se chequea contra el deslizamiento.

Chequeo contra asentamiento:

$$Vsd \geq q_{\text{máx}} \text{ y } q_{\text{mín}} > 0$$

La $q_{m\acute{a}x}$ y $q_{m\acute{i}n}$ se calculan con la siguiente ecuaci3n. Para $q_{m\acute{a}x}$ se suman y para $q_{m\acute{i}n}$ se resta:

$$\frac{q_{m\acute{a}x}}{q_{m\acute{i}n}} = \frac{WT}{B * L} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

Donde:

B = base del muro.

L = Profundidad del muro, profundidad unitaria.

WT = Peso total del muro.

$$e = \text{excentricidad} = \left| \frac{B}{2} - x \right| \text{ donde } x = \frac{MR - MV}{WT}$$

$$x = \frac{MR - MV}{WT} = \frac{5468.10 \text{ kgf} * m - 1653.795 \text{ kgf} * m}{6030 \text{ kgf}} = 0.6326 \text{ m}$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - x \right| = \left| \frac{1.50m}{2} - 0.6326m \right| = 0.1174 \text{ m}$$

Ahora podemos encontrar las cargas m\acute{a}ximas y m\acute{i}nimas que genera el muro hacia el suelo.

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{WT}{B * L} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{6030 \text{ kgf}}{1.50m * 1.00m} * \left(1 + \frac{6 * 0.1174m}{1.50m}\right) = 5907.792 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{WT}{B * L} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{6030 \text{ kgf}}{1.50m * 1.00m} * \left(1 - \frac{6 * 0.1174m}{1.50m}\right) = 2132.208 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$V_{sd} = 20 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 20000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} > 5907.792 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Como $V_{sd} > q_{m\acute{a}x}$ y $q_{m\acute{i}n} > 0$ entonces la capacidad del suelo chequea contra asentamiento.

PRÁCTICA NO. 3

ZAPATA CONCENTRICA (Generalidades y predimensionamiento)

1. Propósito de la práctica:

- 1.1. Conocer que es una zapata.
- 1.2. Aprender a predimensionar una zapata.
- 1.3. Diseñar una zapata concéntrica.

2. Marco Teórico:

Generalidades: La función de una zapata de cimentación es distribuir la carga total que transmite una columna, pila o muro, incluyendo su propio peso, sobre suficiente área de terreno, de modo que la intensidad de las presiones que transmita se mantenga dentro de los límites permitidos para el suelo que la soporta.

Las zapatas de concreto reforzado para columnas sencillas son, por lo general, cuadradas. La zapata, según se aprecia en la figura 3.1, representa voladizos que sobrepasan de la columna en ambas direcciones y reciben presión del terreno hacia arriba, que provocan esfuerzos de tensión en el fondo de la zapata. Las zapatas son, por lo tanto, reforzadas mediante dos parrillas de acero, perpendiculares entre sí y paralelas a los bordes. Puesto que estos voladizos son frecuentemente de poca luz, el esfuerzo de corte y la adherencia son normalmente más críticos que la flexión y merecen por lo tanto mucha atención.

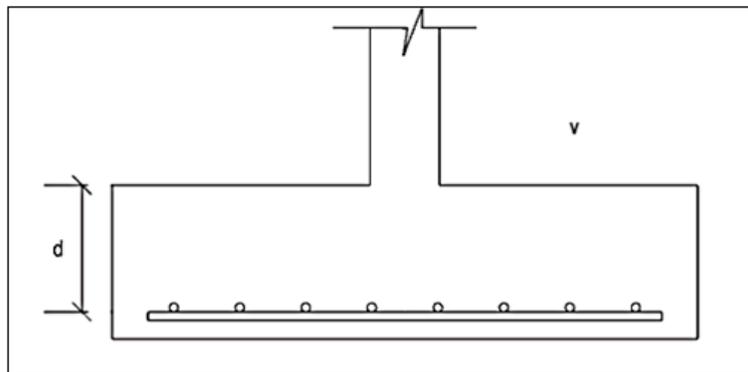


Figura 3.1. Zapata cuadrada.

Punzonamiento o cortante bidireccional: Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta a la carga vertical que le transfiere la columna o pedestal.

En la práctica, para simplificar el problema, se trabaja con una superficie de falla o sección crítica perpendicular al plano de la zapata y localizada a $(d/2)$ de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si este es el caso; con una traza en la planta igual al perímetro mínimo "bo".

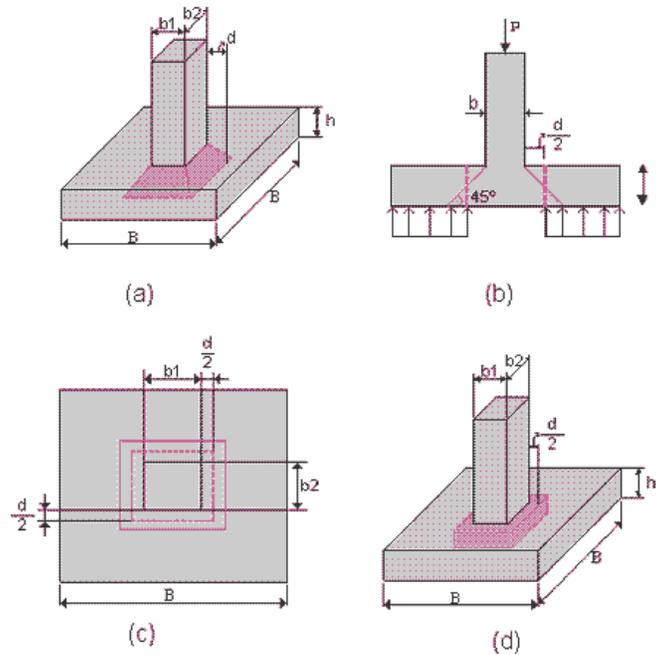


Figura 3.2. Planos de falla por esfuerzo cortante bidireccional o punzonate.

Cortante unidireccional o simple: Se refiere al efecto en el comportamiento de la zapata como elemento viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia “d” de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto, o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde la placa de acero si este es el caso.

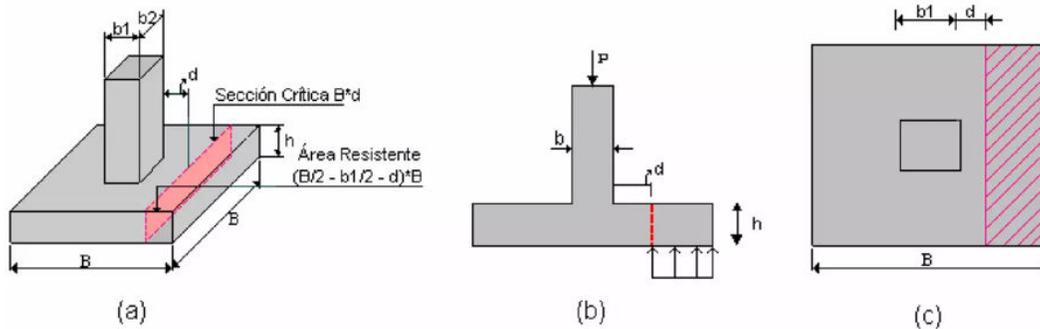


Figura 3.3. Corte unidireccional (Corte simple)

Zapatas con flexión en una dirección: Esta situación corresponde al caso de una zapata que transmite una carga de servicio P con una excentricidad “ e ”, de modo que $M = P * e$. Para esto, puede analizarse la distribución de presiones de una manera simplista asumiendo que las presiones tienen una variación lineal en la dirección L .

Se analizan dos situaciones: cuando la excentricidad es menor o igual que un sexto del ancho de la zapata ($e \leq \frac{L}{6}$), se presenta compresión bajo toda el área de la zapata, en este caso: ver figura 3.4.

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P}{B * L} + \frac{M}{\frac{B * L^2}{6}} = \frac{P}{B * L} * \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{P}{B * L} - \frac{M}{\frac{B * L^2}{6}} = \frac{P}{B * L} * \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Cuando la excentricidad es mayor que un sexto del ancho de la zapata ($e > L/6$), una parte de ésta se encuentra exenta de presiones y para garantizar su estabilidad, se debe cumplir la condición que se explica en la figura 3.5. en la cual se deduce por equilibrio estático que:

$$P = \frac{3 * q * m * B}{2}$$

Despejando q, se tiene:

$$q = \frac{2 * P}{3 * m * B}$$

Donde $m = \frac{L}{2} - e$

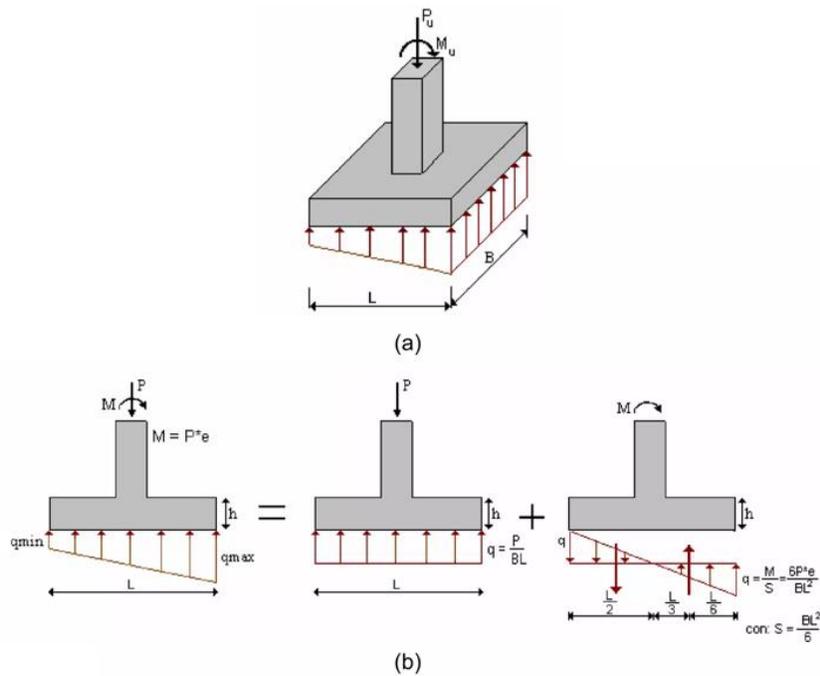


Figura 3.4. Zapata con flexión uniaxial cuando $e < L/6$.

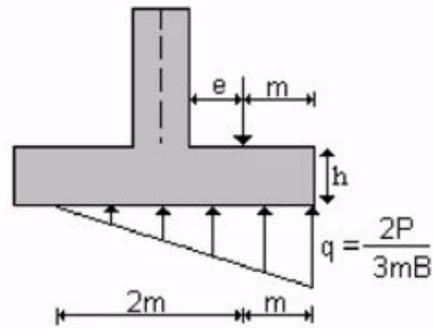


Figura 3.5. Zapata con flexión uniaxial cuando $e > L/6$.

Zapatas con flexión biaxial: Esta situación se presenta cuando la viga de amarre no toma momentos. La zapata entonces trabaja a carga axial y a momentos flectores sobre los ejes (X, Y).

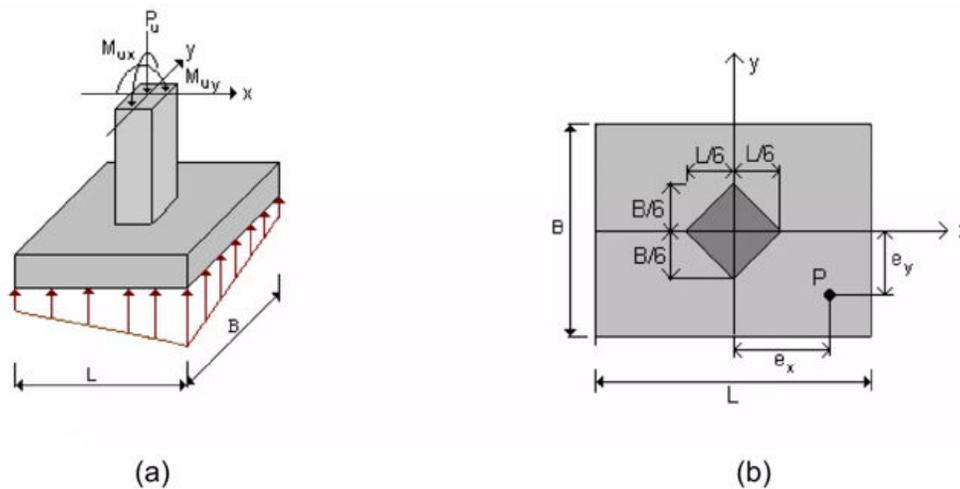


Figura 3.6. Zapata con $P_u \neq 0$, $M_x \neq 0$, $M_y \neq 0$.

De acuerdo a la figura 3.6-b la carga de servicio P actúa a la distancia x del eje "Y" y e_y del eje "X"; de modo que:

$$e_x = \frac{M_y}{P}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P}$$

Si $e_x \leq L/6$ y $e_y \leq B/6$ Toda la superficie bajo la zapata estará sometida a compresión con una distribución de presiones en forma de prisma rectangular truncado o rebanado por un plano inclinado, tal como se muestra en la figura 3.6-a; lo cual dificulta el diseño de la zapata.

La distribución de presiones debajo de la zapata se expresa como:

$$q_{\text{máx}} = \frac{P}{B * L} + \frac{M_x}{\frac{B * L^2}{6}} + \frac{M_y}{\frac{L * B^2}{6}}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{P}{B * L} - \frac{M_x}{\frac{B * L^2}{6}} - \frac{M_y}{\frac{L * B^2}{6}}$$

Predimensionamiento de una zapata rectangular o cuadrada:

Para estimar las dimensiones de la zapata, se encuentra el área que necesita con las siguientes ecuaciones:

$$A_z = \frac{1.5 * P'}{V_{sd}}$$

La ecuación anterior sirve para estimar el área de una zapata, teniendo el área se puede estimar dimensiones que cumplan con dicha área. Algo importante a mencionar en esta ecuación es de que P' es la carga de trabajo que le llega a la zapata, por lo tanto, se debe tener cuidado de que sea una carga ultima por ASD y no por LRFD.

1. Práctica 2: Zapata concéntrica.

Diseñar una zapata concéntrica con deflexión biaxial, con los siguientes datos

$$M_{ux} = 4.41 \text{ tonf-m}$$

$$D_f = 1.20 \text{ m}$$

$$M_{uy} = 4.51 \text{ tonf-m}$$

$$FCU = 1.53$$

$$P_u = 64.88 \text{ tonf}$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ tonf/m}^3$$

$$V_{sd} = 24.45 \text{ tonf/m}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.33 \text{ tonf/m}^3$$

$$f_y = 2810 \text{ kgf/cm}^2$$

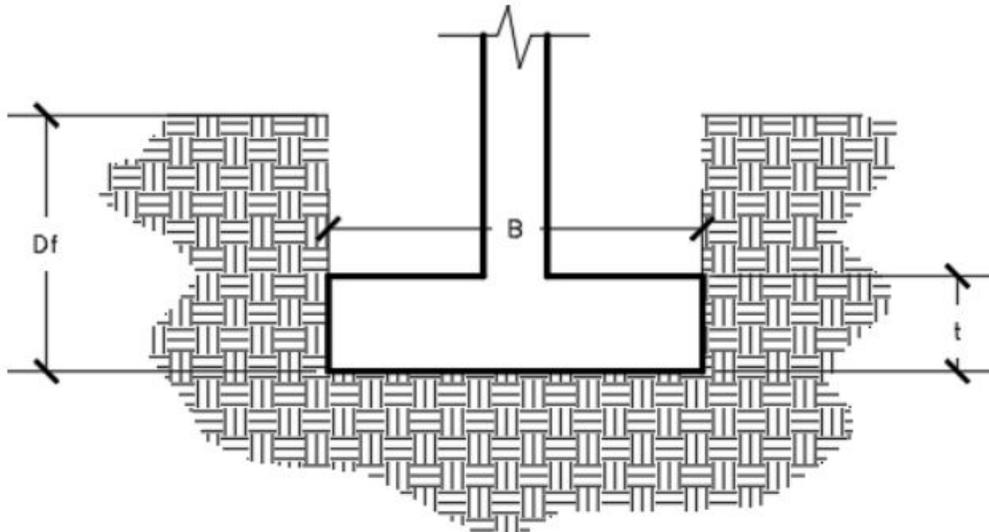


Figura 3.7.

Convirtiendo las cargas y momentos últimos a servicios:

$$P' = \frac{P_u}{FCU} = \frac{64.88 \text{ tonf}}{1.53} = 42.4052 \text{ tonf}$$

$$M_x = \frac{M_{ux}}{FCU} = \frac{4.41 \text{ tonf-m}}{1.53} = 2.8824 \text{ tonf-m}$$

$$M_y = \frac{M_{uy}}{FCU} = \frac{4.51 \text{ tonf-m}}{1.53} = 2.9477 \text{ tonf-m}$$

Predimensionando la zapata, estimaremos dimensiones para una zapata cuadrada.

$$Az = \frac{1.5 * P'}{Vsd} = \frac{1.5 * 42.4052tonf}{\frac{24.45tonf}{m^2}} = 2.6015m^2$$

$$B = L = \sqrt{Az} = \sqrt{2.6015m^2} = 1.61m$$

La zapata que se propone es de B=1.75m y L=1.75m

CHEQUEO DE DIMENSIONES:

Con estas dimensiones de debe chequear lo siguiente y si no cumple se deben proponer unas nuevas dimensiones:

$$q_{\text{máx}} < Vsd$$

$$q_{\text{mín}} > 0$$

$$ex < \frac{L}{6}$$

$$ey < \frac{B}{6}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{P}{B * L} + \frac{Mx}{\frac{B * L^2}{6}} + \frac{My}{\frac{L * B^2}{6}}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{P}{B * L} - \frac{Mx}{\frac{B * L^2}{6}} - \frac{My}{\frac{L * B^2}{6}}$$

Donde:

$$P = \text{Peso suelo} + P' + \text{Peso cimiento} = Ws + P' + Wc$$

Buscando el peso del suelo que estará sobre el cimiento (Ws):

Como $\gamma_s = \frac{Ws}{Vs}$ entonces $Ws = \gamma_s * Vs$

El volumen del suelo (V_s) es igual al área de la zapata (A_z) por el desplante (dD); como la zapata propuesta es de 1.75m x 1.75m el área es $A_z=3.0625m^2$ y el desplante $D_f=1.20m$ por lo tanto el volumen es:

$$V_s = A_z * D_f = 3.0625m^2 * 1.20m = 3.675m^3$$

$$W_s = \gamma_s * V_s = 1.33 \frac{tonf}{m^3} * 3.675m^3 = 4.8878 tonf$$

Peso del cimiento (W_c); necesita el volumen del cimiento para encontrar su peso, y para eso debe tener el espesor de la zapata, por lo tanto, también se propone un espesor, el espesor "t" propuesto es de 0.45m.

$$W_c = \gamma_c * V_c = 2.4 \frac{tonf}{m^3} * (1.75m * 1.75m * 0.45m) = 3.3075 tonf$$

Con los pesos encontrados se determina P:

$$P = W_s + P' + W_c = 4.8878 tonf + 42.4052 tonf + 3.3075 tonf = 50.6005 tonf$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P}{B * L} + \frac{M_x}{\frac{B * L^2}{6}} + \frac{M_y}{\frac{L * B^2}{6}} = \frac{50.6005 tonf}{1.75m * 1.75m} + \frac{2.8824 tonf - m}{\frac{1.75m * (1.75m)^2}{6}} + \frac{2.9477 tonf - m}{\frac{1.75m * (1.75m)^2}{6}} = 21.4361 \frac{tonf}{m^2}$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{P}{B * L} - \frac{M_x}{\frac{B * L^2}{6}} - \frac{M_y}{\frac{L * B^2}{6}} = \frac{50.6005 tonf}{1.75m * 1.75m} - \frac{2.8824 tonf - m}{\frac{1.75m * (1.75m)^2}{6}} - \frac{2.9477 tonf - m}{\frac{1.75m * (1.75m)^2}{6}} = 11.6091 \frac{tonf}{m^2}$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{2.9477 tonf - m}{50.6005 tonf} = 0.0583 m$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{2.8824 tonf - m}{50.6005 tonf} = 0.0570 m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{B}{6} = \frac{1.75m}{6} = 0.88m$$

Evaluando chequeo: $q_{m\acute{a}x} < V_{sd}, q_{m\acute{i}n} > 0, e_x < \frac{L}{6}, e_y < \frac{B}{6}$

$$q_{m\acute{a}x} < V_{sd} \rightarrow 21.4361 \frac{tonf}{m^2} < 24.45 \frac{tonf}{m^2} \text{ SI CHEQUEA}$$

$$q_{\text{mín}} > 0 \rightarrow 11.6091 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \text{ SI CHEQUEA}$$

$$e_x < \frac{L}{6} \rightarrow 0.0583\text{m} < 0.88\text{m} \text{ SI CHEQUEA}$$

$$e_y < \frac{B}{6} \rightarrow 0.0570\text{m} < 0.88\text{m} \text{ SI CHEQUEA}$$

Como si se cumplen todos los chequeos se concluye que las dimensiones propuestas de B=1.75m, L=1.75m cumplen.

PRÁCTICA NO. 4

ZAPATA CONCENTRICA (Chequeos por corte y diseño a flexión)

1. Propósito de la práctica:

- 1.1. Aprender a realizar los chequeos por corte necesarios en una zapata.
- 1.2. Diseñar a flexión una zapata.

2. Marco Teórico:

Generalidades: Los chequeos por corte son importantes para una zapata, estos van a garantizar que el espesor propuesto sea lo suficientemente capaz de poder resistir los efectos que se producen al elemento estructural, estos efectos son:

Punzonamiento: es el efecto que la columna hará al llegar como una carga puntual sobre la zapata, esto provocará que esa carga trate de aplastar cierta parte de la columna, ver marco teórico de la práctica No. 3.

Corte simple: Este es otro efecto que también se puede presentar en la zapata, este provoca que haya un corte en sobre es espesor en una dirección de la zapata. Igualmente ver marco teórico de la práctica No. 3.

Al establecer un espesor que garantice soportar los chequeos en la zapata se procese a realizar el diseño por flexión, que no es más que proponer un refuerzo en la zapata, y para esto se debe calcular el acero requerido por medio de la ecuación general por flexión y compararlo con el acero mínimo que establece el código ACI 318.

A continuación, se presenta el cálculo de los chequeos y diseño por flexión de la zapata analizada de la práctica No. 3.

CHEQUEO DE CORTANTES:

Chequeo de corte punzonante:

Este chequeo de cumplir con $V_{rest} > V_{act}$.

El corte actuante para una zapata es:

$$V_{act} = qdu * ((B * L) - (hc + d)(bc + d))$$

El corte resistente se calcula con:

$$V_{rest} = \phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * bp * d$$

Donde $bp = 2 * bc + 2 * hc + 4 * d = \text{perimetro de punzamiento}$ Y $qdu = q_{\text{máx}} * FCU = \text{carga última de diseño}$

Sustituyendo los valores en la ecuación se tiene que:

La columna que le llega a la zapata es cuadrada es de $bc=0.30\text{m}$, $hc=0.30\text{m}$, también el recubrimiento propuesto para la zapata es de $r=7.5\text{cm}$ según el ACI, por lo tanto, $d = t - r = 0.45\text{m} - 0.075\text{m} = 0.375\text{m}$.

$$qdu = 21.4361 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 1.53 = 32.7972 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$Vact = qdu * ((B * L) - (hc + d)(bc + d))$$

$$Vact = 32.7972 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * ((1.75\text{m} * 1.75\text{m}) - (0.3\text{m} + 0.375\text{m})(0.3\text{m} + 0.375\text{m})) = 85.4982 \text{ tonf}$$

$$Vrest = \phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * bp * d$$

$$bp = 2 * bc + 2 * hc + 4 * d = 2 * 30\text{cm} + 2 * 30\text{cm} + 4 * 37.5\text{cm} = 270\text{cm}$$

$$Vrest = 0.75 * 1.06 * \sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 270\text{cm} * 37.5\text{cm} = 116646.5257 \text{ kgf} = 116.6465 \text{ tonf}$$

Evaluando chequeo:

$$Vact < Vrest \rightarrow 85.4982 \text{ tonf} < 116.6465 \text{ tonf} \quad \text{SI CHEQUEA}$$

Chequeo de corte simple:

Este chequeo de cumplir con $Vrest > Vact$. Este chequeo debe cumplir para ambas direcciones:

Dirección X:

El corte actuante para una zapata es:

$$Vactx = qdu * B * \left(\frac{L - Bc}{2} - d \right)$$

El corte resistente se calcula con:

$$Vrestx = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * B$$

Sustituyendo los valores en la ecuación se tiene que:

La columna que le llega a la zapata es cuadrada y es de $b_c=0.30m$, $h_c=0.30m$, también el recubrimiento propuesto para la zapata es de $r=7.5cm$ según el ACI, por lo tanto, $d = t - r = 0.45m - 0.075m = 0.375m$.

$$qdu = 21.4361 \frac{tonf}{m^2} * 1.53 = 32.7972 \frac{tonf}{m^2}$$

$$Vactx = qdu * B * \left(\frac{L - Bc}{2} - d \right)$$

$$VVactx = 32.7972 \frac{tonf}{m^2} * 1.75m * \left(\frac{1.75m - 0.30m}{2} - 0.375m \right) = 11.4790 tonf$$

$$Vrestx = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * B$$

$$Vrestx = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210 \frac{kgf}{cm^2}} * 37.5cm * 175cm = 37802.11481 kgf = 37.802 tonf$$

Evaluando chequeo:

$$Vactx < Vrestx \rightarrow 11.4790 tonf < 37.802 tonf \quad \text{SI CHEQUEA EN DIRECCIÓN X}$$

Dirección Y:

El corte actuante para una zapata es:

$$Vacty = qdu * L * \left(\frac{B - hc}{2} - d \right)$$

El corte resistente se calcula con:

$$Vresty = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * L$$

Sustituyendo los valores en la ecuación tenemos que:

$$Vacty = qdu * L * \left(\frac{B - hc}{2} - d \right)$$

$$VVacty = 32.7972 \frac{tonf}{m^2} * 1.75m * \left(\frac{1.75m - 0.30m}{2} - 0.375m \right) = 11.4790 tonf$$

$$V_{resty} = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * B$$

$$V_{resty} = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210 \frac{kgf}{cm^2}} * 37.5cm * 175cm = 37802.11481 kgf = 37.802 tonf$$

Evaluando chequeo:

$$V_{acty} < V_{resty} \rightarrow 11.4790 tonf < 37.802 tonf \quad \text{SI CHEQUEA EN DIRECCIÓN Y}$$

Como es una zapata cuadrada dieron los mismos resultados tanto en la dirección X como en dirección Y, pero para una zapata rectangular no sería el caso, entienda entonces que estas ecuaciones aplican correctamente para zapatas rectangulares.

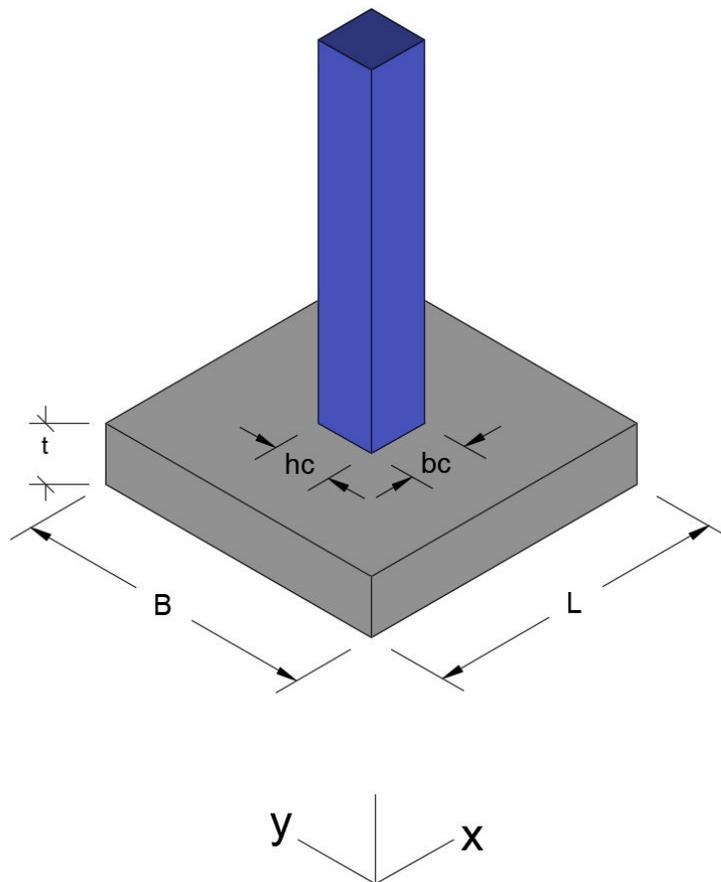


Figura. 3.8.

DISEÑO A FLEXIÓN DE LA ZAPATA:

Cálculo de áreas de acero:

Se trabajará en la zapata con una franja unitaria de 1.00m de ancho lo cual llamaremos bu.

Dirección X:

El momento actuante en la zapata en la dirección x está dada por:

$$Mactx = \frac{qdu * bu * \left(\frac{B - hc}{2}\right)^2}{2}$$

$$Mactx = \frac{32.7972 \frac{tonf}{m^2} * 1.00m * \left(\frac{1.75m - 0.30m}{2}\right)^2}{2} = 8.6195 tonf - m = 861951.4125 kgf - cm$$

Hacemos uso de la ecuación general por flexión para encontrar el área de acero requerido por momento.

$$As = \frac{d \pm \sqrt{d^2 - \frac{4 * Mact}{1.7 * \phi * f'c * bu}}}{\frac{2 * fy}{1.7 * f'c * bu}}$$

$$As_- = \frac{37.5cm - \sqrt{(37.5cm)^2 - \frac{4 * 861951.4125 kgf - cm}{1.7 * 0.9 * 2.10 \frac{kgf}{cm^2} * 100cm}}}{\frac{2 * 2810 \frac{kgf}{cm^2}}{1.7 * 2.10 \frac{kgf}{cm^2} * 100cm}} = \frac{37.5cm - \sqrt{1406.25cm^2 - \frac{3447805.65 cm^2}{32130}}}{\frac{5620}{35700cm}}$$

$$As_- = \frac{37.5cm - \sqrt{1406.25cm^2 - 107.30798cm^2}}{0.1574 \frac{1}{cm}} = \frac{37.5cm - \sqrt{1298.9420cm^2}}{0.1574 \frac{1}{cm}} = \frac{37.5cm - 36.0408cm}{0.1574 \frac{1}{cm}}$$

$$As_- = 9.27 cm^2$$

El área de acero requerido para la dirección X es de 9.27cm² y se obtuvo usando el signo negativo de la raíz.

También algo importante a mencionar es de que el momento se ingresa a la ecuación en kgf-cm, ya que, son las dimensiones con la que trabaja la ecuación general por flexión.

Acero mínimo según ACI 318-19:

$$A_s, \text{mín} = 0.0018 * t * b_u$$

$$A_s, \text{mín} = 0.0018 * 45\text{cm} * 100\text{cm} = 8.1 \text{ cm}^2$$

Como el acero requerido es mayor al acero mínimo, se utiliza el acero requerido para el diseño del refuerzo de la zapata.

Dirección Y:

El momento actuante en la zapata en la dirección x está dada por:

$$M_{acty} = \frac{q_{du} * b_u * \left(\frac{L - b_c}{2}\right)^2}{2}$$

$$M_{acty} = \frac{32.7972 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 1.00\text{m} * \left(\frac{1.75\text{m} - 0.30\text{m}}{2}\right)^2}{2} = 8.6195 \text{ tonf} - \text{m} = 861951.4125 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Área de acero requerido:

$$A_{s-} = \frac{37.5\text{cm} - \sqrt{(37.5\text{cm})^2 - \frac{4 * 861951.4125 \text{ kgf} - \text{cm}}{1.7 * 0.9 * 2.10 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}}}}{2 * 2810 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = \frac{37.5\text{cm} - \sqrt{1406.25\text{cm}^2 - \frac{3447805.65 \text{ cm}^2}{32130}}}{\frac{5620}{35700\text{cm}}}$$

$$A_{s-} = \frac{37.5\text{cm} - \sqrt{1406.25\text{cm}^2 - 107.30798\text{cm}^2}}{0.1574 \frac{1}{\text{cm}}} = \frac{37.5\text{cm} - \sqrt{1298.9420\text{cm}^2}}{0.1574 \frac{1}{\text{cm}}} = \frac{37.5\text{cm} - 36.0408\text{cm}}{0.1574 \frac{1}{\text{cm}}}$$

$$A_{s-} = 9.27 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo según ACI 318-19:

$$A_s, \text{mín} = 0.0018 * t * b_u$$

$$A_s, \text{mín} = 0.0018 * 45\text{cm} * 100\text{cm} = 8.1 \text{ cm}^2$$

Como el acero requerido es mayor al acero mínimo, se utiliza el acero requerido para el diseño del refuerzo de la zapata en la dirección Y.

Cálculo de refuerzo en la zapata:

En ambas direcciones se utilizará el acero requerido y por ser zapata cuadrada el acero es el mismo para ambas direcciones, por ende, se analiza una dirección y ese mismo refuerzo se aplicará en la otra. Recuerde que el refuerzo encontrado es el requerido en la franja unitaria de 1.00m.

debe proponer el número de barra que utilizará para refuerzo, esto también debe estar muy acorde al refuerzo que tienen las columnas, como en este caso, no se tiene información de columnas se propone barras No. 4 para el refuerzo de la zapata. El área de acero de una barra No. 4 es de 1.27cm^2 , con ello se hace una regla de tres para saber cuántas barras No. 4 se necesitan en una franja de 1.00m y cubrir los 9.27cm^2 .

Regla de 3:

$$A_s = 9.27\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad b_u = 100\text{cm}$$

$$A_s = 1.27\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad x = ?$$

$$x = \frac{1.27\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{9.27\text{cm}^2} = 13.70\text{cm}$$

Conclusión: Se propone un refuerzo en la zapata de barras No. 4 @ 0.13m en ambas direcciones.

HOJA DE TRABAJO No. 4

Realice los chequeos por corte y el diseño por flexión de la zapata de la hoja de trabajo No. 3

BIBLIOGRAFÍA

1. Crespo Villalaz. (1980). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (5.^a ed.). Limusa noriega.
2. J. Calabera, Dr. Ingeniero de caminos. *Muros de contención y muros de sótanos* (2.^a ed.). Itemac.
3. Luis Garza Vásquez. (2000). *Diseño y construcción de cimentaciones*. Universidad nacional de Colombia, sede Medellín.
4. Elleison David López Tizol. (2019). *Planificación: Escuela Rural Aldea Santa Rita, Ampliación De Escuela Rural Curruchique*. Tesis Universidad de San Carlos.