

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACION

DE ACUERDO A NSR-10

LUIS GARZA VASQUEZ



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
SEDE MEDELLÍN

✠ COLECCIÓN FACULTAD DE MINAS 120 AÑOS ✠

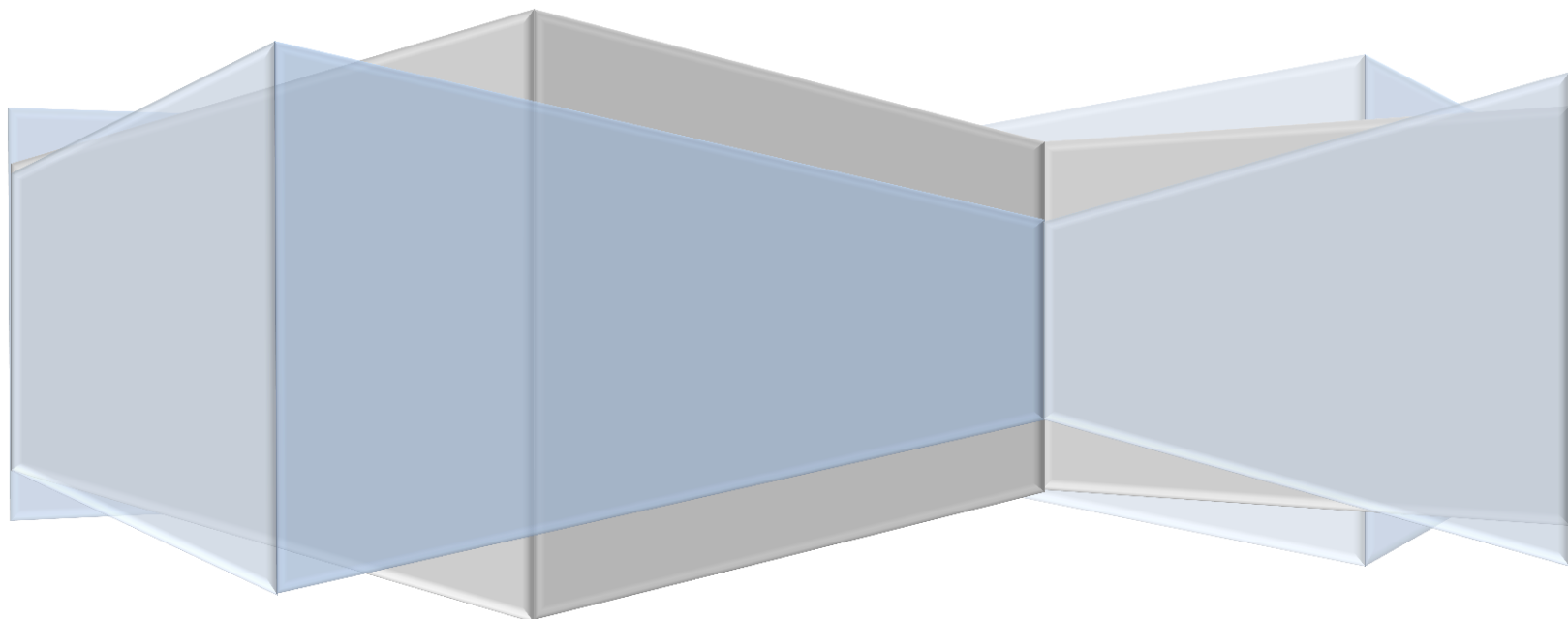


Tabla de Contenido

	Pagina
1 GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE CIMENTACIÓN	11
1.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES	11
1.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS	12
2 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA - ISE	14
2.1 ANTECEDENTES DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	14
2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	14
2.2.1 Distribución de Reacciones Lineales ó Método “Rígido”	14
2.2.2 Módulo de Reacción o de Subrasante	15
2.2.3 Otros Métodos	16
2.2.4 Método de Zeevaert.....	17
2.3 MÉTODO GENERAL DE ISE	18
2.3.1 El Suelo	18
2.3.2 Matriz de Rigidez del Suelo	21
2.3.3 La Estructura	22
3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS DE FUNDACIÓN	26
3.1 VIGAS DE FUNDACIÓN	26
3.2 FUNCIONES DE LAS VIGAS DE FUNDACIÓN	26
3.2.1 La Reducción de Asentamientos Diferenciales	26
3.2.2 Atención de Momentos Generados por Excentricidades No Consideradas en el Diseño	27
3.2.3 El Mejoramiento del Comportamiento Sísmico de la Estructura.....	28
3.2.4 El Arriostamiento en Laderas.....	31
3.2.5 La Disminución de la Esbeltez en Columnas	31
3.2.6 El Aporte a la Estabilización de Zapatas Medianeras	31
3.3 DIMENSIONES MÍNIMAS	32
3.4 REFUERZO LONGITUDINAL	32
3.5 REFUERZO TRANSVERSAL.....	32
4 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS.....	33
4.1 CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS	33
4.1.1 Localización de las Secciones Críticas	33
4.1.2 Consideraciones Sobre la Inclusión del Peso Propio en el Diseño de la Cimentación	33
4.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS.....	34
4.3 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS SOMETIDAS SOLO A CARGA AXIAL	34
4.3.1 Obtener la Carga de Servicio P.....	34
4.3.2 Determinar el Ancho B de la Zapata	35
4.3.3 Suponer Espesor h de la Zapata.....	35
4.3.4 Revisar Punzonamiento o Cortante Bidireccional	35
4.3.5 Revisar Cortante Unidireccional.....	38
4.3.6 Revisar el Momento para Calcular el Acero de Refuerzo	39
4.3.7 Revisar el Aplastamiento	41
4.3.8 Detalles del Refuerzo.....	42
4.4 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCENTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN UNIAXIAL.....	42
4.4.1 Consideraciones sobre Zapatas con Flexión Uniaxial	42

4.4.2	Procedimiento de Diseño	44
4.5	DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCENTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN BIAXIAL	45
4.6	DISEÑO DE ZAPATAS MEDIANERAS	47
4.6.1	Caso de Carga Axial Liviana: Análisis de Zapata Medianera Recomendado por Enrique Kerpel 47	
4.6.2	Caso de Carga Axial Mediana: Análisis de Zapata Medianera con Viga Aérea, Recomendado por José Calavera	49
4.6.2.1	Zapata Medianera con Distribución Uniforme de Presiones y Reacción Mediante Viga Aérea	49
4.6.2.2	Zapata Medianera con Distribución Variable de Presiones y Reacción Mediante Viga Aérea	50
4.7	DISEÑO DE ZAPATAS ESQUINERAS.....	53
4.8	DISEÑO DE ZAPATAS ENLAZADAS	57
5	DISEÑO DE ZAPATAS CONTINUAS	60
5.1	ZAPATAS CONTINUAS PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL	60
5.2	ZAPATAS CONTINUAS PARA EDIFICIOS APORTICADOS.....	62
6	LOSAS DE CIMENTACIÓN	64
7	PILOTES.....	68
7.1	CONCEPTOS BÁSICOS.....	68
7.2	CLASIFICACIÓN DE PILOTES DE ACUERDO A SU FORMA DE TRABAJO.....	68
7.2.1	Pilotes de Punta	68
7.2.2	Pilotes de Fricción	69
7.2.3	Pilotes de Punta y Fricción	70
7.3	CLASIFICACIÓN DE PILOTES DE ACUERDO AL MATERIAL	70
7.3.1	Pilotes de Concreto.....	70
7.3.2	Pilotes de Acero.....	71
7.3.3	Pilotes de Madera	71
7.4	CLASIFICACIÓN DE PILOTES DE ACUERDO A SU MÉTODO CONSTRUCTIVO.....	72
7.4.1	Pilotes Hincados	72
7.4.2	Pilotes Vaciados en Sitio	72
7.4.3	Micropilotes.....	73
7.4.4	Pilotes Tipo Mega.....	73
8	PILAS O CAISSONS.....	75
8.1	PILAS	75
8.2	CABEZALES.....	77
9	BIBLIOGRAFÍA	79

Lista de Figuras

	Pagina
Figura 1 Comparación de Resultados de Reacciones, Asentamientos y Momentos para un Pórtico de una Luz con Reacción Uniforme y Reacción Obtenida de ISE. (Herrón Durán, 1988).....	15
Figura 2 Variación de las Reacciones, Asentamientos y Momentos del Suelo al Variar la Deformabilidad del Suelo, para una Zapata Continúa en un Pórtico de una Luz. (Herrón Durán, 1988).....	18
Figura 3 Modelo con Estratigrafía Horizontal.....	19
Figura 4 Desplazamientos Unitarios en el Suelo.....	21
Figura 5 Reacciones, Asentamientos y Momentos para una Zapata Continua en un Pórtico de una Luz, al Variar la Rigidez de la Cimentación.	23
Figura 6 Reacciones, Asentamientos y Momentos para una Zapata Continua en un Pórtico de 4 Luces, al Variar la Rigidez de la Cimentación.	23
Figura 7 Reacciones, Asentamientos y Momentos para una Zapata Continua en un Pórtico de una Luz, al Considerar el Esfuerzo de Plastificación del Suelo.	25
Figura 8 Cimentación con Viga de Fundación	26
Figura 9 Momento Inducido en un Extremo de la Viga de Fundación por el Asentamiento Diferencial	27
Figura 10 La Viga de Fundación Toma los Momentos Resultantes del Análisis Estructural y la Zapata la Carga Axial	28
Figura 11 Vigas para Arriostramiento en Edificios Construidos en Laderas.	31
Figura 12 Zapata Concéntrica	34
Figura 13 Cortante Bidireccional en Zapata que Soporta Columna, Pedestal o Muro de Concreto.	36
Figura 14 Cortante Bidireccional en Zapata que Soporta Columna de Acero.	36
Figura 15 Cortante Unidireccional en Zapata que Soporta Columna, Pedestal o Muro de Concreto.	38

Figura 16 Cortante Unidireccional en Zapata que Soporta Columna Metálica.....	38
Figura 17 Sección Crítica para el Cálculo del Momento en Zapata que Soporta Columna, Pedestal o Muro de Concreto.....	40
Figura 18 Sección Crítica para el Cálculo del Momento en Zapata que Soporta Columna Metálica (a) y Muro de Mampostería Estructural (b).....	40
Figura 19 Modelo Geométrico y Estructural para la Verificación del Aplastamiento.....	41
Figura 20 Modelo Estructural en Zapata con Flexión Uniaxial, Cuando $e < L_6$	44
Figura 21 Zapata con Flexión Uniaxial, Cuando $e < L_6$	44
Figura 22 Zapata con $P_u \neq 0$, $M_x \neq 0$, $M_y \neq 0$	46
Figura 23 Zapata Medianera.....	47
Figura 24 Modelo Estructural de la Zapata Medianera sin Momento Aplicado en la Columna Presentado por Enrique Kerpel.	48
Figura 25 Modelo Estructural de la Zapata Medianera con Distribución Uniforme de Presiones con Viga Aérea, Presentada por José Calavera.	49
Figura 26 Modelo Estructural de la Zapata Medianera con Distribución Variable de Presiones con Viga Aérea, Presentada por José Calavera.	50
Figura 27 Modelo del Giro y del Asentamiento en Zapata Medianera con Viga Aérea Presentado por José Calavera.	50
Figura 28 Geometría del Modelo Estructural de la Zapata Esquinera con Dos Vigas Aéreas Presentado por José Calavera.	54
Figura 29 Modelo Estructural de la Zapata Esquinera con Distribución Variable de Presiones y Dos Vigas Aéreas.....	54
Figura 30 Momentos que Actúan Sobre la Zapata Esquinera	56
Figura 31 Distribución del Acero de Refuerzo en la Zapata Esquinera.	57
Figura 32 Geometría y Modelo Estructural de la Zapata Enlazada.....	58
Figura 33 Apoyo de la Viga de Enlace en la Zapata Central	59
Figura 34 Sección crítica para el cálculo del momento en la zapata continua.	61
Figura 35 Detalle donde se indica la interrupción del apoyo en una zapata continua cuando se presentan vanos en la mampostería.....	62

Figura 36 Alternativa de cimentación consistente en un entramado de zapatas continuas en una dirección, y vigas de cimentación rígidas en la otra dirección.	62
Figura 37 Diversas formas de diseñar y construir una losa de cimentación.....	65
Figura 38 Detalle donde se indica la no conveniencia de losas de cimentación muy alargadas, debido a la generación de momentos muy altos en el centro de la losa.	66
Figura 39 Articulación en la losa realizada mediante la configuración y colocación del acero de refuerzo.	67
Figura 40 Trabajo de los pilotes apoyados en estratos de diferente calidad.....	74
Figura 41 Aporte de resistencia por punta y por fricción en los pilotes.....	74
Figura 42 Pilotes por fricción construida monolíticamente con una losa de cimentación ...	74
Figura 43 Detalle de una pila corta.....	76

Lista de Tablas

Pagina

No se encuentran elementos de tabla de ilustraciones.

Diseño de Estructuras de Cimentación

© Luis Garza Vásquez

© Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín

Colección Facultad de Minas 120 años

ISBN:

Primera edición:

Carátula:

Coordinación Editorial

Oficina de Comunicaciones

Facultad de Minas

Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín

Carrera 80 N° 65-223 Bloque M1-107

Teléfono: 425 50 48

infocom@unalmed.edu.co

Impresión

Prefacio

El diseño estructural de las cimentaciones, por sí mismo, representa la frontera y unión del diseño estructural y la mecánica de suelos. Como tal, comparte las hipótesis, suposiciones y modelos de ambas disciplinas, que no siempre coinciden.

La razón de ser de estas notas, así como del curso que se imparte como parte del programa de la especialización en Estructuras de la Facultad de Minas de la Universidad Nacional, Sede Medellín, es la de hacer una versión crítica de los conceptos convencionales del diseño de los elementos estructurales de la cimentación, desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos y el Análisis de Estructuras, con el objeto de hacer más compatibles los modelos que ambas disciplinas manejan en sus respectivas áreas.

La poca bibliografía que integre estos dos modelos, así como el hecho de que el autor haya sido formado en las dos disciplinas, ha sido la razón de la elaboración de estas notas.

Especial agradecimiento merecen los Ingenieros Jorge Alberto López, Juan Diego Rodríguez, Sergio Rosales y Doralba Valencia por la recolección del material y su ordenamiento, por los dibujos y la señorita Beatriz Elena Carvajal por las continuas correcciones. Sin ellos, no hubiera sido posible poner en blanco y negro las notas dispersas.

Luis Garza Vásquez

Introducción

El hecho de que el alto grado de especialización con que se realiza el diseño hoy en día haga que los ingenieros estructurales y los ingenieros de suelos tengan diferentes enfoques, afecta en cierto modo el producto final en que se encuentran estas dos disciplinas: el diseño de la cimentación.

En efecto, para el trabajo normal el análisis estructural se realiza normalmente con las hipótesis de que la estructura de los edificios está empotrada en el suelo, es decir, apoyada en un material indeformable. Esta, desgraciadamente, no es una condición común en fundaciones.

De otro lado, el ingeniero de suelos, para el cálculo de las condiciones de servicio por asentamiento del suelo, desprecia la rigidez de la estructura, cuyo modelo son solo las resultantes de las reacciones.

La realidad es que ni el suelo es indeformable ni la estructura tan flexible como para que sus efectos no estén interrelacionados. Al final de cuentas, el sistema suelo-estructura es un continuo cuyas deformaciones del uno dependen del otro.

Sin embargo, por facilidad en los cálculos, se suele hacer caso omiso de esta dependencia. El caso más reciente es el que se utiliza para el diseño de zapatas comunes. El procedimiento normal casi universalmente aceptado es que se diseñen todas para transmitir la misma presión admisible que recomienda el Ingeniero de Suelos. Basado en este valor, que es con mucho la única liga de los Ingenieros de suelos y estructuras, se dimensionan las zapatas para todos los tamaños, sobre la premisa común de la resistencia de materiales de que a iguales presiones corresponden iguales deformaciones.

Es una cosa sabida en la Mecánica de Suelos, que lo anterior no es así, ya que por ser el suelo un continuo, las deformaciones, además de la presión, dependen del tamaño de la fundación. A mayor tamaño, mayor asentamiento para iguales presiones por ser mayor y más profundo el bulbo de presiones. Luego entonces, con el procedimiento anterior, se están diseñando las zapatas para que se generen asentamientos diferenciales. Sería más compatible con la hipótesis de diseño, diseñar para iguales asentamientos en lugar de iguales presiones. El ejemplo anterior solo ilustra una de las muchas incongruencias que se presentan por el manejo de hipótesis de trabajo distintos en ambas disciplinas, en el diseño rutinario, pero que por los criterios conservadores que usualmente están incluidos en la determinación de la capacidad de carga admisible, no necesariamente desembocan en patologías en la mayoría de los casos.

El ingeniero G.P. Tschebotarioff, quien dedicó gran parte de su vida a la Patología de Cimentaciones, decía que más del 80% de los casos patológicos que él había estudiado habían sido causados principalmente por las siguientes causas: los ingenieros estructurales

no comprendían adecuadamente los problemas de suelos; los ingenieros de suelos no tenían claros ó despreciaban los conceptos estructurales; ó los ingenieros constructores no tuvieron en cuenta las recomendaciones de los Ingenieros de Suelos ó los Estructurales.

La apreciación anterior puede seguir siendo válida si no se hacen esfuerzos para aclarar los conceptos que ambas disciplinas deben manejar, relacionados con su problema común: la Ingeniería de Cimentaciones, y es la motivación principal que se pretende subsanar con este texto.

1 GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE CIMENTACIÓN

Se entiende por cimentación a la parte de la estructura que transmite las cargas al suelo. Cada edificación demanda la necesidad de resolver un problema de cimentación. En la práctica se usan cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas, las cuales presentan importantes diferencias en cuanto a su geometría, al comportamiento del suelo, a su funcionalidad estructural y a sus sistemas constructivos.

1.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Una cimentación superficial es un elemento estructural cuya sección transversal es de dimensiones grandes con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas, menores de 4 m aproximadamente con respecto al nivel de la superficie natural de un terreno o de un sótano.

En una cimentación superficial la reacción del suelo equilibra la fuerza transmitida por la estructura. Esta reacción de fuerzas, que no tiene un patrón determinado de distribución, se realiza en la interfase entre el suelo y la sección transversal de la cimentación que está en contacto con él. En este caso, el estado de esfuerzos laterales no reviste mayor importancia. En consecuencia, el comportamiento estructural, de una cimentación superficial tiene las características de una viga o de una placa.

Las cimentaciones superficiales, cuyos sistemas constructivos generalmente no presentan mayores dificultades, pueden ser de varios tipos, según su función: zapata aislada, zapata combinada, zapata continua o losa de cimentación.

En una estructura, una zapata aislada, que puede ser concéntrica, medianera o esquinera se caracteriza por soportar y trasladar al suelo la carga de un apoyo individual; una zapata combinada por soportar y trasladar al suelo la carga de varios apoyos y una losa de cimentación o placa por sostener y transferir al suelo la carga de todos los apoyos.

Las zapatas individuales se plantean como solución en casos sencillos, en suelos de poca compresibilidad, suelos duros, con cargas de la estructura moderadas.

Con el fin de darle rigidez lateral al sistema de cimentación, las zapatas aisladas siempre deben interconectarse en ambos sentidos por medio de vigas de amarre.

Las zapatas combinadas se plantean en casos intermedios, esto es, suelos de mediana compresibilidad y cargas no muy altas. Con esta solución se busca una reducción de esfuerzos, dándole cierta rigidez a la estructura, de modo que se restrinjan algunos movimientos relativos.

La losa de cimentación por lo general ocupa toda el área de la edificación. Mediante esta solución se disminuyen los esfuerzos en el suelo y se minimizan los asentamientos diferenciales.

Cuando se trata de atender y transmitir al suelo las fuerzas de un muro de carga, se usa una zapata continua o corrida, cuyo comportamiento es similar al de una viga.

1.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS

Una cimentación profunda es una estructura cuya sección transversal es pequeña con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades comprendidas aproximadamente entre 4 m y 40 m.

A diferencia de las cimentaciones superficiales, en una cimentación profunda, no solamente se presentan reacciones de compresión en el extremo inferior del elemento sino también laterales. En efecto, la cimentación profunda puede estar sometida a momentos y fuerzas horizontales, en cuyo caso, no solo se desarrollará una distribución de esfuerzos en el extremo inferior del elemento, sino también lateralmente, de modo que se equilibren las fuerzas aplicadas. En consecuencia, el comportamiento estructural de una cimentación profunda se asimila al de una columna.

Las cimentaciones profundas pueden ser de dos tipos: Pilotes o pilas.

Los pilotes, que tienen máximo un diámetro del orden de 0.80 m, son comparativamente más flexibles que las pilas cuyo diámetro es superior a los 0.80 m. La respuesta frente a sollicitaciones tipo sismo o carga vertical es diferente en cada una de estas dos estructuras.

Por las limitaciones de carga de un pilote individual, frecuentemente es necesario utilizar varios elementos para un mismo apoyo de la estructura en cuyo caso se utiliza una zapata apoyada en varios pilotes. En otros casos, la situación puede ser aún más compleja: zapatas combinadas o losas de cimentación apoyadas en varios pilotes.

Cuando se utilizan pilas como sistema de cimentación, generalmente se emplea un elemento por apoyo. Las pilas están asociadas a cargas muy altas, a condiciones del suelo superficialmente desfavorables y a condiciones aceptables en los estratos profundos del suelo, a donde se transmitirán las cargas de la estructura.

En cuanto a los sistemas constructivos, los pilotes pueden ser pre excavados y vaciados en el sitio o hincados o prefabricados e instalados a golpes o mediante vibración o presión mecánica.

Las pilas siempre son pre excavadas y vaciadas en el sitio. El sistema constructivo empleado, tendrá incidencia en el diseño.

Las pilas pueden o no ser reforzadas. En las zonas con riesgo sísmico importante conviene reforzarlas, al menos nominalmente, lo mismo que en el caso de edificios en zonas

sometidas a deslizamientos, reptación, ó creep, en las que las pilas pueden quedar sometidas a sollicitaciones horizontales importantes.

2 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA - ISE

2.1 ANTECEDENTES DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

G.P.Tschebotarioff, quien dedicó una buena parte de su actividad profesional a la patología y autopsia de estructuras, consideraba que el ochenta por ciento de las fallas analizadas por él habían sido causadas principalmente por uno de los siguientes factores:

- a) Los ingenieros encargados del diseño estructural y la construcción tenían conocimientos inadecuados sobre los problemas de la mecánica de suelos.
- b) Los ingenieros de suelos no tomaron en cuenta los efectos estructurales.
- c) Los ingenieros encargados de la toma de decisiones carecían de una suficiente comprensión de los anteriores campos de la ingeniería.

La tendencia a un alto grado de especialización y la diferencia de enfoques y de metodología con que los ingenieros estructurales y de suelos enfrentan sus problemas, han impedido la realización de un esfuerzo conjunto por estudiar los problemas inherentes a las dos áreas: El contacto del suelo y la estructura.

En este sentido, se puede citar el ejemplo típico de cálculo de una edificación: El ingeniero estructural calcula las fuerzas internas a que estará sujeta la estructura sin considerar el desplazamiento de los apoyos, y el ingeniero de suelos estima los asentamientos sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura.

El problema de la interacción suelo-estructura se reduce a encontrar los efectos que en el suelo y la estructura produce el hecho de que al estar unidos, deben deformarse iguales, es decir, determinar las reacciones y las deformaciones del sistema, teniendo en cuenta la compatibilidad de deformaciones.

2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS

2.2.1 Distribución de Reacciones Lineales ó Método “Rígido”

La consideración de la interacción suelo-estructura se vuelve crítica en estructuras de cimentación con un alto grado de indeterminación, tales como las zapatas continuas y losas de cimentación. En tales casos, la distribución de las reacciones del suelo incide fuertemente en el valor de las fuerzas de diseño de los elementos estructurales.

El procedimiento de cálculo más simple consiste en suponer que tal distribución es lineal, y una vez calculado el refuerzo necesario para resistir tales fuerzas, se suele adoptar coeficientes de seguridad grandes, tales como colocar el mismo refuerzo en la cara inferior y superior de la viga ó aún más acero con objeto de cubrir las incertidumbres derivadas de tal simplificación (Terzaghi, 1943). En la Figura 1 pueden apreciarse los resultados comparativos del procedimiento anterior con los resultados obtenidos por medio de un análisis de ISE, aplicados a una zapata continua para un pórtico de una luz, (Herrón Durán, 1988). Como se muestra en esta figura, la distribución de presiones con ISE es muy distinta de la distribución lineal. Se puede apreciar que la diferencia de los momentos de diseño es muy grande, no solo en la magnitud, sino incluso en el sentido de los mismos. Sin embargo estas diferencias no pueden generalizarse, pues dependen de los factores en juego, tales como la rigidez de la estructura y su geometría, las propiedades esfuerzo-deformación del suelo y el material de la estructura, el tiempo, la magnitud, y distribución de las cargas aplicadas.

En síntesis, dadas las incertidumbres involucradas en este procedimiento, se considera poco aconsejable en la práctica.

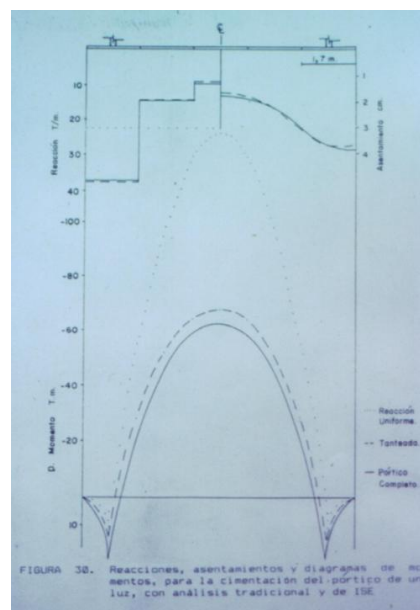


Figura 1 Comparación de Resultados de Reacciones, Asentamientos y Momentos para un Pórtico de una Luz con Reacción Uniforme y Reacción Obtenida de ISE. (Herrón Durán, 1988)

2.2.2 Módulo de Reacción o de Subrasante

Intentos por superar las limitaciones del procedimiento anterior han sido hechos a partir de la publicación del trabajo de Winkler, en 1867. En éste, la hipótesis de trabajo consiste en suponer que la distribución de presiones es proporcional al asentamiento, definiéndose el factor de proporcionalidad $K_s = \frac{q}{\delta}$ como módulo de reacción del terreno o coeficiente de balasto, el cual es constante en toda la superficie de contacto. El modelo físico equivalente

consistiría en una viga apoyada sobre una serie de resortes en paralelo con la misma rigidez.

En términos de la ecuación de la elástica, la condición anterior puede representarse por:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = K_s B y \quad (1)$$

Los valores de K_s dependen de la geometría, distribución de cargas y propiedades mecánicas del suelo. Los procedimientos para obtenerlo se basan en recomendaciones empíricas (Terzaghi, 1955) a partir de pruebas de placa cuya interpretación requiere del criterio del Ingeniero, debido a los efectos de escala y del tiempo.

Una gran variedad de soluciones de uso práctico en la ingeniería han sido derivadas a partir de esta hipótesis (Hetenyi, 1964). Sin embargo, su uso en cimentaciones debe tomarse con precaución, como puede ejemplificarse por el hecho de que para una cimentación de rigidez considerable, tal como la mostrada en la Figura 1, en la que el asentamiento resulta uniforme, también la distribución de presiones calculada por este procedimiento resultaría uniforme, pudiendo hacer para este caso comentarios similares a los hechos para la distribución lineal.

En síntesis, los resultados obtenidos así deben verse como una burda aproximación al problema, debido principalmente a dos razones:

- I. El módulo de reacción no es constante aún para una viga de sección constante y suelo isotrópico y homogéneo.
- II. El considerar que los resortes son independientes entre sí de tal forma que la presión que se ejerce en cualquiera de ellos no afecta los resortes vecinos, despreciando el efecto de medio continuo del suelo, en que la presión aplicada en un punto es transmitida a los puntos vecinos.

Lo anterior, que puede considerarse la principal limitación del método, podría aceptarse sólo en el caso en el que exista una suficiente separación de los elementos de cimentación para poder ignorar su interacción, como puede suceder en las zapatas aisladas. Aún la implementación de coeficientes K_s variables a lo largo de la fundación, (Bowles, 1988) y (García, 1991), no puede considerar el hecho de que el coeficiente de Balasto no es una propiedad del suelo, sino que depende en gran parte de la estructura.

2.2.3 Otros Métodos

Trabajos posteriores (Ohde, 1942) citados por (Konig & Sherif, 1975), (Cheung & Nag, 1968) han eliminado la hipótesis de discontinuidad del medio, calculando los esfuerzos y las deformaciones en el suelo considerado un semi espacio elástico isotrópico, mediante las fórmulas derivadas por Boussinesq.

Las soluciones derivadas por estos métodos, si bien resultan más elaboradas, constituyen aproximaciones menos burdas al problema, siempre y cuando el valor del módulo de elasticidad sea adecuadamente elegido. Aun así, como se sabe, el cálculo de asentamientos por medio de la teoría de la elasticidad ha demostrado ser poco aplicable en suelos debido a la presencia de deformaciones plásticas y viscosas, más importantes a medida que el suelo es más compresible, y debido también a la usual estratificación y anisotropía de los suelos.

En la mecánica de suelos, el método para el cálculo de asentamientos que mejores resultados ofrece es un híbrido en el que los esfuerzos inducidos en la masa de suelo se calculan por medio de las soluciones derivadas de la teoría de la elasticidad, que puede ser elegida de acuerdo a la anisotropía del suelo, y donde las deformaciones se calculan por teorías que consideran los efectos de cambio de volumen y desplazamientos relativos entre partículas relacionados con el tiempo (Terzaghi, 1943), (Zeevaert, 1983). Las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo para este efecto son obtenidas a partir de pruebas de laboratorio en muestras inalteradas (pruebas triaxiales y de consolidación).

Así lo comprendió (Chamecki, S, 1956), quien propuso un método para considerar la rigidez de la estructura en el cálculo de asentamientos, en el cual las deformaciones correspondientes a la estructura y al suelo son calculadas de acuerdo a los métodos usuales en cada especialidad. El método sin embargo, era de aplicación limitada a marcos apoyados en zapatas aisladas.

2.2.4 Método de Zeevaert

En 1975 fue publicado el método de Zeevaert, el cual se diferencia de los métodos de elementos finitos (Zienkiewicz & Cheung, 1967), por no compartir la complejidad teórica usual de estos métodos. Los conceptos necesarios para su uso no van más allá de los que normalmente disponen los ingenieros estructurales y de suelos, y el acercamiento físico al problema podría decirse que se ha difundido desde los pocos investigadores que lo manejaban, hasta el ingeniero de la práctica. La aproximación obtenida puede considerarse dentro de los límites usuales en ingeniería, a condición de conocer adecuadamente las características del suelo.

Posteriormente esfuerzos (Demeneghi, 1979), (Garza Vásquez, 1984), a partir de los trabajos de Zeevaert, han pretendido facilitar aún más los cálculos, mediante simplificaciones que eviten el uso de iteraciones, y permitan una aplicación eficiente por medio de computadores, tomando en cuenta la superestructura.

Recientes desarrollos (Molano, 1992), han permitido eliminar algunas hipótesis simplificadoras, dando lugar a modelos matemáticamente más consistentes.

Si en el modelo propuesto en este texto, se tiene conciencia de sus hipótesis y se hacen las correcciones del caso, se llega a resultados prácticamente iguales a los modelos de condensación más elaborados (Demeneghi, 1979) y (Molano, 1992). Este modelo puede generalizarse con un planteamiento tridimensional, para hacer análisis espaciales más completos (Villar, 2007).

2.3 MÉTODO GENERAL DE ISE

2.3.1 El Suelo

En el caso más general, el suelo es un medio continuo no homogéneo, cuyas propiedades y geometría deben ser determinadas por medio de una investigación de campo y laboratorio e interpretación de acuerdo al problema particular.

La importancia de determinar con una aproximación adecuada las propiedades de deformación del suelo se puede apreciar en la Figura 2, en la puede verse el cambio que se produce sobre todo en los momentos de diseño y los asentamientos esperados al variar la deformabilidad del suelo.

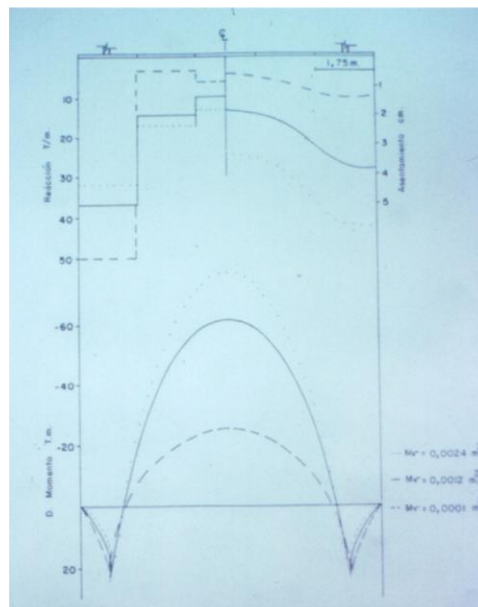


Figura 2 Variación de las Reacciones, Asentamientos y Momentos del Suelo al Variar la Deformabilidad del Suelo, para una Zapata Continúa en un Pórtico de una Luz. (Herrón Durán, 1988)

En principio, el suelo debe ser dividido en elementos rectangulares a partir de las reacciones en que vaya a dividirse la estructura de cimentación (Dovelas). Es importante que la dimensión vertical (altura del estrato seleccionado) no sea mayor que la horizontal (ancho de dovela), con objeto de obtener una precisión adecuada. A continuación, deben asignarse a cada elemento las propiedades esfuerzo-deformación que le correspondan de acuerdo al estudio de suelos. En realidad, dado que los suelos comúnmente presentan algún tipo de estratificación, y que muy raras veces se podrá tener información suficiente sobre cada elemento de la malla tridimensional en particular, se suelen asignar las mismas propiedades y el mismo espesor a los elementos de un estrato horizontal, lo que equivale a decir que la estratigrafía es paralela. Si ese no es el caso y se dispone de suficiente información, el procedimiento que se describirá puede aplicarse con los mismos conceptos, aunque se considera que no se justificará en la práctica, salvo algunos casos particulares.

Esta partición se muestra en la Figura 3, para el caso de estratos paralelos que se tratarán en este texto.

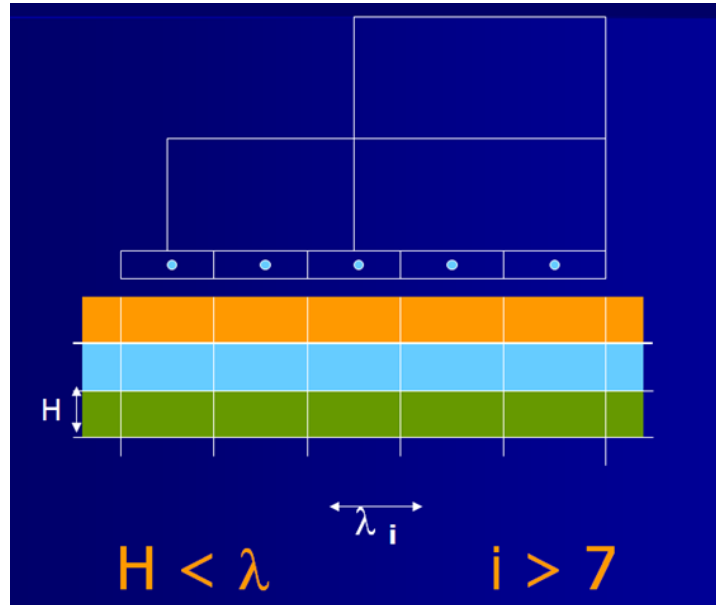


Figura 3 Modelo con Estratigrafía Horizontal

Si bien es cierto que al asignar un número mayor de dovelas se obtendría una precisión mayor, también el manejo del problema sería más complicado. Es pues, en la práctica, aconsejable que el número de dovelas (subdivisiones en el sentido horizontal) sea del orden de 8 a 10 como mínimo, o incluso mayor si la geometría de la estructura lo requiere. Es deseable también, que al elegir la disposición de las dovelas, las columnas queden en el vértice de una de ellas, aun a pesar de que las dovelas no tengan el mismo tamaño.

En mecánica de suelos las deformaciones de cada elemento se obtienen de la siguiente manera:

$$\delta = m_v(\Delta\sigma)H \quad (2)$$

Donde m_v es el módulo de compresibilidad volumétrica que puede interpretarse como un módulo de deformación del suelo (una especie de inverso al módulo de rigidez, E), el cual es una función del nivel de esfuerzos y del tiempo para un material dado. Definir el valor apropiado para cada estrato es tarea del ingeniero de suelos a partir de la investigación de campo y laboratorio. Puesto que en este momento del análisis no se conoce la distribución de esfuerzos de contacto, y por lo tanto tampoco los niveles de esfuerzos, no es posible conocer el valor de m_v con precisión. Sin embargo, como primera aproximación, y en la práctica usualmente suficiente, se pueden elegir los valores de m_v correspondientes al esfuerzo original de campo, antes de la aplicación de cargas. Si se requiere, lo cual en general no se justifica, una vez determinados los esfuerzos de contacto se puede corregir el valor de m_v y volver a repetir el proceso. Con respecto al tiempo, no sólo varía el módulo de deformación del suelo sino también el módulo de rigidez del concreto, lo que implica

resolver el problema para varios valores posibles de ambos parámetros a través del tiempo. Sin embargo, atendiendo al monto de las variaciones por este concepto, que no suelen ser considerables, es opinión del autor que puede trabajarse con un valor de E_c del orden de la mitad de los propuestos por las normas, compatible con un valor de m_v que corresponda al del total de las deformaciones. De esta forma puede obtenerse un criterio satisfactorio y no excesivamente conservador en el cálculo del acero de refuerzo de la estructura y la estimación de los asentamientos diferenciales. Debe tenerse en cuenta en este punto que las incertidumbres son grandes, ya que desde el mismo proceso constructivo empiezan a presentarse deformaciones en la estructura y el suelo, (posiblemente una gran parte de ellas), al mismo tiempo que van variando los respectivos módulos de rigidez del concreto y los módulos de deformación del suelo.

En la Ecuación 2, H representa el espesor del estrato, y $\Delta\sigma$ el esfuerzo vertical debajo del centro de la dovela y al centro de cada estrato, inducido por las presiones de contacto aplicadas, que son desconocidas inicialmente. Este esfuerzo puede ser estimado a partir de soluciones derivadas de la teoría de la elasticidad atendiendo al tipo de suelo y sus restricciones de deformación, normalmente distinguidos en tres categorías (Zeevaert, 1983):

- I. Suelo cuyo módulo de deformación disminuye con el confinamiento, como en las arenas (solución de Fröhlich).
- II. Suelos cuya deformabilidad es aproximadamente constante con la profundidad (Solución de Boussinesq).
- III. Suelo cuya deformabilidad lateral está restringida, como en estratos compresibles de poco espesor interestratificados con estratos más rígidos (solución de Westergard).

En cualquier caso, el esfuerzo vertical inducido puede representarse por una función de la carga aplicada en la superficie.

$$\Delta\sigma = Iq \quad (3)$$

Donde I es el coeficiente de influencia que depende del tipo de carga y sus dimensiones y la posición del punto considerado con respecto a dicha carga. Para nuestro caso, dicha influencia será evaluada en el centro geométrico de cada paralelepípedo de suelo considerado.

En las tres posibles soluciones para el cálculo de esfuerzos, puede observarse que la utilización de ellas a un mismo problema produce una muy pequeña variación en las fuerzas internas de la estructura y una variación mayor en el cálculo de asentamientos. Es posible, por lo tanto, establecer como método de trabajo solo una, por ejemplo la de Boussinesq, la cual dará en la mayoría de los casos resultados intermedios. Los métodos para obtener el valor de influencia en los tres casos, con algoritmos fácilmente sistematizables se presentan en las referencias (Zeevaert, 1980), con algunas restricciones o (Damy, 1985).

En la Ecuación 2 se puede remplazar $\alpha = m_v H$, llamado por (Zeevaert, 1980) coeficiente de compresión unitaria, en la que los parámetros dependen de la geometría y propiedades del suelo, y reescribirse como:

$$\delta = \alpha I q \quad (4)$$

2.3.2 Matriz de Rigidez del Suelo

Puesto que no se conoce la distribución de presiones aplicada sobre el suelo, tampoco se conocen los asentamientos a priori. Sin embargo, es posible establecer la relación entre los mismos, a partir de la subdivisión en dovelas hecha anteriormente.

De la misma forma que se obtienen los coeficientes de flexibilidad en el método de las fuerzas, pueden obtenerse los desplazamientos en el suelo correspondiente a una presión unitaria, como se ve en la Figura 4.

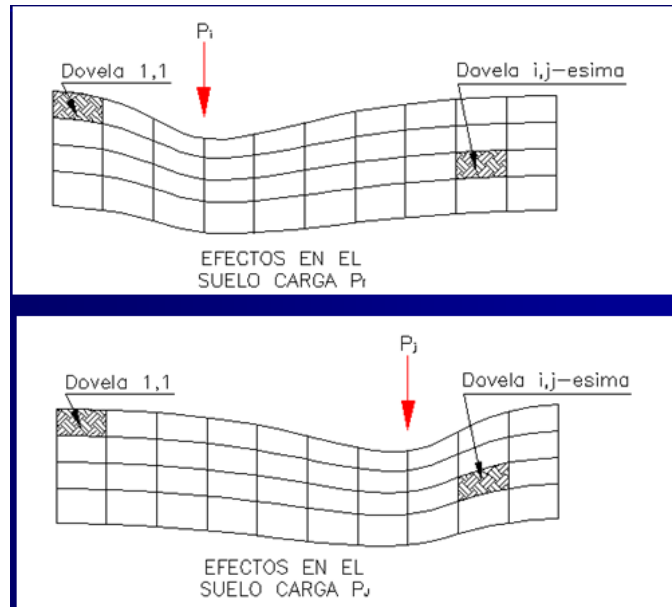


Figura 4 Desplazamientos Unitarios en el Suelo

Por ejemplo, para obtener el desplazamiento unitario en i cuando la carga está aplicada en j .

$$\bar{\delta}_{ij} = I_{ij}^A \alpha^A + I_{ij}^B \alpha^B + I_{ij}^C \alpha^C \quad (5)$$

Debe notarse sin embargo que $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ solo cuando el ancho de la dovela i es igual al de la dovela j , lo que implica que la matriz de flexibilidad del suelo puede no ser simétrica. Este trabajo puede sistematizarse fácilmente si para obtener las filas de la matriz de flexibilidad se utilizan matrices; así el renglón m de dicha matriz, correspondiente a la deformación unitaria en todas las dovelas cuando la carga está aplicada en m , se puede expresar como:

$$\bar{\delta}_{mi} = [I_{jm}^T] |\alpha^N| \quad (6)$$

Donde $[I_{jm}^T]$ es la matriz de influencia en todos los puntos cuando la carga está aplicada en m , y $|\alpha^N|$ es el vector de coeficientes de compresión unitaria, para cada estrato.

La expresión anterior es válida para una estratigrafía paralela. La matriz de flexibilidad así formada no es una verdadera matriz de flexibilidad pues está en función de presiones y no de fuerzas:

$$\delta = [\bar{\delta}_{ij}] |q_i| \quad (7)$$

Esta ecuación es conocida como la Ecuación Matricial de Asentamientos, ó simplemente EMA (Zeevaert, 1980).

En el método de flexibilidades, las deformaciones referidas a las reacciones, D_r , se calculan como:

$$D_r = F_s R \quad (8)$$

Donde F_s es la matriz de flexibilidad del suelo y R sería el vector de reacciones del suelo. Esta ecuación es similar a la Ecuación 7, excepto en que esta última está relacionada con esfuerzos y no con reacciones netas.

Como se sabe, la inversa de la matriz de flexibilidad es una matriz de rigidez, y si además se introducen las áreas de las dovelas, se obtiene una “verdadera” matriz de rigidez del suelo, referida a fuerzas y no a presiones:

$$K_s = \{[\bar{\delta}_{ij}][A_{ii}^{-1}]\}^{-1} \quad (9)$$

Donde $[A_{ii}^{-1}]$ es una matriz diagonal cuyos elementos son las áreas de cada dovela y los demás elementos son cero. Si todas las áreas son iguales, la matriz $[A_{ii}^{-1}]$ es una constante.

De esta forma:

$$R = -K_s D_r \quad (10)$$

Donde R son las reacciones resultantes de las presiones de contacto en cada dovela, y D_r el vector de desplazamientos del suelo en la dirección de las reacciones. El signo negativo obedece a la convención de que los desplazamientos hacia abajo son negativos y las reacciones hacia arriba positivas.

2.3.3 La Estructura

La rigidez de la estructura es fundamental en la distribución de reacciones, asentamientos diferenciales y fuerzas internas de diseño, como se muestra en la Figura 5 y la Figura 6, en

las que pueden observarse los efectos de la rigidez de la cimentación en los anteriores conceptos.

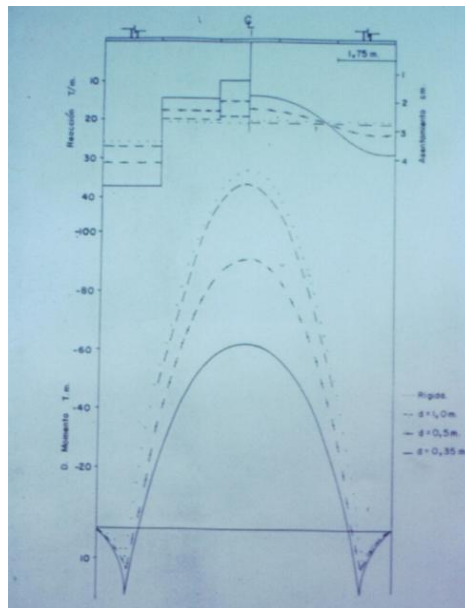


Figura 5 Reacciones, Asentamientos y Momentos para una Zapata Continua en un Pórtico de una Luz, al Variar la Rigidez de la Cimentación.

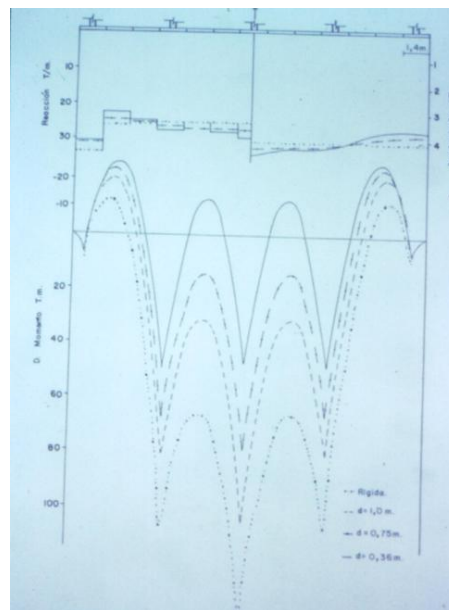


Figura 6 Reacciones, Asentamientos y Momentos para una Zapata Continua en un Pórtico de 4 Luces, al Variar la Rigidez de la Cimentación.

Con respecto a la estructura, las hipótesis que se hacen son las usuales en todo análisis estructural. Adicionalmente, para efectos del análisis de ISE se supone que los esfuerzos de contacto pueden representarse por las resultantes en el centro de cada dovela. El error

inducido por este hecho puede corregirse parcialmente si al final del análisis se determinan las fuerzas internas de la fundación substituyendo dichas reacciones resultantes por su correspondiente presión:

$$q_i = \frac{R_i}{A_i} \quad (11)$$

Para el análisis se debe colocar un elemento shell para cada dovela, que tenga posibilidad de desplazarse verticalmente en cada uno de sus nodos.

Con lo anterior, puede entonces obtenerse la matriz de rigidez de la estructura por los métodos usuales, con los cuales se supone que el lector está familiarizado. Esta matriz de rigidez incluye no solo la estructura de cimentación, sino incluso toda la superestructura.

El equilibrio con el método de la rigidez establece que:

$$C + R = K_E D \quad (12)$$

Donde C es el vector de cargas de empotramiento, K_E es la matriz de rigidez de la estructura, y D es el vector de desplazamiento en todos los nudos.

Obsérvese que en el vector de cargas C están incluidas las reacciones desconocidas en los apoyos, R , y en el vector D los desplazamientos también desconocidos de los mismos, D_r .

Puesto que el sistema en estas condiciones es insoluble, es necesario incorporar la Ecuación 10. Lo anterior conduce simplemente a eliminar las reacciones del vector de cargas y sumar las matrices de rigidez de la estructura y el suelo.

$$C = [K_E + K_s] D \quad (13)$$

De esta forma los desplazamientos tanto en la superestructura, estructura de cimentación y suelo, son determinados resolviendo la Ecuación 13.

Una vez hallados es posible obtener todas las fuerzas internas en la superestructura de la forma usual, y haciendo la corrección mencionada en el primer párrafo de este subcapítulo, también se obtendrán las de la cimentación, dado que la aplicación de la Ecuación 10 permite obtener las reacciones (Cheung & Nag, 1968) y (Garza Vásquez, 1984).

Es posible que al llegar a este momento del análisis se tengan que hacer algunas correcciones, principalmente:

- a) Si alguna o varias reacciones tienen un valor negativo, estas ya no serán desconocidas y se les asignará como cargas un valor nulo. Se eliminarán también los renglones y columnas correspondientes a la matriz de rigidez.
- b) Si alguna reacción sobrepasa la capacidad de carga del suelo y éste entra en estado plástico en algunas zonas, el valor de dicha reacción será constante y conocido, e igual al valor límite de la presión sobre el suelo, procediendo con la matriz de

rigidez del suelo como en el caso anterior. La importancia de la consideración de este concepto no es despreciable, como puede apreciarse en la Figura 7.

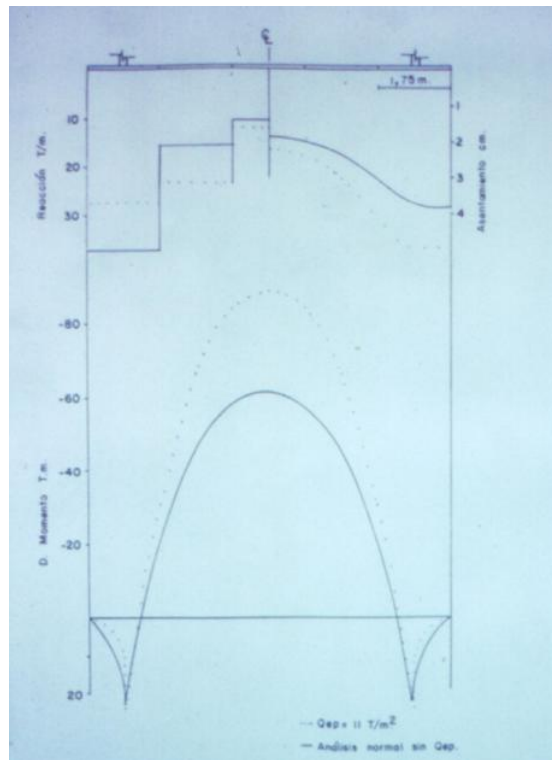


Figura 7 Reacciones, Asentamientos y Momentos para una Zapata Continua en un Pórtico de una Luz, al Considerar el Esfuerzo de Plastificación del Suelo.

3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS DE FUNDACIÓN

3.1 VIGAS DE FUNDACIÓN

Las vigas de fundación (Figura 8) son los elementos estructurales que se emplean para amarrar estructuras de cimentación tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o caissons.

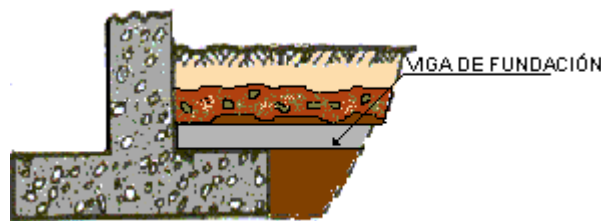


Figura 8 Cimentación con Viga de Fundación

3.2 FUNCIONES DE LAS VIGAS DE FUNDACIÓN

A las vigas de fundación tradicionalmente se les han asignado las siguientes funciones principales:

- La reducción de los asentamientos diferenciales.
- La atención de momentos generados por excentricidades no consideradas en el diseño.
- El mejoramiento del comportamiento sísmico de la estructura.

Y las siguientes funciones secundarias:

- El arriostramiento en laderas.
- La disminución de la esbeltez en columnas.
- El aporte a la estabilización de zapatas medianeras.

3.2.1 La Reducción de Asentamientos Diferenciales

El efecto de las vigas de fundación como elementos que sirven para el control de asentamientos diferenciales depende de su rigidez. Normalmente, el tamaño de las secciones de las vigas de fundación que se emplean (máx. $L/20$), permite descartar

cualquier posibilidad de transmisión de cargas entre una zapata y la otra. No se puede garantizar que una viga de fundación transmita momentos debidos a los asentamientos diferenciales de las zapatas, a menos que para ello tenga una rigidez considerable. (Pineda & Rúa, 1988).

Cuando una viga de fundación se proyecta con rigidez suficiente para controlar asentamientos diferenciales de la estructura, es necesario considerar la interacción suelo – estructura (ISE).

Un método que en ocasiones se ha empleado con el propósito de que la viga de fundación controle asentamientos diferenciales, es el de suministrar, como dato del ingeniero de suelos, el valor del asentamiento diferencial δ que sufre la cimentación correspondiente a uno de los extremos de la viga, el cual induce sobre el otro extremo un momento M dado por:

$$M = \frac{6EI}{L^2} \delta \quad (14)$$

En este caso, ilustrado en la Figura 9, para un valor determinado de δ , se tiene que a mayor sección transversal de la viga, mayor será el momento inducido M . Aquí la rigidez de la viga no estaría controlando el asentamiento diferencial δ (que para el caso, es un dato y no una variable) sino el valor del momento, generando un diseño dicotómico, es decir que a mayor rigidez, se requiere más acero, lo cual no tiene sentido práctico, y por lo tanto no se recomienda. El error aquí consiste en pretender que el asentamiento diferencial δ que suministre el ingeniero de suelos sea independiente de la rigidez de la viga, ya que a mayor rigidez de la viga, este se reduciría. Si la viga de fundación no ha sido expresamente diseñada para reducir los asentamientos diferenciales, lo cual implica que disponga de una rigidez importante, no se recomienda considerarla en el diseño.



Figura 9 Momento Inducido en un Extremo de la Viga de Fundación por el Asentamiento Diferencial

3.2.2 Atención de Momentos Generados por Excentricidades No Consideradas en el Diseño

Esta función la ejerce la viga de fundación dependiendo del criterio que se adopte para su diseño.

- Criterio 1: Diseñar la viga de fundación para que tome los momentos que se generan en el empotramiento y la zapata sólo atienda carga axial. En este caso, se debería considerar la viga en el análisis estructural, tal como se ilustra en la Figura 10 incluyendo el apoyo sobre el suelo, ya que esta no se construye en el aire, en general.

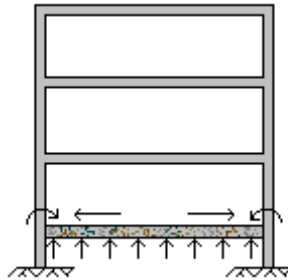


Figura 10 La Viga de Fundación Toma los Momentos Resultantes del Análisis Estructural y la Zapata la Carga Axial

Algunos diseñadores no incluyen la viga en el análisis estructural, pero arbitrariamente la diseñan con los momentos obtenidos en los nudos columna – zapata que resulta del análisis estructural con modelación de empotramiento.

- Criterio 2: Diseñar la zapata para que atienda el momento biaxial, criterio que se ajusta con mayor precisión a la suposición inicial de empotramiento entre la columna y la zapata. En este caso la viga de fundación se diseña únicamente para las cargas nominales de sismo, lo cual conduce a armaduras mínimas.

3.2.3 El Mejoramiento del Comportamiento Sísmico de la Estructura

Este criterio, de acuerdo con el artículo A.3.6.4.2 de la NSR-10, establece que las vigas de fundación deben resistir una fuerza ya sea de tracción o de compresión (**C** ó **T**), dada por la expresión:

$$C \text{ ó } T = 0.25 A_a P_u \quad (15)$$

Dónde:

- A_a : Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para diseño. El valor de este coeficiente debe determinarse de acuerdo con lo estipulado en las secciones A.2.2.2 y A.2.2.3 de la NSR-10.
- P_u : Valor de la fuerza axial mayorada sin incluir los efectos de las cargas transitorias correspondiente a la columna más cargada (comparando las dos fuerzas axiales a las cuales están sometidas las dos columnas unidas por la viga de amarre).

Por ejemplo, para la ciudad de Medellín, el valor de A_a es de 0.15; por lo tanto, para este caso particular, C o $T = 0.0375P_u$. Esto significa que una viga de fundación en Medellín debe resistir, a tracción o a compresión, una fuerza axial equivalente al 3.75% de la fuerza axial (P_u) que actúa sobre la columna más cargada que une la viga.

Para el valor de la fuerza P_u que se presenta en la mayoría de los casos prácticos, la fuerza de tracción o de compresión (C ó T) que actúa sobre la viga de fundación es muy inferior al valor de la fuerza a tracción o a compresión que puede resistir una viga de sección pequeña que usualmente se utiliza, por ejemplo, una viga de $300\text{ mm} \times 300\text{ mm}$ reforzada de acuerdo con el criterio de refuerzo longitudinal mínimo para columnas (artículos C.10.9.1 y C.10.9.2 de la NSR-10), los cuales especifican:

$$A_{s\min} = 0.01 A_g \text{ (4 barras minimo)} \quad (16)$$

Dónde:

A_g : Área bruta de la sección, expresada en mm^2

Para este caso,

$$A_g = 9000\text{ mm}^2$$

Remplazando se tiene:

$$A_{s\min} = 0.01 \times 90000\text{ mm}^2 = 900\text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} \approx 4 \text{ } \emptyset 3/4 \text{ " } = 1136\text{ mm}^2$$

De acuerdo con el artículo C.10.3.5.2 de las NSR-10, la resistencia de diseño a fuerza axial de un elemento no preesforzado, reforzado con estribos cerrados, sometido a compresión, está dada por la expresión:

$$C = 0.75 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (17)$$

Dónde:

ϕ : Coeficiente de reducción de resistencia, que para elementos reforzados con estribos cerrados es igual a 0.65 (C.9.3.2.2 NSR-10).

f'_c : Resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa . Supóngase $f'_c = 21\text{ MPa}$

A_g : Área bruta de la sección, expresada en mm^2 . Para el caso, $A_g = 9000\text{ mm}^2$

A_{st} : Área total del refuerzo longitudinal, expresada en mm^2 . Para el caso $A_{st} = 1136\text{ mm}^2$

f_y : Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, expresada en MPa .
Supóngase $f_y = 420 MPa$.

Remplazando para los valores particulares del ejercicio, se tiene:

$$C = 0.75 \times 0.65 \times [0.85 \times 21 \times (300^2 - 1136) + 420 \times 1136] = 1'005.879 N$$

$$C = 1006 kN$$

De acuerdo con lo expresado en la Ecuación 15 para el caso particular de la ciudad de Medellín, una fuerza sísmica axial de compresión de $1006 kN$ en la viga de amarre, implicaría una fuerza axial (P_u) en la columna más cargada de $1006/0.0375 = 26827 kN$. Solo para cargas superiores a este valor tendría que aumentarse el refuerzo de la viga ó su sección.

Análogamente, supóngase que la viga de fundación esté sometida a una fuerza axial de tracción T . En este caso, la resistencia de diseño a fuerza axial de la viga (despreciando la resistencia a tracción del concreto), está dada por la expresión:

$$T = 0.90 f_y A_{st} \quad (18)$$

Así:

$$T = 0.90 \times 420 \times 1136 = 429.408 N \approx 429 kN$$

Una fuerza axial de tracción de $429 kN$ actuando sobre la viga de amarre implicaría una fuerza axial (P_u) igual a $429/0.0375 = 11440 kN$ sobre la columna más cargada.

Este resultado indica que una viga de fundación de $300 mm \times 300 mm$, reforzada con $4 \varnothing 3/4"$, funciona adecuadamente siempre y cuando, la fuerza axial (P_u) que actúa sobre la columna más cargada no sea superior a $11440 kN$, equivalente a la carga gravitacional que sobre esta columna transmitiría un edificio de aproximadamente 25 pisos. A partir de este valor, sería necesario modificar la sección transversal de la viga de fundación o cuantía de refuerzo, por este concepto.

En conclusión, para la mayoría de los casos prácticos la viga de fundación de $300 mm \times 300 mm$, reforzada con $4 \varnothing 3/4"$, resiste la carga sísmica en forma eficiente. Sin embargo, es importante advertir que concebida de esta manera, la viga de fundación no toma momentos del empotramiento columna – zapata, y que por lo tanto la zapata requiere diseñarse a flexión biaxial, para que sea capaz de tomar estos esfuerzos en el contacto con el suelo.

En este caso la viga de fundación aportaría una rigidez adicional para disminuir el posible giro de la zapata, sobre todo si se tiene en cuenta la sección mínima requerida en el numeral 3.3.

3.2.4 El Arriostramiento en Laderas

Esta función de las vigas de fundación tiene bastante aplicación por las características topográficas en zonas montañosas.

Por el desnivel del terreno, un edificio puede presentar irregularidad en altura, configuración geométrica que favorece la generación de esfuerzos de flexión en las columnas que pueden ser atendidos mediante vigas de fundación en dirección diagonal (Figura 11), las cuales al arriostrar el edificio, aportan rigidez a la zona más flexible y vulnerable.

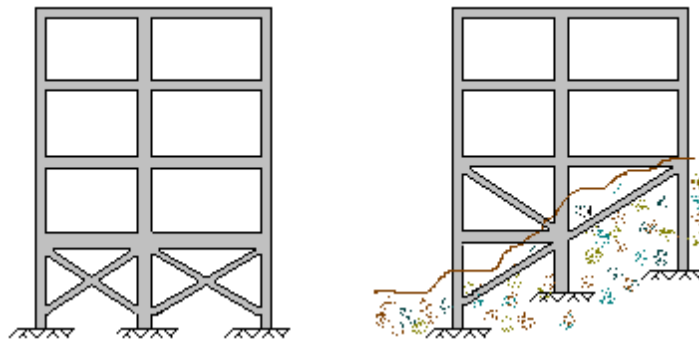


Figura 11 Vigas para Arriostramiento en Edificios Construidos en Laderas.

3.2.5 La Disminución de la Esbeltez en Columnas

Una función estructural importante presenta la viga de fundación cuando se diseña y construye a cierta altura con respecto a la cara superior de las zapatas que une. La viga en este evento, al interceptar las columnas inferiores en su longitud, las arriostra disminuyendo su esbeltez. En términos generales, debe procurarse que la viga de fundación sea lo más superficial posible para lograr menor excavación (y por ende mayor estabilidad lateral del suelo), y mayor facilidad en la colocación del acero de refuerzo y en el vaciado del hormigón. En este caso el suelo sirve de formaleta, lo que constituye una gran ventaja económica.

3.2.6 El Aporte a la Estabilización de Zapatas Medianeras

En el caso de zapatas medianeras una viga de amarre no sólo podría ayudar a disminuir el valor de los asentamientos diferenciales, sino que también ayuda a mantener su estabilidad, ya sea actuando como un elemento tensor que se opone al momento volcador que le transfiere la columna a la zapata, o como un elemento relativamente pesado que a manera de palanca impide la rotación de la zapata al centrar la fuerza desequilibrante de la reacción en la fundación y la carga que baja por la columna.

3.3 DIMENSIONES MÍNIMAS

En el artículo C.15.13.3 de la NSR-10 se establece que las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida entre 20 para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES), a la luz dividida entre 30 para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y a la luz dividida por 40 para estructuras con capacidad mínima de disipación de energía (DMI).

El reglamento NSR-10 no menciona si la dimensión máxima especificada en este artículo se refiere a la dimensión horizontal o a la vertical. En Medellín (DMO) por ejemplo, la máxima dimensión de una viga de amarre de 6 m de longitud sería $L/30 = 6000/30 = 200 \text{ mm}$. Esta viga, con una altura de 100 mm y el ancho de 200 mm, podría eventualmente desaparecer como elemento viga al quedar embebida en la losa de piso. En todo caso, dada su baja rigidez, se debe diseñar la zapata por flexión biaxial.

3.4 REFUERZO LONGITUDINAL

El acero de refuerzo longitudinal debe ser continuo (C.15.13.2 NSR-10). Las varillas deben pasar de una zapata a otra con el fin de garantizar el trabajo de tensión. Este refuerzo debe ser capaz de desarrollar f_y por medio de anclaje en la columna exterior del vano final. Lo anterior no significa que no pueda haber traslapes en el acero de refuerzo.

3.5 REFUERZO TRANSVERSAL

Deben colocarse estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección o 300 mm (C.15.13.4 NSR-10). Para la viga mínima de 300 mm x 300 mm, la separación será entonces de 150 mm. Esta afirmación es válida cuando la zapata se diseña a flexión biaxial; en caso de que la viga de fundación resista momentos flectores provenientes de una columna, debe cumplir los requisitos de separación y cantidad del refuerzo transversal que fije el reglamento para el nivel de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.

4 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS

4.1 CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

4.1.1 Localización de las Secciones Críticas

Para la localización de las secciones críticas de momento, cortante y desarrollo del refuerzo de las zapatas, en columnas o pedestales de concreto no cuadrados, la NSR-10 en su artículo C.15.3, permite, por simplicidad, trabajar con columnas o pedestales cuadrados equivalentes en área.

Los criterios aceptados para el diseño de zapatas aisladas cuadradas consideran que la zapata trabaja como una losa en una dirección, inicialmente, y luego se coloca el mismo acero en la otra dirección. Esto conduce a un criterio relativamente conservador ya que se diseña como si se cargara dos veces, puesto que en la realidad se trata de una losa con trabajo bidireccional, cuyo cálculo sería más complejo, este método simplificado resulta más apropiado para el trabajo práctico.

4.1.2 Consideraciones Sobre la Inclusión del Peso Propio en el Diseño de la Cimentación

Con respecto a la inclusión o no del peso propio de la cimentación incluyendo el relleno encima de ella se debe tener en cuenta que para efecto de la capacidad de carga del suelo la presión que rodea la cimentación $\gamma \cdot D_f$, al nivel de apoyo de la zapata es una presión que debería aumentarse a la capacidad de carga q_a ya que esta es la presión que ha tenido el suelo antes de la aplicación de las nuevas cargas y por lo tanto solo la porción aplicada en la base de la zapata adicional a esta produce movilización de la resistencia. El peso propio de la cimentación y su relleno expresado en termino de esfuerzos aplicados en la base de la zapata es muy parecido a $\gamma \cdot D_f$. Por lo que en la práctica se puede despreciar la diferencia no incluyendo el peso de la cimentación en la carga que baja a la columna. En casos específicos en los que se quiera considerar la presión inducida por el peso de la cimentación, se debería adicionar a la capacidad de carga admisible el término $\gamma \cdot D_f$, como el caso de alguna combinación de carga en la que resulta una excentricidad considerable.

Lo anterior es igualmente valido en el comportamiento de la cimentación por asentamientos, ya que la carga que los produce es únicamente la diferencia entre la original y la nueva carga. Dicho en otras palabras la porción de carga que corresponde al peso propio de la zapata al ser tan similar a la carga que actuaba en el suelo antes de ser cargado, no produce asentamientos; al suelo solo lo afectan las cargas en exceso de las originales.

Con respecto al diseño estructural de las zapatas, la inclusión del peso propio en la determinación de las presiones de contacto también deben reducirse por ser de sentido contrario a esta, resultando en que dicho peso propio se elimina.

4.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS

Las zapatas aisladas concéntricas pueden clasificarse de acuerdo a las fuerzas predominantes que actúan sobre las mismas, de tal forma que se pueden considerar en el diseño los siguientes 3 tipos de zapatas aisladas concéntricas:

- I. Zapatas Aisladas Concéntricas Sometidas Solo a Carga Axial
- II. Zapatas Aisladas Concéntricas Sometidas a Flexión Uniaxial
- III. Zapatas Aisladas Concéntricas Sometidas a Flexión Biaxial

4.3 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS SOMETIDAS SOLO A CARGA AXIAL

Para el diseño de una zapata concéntrica sometida solo a carga axial (Figura 12) se deben llevar a cabo los siguientes pasos:

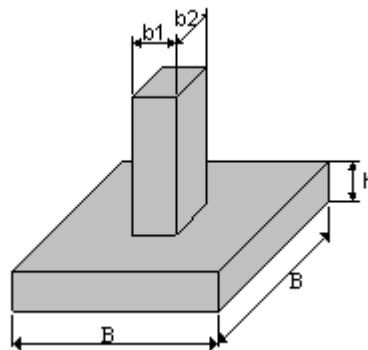


Figura 12 Zapata Concéntrica

4.3.1 Obtener la Carga de Servicio P

Se utiliza la carga de servicio (B.2.3.1 NSR-10) para obtener las dimensiones de las cimentaciones de forma conceptualmente compatible con la capacidad admisible del suelo q_a , calculada por el ingeniero de suelos a partir de las propiedades del suelo y un factor de seguridad que suele ser del orden de 3.

4.3.2 Determinar el Ancho B de la Zapata

Para ello se emplea la expresión:

$$B = \sqrt{\frac{P_s}{q_a}} \quad (19)$$

Dónde:

P_s : Carga de servicio, que se transfiere a la zapata a través de la columna o pedestal, N .

B : Ancho de la zapata, mm .

q_a : Capacidad admisible del suelo, MPa .

4.3.3 Suponer Espesor h de la Zapata

Esta suposición se hace sobre las siguientes bases conceptuales, estipuladas en la NSR-10:

- El espesor efectivo de la zapata por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 150 mm ($d_{min} > 150\text{ mm}$, para zapatas apoyadas sobre suelo) (Artículo C.15.7 NSR-10).
- El recubrimiento mínimo debe ser de 75 mm medido desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero. (Artículo C.7.7.1(a) NSR-10)

De acuerdo con estos conceptos, el espesor mínimo de una zapata será 225 mm .

Con respecto a lo anterior se pueden hacer los siguientes comentarios:

- El recubrimiento funciona como una capa que rompe la capilaridad, protegiendo el acero de refuerzo.
- El solado o concreto pobre de 50 mm que normalmente se vacía como actividad preliminar y preparatoria de la superficie sobre la cual se colocará la zapata, no se considera recubrimiento.

4.3.4 Revisar Punzonamiento o Cortante Bidireccional

(Artículo C.11.11.1.2. de la NSR-10). 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 (Figura 13a).

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 (Figura 13b, Figura 13c y Figura 13d), o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si la columna es de acero (Figura 14), con una traza en la planta igual al perímetro mínimo b_0 .

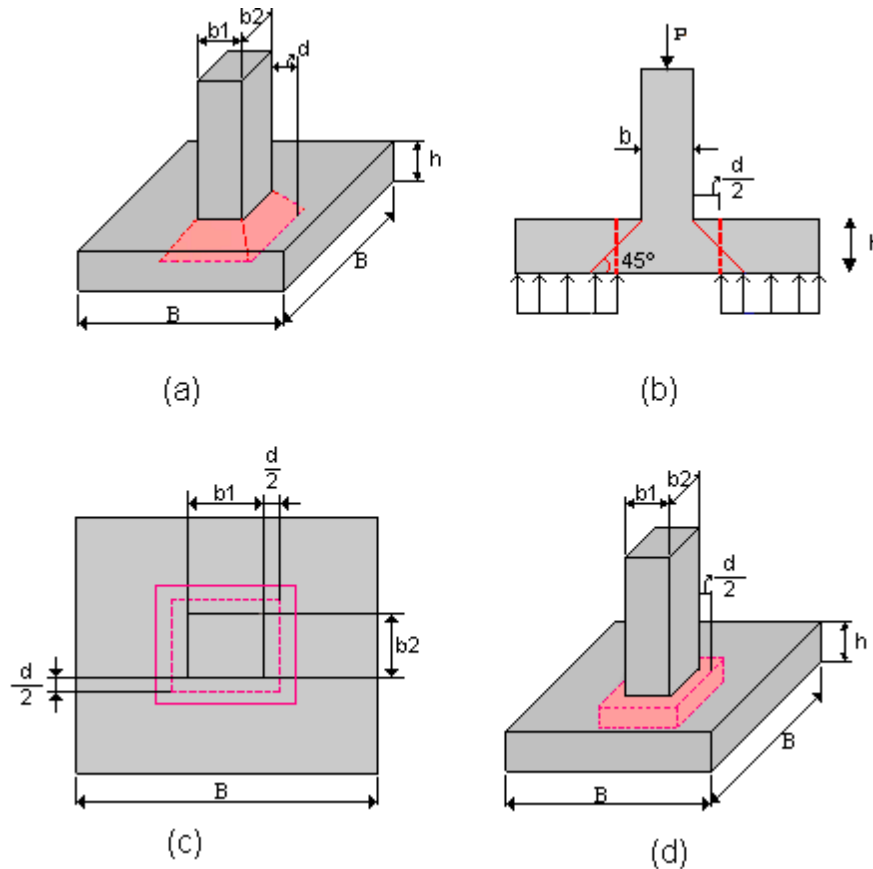


Figura 13 Cortante Bidireccional en Zapata que Soporta Columna, Pedestal o Muro de Concreto.

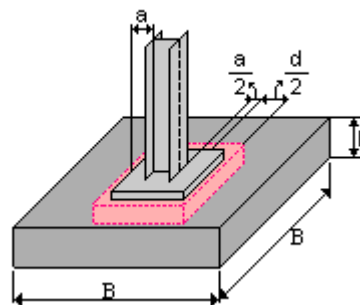


Figura 14 Cortante Bidireccional en Zapata que Soporta Columna de Acero.

Para el caso supuesto de zapata cuadrada, si se asume que debajo de ella se presenta una reacción uniforme del suelo dada por $q = P/B^2$, el esfuerzo cortante bidireccional V_{ubd} , será:

$$V_{ubd} = \frac{P_u}{B^2} [B^2 - (b_1 + d)(b_2 + d)] \quad (20)$$

Dónde:

P_u : Carga última, que se transfiere a la zapata a través de la columna o pedestal, N .

B : Ancho de la zapata, mm .

d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción ($d = h - \text{recubrimiento}$), mm .

b_1 : Lado corto de la columna o pedestal, mm .

b_2 : Lado largo de la columna o pedestal, mm .

De acuerdo con el Artículo C.11.11.2.1 (NSR-10), se deben cumplir las siguientes relaciones:

$$V_{ubd} < \begin{cases} \phi_v 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d & (21) \\ \phi_v 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d & (22) \\ \phi_v 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d & (23) \end{cases}$$

Dónde:

ϕ_v : Coeficiente de reducción de resistencia. Para esfuerzos de cortante, $\phi_v = 0.75$

$\sqrt{f'_c}$: Raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, Mpa .

α_s : Factor que depende de la posición de la columna o pedestal en la zapata (no de la posición de la columna o pedestal en el edificio); se considera igual a 40 cuando la columna o pedestal está al interior de la zapata, 30 cuando la columna o pedestal está al borde de la zapata y 20 cuando la columna o pedestal está en una de las esquinas de la zapata.

b_0 : Perímetro de la sección crítica, $b_0 = 2(b_1 + d + b_2 + d)$

β : b_2/b_1 , Es la relación entre el lado largo y el lado corto de la columna o pedestal. Si la columna o pedestal es cuadrada, $\beta = 1$

λ : 1.0 para concretos de peso normal, y 0.75 para concretos livianos.

4.3.5 Revisar Cortante Unidireccional

(Artículo C.11.11.1.1) 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 (Figura 15) 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 (Figura 16).

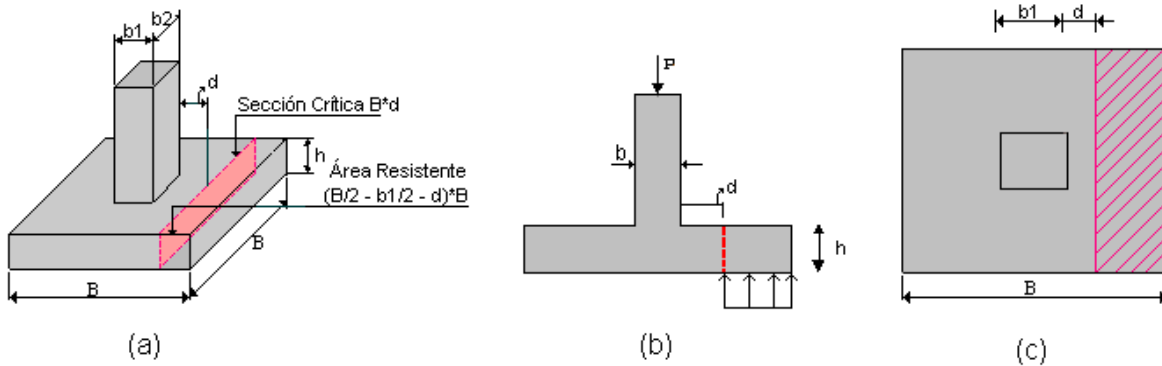


Figura 15 Cortante Unidireccional en Zapata que Soporta Columna, Pedestal o Muro de Concreto.

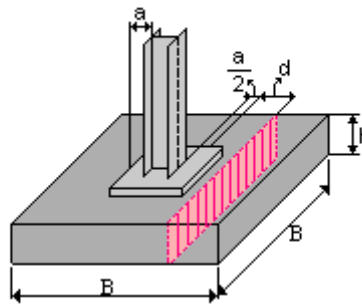


Figura 16 Cortante Unidireccional en Zapata que Soporta Columna Metálica.

Para el caso supuesto de zapata cuadrada, el esfuerzo cortante unidireccional, V_{uud} , está dada por:

$$V_{uud} = \frac{P_u}{B^2} B \left(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} - d \right) = \frac{P_u}{B} \left(\frac{B - b_1}{2} - d \right) \quad (24)$$

Se debe cumplir que:

$$V_{uud} < \phi_v V_c$$

Dónde, de acuerdo a C.11.2.1.1:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}Bd \quad (25)$$

Con:

$$\phi_v = 0.75$$

4.3.6 Revisar el Momento para Calcular el Acero de Refuerzo

(C.15.4.2 NSR-10). La sección crítica en la cual se calcula el momento mayorado máximo se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, justo en la cara de la columna, pedestal o muro si estos son de concreto (

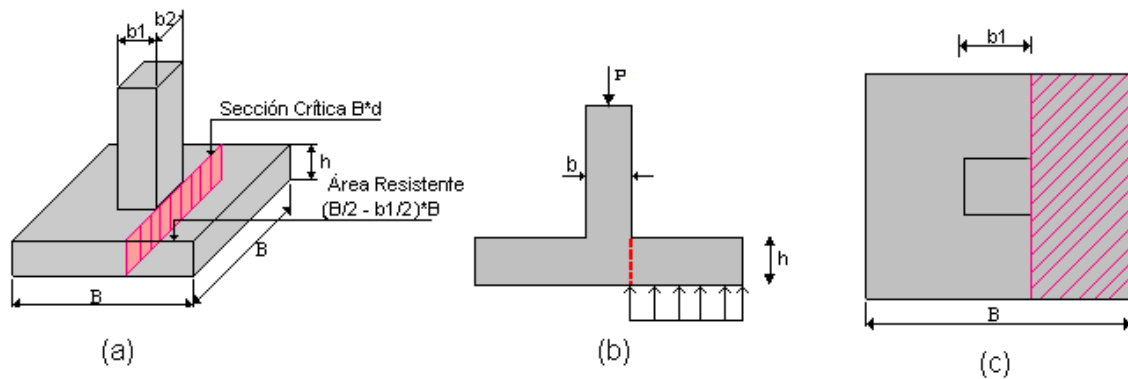


Figura 17). Para los apoyos de columnas con placas de acero, en la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la placa (Figura 18a) y para mampostería estructural, en la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro (Figura 18b).

El momento mayorado máximo será igual al momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical. Se puede expresar entonces:

$$M_u = \frac{P_u}{B^2} \frac{B}{2} \left(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} \right)^2 = \frac{P_u}{2B} \left(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} \right)^2 \quad (26)$$

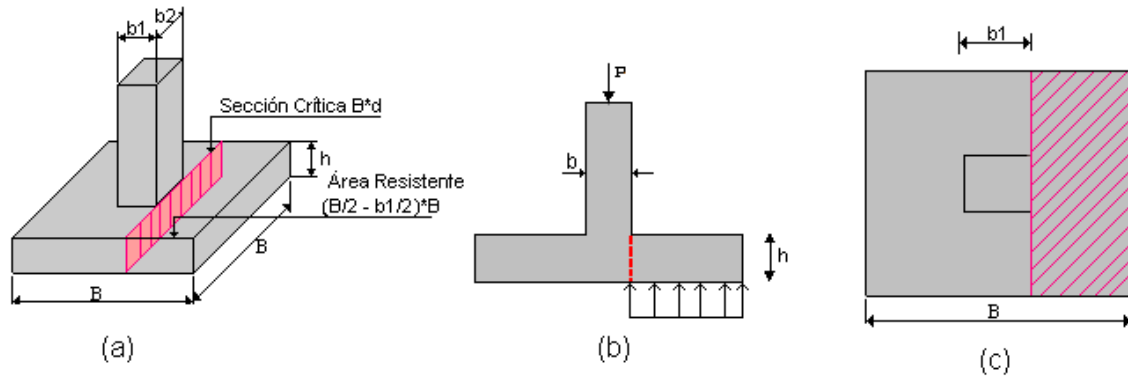


Figura 17 Sección Crítica para el Cálculo del Momento en Zapata que Soporta Columna, Pedestal o Muro de Concreto.

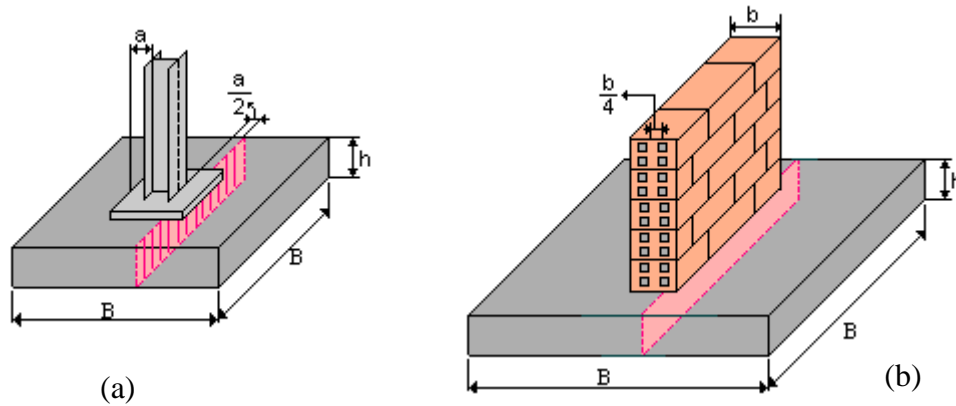


Figura 18 Sección Crítica para el Cálculo del Momento en Zapata que Soporta Columna Metálica (a) y Muro de Mampostería Estructural (b).

De acuerdo con los artículos C.15.4.3 y C15.4.4 de NSR-10, el refuerzo resultante debe repartirse uniformemente a todo lo ancho de la zapata, con excepción del refuerzo transversal de zapatas rectangulares, en cuyo sentido corto, una banda central de ancho igual al menor de la zapata debe tener uniformemente repartida una porción del refuerzo total $\gamma_s A_s$:

Dónde:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (27)$$

$$\beta = \frac{\text{longitud larga}}{\text{longitud corta}} \quad (28)$$

El resto del refuerzo requerido en la dirección corta $(1 - \gamma_s)A_s$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

En cualquier caso, el refuerzo a flexión debe tener una cuantía mínima de 0.0018 (C.7.12.2.1 NSR-10) en ambas direcciones.

En el evento en que la zapata pueda quedar sometida a sollicitaciones de tensión, debe considerarse un refuerzo para flexión en su parte superior (o parrilla de acero superior), en la cuantía requerida o mínima y revisar el anclaje del acero que pasa a la columna a tensión.

4.3.7 Revisar el Aplastamiento

Como se observa en la Figura 19 se suele considerar que la presión de compresión que transmite la columna o pedestal se va disipando con el espesor h de la zapata, a razón de 2 horizontal por 1 vertical, desde el área A_1 en su cara superior (área de contacto columna o pedestal – zapata), hasta el área A_2 en su cara inferior.

La capacidad de carga por aplastamiento (C.10.14.1 NSR-10) debe ser tal que:

$$P_u < \phi_a 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \quad (29)$$

Con:

$$\phi_a = 0.65$$

En esta expresión se debe cumplir que:

$$\sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 2 \quad (30)$$

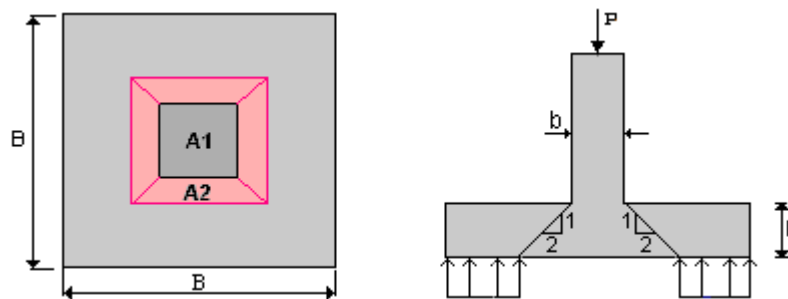


Figura 19 Modelo Geométrico y Estructural para la Verificación del Aplastamiento.

Tiene sentido hablar de aplastamiento cuando la resistencia nominal del concreto a la compresión de la columna f'_c de la columna), sea mayor que la resistencia nominal del concreto de la zapata f'_c de la zapata), y es más importante cuando la carga es transmitida por una columna de acero.

Si la capacidad de aplastamiento del concreto no es suficiente, el exceso se puede trasladar por el acero de refuerzo de la columna o dovelas si se requieren (C.15.8.1.2 NSR-10).

4.3.8 Detalles del Refuerzo

Se recomienda que el refuerzo longitudinal de la columna se lleve hasta el refuerzo inferior de la fundación, y se termine con un gancho horizontal. En la suposición usual de columna empotrada en la zapata, este gancho horizontal debe orientarse hacia el centro de la columna, disposición que en la práctica pocas veces se cumple, quizás por la dificultad de acomodar en poco espacio la cantidad de varillas que llegan a la zapata, muchas veces de diámetros grandes.

En el caso de zapatas medianeras, de acuerdo con los requisitos estipulados en el artículo C.21 (NSR-10), se recomienda que las columnas tengan estribos en la porción embebida en la zapata para garantizar el confinamiento, de acuerdo con los requisitos estipulados en el mismo.

De conformidad con lo establecido en el artículo C.15.8.2.1 NSR-10, la cuantía de refuerzo de la columna o pedestal que pasa a la zapata debe ser al menos 0.005, límite que equivale a la mitad de la cuantía mínima de la columna o pedestal.

En general, se debe revisar la longitud de desarrollo con respecto a la sección crítica. Si se proporcionan varillas de refuerzo de diámetros pequeños la longitud de desarrollo se suele garantizar sin necesidad de ganchos.

Otros detalles importantes relacionados con el traslape de las dovelas de transferencia, si se requieren, deben ser consultados en el reglamento NSR-10.

4.4 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCENTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN UNIAxIAL

4.4.1 Consideraciones sobre Zapatas con Flexión Uniaxial

Esta situación corresponde al caso de una zapata que transmite una carga de servicio P con una excentricidad e , de modo que $M = P \cdot e$. El ejemplo típico es una valla con fuerzas predominantes de viento en una dirección. En este caso, 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 (Figura 20a y Figura 20b). En este caso:

$$q_{max} = \frac{P}{BL} + \frac{6eP}{BL^2} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (31)$$

$$q_{min} = \frac{P}{BL} + \frac{6eP}{BL^2} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (32)$$

Cuando la excentricidad es mayor que un sexto del ancho de la zapata $e > \frac{L}{6}$, una parte de ésta se encuentra exenta de presiones y para garantizar su estabilidad, se debe cumplir la condición que se explica con la Figura 21 en la cual, se deduce por equilibrio estático que:

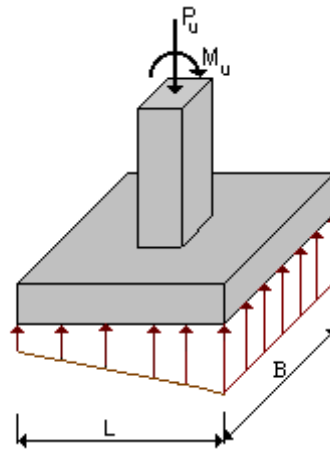
$$P = \frac{3qmB}{2} \quad (33)$$

Despejando q, se tiene:

$$q = \frac{2P}{3mB} \quad (34)$$

Dónde:

$$m = \frac{L}{2} - e \quad (35)$$



(a)

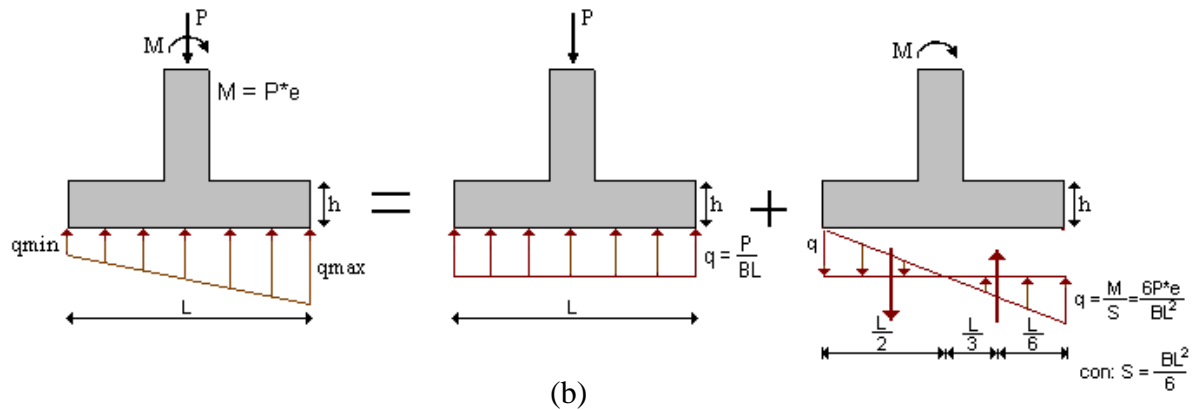


Figura 20 Modelo Estructural en Zapata con Flexión Uniaxial, Cuando $e < \frac{L}{6}$.

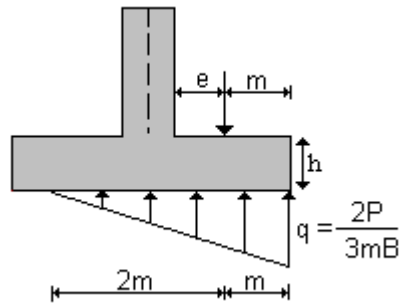


Figura 21 Zapata con Flexión Uniaxial, Cuando $e < \frac{L}{6}$.

4.4.2 Procedimiento de Diseño

- i. Se selecciona L de tal manera que L sea mayor que $6e$ ($L > 6e$) y se despeja B , suponiendo que $q_{max} = q_a$ (valor obtenido en el estudio de suelos).

$$B = \frac{P}{q_a L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (36)$$

Las parejas de L y B se determinan, de modo que la relación $\frac{L}{B}$ esté comprendida entre 1.5 y 2.0 (relación que normalmente se utiliza).

Es importante advertir que si para la determinación de la carga de servicio P , se incluyeron combinaciones de sismo y de viento, la capacidad de carga del suelo, q_a , puede ser incrementada en un 33%.

- ii. Se mayoran las cargas de servicio.

- iii. Se revisa el punzonamiento, utilizando para ello la presión promedio \bar{q} .
- iv. Se revisa la cortante bidireccional
- v. Se calcula el acero longitudinal, es decir, en el sentido del momento (acero principal).
- vi. Se calcula el acero transversal. Teniendo como base el acero mínimo ($0.0018Bd$), concebido como si fuera en una sola dirección.

4.5 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCENTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN BIAIXIAL

Esta situación se presenta cuando se considere que la viga de amarre no toma los momentos que bajan de la columna, lo cual es cierto para la mayoría de las vigas de fundación que se construyen, de tamaño reducido. La zapata entonces trabaja a carga axial y a momentos flectores sobre los ejes "x" y "y", como se indica en la

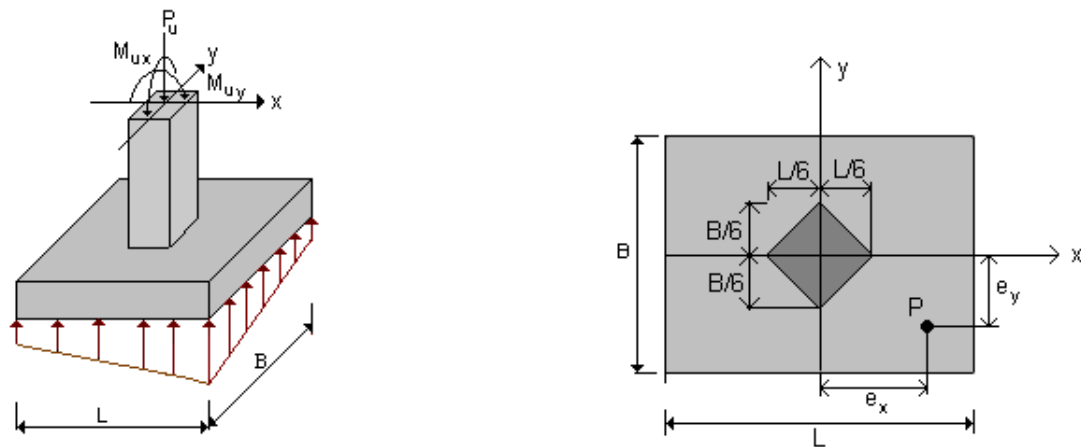


Figura 22.

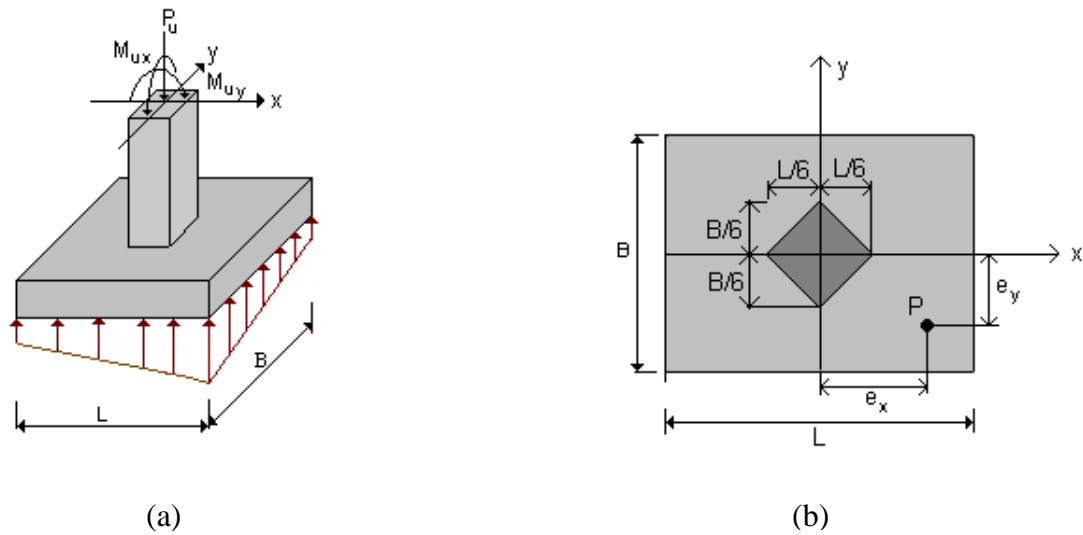


Figura 22 Zapata con $P_u \neq 0$, $M_x \neq 0$, $M_y \neq 0$

De acuerdo con la

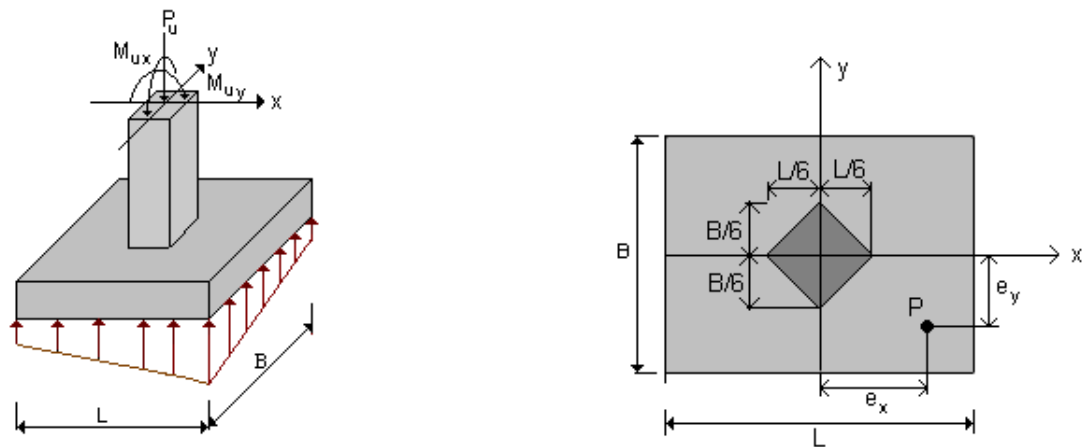


Figura 22b la carga de servicio P actúa a la distancia e_x del eje “y” y e_y del eje “x”; de modo que:

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad (37)$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \quad (38)$$

Si $e_x \leq \frac{L}{6}$ y $e_y \leq \frac{B}{6}$ toda la superficie bajo la zapata estará sometida a compresión con una distribución de presiones en forma de prisma rectangular truncado por un plano inclinado, tal como se muestra en la Figura 22a.

La distribución de presiones debajo de la zapata se puede expresar como:

$$q = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B} \right) < q_a \quad (39)$$

Existen infinitos valores de B y L que cumplen esta desigualdad. Para facilitar la solución se supone $q = q_a$ (obtenido del estudio de suelos) y $B \geq 6e_y$, datos que reemplazados en la ecuación permiten despejar L^2 , con dos raíces para la solución de L , de las cuales se elige la solución correcta.

En el evento de que, por ejemplo $e_y = 2e_x$, la longitud en la dirección Y debería ser el doble de la dirección en X ($B = 2L$). Sin embargo, para evitar errores en la orientación de la zapata y la colocación del acero de refuerzo durante la construcción de la zapata, se recomienda considerar $B = L$.

4.6 DISEÑO DE ZAPATAS MEDIANERAS

Las zapatas medianeras (Figura 23) son aquellas que soportan una columna dispuesta de tal forma que una de sus caras coincida con el borde de la zapata. La necesidad de su uso es muy frecuente debido a las limitaciones de colindancia con las edificaciones adyacentes.

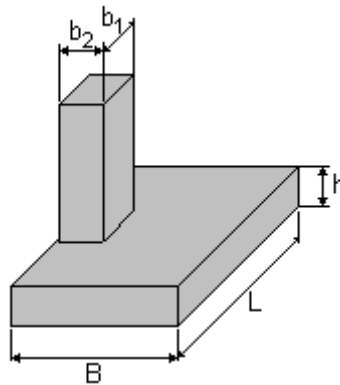


Figura 23 Zapata Medianera

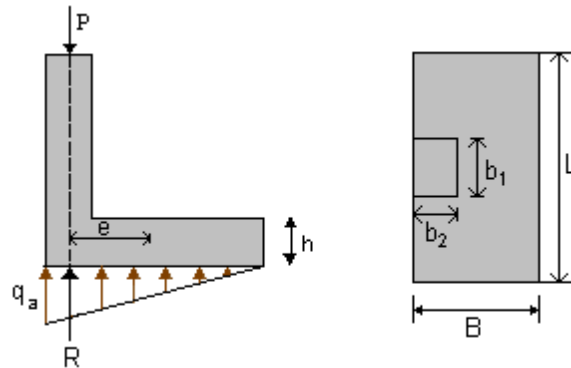
A continuación se expondrán las teorías expuestas por algunos autores para modelar y resolver el problema de las zapatas medianeras.

4.6.1 Caso de Carga Axial Liviana: Análisis de Zapata Medianera Recomendado por Enrique Kerpel

Enrique Kerpel (Kerpel, 1977) hace las siguientes suposiciones:

- El equilibrio exige que la resultante de las presiones sobre el terreno sea igual y opuesta a la carga vertical que actúa sobre la columna. No se considera el momento que llegue al pedestal.

- Como la zapata no es simétrica con respecto a la columna y la condición anterior debe cumplirse de todas maneras, es evidente que se deben tener presiones mayores del lado izquierdo que del lado derecho, como se muestra en la Figura 24, o sea que no habrá reacción uniforme. La presión máxima se obtendrá en el lado de la columna.
- No se toma en cuenta el peso propio de la zapata.



*Figura 24 Modelo Estructural de la Zapata Medianera sin Momento Aplicado en la Columna
Presentado por Enrique Kerpel.*

El método propuesto por Enrique Kerpel es aplicable para cargas axiales pequeñas. Para el dimensionamiento se utilizan las siguientes expresiones:

$$B = \frac{3}{2} b_2 \quad (40)$$

$$q_{min} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 0 \quad (41)$$

$$q_{max} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = q_a \quad (42)$$

Para que $q_{min} = 0$, se debe cumplir que $e = \frac{B}{6}$. Remplazando este valor en la expresión de q_{max} y despejando L se obtiene:

$$L = \frac{2P}{Bq_a} \quad (43)$$

El diseño de una zapata medianera siguiendo el criterio de Kerpel, da como resultado zapatas muy alargadas, poco prácticas y antieconómicas, a menos que la carga sea muy pequeña. No requieren de viga de fundación, para efectos de estabilización.

4.6.2 Caso de Carga Axial Mediana: Análisis de Zapata Medianera con Viga Aérea, Recomendado por José Calavera.

Este autor (Calavera, 1991) supone que bajo la cimentación existe una distribución de presiones uniforme o linealmente variable, y realiza el análisis de cada una de ellas tal como se muestra en los siguientes numerales.

4.6.2.1 Zapata Medianera con Distribución Uniforme de Presiones y Reacción Mediante Viga Aérea

El equilibrio de la zapata medianera se obtiene con la fuerza T , ya que ésta tiende a desplazar la reacción bajo la zapata hacia el centro (Figura 25).

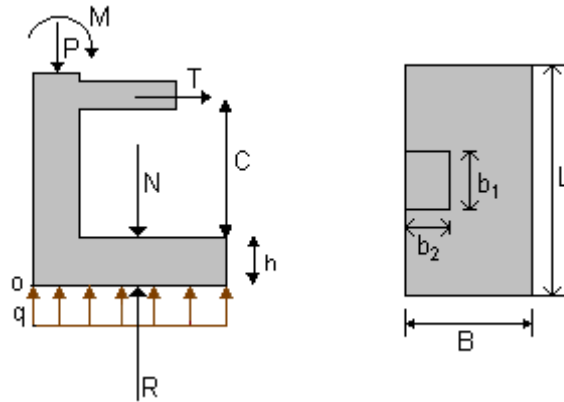


Figura 25 Modelo Estructural de la Zapata Medianera con Distribución Uniforme de Presiones con Viga Aérea, Presentada por José Calavera.

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$\sum F_y (\uparrow) = 0 \Rightarrow P + N - R = 0 \Rightarrow P + N = R \quad (44)$$

$$\sum M_0 (\curvearrowright) = 0 \Rightarrow \frac{Pb_2}{2} + \frac{NB}{2} + T(C + h) - \frac{RB}{2} + M = 0 \quad (45)$$

Reemplazando la Ecuación (41) en la Ecuación (42) se tiene:

$$P \left(\frac{b_2}{2} - \frac{B}{2} \right) + T(C + h) + M = 0 \quad (46)$$

Despejando T

$$T = \frac{P(B - b_2) - 2M}{2(C + h)} \quad (47)$$

4.6.2.2 Zapata Medianera con Distribución Variable de Presiones y Reacción Mediante Viga Aérea

Un diseño de zapata medianera siguiendo el modelo descrito en el numeral anterior, concibe la viga aérea trabajando a una determinada tensión T que garantiza una distribución uniforme de presiones q .

A continuación se explicará una alternativa de diseño que se ajusta a los resultados obtenidos con un análisis de interacción suelo – estructura (ISE) (Garza Vásquez, 1984) el cual considera que la acción del momento trata de volcar la zapata, produciendo como efecto una reacción lineal no uniforme, con mayor intensidad de presiones en el vértice “o” de la zapata (Figura 26).

A diferencia del modelo con distribución uniforme de presiones, presentado en el numeral anterior, donde el número de ecuaciones son suficientes para despejar la incógnita del problema T , en este caso, dado que las incógnitas son tres (T , q_{max} y q_{min}) y el número de ecuaciones son dos ($\sum F_y (\uparrow) = 0$ y $\sum M_o (\curvearrowright) = 0$), el problema no tiene solución directa; es preciso entonces recurrir a una ecuación de compatibilidad de deformaciones, utilizando para su deducción la Figura 27.

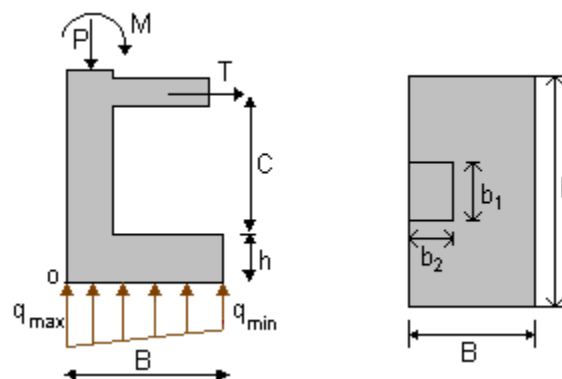


Figura 26 Modelo Estructural de la Zapata Medianera con Distribución Variable de Presiones con Viga Aérea, Presentada por José Calavera.

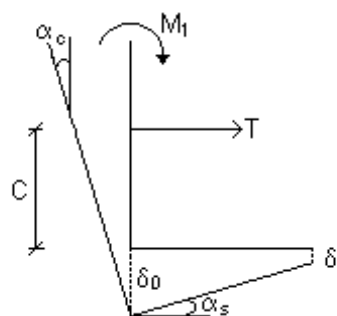


Figura 27 Modelo del Giro y del Asentamiento en Zapata Medianera con Viga Aérea Presentado por José Calavera.

En la Figura 27 se tiene:

Desplazamiento en el punto 0:

$$\delta_0 = \frac{q_{max}}{K} \quad (48)$$

Desplazamiento en el punto 1.

$$\delta_1 = \frac{q_{min}}{K} \quad (49)$$

Giro en la zapata.

$$\alpha_s = \frac{\delta_0 - \delta_1}{B} = \frac{q_{max} - q_{min}}{K \cdot B} \quad (50)$$

En estas expresiones, K representa el módulo de reacción del suelo, conocido también como módulo de balasto.

De otro lado, utilizando la fórmula para calcular la deformación de un voladizo con carga concentrada en el extremo T , se deduce para el cálculo del giro de la columna la siguiente expresión:

Giro en la zapata:

$$\alpha_c = \frac{(T_c + M)\lambda^2 C^2}{3EI_c} \quad (51)$$

Donde,

λ : Coeficiente que depende del grado de empotramiento de la columna y la viga aérea, con valores $\lambda = 1$ para articulación (tipo cable) y $\lambda = 0.75$ para empotramiento.

I_c : Inercia de la columna

E : Modulo de elasticidad de la columna

Igualando los giros de la zapata y de la columna, se obtiene una de las tres ecuaciones que permite resolver el problema:

$$\frac{T_c \lambda^2 C^2}{3EI_c} = \frac{q_{max} - q_{min}}{K \cdot B} \quad (52)$$

Las otras dos ecuaciones, se obtienen por equilibrio estático:

$$\sum F_y (\uparrow) = 0 \Rightarrow P + N = R = \frac{(q_{max} + q_{min})}{2} BL \quad (53)$$

$$\sum M_o (\curvearrowright) = 0 \Rightarrow T (C + h) + \frac{1}{2}(NB + Pb_2) - \frac{(q_{max} + 2q_{min})}{6} B^2 L + M = 0 \quad (54)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones obtenemos las expresiones:

$$T = \frac{P \left(\frac{B - b_2}{2} \right) - M}{\left[C + h + \frac{K \lambda^2 C^2}{36 E I_c} B^3 L \right]} \quad (55)$$

$$q_{max} = \frac{P}{BL} + \frac{K \lambda^2 C^2 B}{6 E I_c} T \leq q_a \quad (56)$$

$$q_{min} = \frac{P}{BL} + \frac{K \lambda^2 C^2 B}{6 E I_c} T > 0 \quad (57)$$

Con respecto a la Ecuación (52), es importante observar que:

- A mayor brazo de palanca (valor de C), menor será el valor de T .
- Si el sentido del momento M es antihorario, es decir, hacia afuera, tratando de abrir las columnas, el valor de M sería negativo, lo que aumentaría el valor de T . Eso es lo que normalmente ocurre en la práctica.
- Debido a que los resultados obtenidos mediante la aplicación de esta expresión son inferiores a los obtenidos mediante análisis realizados de Interacción suelo estructura, (Garza Vásquez, 1984) se recomienda, para el cálculo del acero de refuerzo de la viga, duplicar este valor.

El valor del módulo de balasto K está dado por la expresión:

$$K = \frac{f}{0.67} K_L \quad (58)$$

Dónde:

f : Factor de corrección por la relación de aspecto de la zapata

K_L : Módulo de balasto lineal

$$f = \frac{1 + 0.50 \left(\frac{b}{L} \right)}{1.5} \quad (59)$$

$$K_L = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad (60)$$

En esta última expresión, el término E_s representa el módulo de elasticidad del suelo, que se expresa en kg/cm^2 y es igual al inverso del módulo de compresibilidad volumétrica m_v , el cual se determina mediante el ensayo de consolidación. Por consiguiente, se puede escribir:

$$E_s = \frac{1}{m_v} \quad (61)$$

El término μ representa la relación de Poisson del suelo de fundación; su valor es de 0.35 para suelos arcillosos y de 0.25 para arenas.

Para la aplicación del sistema de Ecuaciones (55), (56) y (57), se fijan las dimensiones de la zapata B , L y h y con el valor del módulo de balasto K , el cual es suministrado por el ingeniero de suelos o calculado a partir del valor de m_v como se describió anteriormente, se obtienen, mediante la solución del sistema de ecuaciones, las tensiones q_{max} y q_{min} y la fuerza T .

Para la determinación de las dimensiones de la zapata medianera con viga aérea se recomienda una relación de forma $\frac{L}{B} = 2$, pues ésta optimiza la cuantía total de refuerzo en ambas direcciones de las placas de este tipo de cimentación.

4.7 DISEÑO DE ZAPATAS ESQUINERAS

Se estudiará el caso de zapatas esquineras con dos vigas aéreas, considerando que bajo la cimentación existe una distribución de presiones linealmente variable, presentando para este propósito el fundamento teórico expuesto por José Calavera, (Calavera, 1991).

José Calavera presenta un análisis partiendo del hecho de que la complejidad del modelo es muy grande si la columna y la zapata no son cuadrados. Puesto que en el caso de zapatas de esquina no existe ninguna restricción preferente para hacerlas mayores en una dirección que en la otra, en lo que sigue, el método se expone para el caso de zapata cuadrada.

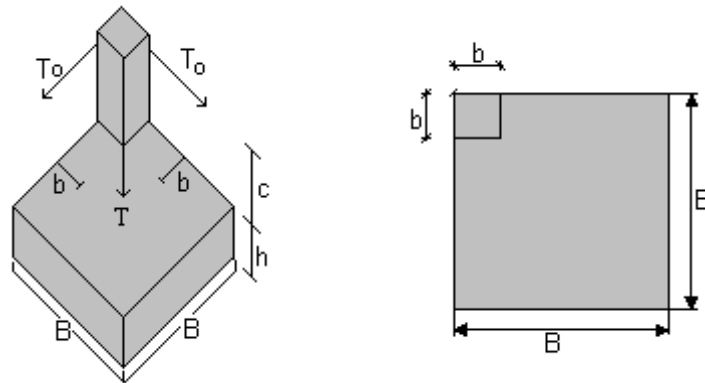


Figura 28 Geometría del Modelo Estructural de la Zapata Esquinera con Dos Vigas Aéreas Presentado por José Calavera.

En la Figura 28 se muestra el esquema estructural y las fuerzas en equilibrio.

En la Figura 29 se muestra una sección transversal trazada justo por la diagonal de la zapata, con base en la cual se determinan las ecuaciones de equilibrio suponiendo que todo el terreno bajo la zapata está comprimido.

$$P + N = B^2 \frac{(q_{max} + q_{min})}{2} \quad (62)$$

$$T(C + h) + P \frac{b\sqrt{2}}{2} + N \frac{B\sqrt{2}}{2} = \frac{B^3\sqrt{2}}{24} [5q_{max} + 7q_{min}] \quad (63)$$

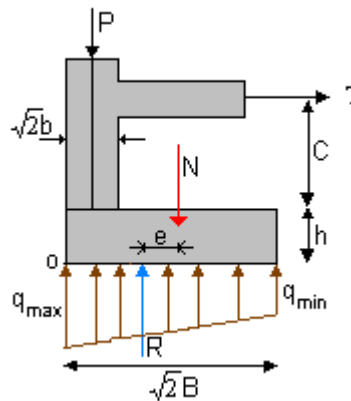


Figura 29 Modelo Estructural de la Zapata Esquinera con Distribución Variable de Presiones y Dos Vigas Aéreas.

La tercera ecuación necesaria para resolver el problema es obtenida de la compatibilidad de deformaciones, igualando el giro de la zapata al de la columna, suponiendo un módulo de balasto K :

$$\frac{(q_{max} - q_{min})}{KB\sqrt{2}} = \frac{T\lambda^2 L^2}{3EI_0} \quad (64)$$

De la solución del sistema de ecuaciones (62), (63) y (64) resultan las expresiones necesarias para resolver el problema:

$$T = \frac{P(B - b)\frac{\sqrt{2}}{2} - M_r}{\left[C + h + \frac{KB^4\lambda^2 C^2}{36EI_0}\right]} \quad (65)$$

Dónde:

$$q_{max} = \frac{P}{B^2} + \frac{KB\sqrt{2}\lambda^2 L^2}{6EI_0} T < q_a \quad (66)$$

$$q_{max} = \frac{P}{B^2} - \frac{KB\sqrt{2}\lambda^2 L^2}{6EI_0} T < 0 \quad (67)$$

$$M_r = \sqrt{M_1^2 + M_2^2} \quad (68)$$

$$T_0 = \frac{\sqrt{2}}{2} T \quad (69)$$

En la Ecuación (65), se debe tener cuidado en el hecho de que el signo del momento resultante M_r se considera positivo si M_r está dirigido hacia el interior del edificio, y negativo en caso contrario.

En la aplicación práctica del sistema de Ecuaciones (65), (66) y (67), se propone el siguiente procedimiento: Primero, se fijan las dimensiones de la zapata B y h , y con el valor del coeficiente de balasto K , determinado mediante la ecuación (58), se obtienen las tensiones q_{max} y q_{min} y la fuerza T . La obtención de valores aceptables de T por la estructura y los valores de q por el suelo pueden requerir varias iteraciones. Incluso, puede darse el caso de que dicha tensión tenga que ser soportada por vigas de la primera losa encima de la cimentación. La fuerza de tracción T resultante puede descomponerse ortogonalmente en dos fuerzas iguales T_0 .

En la Figura 30 se representa el comportamiento de la zapata esquinera frente a los momentos que sobre ella produce la reacción del suelo..

Calavera (Calavera, 1991) supone que la placa (zapata) está apoyada sobre dos vigas virtuales en voladizo. Basado en la teoría de placas (Timoshenko) se encuentra que la placa está sometida a dos momentos máximos, uno (M_T) en dirección de la diagonal que pasa por la columna y que produce tracciones en la cara superior de la zapata (Figura 30b), y otro (M_L) en dirección ortogonal a la anterior, que produce tracciones en la cara inferior (Figura

30c). La magnitud de estos momentos es prácticamente la misma, siendo por unidad de ancho igual a:

$$M_L = M_T = \frac{\bar{q}B^2}{4.8} \quad (70)$$

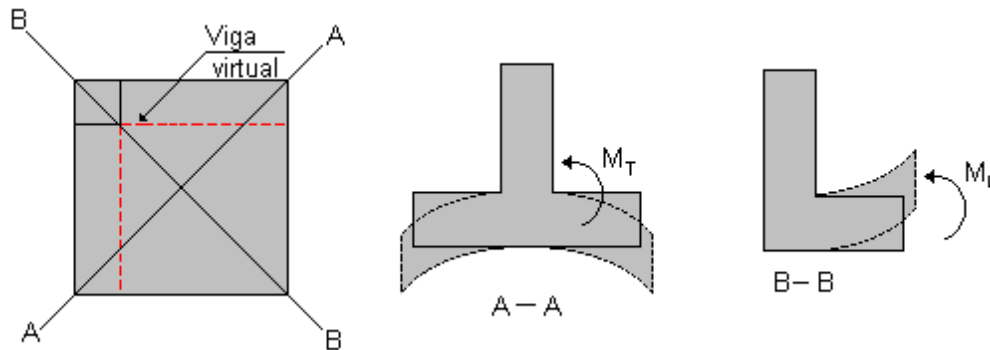


Figura 30 Momentos que Actúan Sobre la Zapata Esquinera

Para el refuerzo en el centro de la placa (Figura 31a) se colocan dos parrillas arriba y abajo de modo que cada una resista $M_L = M_T$.

El diseño de las vigas virtuales se realiza para el momento:

$$M_v = \frac{\bar{q}B^3}{3.0} \quad (72)$$

En las expresiones (71) y (72) \bar{q} representa la presión promedio bajo la zapata, es decir:

$$\bar{q} = \frac{q_{max} + q_{min}}{2} \quad (73)$$

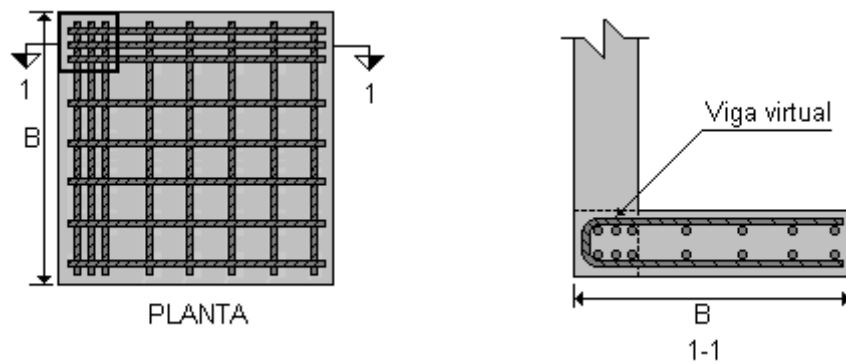


Figura 31 Distribución del Acero de Refuerzo en la Zapata Esquinera.

4.8 DISEÑO DE ZAPATAS ENLAZADAS

En este caso se estudiará el modelo de zapata enlazada que se representa en la Figura 32, en el cual una zapata medianera con un momento trabaja en conjunto con una zapata interior.

En este modelo se pretende que la viga de enlace sea una palanca con un punto de apoyo en el centro de la zapata medianera y la fuerza estabilizadora es aplicada en el otro extremo de la viga, por la columna interior. De esta manera se compensan los momentos debidos a la excentricidad y el aplicado por la columna.

Las hipótesis básicas de este sistema estructural son las siguientes :

- Se contrarresta el momento en el voladizo de la zapata medianera. La fuerza necesaria para compensar los momentos es $P_2 - R_2$, en el modelo de la Figura 32. De esta manera, se pretende generar una reacción uniforme bajo la zapata medianera. La carga sobre la columna interior, P_2 , debe ser mayor que la fuerza necesaria para contrarrestar los momentos, $P_2 - R_2$, de lo contrario, los momentos de la zapata medianera tenderían a levantar la columna interior. Esta condición conduce a que $R_2 > 0$.
- El momento en la dirección perpendicular al plano es despreciable.

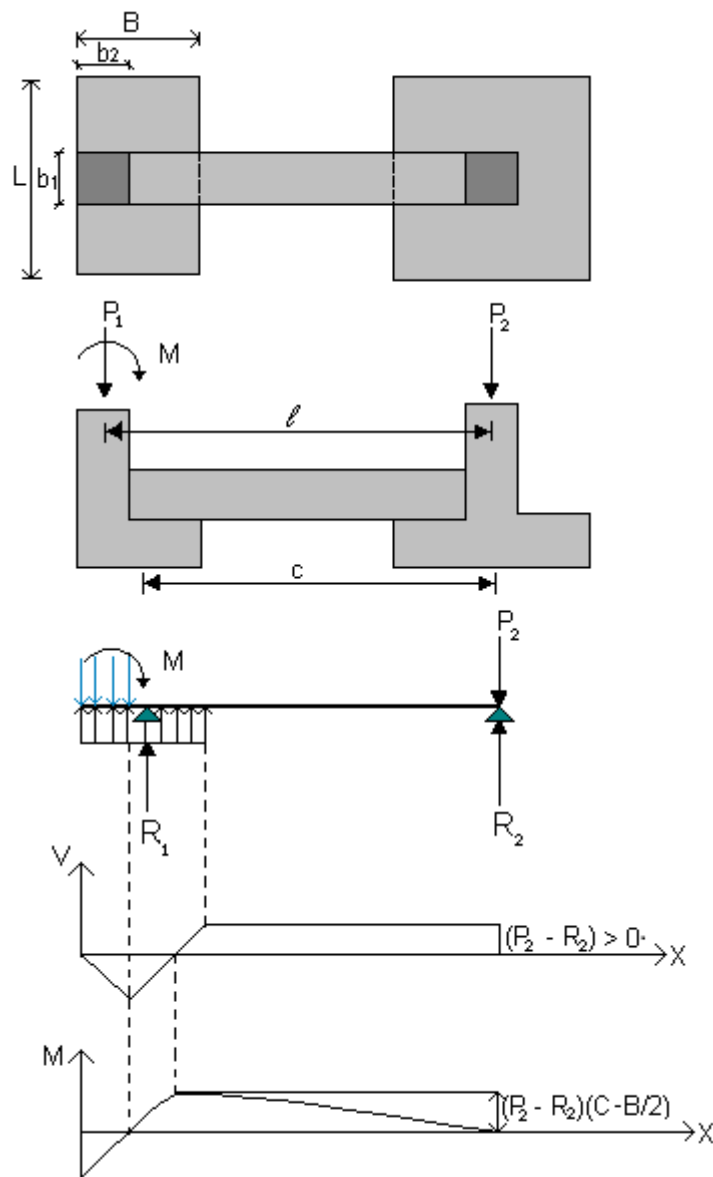


Figura 32 Geometría y Modelo Estructural de la Zapata Enlazada

De acuerdo con la Figura 32, al establecer las ecuaciones de equilibrio se tiene:

$$\sum M_2 () = 0 \Rightarrow -P_1 \ell + R_1 c + M = 0 \Rightarrow R_1 = \frac{P_1 \ell - M}{c} \quad (74)$$

$$\sum F_y (\uparrow) = 0 \Rightarrow -P_1 + R_1 - P_2 + R_2 = 0 \Rightarrow R_2 = P_1 + P_2 - R_1 \quad (75)$$

Donde:

$$q = \frac{R_l}{BL} < q_a \quad (76)$$

Para el cálculo del acero de refuerzo de la viga de enlace se considerarán los valores máximos de cortante y momento que se indican en la Figura 33.

En este modelo, se supone que la conexión entre la viga de enlace y la columna de la zapata central es articulada.

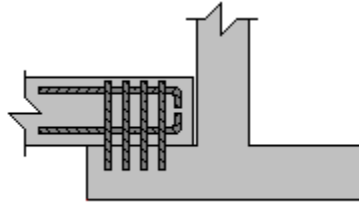


Figura 33 Apoyo de la Viga de Enlace en la Zapata Central

Adicionalmente, esta viga puede considerarse en el diseño como un elemento estructural capaz de atender fuerzas sísmicas.

Para el cálculo del refuerzo de la zapata medianera en sentido transversal a la viga de fundación se evalúa el momento en la respectiva sección crítica utilizando para ello la carga distribuida q , dada por la ecuación 76.

En el sentido paralelo a la viga de fundación se utiliza la cantidad mínima de acero de refuerzo, $0.0018 L d$.

Para optimizar el diseño se recomienda escoger $B = L$ para este caso.

5 DISEÑO DE ZAPATAS CONTINUAS

Los sistemas estructurales que usualmente se cimientan en zapatas continuas o “corridas” son los pórticos y la mampostería estructural.

En general, Si el área requerida para la cimentación es mayor del 30% pero menor del 50 % del área de la planta del edificio o estructura, se puede pensar en una viga continua como posible sistema de cimentación.

5.1 ZAPATAS CONTINUAS PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

El algoritmo de la metodología tradicional para calcular una viga de fundación en un edificio de mampostería, asumiendo una distribución uniforme de presiones debajo de la zapata igual a la capacidad admisible del suelo q_a , es el siguiente:

- i. Se determina el ancho de la viga

$$B = P/q_a \quad (P = \text{carga lineal de servicio}) \quad (77)$$

- ii. Se determina el peralte de la viga. Como una aproximación empírica para calcular la altura de la viga de fundación, se recomienda considerar 10 cm por cada piso, esto es:

$$h = 10 \text{ cm} \times \# \text{ de pisos} \quad (78)$$

- iii. Se calcula la cortante unidireccional por metro lineal

$$V = \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{4} \right) \frac{P_u}{L} \quad (79)$$

$$v = \frac{V}{A_v} = \frac{P_u}{B} \frac{\left(\frac{B}{2} - \frac{b}{4} \right)}{d} \quad (80)$$

Se debe cumplir que:

$$v < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \quad (69)$$

Donde $\phi = 0.75$

- iv. Se calcula el momento en la sección crítica indicada en la Figura 34, a $b/4$ hacia dentro del borde del muro, siendo b el ancho del muro.

$$M = \frac{P_u}{B} \frac{\left(\frac{B}{2} - \frac{b}{4}\right)^2}{2} L \quad (70)$$

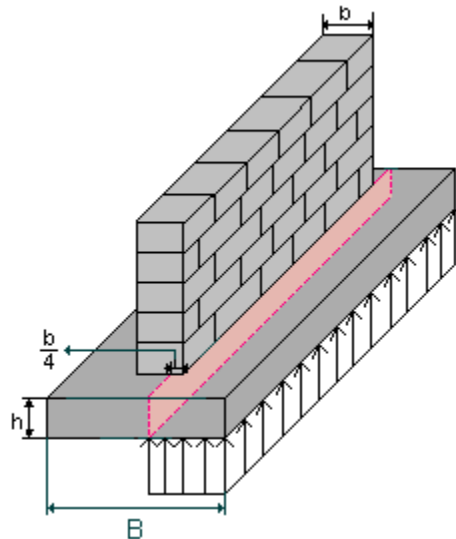


Figura 34 Sección crítica para el cálculo del momento en la zapata continua.

En el sentido longitudinal de la viga, el acero de refuerzo que se coloca es el mínimo, $0.0018 B d$

La aplicación de este algoritmo produce resultados aceptables cuando se trata de cimentar sistemas de mampostería estructural o muros de concreto reforzado, donde el asentamiento diferencial no depende tanto de la rigidez de la fundación, sino de la rigidez que aportan los muros del edificio en cuyo caso no se justifica un estudio profundo de Interacción Suelo Estructura (ISE) (López & Polo, 1993). El procedimiento anterior también aplicaría para edificaciones con muros y sus respectivas zapatas continuas en ambas direcciones.

- La cimentación de una mampostería estructural sin vanos (garaje, pasadizo, etc) debe proveer la rigidez suficiente para impedir que el muro absorba las solicitaciones inducidas por asentamientos diferenciales. Esto se logra proporcionando un peralte importante a la sección y una cuantía mínima de acero de refuerzo.
- Se recomienda que para una zapata continua que sirve de cimentación a mampostería con vanos (garaje, pasadizo, etc), no apoyarla en la zona donde el muro no le trasmite carga, tal y como se ilustra en la Figura 35. Este modelo controla mucho mejor los asentamientos diferenciales y rebaja considerablemente el

diagrama de momentos en un porcentaje que puede llegar a ser del 500%, según sea la carga que transmite el muro y la longitud del hueco, pudiéndose entonces utilizar zapatas más flexibles y eficientes.

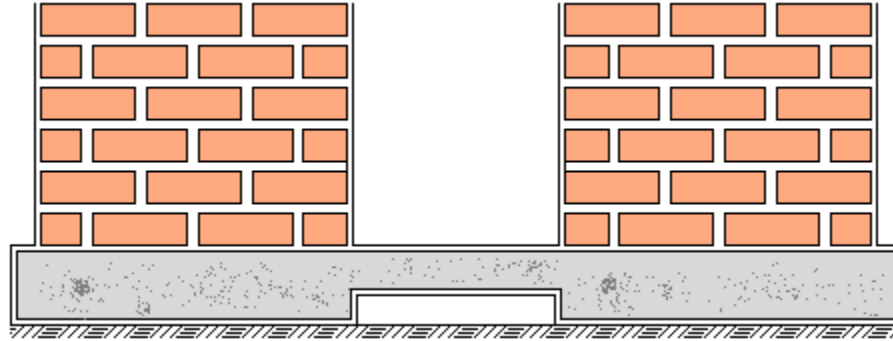


Figura 35 Detalle donde se indica la interrupción del apoyo en una zapata continua cuando se presentan vanos en la mampostería

5.2 ZAPATAS CONTINUAS PARA EDIFICIOS APORTICADOS

En el caso de edificios aporticados puede ser más fácil el diseño y la construcción si las columnas se apoyan en un sistema o entramado de zapatas continuas en una dirección, tal como se ilustra en la Figura 36. Este sistema se caracteriza por su alta hiperestaticidad y rigidez. En este caso las rigideces deberán ser aproximadamente iguales en ambas direcciones.

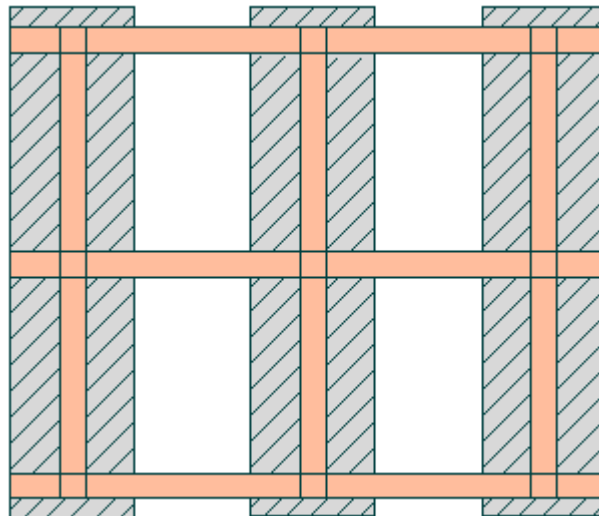


Figura 36 Alternativa de cimentación consistente en un entramado de zapatas continuas en una dirección, y vigas de cimentación rígidas en la otra dirección.

Los sistemas estructurales aporticados apoyados en vigas continuas fueron estudiados por (Herrón Durán, 1988). En este trabajo se sistematizaron los algoritmos del método interacción suelo – estructura, en un PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA , que facilitó la comparación con los métodos clásicos de análisis y permitió la observación del comportamiento de las estructuras en función de las más importantes variables que intervienen en el problema: compresibilidad del suelo (m_v), rigidez de la zapata, y rigidez y configuración de la superestructura.

Con respecto al estudio de los sistemas aporticados apoyados en zapatas continuas, Herrón Durán presenta importantes conclusiones, algunas de las cuales se relacionan a continuación:

- Para el cálculo de los elementos mecánicos (fuerza axial, momento y cortante) de la zapata continua, cuando ésta sirve de cimentación a un pórtico, la precisión en la compresibilidad del suelo (módulo de compresibilidad m_v), no es tan determinante. En efecto, cuando la variación de la compresibilidad en el estrato inmediatamente debajo de la cimentación es aproximadamente un 50%, el diagrama de momentos permanece prácticamente igual para fines prácticos. Los asentamientos totales y diferenciales de la estructura si varían en forma lineal con la variación del módulo de compresibilidad.
- El aumento de la rigidez de la zapata continua implica un aumento en el diagrama de momentos y simultáneamente un mayor control de los asentamientos diferenciales.
- El aporte de rigidez que hace la superestructura a la cimentación es muy poca. En la mayoría de los casos es despreciable, ya que el resultado obtenido al analizar la viga de cimentación sin tener en cuenta la rigidez de la superestructura es igual, para efectos de diseño, al obtenido cuando se considera toda la estructura. Esto es especialmente cierto si se considera que las zapatas continuas para edificios aporticados se construyen y diseñan con una altura considerable, como para que su rigidez sea mucho mayor que la de los elementos estructurales de la superestructura.
- No es conveniente utilizar el método tradicional que parte de la suposición de reacción uniforme y lineal, ya que casi siempre este método aumenta los valores de los momentos, haciendo más costoso el diseño, o los subestima, haciéndolo inseguro.
- Los resultados de la ISE son más coherentes con el comportamiento suelo – estructura que cualquier otro método tradicional, proporcionando generalmente un diseño más económico y seguro.

6 LOSAS DE CIMENTACIÓN

Cuando el área requerida para que la cimentación pueda apoyarse sobre los estratos superficiales resulte muy grande (mayor del 50% aproximadamente), ya sea porque las cargas son muy altas o la compresibilidad del suelo muy grande, puede ser más práctico y económico hacer el apoyo en toda el área del lote por medio de una losa. Lo anterior implica que los asentamientos totales puedan ser importantes debido a que se está incluyendo en el proceso de deformación una mayor cantidad de suelo, debido a que el bulbo de presiones es más profundo al ser la cimentación más ancha. Sin embargo al ser una losa de cimentación más rígida, los asentamientos diferenciales pueden ser menores, de tal forma que se pueda tolerar asentamientos totales mayores que los de las zapatas.

En estas cimentaciones se puede aprovechar la ventaja adicional de poder reducir el efecto de las cargas sobre el suelo al descontar el suelo que se excava para sótanos, etc. Incluso puede llegar a hacerse una compensación total si el peso excavado es igual al peso del edificio. Debe tenerse en cuenta que aun en este último caso los asentamientos no serían nulos, ya que la recuperación elástica durante la excavación y su posterior recompresión implican un efecto histérico que produce deformaciones permanentes. En este sentido una estrategia de excavación por partes en la que la descarga y posterior recarga del suelo sea mínima conduce a asentamientos finales menores a los que se presentarían si se hace toda la excavación en una sola etapa.

Es importante tener en cuenta las siguientes recomendaciones para que este tipo de cimentaciones tengan un comportamiento adecuado:

El centro de gravedad de la losa debe ser muy cercano al punto de aplicación de la resultante de las cargas de tal manera que no se produzcan excentricidades que impliquen volcamientos permanentes de la estructura. En caso de que esto no se pueda cumplir, deben considerarse los efectos de las deformaciones diferenciales a largo plazo. El desplome admisible puede ser del orden de $1/500$ de la altura de la altura del edificio.

El mismo efecto desfavorable anterior puede ser producido por una estratigrafía heterogénea o en la que no se pueda considerar que la estratificación es paralela a la losa.

La alta hiperestaticidad de este sistema de cimentación implica la necesidad de hacer análisis suelo estructura ISE tal como se describió en el capítulo “2”, ya que las hipótesis usuales de reacciones uniformes o resortes debajo de la losa pueden conducir a resultados insatisfactorios.

Las losas de cimentación pueden ser diseñadas y construidas de diferentes formas, las cuales se explican a continuación y se ilustran en la Figura 37.

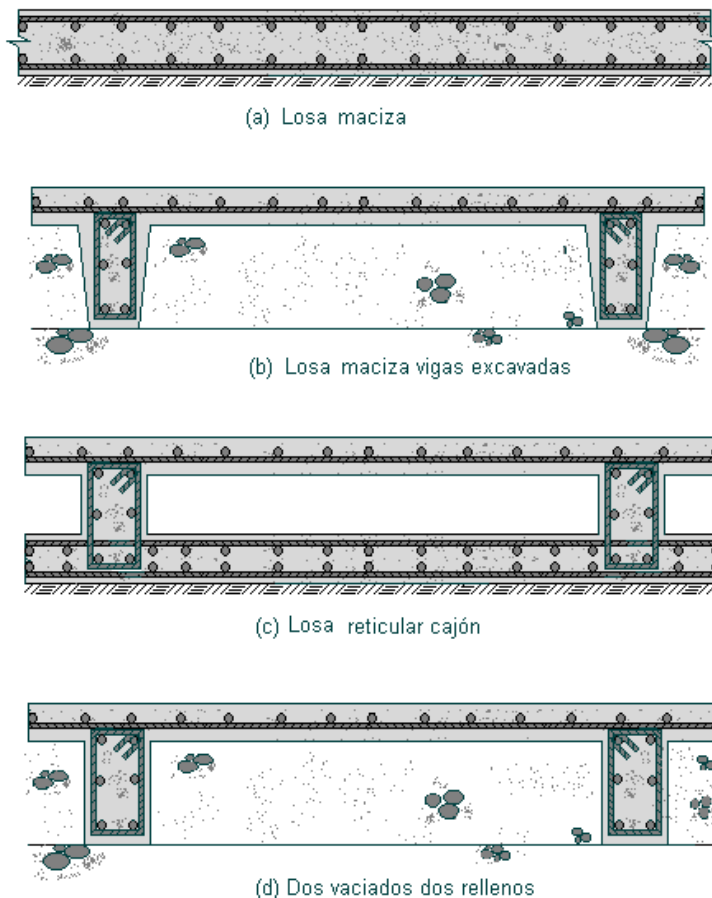


Figura 37 Diversas formas de diseñar y construir una losa de cimentación.

Losa maciza: Normalmente requieren refuerzo en dos capas y un mayor volumen de hormigón e incluso de refuerzo. Con este sistema es posible aprovechar las losas de piso como sistema de cimentación. Este sistema es el más fácil y rápido de construir.

- a) **Losa con vigas excavadas:** Es un sistema de losa aligerada en el que las vigas colgadas se excavan dentro del suelo para usarlo como formaleta. Debido a que dispone de una sección más alta para las vigas se puede conseguir una mayor rigidez y economía en los materiales que el que se obtendría con las losas macizas.
- b) **Losa reticular en Cajón:** Se realiza construyendo una losa inferior apoyada sobre el suelo la cual tiene embebidos los vástagos para el armado de las vigas que forman la retícula, las cuales se construyen en un segundo vaciado con su respectiva formaleta. Se puede colocar una formaleta provisional o perdida para la losa superior que se realiza en un tercer vaciado. Este sistema puede resultar más económico para luces grandes, además de ofrecer la posibilidad de hacer una compensación total o parcial de la carga del edificio descontando el suelo excavado. El espacio interior entre las 2 losas puede ser habilitado para usos específicos.

- c) Losa Vaciada sobre lleno: Puesto que con mucha frecuencia se debe construir la losa sobre materiales de lleno, se puede hacer el vaciado de las vigas con formaleta y posteriormente hacer un segundo lleno que sirva como formaleta para el vaciado de la losa.

En el caso de suelos en los que la excavación sea de difícil ejecución, como por ejemplo arenas finas saturadas ya sea por estabilidad de taludes o por presencia de colindancias vulnerables, los cajones de cimentación se pueden realizar como Caissons. Este sistema consiste en construir secciones completas del cajón de cimentación con sus muros de contención y retícula de vigas pero sin losa de fondo, de manera que al realizar la excavación interior el cajón vaya penetrando en el suelo hasta la profundidad deseada. En este punto se puede vaciar la losa de piso. Durante la ejecución de este proceso se debe controlar cuidadosamente la nivelación de la estructura para evitar desplomes importantes.

Con respecto a las losas de cimentación, aunque el diseño se ciñe en todo al contenido general del título C de la NSR – 10 (1), debe tenerse en cuenta que no se puede aplicar el método directo del capítulo C.13.6, debido a la influencia de la Interacción Suelo Estructura, que toma en cuenta las características de deformabilidad del suelo y la estructura, para este tipo de fundaciones, así como para zapatas combinadas y continuas en sistemas aporticados. La determinación de los esfuerzos de contacto, y por lo tanto, las fuerzas internas sobre los elementos, deben ser determinados por medio de un análisis conjunto del suelo y la estructura, con hipótesis de aproximación razonable (Perez y Tobón, 1986).

En general debe evitarse el diseño de losas muy alargadas en las cuales se generan momentos muy altos, tal y como se ilustra en la Figura 38. Para disminuir los momentos se pueden hacer articulaciones como la que se indica en la Figura 39.

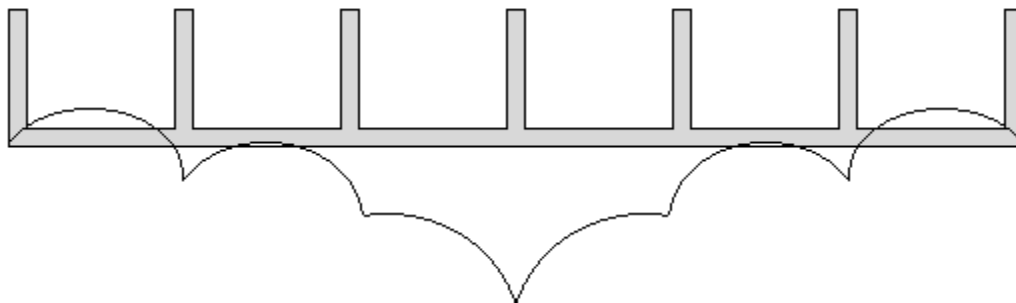


Figura 38 Detalle donde se indica la no conveniencia de losas de cimentación muy alargadas, debido a la generación de momentos muy altos en el centro de la losa.

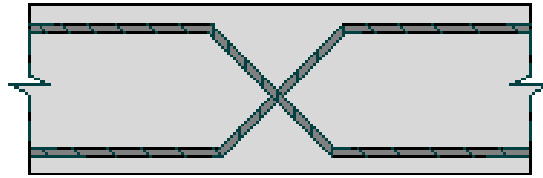


Figura 39 Articulación en la losa realizada mediante la configuración y colocación del acero de refuerzo.

Las viviendas de interés social, que generalmente tienen luces pequeñas (usualmente de 3.0 m), se pueden cimentar en losas macizas de poco espesor (desde 7 u 8 cm), ya que la rigidez de la edificación se obtiene mediante muros y no por el espesor de la losa. De esta manera se puede aprovechar la losa de cimentación como placa de piso. Para este caso, tan común en viviendas hasta de dos pisos, pueden utilizarse mallas electrosoldadas como acero de refuerzo.

El uso de losas de cimentación como apoyo para edificios con sistemas estructurales de pantallas de concreto como sistema de resistencia sísmico requiere, al contrario que en el caso de las viviendas descritas en el párrafo anterior, una rigidez considerable, tal que permita asegurar un empotramiento suficiente para conseguir un control de derivas adecuado.

7 PILOTES

7.1 CONCEPTOS BÁSICOS

Cuando los estratos superiores del del suelo no son competentes para el apoyo de una cimentación superficial y se desea llevar las cargas hasta estratos más profundos se utilizan pilotes o pilas.

Estos elementos se pueden agrupar lo más cercanamente posible alrededor del punto de aplicación de la carga con objeto de que el elemento de transferencia de esas cargas a los pilotes sea más económico. Lo anterior solo se puede hacer si el estrato resistente es lo suficientemente grueso para disipar en el todas las presiones aplicadas por los pilotes. Si este no es el caso y existen debajo del estrato de apoyo estratos compresibles deberá preferirse hacer una distribución más uniforme de la carga de los pilotes con objeto de evitar asentamientos diferenciales, en este caso tal como se muestra en la figura () se deberá hacer la transferencia atreves de grandes vigas con la capacidad de “puentear” las cargas de los pilotes.

La diferencia entre pilotes y pilas resulta un poco arbitraria dependiendo del autor, el país y hasta la región en que se aplica. En este texto se propone considerar como pilotes los elementos que tengan menos de 60 a 80 cm de diámetro.

7.2 CLASIFICACIÓN DE PILOTES DE ACUERDO A SU FORMA DE TRABAJO

De acuerdo a su forma de trabajo se pueden clasificar como de punta, fricción o punta y fricción, de acuerdo a la fuente dominante de resistencia.

7.2.1 Pilotes de Punta

Cuando un pilote debe alcanzar un estrato de apoyo de resistencia considerable en comparación a los estratos superiores, tiene de todas maneras aportes a la resistencia tanto por punta como por fricción. Teniendo en cuenta que para movilizar la resistencia por fricción se requiere desplazamiento relativo entre el pilote y el suelo y que la rigidez del suelo por encima de la punta seria relativamente baja, como para que se allá justificado buscar como apoyo un estrato inferior, podríamos asumir que las curvas esfuerzo deformación de ambas fuentes de resistencia serian similares a la de la figura (). Como puede apreciarse para que se desarrolle la resistencia última a fricción se requeriría que el pilote hubiera fallado en la punta. En otras palabras las resistencias máximas a punta y fricción no corresponden a la misma deformación. La única forma de sumar las resistencias

de punta y fricción es hacer una prueba con un pilote en el que el fuste y la punta tengan deformaciones independientes, de manera que cuando penetre la punta la funda exterior no se mueva y cuando se hinque la funda exterior la punta no se mueva, de esta manera se podrían obtener las curvas de esfuerzo deformación distintas para cada fuente de resistencia, y por lo tanto sumar a la resistencia máxima en la punta la proporción correspondiente de resistencia a fricción para la deformación de ruptura en la punta, entonces aplicar el consiguiente factor de seguridad. Puesto que este tipo de prueba no es frecuente, una hipótesis simplificatoria conservadora y quizás no muy alejada de la realidad sería despreciar el efecto de la fricción y considerar que el único aporte de resistencia corresponde a la punta del pilote.

En el caso de que los estratos no competentes que atraviesa el pilote puedan estar sujetos a procesos de consolidación, ya sea por la aplicación de sobrecargas debidas a movimientos de tierra por urbanismo o reducción de la presión en el agua por bombeo o flujo de agua descendente, los pilotes apoyados por punta han presentado patologías. Algunos de los casos más dramáticos se han presentado en la ciudad de México, en la que debido al hundimiento regional que se ha presentado por la extracción de agua subterránea en acuíferos a profundidades de 30m o mayores a causado un hundimiento regional generalizado en las arcillas volcánicas superiores. Como resultado de lo varias estructuras apoyadas sobre pilotes de punta han permanecido relativamente inmóviles en tanto el suelo y edificios circundantes presentan asentamientos. De esta manera diara la impresión de que esos edificios emergen de la superficie por las deformaciones relativas, como se observa en las figuras () en las que se puede apreciar el incremento de escaleras que se ha hecho en el tiempo para poder acceder al edificio.

Lo problema anterior no es solo estético sino que genera problemas adicionales como la afectación de edificios vecinos que no estén apoyados sobre pilotes de punta. Más aun el movimiento relativo del suelo descendiendo con respecto al pilote produce una fricción negativa que al transmitirse al pilote como una carga adicional a la que transmite el edificio reduciría el factor de seguridad con el que fue diseñado. Adicionalmente el efecto de transmisión de una porción del peso propio del suelo al pilote por medio de la fricción, produce un efecto de pérdida de confinamiento del suelo en la vecindad de la punta, que a su vez reduce la capacidad última del pilote. Este efecto, denominado por Zeevaert efecto “dual” puede ser evitado utilizando pilotes de fricción embebidos únicamente en los estratos no competentes así estén sujetos a consolidación.

7.2.2 Pilotes de Fricción

Si el pilote esta embebido en su totalidad en un estrato de baja a media rigidez, sin alcanzar un estrato que aumente su rigidez drásticamente el aporte de la fricción en el fuste aplicado sobre el área lateral del pilote es normalmente considerablemente mayor que el aporte de la resistencia por punta aplicada a un área relativamente pequeña. En este caso ilustrado en la figura () el que puede despreciarse es el efecto de la punta, ya que a nivel de deformaciones que se requiere para alcanzar la resistencia a la fricción el aporte de la punta puede despreciarse.

En el caso mencionado en el capítulo de pilotes de punta de la posibilidad de que se presenten fricciones negativas debido a la consolidación de estratos por encima de la punta del pilote esta alternativa puede tener la ventaja de que estos pilotes vayan penetrando a velocidades similares al asentamiento del suelo circundante.

Las cimentaciones sobre pilotes de fricción son muy vulnerables a sollicitaciones sísmicas, ya que los momentos de vuelco pueden producir remoldeo en el suelo circundante al pilote, y por lo tanto reducir su capacidad. Edificios como los de la figura () que han experimentado situaciones como la descrita anteriormente presentaron hundimientos súbitos posteriores al sismo que origino el fenómeno. Para evitar esto se recomienda la utilización de una losa de cimentación actuando en conjunto con los pilotes con objeto de que sea el contacto directo del suelo con la losa el responsable de tomar las acciones generadas por el volcamiento del edificio, para que este trabajo sea eficiente la losa debe estar siempre en contacto con el suelo lo cual solo puede garantizarse si la carga que toman los pilotes es menor a la carga total del edificio. En otras palabras Zeewaert recomienda que el número de pilotes se calcule a partir de su carga última y se disponga en una cantidad que oscile entre el 50 y 75% del peso total del edificio. Así mismo la disposición de los pilotes debe tener una distribución lo uniforme posible dentro del área del edificio para que el volumen de suelo aferente a cada pilote sea lo más uniforme posible con objeto de evitar concentraciones de esfuerzo.

Un caso especial de pilotes de fricción se presenta cuando existen fuerzas de tensión en los pilotes generadas por fuerzas laterales actuando en la estructura, como se muestra la figura () donde se puede observar el volcamiento de un edificio ocurrido durante el sismo de México en 1985.

7.2.3 Pilotes de Punta y Fricción

En el caso en el que el pilote este empotrado una longitud apreciable en el estrato resistente implica que dado que la resistencia a fricción en la zona de empotramiento se desarrolle en el mismo material de la punta se puede considerar la suma de los aportes de punta y fricción, pero únicamente en la zona de empotramiento ya que como en el caso de los pilotes de punta la fricción en un suelo de poca rigidez puede despreciarse, este caso se muestra en la figura ().

7.3 CLASIFICACIÓN DE PILOTES DE ACUERDO AL MATERIAL

7.3.1 Pilotes de Concreto

Los pilotes de concreto se pueden hacer de sección circular, octogonal, hexagonal o cuadrados dependiendo de las herramientas del piloteador, en la punta se busca tener una forma conca o piramidal para facilitar la penetración como se muestra en la figura () en el otro extremo o los extremos de secciones intermedias se coloca una placa de acero

embebida con anclajes al concreto del pilote que permite hacer las uniones de secciones mediante soldadura como se muestra en la figura ()

7.3.2 Pilotes de Acero

Los pilotes de acero son cada vez más utilizados en el mundo debido a su bajo peso y fácil maniobrabilidad además de que por su área muy pequeña son mucho más fáciles de hincar, sobre todo en zonas costeras y en general de materiales granulares. Esta misma característica hace que el desplazamiento de volúmenes de suelo sea reducido de tal manera que el rehincado de pilotes debido a que la hinca produce que los pilotes vecinos tienda a salir pueda ser evitada.

Contrario a lo que pudiera imaginarse respecto a la posibilidad de que tengan problemas de corrosión especialmente en áreas costeras el problema no es tan grave ya que lo que produce la corrosión son los ciclos de humedecimiento y secado, en el caso de que los pilotes estén siempre embebidos en suelos saturados hace que la corrosión sea limitada. Adicionalmente para que se presente la corrosión se requiere la presencia simultánea de agua y oxígeno y en los suelos la presencia de oxígeno es casi nula,

Las secciones más utilizadas son los tubulares y las secciones HP (heavy piles). En cualquier caso se deben utilizar referencias que tengan un espesor de pared generoso para impedir el pandeo local especialmente si los pilotes se incrustan en el suelo por medio de hincado.

7.3.3 Pilotes de Madera

Los pilotes de madera se han utilizado desde épocas antiguas. Un ejemplo de esto son pilotes de madera construidas en la época prehispánica para la construcción de templos por los aztecas en la ciudad de México. Ver Figura (). En Colombia hay experiencia de fundaciones en pilotes de madera hasta de ochenta años con buenos resultados a la fecha. Aun hoy se utilizan en zonas apartadas en las que el acceso de máquinas para el hincado de pilotes de concreto o acero es restringida. Incluso el método de hincado puede ser manual y rudimentario. Sin embargo, con la progresiva tala de bosques y las regulaciones ecológicas, el uso de este tipo de pilotes tiende a reducirse.

los pilotes de madera deben inmunizarse la zona que esté por fuera del nivel freático con algún funguicida.

7.4 CLASIFICACIÓN DE PILOTES DE ACUERDO A SU MÉTODO CONSTRUCTIVO

7.4.1 Pilotes Hincados

Este es el proceso más utilizado para la construcción de pilotes, en este se llevan secciones de pilotes prefabricados a la obra y se hincan por medio de grúas piloteadoras que soportan un martillo de funcionamiento similar al de un pistón con combustible diesel. Ver figuras (). El control de la profundidad a la que debe llegar el pilote se hace por medio de criterios de “rechazo” que consiste en medir un número de golpes dividido entre la longitud penetrada, que dependen del material del pilote, el tipo de suelo en que se está hincando, y en gran medida por la experiencia de los piloteadores. Estos mismos criterios sirven para evitar la demolición de la punta del pilote por sobrehincas.

Los efectos del hincado dependen del tipo de suelo:

- En arcillas saturadas se puede presentar tanto un levantamiento del suelo como de los pilotes vecinos debido al volumen del suelo desplazado, este efecto se puede atenuar utilizando pilotes metálicos como se menciona en el numeral 3.2.9.2.2. o haciendo una perforación previa antes del hincado.
- En arenas sueltas en las que incluso se puede combinar el hincado con la aplicación de vibraciones al pilote, se produce compactación de los mantos de arena que puede afectar construcciones vecinas.
- En arenas compactas, ante la dificultad de atravesar estratos de este material que nos garanticen un apoyo confiable se puede llegar a utilizar pilotes que inyecten agua a presión en la punta para facilitar su penetración o utilizar pilotes metálicos.

No es conveniente utilizar pilotes cuando se sospeche de la presencia de rocas de gran tamaño debido a la posibilidad de que la punta del pilote sea apoyada en un fragmento de roca embebido en una matriz de suelo blando de tal manera que no se pueda garantizar su adecuado desempeño para las solicitudes consideradas.

7.4.2 Pilotes Vaciados en Sitio

Para construir estos pilotes se realiza una perforación mediante un taladro helicoidal que extrae el suelo hasta la profundidad deseada. Ver figura (), Puede durante la extracción de la herramienta de perforación inyectar concreto por el eje de la broca en cuyo caso no se colocaría acero de refuerzo o este se colocaría posteriormente al vaciado del pilote. Para el vaciado de estos pilotes se requiere utilizar concretos especiales con aditivos fluidificantes que impidan la segregación especialmente para profundidades grandes, así como el uso de embudos o tubos Tremie (o trompas de “elefante”) que descarguen el concreto directamente en la mezcla inferior sin caída libre.

Es frecuente que para evitar derrumbes de la perforación cuando se retira la herramienta se pueda usar lodo bentonítico que ayude a estabilizar el suelo y es desalojado de la perforación por el concreto durante su vaciado debido a su bajo peso volumétrico.

7.4.3 Micropilotes

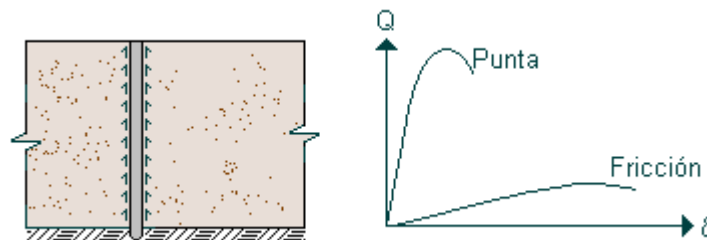
Otra modalidad para apoyar cimentaciones en estratos profundos es construir una perforación de diámetros relativamente pequeños (10 o 15cm) ver figura (), atravesando los estratos superiores poco competentes y llevando la perforación hasta una profundidad de empotramiento importante en el estrato resistente. Debido al pequeño diámetro de la perforación se introduce un atado de varilla de refuerzo con un tubo de PVC con perforaciones cada cierta profundidad (ver figura ()) cubiertas por una membrana de caucho, posteriormente se hace una inyección de lechada de concreto (Ver figura ()) a través del llamado tubo de “manguitos” con el objeto de ensanchar el pilote dentro del estrato portante, una vez terminada la inyección la presión y la lechada no se puede devolver por el tubo ya que las membranas de caucho se retraen a manera de válvula “Check”, el esquema del sistema se muestra en la figura () y su forma final en la figura ().

Para este procedimiento es muy importante hacer ensayos tanto de la presión de inyección (para evitar fractura hidráulica) como de la capacidad final del micropilote (ver figura ()) debido a la incertidumbre en la geometría final del pilote, que dista mucho de la forma de los sistemas anteriores de pilotes.

Esta tecnología para hacer pilotes es muy utilizada en la recimentación de edificios antiguos debido al poco espacio que se requiere para su operación, (Ver figura ()).

7.4.4 Pilotes Tipo Mega

También, como en el caso anterior para recimentación de edificios existentes en los que se deben construir los pilotes en espacios reducidos (sótanos o primeros pisos), este sistema consiste en hincar un tramo de pilote corto con punta y un cable de postensado anclado a esta por medio de un gato que hace reacción contra la estructura existente, posteriormente se hincan tramos de pilote con una perforación interior por la que se introduce el cable de forma similar a como se enhebran las cuentas de un collar. Cuando se llega a la profundidad deseada se llena con lechada la perforación que contiene el cable y se realiza un postensionado para garantizar la integridad del pilote.



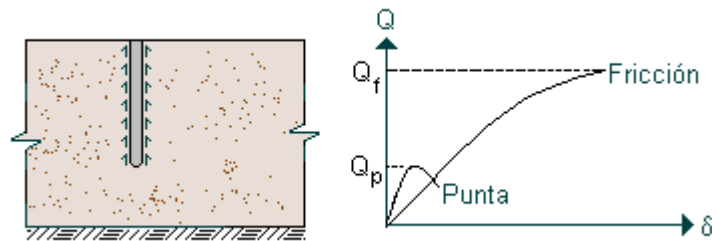


Figura 40 Trabajo de los pilotes apoyados en estratos de diferente calidad

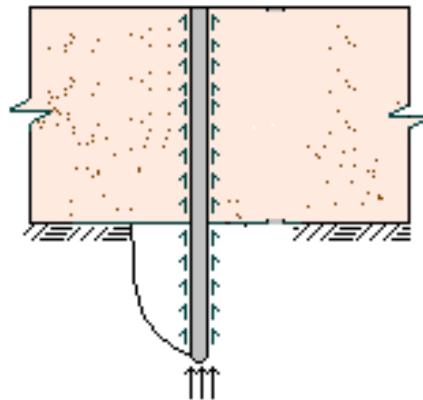


Figura 41 Aporte de resistencia por punta y por fricción en los pilotes

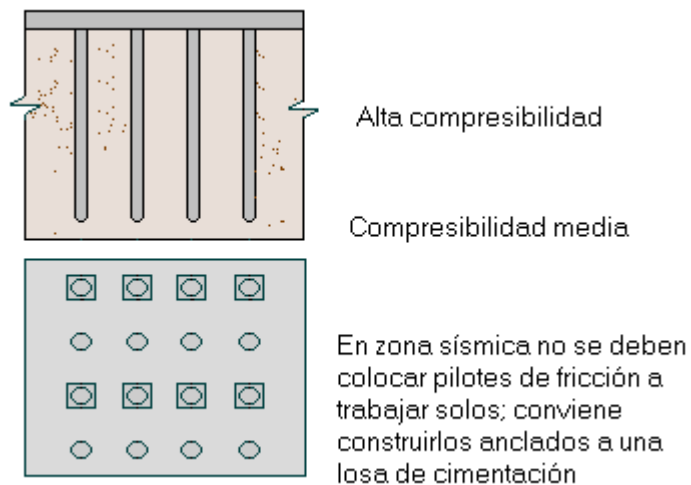


Figura 42 Pilotes por fricción construida monolíticamente con una losa de cimentación

8 PILAS O CAISSONS

8.1 PILAS

En este texto se han considerado las pilas como cimentaciones profundas con diámetros mayores a 60 a 80 cm de diámetro. Aunque esta subdivisión es arbitraria, ya que los métodos constructivos comunes en pilas corresponden a pilas vaciadas en sitio. Al no ser elementos prefabricados su forma tiende a ser circular, y en lo posible la estrategia de diseño consiste en variar sus dimensiones de manera que se coloque un solo elemento para cada columna, como se ilustra en la figura ().

Si el suelo lo permite es conveniente desde el punto de vista económico variar el área de apoyo instalando una campana (también llamada “Pata de Elefante”) mientras se mantiene el fuste de diámetros iguales. Lo anterior permite que el cambio de herramientas sea el mínimo posible con el objeto de agilizar la construcción.

La campana en el caso de que la cohesión del suelo permita tener una inclinación negativa, al menos durante el proceso de vaciado permite un ahorro considerable de concreto y acero de refuerzo. Esta campana suele construirse con una pendiente 2V:1H con una prolongación recta de al menos 30cm de longitud.

El sistema constructivo puede ser con máquinas perforadoras que tienen brocas helicoidales o cilindros huecos que recolectan el material en su interior para ser descargado en camiones. Estos cilindros pueden tener aditamentos rectatiles que permiten hacer la campana (Ver figuras ()). La perforación puede hacerse con o sin lodos bentónicos que sirvan para estabilizarla en el caso de que la cohesión del suelo no permita que las paredes de la perforación sean estables. Normalmente tan pronto como sea posible se introduce la armadura y se hace el vaciado del concreto como se muestra en la figura ().

Cuando se hace excavaciones en materiales granulares en los que la estabilidad de la perforación no se puede garantizar al menos hasta que se realice el vaciado se tiene que recurrir a pilas en las que se realiza un entibado con camisas de acero o tubos de concreto con un proceso ancestral que fue conocido como pozo indio. En este sistema mediante una almeja se va retirando el material en el interior del tubo de entibado provocando su penetración por peso propio o ayudado con gatos hidráulicos. Una vez que se ha llegado a la profundidad recomendada en el estudio de suelos se puede colocar la armadura y hacer el vaciado, al mismo tiempo que se puede retirar el entibado en el caso de que este sea de acero debido a su alto costo (Ver figuras ()).

En el caso de suelos con presencia de rocas de gran tamaño que impidan ser realizadas por los procedimientos anteriores se debe recurrir a excavaciones manuales, con un diámetro mínimo de fuste de 1.0 m. En este proceso se van haciendo excavaciones y entibados de concreto vaciado parciales, hasta que se alcanza la profundidad deseada. En el caso de que

el tamaño de las rocas sea de difícil manipulación se hacen voladuras o desintegraciones de las mismas. Durante este proceso puede ser necesario el abatimiento del nivel freático mediante bombeo para permitir el trabajo seguro de los excavadores. Este procedimiento se ilustra en las figuras (). Posteriormente se introduce el armado y se realiza el vaciado.

En el caso de laderas con riesgo de reptación o deslizamiento las pilas, por su gran sección transversal, pueden tener una mayor resistencia a momento flexionante que los pilotes pudiendo resistir fuerzas laterales importantes.

Su dimensionamiento se realiza de manera similar a las zapatas asiladas, ya que por estar normalmente apoyadas en estratos de resistencia mayor a la de los suelos que atraviesa trabajan primordialmente por punta, por lo que su resistencia a fricción suelo ser despreciada. De esta manera el diámetro de la base de una pila se puede calcular por la expresión ().

Las pilas deberán estar ligadas por vigas de fundación diseñadas con los mismos criterios que para las zapatas aisladas.

Para el diseño estructural de la pila se utiliza los criterios contenidos en la tabla C.15.11 NSR.-10 Ver figura ().

Esta tabla está indicada para pilas solicitadas por fuerzas axiales únicamente en el caso de que las pilas estén solicitadas por fuerzas laterales y/o momentos generados por estratos de suelo rígido intermedios que puedan actuar como apoyos, puede ser necesario suministrar acero adicional. En este caso las disposiciones sobre la longitud del refuerzo longitudinal mínimo deben revisarse inclusive hasta el grado de poder requerirse en toda la longitud del pilote de acuerdo a las recomendaciones del estudio de suelos.

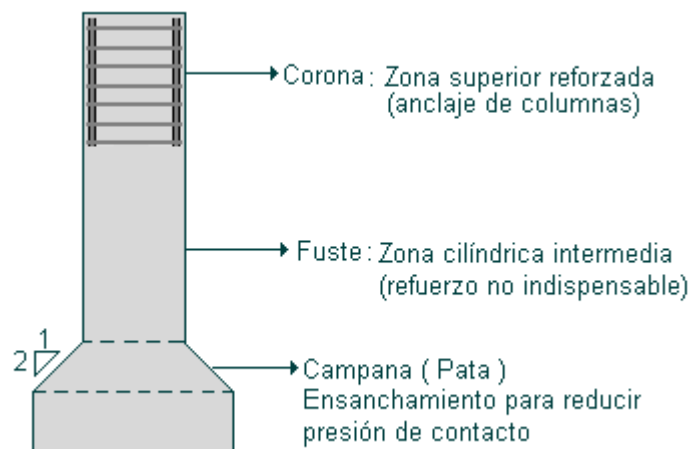


Figura 43 Detalle de una pila corta

8.2 CABEZALES

Son elementos que distribuyen en los pilotes las fuerzas que bajan de las columnas, normalmente deben ser muy rígidos para que las hipótesis de cálculo expresadas en el presente capítulo cumplan todos los requisitos satisfactoriamente. Por normas el espesor efectivo mínimo de un cabezal es de 300 mm.

En general uno podría diseñar un cabezal para cualquier número de pilotes, pero desde el punto de vista económico es mejor que la disposición de los pilotes sea compacta. Lo anterior se consigue si la separación entre centros del pilote es del orden de 3 diámetros del pilote y el número de pilotes es reducido, así se tenga que aumentar el diámetro de los mismos, un número de pilotes menor de 9 es lo más deseable.

Para el caso de la determinación del número de los pilotes si debe incluirse el peso propio del cabezal y el lleno por encima de él, ya que las consideraciones del “Título 1.2.3 Consideraciones sobre la inclusión del Peso Propio en el Diseño de la Cimentación” no se pueden extender a este caso. Igualmente en el caso del análisis estructural podría omitirse la inclusión del peso propio por ser de sentido contrario a las reacciones de los pilotes o en su defecto, si en dichas reacciones se incluye el peso propio del cabezal y lleno se deben incluir en el modelo estructural para la determinación de las acciones sobre el cabezal.

La determinación de la carga en cada pilote se puede obtener para la condición más general en la que el cabezal este sometido a momentos biaxiales por medio de la figura y ecuaciones (), en la que se han considerado los momentos de inercia en ambas direcciones y los efectos de suma y resta de los momentos en cada dirección. Obviamente ninguna de estas reacciones debe ser mayor que la resistencia de diseño del pilote R_a .

Para la revisión del cortante bidireccional o punzonamiento se procede de manera similar a como se hace para zapatas aisladas considerando la superficie crítica de falla como un paralelepípedo a una distancia $d/2$ de la cara de la columna. Para este caso la cortante actuante en dicha superficie de falla corresponde a la carga aplicada P menos la reacción de los pilotes que queden completamente en el interior de esa supuesta superficie de falla. En el caso en el que el pilote este totalmente por fuera de la potencial superficie de falla se considera la carga que toma dicho pilote en el cortante actuante en la superficie de falla. Para posiciones intermedias en las que una parte del pilote queda dentro de la zona de punzonamiento se hace una interpolación lineal, Ver figura ().

Así mismo debe revisarse el punzonamiento local de los pilotes teniendo en cuenta una superficie crítica de punzonamiento a una distancia $d/2$ del borde de cada pilote, en el caso de que las superficies de falla de cada pilote se traslapen se puede considerar el efecto como se muestra en la figura ().

Para el cálculo del refuerzo longitudinal del pilote o pila se utiliza la tabla C.15.11.1 NSR-10.

El acero de refuerzo longitudinal se debe anclar dentro del cabezal por lo menos la longitud de desarrollo que corresponda a la barra que se coloque.

Debe tenerse en cuenta en que para el caso de los pilotes hincados, puede gobernarlos los procedimientos de izado e hincado de los pilotes, condición que debe ser revisada por el fabricante de acuerdo al método de fabricación, transporte e instalación del pilote.

9 BIBLIOGRAFÍA

- Acosta , & Velásquez. (1993). "Análisis e Instrumentación de Lleno Aligerado de Icopor del Hospital de la Unión". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Aguirre Gallego, C. M., & Amaris Mesa, A. D. (1997). "Análisis Estructural de Zapatas Medianeras". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín.
- Atehortua, & Vallejo. (1988). "Efecto de la Inestabilidad de Laderas en Cimentaciones Profundas". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Botero , & Gómez. (1992). "Método General de Interacción Suelo - Estructura". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Botero Martinez, J. C., & Gómez Zuluaga, J. C. (1993). "Método General de Interacción Suelo - Estructura". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín.
- Bowles, J. (1988). *Foundation Analysis and Design* (4th ed.). Singapore: Mc Graw Hill.
- Calavera, J. (1991). *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. Madrid, España: Intemac.
- Castrillón Oberndorfer, E. (2000). *Ejercicios, Tablas y Diagramas de Diseño*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín.
- Chamecki, S. (1956). "Structural Rigidity in Calculating Settlements". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 82(SM1), pp. 865. México: ASCE.
- Cheung, Y. K., & Nag, D. K. (1968). "Plates and Beams on Elastic Foundations". *Geotechnique*.
- Damy, J. (1985). "Integración de las Ecuaciones de Boussinesq, Weestergard y Frohlich Sobre Superficies Poligonales". *Revista de Ingeniería*. Mexico: UNAM.
- Demeneghi, A. (1979). "Un Método para el Análisis Conjunto de la Estructura y el Suelo". *Revista de Ingeniería*, Vol. 49(Nº 3). México.
- Demeneghi, A. (1983). "Interacción Suelo - Estructura". *Revista de Ingeniería*, Vol. 3(Nº 4). México.
- Echavarría Gallego, W., & Hoyos Chica, F. (1995). "Efecto Tridimensional en el Análisis de Sistemas de Cimentación Superficial por el Método de Interacción Estática Suelo

- Estructura". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín.
- Garza Vásquez, L. (1984). "Interacción Suelo - Estructura". *Revista Asociacion de Ingenieros del valle*(N° 443). Valle, Colombia.
- Garza Vásquez, L. (2002). *Diseño de Estructuras de Cimentación de acuerdo con las NSR - 98, Borrador para Trabajo de Promoción*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín.
- Herrón Durán, W. (1988). "Diseño de Zapatas Continuas por el Método de Interacción Suelo - Estructura". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín.
- Hetenyi, M. (1964). *Beams on Elastic Foundations*. Michigan, U.S.A: University of Michigan Press.
- Kerpel, E. (1977). *Conferencias de Concreto II*. Bogota, Colombia: Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia.
- Konig, G., & Sherif, G. (1975). "Consideración de las Condiciones Reales en el Cálculo de Losas de Cimentación". *Trad. Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*(N° 112).
- López, & Polo. (1993). "Análisis de Zapatas Continuas Para Muros Mediante el Método de Elementos Finitos e Interacción Suelo - Estructura". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Meli, R., & Hernández, O. (1975). *Efectos de Hundimientos Diferenciales en Construcciones a Base de Muros de Mampostería*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM México.
- Molano, J. (1992). "Interacción Suelo - Estructura, Una Nueva Aproximación". *Séptimas Jornadas de Geotécnica de la Ingeniería de Colombia*. Bogotá, Colombia: Sociedad Colombiana de Ingenieros.
- NSR-10. (2011). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá, Colombia.
- Ochoa Escudero, E. (1988). "Sistematización del Concepto Unificado para el Diseño y Revisión en Hormigón Pretensado y no Pretensado de Secciones I, T, y Rectangulares Sometidas a Flexión". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín.
- Pabón, & Correa. (1987). "Cálculo de Interacción Suelo - Estructura de Zapatas Aisladas". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

- Pineda, & Rúa. (1988). "Efecto Global de la Interacción Suelo - Estructura en Zapatas Continuas y Vigas de Enlace". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc.
- Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction". *Geotechnique*, Vol. 5.
- Wilson, E., & Habibullah, A. (1984). *SAP80 Structural Analysis Programs: a Series of Computer Programs for the Static and Dinamic Finite Element Analysis of Structures*. California, U.S.A: Computers & Structures inc.
- Wilson, E., & Habibullah, A. (1992). *SAP80 Structural Analysis Programs: a Series of Computer Programs for the Static and Dinamic Finite Element Analysis of Structures*. California, U.S.A: Computers & Structures inc.
- Zeevaert W, L. (1973). *Foundation Engineering for Difícult Subsoil Conditions* (2nd ed.). New York, U.S.A: Van Nostrand Reinold, Company.
- Zeevaert, L. (1975a). "The Role of Soil Mechanics in Foundation Structure - Soil Interaction". *Structural and Geotechnical Mechanics Symposium*. University of Illinois, Urbana.
- Zeevaert, L. (1975b). "Interacción de la Estructura de Concreto con la Masa del Suelo". *IMCYC*, Vol. 13(Nº 73).
- Zeevaert, L. (1980). *Interacción Suelo - Estructura de Cimentación*. México: Limusa.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation Engineering For Diffícult Sub Soil Conditions* (2nd ed.). New York, U.S.A: Van Nostrand Reinhold Co.
- Zienkiewicz, O., & Cheung, Y. (1967). *Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. New York, U.S.A: McGraw - Hill Book Co.