

DISEÑO DE FUNDACIONES. CONTENIDO DE LOS ESTUDIOS DE SUELOS

Daniel Alberto García Gei

Facultad Regional Mendoza. Universidad Tecnológica Nacional
(5500) Mendoza

e-mail: dgarciagei@frm.utn.edu.ar

Eduardo Daniel Quiroga

Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo
Facultad Regional Mendoza. Universidad Tecnológica Nacional
(5500) Mendoza

e-mail: dquiroga@fing.uncu.edu.ar; dquiroga@frm.utn.edu.ar

RESUMEN

La fundación es un componente del sistema estructural de una construcción que tiene por función conectarlo con el terreno de soporte.

Las propiedades del suelo como material estructural se obtienen a partir de los estudios geotécnicos que van a proporcionar los parámetros necesarios para identificarlos y poder establecer valores de la capacidad resistente unitaria necesaria para el proceso de verificación estructural.

Las acciones verticales generan un mecanismo de transferencia de cargas que se difunden mediante un bulbo de presiones hacia el interior del terreno. Las cargas horizontales, en especial las acciones sísmicas, ponen en juego además la resistencia lateral necesaria para equilibrarlas. Para su utilización en modelos del sistema estructural se describen las formulaciones carga-deformación del suelo.

Se resumen las prescripciones reglamentarias para zapatas de hormigón armado y las consideraciones necesarias para garantizar la disipación de energía sísmica respetando el mecanismo de plastificación propuesto en el diseño.

DISEÑO DE FUNDACIONES. CONTENIDO DE LOS ESTUDIOS DE SUELOS

INTRODUCCIÓN

Las fundaciones constituyen el elemento del sistema estructural cuya función es desarrollar una interface entre la superestructura y el terreno de soporte. Su misión es transferir acciones y desplazamientos generados en la construcción hacia el suelo que debe proporcionar el equilibrio.

Se denomina superestructura a los elementos ubicados por encima del plano superior de la fundación que pertenecen a un edificio, una vivienda, un puente, una torre, etc. y la forma de transferencia de las cargas hasta el suelo será diferente según se trate de una fundación superficial o una profunda, siendo esta una de las clasificaciones más comunes para distinguir el tipo de cimentación a utilizar.

El diseño de fundaciones considera a la superestructura, la interface de conexión (la fundación propiamente dicha) y al terreno. En ese camino entre un elemento y otro, se deben identificar y evaluar los siguientes términos: transferencia de acciones, rigidez y resistencia, capacidad de carga, control de asentamientos y dimensionado de los componentes.

Particularmente las combinaciones de acciones que incluyen sismo conducen a estados últimos y por ello resulta coherente que se compare con la capacidad de carga unitaria o carga nominal del suelo basado en los principios de la Mecánica de Suelos, y considerando una formulación similar a otros materiales con los respectivos factores de carga y resistencia.

COMPORTAMIENTO DE LAS FUNDACIONES

Las bases aisladas, bases corridas o combinadas y losas continuas (plateas), son las más comunes dentro de la categoría de fundaciones superficiales, mientras que en las profundas lo más empleado para edificios o puentes son los pilotes o pilas donde la distinción entre unos y otros suele estar asociada al diámetro del elemento o la técnica de colocación. Los pilotes se colocan hincados o fabricados en sitio, mientras que las pilas son realizadas en sitio exclusivamente. Pilotes y pilas pueden a su vez estar aislados o trabajando en grupo conectados mediante un cabezal o losa de vinculación tipo platea.

La transferencia de cargas verticales es bien conocida y no se trata en este trabajo. El comportamiento de una fundación superficial ante acciones horizontales se esquematiza en la Figura 1, donde la aceleración introduce un movimiento del terreno hacia la derecha, mientras la superestructura tiende a quedarse quieta por la inercia de sus masas, se desplaza en un movimiento relativo hacia la izquierda, dando lugar a la deformada esquemática de un pórtico. El equilibrio se logra mediante el empuje pasivo (diagramas triangulares) dado por la presión lateral de las bases contra el suelo y la fuerza de fricción del área en planta de las mismas originada por la carga vertical actuante.

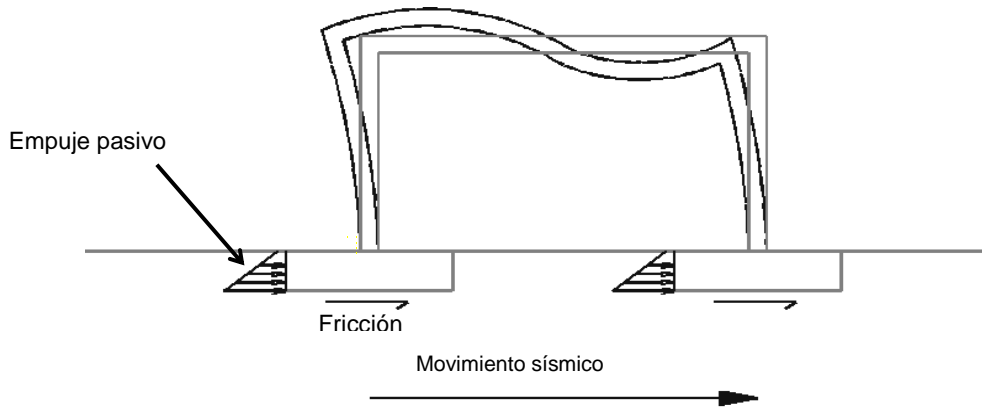


Figura 1. Transferencia de acciones horizontales. Fundación superficial (FEMA, 2016)

En una fundación profunda la transferencia de acciones verticales tiene una distribución conocida y se muestra en la Figura 2.

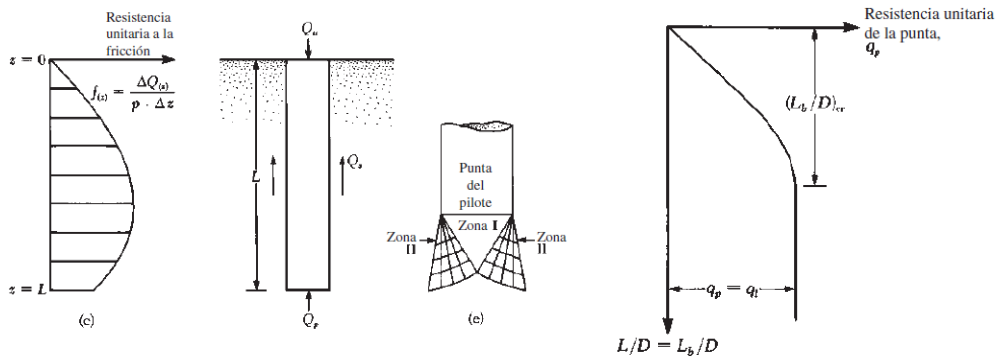


Figura 2. Resistencia unitaria por fricción y punta en pilas (DAS, 2014)

Cuando la pila o pilote interactúa con el terreno circundante ante acciones o desplazamientos horizontales se produce un giro, las presiones laterales producen el equilibrio según se aprecia en la Figura 3 (a) y (b). El perfil de la deformación en profundidad y las solicitaciones asociadas están condicionadas por la relación relativa entre rigidez del pilote y rigidez del suelo (Das, 2014), por un lado y por la restricción al giro de la parte superior del pilote por la presencia de un cabezal, por el otro. (Figura 3 c)

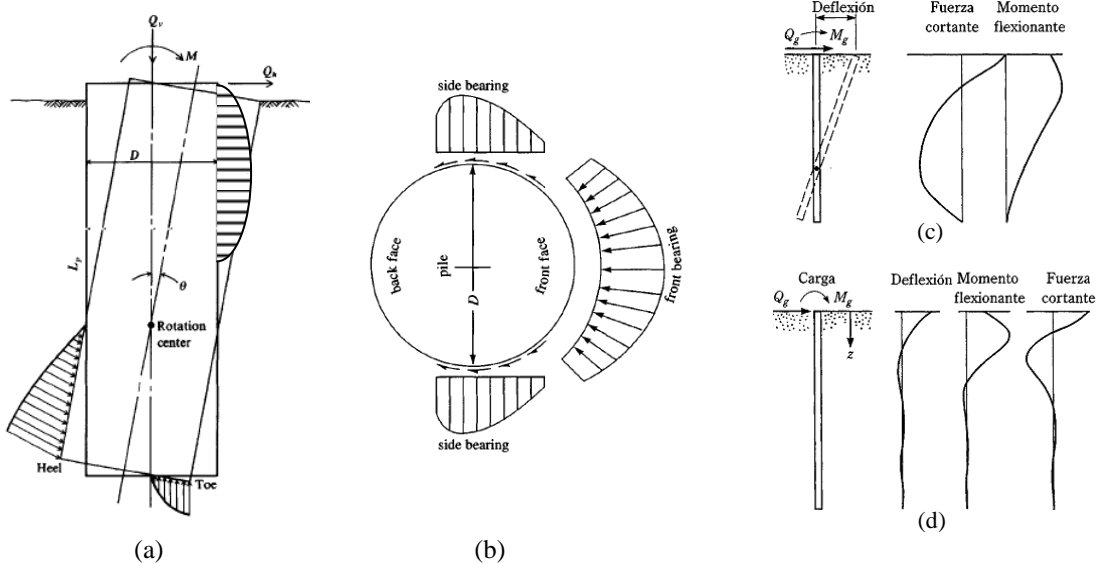


Figura 3. Resistencia lateral de pilas. (a) Giro rígido de pilote corto. (b) Diagrama de presiones laterales. (Bowles, 1996) (c) Pilote sin restricción superior. (d) Pilote con restricción superior (Das, 2014)

Un pilote, al que se le aplica una fuerza horizontal en la parte superior, deforma controlado por la presión lateral del suelo. (Figura 4 a).

Cuando el pilote está sometido a la aceleración del suelo será éste el que presiona contra la superficie del pilote generando deformaciones similares al caso anterior, pero con un diagrama de presiones del suelo diferente (Figura 4 b). Finalmente, si el pilote sirve de soporte para una estructura, durante un movimiento sísmico se presentarán los dos fenómenos anteriores simultáneamente. Las fuerzas de inercia por un lado y la presión de la masa propia del suelo por otro, dando lugar a un perfil deformado y un diagrama de presiones del suelo como se ve en la Figura 4 (c). (FEMA, 2016)

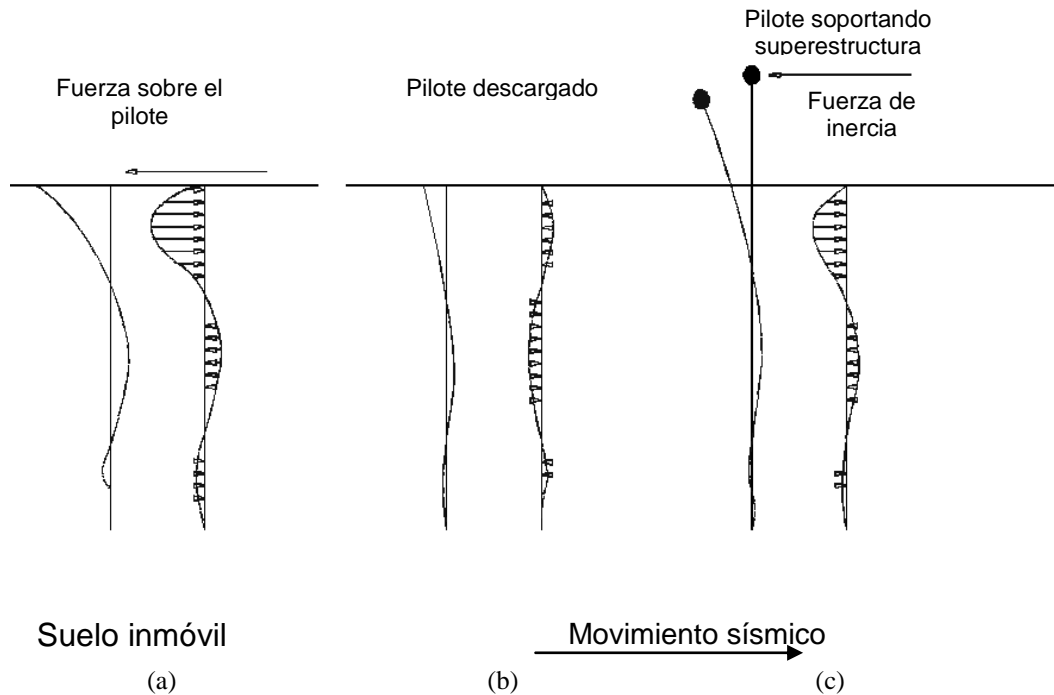


Figura 4. Transferencia de acciones horizontales. Fundación profunda (FEMA, 2016)

Si consideramos, por ejemplo, la estructura de un edificio apoyada en una fundación superficial, sometida al movimiento sísmico, a las acciones horizontales se suma el efecto del momento de vuelco por la distribución de masas en altura. Para lograr el equilibrio debe entrar en juego la presión lateral de suelo y la presión de fondo, dando lugar al diagrama de cuerpo libre mostrado en la Figura 5. En edificios con subsuelo la presión lateral se desarrolla por el empuje de los muros de los sótanos.

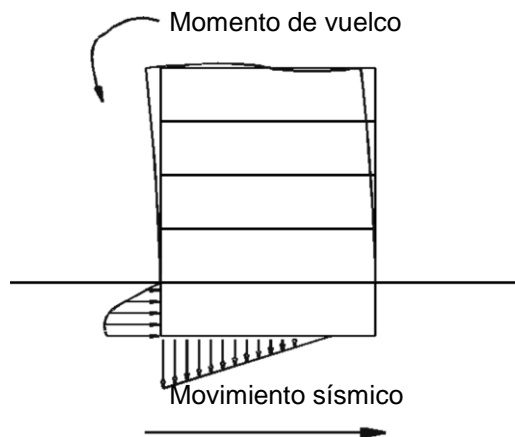


Figura 5. Transferencia de acciones horizontales en edificios. Fundación superficial (FEMA, 2016)

La magnitud del momento de vuelco depende de la relación de aspecto del edificio (Alto/Ancho), también llamada esbeltez. A medida que esta relación crece, el momento de vuelco se hace más significativo y, por ende, se hacen más importantes las presiones contra el suelo. Si son fundaciones aisladas cada una responde por separado pero si presenta suficiente rigidez en conjunto la presión de fondo es la encargada de dar equilibrio a este momento (Figura 5).

En edificios más esbeltos el momento de vuelco es más importante y puede ser necesario disponer de mayor capacidad de carga usando fundaciones profundas mediante pilas o pilotes (Figura 6), que trabajan a esfuerzos axiales aprovechando la resistencia de fuste y punta según sea el mecanismo de tracción o compresión.

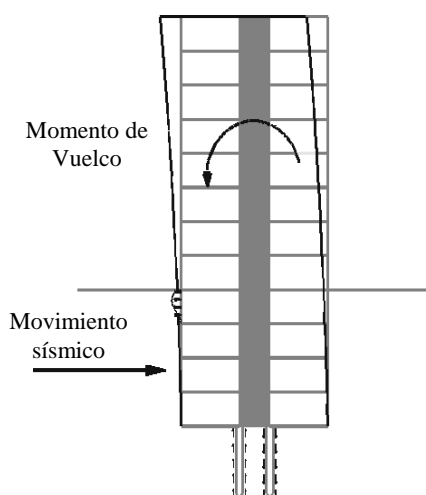


Figura 6. Transferencia de acciones horizontales en edificios. Fundación Profunda (FEMA, 2016)

Las reacciones horizontales siguen siendo proporcionadas por los muros perimetrales de los subsuelos hasta equilibrar el corte basal. En general se considera sólo la presión por empuje pasivo y se desprecia el efecto de las dos caras restantes por fricción lateral.

FUNDACIONES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

Cargas Concentradas

Las bases aisladas soportan generalmente cargas centradas de compresión debidas a las acciones gravitatorias y producen un diagrama de presiones más o menos uniforme dependiendo del tipo de suelo. Al agregarse las acciones sísmicas estas cargas se verán incrementadas ocasionando una compresión mayor o pueden tener sentido diferente producto de la tracción de la superestructura disminuyendo la compresión e incluso tender a levantarla de su plano de apoyo. En este último caso deberá preverse un mayor peso de la base misma, del relleno de terreno por encima para otorgar el equilibrio, o revisar la distribución de la superestructura para concentrar cargas sobre las zapatas. Las secciones críticas a controlar se muestran en la Figura 7.

La sección crítica a flexión es el borde de la cara de la columna de hormigón armado o en el centro de la distancia entre la cara del perfil de acero y el extremo de la placa de apoyo (Figura 7 a). La sección crítica a corte se desarrolla a una distancia “d” de la cara de la columna (Figura 7 b). Por último la sección crítica por punzonado se considera un bloque a una distancia “d/2” de la cara de la columna en todo el perímetro (Figura 7 c)

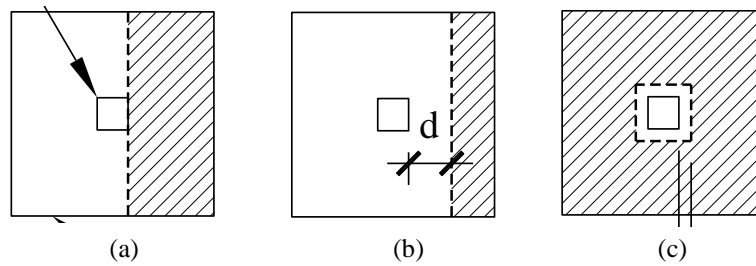


Figura 7. Secciones críticas de bases aisladas. (a) Por flexión. (b) Por corte. (c) Por punzonado (FEMA, 2016)

Fundaciones con Momentos

Cuando una base está solicitada a acciones verticales y momentos en forma simultánea (Figura 8) se producen diagramas de presiones no uniformes. En el comportamiento normal o Estado de Servicio el suelo tendrá una respuesta elástica con un diagrama de presiones característico de resistencia de materiales, pero al incidir acciones accidentales (en especial momentos por fuerzas horizontales), se espera que algunos puntos puedan desarrollar un comportamiento no lineal llevando los diagramas a distribuciones no uniformes de presiones.

Se observa que el diagrama de presiones será función de la relación M/P conocida como excentricidad “ e ”. En la Figura 8 (a) la distribución es no uniforme con valores diferentes de compresión en cada extremo y comportamiento elástico. En la (b) solo una parte de la base está en compresión y el otro extremo no tiene contacto directo con el suelo porque se ha levantado, mientras el comportamiento del suelo aún es elástico. En la (c) en el extremo derecho una parte del suelo bajo la base muestra plastificación y finalmente la (d) representa el diagrama de presión uniforme con comportamiento no lineal completo donde la ordenada de este diagrama es la que se deberá controlar con la capacidad de carga del suelo asociado a un estado límite. En todos los casos se aprecian los diagramas de cuerpo libre que siempre están en equilibrio, la capacidad de reacción del suelo equilibra la carga normal y el par reactivo respecto del eje de giro al momento aplicado.

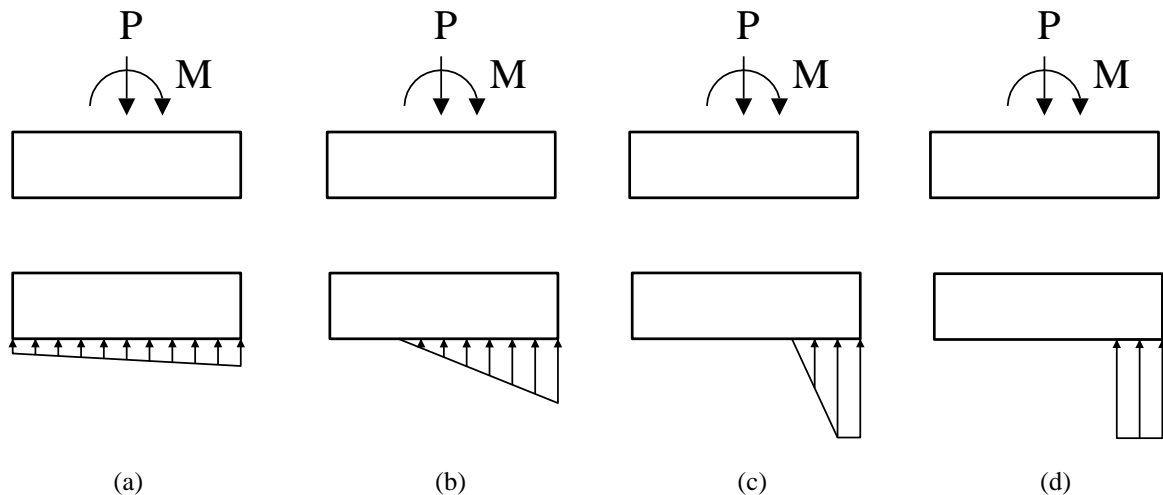


Figura 8. Fundación con esfuerzo Axial “P” y Momento “M”. (a) Excentricidad baja. (b) Excentricidad media, hay levantamiento. (c) Excentricidad alta, algo de no linealidad. (d) Excentricidad muy alta, diagrama uniforme no lineal.

Para su control y verificación se acepta el concepto de área efectiva entendida como la superficie cuyo baricentro coincide con el centro de presiones de la acción (Brinch Hansen, 1961). En la Figura 9 (a) puede observarse una base sometida a carga axial y momento y su representación equivalente cuando la carga axial se ha desplazado hacia la derecha una distancia igual a la excentricidad M/P (Figura 9 b).

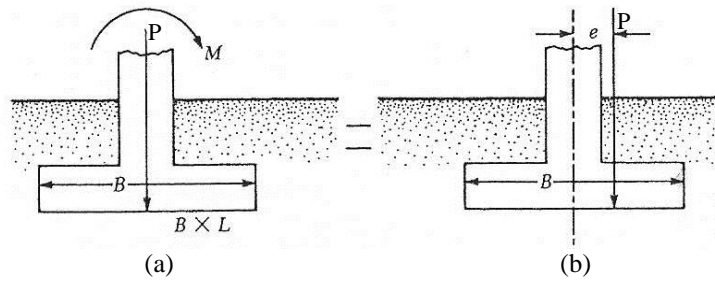


Figura 9. Base con carga axial y momento

Al desarrollar presiones elevadas debido a las acciones sísmicas el suelo presenta un comportamiento no lineal asimilable a la plastificación extendida a una zona parcial bajo la base (Figura 8 d). De este modo se considera como área de apoyo y transferencia de carga a la superficie sombreada (Figura 10 a) a la que se denomina “**Área Efectiva de Fundación**” y el diagrama de presiones uniforme tiene su resultante coincidente con la recta de la acción desplazada la distancia “e” (Figura 10 b).

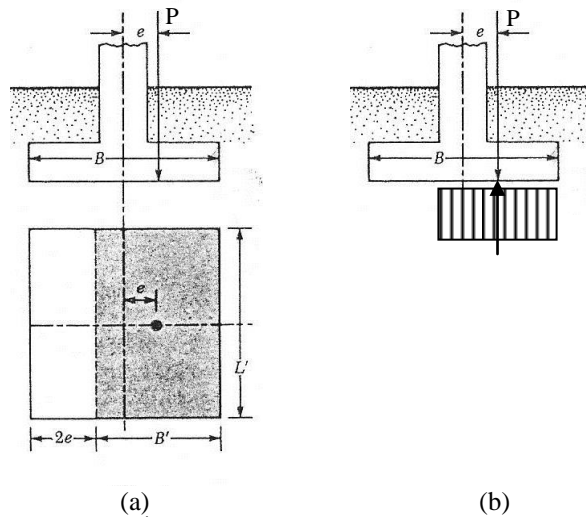


Figura 10. Área efectiva de fundación. (Das, 2014)

Cuando la base presente cargas axiales y simultáneamente momentos según dos planos (o fuerzas horizontales simultaneas según dos ejes), el área efectiva toma una forma que dependerá de la relación entre la magnitud de los momentos y se representa con un rayado inclinado (Figura 11), y las expresiones exactas para su determinación pueden consultarse en la referencia (Das, 2014). En forma simplificada se puede adoptar un área disminuida considerando simultáneamente las dos excentricidades para obtener ambos anchos efectivos (rectángulos rojos).

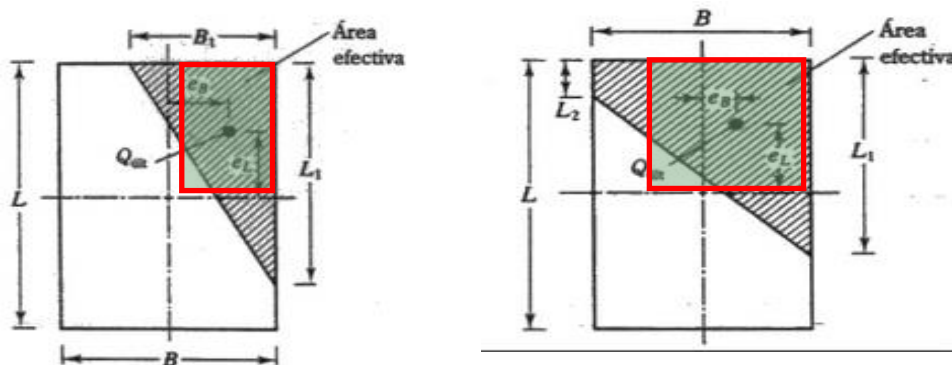


Figura 11. Área efectiva. Base con dos momentos ortogonales (Das, 2014)

Este criterio es el aceptado por el reglamento de puentes de Norteamérica, y contempla el área efectiva reducida según se observa en la Figura 12 (AASHTO)

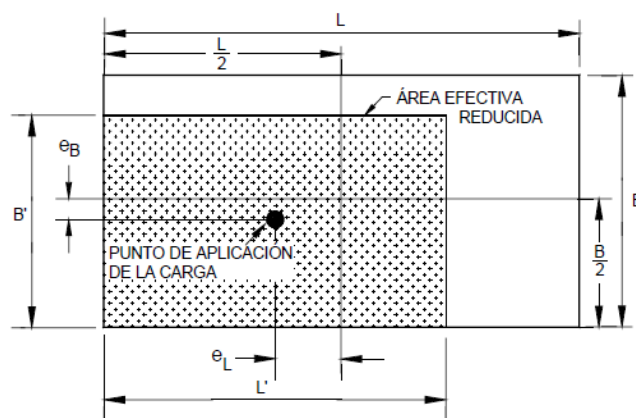


Figura 12. Área efectiva para bases con momentos ortogonales (AASHTO, 2005)

Fundaciones corridas en edificios bajos

Los edificios bajos considerados en nuestros reglamentos se refieren a construcciones de menos de tres niveles o inferiores a 9 metros de altura y representan una gran porcentaje de los proyectos que se desarrollan a diario. La resolución de los sistemas de fundación suele presentarse como una complicación resultando a veces soluciones que implican un gran volumen de la estructura destinada a estos elementos. Tanto en la práctica profesional como en la enseñanza se han detectado algunas falencias que llevan a un desconocimiento del verdadero comportamiento de la construcción como un sistema espacial integral.

Los edificios bajos se estructuran con muros hormigón o mampostería en la mayoría de los casos y es conveniente resaltar las consideraciones que deberían tenerse al momento de proyectar el sistema de fundación respectivo:

1. Contemplar tanto la representación en planta como en vista del muro considerando antepechos y dinteles de modo que se pueda tener una verdadera concepción de un “plano con agujeros” de mayor tamaño que las estrictas dimensiones estructurales del panel. Los antepechos y los cimientos proporcionan un largo que puede ser bastante mayor que la longitud propia del muro y un brazo equilibrante también aumentado.
2. Los muros perpendiculares se vinculan con los encadenados y le proporcionan “alas” tanto al muro como al cimiento. Esta situación nos permite tomar en cuenta tanto la mejora en la geometría e inercia global como el aumento de la carga vertical que soportan los elementos perpendiculares. De este modo tenemos la ventaja geométrica de mayor área, mayor inercia y mayor carga, manteniendo el mismo momento de vuelco, entonces la excentricidad disminuirá notablemente.
3. Al representar la vista del muro se puede evaluar la presencia de vigas de techo, dintel y fundación que vinculen a otro elemento estructural disminuyendo el momento de vuelco.

En todos los casos es altamente recomendable el Área efectiva de fundación como herramienta de verificación sin dejar de lado la colaboración de los elementos perpendiculares lo que nos da la garantía de una concepción y comprensión espacial el problema estructural. Con programas CAD es posible determinar los parámetros geométricos de la fundación (área, baricentro, momento de inercia) y representar el área rectangular equivalente para la verificación del cimiento de un muro sometido a cargas verticales y a momento. (Figura 13)

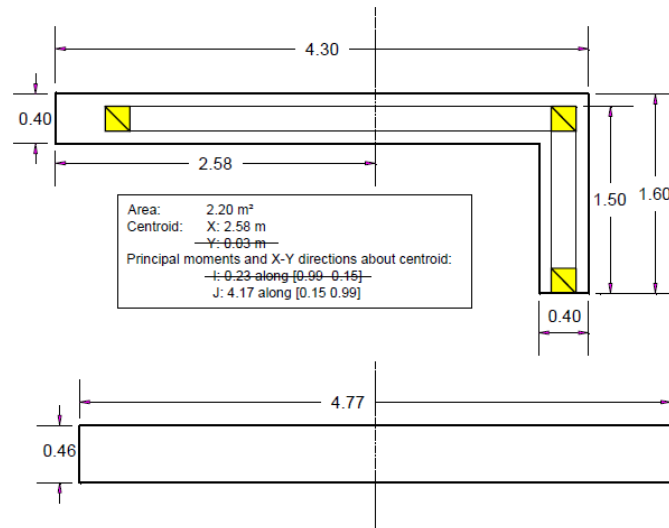


Figura 13. Área efectiva y área equivalente para un muro en “L” (Quiroga, 2015)

Ley carga-deformación para fundaciones superficiales

Para representar la rigidez de una fundación superficial explícitamente por un modelo matemático se debe caracterizar el material “suelo”, en especial para análisis estático incremental (push-over) o análisis de historia en el tiempo (time-history). (ASCE 41, 2013)

El comportamiento no lineal se debe representar con los parámetros obtenidos del estudio de suelos. La ley carga-deformación elastoplástica ideal (Figura 14 a) fue propuesta originalmente por FEMA, 2000 y adoptada posteriormente por ASCE, 2013, donde se considera la variabilidad de estos parámetros tomando un entorno de verificación, que se indica en ordenadas, “2Q” como límite superior y “Q/2” como límite inferior, siendo “Q” el valor de capacidad de carga de la base en cuestión. En la Figura 14 (b) y (c) se aprecia el modelo de resortes para fundaciones superficiales. Las expresiones para representar la rigidez de la fundación k_{sr} , k_{sv} y k_{sh} pueden consultarse en las referencias. (FEMA 356, 2000; ASCE 41, 2013)

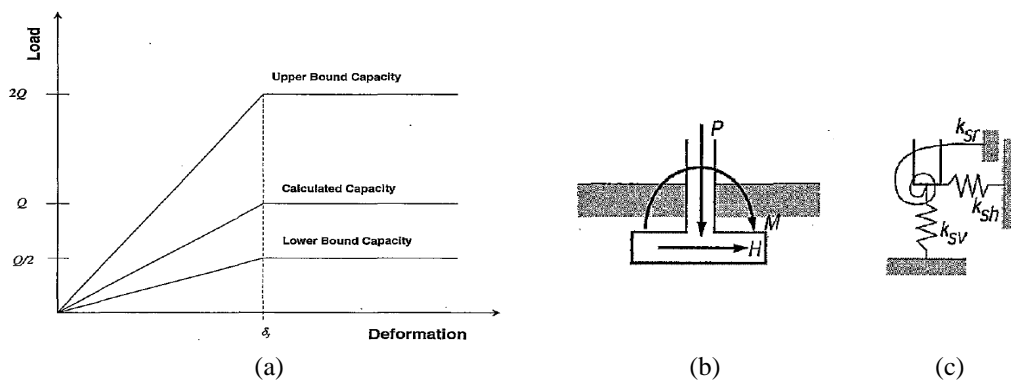


Figura 14. Representación de la interacción suelo-estructura (ASCE 41, 2006)

(a) Diagrama bi-lineal simplificado. (b) Cargas en la fundación. (c) Modelo de resortes desacoplado

Se entiende que el comportamiento carga-deformación de las fundaciones es no lineal y es aceptable la representación elasto-plástica equivalente dada la dificultad de caracterizar las propiedades del suelo por su heterogeneidad y variabilidad. Se acepta minimizar los efectos de esta incertidumbre mediante la consideración de dos límites – superior e inferior – para evaluar la sensibilidad en la respuesta estructural que, según la referencia de la práctica profesional y la industria nuclear, sugieren que el factor 2 (multiplicando y dividiendo) es apropiado para capturar la variación de esas propiedades. (ASCE 41, 2013)

Interacción suelo-estructura para fundaciones profundas

El modelo de resorte desacoplado mostrado en la Figura 13 (c) puede utilizarse también para representar la rigidez de una pila (FEMA, 2000) donde la base representa el cabezal de la pila. La rigidez lateral será proporcionada por el empuje pasivo sobre la pila y por la contribución del cabezal, en tanto la rigidez axial se determina por la contribución individual de cada pila (o grupo) de acuerdo con sus dimensiones y con las características del suelo, pudiendo condensarse en un solo resorte equivalente.

El resorte de rigidez rotacional de un grupo de pilotes puede obtenerse con un modelo discreto de Winkler considerando la rigidez axial (vertical) y el cuadrado de la distancia en planta al eje de rotación. (FEMA, 2000). En forma más precisa puede emplearse un modelo de Winkler discretizando la pila en profundidad y determinando la rigidez lateral (axial) de cada resorte con la siguiente expresión:

$$K_h = k_s D s \quad (1)$$

donde:

- K_h rigidez lateral
- k_s módulo de reacción del suelo
- D diámetro de la pila
- s distancia entre nodos de la discretización

En la Figura 15 se aprecia el modelo completo de una pila y un detalle de la discretización con indicación de la posición de los nodos y el paso de malla “s” (Crisafulli, 2001)

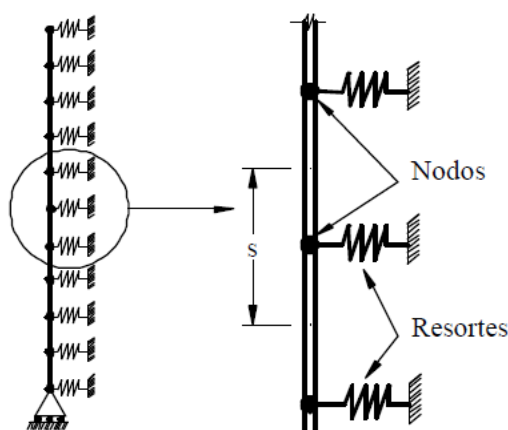


Figura 15. Modelo de interacción suelo-estructura en fundación profunda (Crisafulli, 2001)

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

El suelo de fundación es un material más del sistema resistente que se caracteriza por una gran heterogeneidad y dispersión en sus propiedades, pero que es necesario conocer para ser considerado apropiadamente en el proyecto de la estructura. A nivel nacional existe el Reglamento Argentino para Estudios Geotécnicos CIRSOC 401, 2015 que establece las prescripciones para las investigaciones a realizar, los estudios geotécnicos y las características del informe respectivo.

Los ensayos de campo contemplados en la citada norma son:

1. Ensayos de penetración: Penetración Normal (SPT), Penetración estática de Cono CPT y Penetración dinámica (DP)
2. Ensayos en perforaciones: Molinete (VST), Presiométrico (PMT), Dilatómetro (DMT)

3. Ensayos de densidad in-situ
4. Ensayo de placa: horizontal y vertical
5. Ensayos geofísicos: reflexión y refracción sísmica, Análisis espectral de ondas de superficie (SASW), resistividad eléctrica, gravimetría y magnetometría
6. Ensayos de permeabilidad



Figura 16. Ensayos de Campo
(a) SPT. (b) Ensayo horizontal de placa

Desde el punto de vista del proyecto de fundaciones los ensayos de campo más comunes son los de penetración y de placa (Figura 16) y, como resultado de estos ensayos sumados a los de laboratorio, se elabora un informe geotécnico que resume la información y proporciona recomendaciones para el proyecto de cimentaciones. Una de las características a entregar es la clasificación del suelo según el sistema unificado de Casagrande que resume las identificaciones de campo, símbolo del grupo, nombre típico y los criterios de clasificación del laboratorio. (Figura 17)

IDENTIFICACION EN EL CAMPO				SÍMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO				
SUELOS DE GRANO GRUESO - MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200	ARENAS - MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	ARENAS LIMPAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GW	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ ENTRE 1 Y 5 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS GW	LÍMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LÍNEA "A" O MENOR QUE 4 LÍMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LÍNEA "A" O MENOR QUE 7			
			PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS					
			FRACCIÓN FINA NO PLÁSTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML, MAS ABAJO)	GM	GRAVAS LIMPAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO					
			FINOS PLÁSTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA					
			AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS					
			PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS					
SUELOS DE GRANO FINO - MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	LIMOS Y ARCILLAS CON LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	FINOS NO PLÁSTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	SM	ARENAS LIMPOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ ENTRE 1 Y 5 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS SW	LÍMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LÍNEA "A" O MENOR QUE 4 LÍMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LÍNEA "A" O MENOR QUE 7			
			FINOS PLÁSTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS					
			RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISGREGACION)	DILATANCIA (EROSION A LA AGITACION)	TENACIDAD (COHESION CERCA DEL LÍMITE PLÁSTICO)			LINEA A: $I_p = 0.73(WL - 20)$ GRÁFICO DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION EN LABORATORIO DE SUELOS DE GRANO FINO		
			NULA A LIGERA	RÁPIDA A LENTA	NULA				ML	LIMOS INORGÁNICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE SOCA, ARENAS FINAS LIMPAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD
			MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA				CL	ARCILLAS INORGÁNICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMPOSAS, ARCILLAS MAGRAS
			LIGERA A MEDIA	LENTA	LIGERA				OL	LIMOS ORGÁNICOS Y ARCILLAS LIMPOSAS ORGÁNICAS DE BAJA PLASTICIDAD
LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGÁNICOS, SUELOS LIMPOSOS O ARENOSOS FINOS MECIADOS O CON DIATOMEAS, LIMOS ELÁSTICOS						
ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGÁNICAS DE PLASTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS						
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, COLOR, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA.			OH	ARCILLAS ORGÁNICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA					
				Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS					

Figura 17. Clasificación Unificada de Suelos de Casagrande

La resistencia nominal asociada a un Estado Límite Último puede estar condicionada por un mecanismo de falla local, falla global o por una deformación límite que puede representarse mediante la presión media (eje horizontal) y el asentamiento o hundimiento (eje vertical) (Figura 18) . Así la falla puede producirse por una rotura generalizada típica de suelos densos (a), por una rotura parcial (b) o por punzonado (c)

Además se debe considerar el asentamiento basado en cargas sostenidas, vinculado a un Estado Límite de Servicio, en lugar de la carga asociada con la resistencia nominal. En la mayoría de las cimentaciones las fallas están vinculadas a movimientos excesivos y pocas veces asociado a la pérdida de capacidad de carga, pero mantener controladas las presiones permite minimizar el efecto perjudicial de los asentamientos diferenciales.

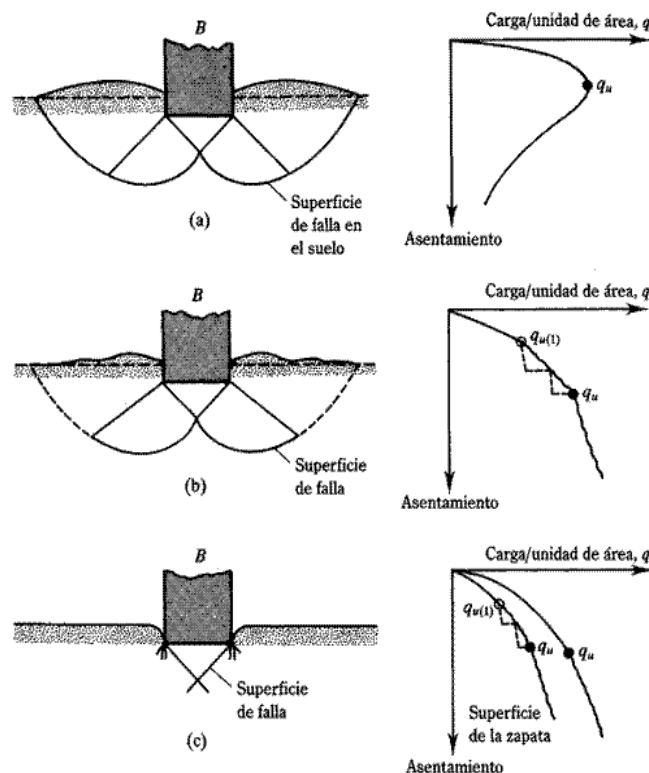


Figura 18. Mecanismo de falla (Vesic, 1975)

La forma para obtención de la capacidad de carga de una fundación fue propuesta por Terzaghi mediante una teoría que considera una base de ancho “B” y longitud infinita y distingue tres zonas que definen el mecanismo resistente para falla global como empuje activo (zona a), cuña de corte radial (zona b) y empuje pasivo (zona c). Luego modifica la expresión original para contemplar zapatas cuadradas o circulares y, por último, considera otra expresión para tomar en cuenta el modo de falla local.

A partir de la propuesta de Terzagui, Meyerhof agrega las superficies inclinadas (Figura 19, líneas en rojo) para considerar los efectos de corte y modifica las fórmulas incorporando tres factores que consideran la inclinación de la carga, la forma de la base y la profundidad. Brinch Hansen, partiendo de Meyerhof, incorpora los factores de inclinación y es la expresión generalizada más utilizada para determinar la capacidad de carga a partir de los parámetros físicos del suelo (Brinch Hansen, 1961)

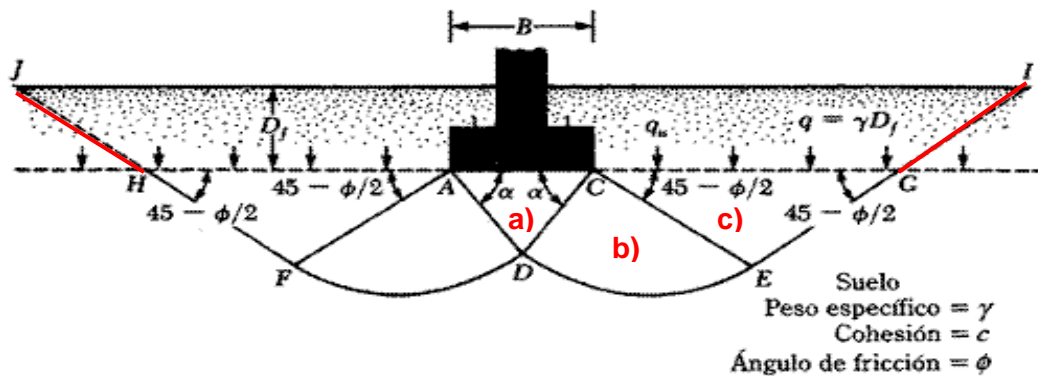


Figura 19. Esquema de teoría de falla (Das, 2014)

Zonas de falla.

- a) Zona triangular $\alpha = 45^\circ + \phi/2$
- b) Zona corte radial con curvas espiral
- c) Zonas triangulares pasivas de Rankine $\alpha = 45^\circ - \phi/2$

$$q_u = c N_c F_c F_s F_i F_d + q N_q F_q F_s F_i F_d + 0.5 \gamma B N_\gamma F_\gamma F_s F_i F_d \quad (2)$$

donde: N_c , N_q y N_γ son factores adimensionales

- Factor de forma (F_s): para cimentaciones rectangulares
- Factor de inclinación (F_i): cargas no verticales
- Factor de profundidad (F_d): considera zona superior (D_f)

La resistencia nominal S_n de fundaciones superficiales resulta entonces función de las dimensiones: ancho (B), largo (L) y profundidad de fundación (D_f) y de la capacidad unitaria o nominal del suelo

TENSIONES ADMISIBLES Y FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

El diseño de fundaciones anteriormente se ha realizado empleando el método de tensiones admisibles a partir de los datos obtenidos de los estudios geotécnicos convencionales que nos suministran las características físico-químicas en los diferentes estratos bajo la estructura a proyectar. Con estos datos se establecía, mediante coeficientes de seguridad, una tensión admisible del suelo función del tipo de sollicitación (estática o dinámica) y del ancho de cada base (B). El proyecto del sistema de fundación consistía en determinar las dimensiones necesarias para que las acciones nominales (sin mayorar) generaran una presión sobre el terreno menor a la tensión admisible establecida previamente.

En las combinaciones de cargas se pueden presentar acciones permanentes solamente, permanentes más variables (uso, nieve, etc) o algunas de éstas dos más acciones extraordinarias como el sismo. Para los dos primeros casos se aceptaba un coeficiente de seguridad del orden de 3 a 4, mientras que en el último caso este coeficiente se disminuye. Según el reglamento de referencia que se empleara, este coeficiente cuando actúan acciones sísmicas se ha considerado independiente del tipo de suelo y adoptaba valores de entre 1,5 y 2,0; mientras que en otros casos este valor estaba asociado al tipo de suelo según prescribía la anterior versión del Reglamento Argentino de Construcciones Sismorresistentes. (INPRES-CIRSOC 103, 1992)

En la versión vigente actual (INPRES-CIRSOC, 2013) se incorpora el diseño por factores de carga y resistencia -cuyas expresiones se verán más adelante- permitiendo una formulación homogénea en la verificación de todos los componentes del sistema estructural. En el cuadro siguiente se resumen las características de ambos métodos.

- Diseño por tensiones admisibles
 - Enfoque tradicional histórico
 - Los valores geotécnicos de tensiones admisibles consideran un factor de seguridad
 - Requiere combinaciones separadas
- Diseño por Factores de Resistencia:
 - Admitido en el INPRES-CIRSOC 103 - 2013
 - La resistencia nominal se afecta de factores ϕ
 - Permite comparar directamente la capacidad de la fundación con la capacidad de la superestructura

De todos modos debe considerarse que la resistencia nominal factoreada es condición necesaria pero no suficiente. En cualquier caso debe tenerse en cuenta los posibles desplazamientos de las cimentaciones ante combinaciones de servicio. Muchos daños en construcciones civiles se deben a asentamientos generales o diferenciales.

DISEÑO DE FUNDACIONES DE HORMIGÓN ARMADO

Marco Reglamentario

Para el proyecto de fundaciones de hormigón armado se debe recurrir a diferentes documentos asociados a las acciones y al dimensionado propiamente dicho. Para las acciones se deben considerar los reglamentos de la línea CIRSOC 100 (cargas, sobrecargas, etc), en general y el INPRES-CIRSOC 103 Parte I, para considerar en particular las acciones sísmicas.

El diseño en hormigón armado se rige por el reglamento CIRSOC 201 para fundaciones y losas y complementariamente el INPRES-CIRSOC 103 Parte II, para las especificaciones sísmicas para hormigón armado.

Capacidad de carga

La expresión a cumplir para la verificación de fundaciones está expresada en una formulación de factores de carga y resistencia para hacerla homogénea con el resto de los materiales y para permitir utilizar las solicitaciones requeridas (últimas) obtenidas de la superestructura. (INPRES-CIRSOC 103, 2013):

$$S_u \leq \phi S_n \quad (3)$$

donde:

S_u Solicitación requerida para cada estado límite a verificar

S_n Capacidad nominal de la fundación (solicitud unitaria o última del suelo)

Para combinaciones de acciones que no incluyen sismo $\phi = 0,4$

Para combinaciones de acciones que incluyen sismo $\phi = 0,7$

La resistencia requerida o última de la cimentación es “ S_u ” y es el resultado de las combinaciones de acciones dadas en el capítulo 3 (INPRES-CIRSOC 103, Parte I, 2013), mientras que “ S_n ” es la resistencia nominal de la fundación que resulta a partir de sus

dimensiones geométricas y de las propiedades del suelo, pero asociadas a un Estado Límite Último. El factor de resistencia considera el efecto de la velocidad de respuesta -lenta o instantánea- del suelo. Por otro lado si las solicitaciones “Su” se han obtenido a partir de la consideración del Mecanismo de Plastificación y del Diseño por Capacidad de la superestructura, es suficiente adoptar un factor de resistencia $\phi = 1$.

Se debe recordar que existe un límite superior para la resistencia requerida “Su”, dado por el comportamiento elástico de todo el sistema estructural, según lo prescribe el Reglamento (INPRES-CIRSOC 103, 2013), en ese caso corresponde considerar, como indica el capítulo 5 que, para el comportamiento elástico puede adoptarse un factor de reducción $R = 1,5$ y con él obtener las solicitaciones respectivas.

Para las fundaciones profundas debe evaluarse la interacción suelo-estructura tanto en el fuste como de punta y la estratigrafía en profundidad considerando la presencia de estratos potencialmente licuables.

Resistencia a la extracción

Debe tenerse en cuenta el comportamiento de pilotes o pilas que puedan estar sometidos a extracción por solicitaciones de tracción de la superestructura. El tratamiento de este fenómeno considera dos efectos principalmente: la fricción parietal del fuste y la existencia de ensanche (pata) en la parte inferior. Para su consideración se refiere a dos enfoques muy claros expuestos por FEMA 356, 2000 y Braja Das, 2014.

Arriostramiento de fundaciones

Cada sector de una estructura transmite acciones verticales al suelo y a su vez, por efecto de las acciones horizontales, deberá encontrar equilibrio lateral mediante empuje pasivo o la resistencia a fricción y cohesión de la superficie de la base cuando sean superficiales. Para evitar un desplazamiento lateral relativo entre los mencionados elementos verticales se prevé la conexión entre ellos con componentes denominados arriostramientos. Se admite prescindir de estas vinculaciones si en el análisis estructural de la superestructura se consideran los desplazamientos relativos.

Para el diseño de los arriostramientos se debe evaluar la acción y la reacción para proporcionar equilibrio, donde la primera surgirá del análisis de la superestructura y la segunda será la suma de los dos efectos mencionados para el caso de superficial y sólo el empuje pasivo para las fundaciones profundas. Para las riostras embebidas en el suelo no es necesario considerar el pandeo. La verificación del arriostramiento se hace a partir de las siguientes expresiones que definen la solicitación requerida, la nominal y los factores de resistencia:

$$H_u = V_u - (\text{tg } \phi^* N^* + c A_B) \quad (4)$$

$$H_u \leq \phi H_n \quad (5)$$

donde:

H_u = Resistencia Requerida del arriostramiento a tracción o compresión

H_n = Resistencia nominal de arriostramiento a tracción o compresión

V_u = Esfuerzo de corte (horizontal) en el componente vertical

ϕ^* = ángulo de fricción interna del suelo bajo la base

N^* = Carga axial en la fundación menos cargada

c = Cohesión del suelo de fundación

A_B = Área en planta de la base

$\phi =$ Factor de reducción de resistencia
Para acciones según [9.4] o [9.5] $\phi = 0,7$.
Para acciones determinadas por capacidad $\phi = 1.0$

Criterio general de diseño sismorresistente

Para el proyecto del sistema de fundación se postulan dos objetivos: tender a que la disipación de energía se produzca en la superestructura y que el sistema de fundación sea capaz de soportar las cargas gravitatorias manteniendo el mecanismo de plastificación elegido y así asegurar que la plastificación se ubique en zonas perfectamente determinadas (INPRES-CIRSOC 103 Parte II, 2005)

Para ello pueden considerarse tres opciones de acuerdo a cómo sea la respuesta esperada solo de la superestructura o el comportamiento del conjunto superestructura más fundación al que se denomina genéricamente estructura. El distinguir entre una respuesta elástica o inelástica estará directamente relacionado con la estrategia de diseño encarada para la superestructura:

- Superestructura con respuesta dúctil: el mecanismo de plastificación se desarrolla solo en la superestructura y los componentes del sistema de fundación deberán permanecer elásticos al considerar el efecto de la sobrerresistencia, aplicando los principios del diseño por capacidad.
- Superestructura con respuesta elástica: esta situación se puede presentar por decisión de diseño, en zonas de baja sismicidad o en edificios bajos con alta densidad de muros de hormigón. En ese caso se puede elegir que el sistema de fundación se comporte elástico, dúctil o con giro rígido de la fundación.
- Estructura con respuesta dúctil: el mecanismo de plastificación se desarrolla en conjunto en la superestructura y en el sistema de fundación. Éste último se deberá diseñar de acuerdo con las prescripciones para estructuras de ductilidad completa o limitada según corresponda.

Fundaciones superficiales

Para el proyecto de fundaciones superficiales hay que basarse en el reglamento de hormigón y en las prescripciones sismorresistentes. Se resumen los artículos a considerar:

1. CIRSOC 201, 2005

El capítulo 11 destinado a corte y torsión considera las disposiciones especiales para losas y zapatas, donde se tratan los esfuerzos debidos al corte, punzonado y momento no balanceado.

El capítulo 15 se aplica al diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas, plateas de fundación y cabezales de pilotes. Se especifican las cargas y reacciones, momentos en zapatas y cabezales, esfuerzo de corte, anclaje de armaduras, alturas mínimas, forma de transmisión de esfuerzos, zapatas con pendientes y requisitos adicionales para el diseño de zapatas combinadas y plateas.

2. INPRES-CIRSOC 103 Parte I, 2013

Las fundaciones se consideran en el capítulo 9 como particularidades de diseño y se debe tener en cuenta sólo tres artículos, el de capacidad de carga para determinar la resistencia nominal del suelo " S_n ", los arriostramientos y las prescripciones para suelos potencialmente licuables. Las condiciones de los arriostramientos son comunes a las fundaciones profundas.

Para los suelos con potencialidad de licuación se fijan las condiciones necesarias para controlar los efectos (sólo válidos para construcciones del grupo A, B o C):

- a) Estructura constituida por muros portantes
- b) Altura menor a 7m y hasta dos pisos
- c) Presión media transmitida al suelo menor que 0,06 MPa.
- d) Relación de esbeltez H/L_{\min} inferior a 0,7

3. INPRES-CIRSOC 103 Parte II, 2005

Los sistemas de fundación son considerados en el capítulo 6 y los criterios de diseño sismorresistentes ya han sido enunciados precedentemente. Para zapatas aisladas se fijan las condiciones para cuando se produzcan fuerzas de levantamiento y debe disponerse una armadura para cubrir la tracción por flexión originada por este efecto y deberá ser mayor que el 0,1% del área de la sección bruta de la zapata.

Fundaciones profundas: Requisitos para pilotes

Para las acciones se deben tener en cuenta, al igual que zapatas superficiales, los reglamentos vistos en los puntos 1 y 2 del artículo anterior y rigen las condiciones para arriostramientos.

En el diseño de pilotes deben evaluarse dos situaciones: la restricción al giro dada por cabezales rígidos y la interacción lateral con el suelo. A partir de esta evaluación se podrá establecer el mecanismo de plastificación para identificar la posición de la rótula plástica, zona a la que deberá protegerse, especificarse y detallarse del mismo modo que una columna según el artículo de pórticos del capítulo 2. (INPRES-CIRSOC 103 Parte II, 2005)

1. Armaduras

1.1. Cuantías

Para el control de cuantías se establecen dos límites, mínimo y máximo. La cuantía longitudinal mínima debe cumplir con:

- a) 0.0057 ($A_g \leq 0,50 \text{ m}^2$, $\phi \leq 80 \text{ cm}$)
- b) 4,05 / raiz (A_g) ($0,50 \text{ m}^2 < A_g < 2,0 \text{ m}^2$)
- c) 0.0028 ($A_g \geq 2,0 \text{ m}^2$, $\phi \geq 160 \text{ cm}$)

Mientras que la cuantía máxima será la misma especificada para las columnas en 2.3.8

- Cuantía máxima = 0,043 . A_g
- Cuantía máxima = 0,057 . A_g (en zona de empalmes)
- Menor diámetro de barra mayor a 2/3 del diámetro mayor $d_{b\text{menor}} \geq 2/3 d_{b\text{Mayor}}$

El límite máximo de cuantía en zona de empalmes conduce a colocar una restricción implícita y no se podrá empalmar más de 1/3 de las barras.

La relación entre diámetros tiene por objeto lograr una distribución uniforme de barras en el perímetro que permitan un buen confinamiento con conjunto con la armadura transversal. Por ejemplo se pueden utilizar barras de 25mm y de 20mm en simultaneo, pero no se podrán combinar de 25mm con 16mm ($2/3 \cdot 25 = 16.67$).

1.2. Longitud de rótula plástica

Para la longitud de formación potencial de rótula plástica l_p se considerará el nivel de carga axial P_u comparado con la Resistencia de Diseño ($P_d = \phi \cdot f'_c A_g$)

- a) Longitud correspondiente al 0,80 Mu $> \phi_{\text{pilote}}$ ($P_u \leq 0,25 P_d$)
- b) Longitud correspondiente al 0,70 Mu $> 2 \phi_{\text{pilote}}$ ($0,25 P_d < P_u \leq 0,50 P_d$)
- c) Longitud correspondiente al 0,60 Mu $> 3 \phi_{\text{pilote}}$ ($0,50 P_d < P_u \leq 0,70 P_d$)

Si bien se especifica que se deben seguir las prescripciones de columnas para la determinación de la longitud de rótula plástica y, siguiendo los comentarios, sería suficiente considerar la condición del múltiplo del diámetro como longitud de rótula plástica.

Al tener un comportamiento análogo a una columna, la armadura transversal también debe ajustarse a lo indicado en 2.3.7 y 2.3.9.

1.3. Armadura transversal

Para la armadura transversal se establece el criterio de cuantía volumétrica que relaciona la sección de hormigón con el estribo que la confina. (Figura 20) El hormigón sometido a compresión presiona perimetralmente al anillo de acero del estribo (Figura 20 a). Para lograr un buen comportamiento sosteniendo esa presión el estribo debe resistir una fuerza como se indica en la Figura 20 (b). El efecto de arco del confinamiento en un corte vertical se aprecia en la Figura 18 (c)

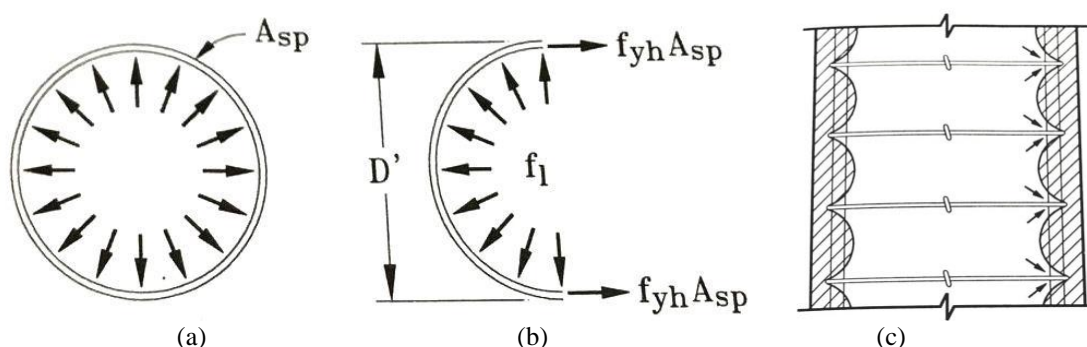


Figura 20. Confinamiento del núcleo por estribos (Priestley y Calvi, 1996)

Para poner de manifiesto este fenómeno se relaciona el volumen de acero perimetral del estribo ($\pi \cdot D \cdot a_s$) y el volumen del cilindro de hormigón ($(\pi \cdot D^2/4)$) quedando

$$\rho_s = \frac{4 \cdot a_s}{D \cdot sep} \quad (6)$$

donde:

- ρ_s Cuantía volumétrica
- a_s Área de una rama de estribo
- D Diámetro del pilote
- sep Separación entre estribos

Se distinguen dos sectores: a) zona de formación potencial de rótulas plásticas y b) fuera de zona de rótula plástica; y dos condiciones a cumplir: I) cuantía volumétrica mínima y II) separación de estribos

Las condiciones se establecen con el objeto de garantizar el confinamiento adecuado de la sección de hormigón y controlar el pandeo de las barras longitudinales dado que en los ciclos reversibles de tracción compresión hay una pérdida de rigidez del acero por el efecto Bauschinger y eso justifica la poca separación de los estribos.

a) Zona de rótula plástica

I) Cuantía volumétrica ρ_s mayor que el mayor de las dos expresiones

$$\rho_s = \frac{(1,30 - \rho_t m)}{2,40} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0084 \quad (7)$$

$$A_g/A_c > 1,20 \text{ y } \rho_t < 0,40$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{110 d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} \quad (8)$$

II) Separación de estribos el menor de los dos valores:

Un cuarto del diámetro del pilote

$$< 1/4 \phi_{\text{pilote}}$$

Seis veces el diámetro de la barra longitudinal.

$$< 6 d_b$$

b) Fuera de zona de rótula plástica

I) Armadura transversal mayor al 70 % de la zona de rótula

II) Separación de estribos el menor de los dos valores:

Un tercio del diámetro del pilote

$$< 1/3 \phi_{\text{pilote}}$$

Diez veces el diámetro de la barra longitudinal.

$$< 10 d_b$$

CONCLUSIONES

Las fundaciones constituyen un componente más del sistema estructural y por ello es conveniente una formulación homogénea para su verificación en el marco de los reglamentos actuales basados en la filosofía del diseño por factores de carga y resistencia.

La transferencia de acciones verticales y horizontales movilizan al suelo y demandan presiones para otorgar equilibrio a las construcciones y se exige mantener estas solicitaciones controladas a valores de diseño.

La acción sísmica tiene la característica de ser extraordinaria tanto en cuanto a su frecuencia como a su magnitud y por ello se espera que, al menos parcialmente, el suelo presente un comportamiento no lineal, pero manteniendo siempre las condiciones de equilibrio global.

Los edificios bajos que representan un gran número de las construcciones actuales demandan un cuidadoso diseño y análisis considerando la espacialidad de la construcción y la colaboración de todos los elementos que la componen.

El área efectiva y el área rectangular equivalente son herramientas prácticas que permiten verificar con seguridad y aceptable precisión la fundación de los muros de edificios bajos.

Los estudios geotécnicos son esenciales para establecer las propiedades de este material, el suelo, que presente heterogeneidad y dispersión sus valores característicos. Se identifican los ensayos de campo más comunes contemplados en el reglamento vigente respectivo.

Resulta importante establecer la interacción suelo-estructura tanto en fundaciones superficiales como profundas describiéndose modelos de resortes equivalentes y rango de valores para capturar la sensibilidad de la respuesta estructural ante la variabilidad de parámetros.

Se han condensado las prescripciones para el proyecto de fundaciones superficiales y profundas de los reglamentos con énfasis en las condiciones para asegurar el desarrollo del mecanismo de plastificación y garantizar la disipación de energía.

REFERENCIAS

AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2005

ASCE/SEI 41. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2013. Structural Engineering Institute, American Structural Civil Engineering.

BOWLES J. “Foundations Analysis and Design”, 5ª edición. Mc Graw-Hill, 1996

BRINCH HANSEN J. “Una formula general para capacidad de carga”. Geoteknisk Institut, Copenhagen, 1961.

CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructura de Hormigón, INTI, 2005.

CIRSOC 401. Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos, INTI, 2015.

CRISAFULLI F, GRIPPI L, “Comportamiento sísmico de edificios fundados sobre pilas”, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo. Consejo Profesional de Ingenieros y Geólogos de Mendoza, 2001

DAS B. “Fundamentos de Ingenieria Geotecnica”, 4ª edición, Thomson learnig ,2014

FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of Buildings, 2000

FEMA P-1052. “2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions”. 2016

INPRES – CIRSOC 103, Parte I. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Construcciones en General., INTI, 2013.

INPRES – CIRSOC 103, Parte II. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Construcciones de Hormigón Armado., INTI, 2005.

PRIESTLEY M, CALVI G. “Seismic design and retrofit of bridges”, Wiley & Sons Inc, New York, 1996

QUIROGA D. “Fundaciones de muros de mampostería”. Apuntes para la cátedra de Diseño Estructural III. Universidad Nacional de Cuyo. Mendoza, 2015

TERZAGHI K. “Theoretical soil mechanics. J Wiley, New York, 1943

VESIC A, “Bearing capacity of Shallow foundations”. Capítulo 3, Foundations Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Co, New York, 1975