



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN SUELOS
FRICCIONANTES”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

OBLE ROBLES DANIEL

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

MÉXICO, D. F. CIUDAD UNIVERSITARIA 2007.





DEDICATORIA



Dedico este trabajo...

A mi padres, Cecilio y Edith, por
creer en mí, darme su apoyo y amor
incondicional, pero sobre todo por
darme la vida.

A mi hermana, Ale, por ser mi amiga y
confidente, por estar siempre
conmigo.

A mi esposa, Karina, por estar
conmigo en los malos y buenos
momentos, por su amor y
comprensión.

A Sofia, mi hija, que es el motor de
mi vida y la razón de mi ser.



AGRADECIMIENTOS



Agradezco a...

La Universidad Nacional Autónoma de México, por formarme profesionalmente.

El M. en I. Agustín Deméneghi Colina por su orientación, apoyo y comprensión.



Introducción	2
Capítulo 1. ASPECTOS GENERALES DE LAS CIMENTACIONES	4
1.1 Tipos de Cimentaciones	5
1.2 Selección del tipo de cimentación	6
1.3 Diseño de Cimentaciones	7
1.4 Métodos de exploración del suelo	10
1.5 Características de los suelos friccionantes	13
1.6 Seguridad en las cimentaciones	17
Bibliografía del capítulo	21
Capítulo 2. METODOLOGIA DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	22
2.1 Interacción Suelo-Estructura	23
2.2 Método de Rigideces	23
2.3 Capacidad de Carga en un suelo por Resistencia al Corte	31
2.4 Deformaciones en Suelos Friccionantes	34
2.5 Cálculo de los Asentamientos en Suelos Friccionantes	37
Bibliografía del capítulo	44
Capítulo 3. ANÁLISIS DE LA CIMENTACION DE UN EDIFICIO MEDIANTE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	45
3.1 Generalidades	46
3.2 Determinación de las Acciones en la Cimentación	46
3.3 Determinación de las Características Geométricas de la Cimentación	51
3.4 Interacción Suelo-Estructura	54
Bibliografía del capítulo	64
Capítulo 4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	65
4.1 Generalidades	66
4.2 Determinación del acero mínimo, máximo y balanceado	67
4.3 Expresiones para determinar el acero de refuerzo por flexión	69
4.4 Determinación del acero de refuerzo por cortante	70
4.5 Cálculo del acero de refuerzo por flexión y cortante	74
4.6 Revisión de Asentamientos	79
Bibliografía del capítulo	84
Conclusiones	85



Introducción

La cimentación o subestructura constituyen un elemento de transición entre la estructura o superestructura y el terreno de apoyo. La función de esta subestructura es lograr que las fuerzas que se presentarán en la base de la superestructura sean transmitidas de manera adecuada al suelo de apoyo. El criterio básico para el correcto diseño de una cimentación es que el asentamiento no debe superar un cierto valor admisible, entonces la correcta transmisión de cargas al subsuelo se da cuando los asentamientos en la superestructura no son excesivos y se dan lo más uniforme posible además de que existe un nivel de seguridad adecuado con relación a las fallas en los elementos de cimentación o bien a fallas por capacidad de carga en el suelo. En la mayor parte de los casos el diseño de cimientos sobre suelos friccionantes está gobernado por el criterio de los asentamientos y no por la resistencia al cortante.

Así pues los pasos fundamentales para el diseño de una cimentación en suelos friccionantes son:

- * Determinar un factor de seguridad adecuado para evitar la falla por capacidad de carga en el suelo
- * La estimación de los asentamientos y su comparación con los valores admisibles
- * Diseño Estructural de los elementos que constituyen la cimentación

Los métodos para determinar la presión y asentamientos se basaban en la experiencia del diseñador y el inadecuado conocimiento de las propiedades de los suelos; estos procedimientos eran muy utilizados a pesar de las desventajas que implicaban. Para poder realizar diseños suficientemente seguros y economizar en la construcción, los proyectistas debieron elaborar un método más seguro y eficaz para dimensionar zapatas y se desarrolló el *Método de Interacción Suelo Estructura*.

Una vez calculados los asentamientos y la presión que ha de soportar el suelo, se debe diseñar estructuralmente la cimentación. El punto clave para que un diseño sea correcto, es determinar que reacción tendrá el suelo, y con base en esa reacción se diseña la zapata.

En el presente trabajo, se pretende explicar el procedimiento de la *Interacción Suelo Estructura* y las bases teóricas en las que se basa.



El presente trabajo se ha dividido en 4 capítulos. El capítulo 1 contiene una descripción breve del tipo de cimentaciones y de la forma en que se selecciona la cimentación adecuada al proyecto, así como el comportamiento del suelo atendiendo a su tipo y forma en transmitir las presiones al suelo. Los métodos de exploración, la información mínima necesaria para un correcto diseño y las características de los suelos friccionantes son tratadas en este capítulo.

En el capítulo 2 se presenta la Metodología de Interacción Suelo Estructura, el método de rigideces es tratado desde su origen y la teoría en que se basa, se muestra la construcción de la matriz de rigidez local para cada barra y su transformación en matriz de rigidez global para poder manejarse como parte de una estructura, además de plantear la forma en que se debe hacer la compatibilidad de deformaciones entre el suelo y la cimentación.

En el capítulo 3 se trata el diseño de la cimentación para un edificio de 5 pisos, que como se mencionó, es únicamente de carácter académico con la finalidad de mostrar las bondades del método interacción suelo estructura. En el diseño se ha considerado las cargas de servicio según lo marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Finalmente en el capítulo 4 se determina la cantidad de acero necesaria en la cimentación, basándonos en los elementos mecánicos obtenidos del método interacción suelo estructura, de esta manera la cantidad de acero que tendrá la cimentación será la cantidad óptima para el correcto funcionamiento de la subestructura. En este capítulo también se hace una revisión de los asentamientos permisibles en las estructuras.



Capítulo 1. ASPECTOS GENERALES DE LAS CIMENTACIONES



1.1 Tipos de Cimentaciones

Definimos a una cimentación como aquella parte de la estructura que tiene como fin exclusivo transmitir el peso de dicha estructura al terreno natural.

Existen diferentes clases de cimentaciones y se clasifican atendiendo a su forma o a su funcionamiento. La forma más común de clasificar a las cimentaciones es de acuerdo a su profundidad, entonces las cimentaciones pueden clasificarse como cimentaciones profundas y cimentaciones someras.

Las cimentaciones profundas son aquellas en donde la estructura de la cimentación se encuentra muy por debajo del nivel del terreno natural, dentro de este grupo encontramos a los pilotes que por medio de fricción o por la punta transmiten la carga al subsuelo, si la sección transversal de estos es muy grande se denominan pilas.

Las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos, aunque no existe una profundidad específica que defina la división entre cimentaciones profundas y someras, un criterio para definir que tipo de cimentación se tiene es que las cimentaciones someras son aquellas en que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento.

Un tipo de cimentaciones someras son las zapatas, que son ensanchamientos de la sección de las columnas o muros que distribuyen la carga al subsuelo con una presión menor. Las zapatas pueden ser aisladas si se encuentran bajo una sola columna, combinadas si están bajo dos o mas columnas o corridas si están bajo un muro o una contratrabe.

Si la cimentación se realiza en toda el área de la construcción se dice que se emplea una losa de cimentación la cual puede ser plana (sin vigas) o con una retícula de vigas que se denominan contratraveses.

Si las losas de cimentación se combinan con muros, se dice que se emplea un cajón de cimentación el cual tiene la función de compensar el peso de la superestructura desplazando cierto volumen de suelo, con este tipo de cimentación se puede decir que la estructura “flota” en el suelo.



1.2 Selección del tipo de cimentación

La selección adecuada de la clase de cimentación de la estructura se realiza dependiendo de las cargas que se deben transmitir y del tipo de suelo en el que se desplantará.

En la actualidad no existe un criterio que defina exactamente el tipo de cimentación que deberá usarse en las estructuras, pero existen factores que influyen en la selección de una cimentación y se pueden agrupar en tres grupos:

- * Los relativos a la superestructura como la función de la superestructura, las cargas a transmitir al suelo, los materiales que la constituyen, etcétera.
- * Los relativos al suelo donde se deben tomar en cuenta las propiedades mecánicas como la resistencia y compresibilidad, el nivel freático, el tipo de suelo, el espesor de los estratos, etcétera.
- * Los factores económicos en los que hay que balancear el costo de la cimentación en comparación con el nivel de seguridad, la importancia y el costo de la superestructura.

La decisión del tipo de cimentación está a cargo del ingeniero proyectista, quién confiando en su experiencia decide la clase de cimentación, entonces puede ser que diferentes proyectistas lleguen a soluciones un tanto distintas para un mismo problema.

En la figura 1.1 se relacionan los aspectos elementales entorno a la selección de la cimentación como son el tipo de subestructura, la magnitud de la carga y la resistencia del suelo. De ella se puede tomar de manera preeliminar la cimentación a utilizar con el entendido de que se debe corroborar para poder realizar un diseño suficientemente seguro.

Una vez seleccionada el tipo de cimentación, se deben diseñar sus características atendiendo no solo a la capacidad de carga del suelo sino también a las deformaciones que se tendrán a corto y a largo plazo. La profundidad mínima de la cimentación, está condicionada a las necesidades estructurales, excepto cuando la integridad del suelo debajo de las zapatas pueda ser modificada a causa de fenómenos naturales. Uno de los objetivos en el diseño de una cimentación y en especial de una zapata, es determinar la presión y asentamientos máximos que se presentan para evitar el colapso en el suelo y daños importantes en la superestructura debido a los asentamientos.



Tipo de Cimentación			Profundas			Someras	
ESTRUCTURA	MAGNITUD DE LA CARGA	Grande	PILOTES PILAS			LOSAS	ZAPATAS
		Mediana					
		Pequeña	CAJONES				
Resistencia			Muy Baja	Baja	Media	Alta	Muy Alta
Compresibilidad			Muy Alta	Alta	Media	Baja	Muy Baja
SUELO							

Figura 1.1 Selección del tipo de cimentación

1.3 Diseño de Cimentaciones

El problema que tienen los ingenieros en el diseño de las cimentaciones, es predecir el comportamiento que tendrá el suelo bajo las condiciones de carga a la que se encontrará sometido. Por ejemplo consideremos el caso de un área flexible con carga uniforme que está apoyada en un suelo totalmente elástico como se muestra en la figura 1.2a. Debido a su flexibilidad, las presiones que el área pasa al suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. El asentamiento será máximo al centro del área cargada y menor en la periferia. En la práctica este tipo de fenómeno ocurre en arcillas saturadas donde el asentamiento es debido únicamente al cambio de forma, es decir excluyendo los efectos de la consolidación.

Por otro lado, si tenemos un área flexible que se apoya en suelos friccionantes la distribución de presiones será como se muestra en la figura 1.2b ya que este tipo de suelos tienen la característica de que su rigidez aumenta con el confinamiento, el cual como se aprecia, es máximo en el centro y por lo tanto los asentamientos serán menores en el centro y mayores en la periferia.

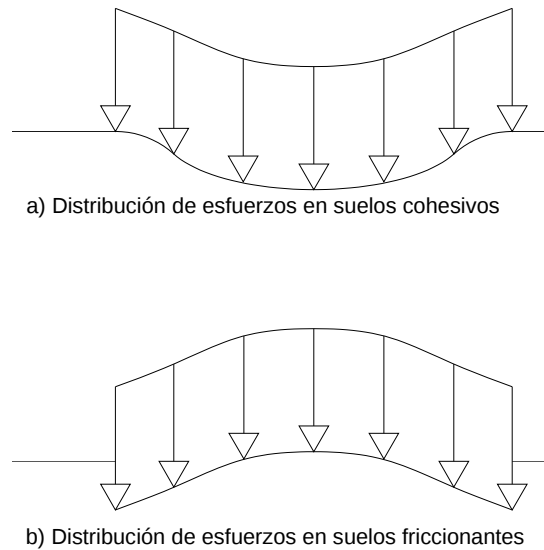


Figura 1.2 Distribución de esfuerzos de una placa flexible

Ahora bien si consideramos que la carga se transmite al suelo a través de una placa de rigidez infinita, podemos inferir que la placa se asentará de manera uniforme por lo que la presión de contacto entre la placa y el suelo no podrá ser uniforme. El análisis será análogo al realizado en la placa flexible, para un material en el cual la rigidez aumenta con el confinamiento la presión en el centro deberá aumentar y disminuir en la periferia para lograr que los asentamientos sean uniformes. En un material elástico las presión en el centro deben ser menor que en la periferia, en la figura 1.3a se muestran las distribuciones de la placa que corresponden a una arcilla, la figura 1.3b corresponden a las presiones en una arena.

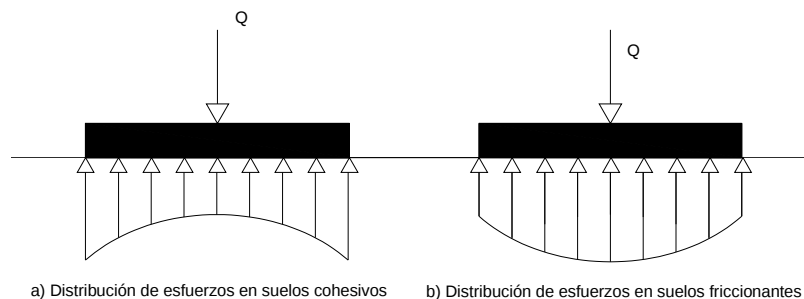


Figura 1.3 Distribución de presiones en una placa rígida

El procedimiento más lógico para poder determinar los asentamientos y el comportamiento del suelo es reproducir en el laboratorio las condiciones originales de la muestra, mediante la



aplicación de fuerza traducida a presión se estiman los asentamientos (hundimientos de una estructura debido a la deformación y compresión del suelo) ocasionado por una presión, la resistencia de las muestras y en consecuencia la resistencia del suelo en estudio.

El diseño de una cimentación no puede efectuarse satisfactoria e inteligentemente si no se tiene un mínimo razonable de información referente a las características del suelo. Las investigaciones (que incluyen aquellas que se hacen en el sitio y el laboratorio) para obtener la información se denomina exploración del suelo, reconocimiento del terreno o estudio del subsuelo.

Para determinar las condiciones geotécnicas del sitio donde se ubicará la estructura es necesario consultar:

- * La información geotécnica disponible del lugar
- * La zonificación según el reglamento de construcción vigente
- * La descripción del suelo que se halla hecho en trabajos previos
- * Datos de espesores, hundimiento regional, asentamientos totales y diferenciales
- * Sondeos de trabajos anteriores (tipo de sondeo, ubicación y profundidad explorada)
- * La experiencia en predios cercanos

Una vez consultada esta información, es necesario verificarla y ampliarla dependiendo de las necesidades particulares de cada diseño.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) dentro de sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones) señala que la investigación del subsuelo del sitio mediante las exploraciones de campo y pruebas de laboratorio debe ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación además establece las investigaciones mínimas que se deben realizar dependiendo de la zona en que se encuentre.

La falta de información razonablemente completa y confiable, hacen que los diseños sean excesivamente conservadores con las consecuencias económicas y constructivas que implica este tipo de diseños.



1.4 Métodos de exploración del suelo

Existen numerosos métodos para determinar las características del suelo, algunos de los métodos usados son

- * *Pozos a cielo abierto*: este método es considerado como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo en el que se construirán las cimentaciones, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que el especialista pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático y de la estabilidad de las paredes de la excavación debida al tipo de suelo de los diferentes estratos. Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y las características modificadas por la excavación realizada. Por ejemplo, una arcilla dura puede con el tiempo aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación realizado por el especialista. En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas e inalteradas.
- * *Método de penetración estándar*: Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más información útil en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción.

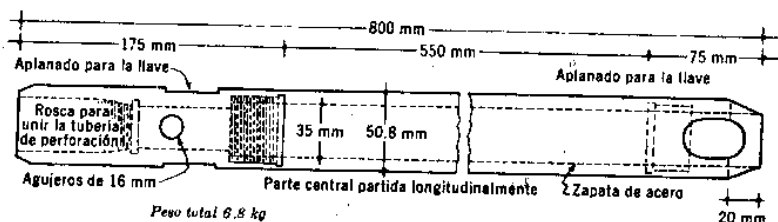


Figura 1.4 Penetrómetro estándar



En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea burda de la resistencia a la compresión simple. La utilidad e importancia mayor de la prueba de penetración estándar radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna en arenas, el valor de la resistencia a la compresión simple en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados.

Los ensayos de laboratorio que se realizan usualmente en las arenas son

- * *Prueba de corte directo.* Esta prueba fue durante muchos años la única prueba usada para la determinación de la resistencia de los suelos, hoy ha sido sustituida por la prueba de compresión triaxial.

La prueba del corte directo, se realiza en el aparato que se muestra a continuación:

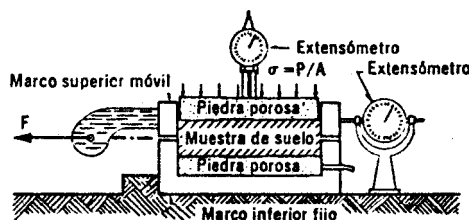


Figura 1.5 Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante

El aparato consta de dos marcos uno fijo y otro móvil que contiene a la muestra de suelo. Dos piedras porosas una superior y otra inferior proporcionan el drenaje de las muestras saturadas o bien se sustituyen por placas para muestras secas.

En la parte móvil se aplica una fuerza cortante que provoca la falla de la muestra de manera horizontal a través de un plano que resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal al plano de falla. La medida de la deformación vertical y horizontal se realiza mediante extensómetros.



Una de las desventajas de este método es que no se conocen los esfuerzos en los planos distintos de falla durante la realización de la prueba. Esta prueba puede usarse en suelos de falla plástica como son arcillas blandas y arenas sueltas. En arcillas rígidas y arenas compactas las pruebas conducen a resultados por lo general demasiado conservadores.

- * *Pruebas de compresión triaxial.* Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son las más usadas para determinar las características esfuerzo deformación y de resistencia en los suelos. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el confinamiento, la muestra se coloca en una cama cilíndrica y hermética. En las bases de muestra se colocan piedras porosas para poder drenar la muestra durante la prueba. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara. La figura siguiente muestra el mecanismo en el cual se efectúa la prueba. La dificultad de la realización de la prueba en los suelos friccionantes está en la preparación de la muestra.

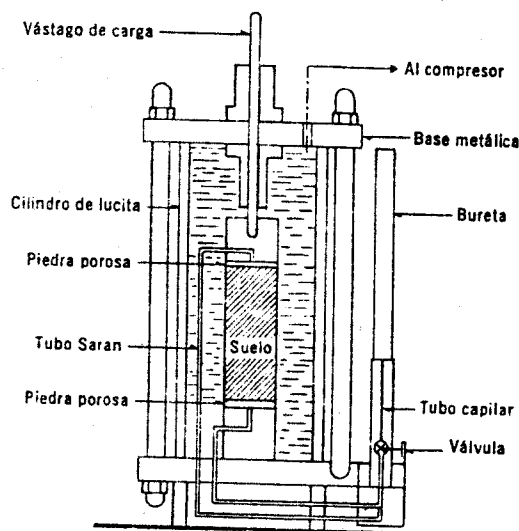


Figura 1.6 Esquema de la cámara de compresión triaxial

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante depende de las características del propio material como son:



- * Compacidad
- * Forma de los granos
- * Distribución granulométrica
- * Resistencia individual de las partículas
- * Tamaños de las partículas

Además de los anteriores existen otros factores circunstanciales que ejercen una influencia en la resistencia, que dependen de cómo se hace llegar el material a la falla como son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

1.5 Características de los suelos friccionantes

Los suelos pueden ser separados en tres grandes grupos: los suelos cohesivos, los suelos friccionantes y los suelos orgánicos. En el caso de suelos friccionantes las partículas no tienden a permanecer juntas, los suelos cohesivos están caracterizados por estar constituidos por pequeñas partículas donde los efectos químicos de la superficie son predominantes (cohesión entre partículas).

Existen tres tipos comunes de suelos friccionantes las gravas, las arenas y los sedimentos. Las gravas están formadas por partículas de tamaño mayor a 2 milímetros, las partículas que constituyen las arenas tienen un tamaño de 0.1 a 2 milímetros, los sedimentos son partículas que están dentro del rango de 0.005 a 0.1 milímetros. A su vez los suelos friccionantes pueden dividirse como finos y grueso (arenas finas, arenas gruesas, gravas finas, gravas gruesas).

Las propiedades mecánicas de los suelos granulares que son de importancia para el ingeniero civil, tienen una relación con el tamaño y forma de los granos. Los suelos granulares en general poseen excelentes propiedades ingenieriles, exhiben una gran capacidad de carga y experimentan relativamente pequeños asentamientos por lo que tienen características apropiadas para soportar estructuras. Los suelos friccionantes también son buenos elementos de relleno por se fácilmente compactables, fácilmente drenables y por que soportan pequeñas presiones laterales. Además, como resultado de su resistencia a altos esfuerzos cortantes y la facilidad de compactación, los



suelos granulares son utilizados como terraplenes. Sin embargo una desventaja es que su alta permeabilidad los hace malos y en ocasiones inaceptables para la construcción de diques o presas.

La capacidad del suelo para soportar cargas impuestas se determina mediante las fuerzas cortantes resistentes, estas fuerzas son muy importantes en el diseño de las cimentaciones. La determinación de la fuerza cortante es uno de los principales problemas en la mecánica de suelos.

Como se explico en párrafos anteriores, la capacidad de carga de los suelos, esta dada por la cohesión y la fricción interna de los granos que constituyen el suelo, la teoría de Coulomb establece entonces que:

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

donde

s es la fuerza cortante

c es la cohesión

σ es la presión intergranular efectiva (perpendicular al plano de corte)

ϕ es el ángulo de fricción interna

$\tan \phi$ es el coeficiente de fricción.

La cohesión, c, se refiere a la fuerza debida a la unión iónica entre las partículas que forman en suelo, esta fuerza es predominante en suelos finos (arcillas, limos) a los que se llaman suelos cohesivos. El ángulo de fricción interna, ϕ , se refiere a la fuerza debida a la fricción interna que incluye el deslizamiento y el giro de los granos del suelo debido al acomodo entre partículas; ésta fuerza es predominante en suelos granulares por lo que se llaman suelos friccionantes.

Los parámetros anteriores, la cohesión y el ángulo de fricción interna pueden ser llamados los parámetros de la fuerza cortante y pueden ser evaluados mediante pruebas de laboratorio y/o



pruebas de campo. El parámetro σ de la expresión de Coulomb no es una propiedad del suelo, este parámetro se refiere a la magnitud de la carga aplicada.

La figura siguiente muestra la gráfica esfuerzo deformación obtenida para tres muestras de la misma arena, una supuesta suelta, una compacta y una cementada, en pruebas directas de esfuerzo cortante hechas aplicando en cada caso la misma presión vertical, aplicando esfuerzos de bajo nivel.

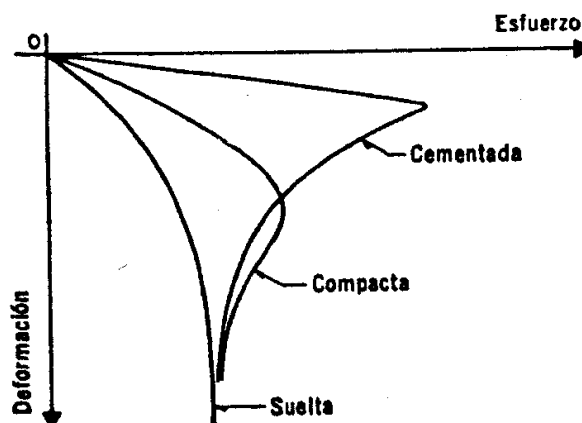


Figura 1.7 Esfuerzo- deformación en arenas

En el caso de la arena suelta, la falla es del tipo plástico (al aumentar el esfuerzo la deformación crece), en el caso de la arena compacta, el tipo de falla corresponde al frágil (el esfuerzo al llegar a un máximo, disminuye si la deformación aumenta). Por último en la arena cementada se observa una falla frágil con una disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo. Como puede observarse en los tres casos anteriores los valores últimos de deformación y esfuerzo tienden a ser los mismos.

En la arena suelta puede afirmarse que cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno, las partículas no se traban entre sí por lo que la fuerza que se opone a la deformación es solo la de fricción. En cambio en una arena compacta, la resistencia que se opone a la deformación no solo depende de la fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la oposición al movimiento debido a la conexión de los granos entre sí que se opone y evita toda tendencia al movimiento relativo entre ellos. Es por ello que la deformación al inicio en las arenas sueltas es mayor que en las arenas compactadas. En la arena suelta, la deformación



por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de los granos manifestándose en una disminución del volumen el cual tiende a un valor constante cuando el esfuerzo llega también a ser constante. En la arena compacta, los granos que originalmente estaban bien acomodados, se mueven sobre los granos que están a su alrededor para que haya deformación, produciendo estructuras más sueltas que la original y el volumen de la arena crece, este aumento de volumen continúa aún después de llegar a la resistencia máxima y se mantiene constante al llegar a la resistencia última que es menor que la resistencia máxima. La relación de la resistencia máxima a la resistencia última en la arena compacta es mayor que 1.

Si la resistencia de las partículas que forman el suelo es baja, la relación anterior disminuye debido a que el efecto de la trabazón es menos eficiente por el grado mayor de rotura de los granos. De manera similar, si la magnitud de los esfuerzos aplicados sube, la relación de la resistencia máxima a última disminuye aunque ahora la presión última sea mayor correspondiendo al mayor nivel de esfuerzos, esto ocurre cuando el alto nivel de esfuerzos, el efecto de la trabazón entre partículas es ineficiente por deformación y principalmente por la rotura de los granos al deformarse. Por esta razón la curva de resistencia es cóncava hacia abajo.

Con estas consideraciones podemos concluir que la relación de resistencia máxima a última decrece al aumentar el tamaño de las partículas o al empeorar la distribución granulométrica, es decir, al ser más uniforme en la dimensión de sus partículas. La resistencia aumenta y por consiguiente la deformación disminuye cuando la forma de los granos pasa de redonda a angular. En la figura siguiente se presentan las formas típicas de las líneas de resistencia de la arena suelta, compacta y cementada obtenidas en pruebas directas de esfuerzo cortante y con bajos nivel de esfuerzo.

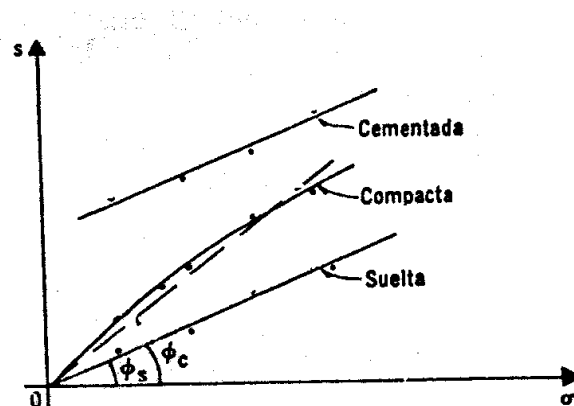


Figura 1.8 Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado



En el caso de la arena suelta la línea de resistencia es una recta que pasa por el origen, por lo tanto la resistencia queda bien descrita con una ley:

$$s = \sigma \tan \phi_s$$

donde ϕ_s es el ángulo de fricción interna de la arena en estado suelto que puede obtenerse en el laboratorio. En el caso de la arena compacta, la curva de resistencia es cóncava hacia abajo pero para fines prácticos puede asimilarse a una recta por lo que la ley de resistencia es:

$$s = \sigma \tan \phi_c$$

donde ϕ_c es el ángulo de fricción interna de la arena en estado compacta. El ángulo ϕ_c involucra no solo la fricción mecánica sino también la trabazón entre los granos, por esta razón, $\phi_c > \phi_s$. Cuando la presión es muy alta ϕ_c disminuye y el efecto de la trabazón prácticamente es nula, por lo que $\phi_c = \phi_s$, esto ocurre cuando los esfuerzos son superiores a 30 o 40 kg/cm².

Para el caso de la arena cementada la ley de resistencia será del tipo:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

En todos los casos anteriores se ha considerado que la arena está totalmente seca, para el caso de la arena saturada, todas las formulas son aplicables, pero se debe hacer la consideración de que

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

donde u es la presión hidráulica en la arena. En arenas parcialmente saturadas el comportamiento depende del grado de saturación, en las arenas ligeramente húmedas las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial le producen a la arena una cohesión aparente que la hace parecer más resistente. Al aumentar el grado de saturación los efectos capilares disminuyen y llegan a anularse cuando el grado de saturación es muy alto. En la naturaleza, las arenas están arriba o abajo del nivel de agua freática por lo que prácticamente no existe una zona de saturación capilar, por lo que las arenas estarán secas o saturadas



1.6 Seguridad en las cimentaciones

La cimentación puede concebirse como un subsistema dentro del sistema principal constituido por la obra global, cuya función es absorber las solicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción, tal como se muestra en el esquema.

Por acciones se entiende lo que generalmente se denominan cargas, es decir todos los agentes externos que producen fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones.

La respuesta de la estructura se representa por el conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento ante las acciones bajo las cual esta sujeta.

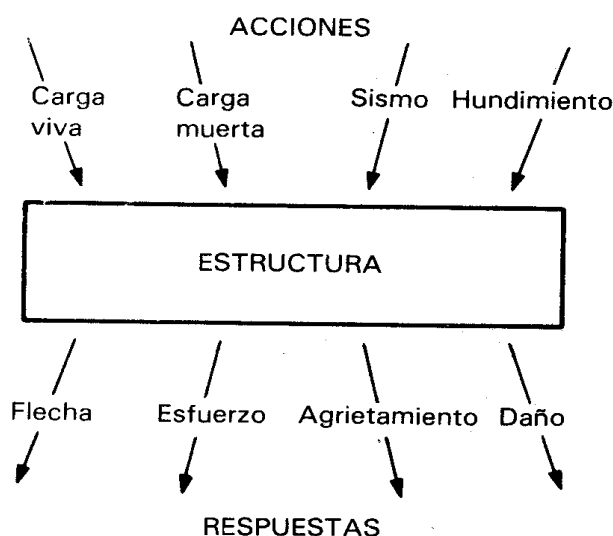


Figura 1.9 Esquema del mecanismo acción respuesta

Para que la cimentación cumpla con las funciones para la cual fue proyectada, es necesario que se mantenga dentro de los límites permitidos, es decir, límites que no afecta su correcto funcionamiento ni su estabilidad. Por lo tanto, se debe definir cuales son los límites admisibles de la respuesta estructural, estos dependen del tipo de diseño y el uso que se dará

Se denomina estado límite de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable.

Podemos definir dos tipos de estado límite. Los relacionados con la seguridad, que se denominan *estados límite de falla* y corresponden cuando se presenta una falla estructural total o parcial o



presentan daños que afectan la capacidad para resistir nuevas acciones, es decir que afectan la estabilidad de la estructura. La falla por la aparición de alguna de las fuerzas internas, o bien por la combinación de alguna de ellas, constituyen un estado límite de falla.

El otro tipo de estados límite se relaciona con aquellas situaciones que, aun sin poner en juego la seguridad de la estructura, afecta el correcto funcionamiento de la construcción. Estos se denominan estados límite de servicio y comprenden las deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivos.

El objetivo del diseño estructural se puede resumir en

- * Proporcionar seguridad adecuada ante los estados límite de falla para las acciones más desfavorables durante la vida útil de la construcción.
- * Procurar que bajo condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límite de servicio.

Se deben cumplir con ambas condiciones y no solo enfocarse en la parte de seguridad y descuidar la parte del servicio por que la estructura puede volverse inservible aunque el nivel de seguridad sea adecuado. Se necesita tener niveles de referencia para poder determinar la reacción que constituye un estado límite y de esta manera saber si son sobrepasados por las respuestas a las acciones.

Estados límite de falla

Esta revisión consiste en comparar para cada elemento de la cimentación y en su conjunto la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga con un factor de resistencia y las acciones con sus respectivos factores de carga. Dentro de esta revisión se debe tomar en cuenta la resistencia estructural de la cimentación.

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de la siguiente desigualdad para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\text{Suma de acciones últimas} \leq \text{Resistencia última del Suelo}$$



Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se deben calcular en una primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se debe tomar en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada

La teoría de la Mecánica de Suelos en combinación con los avances en el análisis estructural, se ha establecido el procedimiento de *Interacción Suelo-Estructura*, el cual permite un análisis más detallado del comportamiento de la cimentación y el suelo. Con este procedimiento, se puede llegar a una relación adecuada entre la seguridad y los estados límite para las cimentaciones.

En general, el procedimiento que se sigue para realizar la Interacción Suelo-Estructura, se basa en la compatibilidad de las deformaciones del cimiento y el terreno y puede resumirse en tres etapas:

- Análisis Estructural
- Cálculo de las deformaciones del Suelo
- Compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo

En los capítulos posteriores detallaremos y ejemplificaremos el procedimiento de Interacción Suelo-Estructura para realizar el diseño de una zapata.



Bibliografía del capítulo

A. Demeneghi Colina- M. Puebla Cadena- H. Sanginés García. ***Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones Tomo I***. Facultad de Ingeniería U.N.A.M. México 2003.

C Dunham. ***Cimentaciones de Estructuras***. Mc Graw Hill

E. Juarez Badillo- A. Rico Rodríguez. ***Mecánica de Suelos Tomo II***. Editorial Limusa. 2ª Edición 7ª Reimpresión, México 1987.

R. Meli Piralla. ***Diseño Estructural***. Editorial Limusa. 2ª Edición, México 2005

Karl Terzaghi- Ralph B. Peck. ***Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica***. Editorial El Ateneo. 2ª Edición 1ª Reimpresión, España 1975.



Capítulo 2. METODOLOGÍA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA



2.1 Interacción Suelo-Estructura

La interacción suelo estructura estudia las deformaciones del suelo en la zona de cimentación como resultado de la presencia de la estructura y la rigidez del cimiento. El estudio de la influencia puede realizarse en condiciones estáticas o dinámicas y de esto dependerá que se realice una interacción suelo-estructura estática, o bien, una interacción suelo-estructura dinámica. Nos enfocaremos en el procedimiento de Interacción Suelo-Estructura Estática

En el procedimiento que se sigue al realizar la interacción suelo estructura, se toma en cuenta la rigidez de la estructura y basándose en la compatibilidad de las deformaciones del cimiento y la estructura, es decir, en la zona de contacto *cimiento-terreno de cimentación* se determinan los elementos mecánicos sobre la cimentación.

Se distinguen dos clases de situaciones al realizar la interacción, cuando la carga de un apoyo del cimiento no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los apoyos cercanos, y cuando los desplazamientos de un punto de dicho cimiento, está afectado por las cargas que están a su alrededor.

En cualquiera de los casos, para realizar la interacción suelo estructura, es necesario determinar la respuesta de la estructura, que en este caso será la cimentación. Esta respuesta, puede determinarse mediante el método de rigideces. Después se tiene determinar las deformaciones de los suelos y por último realizar la compatibilidad. A continuación detallaremos el procedimiento del método de rigideces.

2.2 Método de Rigideces

Es un método desarrollado a finales del siglo XIX, que tiene la característica de ser general y simple, tiene como característica el uso de las matrices, el inconveniente es que conduce a cálculos muy laboriosos cuando se aplican a estructuras complejas. Este método se basa en la siguiente expresión:



$$\overline{K} \times \overline{\delta} + \overline{P^E} + \overline{P^C} = 0$$

donde

$\overline{K}$ es la matriz de rigidez de la estructura

$\overline{\delta}$ es el vector de desplazamientos

$\overline{P^E}$ es el vector de cargas de empotramiento

$\overline{P^C}$ es el vector de cargas concentradas en los nudos

El empleo de la notación matricial en este método representa dos ventajas, permite realizar cálculos en forma compacta, precisa y de manera general facilitando el tratamiento de la teoría de estructuras como un todo, además de tener la ventaja de poderse programar en una computadora por representar una serie de cálculos sistemáticos, que se realizan de rápidamente y con mucha precisión. Es importante señalar que si no se tiene un modelo adecuado o una interpretación final, el refinamiento del análisis carece de sentido.

El método de rigideces, se aplica a estructuras que suponen un comportamiento lineal, es decir todos los esfuerzos y deformaciones son funciones lineales de las cargas que actúan sobre la estructura.

Al aplicar el método de las rigideces a una estructura se debe dividir la estructura en barras y nodos; los desplazamientos de estas barras y de los nodos están relacionados entre ellos con ecuaciones de compatibilidad. Para poder relacionar las fuerzas aplicadas a los nodos con los desplazamientos de estos, tenemos las ecuaciones constitutivas. Introduciendo estas últimas relaciones en las ecuaciones de equilibrio se obtiene un conjunto de ecuaciones de fuerzas nodales en función de desplazamientos nodales, que pueden ser consideradas como Ecuaciones de Equilibrio de la estructura en función de desplazamientos.

La resolución de este sistema de ecuaciones nos permite obtener el valor de las incógnitas que son los desplazamientos nodales, a partir de los cuales se obtienen los elementos mecánicos de las barras de la estructura y las reacciones.



Como se deben calcular las relaciones de esfuerzos de extremo de barra y desplazamientos, es necesario escoger un sistema de coordenadas que simplifique lo más posible las ecuaciones antes mencionadas. El sistema de referencia que mejor logra este propósito, es aquel en el cual se toma el eje x coincidente con el eje geométrico de la barra y el eje y y z coincidentes con los ejes principales de la barra. A este sistema de referencia lo llamaremos *sistema de referencia local* y dependerá de la posición de la barra como parte de la estructura.

Como la estructura es un conjunto de barras y nudos, es necesario establecer un sistema de referencia común para todos los movimientos y esfuerzos de los extremos de las barras para poder aplicar las condiciones de equilibrio y compatibilidad. A dicho sistema se le denomina *sistema referencia global* o *sistema de ejes globales*, que podrá coincidir o no con uno o más de los sistemas de referencia local de las barras.

Los desplazamientos de las barras y los nudos dependerán del tipo de estructura y de las consideraciones que se realicen en el análisis, de esta forma podemos tener:

a) Estructuras Reticuladas Planas: tendremos dos desplazamientos por nudo.

b) Estructuras Reticuladas Espaciales: tres desplazamientos por nudo.

En las estructuras antes enlistadas solo se tendrán fuerzas normales a las barras como elementos mecánicos

c) Marcos Planos: tres desplazamientos por nudo. (una rotación en el plano del marco y dos traslaciones), como solicitaciones de extremo de barra se tendrá una fuerza axial, esfuerzo cortante y un momento flexionante.

d) Marco Espacial: seis desplazamientos por nudo, tres traslaciones y tres rotaciones. Como solicitaciones de extremo de barra una fuerza axial, dos esfuerzos cortantes, dos momentos flexionantes y un momento torsionante.

e) Emparrillado de vigas: tres desplazamientos nodales (un corrimiento normal al plano de la malla que se forma) y dos rotaciones alrededor de los ejes contenidos en él.



Para resolver una estructura por el método de las rigideces, podemos enlistar el procedimiento a seguir en cinco pasos:

1. Identificación estructural
2. Cálculo de la matriz de rigidez global y del vector de cargas global de la estructura.
3. Introducción de las condiciones de frontera
4. Solución del sistema de ecuaciones
5. Cálculo de elementos mecánicos en los extremos de barras y reacciones nodales.

A continuación explicaremos en que consisten cada uno de estos pasos

Identificación estructural

Esta etapa consiste en definir a través de números y datos las barras de la estructura.

Definir un sistema de ejes globales para la estructura. Las coordenadas de los nudos se refieren a dicho sistema.

Conectividad de los elementos, identificando para cada barra el nudo inicial y el final. A cada barra está asociado un sistema de ejes locales al cual se refieren todas las dimensiones y características de la barra. El mismo queda definido automáticamente por el orden establecido para la numeración de los nudos de la barra.

Propiedades de la sección transversal de cada barra. Se debe dar el área de la sección transversal, los momentos de inercia en relación a los ejes principales y la inercia a la torsión.

Propiedades del material. Se debe indicar, para cada barra, el módulo de elasticidad longitudinal y/o el módulo de elasticidad transversal.

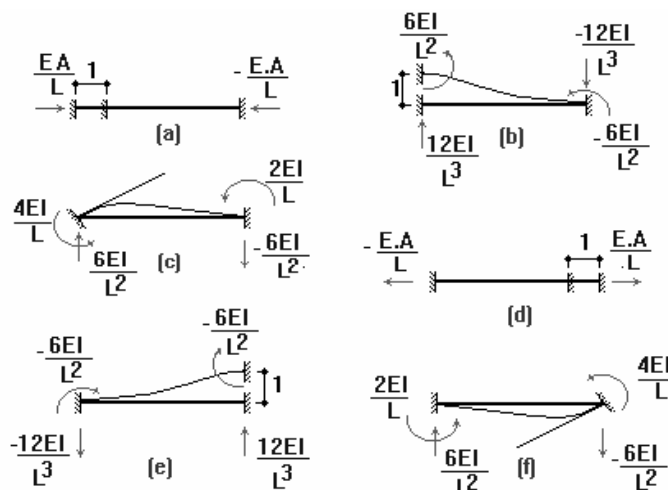
Especificación de los vínculos: se debe indicar el nombre del nudo que tiene una o más restricciones y cuales son las mismas.

Descripción de la carga: se da el nombre del nudo y los componentes de globales de las cargas externas y las reacciones de empotramiento perfecto en relación a los ejes locales de la barra, si hay cargas en el tramo.



Matriz De Rigidez de las Barras

En la figura 2.1 que se muestra a continuación, se presentan las fuerzas que se producen en una barra que se supone doblemente empotrada al aplicar un desplazamiento unitario (lineal o rotacional) sobre la barra, estas fuerzas se obtienen mediante la ecuación fundamental de la barra, la demostración de estas fuerzas está fuera del alcance de este trabajo.



E Módulo de elasticidad

L Longitud de la barra

A Área de la sección transversal de la barra.

Figura 2.1 Fuerzas que se producen al aplicar desplazamientos unitarios

Estas fuerzas se emplean para formar la matriz de rigidez de cada barra, a esta matriz se le llama *matriz de rigidez local de la barra*, que están referidos a cada uno de los sistemas de las barras



$$K = \begin{bmatrix} k_1^1 & k_1^2 & \dots & k_1^m \\ k_2^1 & k_2^2 & & k_2^m \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_n^1 & k_n^2 & \dots & k_n^m \end{bmatrix}$$

Si tenemos una barra que tiene desplazamientos lineales sobre el eje x y sobre el eje y y desplazamientos rotacionales alrededor del eje z, la matriz de rigidez quedará.

$$K = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Por ejemplo en la primera columna $\frac{EA}{L}$ es la fuerza que se produce en dirección del grado de libertad 1 cuando se aplica un desplazamiento lineal en dirección del grado de libertad 1, en la segunda columna $\frac{6EI}{L^2}$ es el momento que se produce alrededor del grado de libertad 3 cuando se aplica un desplazamiento lineal en dirección del grado de libertad 2. El resto de los valores de la matriz de rigidez, se obtienen siguiendo el mismo análisis

Rotación de ejes en el plano.

La matriz de rigidez que se ha mostrado hasta ahora, se ha referido al sistema de referencia local de la barra; para que se puedan manejar toda la estructura en una sola matriz es necesario referirla a un sistema común de referencia que en este caso será el sistema global, que puede coincidir o no con alguno de los sistemas locales.

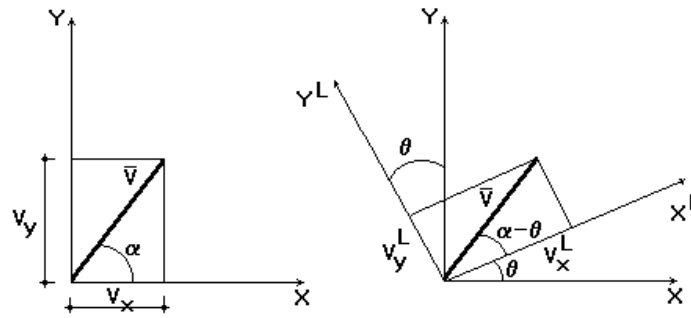


Figura 2.2 Rotación de un vector

Para poder aplicar las condiciones de equilibrio en los nudos y la compatibilidad de los desplazamientos es necesario rotar los ejes de referencia de las barras (sistemas de referencia local) para que coincidan con el de la estructura (sistema de referencia global).

Supongamos que el vector V de la figura 2.2 está referido a un sistema X - Y las componentes de este vector serán

$$V_x = V \cos \alpha$$

$$V_y = V \operatorname{sen} \alpha$$

En el sistema X_L - Y_L las componentes del vector serán

$$V_{x_L} = V \cos (\alpha - \theta)$$

$$V_{y_L} = V \operatorname{sen} (\alpha - \theta)$$

Con las propiedades de senos y cosenos obtenemos

$$V_{x_L} = V \cos \alpha \times \cos \theta + V \operatorname{sen} \alpha \times \operatorname{sen} \theta$$

$$V_{y_L} = V \operatorname{sen} \alpha \times \cos \theta - V \cos \alpha \times \operatorname{sen} \theta$$

O bien de manera matricial tomando en cuenta las componentes en el sistema global

$$\begin{bmatrix} V_{x_L} \\ V_{y_L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \operatorname{sen} \theta \\ -\operatorname{sen} \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_x \\ V_y \end{bmatrix}$$



De manera compacta se tiene

$$V_L = R \ V$$

Donde la matriz R de cosenos directores, se denomina matriz de rotación.

Una vez obtenida la matriz de rigidez global, obtenemos el vector de fuerzas de empotramiento que son las fuerzas que aparecen en la barra si esta se supone doblemente empotrada, el valor de este vector de fuerzas dependerá del tipo de carga que se aplique a la barra. Por ejemplo del análisis de la barra siguiente, que es la que se usará en la interacción suelo estructura, se tiene:

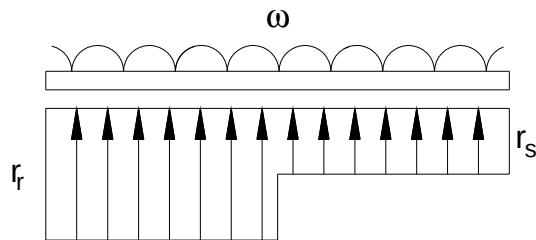


Figura 2.3 Fuerzas aplicadas a las barras

Matriz de fuerzas aplicadas en las barras:

$$P_m^e = \begin{vmatrix} \frac{\omega L^2}{12} - \frac{11}{192} L^2 r_r - \frac{5}{192} L^2 r_s & \theta_p \\ -\frac{\omega L^2}{12} + \frac{11}{192} L^2 r_r + \frac{5}{192} L^2 r_s & \theta_q \\ -\frac{\omega L}{2} + \frac{13}{32} L r_r + \frac{3}{32} L r_s & \delta \\ -\frac{\omega L}{2} + \frac{3}{32} L r_r + \frac{13}{32} L r_s & \delta_s \end{vmatrix}$$

Ya definidas la matriz de Rigidez, K, los vectores de fuerzas de empotramiento, P_m^e , el vector de cargas concentradas en los nudos, P_C , y el vector de desplazamientos, δ , podemos emplear la expresión en la que se basa el método de las rigideces para obtener los valores de las deformaciones en los nudos δ que serán nuestra incógnita. Durante el procedimiento de la Interacción Suelo-Estructura, se notará que el método de rigideces es insuficiente para determinar las deformaciones, por lo que se debe emplear la teoría de la Mecánica de Suelos.



2.3 Capacidad de Carga en un suelo por Resistencia al Corte

De acuerdo con la teoría de Prandtl la capacidad de carga máxima de un suelo está dada por:

$$q_d = c N_c + p_v N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \dots 2.1$$

Donde N_c , N_q , N_γ son factores de capacidad de carga definidos como:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma &= 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad \dots 2.2 \\ N_c &= \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \end{aligned}$$

Para tomar en cuenta que una cimentación somera puede tener formas distintas, se introducen en la expresión 2.1 factores de forma, por lo que la expresión con la que se obtiene la capacidad de carga última es

$$q_d = c N_c f_c + p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \quad \dots 2.3$$

donde los valores de los factores de forma son:

$$\begin{aligned} f_c &= 1 + 0.25 \frac{B}{L} \\ f_q &= 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad \dots 2.3 \text{ a} \\ f_\gamma &= 1 - 0.4 \frac{B}{L} \end{aligned}$$

Si a la expresión 2.3 la multiplicamos por factores de resistencia F_{R1} , F_{R2} y F_{R3} obtenemos la expresión que define la capacidad de carga:

$$q_d = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad \dots 2.4$$



Como se explicó en el capítulo 1, en suelos friccionantes la resistencia al corte debido a la cohesión es insignificante, $c = 0$, entonces la expresión 2.4 se convierte en

$$q_d = p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad \dots 2.5$$

La expresión 2.5 es válida solo para arenas en estado compacto, es decir que no se presentan cambios de volumen.

Falla general y Falla Local

Cuando una arena en estado suelto falla por corte y a la vez se va densificando se dice que existe una falla local; por otra parte se una arena compacta falla sin cambiar de volumen, se dice que es una falla general.

La ecuación 2.1 solo se cumple con la hipótesis de que el suelo esta en estado compacto a muy compacto. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material Terzaghi y Peck sugieren emplear la siguiente expresión para suelos en estado suelto

$$\tan \phi = 2/3 \tan \phi^*$$

y para suelos friccionantes en estado compacto

$$\tan \phi = \tan \phi^*$$

donde ϕ^* es el ángulo de fricción interna real del suelo determinado en pruebas de campo o de laboratorio y ϕ es el ángulo de fricción para fines de cálculo. Sowers (1962) indica que en suelos friccionantes con $D_r \geq 70 \%$ se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general y que para $D_r \leq 20 \%$ se debe emplear el criterio para falla local y en valores intermedios se debe interpolar.

Entonces el ángulo de fricción interna que se ocupará para el cálculo es

$$\tan \phi = \alpha \tan \phi^* \quad \dots 2.5 a$$



donde el valor de α dependerá del valor de la compacidad relativa del suelo

$$\alpha = \begin{cases} \frac{2}{3} & Dr \leq 50 \% \\ 0.0167 Dr - 0.1667 & 50 \% \leq Dr \leq 70 \% \\ 1 & Dr \geq 70 \% \end{cases}$$

La expresión 2.5 no es válida es válida para las condiciones del suelo en estado seco, pero si el nivel del agua freática influye en la capacidad de carga del cimiento la podemos definir como:

$$q'_r = p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad \dots 2.6$$

donde

$$\begin{aligned} q'_r &= q_r + u \\ u_r &= F_{R4} (p_v - p'_v) \quad \text{Presión hidraulica resistente} \quad \dots 2.7 \\ \gamma' &= \gamma_{sat} - \gamma_{agua} \end{aligned}$$

Entonces reemplazando el valor de q'_r y u_r en la expresión 2.6 obtenemos

$$q_r = p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + F_{R4} p_v - F_{R5} p'_v \quad \dots 2.8$$

Según el RCDF los factores de resistencia que se deben utilizar para el cálculo son $F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R$ y $F_{R4} = 1.0$

Entonces al sustituir el valor de los factores de resistencia y simplificar, la expresión 2.8 toma la forma

$$q_r = F_R \left(p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right) + p_v \quad \dots 2.9$$

Con la expresión anterior podemos calcular la capacidad de carga del cimiento si tenemos las dimensiones del mismo. La capacidad de carga q_r debe ser mayor o igual que



$$q_u = \frac{\sum Q F_c}{A} \dots 2.10$$

donde q_u es la capacidad de carga última, F_c es el factor de carga y A es el área del cimiento vista en planta.

2.4 Deformaciones en Suelos Friccionantes

Las deformaciones que sufre un elemento de suelo son el resultado de deformaciones dentro de las partículas y de movimientos relativos entre las partículas que forman dicho elemento, es decir, por una parte las partículas se reacomodan, produciendo una disminución de la relación de vacíos y por otra los granos se deforman bajo la acción de las fuerzas que se ejercen en los puntos de contacto.

Los mecanismos de deformación pueden resumirse como distorsión y rotura de partículas individuales y por otra parte movimiento relativo entre granos como resultado de deslizamiento o giro; estos dos mecanismos rara vez son independientes entre sí.

La forma de la curva-esfuerzo deformación unitaria de un suelo depende de la relación de esfuerzos verticales y horizontales. No es usual que en un terreno se presente una presión isotrópica, mientras que la presión confinada es básicamente un fenómeno de cambio de volumen. En la compresión triaxial ocurren deformaciones laterales unitarias y se considera un fenómeno de cambio de forma. Por lo tanto, el estudio de la deformación de un suelo, se puede dividir en dos componentes

- a) compresión por cambio de forma
- b) compresión por cambio de volumen

Compresión por cambio de volumen

Cuando ocurren deformaciones por cambio de volumen, al principio las deformaciones son grandes debido al movimiento y reacomodo de las partículas que componen el suelo. Cuando el



esfuerzo vertical aumenta, los movimientos disminuyen y las deformaciones son el resultado de la compresión aproximadamente elástica de los granos.

Bajo esfuerzos altos se presenta una rotura de los granos, que se traduce en un cambio de pendiente de la curva de compresibilidad. En arcillas totalmente saturadas, la compresión por cambio de volumen ocurre a largo plazo, debido a la baja permeabilidad del suelo.

Compresión por cambio de forma

La figura siguiente muestra una curva típica esfuerzo-deformación unitaria de un suelo en compresión triaxial si consideramos una muestra de suelo sometido a una presión de confinamiento p_c y aplicando un esfuerzo desviador σ_z .

En una prueba triaxial, tanto para arenas compactas como para una arena suelta, al existir grandes deformaciones se tiende a la misma relación de vacíos y a la misma resistencia. En términos generales al aumentar la presión de confinamiento se aumenta la rigidez de un suelo, este fenómeno es más evidente en los suelos friccionantes.

Efecto de la presión de confinamiento

Una forma aproximada de considerar el incremento de rigidez debido al confinamiento consiste en el empleo de la expresión de Janbu (1963, citado por Duncan y Chang 1970)

$$E_i = E_{io} + K \, p_a \left(\frac{p_c}{p_a} \right)^n$$

donde E_i es el modulo tangente inicial de deformación, E_{io} modulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero, K coeficiente que depende del coeficiente de la rigidez del material, p_a presión atmosférica, p_c presión de confinamiento, n exponente que depende de la clase del suelo.

Los esfuerzos horizontales por peso propio del suelo son diferentes del esfuerzo vertical, por lo que la presión de confinamiento que es usual tomar es

$$p_{co} = \frac{p_{vo} + 2 \, p_{ho}}{3}$$



La presión horizontal vale

$$p_{ho} = K_o p_v \quad \dots 2.11$$

donde K_o es el coeficiente de presión en reposo y esta dado por

$$K_o = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\tan \phi'} \quad \dots 2.12$$

donde OCR es la relación de preconsolidación del suelo.

Por otro lado, el modulo de Poisson puede obtenerse de manera aproximada de la forma siguiente: Si consideramos un estrato de suelo cubierto de otros estratos en proceso de sedimentación sin deformaciones horizontales, aplicando la ley de Hooke

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} [p_{ho} - \nu(p_{vo} + p_{ho})]$$
$$p_{ho} = \frac{\nu}{1 - \nu} p_{vo}$$

Sustituyendo la expresión 2.12 en la expresión anterior obtenemos

$$\nu = \frac{K_o}{1 + K_o} \quad \dots 2.13$$

Efecto de la trayectoria de esfuerzos

La diferencia de rigidez entre un suelo normalmente cargado y un suelo precargado es significativa, en el suelo precargado la rigidez puede ser de 3 a 4 veces mayor que la del material normalmente cargado; por lo tanto las deformaciones de suelo en cada caso serán por lo tanto muy diferentes.

En los suelos friccionantes, el efecto de la precarga es muy significativo; así, puede haber arenas *precargadas* o *normalmente cargadas* con similar D_r (Compacidad relativa) pero con comportamiento diferente (Ladd et al, 1977). Por lo tanto, la compacidad relativa D_r es insuficiente como índice único del comportamiento de una arena. La prueba de penetración estándar (SPT) es muy poco sensible para detectar el decremento de compresibilidad en arenas causado por la



precarga o la preconsolidación, y esta es la razón principal de la gran dispersión de la predicción de los asentamientos calculados en las arenas.

De acuerdo con Burland y Burbidge, el asentamiento de una zapata en una arena precargada es aproximadamente igual a un tercio del asentamiento de la misma zapata sobre una arena normalmente cargada, independientemente de la magnitud de la relación de preconsolidación (OCR).

2.5 Cálculo de los Asentamientos en Suelos Friccionantes

Para el cálculo de los asentamientos, se puede emplear la ley de Hooke:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right] \quad \dots 2.14$$

En mecánica de suelos se usa el módulo de deformación E_s del suelo en vez del módulo de elasticidad E de la ecuación anterior.

Como la rigidez de un suelo es función de la presión de confinamiento. El módulo E_s se puede obtener con las fórmulas de Schmertmann o de Denver. Según Schmertmann la relación entre el módulo de deformación E_s del suelo y la resistencia en la punta del cono holandés q_c , depende del tipo de estructura:

Tabla 2.1 Valores de E_s según Schmertmann

Estructura	E_s
Zapata cuadrada	$2.5 q_c$
Zapata Corrida	$3.5 q_c$

Por otra parte Denver en 1985 propone las siguientes expresiones:

$$E_s = F \sqrt{\frac{q_c}{q_o}} \quad \dots 2.15 a$$



$$E_s = C\sqrt{N} \quad \dots 2.15 \text{ b}$$

donde en 2.15a $F=8$ MPa y $q_0=1$ MPa, o bien utilizando la expresión 2.15b con $C=7$ MPa.

La deformación vertical δz en un estrato de espesor h_0 está dada por:

$$\delta_z = \left(\frac{h_0}{E_s} \right) [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad \dots 2.16$$

donde σ_{ijk} son esfuerzos que se obtienen según el profesor Chameki mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{ijk} = I_{zijk} \frac{r_k}{a_k} d_k \quad \dots 2.17$$

donde

r_k es la carga actuante k

a_k es el área en planta en la que actúa la carga r_k

I_{zijk} es un valor de influencia y es igual al esfuerzo normal vertical actuando en el punto "A" ocasionado por una presión vertical unitaria actuando en el área a_k

La figura siguiente muestra de manera esquemática el análisis de la expresión 2.17

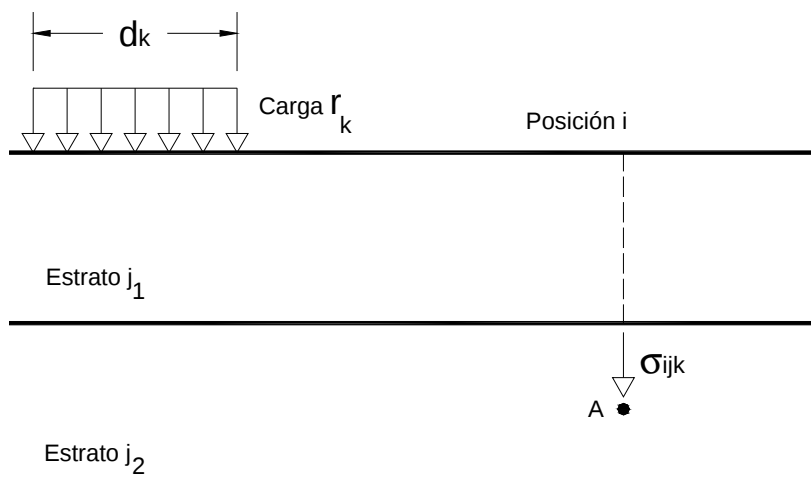


Figura 2.4 Esfuerzos en el punto A debido a la carga r_k

Existen otros procedimientos para determinar de manera preeliminar los asentamientos en las arenas algunos de ellos son:

Fórmulas elásticas de Schleicher o de Steinbrenner

El asentamiento bajo la esquina del rectángulo de ancho B y largo L según la formula de Schleicher:

$$\delta = \frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \left\{ L \ln \left[\frac{(B + \sqrt{B^2 + L^2})}{L} \right] + B \ln \left[\frac{(L + \sqrt{B^2 + L^2})}{B} \right] \right\} \quad \dots 2.18$$

Cuando el medio elástico tiene un espesor H, el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniforme q, está dado por la fórmula de Steinbrenner:

$$\delta = \frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \left\{ L \ln \left[\frac{(B + \sqrt{B^2 + L^2})\sqrt{L^2 + H^2}}{L} \right] + B \ln \left[\frac{(L + \sqrt{B^2 + L^2})\sqrt{B^2 + H^2}}{B(L + A)} \right] \right\} + \frac{q}{2\pi E} (1-\nu-2\nu^2) H \tan^{-1} \left(\frac{LB}{HA} \right)$$



$$A = (B^2 + L^2 + H^2)^{1/2} \quad \dots 2.19$$

Fórmula de Burland y Burbidge

Para el cálculo del asentamiento de una zapata se pueden utilizar fórmulas obtenidas de manera empírica. Burland y Burbidge sugieren que para una arena normalmente cargada el asentamiento esta dado por:

$$\delta = qB^{1.7} I_c$$

$$I_c = 1.17 / N^{1.4}$$

q = presión de contacto, en kPa

B = ancho de la cimentación, en metros

En las expresiones anteriores el parámetro E_s es función de la presión de confinamiento σ_3 y del nivel de esfuerzo desviador, este módulo es una parámetro de cálculo pues no hay un valor único de E_s par un suelo dado el uso de las ecuaciones anteriores sólo dan una magnitud aproximada de la deformación de un suelo.

Procedimiento del profesor Chameki

En el análisis de la interacción Suelo-Estructura, se empleará el procedimiento del profesor Chameki para calcular los hundimientos en la arena, en función de las cargas. En el se establece que las cargas actuantes sobre el suelo tendrán una influencia en todos los estratos, la figura siguiente muestra un esquema de la influencia de las cargas

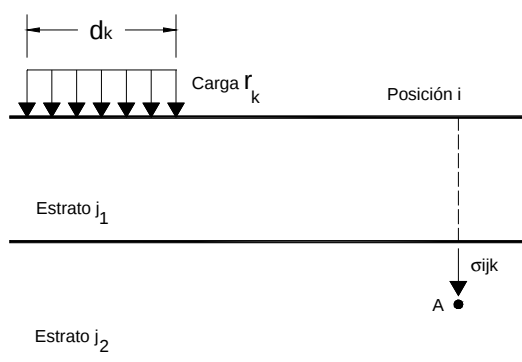


Figura 2.5 Influencia de la carga sobre un punto del estrato

En este procedimiento se considera que el esfuerzo σ_{ijk} está dado por

$$\sigma_{ijk} = I_{zijk} \frac{r_k}{a_k} d_k \dots 2.10$$

Donde I_{zijk} se denomina valor de influencia, y es igual al esfuerzo normal vertical actuando en el punto "A" ocasionado por una presión vertical unitaria r_k actuando en el área a_k .

De forma análoga se tiene que los esfuerzos ocasionados por una fuerza r_k en la dirección x , y y z serán:

$$\sigma_{xij} = I_{xij} \frac{r_k}{a_k} d_k \dots 2.10a \quad \sigma_{yij} = I_{yij} \frac{r_k}{a_k} d_k \dots 2.10b \quad \sigma_{zij} = I_{zij} \frac{r_k}{a_k} d_k \dots 2.10c$$

Una vez definidos los esfuerzos en el estrato, con la ley de Hooke podemos definir la deformación en el estrato j . De la ley de Hooke se tiene:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \dots 2.11a$$



donde los esfuerzos bajo la esquina de un rectángulo están dados por:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{ang} \tan \frac{xy}{zA} \right]$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} + \text{ang} \tan \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \times \text{ang} \tan \frac{y}{x} - \text{ang} \tan \left(\frac{yA}{xz} \right) \right] \dots 2.11 \text{ b}$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} + \text{ang} \tan \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \times \text{ang} \tan \frac{x}{y} - \text{ang} \tan \left(\frac{xA}{yz} \right) \right]$$

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

donde x, y, z son las dimensiones del área sobre el cual es aplicada la carga. La figura siguiente muestra de manera esquemática los esfuerzos bajo el rectángulo.

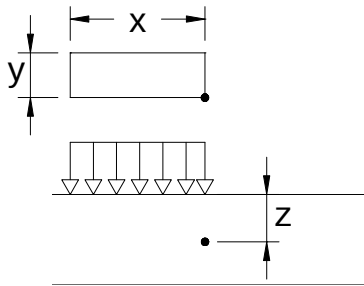


Figura 2.6 Esfuerzos del suelo bajo la esquina de un rectángulo ocasionados por una carga uniforme

La deformación unitaria está dada por:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{h}$$

Donde ε es la deformación unitaria, δ es la deformación del estrato, h es el espesor del estrato.

Sustituimos el valor de los esfuerzos



$$\delta = \frac{h}{E} \left[I_{zij} \frac{r_k}{a_k} d_k - \nu \left(I_{xij} \frac{r_k}{a_k} d_k + I_{yij} \frac{r_k}{a_k} d_k \right) \right]$$

$$\delta = \frac{h}{E} \left[I_{zij} - \nu (I_{xij} + I_{yij}) \right] \frac{r_k}{a_k} d_k$$

Si se tienen dos o más estratos la deformación total la obtenemos como

$$\begin{aligned} \delta_T &= \frac{h}{E_{sij}} \left[\sum I_{zijk} - \nu (I_{xijk} + I_{yijk}) \right] \frac{r_k}{a_k} d_k \\ \delta_T &= \frac{h}{E_{sij}} \left[\sum I_{ijk} \right] \frac{r_k}{a_k} d_k \quad \dots 2.12 \\ \text{donde } I_{ijk} &= I_{zijk} - \nu (I_{xijk} + I_{yijk}) \end{aligned}$$

Que representa el asentamiento total del suelo debido a una carga aplicada en cierta área. La compatibilidad del método de las rigideces y la teoría del suelo, se da en las deformaciones estas deformaciones δ del suelo, servirán como complemento al método de rigideces para poder obtener los desplazamientos en los nodos y se supondrá que serán de la misma magnitud y sentido del vector de desplazamientos δ del método de las rigideces.

Con esta información sobre el comportamiento de la estructura y el suelo podemos integrar en un ejemplo el empleo del Método Interacción Suelo-Estructura, y de esta manera entender mejor la compatibilidad de las deformaciones entre el suelo y la estructura.



Bibliografía del capítulo

A. Deméneghi Colina- M. Puebla Cadena- H. Sanginés García. ***Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones Tomo I***. Facultad de Ingeniería U.N.A.M. México 2003.

R. Whitlow. ***Fundamentos de Mecánica de Suelos***. Compañía Editorial Continental. 3a Reimpresión, México 2000.

L. William- R V. Whitman. ***Mecánica de Suelos***. Editorial Limusa. 7a Reimpresión México 1990

Ing. Carlos Montoya Martínez. ***Clase de Análisis Estructural***



Capítulo 3. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO MEDIANTE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA



3.1 Generalidades

El diseño de cimentaciones es una especialidad en la que trabajan en conjunto las especialidades de Geotecnia y Estructuras por ello es importante tener en cuenta los criterios de ambas especialidades para poder trabajar a la par. Para el análisis del edificio que se ha supuesto, se considerarán por facilidad de cálculo solo las acciones de carga vertical con el entendido que en el diseño de una cimentación se deben considerar las combinaciones de acciones que marcan los reglamentos correspondientes. Debido a la alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la mayor parte del asentamiento se efectuará durante el proceso de construcción y estará casi completo al final de éste. Es por ello que en la interacción Suelo Estructura en suelos friccionantes solo se revisan los asentamientos acorto plazo.

Para este estudio se ha utilizado los factores de carga que marca el RCDF dentro de sus NTC Cimentaciones. Las acciones en edificio las evaluamos de acuerdo a las NTC Sobre el Criterio y Acciones Para el Diseño Estructural de Edificaciones suponiendo que fuese un edificio para oficinas.

3.2 Determinación de las Acciones en la Cimentación

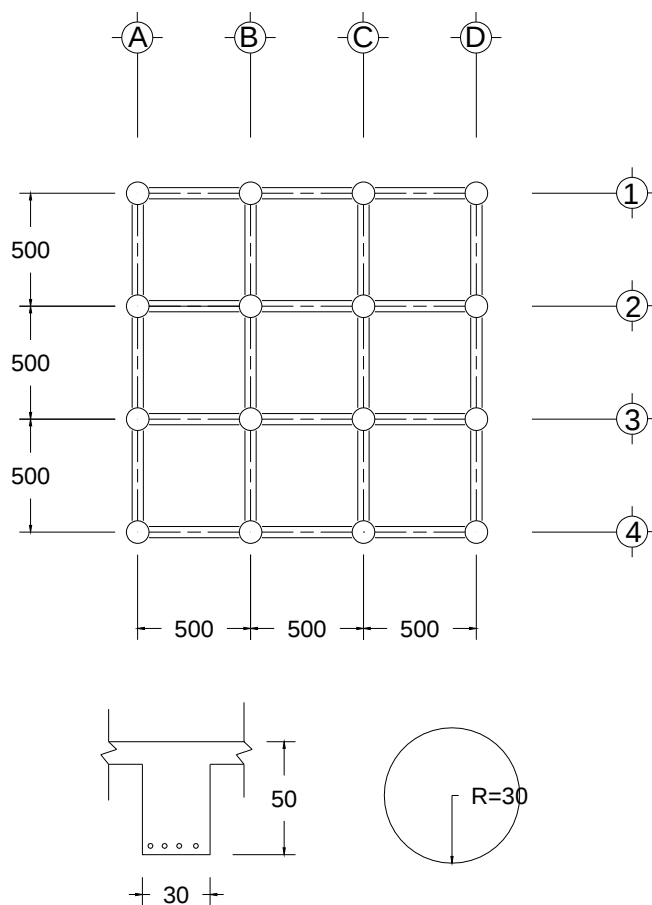
Supongamos que tenemos un edificio de 5 pisos que tiene como uso final albergar oficinas podemos suponer que e edificio es el que se muestra en la figura 1.1



Figura 3.1 Edificio para oficinas



La distribución y la sección transversal de las vigas y columnas se muestran en la figura 3.2



Acotaciones en cm

Figura 3.2 Distribución y sección transversal de las vigas y columnas

Para determinar la carga viva en la estructura distinguiremos dos tipos de planta, la planta tipo que corresponde a los niveles 1, 2, 3, 4, 5 y la planta azotea que como su nombre lo indica corresponde a la azotea. De acuerdo al RCDF en sus NTC sobre el criterio y acciones para el diseño estructural de edificaciones se tienen las siguientes acciones para determinar la carga de servicio de la estructura.



Tabla 3.1 Determinación de las cargas de servicio en planta tipo

CONCEPTO	kN/m ²
Carga muerta	
Losa	2.50
Acabados de piso	1.00
Instalación y plafón	0.25
Muros divisorios	0.50
Sobrecarga RCDF	0.20
<i>Suma</i>	<i>4.45</i>
Carga viva	
Carga Viva máxima	2.50
<i>Total</i>	<i>6.95</i>

Tabla 3.2 Determinación de las cargas de servicio en la planta azotea

CONCEPTO	kN/m ²
Carga muerta	
Losa	2.50
Instalación y plafón	0.25
Sobrecarga RCDF	0.40
<i>Suma</i>	<i>3.15</i>
Carga viva	
Carga Viva máxima	1.00
<i>Total</i>	<i>4.15</i>

Estudiaremos el eje 2 de la estructura para ello definimos el área tributaria de cada columna como en la figura siguiente:

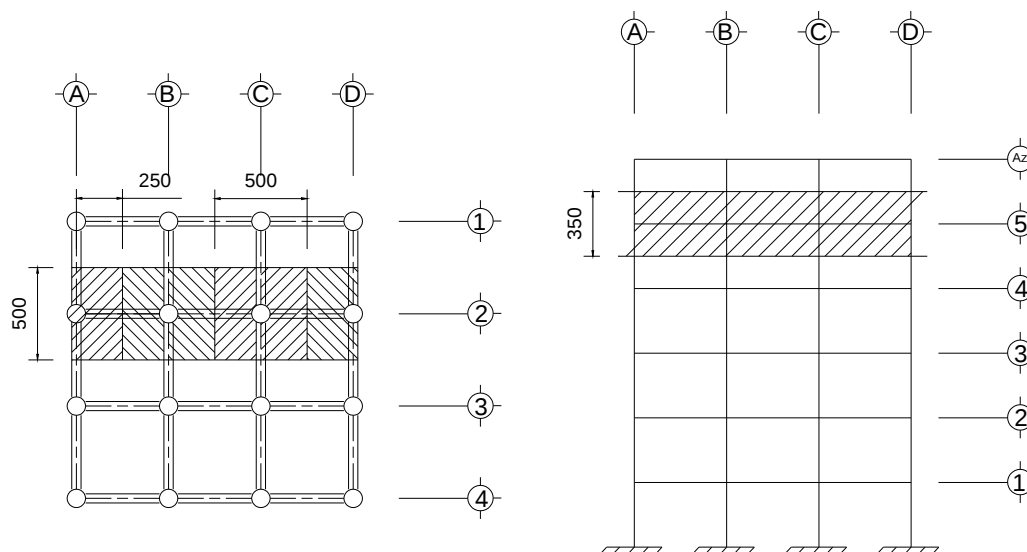


Figura 3.3 Áreas tributarias para cada columna

Para determinar las cargas que se transmiten hasta la cimentación multiplicamos el valor del área por la carga de servicio por metro cuadrado y sumamos el peso de las trabes y de las columnas.

Para las plantas tipo, en el eje 2 columnas B y D se tiene:

Peso de las trabes

$$L \times b \times h \times \gamma = 5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 18 \text{ kN}$$

Peso de las columnas

$$L \times A \times \gamma = 3.5 \text{ m} \times \frac{\pi 0.6^2}{4} \text{ m}^2 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 23.8 \text{ kN}$$

Carga de servicio en las columnas, correspondientes a la planta tipo en el eje B y D:

$$CS_{P.\text{tipo}} = \text{trabes} + \text{Columnas} + \text{losa} = 2 \times 18 + 23.8 + 25 \times 6.95 = 233.5 \text{ kN}$$

Y para la planta de la azotea:

Peso de columnas



$$L \times A \times \gamma = 1.75 \text{ m} \times \frac{\pi 0.6^2}{4} \text{ m}^2 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 11.9 \text{ kN}$$

Carga de servicio para las columnas en estudio en la planta azotea.

$$CS_{\text{azotea}} = \text{trabes} + \text{Columnas} + \text{losa} = 2 \times 18 + 11.9 + 25 \times 4.15 = 151.6 \text{ kN}$$

Para las columnas A y D del eje 2 se tiene que la carga de servicio es:

$$CS_{\text{P.tipo}} = \text{trabes} + \text{Columnas} + \text{losa} = 1.5 \times 18 + 23.8 + 12.5 \times 6.95 = 137.6 \text{ kN}$$

$$CS_{\text{azotea}} = \text{trabes} + \text{Columnas} + \text{losa} = 1.5 \times 18 + 11.9 + 12.5 \times 4.15 = 90.8 \text{ kN}$$

Entonces las cargas que se transmiten a la cimentación son:

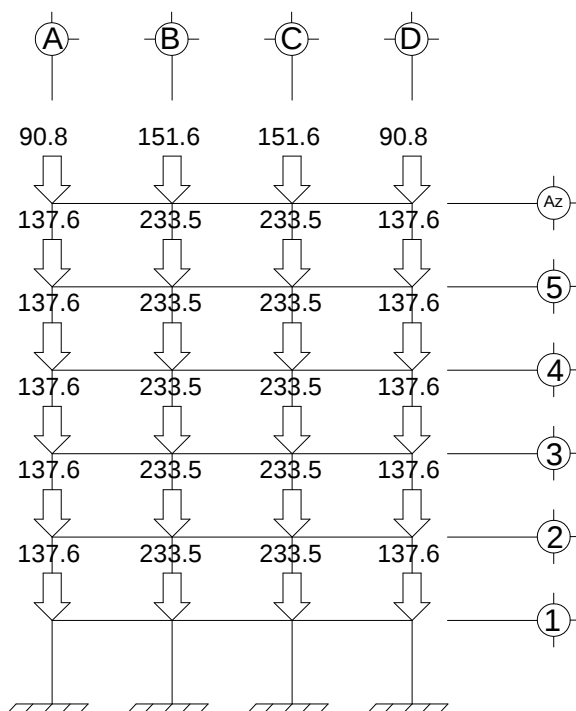


Figura 3.4 Cargas que se transmiten a la cimentación en kN

Al hacer el análisis de las cargas podemos determinar basándonos en la figura 1.1 que la cimentación para esta estructura puede ser una zapata corrida sumando las cargas de cada uno



de los niveles y considerando la carga distribuida de los muros divisorios y acabados en la planta baja obtenemos las cargas que se transmitirán al suelo:

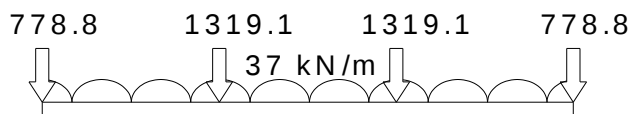


Figura 3.5 Cargas de servicio en la cimentación en kN

3.3 Determinación de las Características Geométricas de la Cimentación

Para determinar las características geométricas de la zapata debemos determinar la capacidad de carga del suelo de cimentación. Supongamos que la estructura estará desplantada en un suelo como el que se muestra en la figura siguiente:

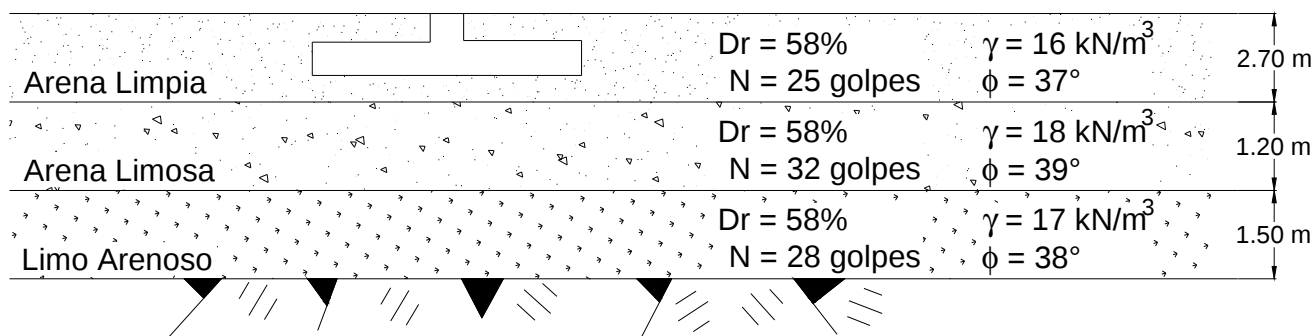


Figura 3.6 Estratigrafía del suelo de cimentación

Con la expresiones que se presentan en el *capítulo 2* obtenemos la capacidad de caga resistente del suelo y la comparamos con carga última para poder validar las dimensiones.

Obtengamos primero el coeficiente de fricción con la expresión 2.5a donde α será igual a:

$$\alpha = 0.0167 \times 58 - 0.1667 = 0.8$$

$$\tan \phi = 0.8 \tan 37^\circ = 0.6$$



$$\phi = 31.08^\circ$$

Con la expresión 2.2 obtenemos los factores de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi^{0.6} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{31.08}{2} \right)} = 20.8$$

$$N_\gamma = 2 (20.8 + 1) \tan 31.08^\circ = 26.3$$

Suponemos las dimensiones de la zapata como se muestra en la figura siguiente, donde B la consideraremos de manera preeliminar igual a 2.0 m y d (profundidad de desplante) como 0.8 m, y de esta manera podemos determinar la capacidad de carga del suelo:

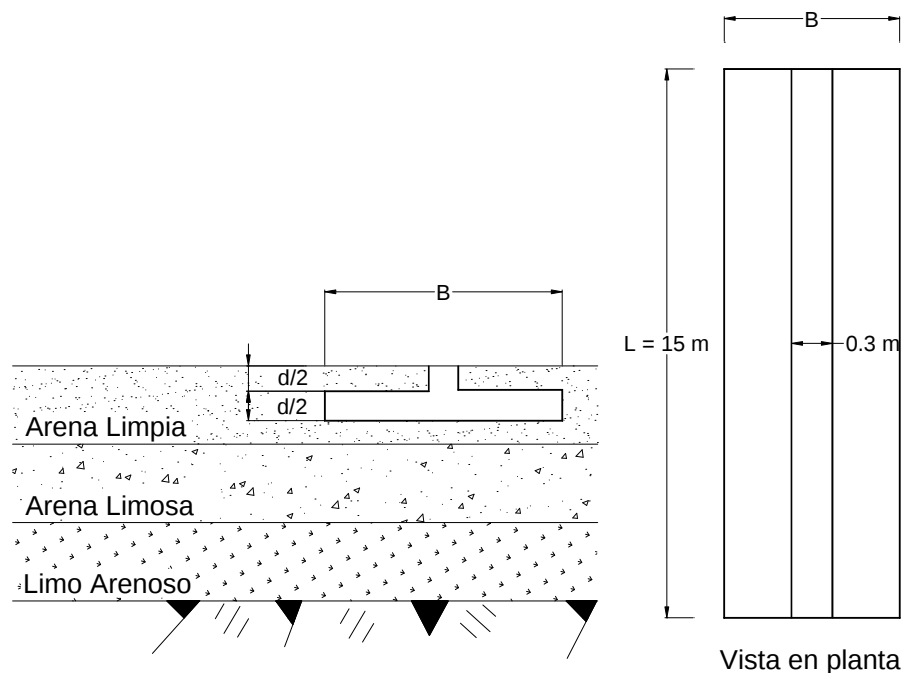


Figura 3.7 Dimensiones de la zapata

Los factores de forma los obtenemos con la expresión 2.3a:

$$f_q = 1 + \frac{2}{15} 0.6 = 1.08$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{2}{15} = 0.95$$

La presión en el desplante de la zapata será:

$$P_v = 0.8 \times 16 = 12.8 \text{ k Pa}$$



Considerando el factor de resistencia igual a 0.35 según lo marca las NTC-cimentaciones, tenemos la siguiente capacidad resistente según la expresión 2.9:

$$q_r = \left[12.8 \times (20.8 \times 1.08 - 1) + \frac{1}{2} 16 \times 2.0 \times 26.3 \times 0.95 \right] \times 0.35 + 12.8 = 248.7 \text{ kPa}$$

Obtenemos la carga última actuando sobre el desplante de la zapata donde el factor de carga según las NTC Cimentaciones son 1.4 para carga de servicio y 1.1 para el peso del suelo ya que se tiene una mayor incertidumbre al evaluar el peso de la zapata que el peso del suelo, de esta manera se tiene:

$$q_c = (778.8 + 1319.1) \times 2 \times 1.4 + 2 \times 15 \times 0.4 \times 24 \times 1.4 + 0.3 \times 0.4 \times 15 \times 24 \times 1.4 + (2 \times 15 - 0.3 \times 15) \times 0.4 \times 16 \times 1.1 = 243.4 \text{ kPa}$$

Observamos que la capacidad de carga resistente es mayor que la carga última sobre el suelo, por lo que las dimensiones de la zapata son adecuadas. Obtengamos ahora el momento de inercia centroidal de la zapata, dividiremos la zapata en dos secciones como se muestra en la figura

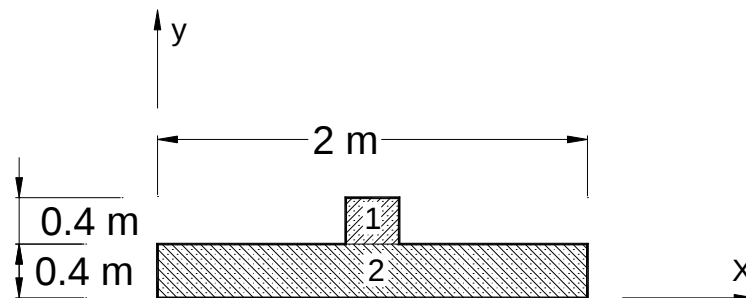


Figura 3.8 Momento de inercia centroidal de la zapata

De acuerdo al teorema de los ejes paralelos tenemos

$$I_c = \sum I + (\bar{y} - y_i)^2$$

La tabla siguiente muestra el cálculo del momento de inercia centroidal de la zapata, el resultado es $I = 0.0341 \text{ m}^4$

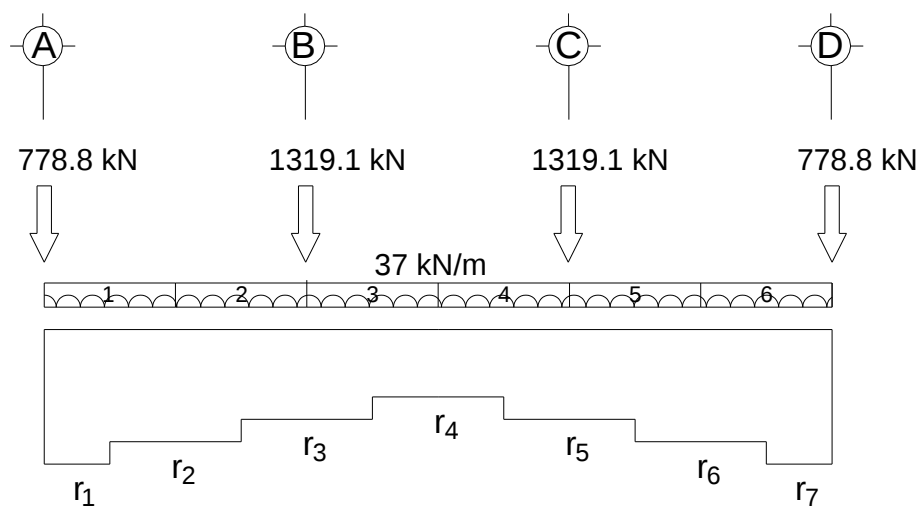
**Tabla 3.3** Cálculo del momento de inercia centroidal

	Área m ²	Centroide y _i m	Área x centroide	Inercia m ⁴	(Y-y _i) ²
Zapata (2)	0.8	0.2	0.160	0.0107	0.0044
Dado (1)	0.16	0.6	0.096	0.0021	0.1111
(1)+(2)	0.96	0.27		0.0341	

Una vez obtenidas las características geométricas de la zapata podemos emplear el procedimiento de interacción suelo estructura para determinar el armado de la contratrabe de la zapata:

3.4 Interacción Suelo-Estructura

La zapata estará dividida en seis secciones o barras, las acciones sobre la zapata y las reacciones del suelo supuestas se muestran en la figura siguiente:

**Figura 3.9** Acciones sobre la zapata y reacciones del suelo

Consideremos en el análisis 4 grados de libertad dos lineales y dos angulares en cada barra, por lo que los grados de libertad en la zapata serán 7 lineales y 7 angulares.

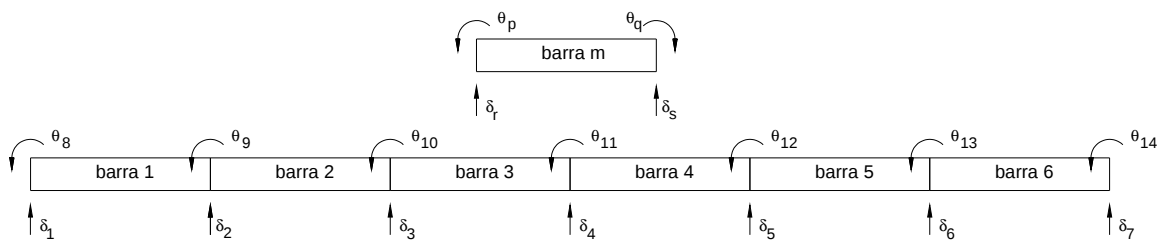


Figura 3.10 Grados de libertad

La matriz de rigidez para cada barra según el análisis mostrado en el capítulo 2 es

$$K = \begin{vmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{12EI}{L^3} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} \end{vmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix}$$

donde el módulo de elasticidad del concreto E se determina según lo establecido en el RCDF. Si la resistencia del concreto tiene un valor de 250 kg/cm^2 el módulo de elasticidad vale:

$$E = 14000\sqrt{250} = 221359 \text{ kg/cm}^2 = 22135900 \text{ kN/m}^2$$

Con lo que la matriz de rigidez de cada barra será:

$$k = \begin{vmatrix} 579713 & -579713 & -724641 & -724641 \\ -579713 & 579713 & 724641 & 724641 \\ -724641 & 724641 & 1207735 & 603867 \\ -724641 & 724641 & 603867 & 1207735 \end{vmatrix}$$

y la matriz de rigidez de toda la estructura queda



$$K = \begin{bmatrix} 579713 & -579713 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -724641 & 724641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -579713 & 1159425 & -579713 & 0 & 0 & 0 & 0 & -724641 & 0 & 724641 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -579713 & 1159425 & -579713 & 0 & 0 & 0 & 0 & -724641 & 0 & 724641 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -579713 & 1159425 & -579713 & 0 & 0 & 0 & 0 & -724641 & 0 & 724641 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -579713 & 1159425 & -579713 & 0 & 0 & 0 & 0 & -724641 & 0 & 724641 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -579713 & 1159425 & -579713 & 0 & 0 & 0 & 0 & -724641 & 0 & 724641 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -579713 & 579713 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -724641 & 724641 \\ -724641 & -724641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1207735 & 603867 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 724641 & 0 & -724641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 603867 & 2415469 & 603867 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 724641 & 0 & -724641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 603867 & 2415469 & 603867 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 724641 & 0 & -724641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 603867 & 2415469 & 603867 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 724641 & 0 & -724641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 603867 & 2415469 & 603867 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 724641 & 0 & -724641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 603867 & 2415469 & 603867 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 724641 & 724641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 603867 & 1207735 \end{bmatrix}$$

Una vez obtenida la matriz de rigidez, obtenemos el vector de fuerzas de empotramiento, la cual se obtienen realizando el análisis de la barra siguiente:

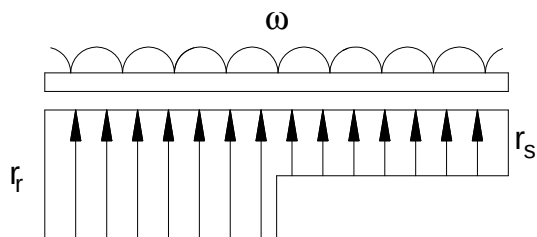


Figura 3.11 Fuerzas aplicadas a las barras

Vector de fuerzas de empotramiento

$$P_m^e = \begin{bmatrix} \frac{\omega L^2}{12} - \frac{11}{192} L^2 r_r - \frac{5}{192} L^2 r_s \\ -\frac{\omega L^2}{12} + \frac{11}{192} L^2 r_r + \frac{5}{192} L^2 r_s \\ -\frac{\omega L}{2} + \frac{13}{32} L r_r + \frac{3}{32} L r_s \\ -\frac{\omega L}{2} + \frac{3}{32} L r_r + \frac{13}{32} L r_s \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta \\ \delta_s \end{matrix}$$



Las fuerzas de cada barra deben formar un vector global de fuerzas de empotramiento, al realizar el análisis obtenemos:

$$P^E = \begin{bmatrix} -185/4 + 65/64 \times r_1 + 15/64 \times r_2 \\ -185/2 + 65/32 \times r_2 + 15/64 \times r_3 + 15/64 \times r_1 \\ -185/2 + 65/32 \times r_3 + 15/64 \times r_4 + 15/64 \times r_2 \\ -185/2 + 65/32 \times r_4 + 15/64 \times r_5 + 15/64 \times r_3 \\ -185/2 + 65/32 \times r_5 + 15/64 \times r_6 + 15/64 \times r_4 \\ -185/2 + 65/32 \times r_6 + 15/64 \times r_7 + 15/64 \times r_5 \\ -185/4 + 15/6 \times r_6 + 65/64 \times r_7 \\ -925/48 - 275/768 \times r_1 - 125/768 \times r_2 \\ -925/24 - 25/128 \times r_2 - 125/768 \times r_3 + 275/768 \times r_1 \\ -925/24 - 25/128 \times r_3 - 125/768 \times r_4 + 275/768 \times r_2 \\ -925/24 - 25/128 \times r_4 - 125/768 \times r_5 + 275/768 \times r_3 \\ -925/24 - 25/128 \times r_5 - 125/768 \times r_6 + 275/768 \times r_4 \\ -925/24 - 25/128 \times r_6 - 125/768 \times r_7 + 275/768 \times r_5 \\ -925/48 + 275/768 \times r_6 + 125/768 \times r_7 \end{bmatrix}$$

Y el vector de cargas concentradas P^c , y el vector de desplazamientos δ , serán:

$$P^c = \begin{bmatrix} -778.8 \\ 0 \\ -1319.1 \\ 0 \\ -1319.1 \\ 0 \\ -778.8 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \delta = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \\ \delta_7 \\ \theta_8 \\ \theta_9 \\ \theta_{10} \\ \theta_{11} \\ \theta_{12} \\ \theta_{13} \\ \theta_{14} \end{bmatrix}$$

Una vez obtenidos los vectores y matrices necesarios podemos aplicar el método de las rigideces

$$\overline{K} \times \overline{\delta} + \overline{P^E} + \overline{P^C} = 0$$



Si $\delta_1=\delta_7$, $\delta_2=\delta_6$, $\delta_3=\delta_5$ y además $\theta_8=\theta_{14}$, $\theta_9=\theta_{13}$ y $\theta_{10}=\theta_{12}$ obtenemos un sistema de ecuaciones que no se puede resolver de manera directa y debemos apoyarnos en la compatibilidad de deformaciones entre el suelo y la estructura para poder resolver el sistema.

Primero calcularemos los valores de influencia definimos las áreas de carga que ejercerán influencia sobre las zapatas. La figura siguiente muestra dichas áreas y los puntos donde se calculará la influencia de las cargas:

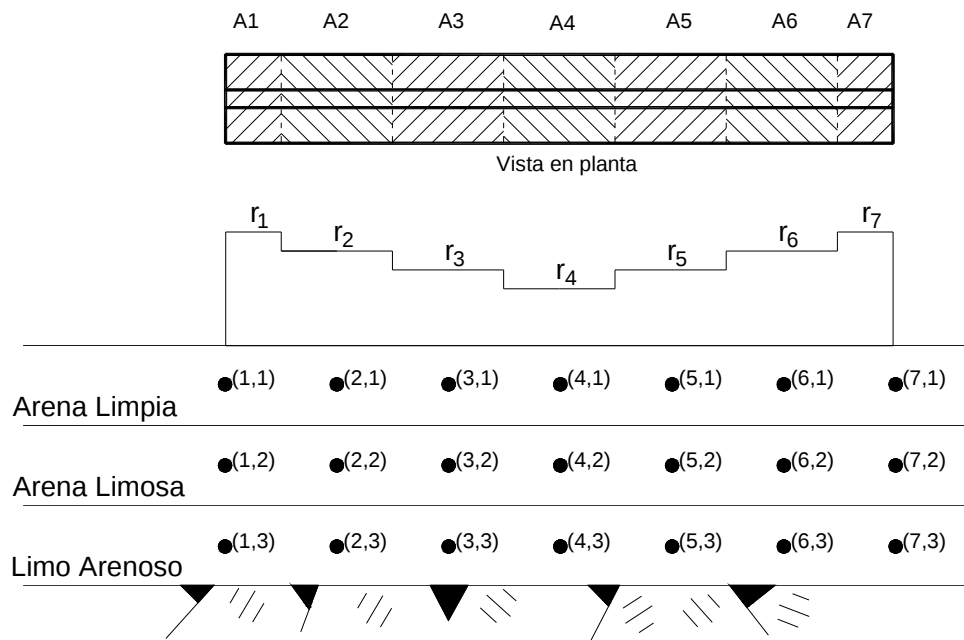


Figura 3.12 Áreas de carga para cálculo de influencia

Calcularemos la influencia para el estrato de arena limpia en el punto (1,1). Para el cálculo de los esfuerzos en el estrato consideraremos una carga unitaria $q=1\text{kPa}$ el cual estará distribuida de acuerdo a las áreas definidas anteriormente.

Calculamos la influencia del área 1 sobre 1 punto 1 del estrato de arena limpia (estrato 1), con la expresión 2.11b determinamos los esfuerzos en el punto.

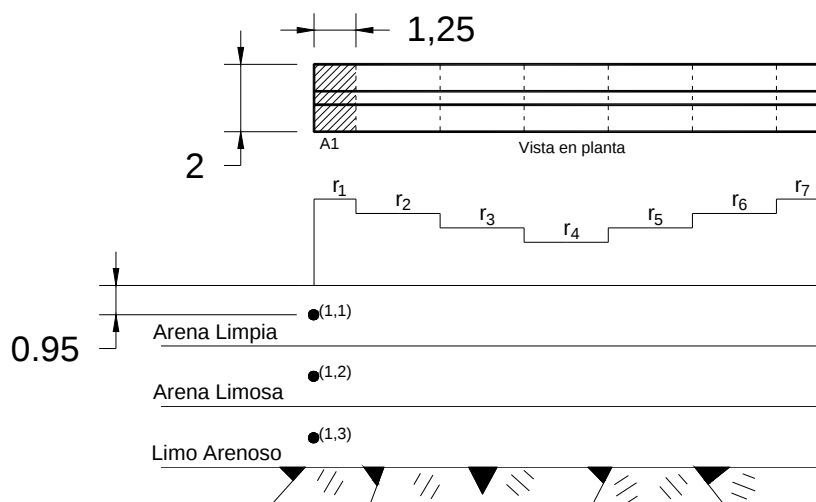


Figura 3.13 Esquema para el cálculo de valores de influencia

Los datos para el cálculo de los esfuerzos bajo la esquina de un rectángulo son los siguientes:
 $x = 1.25 \text{ m}$, $y = 2/2 = 1 \text{ m}$, $z = 0.95 \text{ m}$, $q = 1 \text{ kPa}$ entonces de la expresión 2.11b y 2.12 obtenemos considerando el modulo de Poisson $\nu = 0.33$:

$$A = \sqrt{1.25^2 + 1^2 + 0.95^2} = 1.8615$$

$$\sigma_z = \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{1.25^2 + 1^2} + \frac{1}{1^2 + 0.95^2} \right) \frac{1.25 \times 1 \times 0.95}{A} + \text{ang tan} \frac{1.25 \times 1}{0.95 \times A} \right] = 0.1925$$

$$\sigma_x = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{1.25 \times 1 \times 0.95}{(1.25^2 + 1^2)A} + \text{ang tan} \frac{0.95 \times A}{1.25 \times 1} + (1 - 2 \times 0.33) \times \text{ang tan} \left(\frac{1}{1.25} \right) - \text{ang tan} \left(\frac{1 \times A}{1.25 \times 0.95} \right) \right] = 0.0390$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{1.25 \times 1 \times 0.95}{(1^2 + 0.95^2)A} + \text{ang tan} \frac{0.95 \times A}{1.25 \times 1} + (1 - 2 \times 0.33) \times \text{ang tan} \left(\frac{1}{1.25} \right) - \text{ang tan} \left(\frac{1.25 \times A}{1 \times 0.95} \right) \right] = 0.0290$$

Estos valores son bajo la esquina de un rectángulo por lo tanto se deben multiplicar por dos para obtenerlos bajo el centro del rectángulo. El valor de influencia en este estrato considerando la carga unitaria aplicada en el área A1

$$I_{111} = 0.3850 - 0.33 \times (0.0780 + 0.0581) = 0.3401$$

De la misma forma se obtiene los valores de influencia para los estratos y áreas restantes presentados en la tabla siguiente. Con los valores de influencia calculados y apoyandonos en la ecuación 2.12 podemos obtener las ecuaciones restantes para poder resolver el sistema de ecuaciones.



$$\delta_{z1} = \frac{0.95}{35000} \left(0.3401 \frac{r1}{2 \times 1.25} 1.25 + 4.288 \times 10^{-3} \frac{r2}{2 \times 2.50} 2.50 + 4.513 \times 10^{-3} \frac{r3}{2 \times 2.50} 2.50 + \dots + 2.621 \times 10^{-3} \frac{r7}{2 \times 1.25} 1.25 \right) \\ + \frac{1.2}{39600} \left(0.1418 \frac{r1}{2 \times 1.25} 1.25 + 0.636 \times 10^{-2} \frac{r2}{2 \times 2.50} 2.50 + 6.784 \times 10^{-4} \frac{r3}{2 \times 2.50} 2.50 + \dots + 2.437 \times 10^{-4} \frac{r7}{2 \times 1.25} 1.25 \right) \\ \frac{1.5}{35000} \left(7.038 \times 10^{-2} \frac{r1}{2 \times 1.25} 1.25 + 6.268 \times 10^{-2} \frac{r2}{2 \times 2.50} 2.50 + 8.804 \times 10^{-3} \frac{r3}{2 \times 2.50} 2.50 + \dots + 1.755 \times 10^{-4} \frac{r7}{2 \times 1.25} 1.25 \right)$$

Que representa el asentamiento total bajo la zapata del nudo 1. De manera similar se obtienen los asentamientos para los puntos restantes

Tabla 3.4 Valores de influencia debido a una carga unitaria

$I_{111}= .3400885$	$I_{317}=4.017998E-04$	$I_{527}=1.336947E-03$
$I_{112}=4.288815E-03$	$I_{321}=1.336948E-03$	$I_{531}=2.871861E-04$
$I_{113}=4.513469E-03$	$I_{322}=6.363338E-02$	$I_{532}=2.606637E-04$
$I_{114}=1.482255E-03$	$I_{323}= .283768$	$I_{533}=8.803674E-03$
$I_{115}=7.711975E-04$	$I_{324}=6.363337E-02$	$I_{534}=6.268233E-02$
$I_{116}=6.264823E-04$	$I_{325}=6.784406E-04$	$I_{535}= .1407574$
$I_{117}=2.621634E-04$	$I_{326}=1.89373E-03$	$I_{536}=6.268233E-02$
$I_{121}= .141884$	$I_{327}=6.666592E-04$	$I_{537}=6.74205E-03$
$I_{122}=6.363337E-02$	$I_{331}=6.74205E-03$	$I_{611}=3.3146E-04$
$I_{123}=6.784406E-04$	$I_{332}=6.268233E-02$	$I_{612}=7.711975E-04$
$I_{124}=1.89373E-03$	$I_{333}= .1407574$	$I_{613}=1.482255E-03$
$I_{125}=1.177951E-03$	$I_{334}=6.268233E-02$	$I_{614}=4.513469E-03$
$I_{126}=7.024795E-04$	$I_{335}=8.803674E-03$	$I_{615}=4.288815E-03$
$I_{127}=2.437253E-04$	$I_{336}=2.606637E-04$	$I_{616}= .680177$
$I_{131}=7.037871E-02$	$I_{337}=2.871861E-04$	$I_{617}=1.424193E-03$
$I_{132}=6.268233E-02$	$I_{411}=9.114709E-04$	$I_{621}=3.944991E-04$
$I_{133}=8.803674E-03$	$I_{412}=4.513469E-03$	$I_{622}=1.177951E-03$
$I_{134}=2.606637E-04$	$I_{413}=4.288815E-03$	$I_{623}=1.89373E-03$
$I_{135}=5.823297E-04$	$I_{414}= .680177$	$I_{624}=6.784396E-04$
$I_{136}=4.766121E-04$	$I_{415}=4.288815E-03$	$I_{625}=6.363338E-02$
$I_{137}=1.755229E-04$	$I_{416}=4.513469E-03$	$I_{626}= .283768$
$I_{211}=1.424197E-03$	$I_{417}=9.114709E-04$	$I_{627}=5.247229E-02$
$I_{212}= .680177$	$I_{421}=1.034429E-03$	$I_{631}=2.601785E-04$
$I_{213}=4.288815E-03$	$I_{422}=6.784396E-04$	$I_{632}=5.823297E-04$
$I_{214}=4.513469E-03$	$I_{423}=6.363338E-02$	$I_{633}=2.606637E-04$
$I_{215}=1.482255E-03$	$I_{424}= .283768$	$I_{634}=8.803674E-03$
$I_{216}=7.711975E-04$	$I_{425}=6.363337E-02$	$I_{635}=6.268233E-02$
$I_{217}=3.3146E-04$	$I_{426}=6.784406E-04$	$I_{636}= .1407574$
$I_{221}=5.247228E-02$	$I_{427}=1.034429E-03$	$I_{637}= .0439131$
$I_{222}= .283768$	$I_{431}=4.023287E-04$	$I_{711}=2.621634E-04$
$I_{223}=6.363337E-02$	$I_{432}=8.803674E-03$	$I_{712}=6.264823E-04$
$I_{224}=6.784406E-04$	$I_{433}=6.268233E-02$	$I_{713}=7.711975E-04$
$I_{225}=1.89373E-03$	$I_{434}= .1407574$	$I_{714}=1.482255E-03$
$I_{226}=1.89373E-03$	$I_{435}=6.268233E-02$	$I_{715}=4.513469E-03$
$I_{227}=1.177951E-03$	$I_{436}=8.803674E-03$	$I_{716}=4.288815E-03$
$I_{231}= .0439131$	$I_{437}=4.023287E-04$	$I_{717}= .3400885$
$I_{232}= .1407574$	$I_{511}=4.017998E-04$	$I_{721}=2.437253E-04$
$I_{233}=6.268233E-02$	$I_{512}=1.482255E-03$	$I_{722}=7.024795E-04$
$I_{234}=8.803674E-03$	$I_{513}=4.513469E-03$	$I_{723}=1.177951E-03$
$I_{235}=2.606637E-04$	$I_{514}=4.288815E-03$	$I_{724}=1.89373E-03$
$I_{236}=5.823297E-04$	$I_{515}= .680177$	$I_{725}=6.784396E-04$
$I_{237}=2.601785E-04$	$I_{516}=4.288815E-03$	$I_{726}=6.363338E-02$
$I_{311}=2.945117E-03$	$I_{517}=2.945117E-03$	$I_{727}= .141884$
$I_{312}=4.288815E-03$	$I_{521}=6.666592E-04$	$I_{731}=1.755229E-04$
$I_{313}= .680177$	$I_{522}=1.89373E-03$	$I_{732}=4.766121E-04$
$I_{314}=4.288815E-03$	$I_{523}=6.784396E-04$	$I_{733}=5.823297E-04$
$I_{315}=4.513469E-03$	$I_{524}=6.363338E-02$	$I_{734}=2.606637E-04$
$I_{316}=1.482255E-03$	$I_{525}= .283768$	$I_{735}=8.803674E-03$
	$I_{526}=6.363337E-02$	$I_{736}=6.268233E-02$
		$I_{737}=7.037871E-02$



Una vez resuelto el sistema de ecuaciones obtenemos los siguientes resultados de reacciones y deformaciones

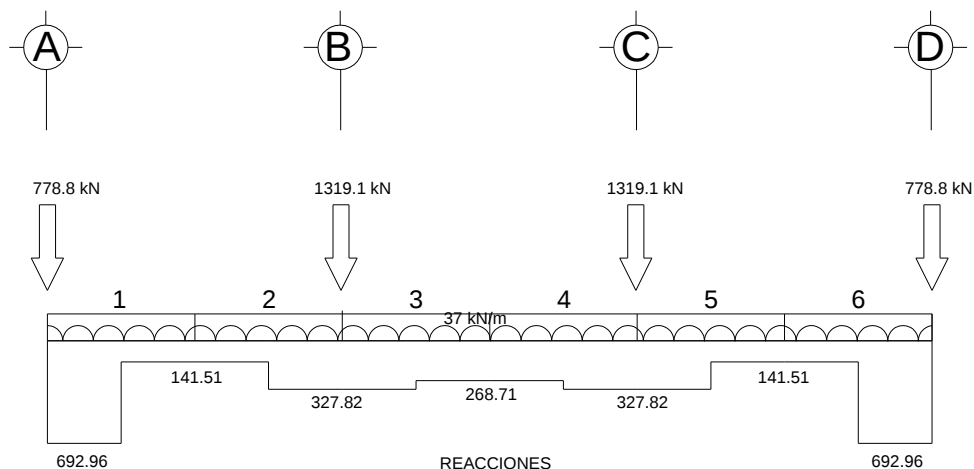


Figura 3.14 Reacciones en el suelo mediante la interacción suelo estructura en kN

Barras

1	2	3	4	5	6
---	---	---	---	---	---

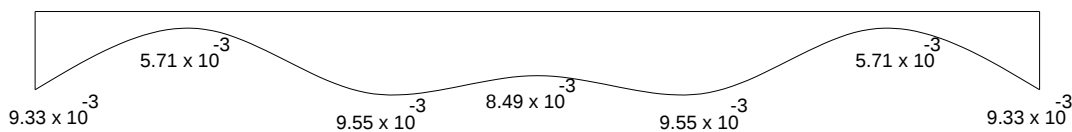


Figura 3.15 Asentamientos en los nudos de las barras en metros

Una vez obtenidos los valores de las reacciones r , las deformaciones lineales δ y las deformaciones angulares θ , podemos obtener los elementos mecánicos en los nudos de las barras. Analicemos el diagrama de la barra siguiente:

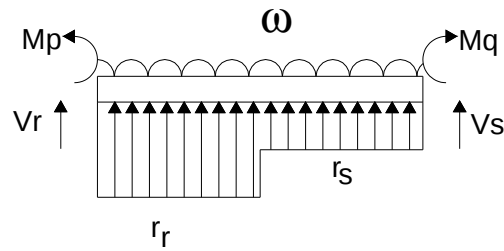


Figura 3.16 Diagrama de la barra para obtener elementos mecánicos

de donde obtenemos

$$M_P = \frac{\omega L^2}{12} - \frac{11}{192} L^2 r_r - \frac{5}{192} L^2 r_s + 4 \frac{EI}{L} \theta_P + 2 \frac{EI}{L} \theta_Q - 6 \frac{EI}{L} \delta_r + 6 \frac{EI}{L} \delta_s$$

Si analizamos la expresión podemos observar que se obtiene como

$$\begin{Bmatrix} M_P \\ M_Q \\ V_r \\ V_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M_P^e \\ M_Q^e \\ V_r^e \\ V_s^e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{12EI}{L^3} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \theta_P \\ \theta_Q \\ V_r \\ V_s \end{Bmatrix}$$

Donde el vector de elementos mecánicos es

$$\begin{Bmatrix} M_P^e \\ M_Q^e \\ V_r^e \\ V_s^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\omega L^2}{12} - \frac{11}{192} L^2 r_r - \frac{5}{192} L^2 r_s \\ -\frac{\omega L^2}{12} + \frac{11}{192} L^2 r_r + \frac{5}{192} L^2 r_s \\ -\frac{\omega L}{2} + \frac{13}{32} L r_r + \frac{3}{32} L r_s \\ -\frac{\omega L}{2} + \frac{3}{32} L r_r + \frac{13}{32} L r_s \end{bmatrix}$$



Con los resultados anteriores podemos obtener los elementos mecánicos en los nudos de las barras de la expresión 2.14 obtenemos los siguientes valores:

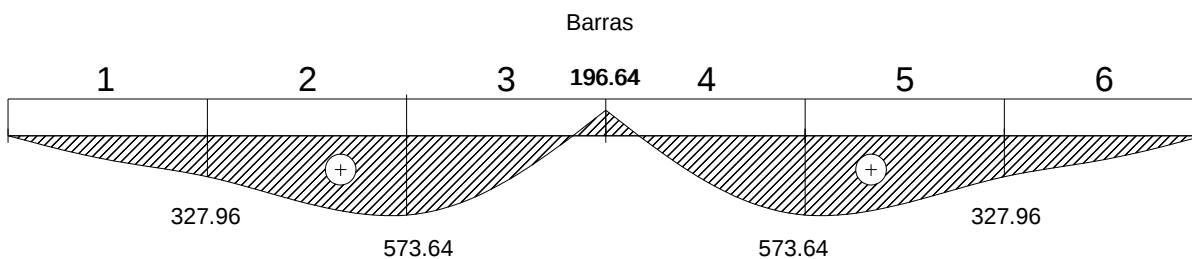


Figura 3.17 Diagrama de momento flexionantes en kN m

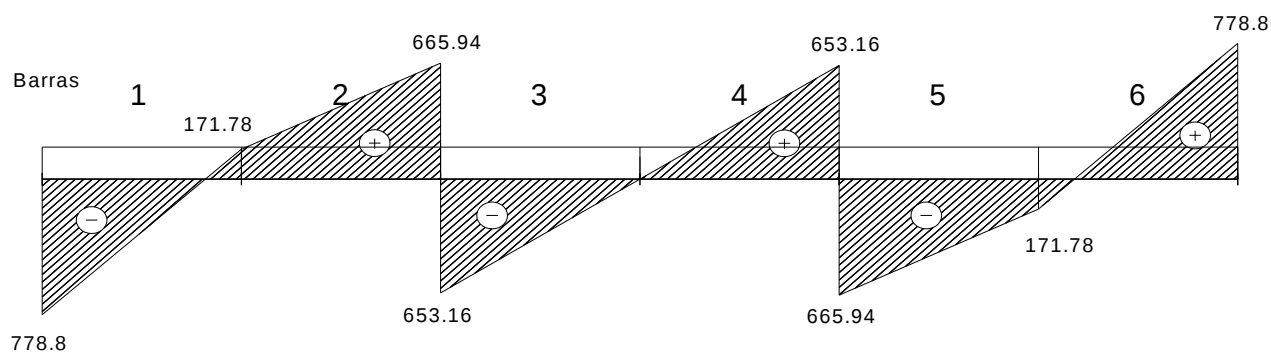


Figura 3.18 Diagrama de cortantes en kN

Con estos resultados podemos diseñar estructuralmente la zapata y verificar que los asentamientos no excedan los valores permisibles. En el capítulo siguiente se revisarán que los asentamientos no excedan los límites permisibles, además de determinar el acero necesario para el armado de la zapata.



Bibliografía del capítulo

A. Deméneghi Colina- M. Puebla Cadena- H. Sanginés García. ***Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones Tomo I.*** Facultad de Ingeniería U.N.A.M. México 2003.

Ing Agustín Deméneghi C. ***Clase de Mecánica de Suelos***

Ing Agustín Deméneghi C. ***Clase de Comportamiento de Suelos***

Ing Agustín Deméneghi C. ***Clase de Cimentaciones***

Ing Carlos Montoya M. ***Clase de Análisis Estructural.***



Capítulo 4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN



4.1 Generalidades

Los elementos estructurales sujetos a flexión son frecuentes, a continuación describiremos brevemente el comportamiento de dichos elementos.

Cuando un elemento se comienza a cargar a flexión su comportamiento es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tensión en alguna sección excede la resistencia del concreto a la tensión (5% de f'_c) aparecen grietas y cuando se incrementa la carga las grietas aumentan en número, longitud y abertura.

Una vez que aparecen las grietas el comportamiento del espécimen ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas.

En las regiones del agrietamiento el acero toma prácticamente toda la tensión hasta que alcanza el valor de fluencia. Cuando el acero comienza a fluir la deflexión crece en forma considerable sin que apenas aumente la carga.

Según la cantidad de acero longitudinal con que este reforzada la pieza este puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima, se puede decir que el comportamiento es dúctil cuando el acero fluye, en este caso se producen deflexiones considerables antes del colapso, llamándose a este elemento subreforzado.

El elemento es sobreforzado si la cantidad de acero longitudinal es grande y este no fluye antes del aplastamiento del concreto. Si el elemento alcanza su resistencia exactamente cuando el acero comienza a fluir se dice que es un elemento balanceado, estos últimos elementos son poco frecuentes.

Para determinar la resistencia de elementos sujetos a flexión simple se deben realizar una serie de hipótesis las que comúnmente son:

1. La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal en un elemento es plana.
2. Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.
3. Existe una unión perfecta entre el acero y el concreto.



4. El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales.
5. El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima útil del concreto ϵ_{cu} ($\epsilon_{cu}=0.003$).

Las NTC cimentaciones utilizan en lugar de la distribución real de esfuerzos una distribución rectangular, con una profundidad igual a β una vez la del eje neutro, el parámetro β depende de la resistencia nominal f'_c esta variación tiene por objeto tomar el cambio de la forma en el la curva esfuerzo-deformación del concreto al incrementar su resistencia, ya que el área del rectángulo equivalente debe ser igual al área bajo la curva esfuerzo-deformación. Esta hipótesis es aplicable a cualquier tipo de sección.

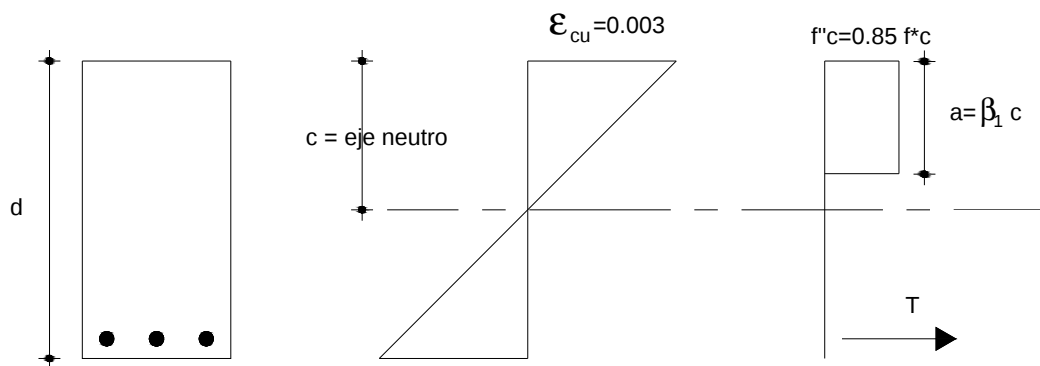


Figura 4.1 Hipótesis de las NTC-04 sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones

4.2 Determinación del acero mínimo, máximo y balanceado

Una vez obtenidos los elementos mecánicos actuantes sobre la zapata en estudio, procederemos a obtener el acero necesario para tomar dichos elementos.

Primero, debemos obtener los parámetros de cálculo. Recordando que la resistencia del concreto a utilizar en la zapata en estudio es $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Obtenemos el acero mínimo que podemos usar en la sección. Este valor corresponde a la cantidad de acero necesaria para controlarlos agrietamientos por cambios volumétricos.



$$P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \dots 4.1$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 \times \sqrt{250}}{4200} = 0.26\%$$

Obtenemos el acero máximo de la sección, para ello nos basamos en las hipótesis simplificadoras de las NTC para obtener la expresión que determina el acero balanceado.

Por triángulos semejantes podemos obtener:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

Considerando que $\epsilon_s = f_y / E$ podemos obtener

$$\frac{c}{d} = \frac{6000}{f_y + 6000}$$

Si la falla de la sección es una falla balanceada, igualando la compresión y la tensión y apoyándonos en la expresión anterior obtenemos

$$\text{Compresión} = \text{Tensión}$$

$$a f''_c b = A_s f_s$$

$$\beta c f''_c d = A_s f_s$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{\beta f''_c}{f_y} \frac{6000}{f_y + 6000}$$

$$\%P_b = \frac{\beta f''_c}{f_y} \frac{6000}{f_y + 6000} \quad \dots 4.2$$

El acero máximo para de la sección no debe exceder el 90 % del acero balanceado para asegurar la ductilidad del acero. Para nuestro estudio obtenemos

$$\%P_{\max imo} = 0.9 \frac{0.85 \times 250}{4200} \frac{6000}{4200 + 6000} = 0.0182$$

Que corresponde al porcentaje de acero máximo.



4.3 Expresiones para determinar el acero de refuerzo por flexión

Una vez definido el límite mínimo y máximo en la cantidad de acero, obtenemos una expresión para obtener el momento resistente de la sección. Para ello nos basaremos en las hipótesis del NTC, tomando momentos obtenemos:

$$\begin{aligned}
 M &= F_r C \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 M &= F_r \beta_c b f''_c \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 M &= F_r f''_c b d \beta_c \left(1 - \frac{a}{2d} \right) \\
 M &= F_r f''_c b d q (1 - 0.5q) \quad \dots 4.3
 \end{aligned}$$

donde $q = a/d = P / f''_c$. De esta expresión podemos obtener la cantidad de acero de refuerzo necesario para que la sección soporte el momento actuante.

Despejando q obtenemos:

$$\begin{aligned}
 M &= F_r f''_c b d q (1 - 0.5q) \\
 q^2 - 2q + \frac{2Mu}{F_r b d^2 f''_c} &= 0 \\
 q &= \frac{2 - \sqrt{4 - 4 \left(\frac{2Mu}{F_r b d^2 f''_c} \right)}}{2} \\
 P &= q \frac{f''_c}{f_y} = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2Mu}{F_r b d^2 f''_c} \right)} \right] \\
 A_s &= b d P = b d \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2Mu}{F_r b d^2 f''_c} \right)} \right] \quad \dots 4.4
 \end{aligned}$$

donde A_s representa el área del acero que debe estar dentro de los porcentajes mínimo y máximo definidos en la sección anterior. Con estas consideraciones, podemos obtener el acero necesario para que nuestra sección resista el momento actuante.



4.4 Determinación del acero de refuerzo por cortante

El refuerzo en el alma desempeña un papel triple después de la aparición de grietas inclinada. Restringe el crecimiento y el desarrollo de la agrietamiento inclinado, incrementando la capacidad de la zona para resistir fuerzas normales y tangenciales. Por otra parte cuando se usa refuerzo transversal en forma de estribos, estos mejoran la capacidad de adherencia del miembro, pues tienden a evitar fallas por desgarramiento al nivel del acero de refuerzo. Finalmente, el refuerzo en el alma toma una parte importante de la fuerza cortante externa y cuando el refuerzo forma anillos cerrados, incrementa ligeramente la zona de compresión debido al efecto de confinamiento.

El mecanismo de falla de un elemento con refuerzo transversal ha sido difícil de establecer con precisión hasta ahora. Una idealización es la propuesta por Ritter en 1899.

Ritter supuso una viga con refuerzo transversal, si se idealiza como armadura, el refuerzo longitudinal funciona como la cuerda de tensión, el refuerzo transversal como las diagonales a tensión, el concreto en la zona comprimida como la cuerda a compresión. Las hipótesis que tiene al análisis son las siguientes.

1. La zona comprimida toma esfuerzos normales de compresión
2. El refuerzo longitudinal de tensión toma únicamente esfuerzos de tensión
3. Todas las tensiones inclinadas son resistidas por el refuerzo transversal
4. Las grietas inclinadas se extienden desde el refuerzo longitudinal de tensión hasta el centroide de la zona de compresión
5. Se desprecia el efecto del peso propio o de cargas distribuidas entre grietas inclinadas consecutivas.

Entonces, debido al incremento de momento ΔM existe un incremento en la tensión longitudinal igual a ΔT .

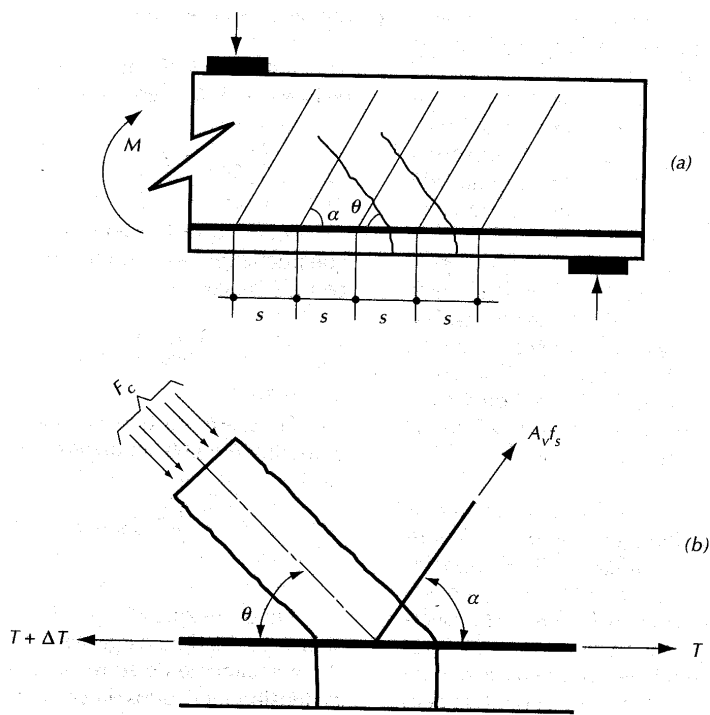


Figura 4.2 Hipótesis de Ritter para la falla por cortante

Por equilibrio de fuerzas verticales

$$A_v f_s \sin \alpha = F_c \sin \alpha \quad \dots 4.5$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales

$$\Delta T = A_v f_s \cos \alpha + F_c \cos \theta \quad \dots 4.6 a$$

Teniendo en cuenta la hipótesis

$$\Delta T = \Delta M / z = V_s / z \quad \dots 4.6 b$$

Donde z es el brazo del par resistente. Sustituyendo F_c de la ecuación 4.5 y ΔT de la ecuación 4.6a en la ecuación 4.6b se tiene

$$\frac{V_s}{z} = A_v f_s \left[\cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{\tan \theta} \right]$$

Por lo que la fuerza cortante máxima que puede tomarse con un área A_v de refuerzo y admitiendo que las grietas se forman con un ángulo de 45° es



$$V_s = \frac{A_v z f_s}{s} [\cos \alpha + \sin \alpha] \quad \dots 4.7$$

donde

A_v área total del refuerzo en el alma a una distancia s , medida en dirección paralela al refuerzo longitudinal.

α ángulo entre las barras o estribos de refuerzo en el alma y eje longitudinal del miembro,

s separación de los estribos o barras dobladas, medida en dirección paralela a la refuerzo longitudinal.

Observamos que la capacidad de carga del elemento depende directamente de la resistencia a esfuerzos de tensión inclinados, la carga máxima se obtiene cuando el acero transversal fluye.

Los criterios que sigue el RCDF para el cálculo del acero por cortante son:

La resistencia es igual a la suma de la contribución del concreto y del acero.

$$V_n = V_c + V_s$$

La contribución del acero en el alma se calcula con base en la analogía de la armadura, deduciéndose de la expresión 4.7 si se hace $z=d$

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} d \quad \dots 4.7b$$

La resistencia del concreto dependerá de la cantidad del acero de refuerzo por flexión

$$\begin{aligned} p < 0.015 &\Rightarrow V_c = F_r b d (0.2 + 20 p) \sqrt{f'_c} \\ p > 0.015 &\Rightarrow V_c = 0.5 F_r b d \sqrt{f'_c} \end{aligned} \quad \dots 4.8a$$

donde el factor de resistencia es $F_r=0.8$. Si el peralte de la viga es mayor a 700 mm, entonces se debe realizar una corrección

$$V'_c = [1 - 0.0004(h - 700)] V_{cr} \quad \dots 4.8b$$



La resistencia de diseño se obtiene multiplicando la resistencia nominal por un factor FR igual a 0.8 y para que se garantice que la resistencia sea la suma de la resistencia del concreto y el acero la resistencia debe ser menor a

$$\begin{aligned} 2.5 Fr \sqrt{f^* c} b d \quad \text{o bien en SI} \quad 0.8 Fr \sqrt{f^* c} b d \\ \text{ni la de columnas exceda de} \quad \dots 4.8c \\ 2.0 Fr \sqrt{f^* c} b d \quad \text{o bien en SI} \quad 0.64 Fr \sqrt{f^* c} b d \end{aligned}$$

La separación máxima de los estribos depende del valor del cortante último

$$\begin{aligned} V_u < 1.5 Fr \sqrt{f^* c} b d \Rightarrow s \leq d/2 \\ V_u > 1.5 Fr \sqrt{f^* c} b d \Rightarrow s \leq d/4 \end{aligned} \quad \dots 4.8d$$

Para losas y zapatas, se especifica revisar dos condiciones, la de viga ancha y la de cortante por penetración.

Para revisión por viga ancha, se calculan los esfuerzos cortantes máximos con

$$v_1 = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\gamma_v M_u y_1}{J}$$

pero debe ser menor de $Fr (0.5+g) f^{*1/2}$ y $Fr f^{*1/2}$ donde γ es la relación de lado corto a lado largo. Si se requiere esfuerzo en el alma, se procede de la siguiente manera.

Se calcula el cortante último V_u y el cortante que soporta el concreto $V_{cr} = 0.4 Fr b d f^{*1/2}$, y la diferencia entre el esfuerzo último y el esfuerzo del concreto, es lo que deben soportar los refuerzos transversales.

Con las consideraciones anteriores podemos calcular el refuerzo para la zapata en estudio.



4.5 Cálculo del acero de refuerzo por flexión y cortante

Recordemos que en el capítulo anterior ya se han calculado los elementos mecánicos a lo largo de la zapata, los cuales se muestran en la figura siguiente, entonces calculamos el acero de refuerzo por flexión en la contratrabe.

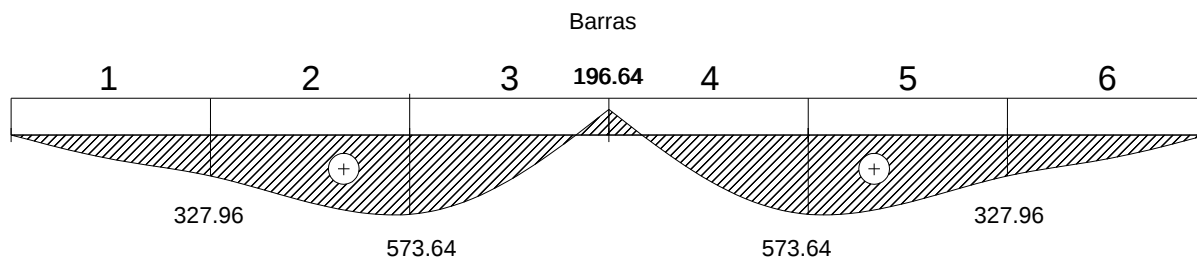


Figura 4.3 Diagrama de momento flexionantes en kN m

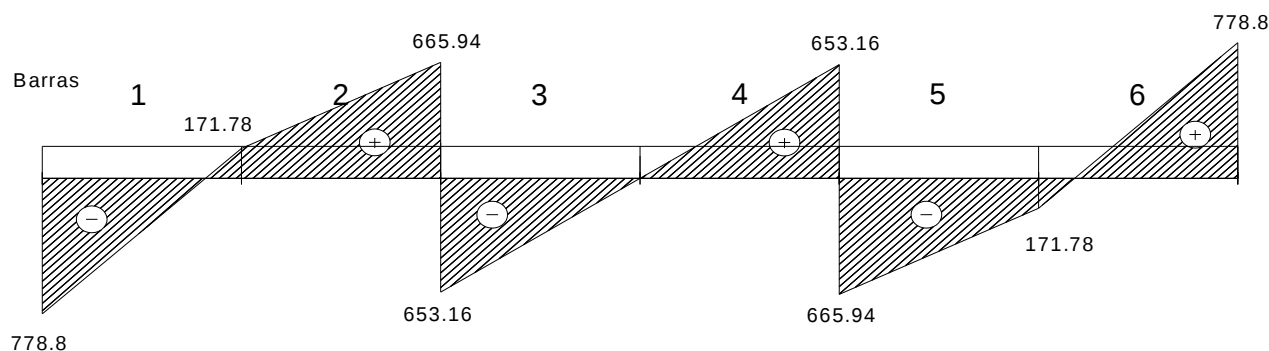


Figura 4.4 Diagrama de cortantes en kN

4.5.1 Acero de refuerzo en la contratrabe.

Realicemos el cálculo del acero para el momento flexionante máximo positivo. El momento de servicio tiene un valor de 573 kN m o bien 57.3 T m, para poder emplearlo en la expresión 4.4 debemos multiplicarlo por un factor de carga igual a 1.4 entonces obtenemos la cantidad de acero necesario para resistir ese momento, la sección de la contratrabe será $b = 40$ cm $d = 75$, entonces



$$A_{s_{positivo}} = 40 \times 75 \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 57.3 \times 10^5 \times 1.4}{0.9 \times 40 \times 75^2 \times 170} \right)} \right] = 32.7 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} < \rho = \frac{32.7}{40 \times 75} = .0109 < \rho_{max}$$

Para el momento máximo negativo cuyo valor es 196.64 kN m o bien 19.64 T m obtenemos

$$A_{s_{negativo}} = 40 \times 75 \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 19.64 \times 10^5 \times 1.4}{0.9 \times 40 \times 75^2 \times 170} \right)} \right] = 10.12 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} < \rho = \frac{10.12}{40 \times 75} = 0.0034 < \rho_{max}$$

Observamos que ambos valores de acero se encuentran entre los porcentajes mínimo y máximo por lo que cumplen con esta restricción

El acero para el cortante lo obtenemos con las expresiones 4.7, los valores obtenidos en el capítulo 3, se deben multiplicar por un factor de carga igual a 1.4. Se deben determinar los cortantes a una distancia d del paño de la columna que transmite la carga, pero para fines demostrativos ocuparemos 778.8 kN y 665.9 kN, . Obtenemos el cortante resistente del concreto considerando que el porcentaje de acero por tensión es $\rho \leq 0.015$

Comparamos $V_u = 77880 \times 1.4 = 109032 \text{ kg}$ con

$$2.5 F_r \sqrt{f_c} b d = 2.5 \times 0.8 \times \sqrt{200} \times 40 \times 75 = 84852 \text{ kg}$$

Observamos que V_u es superior al valor anterior, así que aumentamos el ancho de la contratrabaja a 55 cm

$$2.5 F_r \sqrt{f_c} b d = 2.5 \times 0.8 \times \sqrt{200} \times 55 \times 75 = 116672 \text{ kg}$$

Cumpliendo la restricción calculamos el cortante resistente del concreto

$$V_{cr} = 0.8 \times 55 \times 75 (0.2 + 20 \times 0.019) \sqrt{200} = 19507 \text{ kg}$$

Como el peralte total es mayor a 700 mm, corregimos el valor con la expresión 4.8b

$$V_{cr} = [1 - 0.0004(800 - 700)] 19507 = 18727 \text{ kg}$$

Obtenemos la separación de los estribos con la expresión 4.7b para el valor de 778.8 kN considerando acero del No 4.



$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 1.27 \times 4200 \times 75}{77880 \times 1.4 - 18727} = 7 \text{ cm}$$

Y para 665.9 kN.

$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 1.27 \times 4200 \times 75}{66590 \times 1.4 - 18727} = 8 \text{ cm}$$

Como se ha modificado el ancho de la contratrabe se debe recalculer el acero por flexión dando como resultado $A_{s_{\text{positivo}}} = 31.21 \text{ cm}^2$ y $A_{s_{\text{negativo}}} = 9.99 \text{ cm}^2$. Observamos que el porcentaje de acero negativo $\rho_{\text{negativo}} = 0.0024$ es menor que el mínimo $\rho_{\text{min}} = 0.0026$, por lo que se empleará el acero mínimo 10.72 cm^2 .

Es importante señalar que al cambiar las dimensiones de la contratrabe se debe recalculer la interacción suelo-estructura en la cimentación, ya que se modifican los asentamientos y los elementos mecánicos que se presentan en la cimentación. En este estudio de finalidad académica

4.5.2 Acero de refuerzo en el patín de la zapata

Para el diseño estructural del patín nos basaremos en las reacciones obtenidas de la interacción. La reacción real del suelo tenderá a una distribución como la que se muestra en la figura, por lo que realizaremos el cálculo estructural del patín con el valor de 327.82 kN/m ya que es el valor de la reacción que es más representativo de las condiciones a la que estará sujeta la zapata

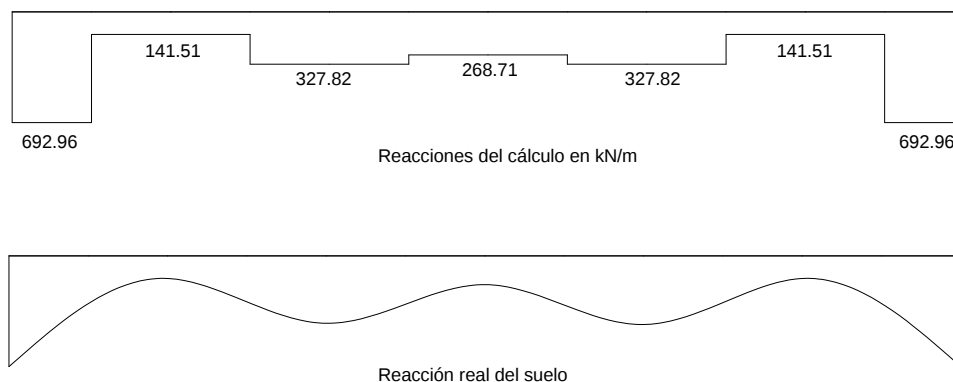


Figura 4.5 Reacciones para el cálculo estructural del patín



Obtenemos el momento y el cortante que actuarán en el patín. La presión la obtenemos como

$$P = \frac{\text{reacción} \times \text{largo barra}}{\text{largo barra} \times \text{ancho barra}} = \frac{327.82 \times 2.5}{2.5 \times 2} = 163.91 \text{ k Pa}$$

Considerando un peralte de 40 cm

$$q_n = 163.91 - 0.4 \times 2.4 - 0.4 \times 16 = 156.55 \text{ kPa}$$

Si tenemos 4 cm de recubrimiento el peralte efectivo será $d = 36 \text{ cm}$, entonces calculando el cortante a 36 cm del paño de la contratrabe obtenemos

$$V = q_n \times (l-d) = 156.55 \times (0.725-0.36) = 57.14 \text{ kPa}$$

Y el momento

$$M = \frac{156.55 \times .36^2}{2} = 10.42 \text{ kN m}$$

Comprobando si es un elemento ancho

$$\frac{M}{V} = \frac{10.42}{57.14 \times .36} = 0.5 < 2$$

Cumple como elemento ancho de manera muy conservadora comprobemos con un peralte de 30 cm

$$q_n = 163.91 - 0.3 \times 2.4 - 0.4 \times 16 = 155.19 \text{ kPa}$$

$$V = q_n \times (l-d) = 155.19 \times (0.725-0.26) = 72.16 \text{ kPa}$$

$$M = \frac{155.19 \times .485^2}{2} = 18.35 \text{ kN m}$$

$$\frac{M}{V} = \frac{18.35}{72.16 \times 0.24} = 1.06 < 2$$

Por lo tanto con un peralte de 30 cm cumple como un elemento ancho de manera menos conservadora

Con la expresione 4.4 obtenemos la cantidad de acero necesaria para resistir el momento en el paño de la contratrabe



$$M = 155.19 \times 0.725^2 \times 0.5 = 40.77 \text{ kN m}$$

$$M_u = 40.77 \times 1.4 = 57.08 \text{ kNm}$$

$$A_s = A_{s_{\min}} = 7 \text{ cm}^2$$

Revisando que la sección sea lo suficientemente resistente para el cortante

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 24 \times \sqrt{200} = 13576 \text{ kg} = 135.7 \text{ kN}$$

$$V_u = 72.16 \times 1.4 = 101.02 \text{ kN}$$

Por lo tanto la distribución del acero en la zapata quedará como

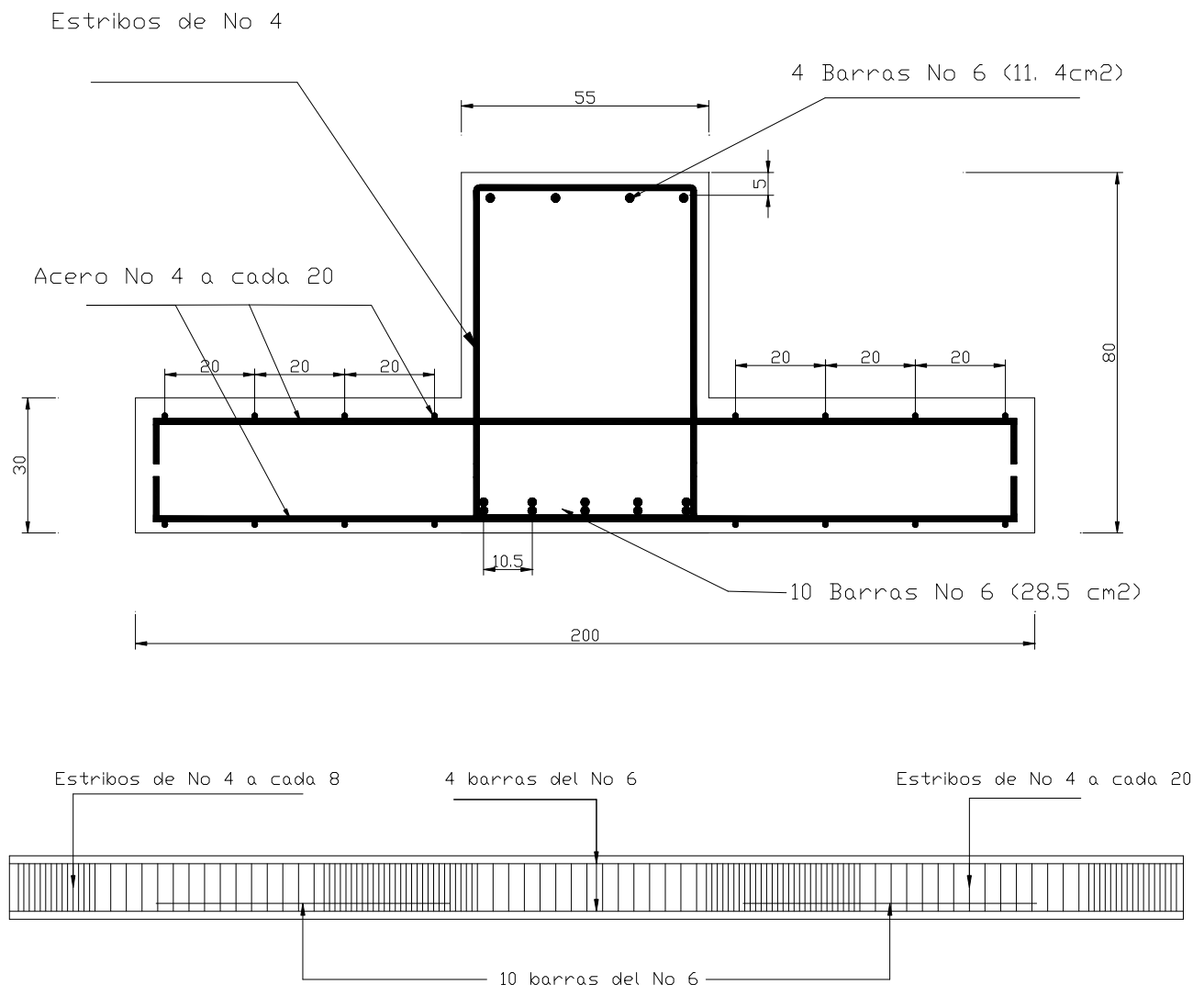


Figura 4.6 Armado de la zapata



4.6 Revisión de Asentamientos

El criterio básico para el proyecto de una cimentación es que el asentamiento no debe superar un valor admisible. El valor de asentamiento permisible varía según el tipo de estructura siendo muy importante establecer los límites máximos por tres razones: aspecto, condición de servicio y daños en la estructura.

Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura provocando grietas en muros, pisos, columnas y una estructura puede inclinarse lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede interferir también con el servicio de una estructura en diversas formas, por ejemplo, grúas, maquinarias, bombas pueden dejar de funcionar, desajustarse, o perder precisión.

El asentamiento si es excesivo puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso aunque el factor de seguridad de falla por capacidad de carga del suelo sea elevado.

Podemos definir tres tipos de asentamiento, el asentamiento uniforme, el vuelco, asentamiento no uniforme.

En general, la magnitud del asentamiento total no es un factor crítico. Si el asentamiento total de una estructura es superior a 15 o 20 cm pueden presentarse problemas en las tuberías de gas, agua y alcantarillado conectadas a la estructura.

El asentamiento no uniforme o diferencial se produce generalmente por: presiones uniformes en el terreno que actúan en un suelo homogéneo, presiones diferentes en el terreno o condiciones de terreno heterogéneas.

El asentamiento diferencial en una estructura es la diferencia entre el asentamiento máximo y mínimo y se caracteriza también por la distorsión angular δ/L que es el asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia horizontal entre ellos.

La tabla siguiente da indicación de los valores de asentamiento en las estructuras.

**Tabla 4.1** Asentamiento Admisible según Sowers, 1962

Tipo de Movimiento	Elementos dañados/Factor Limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento Total	Drenaje	15-30 cm
	Acceso	30-60 cm
	Probabilidad de asentamientos no uniformes	
	Estructuras con muros de mampostería	3-6 cm
	Estructuras reticulares	2-4 cm
	Chimeneas, silos, placas	8-30cm
Inclinación o Giro	Estabilidad frente al vuelco	Según altura y ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004L
	Superficie de rodamiento	0.01L
	Almacenamiento de mercancías	0.01
Asentamiento Diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 L
	Grietas en ladrillos	0.001-0.002L
	Grietas de revocos (yeso)	0.001L
	Marcos de concreto armado	0.0025-0.004 L
	Pantallas de concreto armado	0.003L

Nota: L distancia entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial

Con este criterio podemos comprobar los asentamientos diferenciales en la zapata en estudio.

De la figura 3.14 obtenemos el asentamiento máximo y mínimo en cada una de las barras y comprobamos que la distorsión angular esté dentro de los límites permisibles. A continuación se presenta el cálculo de los asentamientos diferenciales para la barra 2

$$\text{Asentamiento mínimo} = 5.71 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{Asentamiento máximo} = 9.55 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Obtenemos la distorsión angular

$$\delta/L = \frac{5.71 \times 10^{-3} - 9.55 \times 10^{-3}}{2.5} = .00153$$



La tabla siguiente muestra e resumen de los asentamientos diferenciales en cada una de las barras

Tabla 4.1 Asentamiento diferenciales de las barras

Barra	Asentamiento (m)		
	Máximo	Mínimo	Diferencial
1	0.00933	5.71E-03	0.0014
2	0.00955	0.00571	0.0015
3	0.00955	0.00849	0.0004
4	0.00955	0.00849	0.0004
5	0.00933	5.71E-03	0.0014

Y si comparamos con los valores de la tabla 4.1, para marcos de concreto armado los valores de distorsión angular son menores que 0.0040 por lo tanto cumple con las deformaciones.

Según las NTC cimentaciones los asentamientos permisibles son los mostrados en la tabla 4.2 ya también se cumple los criterios de asentamientos.

**Tabla 4.3** Asentamientos permisibles según el RCDF/04

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Emersión:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana
b) Inclinação media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.



El asentamiento máximo es 9.5 cm, comparamos con los valores de la tabla de Sowers y observamos que cumple con los valores para el funcionamiento del drenaje y de los accesos. Si comparamos con el RCDF observamos que cumple si la estructura se encontrara en la zona II o III.

Con el diseño estructural de la cimentación y la revisión de los asentamientos máximo y diferencial para cada una de las barras, se cumple el objetivo de la interacción suelo estructura, que es el de proporcionar un diseño lo suficientemente seguro y funcional para la cimentación de una estructura.



Bibliografía del capítulo

R. Meli Piralla. ***Diseño Estructural***. Editorial Limusa. 2ª Edición, México 2005

Gonzáles Cuevas- Robles Fernández. ***Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado***. Editorial Limusa. 4ª Edición México 2005.

B. Sowers- F. Sowers. ***Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones***. Editorial Limusa Wiley. México 1972.

Ing Jorge Ávila. ***Clase de Temas Especiales de Ingeniería Civil, “Estructuras de Concreto”***,



Conclusiones

La Interacción Suelo-Estructura es un método por el cual se pueden calcular los valores y determinar la distribución de los asentamientos y elementos mecánicos con una muy buena aproximación y de esta manera realizar los diseños con un nivel de seguridad y funcionalidad adecuado.

Es necesario tener los conceptos teóricos bien definidos ya que la teoría de Mecánica de Suelos y el Análisis Estructural son la base de este análisis además de recurrir a una compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo.

El método de interacción suelo-estructura no brinda los resultados de manera directa, como hemos visto en este trabajo, al hacer las comprobaciones de resistencia de la estructura cimentación, se deben ajustar algunos parámetros (como la dimensión de la cimentación) por lo que es necesario hacer una serie de iteraciones hasta llegar a la solución deseada.

El método puede programarse debido a los cálculos sistemáticos, los resultados serán muy refinados pero este refinamiento estará por demás si no se tiene conciencia del proceso que se sigue durante el análisis. Si el análisis se realiza con un programa de cómputo lo ideal es que la cimentación se divida entre 6 y 8 barras dependiendo de la refinación que se quiera. Si el análisis no se realiza mediante un programa de cómputo, el análisis deberá realizarse con un máximo de 4 barras por la gran cantidad de cálculos que se realizarán, los resultados serán muy aproximados pero pueden usarse para el diseño de la cimentación, teniendo en cuenta que

En el caso de la zapata, se recomienda que el armado de acero que se obtiene por temperatura se coloque arriba y abajo para evitar las grietas a largo plazo, en la contratrabe se debe colocar un poco más de acero en ambos lechos, el superior y el inferior, para disminuir las deflexiones a largo plazo.

Para un análisis completo de la cimentación se debe realizar el análisis estructural del edificio considerando las cargas accidentales correspondientes y de esta manera determinar las fuerzas que serán transmitidas a la cimentación y que se verán reflejadas en el vector de cargas concentradas en los nodos del método de la rigideces



CONCLUSIONES



Es muy importante determinar las características del suelo donde se ubicará la cimentación, si se carece de estos datos, los resultados arrojados por el método de interacción suelo-estructura carecerán de sentido, el diseño no será el adecuado y posiblemente no cumplirá en la vida real con la función para la que es diseñada.