



Universidad Católica Andrés Bello
Vicerrectorado Académico
Dirección General de los Estudios de Postgrado
Área: Ingeniería
Programa: Ingeniería Estructural

Trabajo Especial de Grado como requisito parcial para optar al Título
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**“EVALUACIÓN COMPARATIVA DE CUANTÍAS DE ACERO Y CONCRETO
EN COMPONENTES DE UN SISTEMA DE FUNDACIÓN VARIANDO SU
RIGIDEZ EN DIFERENTES TIPOS DE SUELO”**

Autor:

Roxanna Montilla

Asesor:

Dr. Heriberto Echezuria

Enero 2018

Caracas, 15 de Enero de 2018.

Señores

Director y demás integrantes

Consejo de Área de Ingeniería

UCAB,

Presentes.-

Referencia: Aprobación del Asesor

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que he leído y revisado el Trabajo Especial de Grado titulado “**EVALUACIÓN COMPARATIVA DE CUANTÍAS DE ACERO Y CONCRETO EN COMPONENTES DE UN SISTEMA DE FUNDACIÓN VARIANDO SU RIGIDEZ EN DIFERENTES TIPOS DE SUELO**”, desarrollado por la Ing. Roxanna Montilla, titular de la cédula de identidad número 18.361.934, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

A partir de dicha lectura y revisión considero que el mencionado Trabajo Especial de Grado cumple con los requisitos y reúne los méritos suficientes para su evaluación exposición por parte del distinguido Jurado que tenga(n) a bien designar.

Atentamente,

Dr. Heriberto Echezuria



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
ÁREA DE INGENIERIA
PROGRAMA: INGENIERIA ESTRUCTURAL

EVALUACIÓN COMPARATIVA DE CUANTÍAS DE ACERO Y CONCRETO EN COMPONENTES DE UN SISTEMA DE FUNDACIÓN VARIANDO SU RIGIDEZ EN DIFERENTES TIPOS DE SUELO

Autor: Ing. Roxanna Montilla
Asesor: Dr. Heriberto Echezuria
Fecha: Enero, 2018

RESUMEN

Un buen diseño de sistema de fundación consta de tres requisitos fundamentales: suficiente profundidad dentro del suelo, rigidez de los elementos que lo conforman la fundación y arriostramiento adecuado. En el diseño convencional estas condiciones no se estudian a detalle, se estudian por separado, asumiendo empotramientos y despreciando la rigidez de los elementos que conforman el sistema. Por tal motivo se planteó la investigación con el fin de hacer una Evaluación comparativa de las cuantías de acero y concreto de los componentes de un sistema de fundación, variando su rigidez en diferentes condiciones de suelo, para ello se determinó el diseño de un sist. de fundación de un edificio regular, de tres niveles, asumiendo el sistema de fundación superficial, zapatas, haciendo el modelado de la edificación junto con el mismo, representando la flexibilidad del suelo mediante resortes asociados al coeficiente de balasto, determinado por medio de la generación de la curva carga asentamiento, calculando el asentamiento con E_s variando por subestrato (método M1), y determinando un valor E_s promedio de todos los estratos (método M2). Se modelaron todos los casos de estudio, variando la rigidez de la viga de riostra para $L/20$, $L/10$ y $L/7$, ubicándola a nivel de pedestal y a nivel inferior. Obteniéndose que para M1 se reportan mayores asentamientos que M2, que los valores de rigidez entre $L/10$ y $L/20$ son los recomendables de diseño, y que la viga de riostra ubicada en el nivel inferior es recomendable bajo cargas gravitacionales mas no bajo acciones sísmicas, por generar alta concentración de esfuerzos en la zapata.

Palabras Clave: sistema de fundación, empotramiento, rigidez, cuantías de acero y concreto, condiciones de suelo, coeficiente de balasto.

ÍNDICE GENERAL

Referencia: Aprobación del Asesor.....	ii
RESUMEN	iii
ÍNDICE GENERAL.....	iv
LISTA DE FIGURAS	vi
INDICE DE TABLAS	ix
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	4
EL PROBLEMA	4
OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	6
Objetivo General.....	6
Objetivos Específicos	6
JUSTIFICACIÓN.....	6
ALCANCE Y LIMITACIONES.....	7
CAPÍTULO II	8
ANTECEDENTES	8
BASES NORMATIVAS	10
BASES TEÓRICAS.....	12
Fundación o cimentación	12
Tipos de fundaciones.....	12
Componentes de Estructurales de un Sistema de Fundación Superficial de tipo Zapatas	14
Presiones ejercidas por el suelo en una cimentación.....	22
Rigidez Relativa Terreno-Estructura	26
Estimación de las condiciones de rigidez relativa terreno-estructura	29
Criterios de Rigidez para cimentaciones directas.....	30
Influencia del tamaño de las zapatas	31
Diseño de Fundaciones	38
Diseño geotécnico de fundaciones	39
Asentamientos.....	41
Diseño estructural de zapatas.....	44
GLOSARIO DE TÉRMINOS.....	58
CAPITULO III	60
MARCO METODOLÓGICO	60

CONSIDERACIONES GENERALES	60
TIPO DE INVESTIGACIÓN	60
DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	60
DISEÑO DE FASES METODOLÓGICAS	61
TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS	62
TÉCNICAS DE ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS	63
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	64
Fase Teórica Informativa	64
Fase Analítica	65
Fase de Evaluación	84
CAPITULO IV	86
ANALISIS DE LOS RESULTADOS	86
DISEÑO GEOTÉCNICO, CAPACIDAD PORTANTE, ASENTAMIENTOS Y COEFICIENTE DE BALASTO	86
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES	88
DISEÑO ESTRUCTURAL, CUANTÍAS DE ACERO Y CONCRETO	90
CAPITULO V	96
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
CONCLUSIONES	96
RECOMENDACIONES	99
REFERENCIAS CONSULTADAS	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Cimentación tipo zapata con viga de riostra.	15
Figura 2. Cimentación tipo zapata con viga de riostra	17
Figura 3. Modelo estructural representativo donde la viga de riostra toma los momentos y la zapata carga axial.....	18
Figura 4. Vista esquemática de viga de riostra en edificios construidos en laderas	19
Figura 5. Aporte de la Viga de riostra en la estabilización de zapatas medianeras	21
Figura. 5. Zapata Rígida en Suelo Cohesivo arcilloso	22
Figura. 6. Zapata Rígida en Suelo Granular.	23
Figura 7. Distribución de Presiones en suelo Cohesivo	24
Figura 8. Distribución de Presiones en suelo granular.....	24
Figura 9. Reacciones del suelo bajo una cimentación, según la hipótesis de una distribución lineal de presiones	25
Figura 10. Reacciones del suelo bajo una cimentación, según la hipótesis de una distribución lineal de presiones para $e > b/6$	26
Figura 13. Bulbo de tensiones	32
Figura 14. Influencia de las dimensiones de la zapata	33
Figura 15. Influencia de la proximidad de los cimientos.....	34
Figura 16. Limitaciones en el ensayo de carga con placa en terrenos estratificados.....	37
Figura 17. Distribución de presiones verticales en una zapata cuadrada en función a una carga q	41
Figura 18. Curvas de tensión vertical de Boussinesq para zapatas continuas y zapatas cuadradas, modif. según Sowers (1979) (a)(b).	43
Figura 19. Curvas para cálculo de α asentamientos elásticos.....	44
Figura 20. Sección crítica de punzonado en zapatas.....	46

Figura 21. Cortante unidireccional en zapata que soporta columna, pedestal de concreto	47
Figura 22. Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.	48
Figura 23. Modelo Geométrico y estructural para la verificación del aplastamiento.....	49
Figura 24. Modelo estructural en zap. con flexión uniaxial, para $e < L/6$	51
Figura 25. Modelo estructural en zapata con flexión uniaxial, cuando $e > L/6$..	51
Figura 26. Zapata con $P_u \neq 0$, $M_x \neq 0$, $M_y \neq 0$	52
Figura 27. Zapara Medianera.....	53
Figura 28. Modelo estructural de la zapata medianera sin momento aplicado en la columna presentado por Enrique Kerpel.	54
Figura 29. Modelo estructural de la zapata medianera con distribución uniforme de presiones con viga aérea, presentada por José Calavera.	55
Figura 30. Geometría del modelo estructural de la zapata esquinera con dos vigas aéreas presentado por José Calavera.....	56
Figura 31. Modelo estructural de la zapata esquinera con distribución variable de presiones y dos vigas aéreas.....	56
Figura 32. Geometría y modelo estructural de la zapata enlazada.....	57
Figura 33. Vista esquemática de la ubicación de ejes en planta de edificación	65
Figura 34. Ubicación de zapatas Z1, Z2 y Z3 en planta de edificación	67
Figura 35. Ecuaciones empleadas en el cálculo de asentamientos	69
Figura 36. Curva carga asentamiento en ARENA SUELTA para Z1	71
Figura 37. Curva carga asentamiento en ARENA DENSA para Z1	72
Figura 38. Curva carga asentamiento en ARCILLA MEDIA para Z1	72
Figura 39. Curva carga asentamiento en ARCILLA FIRME para Z1.....	73
Figura 40. Espectro de diseño empleado en Arena densa y arcilla firme (Forma espectral S2).....	76
Figura 41. Espectro de diseño empleado en arena suelta y arcilla media (Forma espectral S3).....	76
Figura 42 Asentamientos en arenas y arcillas Z1	87

Figura 43. Grafica Asent. Difer. vs. Rigidez de V.R. (ARENA SUELTA).....	88
Figura 44. Grafica Asent. Difer. vs. Rigidez de V.R. (ARENA DENSA) Fuente: Elaboración propia	89
Figura 45. Grafica Asentamientos diferenciales vs. Rigidez de V.R. (ARCILLA MEDIA)	89
Figura 46. Grafica Asentamientos diferenciales vs. Rigidez de V.R. (ARCILLA FIRME).....	90
Figura 47. Grafica Acero de Refuerzo vs. Rigidez de V.R. (ARCILLA FIRME) (CARGAS GRAVITACIONALES).....	91
Figura 48. Grafica Acero de Refuerzo vs. Rigidez de V.R. (ARCILLA FIRME) (INCLUYE ACCIONES SISMICAS)	92
Figura 49. Grafica Concreto en todo el sistema de fundación vs. Rigidez de Viga de Riostra. (ARENA DENSA)	93
Figura 50. Grafica Kg. Acero de todo el Sist. fund vs. Rigidez de Viga de Riostra. (ARENA DENSA).....	93
Figura 51. Grafica Concreto en todo el sistema de fundación vs. Rigidez de Viga de Riostra. (ARCILLA MEDIA)	94
Figura 52. Grafica de Acero de Ref. en todo el sistema de fundación vs. Rigidez de Viga de Riostra. (ARCILLA MEDIA)	94

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores orientativos del coeficiente de Balasto, k_{30}	36
Tabla 2. Parámetros de suelo considerados en arenas	66
Tabla 3. Parámetros de suelo considerados en arcillas	66
Tabla 4. Valores de capacidad de carga para Z1	68
Tabla 5. Valores de capacidad de carga para Z2	68
Tabla 6. Valores de capacidad de carga para Z3	68
Tabla 7. Asentamientos en Zapata Z1	70
Tabla 8. Asentamientos en Zapata Z2	70
Tabla 9. Asentamientos en Zapata Z3	70
Tabla 10. Coeficiente de Balasto obtenido para Z1, Z2 y Z3	74
Tabla 11. Rigidez relativa y estructural en zapatas Z1, Z2 y Z3	75
Tabla 12. Variación de esfuerzos, asentamientos, y cuantías de acero y concreto en ARENA SUELTA	78
Tabla 13. Variación de esfuerzos, asentamientos, y cuantías de acero y concreto en ARENA DENSA	79
Tabla 14. Variación de esfuerzos, asentamientos, y cuantías de acero y concreto en ARCILLA MEDIA	80
Tabla 15. Variación de esfuerzos, asentamientos, y cuantías de acero y concreto en ARCILLA FIRME	81
Tabla 16. Calculo de Asentamientos Diferenciales (ARENA SUELTA y DENSA, ARCILLA MEDIA Y FIRME)	83
Tabla 17. Resumen comparativo de cantidades de Acero y Concreto de todo el Sist. de Fund. Para los distintos casos de estudio	85

INTRODUCCIÓN

Al momento de realizar el diseño de sistema de fundación este está asociado a las condiciones de empotramiento, arrostramiento y rigidez de los elementos que lo conforman. Estas tres condiciones afectan notablemente en el producto final, sin embargo muchos modelos convencionales por facilidad de cálculo no toman en cuenta estas consideraciones como debería de ser por lo que puede que los diseños no estén dando los resultados más óptimos ya que no se está partiendo de una condición muy cercana a la realidad.

Cuando se realiza el diseño de cimentaciones la forma convencional es separar la superestructura de la infraestructura, sin tomar en cuenta su dependencia, cosa que influye notablemente en el resultado final. Por lo general el análisis estructural se realiza normalmente con las hipótesis de que la estructura de los edificios está empotrada en el suelo, es decir, apoyada en un material indeformable. Así mismo el ingeniero de suelos, para el cálculo de cimentaciones, empleando las condiciones de servicio por asentamiento del suelo, desprecia la estructura, cuyo modelo implica solo las fuerzas resultantes de las reacciones. Este escenario, infortunadamente, no es una condición más real en las fundaciones.

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

Así mismo la condición rigidez de los elementos que conforman la fundación, la rigidez de los elementos de conexión (vigas de riostra), en las zapatas, en pedestales y la deformabilidad del suelo, determinan el diseño de la fundación.

El procedimiento convencional de zapatas, casi universalmente aceptado es que se hace el modelado de la estructura por medio de un empotramiento perfecto y se omiten los elementos de amarre y fundaciones en este primer cálculo, luego del modelo estructural se obtienen las reacciones y con estas reacciones en condiciones de servicio, se calculan las fundaciones.

En este caso se desprecia la influencia de la rigidez de las vigas de riostra en el modelo, se asume un suelo indeformable y así mismo se diseñan todas las fundaciones para transmitir la misma presión admisible que recomienda el Ingeniero de Suelos. Basado en este valor, que es con mucho la única liga de los Ingenieros de suelos y estructuras, se dimensionan las zapatas para todos los tamaños, sobre la premisa común de la resistencia de materiales de que a iguales presiones corresponden iguales deformaciones, y en mecánica de suelos esto no es así. En particular para las fundaciones superficiales, los asentamientos, además de la presión, dependen del tamaño de la fundación.

Ahora bien estas incongruencias están presentes debido a que en muchos casos, los ingenieros estructurales no están adecuadamente familiarizados con los problemas de suelos; y algunos ingenieros de suelos no tienen claro ó despreciaban los conceptos estructurales. Esto permite reforzar el argumento que la ingeniería de fundaciones es un área común para ambas disciplinas y que los profesionales que se dediquen a ella deben manejar apropiadamente tanto los conceptos geotécnicos como los estructurales.

En la presente investigación se pretende hacer un estudio comparativo de cuantías de acero y concreto de los elementos que conforman una fundación de tipo superficial, variando su condición de rigidez y en diferentes tipos de suelo, realizando un modelo de la superestructura junto con el sistema de fundación, con el fin de mostrar a los ingenieros calculistas lo que significa diseñar con cada una de estas condiciones, sus ventajas, limitaciones, y verificar si realmente se puede optimizar el diseño, con la idea de tener un impacto en el diseño convencional.

Este trabajo especial de grado contempla cinco capítulos, que se distribuyen de la siguiente forma:

En el capítulo I, se describe la problemática planteada, las interrogantes que se pretenden responder, los objetivos generales y específicos, el alcance y se explican las razones que justifican el porqué de la investigación.

En el capítulo II, se muestran los trabajos que anteceden a esta investigación y su influencia en la misma, así mismo se muestran los fundamentos teóricos en el que se describen los conceptos referentes a fundaciones, tipos de fundaciones, elementos que conforman una fundación, presiones de contacto de las cimentaciones, se hace una síntesis referente a la rigidez relativa suelo-fundación, el comportamiento de las fundaciones en suelos arcillosos y arenosos, se detallan el diseño de las fundaciones, secciones críticas, acero de refuerzo, se describe el caso de zapatas medianeras y esquineras y el cambio en el diagrama de esfuerzos, y posteriormente se explican varios términos básicos que es necesario que el lector tenga claro.

En el capítulo III, se abarca el marco metodológico, donde se explica como fue realizada la investigación, describiéndose lo realizado en cada una de las fases. Se dan a conocer los métodos, instrumentos y procedimientos que se emplearon para el desarrollo del estudio planteado, desde el tipo de investigación, diseño de la investigación, técnica de recolección de información y técnica de análisis de datos, para llegar a cumplir con los objetivos trazados.

En el capítulo IV se presenta el análisis de los resultados, donde se muestran los resultados obtenidos a través de gráficos y se hace un análisis de cada uno de ellos, con el fin de poder llegar a las conclusiones de la investigación.

Finalmente en el capítulo V, se presentan las conclusiones acorde con los objetivos de la investigación, de acuerdo al análisis de los resultados obtenidos, y por último se presentan las recomendaciones de la investigación asociadas a indagar más a fondo sobre el tópico planteado.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

El diseño estructural de las cimentaciones, representa la frontera y unión del diseño estructural y el diseño geotécnico. Como tal, comparte las hipótesis, suposiciones y modelos de ambas disciplinas, que no siempre coinciden. Usualmente en el diseño estructural se permite asumir que la superestructura está totalmente empotrada en su base, condición que realmente no es así, y sabemos que con el avance en el manejo del software de cálculo, los modelos estructurales se pueden llevar a escenarios más cercanos a la realidad, y debemos aprovechar esta situación.

Un buen diseño de sistema de fundación está ligado a tres requisitos fundamentales: suficiente profundidad dentro del suelo, suficiente rigidez de los elementos que lo conforman la fundación y arriostramiento adecuado. La presencia de elementos de conexión son de gran influencia, ya que sabemos que mejora el comportamiento sísmico de la estructura, reduce los asentamientos diferenciales, dependiendo de su rigidez y ubicación absorbe los momentos generados por la superestructura, por lo que afecta en la distribución de esfuerzos en la zapata, así mismo para el caso de zapatas medianeras y esquineras donde se genera una mayor concentración de esfuerzos el aporte del amarre es significativo. Todos estos aportes y consideraciones están asociados a la rigidez relativa de los elementos estructurales del sistema de fundación.

Cuando hablamos de rigidez relativa, hablamos de la rigidez de cada uno de los elementos que conforman el sistema de fundación trabajando en conjunto, escenario que nos asoma más la realidad de lo que sucede al transmitir las cargas de la estructura al suelo. No obstante no sabemos hasta qué punto la rigidez de

cada uno de los elementos puede ser favorable en el diseño, o cual es la óptima, ya que el problema puede llegar a ser bastante complejo porque la distribución de las presiones bajo las fundaciones depende de numerosas variables, la carga, las propiedades físicas del suelo que sirve como material de apoyo, suelos rocosos, cohesivos, arenosos, las propiedades elásticas de la estructura de la fundación.

Actualmente la norma venezolana no se indican especificaciones a detalle del diseño de fundaciones, mucho menos de los elementos estructurales del sistema, en el capítulo 15 hace mención respecto a dimensiones mínimas de vigas de riostra e indica relación Longitud/altura sea menor a 10 preferiblemente 7, sin embargo no se va al detalle de tomar en cuenta el sistema de fundación como un todo, por lo que es conveniente estudiarlo.

Por otro lado lo que si se tiene claro es que el costo del sistema de fundación es relevante respecto al costo de la obra. En tal sentido el optimizar su diseño generaría un impacto en el diseño convencional.

Ahora bien siguiendo este orden de ideas, la rigidez de los elementos y condición de amarre de las fundaciones, cumplen un papel fundamental, sin embargo no sabemos cuánto pueden ser afectados los diseños, no sabemos si esta influencia es igual para distintas condiciones de suelo o cuales son los valores de rigidez recomendables que me genera el diseño más económico, pareciera algo trivial porque ya existen conceptos convencionales y costumbres, sin embargo no es así.

Por tal motivo, esta investigación pretende responder estas inquietudes mediante una evaluación comparativa de las cuantías de acero y concreto de un sistema de fundación variando la rigidez de los elementos que lo conforman en diferentes condiciones de suelo, con el fin de obtener resultados que de forma cuantitativa y cualitativa pueden dar respuesta a la problemática planteada.

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Evaluar comparativamente las cuantías de acero y concreto de los elementos estructurales de un sistema de fundación variando su rigidez en diferentes condiciones de suelo.

Objetivos Específicos

- 1) Establecer los coeficientes de balasto a considerar para cada caso de estudio de acuerdo al tipo de suelo.
- 2) Determinar las cuantías de acero y concreto de los elementos estructurales del sistema de fundación para las distintas alternativas de estudio.
- 3) Analizar y comparar la rigidez y cuantías de acero y concreto de los elementos del sistema de fundación obtenidas en cada caso de estudio.
- 4) Establecer valores de rigidez, recomendables para diseño, de los elementos estructurales que conforman el sistema de fundación, para suelos arenosos y arcillosos.

Justificación

Actualmente en las normas venezolanas, se tienen muy pocas especificaciones respecto al diseño de sistema de fundaciones, en muchas ocasiones al momento de realizar un proyecto se toman criterios de muchos autores, normas internacionales y prácticas que se han hecho costumbre a lo largo de los años que pudieran dar resultado diseños muy conservadores o todo lo contrario. Por lo que al momento de diseñar un sistema de fundación, es importante tomar en cuenta la rigidez de los elementos que lo conforman, ya que la variación en las condiciones de suelo, condición de amarre de las fundaciones, la rigidez de

los elementos estructurales del sistema, puede influir significativamente en el diseño.

La idea de esta investigación es darles a los ingenieros que diseñan y analizan estructuras una idea de los cambios involucrados para estas condiciones de rigideces relativas y condiciones geotécnicas con el fin de tener diseños más económicos con el mismo nivel de confiabilidad. En consistencia con lo expresado antes y para hacer los beneficios potenciales extensivos a los ciudadanos con menos recursos, el sistema de fundación a estudiar es el de una estructura de interés social donde la economía es un aspecto relevante sabiendo que el costo del sistema de fundación representa un porcentaje importante del costo de una obra.

Alcance y limitaciones

La investigación está orientada a la evaluación comparativa de las cuantías de acero y concreto de un sistema de fundación, variando la rigidez de sus componentes estructurales, para las condiciones de suelo: arcillas medias y firmes; y para arenas sueltas y densas. El sistema de fundación a evaluar será el de un edificio regular multifamiliar de interés social, de 3 niveles, ubicado en zona sísmica 5 de acuerdo a la zonificación indicada en la norma venezolana COVENIN 1756-2001. Edificaciones sismorresistentes, asumiendo como sistema de fundación zapatas asiladas con vigas de riostra dispuestas ortogonalmente ubicadas a nivel de pedestal y nivel de zapatas.

Para la obtención del diseño del sistema de fundación, cuantías de acero y concreto, se realizará el modelado de la edificación junto con el sistema de fundación con el uso del software de cálculo SAP 2000, representando la flexibilidad del suelo mediante resortes asociados al coeficiente de balasto. Para la obtención de este valor de coeficiente de balasto actualmente en la norma venezolana, no existe un procedimiento o especificaciones, por lo que para el caso de esta investigación se hará una estimación representativa al tipo de suelo, carga y sistema de fundación que se está empleando, ya que escapa del alcance de este trabajo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes

El proceso de análisis convencional de una de una edificación empieza por el estudio de la estructura, normalmente supuesta empotrada en la cimentación, es decir en un suelo indeformable, en la actualidad se sabe que esto no es así. Para ello el primer problema a resolver es la modelización del terreno. Se optó por el método del Módulo de Balasto modelo de Winkler (1867), que parte de la hipótesis de que el asiento producido en un punto mantiene una relación lineal con la presión a la que está sometido el terreno, transmitida por la cimentación. Si bien éste es un método que no se ajusta exactamente a la realidad experimental del terreno, con problemas sobradamente conocidos, los resultados que históricamente ha proporcionado están avalados por la experiencia. Sin embargo para el caso de zapatas aisladas que es lo se analizará en este estudio tiende arrojar resultados confiables.

Luego una gran variedad de soluciones y trabajos posteriores se han derivado de esta hipótesis, y se ha hecho una aproximación menos burda al problema.

A continuación se exponen algunas de los antecedentes que se consideran servirán como base para la presente investigación:

Guanchez (2017), Influencia de la interacción suelo-estructura en el diseño de sistemas de fundación de edificaciones regulares de concreto armado, donde se realiza el diseño geotécnico y estructural de dos tipos de cimentaciones (losa de fundación y pilotes) para cuatro condiciones geotécnicas diferentes, a saber: arena densa y suelta; y arcilla dura y blanda. En este estudio se analiza el comportamiento dinámico, mediante análisis modal-espectral y análisis tiempo-historia de tales sistemas con evidencia de fenómenos de interacción suelo-estructura (ISE). Para el

caso del diseño estructural de las losas de cimentación se realiza mediante el uso del software SAFE V.12 (Computers and Structures Inc), el cual está basado en métodos de elemento finito. En el modelo se considera la interacción suelo-cimentación mediante un coeficiente de rigidez estática asociado a grandes deformaciones (coeficiente de balasto), el cual se obtiene calibrando según el nivel de deformación estática esperada o asentamientos esperados, estimados previamente en una fase de diseño geotécnico por rigidez.

Villareal Castro (2009), Interacción sísmica suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas, en esta investigación se propone una metodología de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación, con base a la Norma Peruana E030-2003 y bajo la acción de acelerogramas reales, en la que se concluye que es notorio el efecto de la flexibilidad del suelo de la base de fundación en el análisis sísmico.

Miramontes (2002), Diseño de zapatas aisladas considerando una Presión lineal variable del Suelo, en esta investigación se proponen expresiones directas para determinar tanto las dimensiones en planta de zapatas aisladas con diferentes condiciones de borde, como el cálculo de los elementos de diseño por cortante y flexión para una distribución lineal variable de esfuerzos. Este procedimiento permite abandonar el concepto de área útil durante el diseño de zapatas asiladas, ya que con esa hipótesis simplificadora, se puede exceder el esfuerzo último en el terreno cuando se calculan en cada extremo.

Freire Tellado (2000), Interacción del suelo, cimiento y estructura: el caso de las zapatas, en este artículo se plantea la mejora de los modelos de cálculo de estructuras introduciendo el conjunto suelo- cimiento, así mismo se plantea la modelización del terreno, recurriendo para ello al método del módulo de balasto, explicando su aplicación al cálculo matricial.

Bases Normativas

En la normativa vigente en Venezuela lo que respecta al diseño de fundaciones no está del todo desarrollada, por lo cual será necesaria la utilización de normativas internacionales con la finalidad de obtener los requerimientos básicos para el diseño. En el capítulo 15 de la norma venezolana FONDONORMA 1753:2006-R “Proyecto y construcción de Obras en Concreto Estructural” basada en el ACI 318-11 “Building Code Requirements for Structural Concrete”, se establecen los estados límites y requisitos generales de emplazamiento y arriostramiento, así mismo hace mención a que el área de la base de la zapata o el número y distribución de los pilotes, se determinará con las solicitaciones de servicio provenientes de la estructura y que deben ser transmitidas al terreno con la condición de no exceder la capacidad del suelo o la de los pilotes determinadas según los principios de la Mecánica de los Suelos. Así pues para el chequeo de estabilidad en la norma COVENIN –MINDUR 2002:88. Criterio de acciones mínimas para el proyecto de edificaciones, en la sección 7.3.1, se establecen los factores de seguridad al volcamiento y deslizamiento para el cálculo de la capacidad admisible.

En lo que se refiere al diseño sismorresistente en el capítulo 11 de la norma 1756-2001. Edificaciones Sismorresistente, se indica que las zapatas deben resistir las solicitaciones mayoradas en condiciones sísmicas y postsísmicas. Las secciones críticas para el diseño por corte se establecen la sección 15.5 de mencionada norma FONDONORMA 1753-2006-R, así como algunas especificaciones del detalle de acero de refuerzo en zapatas.

Adicionalmente esta investigación se apoyará en la norma colombiana NSR-10. Reglamento Colombiano para construcción sismorresistente, en el título H, donde se establecen los procedimientos para la determinación de propiedades de los suelos, así como también se establecen requerimientos de armado y determinación de presiones de contacto en zapatas para distintas condiciones de excentricidad, lo cual servirá de base para el entendimiento del diseño y obtención

de cuantías de acero y concreto de los elementos de que conforman el sistema de fundación, siendo esto parte de los objetivos planteados.

En este orden de ideas se indican los códigos que servirán de apoyo a la presente investigación:

- **Nacionales**

1. COVENIN-MINDUR 1756:2001-1 “Edificaciones Sismorresistentes. Articulado”.
2. COVENIN-MINDUR 1756:2001-2 “Edificaciones Sismorresistentes. Comentarios”.
3. FONDONORMA 1753:2006-R “Proyecto Estructural para edificaciones en concreto armado”.
4. COVENIN-MINDUR 2002:88-R “Criterio de Acciones Mínimas para proyectos de edificaciones”.

- **Internacionales**

1. ACI 318-11 “Building Code Requirements for Structural Concrete”.
2. NSR-10. Reglamento Colombiano para construcción sismorresistente.

Bases Teóricas

Fundación o cimentación

Calavera (2000), define fundación como: "...aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros de carga". (p. 13). Lo anterior conduce a que los cimientos sean en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen habitualmente en concreto armado y, en general, se emplea en ellos concreto de calidad relativamente baja ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ a 28 días), ya que no resulta económicamente interesante, como veremos luego, el empleo de concreto de resistencia mayores.

La interacción suelo-cimiento es importante para el cálculo de la cimentación y a su vez depende fuertemente de las deformabilidades relativas del suelo y del cimiento. Desgraciadamente nuestros conocimientos sobre el cálculo de esas deformaciones son escasos todavía. Frecuentemente, se piensa que esa falta de conocimientos es importante en lo que se refiere al suelo, pero que en lo referente a la estructura nuestros métodos de cálculo son satisfactorios. Esto no necesariamente es así y la parte relativa al cálculo de las deformaciones en las estructuras de concreto es todavía insuficientemente conocida. (Calavera, 2000).

Tipos de fundaciones

La forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la estructura dividiéndose en dos grupos: cimentaciones superficiales o fundaciones directas quienes son las que se abarcan en la presente

investigación y las cimentaciones profundas que escapan del alcance de este estudio.

Fundaciones directas

Son aquellas que se apoyan en toda el área de la base sobre el terreno, en un estrato no mayor a 5 m de profundidad, medido desde la cota superior del predio a construir, y donde el suelo ofrezca la suficiente capacidad portante para soportar las cargas impuestas por la superestructura, con moderados asentamientos. (Fratelli, 1993).

- **Fundaciones aisladas:** resultan del ensanchamiento del extremo inferior de las columnas o pedestales en el plano de apoyo sobre el suelo, de modo de disminuir la magnitud de las presiones de contacto con este y asegurar la estabilidad de la superestructura.
- **Fundaciones continuas:** se conocen también como corridas y son las que transmiten al suelo de fundación las cargas de los muros de concreto, las paredes de mampostería, o una fila de columnas alineadas próximas entre sí.
- **Fundaciones combinadas:** son las que sirven de apoyo a dos columnas muy cercanas, evitando así la superposición de sus bases aisladas. La forma y dimensiones en planta deben adaptarse para que la resultante de las cargas y momentos de las columnas coincida con el baricentro de la base, de modo de poder obtener una distribución uniforme de presiones en toda el área de contacto con el suelo.
- **Fundaciones conectadas:** soportan cargas excéntricamente aplicadas en las columnas, y al unir las mediante tensores o vigas rígidas, se anula el efecto de volcamiento y se otorga estabilidad al conjunto.
- **Placas o losas de fundación:** son las que reciben las cargas de un grupo de columnas y muros. Se le utiliza cuando el área en planta de las bases aisladas resulta prácticamente la misma que la superficie del terreno bajo la

construcción. Las placas de fundación presentan por lo general un espesor considerable y en algunos casos tienen nervios conectando las columnas y los muros, que cumplen la función de disminuir el espesor de las placas y aumentar la rigidez de la fundación.

Componentes de Estructurales de un Sistema de Fundación Superficial de tipo Zapatas

Un sistema de fundación de tipo zapatas esta constituidos por pedestales, la zapata en sí, y elementos de amarre conocidos como vigas de riostra, estos se describen a continuación:

1. Pedestales

Son ensanchamiento de la parte inferior de las columnas, que permiten incrementar el área de contacto de estas con la base, transmitiendo las cargas axiales y los momentos flectores a la fundación o a las vigas de riostra.

La sección transversal de los pedestales puede ser diferente a la de las columnas, pero se exige que ambas sean concéntricas. Entre las funciones que cumplen los pedestales se enumeran:

- a) Transmitir más uniformemente las cargas de las columnas a las zapatas.
- b) Disminuir las magnitudes de los momentos flectores y fuerzas cortantes en las bases, producidas por la reacción del suelo.
- c) Dar mayor estabilidad al conjunto de las fundaciones.

Los pedestales se vacían simultáneamente con las bases, y se arman en forma similar a las columnas de concreto armado. En el caso especial de columnas metálicas, los pedestales ahogan el perfil de la columna y la plancha base, debiéndose además armar con cuantía mínima de acero.

2. Vigas de Riostra y viga centradora

Las vigas de riostra (Figura 1) son los elementos estructurales que se emplean para amarrar estructuras de cimentación tales como zapatas, dados de pilotes, o pilas.

Impide los desplazamientos de las zapatas, por lo que funcionará principalmente a compresión y a tracción dependiendo de si se trata de un acercamiento o alejamiento de la zapata. En el caso de que también tenga que minimizar los asentamientos, deberá estar dotada de armaduras para la flexión. No sirve para el centrado de cargas de los pilares.

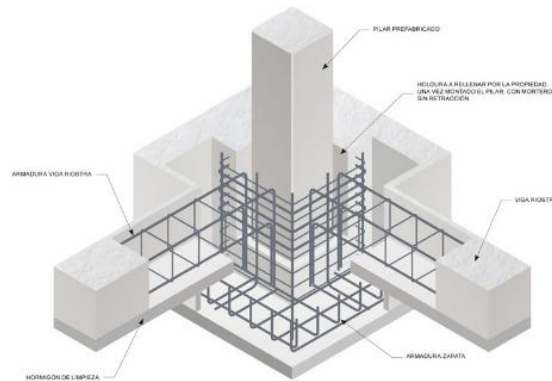


Figura 1. Cimentación tipo zapata con viga de riostra.

Fuente: <https://www.riphorsa.com>

La viga centradora, como su nombre lo indica, centra el momento que se produce en una zapata excéntrica, para que su descarga en el terreno no produzca despegue. Su armado y dimensiones dependerán de la distancia a la que esté la zapata a la que se ancla y del momento que tenga que absorber.

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

- La reducción de los asentamientos diferenciales.
- La atención de momentos generados por excentricidades no consideradas en el diseño. (Vigas centradoras)
- El mejoramiento del comportamiento sísmico de la estructura.
- Y las siguientes funciones secundarias:
 - El arriostramiento en laderas.
 - La disminución de la esbeltez en columnas.
 - El aporte a la estabilización de zapatas medianeras.

A continuación se explica a detalle cada función:

- **La Reducción de Asentamientos Diferenciales**

El efecto de las vigas de fundación como elementos que sirven para el control de asentamientos diferenciales depende de su rigidez.

Normalmente, el tamaño de las secciones de las vigas de fundación que se emplean (máx. $L/20$) permite descartar cualquier posibilidad de transmisión de cargas entre una zapata y la otra. No se puede garantizar que una viga de fundación transmita momentos debidos a los asentamientos diferenciales de las zapatas, a menos que para ello tenga una rigidez considerable.

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

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

$$M = \frac{6EI}{L^2} \delta$$

En este caso, ilustrado en la Figura 2, para un valor determinado de δ , se tiene que a mayor sección transversal de la viga, mayor será el momento inducido M . Aquí la rigidez de la viga no estaría controlando el asentamiento diferencial (que para el caso, es un dato y no una variable) sino el valor del momento, generando un diseño dicotómico, es decir que a mayor rigidez, se requiere más acero, lo cual no tiene sentido práctico, y por lo tanto no se

recomienda. El error aquí consiste en pretender que el asentamiento diferencial que suministre el ingeniero de suelos sea independiente de la rigidez de la viga, ya que a mayor rigidez de la viga, este se reduciría. Si la viga de fundación no ha sido expresamente diseñada para reducir los asentamientos diferenciales, lo cual implica que disponga de una rigidez importante, no se recomienda considerarla en el diseño.

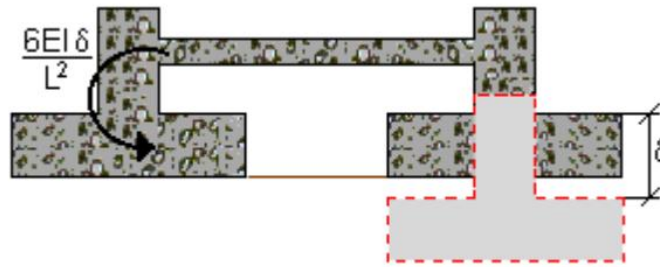


Figura 2. Cimentación tipo zapata con viga de riostra

Fuente: Garza L. (2000).

- **Atención de Momentos Generados por Excentricidades No consideradas en el Diseño**

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

Caso 1: cuando se diseña la viga de fundación para que tome los momentos que se generan en el empotramiento y la zapata sólo atienda carga axial. En este caso, se debería considerar la viga en el análisis estructural, tal como se ilustra en la Figura 3 incluyendo el apoyo sobre el suelo, ya que esta no se construye en el aire, en general.

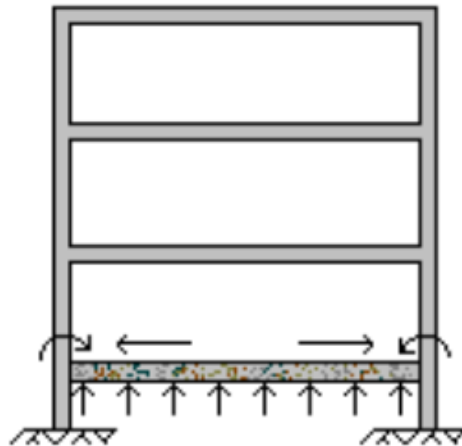


Figura 3. Modelo estructural representativo donde la viga de riostra toma los momentos y la zapata carga axial

Fuente: Garza L. (2000).

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

- El Mejoramiento del Comportamiento Sísmico de la Estructura

Las vigas de riostra deben resistir una fuerza ya sea de tracción o de compresión proveniente de las acciones sísmicas.

Conforme a lo indicado en la norma venezolana 1753-2006-R. Las dimensiones de las vigas de riostra deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, entre las cuales se cuentan las fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y eventuales diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación con posibilidad de ocurrencia de asentamientos. Las vigas de riostra deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para estructuras con nivel de diseño ND3, a la luz dividida por 30 para estructura con nivel de diseño ND2 y a la luz dividida por 40 para estructuras con Nivel de Diseño ND1.

- **El Arriostramiento en Laderas**

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

Por el desnivel del terreno, un edificio puede presentar irregularidad en altura, configuración geométrica que favorece la generación de esfuerzos de flexión en las columnas que pueden ser atendidos mediante vigas de fundación en dirección diagonal (Figura 4), las cuales al arriostrar el edificio, aportan rigidez a la zona más flexible y vulnerable.

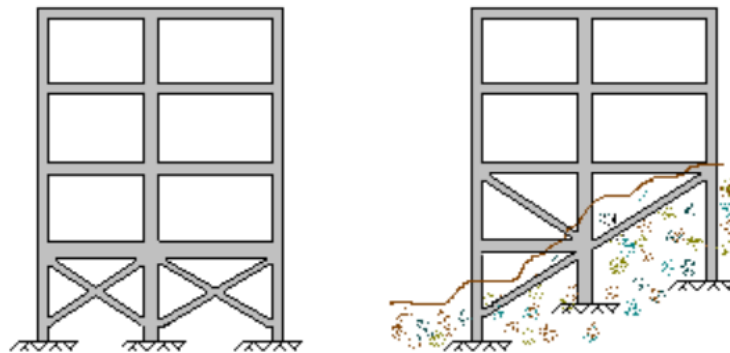


Figura 4. Vista esquemática de viga de riostra en edificios construidos en laderas

Fuente: Garza L. (2000).

- **Disminución en la esbeltez en Columnas**

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

En este caso el suelo sirve de formaleta, lo que constituye una gran ventaja económica.

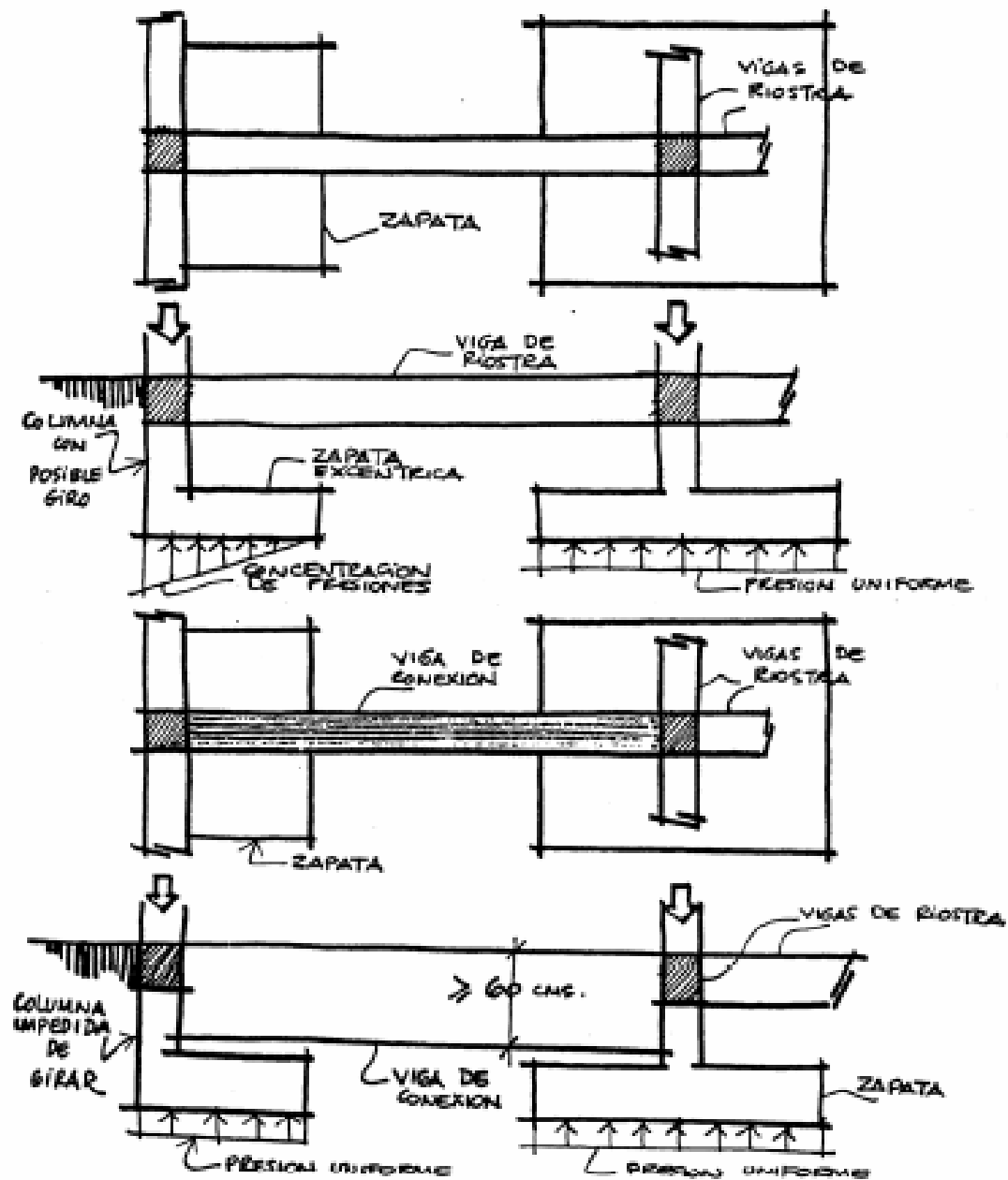
- **El Aporte a la Estabilización de Zapatas Medianeras**

En el caso de zapatas medianeras una viga de amarre no sólo podría ayudar a disminuir el valor de los asentamientos diferenciales, sino que también ayuda a mantener su estabilidad, ya sea actuando como un elemento tensor que se opone al momento volcado que le transfiere la columna a la zapata, o como un elemento relativamente pesado que a manera de palanca impide la rotación de la zapata al centrar la fuerza desequilibrante de la reacción en la fundación y la carga que baja por la columna. (Ver figura 5).

3. Zapatas

Las zapatas son ensanchamientos de la sección de columnas con los que se distribuye la carga de estos a un área mayor con el suelo. El área de la zapata irá variando hasta que el suelo soporte el esfuerzo transmitido sin problemas de capacidad de carga y asentamiento. Sus tipos fueron descritas en las páginas anteriores y lo que respecta a su diseño se indicará más adelante.

SOLUCION ORIGINAL CON FUNDACIONES AISLADAS



SOLUCION MEJORADA CON UNA FUNDACION CONECTADA

Figura 5. Aporte de la Viga de riostra en la estabilización de zapatas medianeras

Fuente: Velázquez J. (2000).

Presiones ejercidas por el suelo en una cimentación

La distribución de presiones que hay en la superficie de contacto entre la cimentación y suelo se da de la forma muy variada y es sensible a las rigideces relativas de la cimentación y las características propias de la estructura del suelo. Para solucionar satisfactoriamente el cálculo de la distribución de presiones, se debe considerar un modelo en el cual se contemple un espacio semi-infinito homogéneo, isótropo y de comportamiento lineal, bajo una zapata infinitamente rígida.

En esta imagen se observa una muy alta concentración de presiones ubicadas en los extremos de la zapata (distribución que no se produce en la realidad). Las presiones ahí involucradas se ven disminuidas en sus extremos debido al comportamiento no lineal del suelo y porque el terreno cercano al borde es ligeramente desplazado hacia afuera. A medida que aumente la carga sobre la zapata, la zona de plastificación del suelo se propaga de los extremos hacia el centro, produciendo así presiones cada vez más uniformes.

Lo indicado anteriormente es característico de una zapata rígida que está sobre un suelo cohesivo de tipo arcilloso. Ver figura 5.

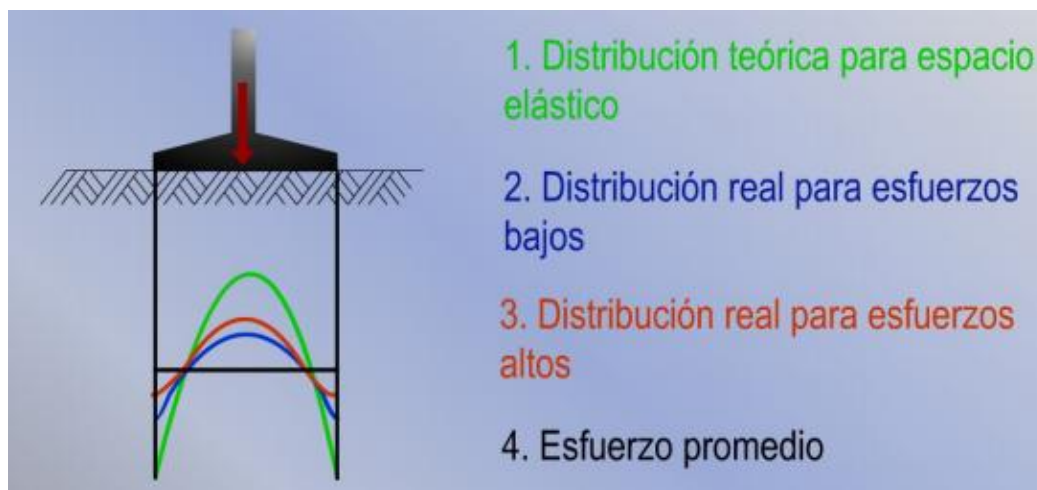


Figura. 5. Zapata Rígida en Suelo Cohesivo arcilloso

Fuente: <http://catarina.udlap.mx/> (2015)

Ahora bien en un suelo granular (arenas o gravas), las distorsiones que se presentan son muy diferentes ya que la rigidez aumenta con el confinamiento al que están sometidas las partículas del suelo y por esto, la rigidez prácticamente es nula en los extremos de la zapata donde ocurren desplazamientos del suelo hacia afuera y las presiones se reducen. Por el contrario, las presiones serán máximas en el centro puesto que en ese punto el confinamiento de las partículas es máximo. Ver figura 6.



Figura. 6. Zapata Rígida en Suelo Granular.

Fuente: <http://catarina.udlap.mx/> (2015)

Si se presentan altos niveles de presiones ocurrirá una plastificación en las zonas sometidas a mayores esfuerzos (centro de la zapata) y las presiones tienden a uniformarse.

En el caso de una cimentación de tipo flexible, la deformación que se genere en ésta provoca que en las presiones en sus extremos se vean disminuidas como se ve en las figuras 7 y 8, ya sea para suelo cohesivo o granular. Con esto se hace constar que el uso de las teorías refinadas que suponen el comportamiento lineal del suelo no justifica en general el cálculo de la distribución de esfuerzos en condiciones extremas como las que se puedan necesitar al momento de dimensionar una cimentación. La no linealidad del suelo y de la cimentación altera en gran medida los resultados obtenidos en estas teorías.



Figura 7. Distribución de Presiones en suelo Cohesivo

Fuente: <http://catarina.udlap.mx/> (2015)

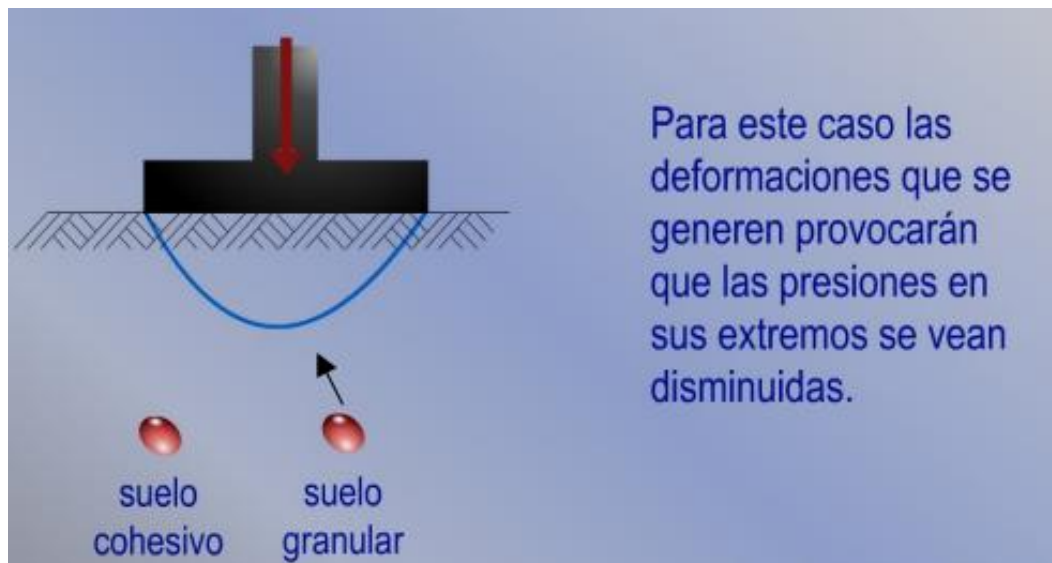


Figura 8. Distribución de Presiones en suelo granular

Fuente: <http://catarina.udlap.mx/> (2015)

Ahora bien para simplificar el cálculo se ha asumido la hipótesis de que el suelo está constituido por una cama de resortes lineales independientes de tal modo que los esfuerzos que se presentan en el suelo serán proporcionales a los desplazamientos que sufre la cimentación. Dichos resortes sólo toman esfuerzos de compresión, ya que es la cimentación la que se levanta, ésta se separa del suelo y los esfuerzos

son nulos en esa zona. La aplicación de esta hipótesis en una zapata rígida sujeta a una carga P , aplicada con excentricidad e en una dirección, en la figura 9 se muestran dos situaciones: cuando la excentricidad es menor o igual que un sexto del ancho de la zapata b , hay una compresión bajo toda la zapata y es aplicable a la fórmula general de flexo-compresión, según la cual la presión máxima q_m , en un extremo de la zapata resulta:

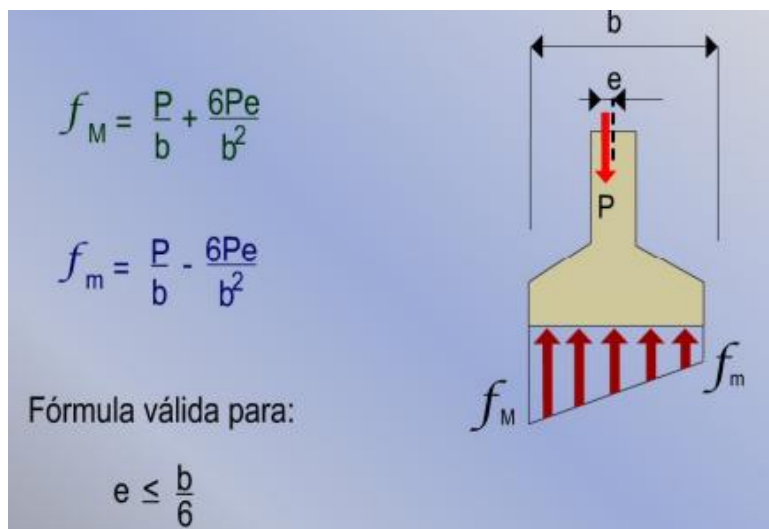


Figura 9. Reacciones del suelo bajo una cimentación, según la hipótesis de una distribución lineal de presiones

Fuente: <http://catarina.udlap.mx/> (2015)

Si la excentricidad e es mayor que un sexto del ancho de la zapata, una parte de la sección no presentará esfuerzos y la distribución de esfuerzos se podrá calcular igualando la magnitud y posición de la resultante de presiones en el suelo con la de la carga aplicada. De este modo el esfuerzo máximo se indica en la figura 10:

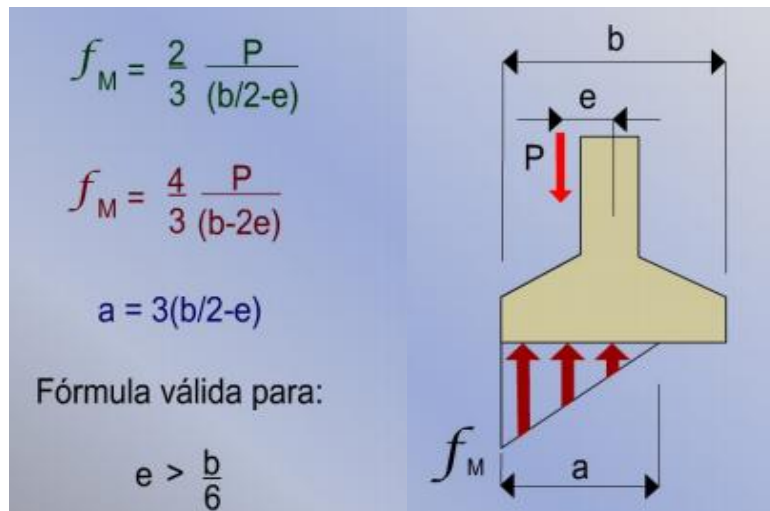


Figura 10. Reacciones del suelo bajo una cimentación, según la hipótesis de una distribución lineal de presiones para $e > b/6$

Fuente: <http://catarina.udlap.mx/> (2015)

Rigidez Relativa Terreno-Estructura

De acuerdo a lo descrito anteriormente la transmisión de cargas del edificio al terreno plantea un complejo problema de interacción serán el tipo y características del terreno, la forma y dimensiones de la cimentación y la rigidez relativa terreno-estructura y terreno-cimentación. A parte de la rigidez de la cimentación, la propia rigidez de la estructura a cimentar inducirá también las restricciones al movimiento y la respuesta asociada al terreno. En el caso más general cuando el terreno tienda a asentarse por efecto de la presión aplicada, la estructura en función de su rigidez redistribuirá sus esfuerzos, modificando a su vez las solicitaciones sobre los cimientos y el terreno. La situación de equilibrio final dependerá por tanto de la rigidez relativa del conjunto terreno-cimiento-estructura.

El caso de cimentaciones superficiales es la situación que introduce las mayores divergencias con el modelo tradicional de empotramiento en la base: si en el caso de una cimentación profunda los asentamientos son prácticamente nulos, se suele buscar un estrato rígido y la rigidez de los elementos estructurales intermedios entre pilares y pilotes garantizan bastante bien la hipótesis de empotramiento, en las cimentaciones superficiales y especialmente cuando el sistema elegido es de

zapatas aisladas, la rotación de las zapatas, los asientos totales y diferenciales experimentados, debidos a la compresibilidad de un terreno con variaciones muy locales, dificultan la aceptación del sistema de cálculo tradicional de empotramiento en la base de los modelos estructurales.

En la actualidad no se disponen de métodos analíticos que permitan determinar con exactitud las cargas de estructura su redistribución en función de la respuesta del terreno y los esfuerzos sobre los cimientos correspondientes al equilibrio final. Excepto en los casos en que tanto la estructura como la cimentación se consideren rígidas, los esfuerzos en zapatas corridas y losas de cimentación se evaluarán tomando en cuenta los fenómenos de interacción suelo-estructura.

Para entender esto de manera gráfica, se presenta la fig. 10a se muestra una zapata infinitamente flexible apoyada directamente sobre la superficie del terreno horizontal, sobre la que se aplica una presión uniforme. Por efecto de esta, el terreno y la zapata sufrirán un asiento que resultará mayor en el centro que en los extremos y no se limitará al área cargada, sino que se extenderá a ambos lados de ella hasta cierta distancia. Por ser infinitamente flexible, la zapata no será capaz de soportar momentos flectores y en consecuencia, la distribución de presiones con que el terreno reaccionará será idéntica a la distribución uniforme de presiones colocada sobre la zapata.

Ahora cuando la zapata es infinitamente rígida fig. 10b, el asiento de la zapata sería uniforme. En casos intermedios de rigidez, el valor medio del asiento de la zapata podrá ser similar al anterior, pero su distribución estará evidentemente, condicionada por la rigidez del cimiento. Así, bajo los extremos de la zapata el asiento será mayor que el correspondiente a la zapata flexible; mientras que en el centro el asiento será menor. En consecuencia, las presiones de respuesta del terreno en los extremos de la zapata rígida serán superiores a las correspondientes a la zapata flexible y por el contrario, en su centro serán menores. Resulta así una distribución no uniforme de presiones, caracterizada por unos valores máximos en los extremos y un valor mínimo en el centro.

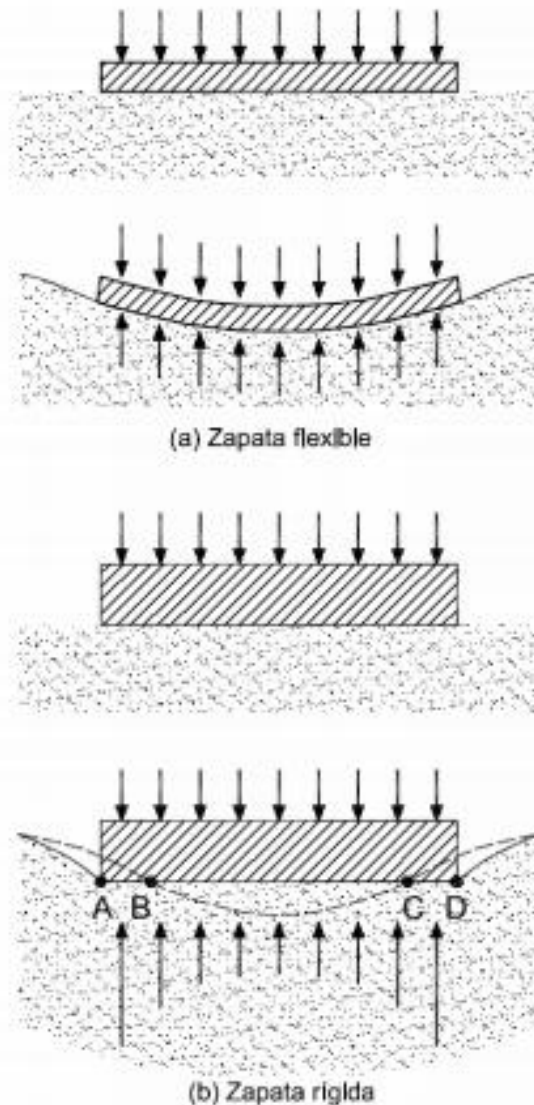


Figura 10. Distribución de Presiones en cimentaciones flexibles y rígidas

Fuente: Muelas A. (2000).

Si el terreno se considerará elástico y de resistencia indefinida, la presión bajo los bordes A y D de la zapata rígida sería infinita. Dado que la resistencia del terreno es limitada, dichas presiones podrán ser elevadas, pero tendrán un valor finito. En el caso de arcillas como se explicó anteriormente la distribución de presiones será muy semejante a la teórica del ejemplo anterior. Sin embargo, la resistencia limitada del terreno producirá en los extremos unas zonas de plastificación que atenuarán las presiones de borde y las redistribuirá hacia el centro de la zapata, supuesta ésta

en superficie, no permitiría el desarrollo de presiones elevadas, la distribución tomará en general la forma parabólica que se indica en la fig. 11.

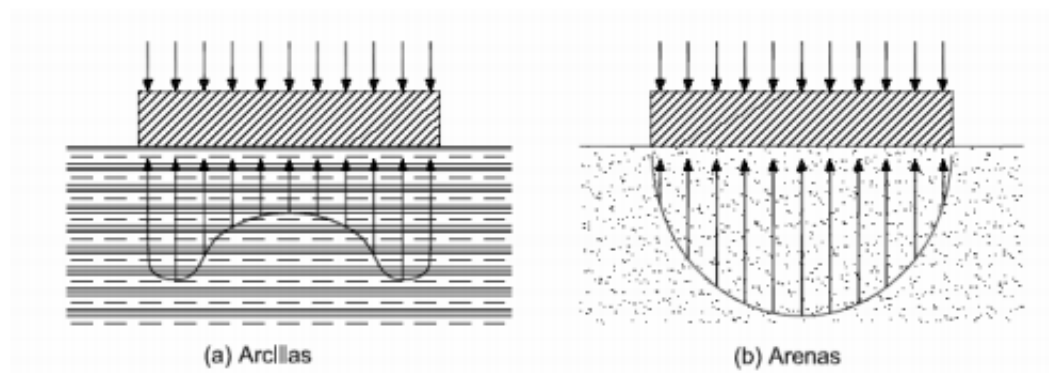


Figura 11. Distribución de Presiones de cimentaciones en arcillas (izq) y en arenas (derecha)

Fuente: Muelas A. (2000).

Estimación de las condiciones de rigidez relativa terreno-estructura

La rigidez relativa de la estructura respecto al terreno podrá estimarse mediante la evaluación del factor K, definido por la expresión siguiente:

$$K = \frac{E_E I_B}{E_S B^3}$$

Siendo:

E_E : el módulo de deformación global representativo de los materiales empleados en la estructura.

I_B : el momento de inercia de la estructura, por metro de ancho,

E_S : el módulo de deformación del terreno.

B : el ancho de la cimentación.

En la expresión anterior (E_E , I_B) representa la rigidez de la estructura por metro de ancho del edificio, que puede estimarse sumando las rigideces de la cimentación y de los elementos estructurales que gravitan sobre ella (vigas, muros).

El principio se considerará que la estructura es rígida en relación al terreno cuando $K_r > 0,5$ si $K_r < 0,5$; se considerará flexible.

Criterios de Rigidez para cimentaciones directas

Se podrá considerar una zapata aislada es rígida (concepto de rigidez relativa) cuando a efectos de cálculo, la distribución de presiones a que de lugar sobre el terreno pueda considerarse lineal. A efectos prácticos, se considerará aceptable la hipótesis de rigidez relativa cuando:

$$v \leq \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4E_c I_c}{BK_{sb}}}$$

Siendo:

- v: el vuelo de la zapata.
- E_c : módulo de deformación del material de la zapata (concreto armado)
- I_c : momento de inercia de la sección de la zapata perpendicular a la dirección del vuelo considerando respecto a la horizontal que pasa por su centro de gravedad.
- B: es el ancho de la zapata en dirección perpendicular al vuelo considerado.
- K_{sb} : módulo de balasto de cálculo, representativo de las dimensiones del cimiento.

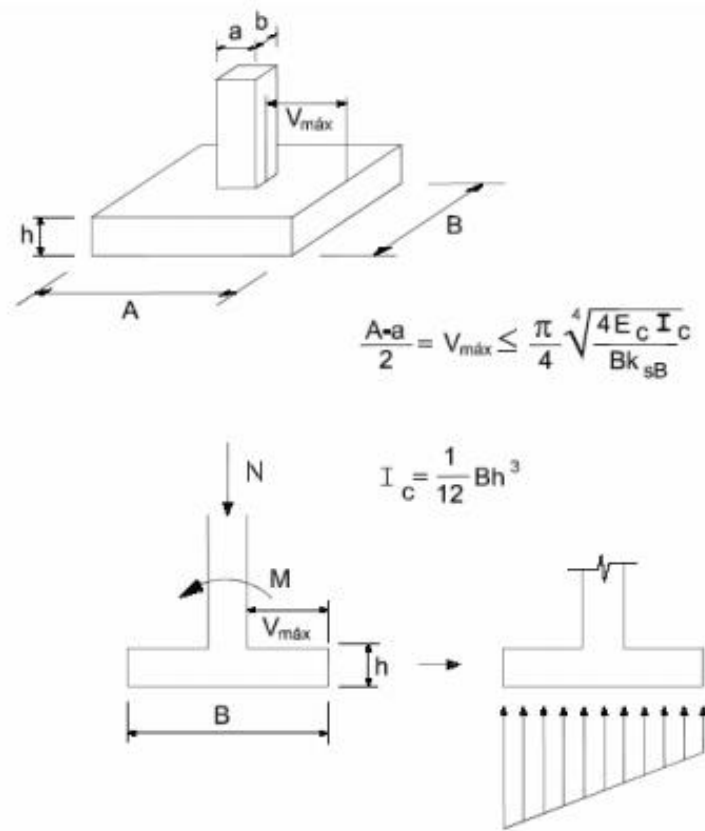
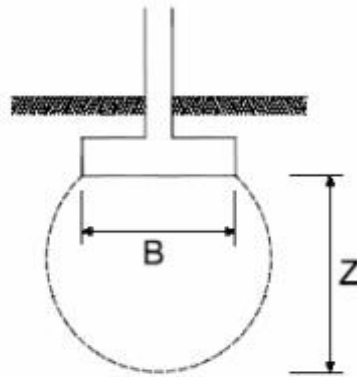


Figura 12. Rigidez en zapatas aisladas

Fuente: Muelas A. (2000).

Influencia del tamaño de las zapatas

El incremento de presión transmitido al terreno por una cimentación directa disminuye progresivamente en profundidad con la distancia a ésta. A efectos de cálculo y salvo en el caso de suelos blandos, se podrá suponer que el límite de interés se circunscribe a puntos del terreno en los que el incremento de la presión vertical resulte mayor o igual al 10% de la presión media de contacto bajo la cimentación. A este lugar geométrico se le denomina habitualmente como bulbo de tensiones, cuya forma cualitativa se muestra en la figura 13. El incremento de presión recibido por el suelo más allá de este bulbo será en la mayoría de los casos, lo suficientemente pequeño como para que sus efectos sean comparativamente despreciables, aunque en general debe comprobarse.



B: ancho de la cimentación (dimensión menor en planta en el caso de cimentaciones rectangulares, ancho medio en trapezoidales y diámetro en circulares).

Z: Profundidad de Influencia ($\simeq 1,5$ a $2B$)

Figura 13. Bulbo de tensiones

Fuente: Muelas A. (2000).

Lo anterior indica que a igual del resto de condiciones, el asiento que experimentará una cimentación directa dependerá de las dimensiones del área cargada. Este efecto se muestra en la fig. 14 en donde se representan dos pilares, que recibiendo cargas distintas, transmiten presiones medias idénticas al terreno. Es decir que la zapata de mayor tamaño tendrá una profundidad de influencia mayor (mayor bulbo de tensiones y mayor volumen de terreno sobretensionado), su asiento será también mayor.

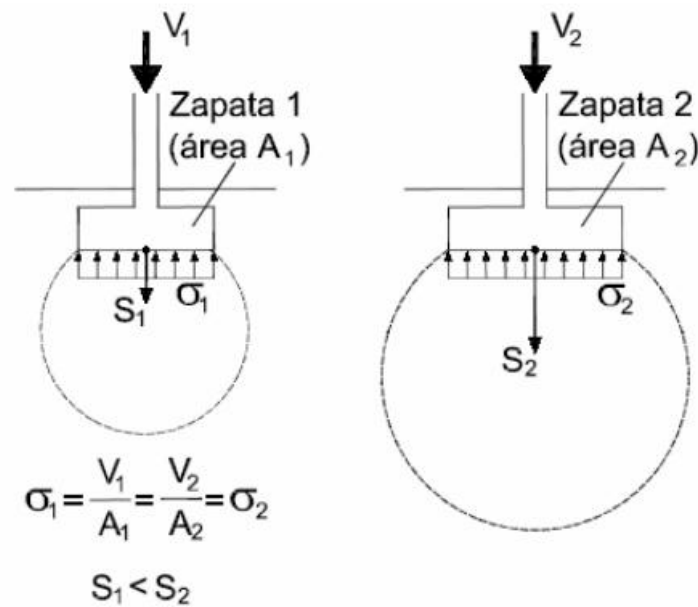


Figura 14. Influencia de las dimensiones de la zapata

Fuente: Muelas A. (2000).

Ahora bien, si ambos pilares pertenecen a la misma edificación y se encuentran conectados por la estructura la tendencia al mayor asiento del pilar 2 originará una redistribución de esfuerzos en la estructura, que tenderá a su vez a descargar dicho pilar y transmitir parte de su carga a los pilares adyacentes. Por lo tanto se debe prestar especial atención al diseño de cimentaciones de estructuras con gran heterogeneidad de cargas ya que incluso en la hipótesis de homogeneidad del terreno, el dimensionado realizado exclusivamente en fundación de una determinada presión admisible podría dar lugar a asientos diferenciales inadmisibles.

Asimismo sea de gran interés disponer de suficiente información geotécnica referente al posible crecimiento del módulo de deformación del terreno con la profundidad, factor este que puede contribuir a atenuar los asentamientos diferenciales asociados a la variación de las dimensiones de las zapatas.

Si el diseño de las cimentaciones da lugar a zapatas relativamente próximas, los bulbos de tensiones de las zapatas individuales solaparán en profundidad, por lo

que, a efectos de asiento, habrá que comprar la cimentación como si estuviera el ancho tota del conjunto de zapatas. Ver figura 15.

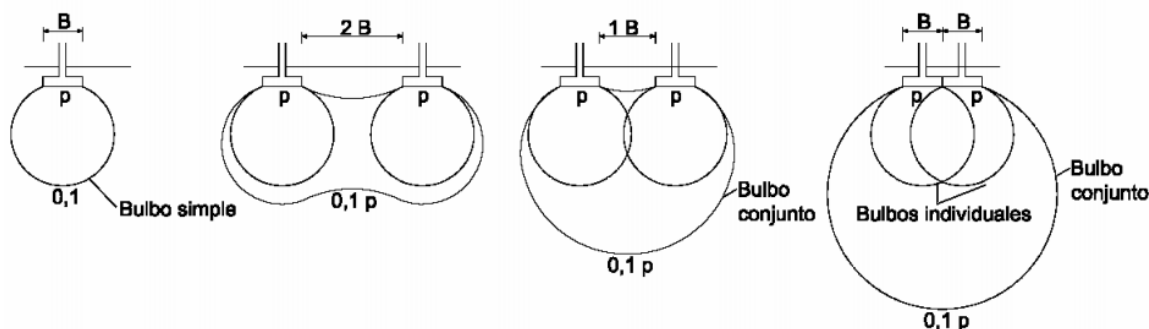


Figura 15. Influencia de la proximidad de los cimientos

Fuente: Muelas A. (2000).

Módulo de Reacción o de Subrasante o Coeficiente de Balasto

Intentos por superar las limitaciones del procedimiento de distribución de reacciones lineales han sido hechos a partir de la publicación del trabajo de Winkler, en 1867. En éste, la hipótesis de trabajo consiste en suponer que la distribución de presiones es proporcional al asentamiento, definiéndose el factor de proporcionalidad $K_s = q / \delta$ como módulo de reacción del terreno o coeficiente de balasto, el cual es constante en toda la superficie de contacto. El modelo físico equivalente consistiría en una viga apoyada sobre una serie de resortes en paralelo con la misma rigidez. En términos de la ecuación de la elástica, la condición anterior puede representarse por:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = K_s B y$$

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

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

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

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

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

La estimación del coeficiente de balasto podrá realizarse:

- A partir de ensayos de placa. De acuerdo con la profundidad de influencia correspondiente al bulbo de presiones de una cimentación y dado que las placas de ensayo son necesariamente de pequeño tamaño, se debe prestar especial atención a la conversión del módulo obtenido en el ensayo, K_{sp} , al módulo de cálculo representativo de la anchura B , real del cimiento, K_{sb} . A este respecto se recomienda emplear placas de diámetro equivalente igual o superior a 60 cm.

- A partir de la determinación de parámetros de deformabilidad representativos del terreno bajo la zona de influencia de cimentación, ya sea mediante ensayos in situ o de laboratorio, y el posterior cálculo geotécnico de asientos.

La conversión del módulo para placa de 30cm k_{s30} al coeficiente de referencia k_{sb} , se puede obtener mediante las siguientes expresiones:

Tabla 1. Valores orientativos del coeficiente de Balasto, k_{30}

Tipo de suelo	K_{30} (MN/m ³)
Arcilla blanda	15 – 30
Arcilla media	30 – 60
Arcilla dura	60 – 200
Limo	15 – 45
Arena floja	10 – 30
Arena media	30 – 90
Arena compacta	90 – 200
Grava arenosa floja	70 – 120
Grava arenosa compacta	120 – 300
Margas arcillosas	200 – 400
Rocas algo alteradas	300 – 5.000
Rocas sanas	>5.000

Para una zapata cuadrada de ancho B, se tiene:

- Para suelos cohesivos:

$$k_{sb} = k_{sp30} \frac{0.30}{B(m)}$$

- Para suelos granulares:

$$k_{sb} = k_{sp30} \left(\frac{B(m) + 0.30}{2 \cdot B(m)} \right)^2$$

Para una zapata rectangular de ancho B, en cualquier tipo de terreno:

$$k_{sBL} = k_{sb} \left(1 + \frac{B(m)}{2 \cdot L(m)} \right)$$

Para cimentaciones tipo losas flexibles, la confiabilidad de los módulos de balastos obtenidos a partir de ensayos de carga puede resultar insuficiente, dados los efectos de escala implicados. En estas circunstancias, se recomienda recurrir a la comprobación de dichos módulos a partir de la determinación de parámetros de deformabilidad bajo la zona de influencia de la cimentación, mediante ensayos in situ o de laboratorio o alternatively, recurrir al empleo de métodos y modelos más avanzados.

Esta limitación puede cobrar especial importancia en el caso de existir terrenos heterogéneos en la vertical (terrenos estratificados), cuando bajo un estrato rígido existe otro más deformable. En estas circunstancias el reducido bulbo de tensiones de la placa de ensayo puede quedar limitado a las zonas más competentes del terreno y no reflejar la deformabilidad del conjunto terreno-cimentación.

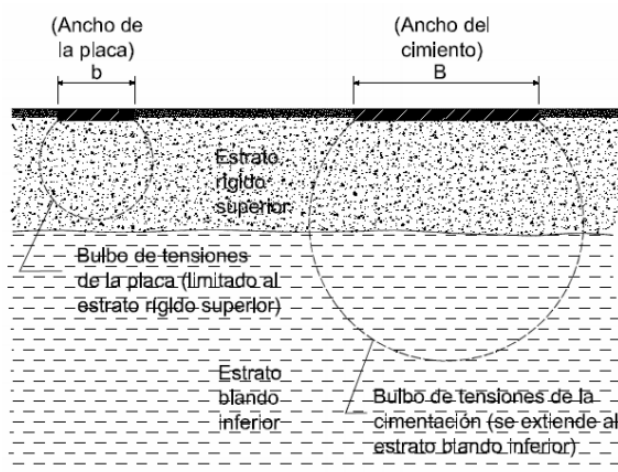


Figura 16. Limitaciones en el ensayo de carga con placa en terrenos estratificados

Fuente: Muelas A. (2000).

Por lo tanto, para las situaciones en las que las características del terreno o de la estructura resulten especialmente complejas, es decir no se ajustan a la práctica habitual, será preferible emplear métodos avanzados que incorporen modelos de comportamiento del terreno más acordes a la realidad. Así mismo para los casos en los que el suelo resulte heterogéneo en sentido horizontal, será recomendable emplear herramientas de cálculo que permitan introducir módulo de balasto variables capaces de reproducir dicha heterogeneidad.

Diseño de Fundaciones

El diseño de fundaciones de estructuras tales como edificios, puentes y presas, requiere el conocimiento de factores como:

- (a) la carga que será transmitida por la superestructura a la fundación;
- (b) los requisitos del reglamento local de construcción;
- (c) el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportaran el sistema, y
- (d) las condiciones geológicas del suelo.

Para un ingeniero de fundaciones, los dos últimos factores son sumamente importantes ya que tienen que ver con la mecánica de suelos.

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio.

Recientemente, se ha puesto énfasis en la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, no todos los parámetros necesarios pueden ser determinados o no por motivos económicos o de otra índole. En tales casos, el ingeniero debe hacer ciertas hipótesis respecto a las propiedades del suelo.

Para estimar la exactitud de los parámetros del suelo (determinación en el laboratorio y en el campo o bien supuestos), el ingeniero debe tener un buen conocimiento de los principios básicos de la mecánica de suelos. Asimismo, debe ser consciente de que los depósitos de suelo natural sobre los cuales las cimentaciones se construyen, no son homogéneos en la mayoría de los casos.

El ingeniero debe entonces tener un conocimiento pleno de la geología de la zona, es decir, del origen y naturaleza de la estratificación del suelo, así como de las condiciones del agua del subsuelo. La ingeniería de fundaciones es una

combinación de mecánica de suelos, geología y buen juicio derivado de experiencias del pasado. Hasta cierto punto, puede denominarse un “arte”.

Para determinar que fundación es la más económica, el ingeniero debe considerar la carga de la superestructura, las condiciones del subsuelo y el asentamiento tolerable deseado.

En las bases directas, en forma similar a los restantes elementos estructurales de un edificio, se deben satisfacer las exigencias de resistencia y estabilidad para cualquier combinación de las cargas exteriores actuantes previstas en el cálculo.

Se deben distinguir dos etapas:

1. El análisis de la base, que corresponde a la determinación de su forma y dimensiones en planta.
2. El diseño de la base, mediante el cual se define su altura útil, y la cantidad y forma de distribución del acero de la armadura resistente.

La determinación de la forma y dimensiones en planta depende de varios factores:

- a) La magnitud de las cargas de servicio que debe resistir la base.
- b) La calidad del suelo de fundación y sus esfuerzos admisibles.
- c) La profundidad del estrato en el cual apoya la base.
- d) El espacio disponible en planta ubicarla.

La determinación de las dimensiones de en planta de las bases se realiza con cargas de servicio y esfuerzos admisibles del suelo, mientras que el diseño exige cargas mayoradas y resistencias minoradas.

Diseño geotécnico de fundaciones

Capacidad de Carga admisible

El diseño de las fundaciones está dado por dos condiciones: capacidad de carga admisible del suelo y el asentamiento admisible. El método para diseñar cimentaciones superficiales se basa en la determinación de la resistencia a corte

del suelo. Esto se refiere a la capacidad que tiene un suelo de soportar una estructura y las presiones que ésta genere. Para obtener este valor, se determina primero la denominada capacidad de carga última, la cual es la carga por unidad de área que ocasionaría falla por cortante en el Suelo. Después de determinar la capacidad de carga última se puede calcular la capacidad de carga admisible, al dividirla entre un factor de Seguridad que varía entre 1.5 y 3.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Para el cálculo de la capacidad de carga ultima, q_u , existen diversas teorías, una de ellas es la sugerida por Meyerhof, la cual permite el cálculo de q_u , mediante la siguiente ecuación general:

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Dónde:

C: Cohesión (ton/m²)

q: Esfuerzo vertical efectivo al nivel del fondo de la cimentación: $\gamma \cdot Df$ ($\frac{ton}{m^2}$)

γ : Peso unitario. (ton/m³).

B : Ancho de la cimentación (m)

$F_{cs} F_{qs} F_{\gamma s}$: Factores de forma

$F_{cd} F_{qd} F_{\gamma d}$: Factores de profundidad

$F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de carga.

$N_c N_q N_\gamma$: Factores de capacidad de carga.

La capacidad portante del suelo es importante para el diseño de zapatas y otras cimentaciones superficiales, sin embargo, la determinación de este valor no es lo único importante, puesto que las presiones que provoca una zapata no actúan únicamente en la superficie o a pocos centímetros de profundidad, sino que la carga también genera presiones a mayor profundidad en el suelo cargado. Para el análisis de estas presiones a profundidad, se emplea la teoría de Boussinesq basada en la determinación de curvas de igual presión en el suelo, las cuales adoptan forma de

bulbo y están en función de una compresión que se supone uniforme. Esto se observa de manera más clara en la figura 17 que ejemplifica la variación aproximada de los bulbos de presión de acuerdo a la profundidad y con respecto a la carga aplicada.

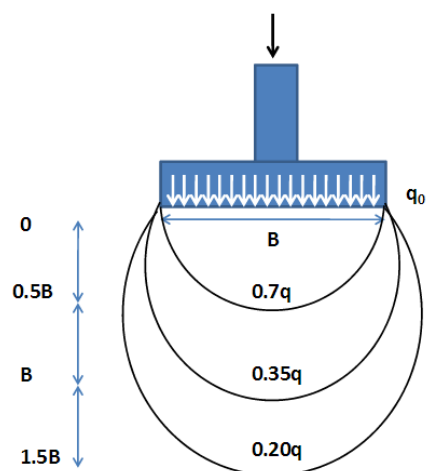


Figura 17. Distribución de presiones verticales en una zapata cuadrada en función a una carga q .

Fuente: <http://catarina.udlap.mx/> (2015)

Asentamientos

Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo donde se funda. Estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo que pueden ocurrir de dos maneras:

- Elástico, inmediato.
- Por consolidación a largo plazo.

Por su parte el asentamiento por consolidación tiene dos fases:

- Primaria (salida del agua, mayor en inorgánico)
- Secundaria (reacomodo de partículas, mayor en orgánico).

El asentamiento inmediato, que debido al método que se utiliza para calcularlo algunas veces se denomina asentamiento elástico, es la deformación instantánea de la masa de suelo que ocurre al cargar el suelo. En los suelos cohesivos prácticamente saturados o saturados, la carga aplicada es inicialmente soportada por la presión del agua intersticial. A medida que la carga aplicada hace

que el agua intersticial salga de los vacíos del suelo, la carga se transfiere al esqueleto del suelo.

El asentamiento por consolidación es la compresión gradual del esqueleto del suelo a medida que el agua intersticial sale de los vacíos del suelo. El asentamiento secundario ocurre como resultado de la deformación plástica del esqueleto del suelo bajo una tensión efectiva constante.

Los asentamientos inmediatos predominan en los suelos no cohesivos y en los suelos cohesivos insaturados, mientras que los asentamientos por consolidación predominan en los suelos cohesivos de grano fino que tienen un grado de saturación mayor que aproximadamente 80 por ciento.

El asentamiento secundario es una consideración fundamental en los suelos altamente plásticos o que contienen depósitos orgánicos.

Para las zapatas en roca la principal componente de deformación es el asentamiento elástico, a menos que la roca o sus discontinuidades exhiban un comportamiento notablemente dependiente del tiempo.

La distribución del aumento de la tensión vertical debajo de las zapatas circulares (o cuadradas) y las zapatas rectangulares largas, es decir, zapatas en las cuales $L > 5B$, se puede estimar utilizando la Figura 18.

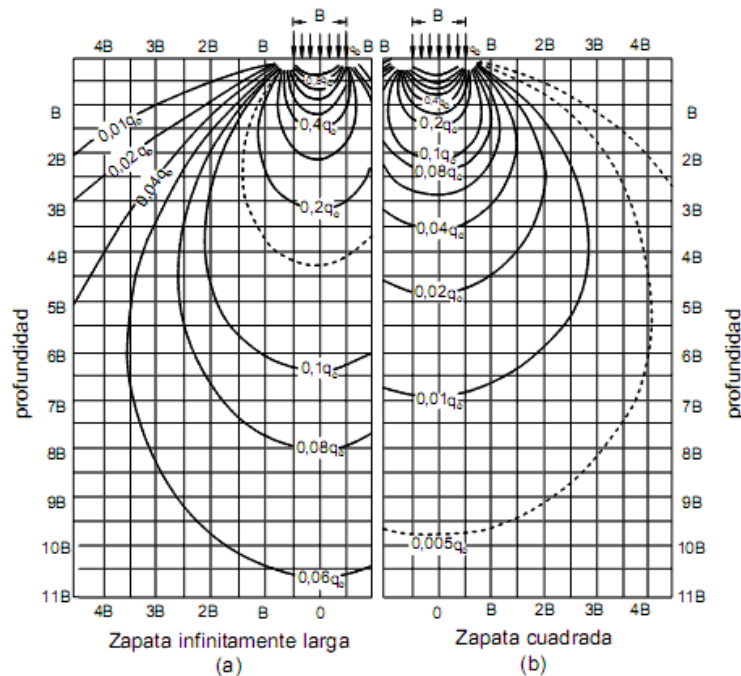


Figura 18. Curvas de tensión vertical de Boussinesq para zapatas continuas y zapatas cuadradas, modif. según Sowers (1979) (a)(b).

Fuente: <http://catarina.udlap.mx> (2017)

El asentamiento de acuerdo a la Teoría de Elasticidad se expresa como:

$$S_e = \int_0^H \epsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_s \Delta p_y) dz$$

Donde:

Se: asentamiento elástico.

Es: módulo de elasticidad del suelo (varia con la profundidad).

H: espesor del estrato del suelo

μ_s : Relación de poisson del suelo.

Δp_x , Δp_y , Δp_z : incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en direcciones x, y y z, respectivamente.

Otra forma de expresar los asentamientos:

Los asentamientos dependen de la rigidez de la fundación, ya sea flexible o rígida.

El asentamiento elástico promedio en una cimentación flexible está dado por:

$$S_e = \frac{B q_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{prom}$$

El asentamiento elástico promedio en una cimentación considerada rígida está dado por:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s}(1 - \mu_s^2)\alpha_r$$

Donde:

B: ancho de la cimentación.

q_0 : Presión aplicada.

E: módulo de elasticidad del suelo.

μ_s : Relación de poisson del suelo.

El valor de α se puede obtener a partir de la siguiente gráfica:

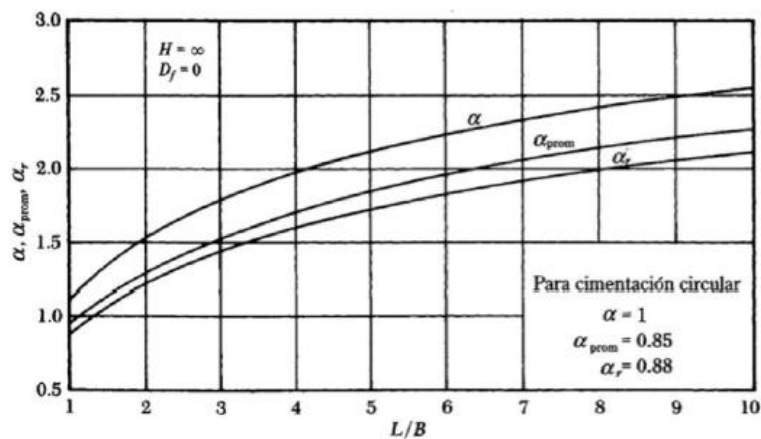


Figura 19. Curvas para cálculo de α asentamientos elásticos

Fuente: <http://catarina.udlap.mx> (2017)

Diseño estructural de zapatas

Para la localización de las secciones críticas de momento, cortante y desarrollo del refuerzo de las zapatas, nos basaremos en lo indicado en la norma FONDONORMA 1753-2006-R. Proyecto y construcción de obras en concreto armado.

A. Zapata concéntrica

En lo que se refiere al diseño de una zapata concéntrica se deben llevar a cabo los siguientes pasos:

- **Obtener la carga de servicio P.** Esto significa que se debe desmayorar la carga última P_u obtenida del análisis estructural, dividiéndola por el factor de seguridad F_G , el cual vale aproximadamente 1.5 para estructuras de concreto y 1.4 para estructuras de acero, o calcularla con cargas de servicio.

$$P = \frac{P_u}{F_G}$$

La carga última se desmayora, con el propósito de hacerla conceptualmente compatible con la capacidad admisible del suelo q_a , calculada por el ingeniero de suelos a partir de q_u (presión última que causa la falla por cortante en la estructura del suelo), en la cual ya se involucra el factor de seguridad, de acuerdo con expresiones del siguiente tipo (válidas para suelos cohesivos).

$$q_u = CNc + \gamma Df$$
$$q_a = \frac{CNc}{F_S} + \gamma Df$$

Donde:

$c(\text{ton/m}^2)$: Cohesión del suelo.

N_c : Factor de capacidad de carga.

$\gamma(\text{ton/m}^3)$: Peso volumétrico de la masa de suelo.

D_f (m): Profundidad de desplante de la zapata.

F_s : factor de seguridad.

γD_f se compensa con el peso propio de la zapata, por lo tanto, no hay necesidad de considerar un porcentaje de P como peso propio, y en general se puede despreciar.

- **Determinar el ancho B de la zapata:** se hace un tanteo por medio de:

$$B = \sqrt{\frac{Ps}{qa}}$$

Revisar el punzonado o cortante bidireccional.

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

En la práctica, para simplificar el problema, se trabaja con una superficie de falla o sección crítica perpendicular al plano de la zapata y localizada a $d/2$ de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto (figura 17), o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si este es el caso; con una traza en la planta igual al perímetro mínimo b_o .

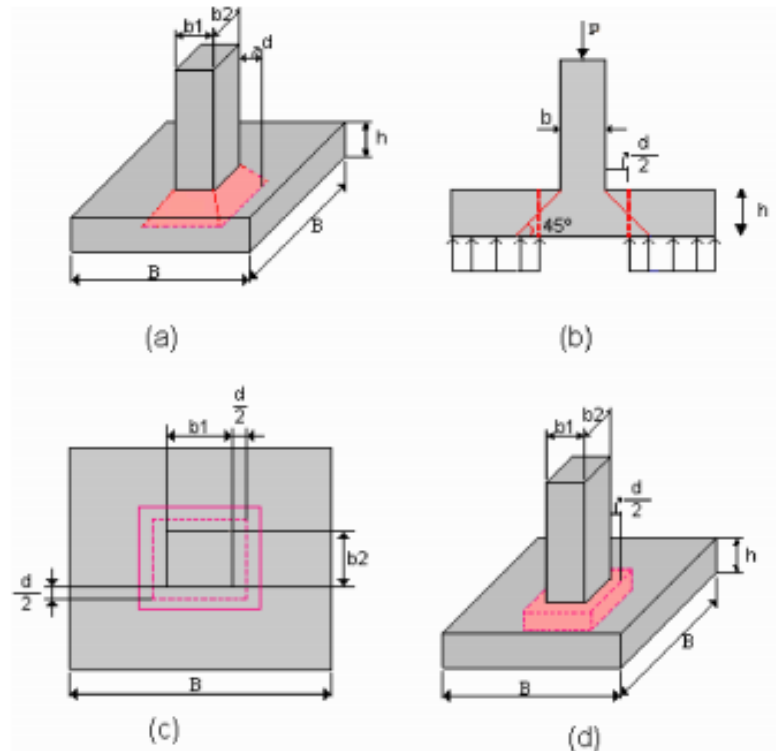


Figura 20. Sección crítica de punzonado en zapatas

Fuente: Garza L. (2000).

Revisar cortante unidireccional

Se refiere al efecto en el comportamiento de la zapata como elemento viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia d de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto (Figura 18).

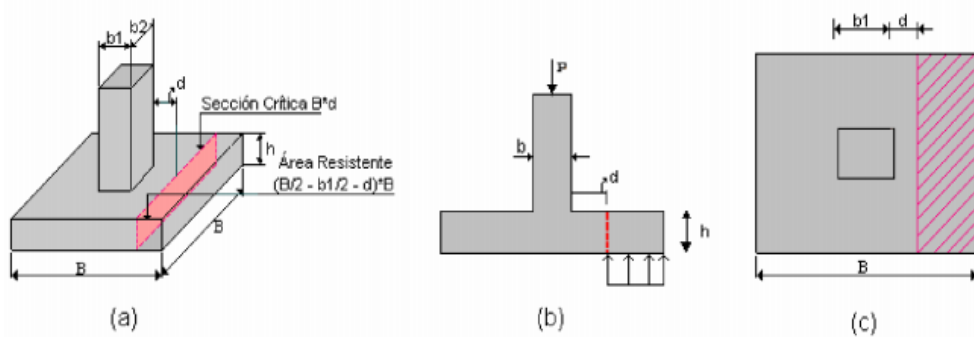


Figura 21. Cortante unidireccional en zapata que soporta columna, pedestal de concreto

Fuente: Garza L. (2000).

$$Vu = \frac{Pu}{B^2} \left(\frac{\frac{B}{2} - \frac{b1}{2} - d}{d} \right)$$

Se debe cumplir que:

$$Vu \leq \phi 0.53 \sqrt{f'c}$$

Revisar el momento para calcular el acero de refuerzo.

La sección crítica en la cual se calcula el momento mayorado máximo se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, justo en la cara de la columna, pedestal o muro si estos son de concreto (figura 19). Para los apoyos de columnas con placas de acero, en la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la placa y para mampostería estructural, en la mitad de la

distancia entre el centro y el borde del muro (figura 19). El momento mayorado máximo será igual al momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical. Se puede expresar entonces:

$$Mu = \frac{Pu}{2B} \left(\frac{B}{2} - \frac{b1}{2} \right)^2$$

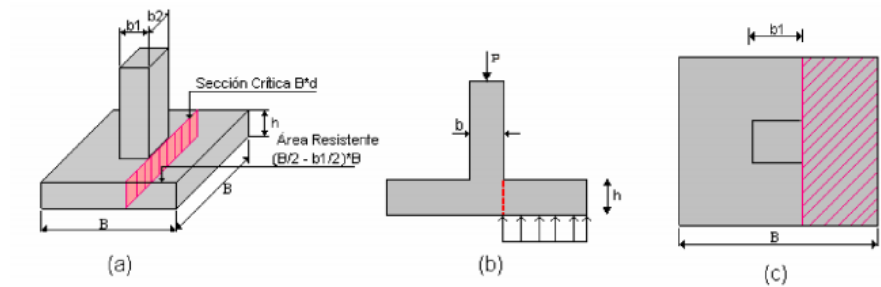


Figura 22. Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.

Fuente: Garza L. (2000).

Revisar el aplastamiento

Como se observa en la figura 20 se suele considerar que la presión de compresión que transmite la columna o pedestal se va disipando con el espesor h de la zapata, a razón de 2 horizontal por 1 vertical, desde el área $A1$ en su cara superior (área de contacto columna o pedestal –zapata), hasta el área $A2$ en su cara inferior.

La capacidad de aplastamiento debe ser tal que:

$$Pu < \phi 0.85 f'c A1 \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

En esta expresión se debe cumplir que:

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2$$

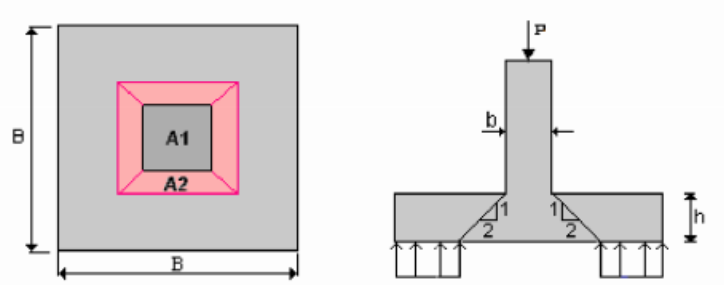


Figura 23. Modelo Geométrico y estructural para la verificación del aplastamiento

Fuente: Garza L. (2000).

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

Si la capacidad de aplastamiento del concreto no es suficiente, el exceso se puede trasladar por el acero de refuerzo de la columna o dovelas si se requieren.

Determinación de las cuantías de acero de refuerzo

Conociendo los momentos en la sección crítica de la zapata, se procede a determinar las cantidades de acero de refuerzo a flexión, el refuerzo longitudinal de la columna debe llevarse hasta el refuerzo inferior de la fundación, y debe terminarse con un gancho horizontal. En el caso de zapatas medianeras, se recomienda que las columnas tengan estribos en la porción embebida en la zapata para garantizar el confinamiento.

De conformidad con lo establecido en la norma 1753-2006-R, la cuantía de refuerzo en pedestal que pasa a la zapata debe ser al menos 0.005, límite que equivale a la mitad de la cuantía mínima en columnas.

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

B. Zapatas con flexión en una dirección.

Esta situación corresponde al caso de una zapata que transmite una carga de servicio P con una excentricidad e , de modo que $M=Pe$. En este caso, puede analizarse la distribución de presiones de una manera simplista asumiendo que las presiones tienen una variación lineal en la dirección L . Se analizan dos situaciones: Cuando la excentricidad es menor o igual que un sexto del ancho de la zapata ($e \leq L/6$), se presenta compresión bajo toda el área de la zapata (Figura 21 a y b). En este caso:

$$q_{max} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Cuando la excentricidad es mayor que un sexto del ancho de la zapata ($e > L/6$), una parte de ésta se encuentra exenta de presiones y para garantizar su estabilidad, se debe cumplir la condición que se explica con la figura 25 en la cual, se deduce por equilibrio estático que:

$$q = \frac{2P}{3mB}$$
$$m = \frac{L}{2} - e$$

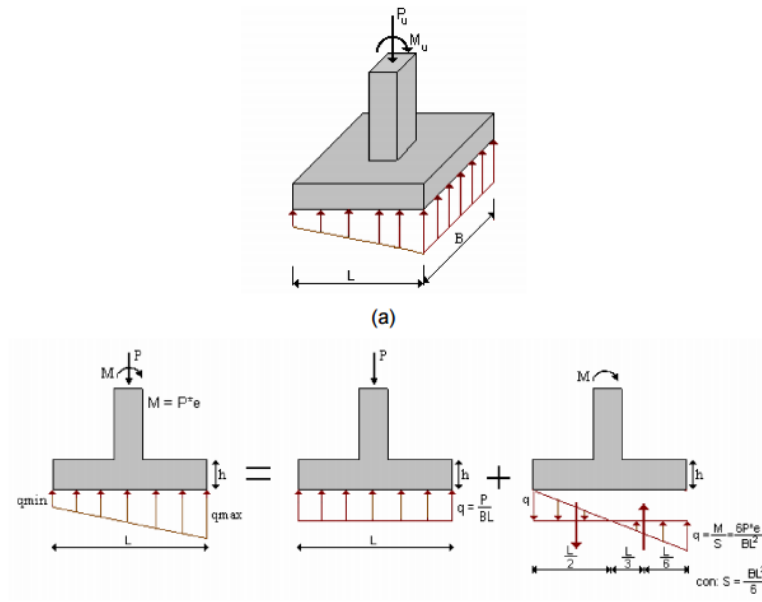


Figura 24. Modelo estructural en zap. con flexión uniaxial, para $e < L/6$
Fuente: Garza L. (2000).

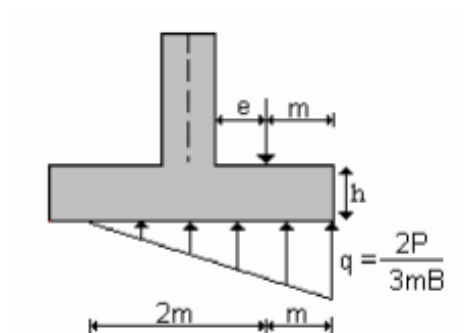


Figura 25. Modelo estructural en zapata con flexión uniaxial, cuando $e > L/6$
Fuente: Garza L. (2000).

C. Zapatas con flexión biaxial.

Esta situación se presenta cuando la viga de amarre no toma momentos. La zapata entonces trabaja a carga axial y a momentos flectores sobre los ejes “x” y “y”, como se indica en la figura 23.

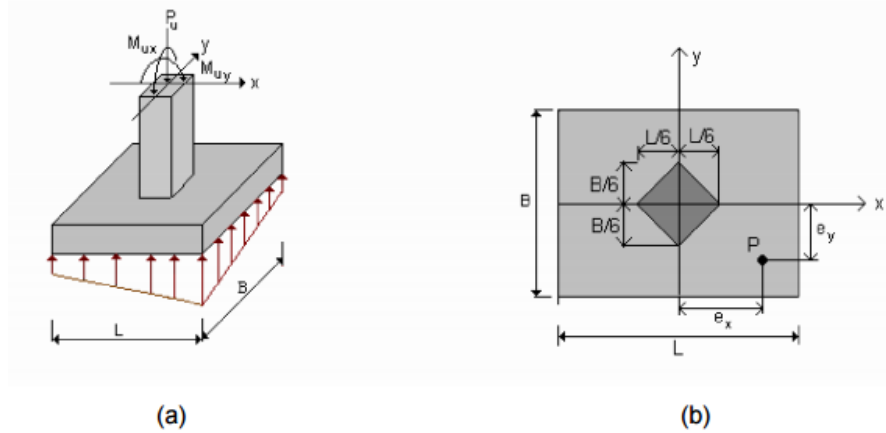


Figura 26. Zapata con $P_u \neq 0$, $M_x \neq 0$, $M_y \neq 0$

Fuente: Garza L. (2000).

De acuerdo con la Figura 15 (b) la carga de servicio P actúa a la distancia e_x del eje “y” y e_y del eje “x”; de modo que:

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad ; \quad e_y = \frac{M_x}{P}$$

Si $e_x < L/6$ y $e_y < B/6$ toda la superficie bajo la zapata estará sometida a compresión con una distribución de presiones en forma de prisma rectangular truncado o rebanado por un plano inclinado, tal como se muestra en la Figura 15 (a); lo cual dificulta el diseño de la zapata.

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

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

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

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

D. Zapatas medianeras

Las zapatas medianeras (Figura 24) son aquellas que soportan una columna dispuesta de tal forma que una de sus caras coincida con el borde de la zapata. La necesidad de su uso es muy frecuente debido a las limitaciones de colindancia con las edificaciones adyacentes.

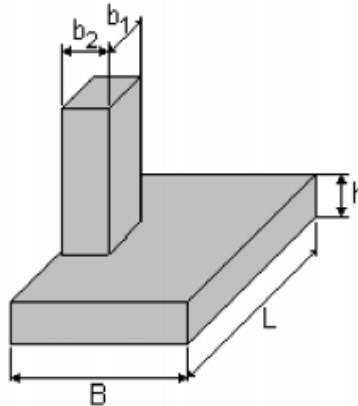


Figura 27. Zapata Medianera

Fuente: Garza L. (2000).

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

- **Caso de carga axial liviana: Análisis de zapata medianera recomendado por Enrique Kerpel.** Enrique Kerpel hace las siguientes suposiciones:
 - El equilibrio exige que la resultante de las presiones sobre el terreno se igual y opuesta a la carga vertical que actúa sobre la columna.
 - Como la zapata no es simétrica con respecto a la columna y la condición anterior debe cumplirse de todas maneras, es evidente que se deben tener presiones mayores del lado izquierdo que del lado derecho, como se muestra en la figura 25, o sea que no habrá reacción uniforme. La presión máxima se obtendrá en el lado de la columna.
 - No se toma en cuenta el peso propio de la zapata.

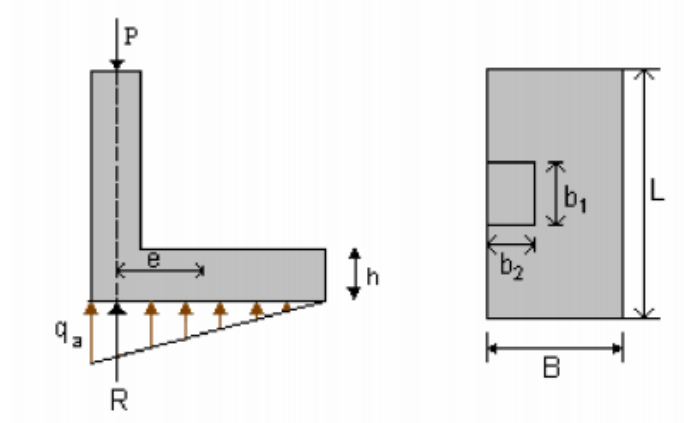


Figura 28. Modelo estructural de la zapata medianera sin momento aplicado en la columna presentado por Enrique Kerpel.

Fuente: Garza L. (2000).

El método propuesto por Enrique Kerpel es aplicable para cargas axiales pequeñas. Este método da como resultado zapatas muy alargadas, poco prácticas y antieconómicas. No requieren de viga de fundación, para efectos de estabilización.

- **Caso de carga axial mediana: Análisis de zapata medianera con viga aérea, recomendado por José Calavera.**

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

- **Zapata medianera con distribución uniforme de presiones y reacción mediante viga aérea.**

El equilibrio de la zapata medianera se obtiene de la fuerza T, ya que ésta centra la reacción bajo la zapata (figura 26).

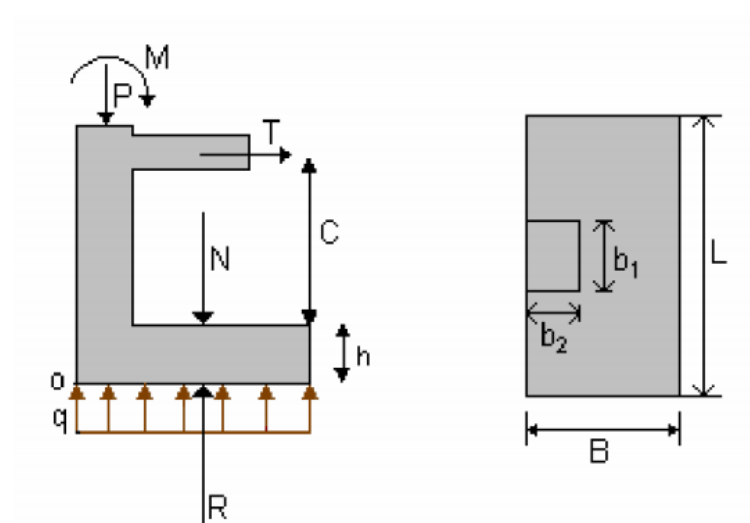


Figura 29. Modelo estructural de la zapata medianera con distribución uniforme de presiones con viga aérea, presentada por José Calavera.

Fuente: Garza L. (2000).

E. Zapata esquineras.

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

José Calavera presenta un análisis partiendo del hecho de que la complejidad del modelo es muy grande si la columna y la zapata no son cuadrados. Puesto que en el caso de zapatas de esquina no existe ninguna restricción preferente para hacerlas mayores en una dirección que en la otra, en lo que sigue, el método se expondrá para el caso de zapata cuadrada. En la Figura 27 se muestra el esquema estructural y las fuerzas en equilibrio.

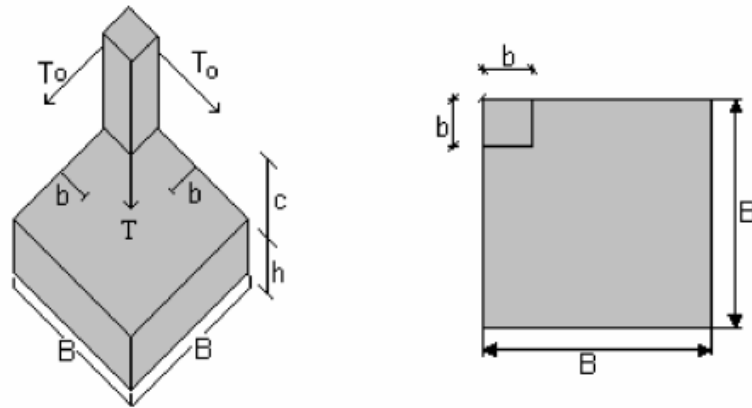


Figura 30. Geometría del modelo estructural de la zapata esquinera con dos vigas aéreas presentado por José Calavera

Fuente: Garza L. (2000).

En la Figura 28 se muestra una sección transversal trazada justo por la diagonal de la zapata, con base en la cual se determinan las ecuaciones de equilibrio suponiendo que todo el terreno bajo la zapata está comprimido.

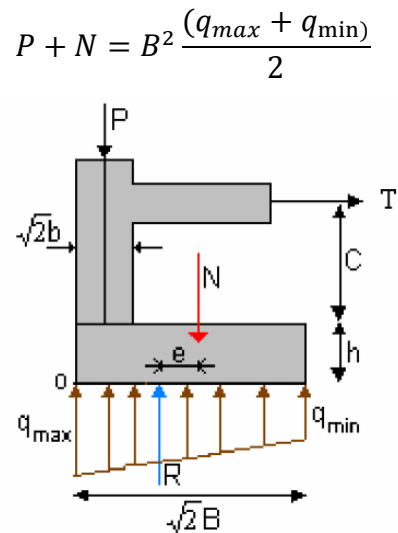


Figura 31. Modelo estructural de la zapata esquinera con distribución variable de presiones y dos vigas aéreas

Fuente: Garza L. (2000).

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

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

F. Zapatas enlazadas.

En este caso se estudiará el modelo de zapata enlazada que se representa en la figura 29, en la cual trabaja una zapata medianera con su momento, en conjunto con una zapata central. Se busca en el modelo que la viga de enlace pese y sea lo suficientemente rígida con el objeto de formar una balanza o palanca y tomar parte del momento que trata de voltear la zapata.

El objeto de este sistema estructural tiene las siguientes ventajas: Contrarrestar el momento volador de la zapata medianera y obtener reacciones uniformes bajo la zapata medianera.

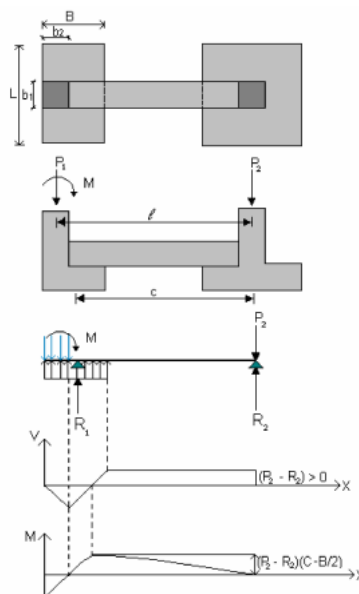


Figura 32. Geometría y modelo estructural de la zapata enlazada.

Fuente: Garza L. (2000).

Glosario de Términos

- **Acciones permanentes:** son las que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales: pavimentos, rellenos, paredes, tabiques, frisos, instalaciones fijas, etc. (Norma Covenin 2002-88).
- **Acciones variables:** son aquellas que actúan sobre la edificación con una variable en el tiempo y que se deben a su ocupación y uso habitual, como las cargas de personas, objetos, vehículos, ascensores, maquinarias, grúas móviles, sus efectos de impacto. (Norma Covenin 2002-88). 100 • **Carga axial:** fuerza aplicada a un elemento exactamente en coincidencia con su centroide o eje principal. (Norma Covenin 2002-88).
- **Altura útil:** En las secciones de los miembros sometidos a flexión es la distancia de la fibra más comprimida hasta el baricentro del acero de refuerzo en tracción.
- **Asentamientos:** son desplazamientos de la zapata en el suelo que la soporta generados al cargar el sistema de fundación.
- **Bulbo de presiones o tensiones:** es la zona del suelo donde se producen incrementos de carga considerables por efecto de una carga aplicada al sistema de fundación.
- **Carga de agotamiento:** carga que conduce al estado límite de agotamiento resistente. (Norma Covenin 2002-88).
- **Carga de servicio:** carga que probabilísticamente se espera ocurra durante la vida útil de la edificación debida a su ocupación y uso habitual. (Norma Covenin 2002-88).
- **Coeficiente de Balasto:** es el cociente entre la presión vertical q , aplicada sobre un determinado punto de la fundación directa y el asentamiento s , experimentado por dicho punto.
- **Diseño para los estados límites:** un método de diseño consistente en determinar todos los modos potenciales de falla o inutilidad (estados límites), y mantener unos niveles de seguridad aceptables contra su ocurrencia, los cuales se establecen habitualmente con criterios probabilísticos. (Norma Covenin 2002-88).

- **Excentricidad:** parámetro que indica la desviación de la carga respecto al centro de gravedad de la estructura que la soporta.
- **Empotramiento:** es un tipo de unión que impide cualquier tipo de movimiento o giro.
- **Estado límite:** la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa. (Norma Covenin 2002-88).
- **Fuerza cortante:** fuerza actuante en paralela al plano de falla.
- **Método de agotamiento resistente:** método de diseño estructural, también llamado “de rotura”, donde las resistencias de diseño son iguales o mayores que las solicitaciones mayoradas. (Norma Covenin 2002-88).
- **Método de tensiones admisibles:** método de diseño estructural donde las tensiones calculadas en condiciones de servicio no exceden los valores límites establecidos por las normas. (Norma Covenin 2002-88).
- **Recubrimiento:** Es la menor distancia entre la superficie del acero embebido en el concreto y la superficie más externa de la sección de concreto, también llamado recubrimiento de protección
- **Rigidez:** es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.
- **Solicitaciones de diseño:** solicitaciones mayoradas debidamente combinadas.
- **Solicitaciones de servicio:** solicitaciones sin los factores de mayoración.
- **Suelos Cohesivos:** son aquellos constituidos por partículas muy pequeñas donde predominan efectos electroquímicos superficiales, las partículas tienden a juntarse (interacción agua-partícula). Suelos plásticos (arcillas).
- **Suelos Granulares:** las partículas de suelo no tienden a juntarse ni adherirse, predomina la fricción, sus partículas son relativamente grandes, también conocidos como suelos no cohesivos (arenas, gravas).

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

Consideraciones Generales

En el marco metodológico de la presente investigación se pretende dar a conocer los métodos, instrumentos y procedimientos que se emplearán para el desarrollo del estudio planteado, desde el tipo de investigación, diseño de la investigación, técnica de recolección de información con el fin de dar a entender cómo se realizará la investigación.

Tipo de Investigación

El tipo de investigación se refiere al esquema general o marco estratégico que le da unidad, coherencia, secuencia y sentido práctico a todas las actividades que se emprenden para buscar respuesta a un problema y objetivos planteados. Por lo tanto la Investigación es de tipo Evaluativa, según Hurtado de B., J. (2010):

La investigación evaluativa es aquella que analiza la estructura, el funcionamiento y los resultados de un programa con el fin de proporcionar información de la cual se puedan derivar criterios útiles para la toma de decisiones con respecto a la administración y desarrollo del programa evaluado” (pp 365 - 366).

Según Hernández, Fernández y Baptista (2006) la investigación es de tipo descriptiva, lo cual se logra al detallar y describir el fenómeno de interés mediante el estudio de variables, que en este caso permitirán determinar el diseño óptimo del sistema de fundación variando la rigidez de los elementos para varias condiciones de suelo.

Diseño de la Investigación

El diseño de la investigación es cuasiexperimental. La investigación cuasiexperimental es aquella en la que se prácticamente no se manipulan las variables independientes (causas), en algunos casos algunas de ellas, para analizar

las consecuencias de la manipulación sobre alguna variables dependientes (efectos). En este caso se plantea la determinación de cuantías de acero y concreto de los componentes de un sistema de fundación (variables dependientes) variando la rigidez en diferentes condiciones de suelo (variables independientes).

Diseño de Fases Metodológicas

Acorde al tipo y diseño de la investigación y con la finalidad de cumplir con los objetivos planteados, se describen las fases de la investigación:

Fase 1: consiste en la búsqueda de información y revisiones bibliográficas referentes a la teoría de la problemática planteada, para ello se consultaron tesis, textos, publicaciones en internet con el fin de obtener conocimientos referentes al tema para abordarlo de una manera más consiente.

Fase 2: en esta fase se establecen los diferentes casos de estudios a analizar, es decir se establecerán las diferentes alternativas de estudio de sistema de fundación que me generarán los distintos modelos estructurales a evaluar en el software SAP 2000 de la empresa CSI Computers and Structures, Inc, de acuerdo a las condiciones de rigidez de los elementos estructurales que lo conforman en presencia de suelos: arcilla blanda y dura; y en arenas sueltas y densas. Los modelos estructurales serán representando la superestructura junto con el sistema de fundación, para ello se establecerá el coeficiente de balasto a emplear en cada uno de los casos, de acuerdo a la carga, geometría de la fundación y tipo de suelo que representaran la rigidez del suelo.

Fase 3: esta contempla el diseño del sistema de fundación para cada uno de los modelos planteados, con el fin de obtener las cuantías de acero y concreto para cada caso. El diseño de los elementos estructurales del sistema de fundación se realizará conforme a la norma venezolana 1753-2006-R, proyecto estructural para

la construcción de edificaciones en concreto armado, así mismo con el apoyo de normas internacionales y textos de diferentes autores que expresan de forma más detalla el diseño estructural y geotécnico de la fundación.

Fase 4: una vez obtenida las cuantías en la fase anterior, en esta se hará una comparación de los resultados obtenidos a través de un análisis mediante graficas que representen el comportamiento de las curvas: rigidez de viga de riostra en suelos arenosos y arcillosos vs momentos en viga de riostra, rigidez de viga de riostra en suelos arenosos y arcillosos vs cuantía en elementos estructurales del sistema de fundación; rigidez de viga de riostra en suelos arenosos y arcillosos vs. Asentamientos.

Fase 5: analizando el comportamiento de las gráficas esta fase consiste en establecer una condición de rigidez de los diferentes elementos estructurales que conforman el sistema de fundación de la estructura planteada, con el fin de hallar el valor de rigidez recomendable para diseño que sea de utilidad para los proyectistas.

Técnica de Recolección de Datos

Para obtención de los datos fue necesario utilizar distintos instrumentos de recolección, como lo define Sabino (1992): “Un instrumento de recolección de datos, en un principio es cualquier recurso del que se vale un investigador para acercarse a fenómenos y extraer de ellos información” (p.143). En este sentido, se utilizaron diversas técnicas de recolección de datos, para poder cumplir con los objetivos definidos en el presente estudio.

- **Observación directa:** en primer lugar, como técnica de recolección de información se utilizó la observación directa, como lo expresa Sabino (1992): “La observación directa puede definirse como el uso sistemático de nuestros sentidos, en la búsqueda de datos que necesitamos para resolver un problema de

investigación”. (p.124). En este caso se observarán los resultados obtenidos a través del software SAP, donde se realizará el modelado de la edificación junto con el sistema de fundación para ver la respuesta y con ello la obtención del diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema de fundación.

- **Revisión literaria:** a través de la revisión literaria, se obtendrá toda la teoría con respecto al tema y la interpretación de lo que se conseguirá por la observación directa, necesario para que mediante un análisis se puedan establecer conclusiones adecuadas. Además, esta técnica permitirá extraer las bases teóricas, legales y los antecedentes del problema de investigación, sirviendo como herramientas documentales que sustenten el trabajo propuesto, como lo expresa Tamayo y Tamayo (2003):

La Revisión Literaria, es el fundamento de la parte teórica de la investigación, y permite conocer a nivel documental las investigaciones relacionadas con el problema planteado. Presenta la teoría del problema aplicada a casos y circunstancias concretas y similares a las que se investiga... (p.125).

Técnicas de Análisis e Interpretación de los Datos

Una vez hecha la recopilación de datos, se pasa al análisis e interpretación para responder a la pregunta de la investigación. De acuerdo a lo indicado por Yáber, G. y Valarino, E. (2010) “Las técnicas de análisis de información empleadas pueden clasificarse en cualitativas y cuantitativas”. En este caso para interpretación de datos se hará un análisis de tipo cuantitativo, ya que los datos obtenidos se expresarán de manera numérica, generando una base de datos para su posterior análisis e interpretación. Los valores de cuantías de acero y concreto representan el diseño del sistema de fundación serán tabulados y graficados con el fin de generar curvas que me lleven a dar respuesta a la problemática planteada.

Metodología de la Investigación

Para el desarrollo de la investigación, se describen las etapas secuenciales que fueron necesarias para cumplir con los objetivos planteados. Para ello se desarrollaron tres fases principales: la primera fase denominada teórica e informativa, la segunda fase denominada analítica y la tercera de evaluación

Fase Teórica Informativa

En esta fase se realizó la búsqueda de información en función al planteamiento del problema y los objetivos de la investigación, para ello se consultaron diferentes normativas nacionales, internacionales, artículos científicos, documentos técnicos desarrollados por entes científicos, académicos y profesionales de carácter internacional, con el fin de indagar y comprender la problemática planteada.

En esta fase se llegó a comprender realmente el diseño de sistema fundación como un todo, como un sistema suelo-cimentación, entendiendo el concepto, uso y aplicación del coeficiente de balasto vertical de un suelo, así como el diseño geotécnico de una fundación y el diseño estructural de la misma, actividades que están interrelacionados, y que no pueden estudiarse por separado, a su vez percibiendo lo que implica el diseño del sistema de fundación cuando se toman en cuenta las acciones sísmicas. Así mismo se revisaron artículos sobre el concepto de rigidez relativa de una cimentación, cuando una zapata es rígida y cuando es flexible, conceptos que suelen tener perspectivas distintas para un estructurista y para el geotecnista, donde ambos deben converger para lograr diseños adecuados. Se investigó sobre el aporte de la rigidez de la viga de riostra en el sistema de fundación. Para ello fueron consultados bibliografías, textos y normativas nacionales e internacionales, y varios artículos científicos donde hacen referencia al tópico ya descrito.

Fase Analítica

En esta fase se establecieron los casos de estudio analizar. Se estudió el sistema de fundación de un edificio multifamiliar de 3 niveles, aporticado en concreto armado, de uso residencial, con una altura de 9.60m, de carácter regular, ubicado en zona sísmica 5 de acuerdo a mapa de zonificación sísmica de la Norma COVENIN Edificaciones sismorresistentes 1756-2001, en la figura No. 33 se muestra la ubicación de los ejes en una vista de planta esquemática del edificio.

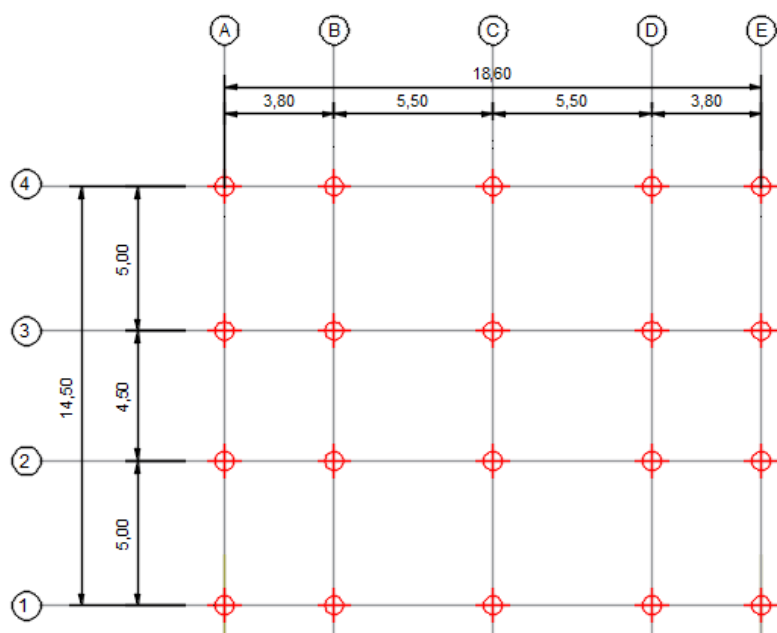


Figura 33. Vista esquemática de la ubicación de ejes en planta de edificación

Fuente: Elaboración Propia

- **Parámetros del Suelo**

El sistema de fundación se evaluó para distintos tipos de suelo: arena suelta, arena densa, arcilla media y arcilla firme. En las siguientes Tablas No. 2 y 3, se muestra los parámetros del suelo considerados.

En el caso de las arenas:

Tabla 2. Parámetros de suelo considerados en arenas

Fuente: Elaboración Propia

PARAMETRO	ARENA SUELTA	ARENA DENSA
Gs	2,65	2,65
w	0,3	0,16
e	0,795	0,424
Yd (t/m3)	1,476	1,861
Ysat (t/m3)	1,919	2,159
Dr	15-35%	60-95%
Ø	31	36
Es Kg/cm2	175,11	228,5
μ	0,495	0,495

En el caso de las arcillas:

Tabla 3. Parámetros de suelo considerados en arcillas

Fuente: Elaboración Propia

PARAMETRO	ARCILLA MEDIA	ARCILLA FIRME
Gs	2,78	2,78
w	0,21	0,15
e	0,5838	0,417
Yd (t/m3)	1,755	1,962
Ysat (t/m3)	2,124	2,256
Ip	30	15
Ø	25	30
Su/σ	0,423	0,500
Beta	1200	1500
μ	0,495	0,495

- **Diseño Geotécnico**

Conociendo esta información, primeramente la estructura fue modelada en base rígida para la obtención de las reacciones en la base y con estas realizar el diseño geotécnico del sistema de fundación, obteniéndose las reacciones por carga de servicio, seleccionando 3 tipos de zapatas representativas de toda la planta, con

cargas en el orden de 60 ton, 51 ton y 29.8 ton, para zapatas Z1, Z2 y Z3 respectivamente. En la figura No. 34, se muestra la ubicación de las mismas.

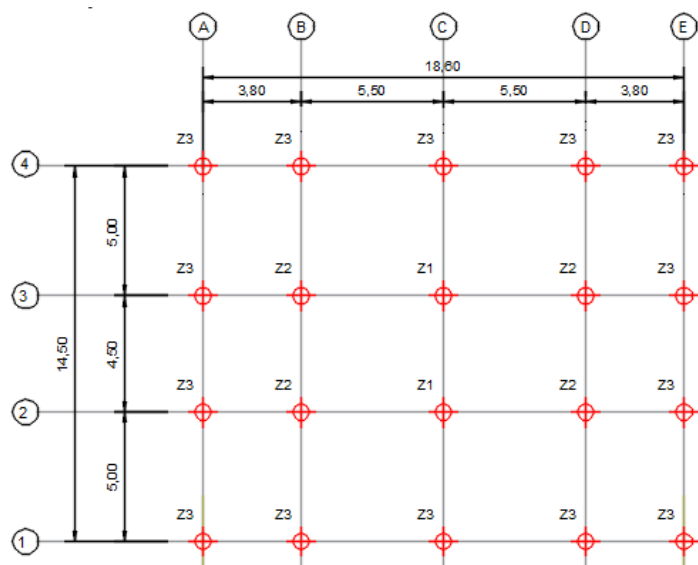


Figura 34. Ubicación de zapatas Z1, Z2 y Z3 en planta de edificación

Fuente: Elaboración propia

El diseño geotécnico de cada una de las zapatas fue realizado tomando en cuenta los requisitos de resistencia mediante esfuerzos permisibles y los requisitos por rigidez, asociado a la funcionalidad de la estructura por medio del control de asentamientos, calculados a partir de la teoría elástica.

El diseño por resistencia fue realizado por medio del cálculo de la capacidad portante a través del empleo de la teoría de Meyerhof (1963), aplicando los factores de capacidad, carga y profundidad, asumiendo un valor de B conforme a la carga obtenida en base rígida, asumiendo una profundidad de desplante de 2 metros, y tomando en cuenta los parámetros del suelo asociados a cada caso, obteniéndose entonces los valores de capacidad de carga y dimensiones de zapatas validadas para la condición de resistencia, ver tablas No 4,5 y 6.

Tabla 4. Valores de capacidad de carga para Z1

Fuente: elaboración propia

PARA Z1	CARGA (KG)	58.800,00	Capacidad Portante			
	B(m)	L(m)	qult (kg/cm2)	qFS (kg/cm2)	qREAL (kg/cm2)	CUMPLE?
ARENA SUELTA	1,60	1,60	7,254	2,418	2,297	OK CUMPLE
ARENA DENSA	1,20	1,20	20,177	6,726	4,083	OK CUMPLE
ARCILLA FIRME	3,60	3,60	1,740	0,580	0,454	OK CUMPLE
ARCILLA MUY FIRME	3,20	3,20	2,179	0,726	0,574	OK CUMPLE

Tabla 5. Valores de capacidad de carga para Z2

Fuente: elaboración propia

PARA Z2	CARGA (KG)	51.085,00	Capacidad Portante			
	B(m)	L(m)	qult (kg/cm2)	qFS (kg/cm2)	qREAL (kg/cm2)	CUMPLE?
ARENA SUELTA	1,60	1,60	7,254	2,418	1,996	OK CUMPLE
ARENA DENSA	1,20	1,20	20,177	6,726	3,548	OK CUMPLE
ARCILLA FIRME	3,30	3,30	1,765	0,588	0,469	OK CUMPLE
ARCILLA MUY FIRME	2,90	2,90	2,219	0,740	0,607	OK CUMPLE

Tabla 6. Valores de capacidad de carga para Z3

Fuente: elaboración propia

PARA Z3	CARGA (KG)	29.800,00	Capacidad Portante			
	B(m)	L(m)	qult (kg/cm2)	qFS (kg/cm2)	qREAL (kg/cm2)	CUMPLE?
ARENA SUELTA	1,30	1,30	6,574	2,191	1,763	OK CUMPLE
ARENA DENSA	1,00	1,00	18,173	6,058	2,980	OK CUMPLE
ARCILLA FIRME	2,60	2,60	1,750	0,583	0,441	OK CUMPLE
ARCILLA MUY FIRME	2,20	2,20	2,223	0,741	0,616	OK CUMPLE

El diseño por rigidez fue realizado empleando la teoría elástica para el cálculo de asentamientos, para ello se determinó el Modulo de elasticidad del suelo tomando en cuenta su variación con la profundidad, debido a la presión de confinamiento, aplicando la ecuación de Janbu (1956) para arenas y Duncan y Buchignani (1976) para las arcillas. Es importante destacar que el módulo de las elasticidad también se ve afectado por la carga inducida por la fundación, este aspecto no se está tomando en cuenta en este estudio, ya que esta fuera del alcance de la investigación.

- Modulo de elasticidad en arenas, (Ecuación de Janbu):

$$Es = KPa \left(\frac{\sigma}{Pa} \right)^n$$

Donde:

K: constante (500)

Pa: presión atmosférica.

σ : Esfuerzo debido a la carga.

n: 0.50

- Modulo de elasticidad en arcillas:

$$Es = \beta \cdot Su$$

Donde:

β : 562 en arcilla media y 1401 en arcilla firme (de acuerdo a Buncan y Buchignani)

Su: Resistencia al corte no drenado.

Conociendo estos valores de módulo de elasticidad se aplicó la ecuación de teoría de elasticidad de dos formas, la primera (caso M1) empleando la ecuación mediante la integral, obteniendo los asentamientos estrato a estrato, y luego sumándolos para la obtención del asentamiento total, dentro de la zona de influencia, asumiendo una influencia de 3.5 veces B, y la segunda (caso M2) promediando los módulo de elasticidad de los estratos que inciden en los asentamientos, siendo esta ultima la forma más usual empleada por los calculistas. Esto con el fin de comparar los asentamientos obtenidos para ambos casos.

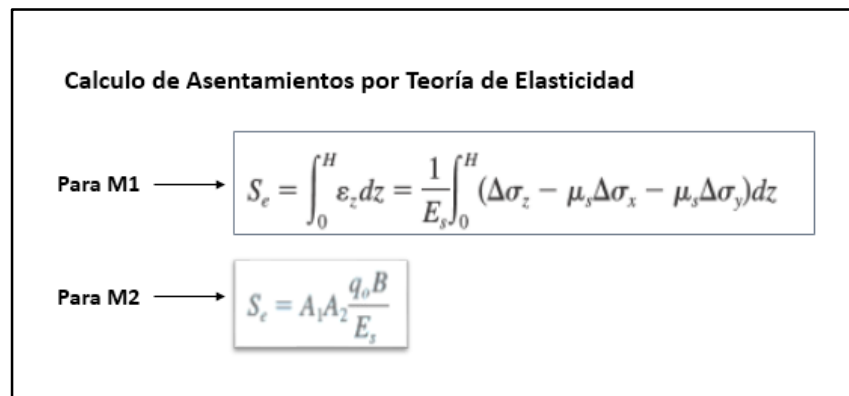


Figura 35. Ecuaciones empleadas en el cálculo de asentamientos

Fuente: Elaboración propia

Luego de la obtención de los asentamientos se verificó que estuvieran dentro de los admisibles, tomando para ello los asentamientos tolerables de Skempton (1955), donde establece 75mm para suelos arcillosos, y 50mm para suelos arenosos. Se muestran las tablas de los asentamientos obtenidos para cada zapata, en cada tipo de suelo.

Tabla 7. Asentamientos en Zapata Z1

Fuente: elaboración propia

PARA Z1	CARGA (KG)	58.800,00	Asentamiento (cm)			
	B(m)	L(m)	Para M1	CUMPLE?	Para M2	CUMPLE?
ARENA SUELTA	1,60	1,60	1,917	OK CUMPLE	1,055	CUMPLE
ARENA DENSA	1,20	1,20	1,298	OK CUMPLE	0,588	CUMPLE
ARCILLA FIRME	3,60	3,60	1,168	OK CUMPLE	0,555	CUMPLE
ARCILLA MUY FIRME	3,20	3,20	0,420	OK CUMPLE	0,189	CUMPLE

Tabla 8. Asentamientos en Zapata Z2

Fuente: elaboración propia

PARA Z2	CARGA (KG)	51.085,00	Asentamiento (cm)			
	B(m)	L(m)	Para M1	CUMPLE?	Para M2	CUMPLE?
ARENA SUELTA	1,60	1,60	1,665	OK CUMPLE	0,916	CUMPLE
ARENA DENSA	1,20	1,20	1,128	OK CUMPLE	0,511	CUMPLE
ARCILLA FIRME	3,30	3,30	1,150	OK CUMPLE	0,526	CUMPLE
ARCILLA MUY FIRME	2,90	2,90	0,419	OK CUMPLE	0,182	CUMPLE

Tabla 9. Asentamientos en Zapata Z3

Fuente: elaboración propia

PARA Z3	CARGA (KG)	29.800,00	Asentamiento (cm)			
	B(m)	L(m)	Para E1	CUMPLE?	Para E2	CUMPLE?
ARENA SUELTA	1,30	1,30	1,253	OK CUMPLE	0,671	CUMPLE
ARENA DENSA	1,00	1,00	0,819	OK CUMPLE	0,371	CUMPLE
ARCILLA FIRME	2,60	2,60	0,938	OK CUMPLE	0,390	CUMPLE
ARCILLA MUY FIRME	2,20	2,20	0,358	OK CUMPLE	0,140	CUMPLE

- **Determinación del coeficiente de balasto**

A través del diseño geotécnico se logró obtener los coeficientes de balasto para cada tipo de suelo y condición de carga en zapatas, a través de la obtención de curvas carga asentamiento, asumiendo valores de carga múltiplos del valor de capacidad portante (q_u) y calculando los asentamientos para cada uno de los submúltiplos, resultando entonces el valor de K_v la pendiente de la recta. Se

determinaron los valores de coeficiente de balasto tanto para el método M1 (modulo elasticidad estrato a estrato) y M2 (módulo de elasticidad promedio) en arena suelta, arena densa, arcilla media y arcilla firme. Abajo se muestran las curvas carga asentamientos para la obtención de los módulos de balasto vertical en cada tipo de suelo, esto fue realizado para cada condición de carga y geometría de fundación Z1, Z2 y Z3.

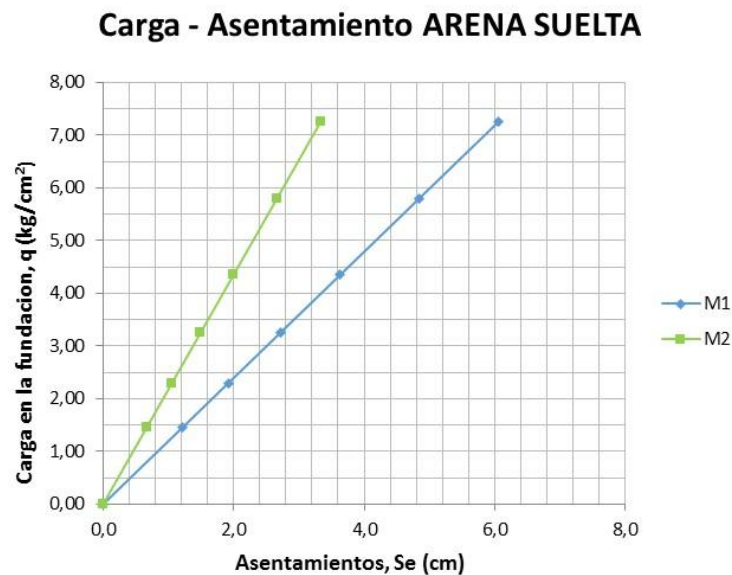


Figura 36. Curva carga asentamiento en ARENA SUELTA para Z1

Fuente: Elaboración propia

Carga - Asentamiento ARENA DENSA

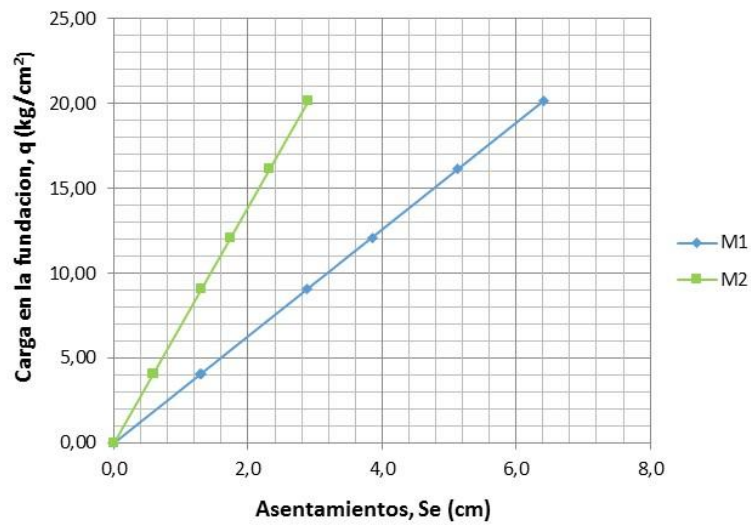


Figura 37. Curva carga asentamiento en ARENA DENSA para Z1

Fuente: Elaboración propia

Carga - Asentamiento ARCILLA MEDIA

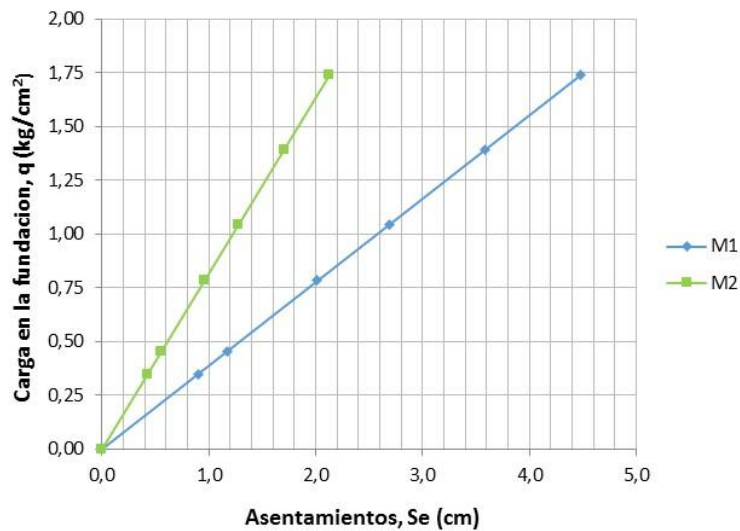


Figura 38. Curva carga asentamiento en ARCILLA MEDIA para Z1

Fuente: Elaboración propia

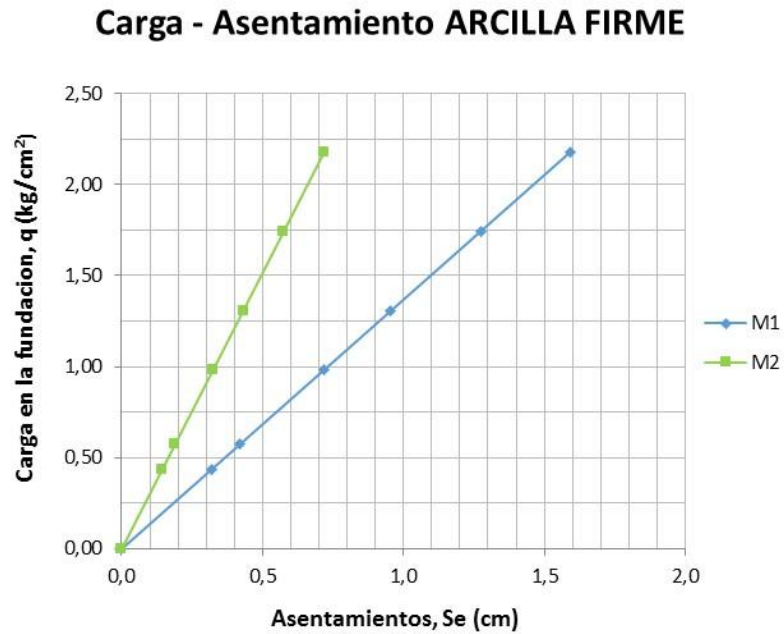


Figura 39. Curva carga asentamiento en ARCILLA FIRME para Z1

Fuente: Elaboración propia

En las siguientes tablas se observan los coeficientes de balasto obtenidos para las diferentes condiciones de carga y dimensiones de las zapatas.

Tabla 10. Coeficiente de Balasto obtenido para Z1, Z2 y Z3

Fuente: elaboración propia

PARA Z1	CARGA	58.800,00	kv(kg/cm3)	
	B(m)	L(m)	Para M1	Para M2
ARENA SUELTA	1,60	1,60	1,198	2,178
ARENA DENSA	1,20	1,20	3,145	6,946
ARCILLA FIRME	3,60	3,60	0,388	0,817
ARCILLA MUY FIRME	3,20	3,20	1,369	3,031
PARA Z2	CARGA	51.085,00	kv(kg/cm3)	
	B(m)	L(m)	Para M1	Para M2
ARENA SUELTA	1,60	1,60	1,198	2,178
ARENA DENSA	1,20	1,20	3,145	6,946
ARCILLA FIRME	3,30	3,30	0,408	0,892
ARCILLA MUY FIRME	2,90	2,90	1,450	3,345
PARA Z3	CARGA	29.800,00	kv(kg/cm3)	
	B(m)	L(m)	Para M1	Para M2
ARENA SUELTA	1,30	1,30	1,407	2,629
ARENA DENSA	1,00	1,00	3,639	8,028
ARCILLA FIRME	2,60	2,60	0,470	1,132
ARCILLA MUY FIRME	2,20	2,20	1,721	4,409

Conociendo la geometría de la zapatas y valores de coeficiente de balasto se procedió a determinar la rigidez de la zapatas, tanto rigidez estructural como rigidez respecto a la distribución de presiones con el fin de aclarar el concepto de rigidez relativa entre geotecnias y estructuristas.

Tabla 11. Rigidez relativa y estructural en zapatas Z1, Z2 y Z3

Fuente: elaboración propia

PARA Z1	CARGA	58.800,00	RIGIDEZ DE ACUERDO A LA DISTR.DE PRESIONES (RIGIDEZ RELATIVA)	DIST. DE PRESIONES	RIGIDEZ ESTRUCTURAL DE LA ZAP	DISEÑO ESTRUCTURAL
	B(m)	L(m)				
ARENA SUELTA	1,60	1,60	RIGIDA	DIST. PRES. LINEAL	RIGIDA	METODO DE BIELAS
ARENA DENSA	1,20	1,20	RIGIDA	DIST. PRES. LINEAL	RIGIDA	METODO DE BIELAS
ARCILLA FIRME	3,60	3,60	RIGIDA	DIST. PRES. LINEAL	FLEXIBLE	TEORIA DE FLEXION
ARCILLA MUY FIRME	3,20	3,20	RIGIDA	DIST. PRES. LINEAL	FLEXIBLE	TEORIA DE FLEXION
PARA Z2	CARGA	51.085,00	RIGIDEZ DE ACUERDO A LA DISTR.DE PRESIONES (RIGIDEZ RELATIVA)	DIST. DE PRESIONES	RIGIDEZ ESTRUCTURAL DE LA ZAP	DISEÑO ESTRUCTURAL
	B(m)	L(m)				
ARENA SUELTA	1,60	1,60	RIGIDA	DIST. PRES LINEAL	RIGIDA	METODO DE BIELAS
ARENA DENSA	1,20	1,20	RIGIDA	DIST. PRES LINEAL	RIGIDA	METODO DE BIELAS
ARCILLA FIRME	3,30	3,30	RIGIDA	DIST. PRES LINEAL	FLEXIBLE	TEORIA DE FLEXION
ARCILLA MUY FIRME	2,90	2,90	RIGIDA	DIST. PRES LINEAL	FLEXIBLE	TEORIA DE FLEXION
PARA Z3	CARGA	29.800,00	RIGIDEZ DE ACUERDO A LA DISTR.DE PRESIONES	DIST. DE PRESIONES	RIGIDEZ ESTRUCTURAL DE LA ZAP	DISEÑO ESTRUCTURAL
	B(m)	L(m)				
ARENA SUELTA	1,30	1,30	RIGIDA	DIST. PRES LINEAL	RIGIDA	METODO DE BIELAS
ARENA DENSA	1,00	1,00	RIGIDA	DIST. PRES LINEAL	RIGIDA	METODO DE BIELAS
ARCILLA FIRME	2,60	2,60	RIGIDA	DIST. PRES LINEAL	FLEXIBLE	TEORIA DE FLEXION
ARCILLA MUY FIRME	2,20	2,20	RIGIDA	DIST. PRES LINEAL	FLEXIBLE	TEORIA DE FLEXION

- **Modelado estructural**

Obtenidos los coeficientes de balasto, se procedió al modelado de la edificación junto con el sistema de fundación, por medio del uso del método de elementos finitos en las zapatas, empleando el software de cálculo SAP 2000, mediante la ejecución de una análisis espectral elástico lineal, para el análisis tanto por cargas gravitacionales como sísmicas, permitiendo incorporar la rigidez del suelo por medio del uso de resortes, representados por el coeficiente de balasto vertical (kv). Se permite el empleo de parámetros estáticos (kv) en el modelo con acciones sísmicas, debido a nivel de deformaciones esperadas, sin embargo al incorporar las acciones sísmicas el deber es determinar los coeficientes de rigidez por medio del uso de funciones de impedancia, tema que esta fuera del alcance de esta investigación.

Para el análisis espectral se asumió una forma espectral de tipo S2 para los suelos firmes y densos (arena densa y arcilla firme) y forma espectral S3 para suelos medios y sueltos (arena suelta y arcilla media), conforme a las formas espectrales indicadas en la norma 1756-2001. Edificaciones sismo resistentes. Abajo se muestra el espectro empleado para cada uno de los suelos.

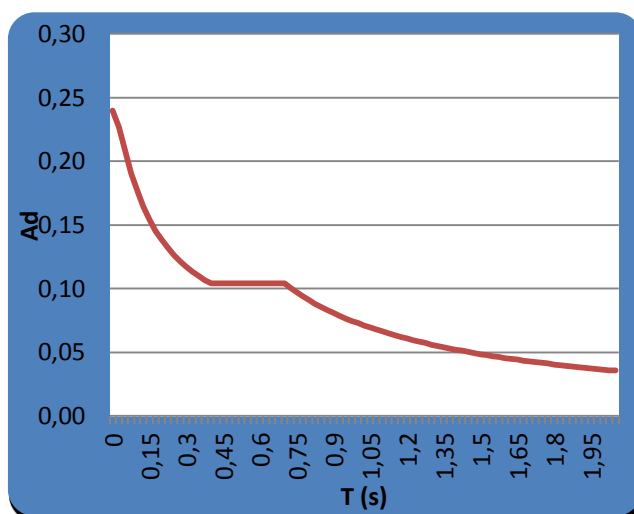


Figura 40. Espectro de diseño empleado en Arena densa y arcilla firme (Forma espectral S2)

Fuente: Elaboración propia

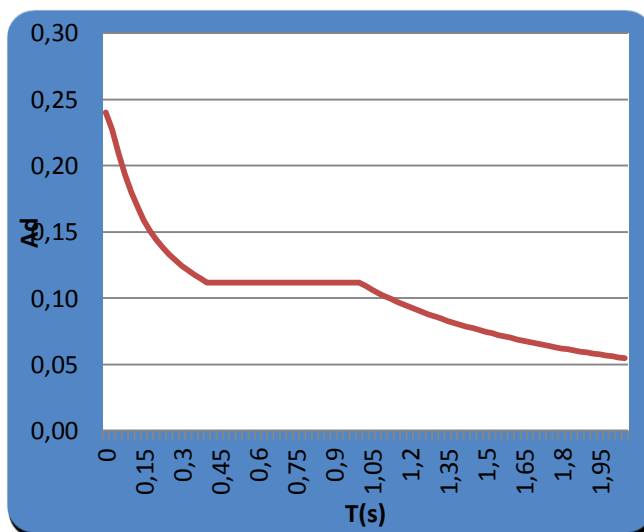


Figura 41. Espectro de diseño empleado en arena suelta y arcilla media (Forma espectral S3)

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño Estructural de Fundaciones**

Se realizaron los modelos variando los valores de rigidez del coeficiente de balasto K_v para M1 y M2, y a su vez variando la rigidez de la viga de riostra para valores de rigidez $L/20$, $L/10$, $L/7$, ubicándola a nivel de pedestal y en el nivel inferior, para cada tipo de suelo (arena suelta y densa; y arcilla media y firme). Para cada uno de esos modelos se calculó los asentamientos, esfuerzos en zapata, chequeo por corte simple, aplastamiento, punzonado y flexión, observando la variación en las solicitaciones de la zapata y áreas de acero, con el fin de determinar el aporte de estos cambios de rigidez y ver la influencia en el diseño del sistema de fundación. A continuación se muestran los valores obtenidos de esfuerzos, asentamientos y cuantías de acero considerando cargas gravitacionales e incluyendo acciones sísmicas, para los distintos tipos de suelo. (Arena suelta, Arena Densa, Arcilla Media y Arcilla Firme, tablas No. 12, 13, 14 y 15).

Tabla 12. Variación de esfuerzos, asentamientos, y cuantías de acero y concreto en ARENA SUELTA

Fuente: Elaboración propia

									GRAVITACIONALES				INCLUYE ACCIONES SISMICAS			
ARENA SUELTA	DIMENSIONES			kv(kg/cm3)	PARA RIGIDEZ EN VIGA DE RIOSTRA	ASENT.	ESFUERZO ACTUANTE EN FUND (Kg/cm2)	FLEXION				FLEXION				
	B(m)	L(m)	h(m)					Mux (kg.m)	Muy (kg.m)	Asx (cm2)/m	Asy (cm2)/m	Mux (kg.m)	Muy (kg.m)	Asx (cm2)/m	Asy (cm2)/m	
Z1	1,60	1,60	0,30	Para M1	1,198	L/20	1,77	2,12	11592	11597	15,14	15,15	13816	14205	18,05	18,56
						L/10	1,71	2,05	11168	11172	14,59	14,60	11591	11507	15,14	15,03
						L/7	1,65	1,98	10756	10759	14,05	14,06	10794	10657	14,10	13,92
						NIVEL INFERIOR	1,76	2,11	12088	12111	15,79	15,82	29750	27771	38,87	36,28
	1,60	1,60	0,30	Para M2	2,178	L/20	1,02	2,22	12021	12026	15,70	15,71	17503	16657	22,87	21,76
						L/10	0,99	2,16	11645	11647	15,21	15,22	12845	12756	16,78	16,66
						L/7	0,96	2,09	11269	11270	14,72	14,72	11821	11643	15,44	15,21
						NIVEL INFERIOR	1,02	2,22	12206	12188	15,95	15,92	29666	27224	38,76	35,57
Z2	1,60	1,60	0,30	Para M1	1,198	L/20	1,56	1,87	10158	10166	13,27	13,28	12460	12900	16,28	16,85
						L/10	1,53	1,83	9987	10001	13,05	13,07	10437	10420	13,64	13,61
						L/7	1,52	1,82	9910	9927	12,95	12,97	9995	9874	13,06	12,90
						NIVEL INFERIOR	1,55	1,86	9903	10083	12,94	13,17	26923	25600	35,17	33,44
	1,60	1,60	0,30	Para M2	2,178	L/20	0,88	1,92	10363	10373	13,54	13,55	15934	15116	20,82	19,75
						L/10	0,87	1,89	10163	10167	13,28	13,28	11361	11362	14,84	14,84
						L/7	0,86	1,87	10075	10094	13,16	13,19	10627	10652	13,88	13,92
						NIVEL INFERIOR	0,87	1,89	10055	10285	13,14	13,44	27039	25863	35,32	33,79
Z3	1,30	1,30	0,30	Para M1	1,407	L/20	1,34	1,89	6652	6810	8,69	8,90	8266	8604	10,80	11,24
						L/10	1,35	1,90	6641	6851	8,68	8,95	7335	7444	9,58	9,72
						L/7	1,35	1,90	6635	6897	8,67	9,01	6981	7379	9,12	9,64
						NIVEL INFERIOR	1,35	1,90	6308	5690	8,24	7,43	24111	18021	31,50	23,54
	1,30	1,30	0,30	Para M2	2,629	L/20	0,73	1,92	6505	6764	8,50	8,84	10400	10096	13,59	13,19
						L/10	0,72	1,89	6527	6785	8,53	8,86	7663	7686	10,01	10,04
						L/7	0,72	1,89	6622	6832	8,65	8,93	7391	7424	9,66	9,70
						NIVEL INFERIOR	0,72	1,89	6422	5863	8,39	7,66	23255	18947	30,38	24,75

Tabla 13. Variación de esfuerzos, asentamientos, y cuantías de acero y concreto en ARENA DENSA

Fuente: Elaboración propia

									GRAVITACIONALES				INCLUYE ACCIONES SISMICAS			
ARENA DENSE	DIMENSIONES			kv(kg/cm3)	PARA RIGIDEZ EN VIGA DE RIOSTRA	ASENT.	ESFUERZO ACTUANTE EN FUND (Kg/cm2)	FLEXION				FLEXION				
	B(m)	L(m)	h(m)					Mux (kg.m)	Muy (kg.m)	Asx (cm2)/m	Asy (cm2)/m	Mux (kg.m)	Muy (kg.m)	Asx (cm2)/m	Asy (cm2)/m	
Z1	1,20	1,20	0,30	Para M1	3,145	L/20	1,23	3,87	11874	11878	15,51	15,52	13192	13540	17,23	17,69
						L/10	1,19	3,74	11489	11492	15,01	15,01	11684	11743	15,26	15,34
						L/7	1,15	3,62	11089	11090	14,49	14,49	10973	10903	14,34	14,24
						IVEL INFERIOR	0,77	2,42	12490	12281	16,32	16,04	35373	35373	46,21	46,21
	1,20	1,20	0,30	Para M2	6,946	L/20	0,58	4,03	12305	12308	16,08	16,08	15910	16546	20,79	21,62
						L/10	0,57	3,96	12060	12061	15,76	15,76	13533	13593	17,68	17,76
						L/7	0,56	3,89	11775	11775	15,38	15,38	12562	12370	16,41	16,16
						IVEL INFERIOR	0,58	4,03	12348	12353	16,13	16,14	35352	31721	46,18	41,44
Z2	1,20	1,20	0,30	Para M1	3,145	L/20	1,06	3,33	10262	10269	13,41	13,42	11716	12093	15,31	15,80
						L/10	1,05	3,30	10082	10094	13,17	13,19	10338	10459	13,51	13,66
						L/7	1,04	3,27	9994	10008	13,06	13,07	9929	9893	12,97	12,92
						IVEL INFERIOR	0,66	2,08	10096	10427	13,19	13,62	32488	31061	42,44	40,58
	1,20	1,20	0,30	Para M2	6,946	L/20	0,5	3,47	10563	10570	13,80	13,81	14258	14932	18,63	19,51
						L/10	0,49	3,40	10415	10427	13,61	13,62	11894	12042	15,54	15,73
						L/7	0,49	3,40	10333	10349	13,50	13,52	11129	10998	14,54	14,37
						IVEL INFERIOR	0,5	3,47	10236	10523	13,37	13,75	32626	31205	42,62	40,77
Z3	1,00	1,00	0,30	Para M1	3,639	L/20	0,87	3,17	3658	3671	4,78	4,80	3946	4135	5,16	5,40
						L/10	0,88	3,20	3683	3693	4,81	4,82	3866	3954	5,05	5,17
						L/7	0,89	3,24	3707	3718	4,84	4,86	3883	7329	5,07	9,57
						IVEL INFERIOR	0,51	1,86	2544	2536	3,32	3,31	13341	12059	17,43	15,75
	1,00	1,00	0,30	Para M2	8,028	L/20	0,39	3,13	3569	3585	4,66	4,68	4537	4863	5,93	6,35
						L/10	0,39	3,13	3595	3606	4,70	4,71	3981	4092	5,20	5,35
						L/7	0,39	3,13	3614	3626	4,72	4,74	3913	3958	5,11	5,17
						IVEL INFERIOR	0,39	3,13	2687	2713	3,51	3,54	13421	12248	17,53	16,00

Tabla 14. Variación de esfuerzos, asentamientos, y cuantías de acero y concreto en ARCILLA MEDIA

Fuente: Elaboración propia

						GRAVITACIONALES				INCLUYE ACCIONES SISMICAS			
ARCILLA MEDIA	DIMENSIONES			kv (kg/cm3)	PARA RIGIDEZ EN VIGA DE RIOSTRA	FLEXION				FLEXION			
	B(m)	L(m)	h(m)			Mux (kg.m)	Muy (kg.m)	Asx (cm2)/m	Asy (cm2)/m	Mux (kg.m)	Muy (kg.m)	Asx (cm2)/m	Asy (cm2)/m
Z1	3,60	3,60	0,45	0,388	L/20	17227	17244	13,50	13,52	21104	26801	16,54	21,01
					L/10	16911	16939	13,26	13,28	20839	20588	16,33	16,14
					L/7	16574	16601	12,99	13,01	16574	16601	12,99	13,01
					NIVEL INFERIOR	17064	17223	13,38	13,50	33671	33020	26,39	25,88
	3,60	3,60	0,45	0,817	L/20	17236	17241	13,51	13,51	27754	28202	21,76	22,11
					L/10	16960	16969	13,29	13,30	22191	21964	17,39	17,22
					L/7	16831	16854	13,19	13,21	25126	20413	19,70	16,00
					NIVEL INFERIOR	17206	17143	13,49	13,44	33086	31154	25,93	24,42
Z2	3,30	3,30	0,45	0,408	L/20	12869	12153	10,09	9,53	18616	18277	14,59	14,33
					L/10	12684	12141	9,94	9,52	14925	14170	11,70	11,11
					L/7	12572	11957	9,85	9,37	12572	11714	9,85	9,18
					NIVEL INFERIOR	12844	12336	10,07	9,67	25109	22668	19,68	17,77
	3,30	3,30	0,45	0,892	L/20	12975	12240	10,17	9,59	20274	19334	15,89	15,16
					L/10	12773	11971	10,01	9,38	16129	15101	12,64	11,84
					L/7	12707	11941	9,96	9,36	18438	14398	14,45	11,29
					NIVEL INFERIOR	12896	12592	10,11	9,87	24772	23280	19,42	18,25
Z3	2,60	2,60	0,45	0,470	L/20	5034	4989	3,95	3,91	7051	6479	5,53	5,08
					L/10	4965	4990	3,89	3,91	6065	5450	4,75	4,27
					L/7	4978	4980	3,90	3,90	5071	5003	3,97	3,92
					NIVEL INFERIOR	6493	3863	5,09	3,03	12078	8207	9,47	6,43
	2,60	2,60	0,45	1,132	L/20	5068	5066	3,97	3,97	7995	7418	6,27	5,81
					L/10	5000	5024	3,92	3,94	5808	5963	4,55	4,67
					L/7	5124	5170	4,02	4,05	6695	6161	5,25	4,83
					NIVEL INFERIOR	6183	4123	4,85	3,23	11816	8815	9,26	6,91

Tabla 15. Variación de esfuerzos, asentamientos, y cuantías de acero y concreto en ARCILLA FIRME

Fuente: Elaboración propia

								GRAVITACIONALES				INCLUYE ACCIONES SISMICAS			
ARCILLA FIRME	DIMENSIONES			kv (kg/cm3)	PARA RIGIDEZ EN VIGA DE RIOSTRA	ASENT.	ESFUERZO ACTUANTE EN FUND (Kg/cm2)	FLEXION				FLEXION			
	B(m)	L(m)	h(m)					Mux (kg.m)	Muy (kg.m)	Asx (cm2)/m	Asy (cm2)/m	Mux (kg.m)	Muy (kg.m)	Asx (cm2)/m	Asy (cm2)/m
Z1	3,20	3,20	0,45	1,369	L/20	0,44	0,60	15215	14534	11,93	11,39	23688	23287	18,57	18,25
					L/10	0,44	0,60	15113	14249	11,85	11,17	20092	18328	15,75	14,37
					L/7	0,43	0,59	15015	14156	11,77	11,10	18499	17984	14,50	14,10
					NIVEL INFERIOR	0,44	0,60	14998	14746	11,76	11,56	27424	24269	21,50	19,02
	3,20	3,20	0,45	3,031	L/20	0,22	0,67	15051	14171	11,80	11,11	24390	24341	19,12	19,08
					L/10	0,21	0,64	14959	14569	11,73	11,42	20601	19899	16,15	15,60
					L/7	0,21	0,64	14876	14195	11,66	11,13	18857	17377	14,78	13,62
					NIVEL INFERIOR	0,21	0,64	14939	14508	11,71	11,37	27148	25995	21,28	20,38
Z2	2,90	2,90	0,40	1,450	L/20	0,43	0,62	12822	12173	11,60	11,01	20467	20528	18,51	18,57
					L/10	0,42	0,61	12677	12123	11,47	10,96	16925	15713	15,31	14,21
					L/7	0,42	0,61	12567	12265	11,37	11,09	15465	14235	13,99	12,87
					NIVEL INFERIOR	0,43	0,62	12618	12508	11,41	11,31	24995	23327	22,61	21,10
	2,90	2,90	0,40	3,345	L/20	0,2	0,67	12788	12808	11,57	11,58	21540	21800	19,48	19,72
					L/10	0,2	0,67	12652	12088	11,44	10,93	17740	17510	16,04	15,84
					L/7	0,19	0,64	12533	11649	11,34	10,54	16082	15177	14,55	13,73
					NIVEL INFERIOR	0,2	0,67	12577	12040	11,38	10,89	24814	24247	22,44	21,93
Z3	2,20	2,20	0,40	1,721	L/20	0,37	0,64	6460	6470	5,84	5,85	10548	10677	9,54	9,66
					L/10	0,37	0,64	6475	6480	5,86	5,86	8794	8360	7,95	7,56
					L/7	0,37	0,64	6488	6493	5,87	5,87	8186	7549	7,40	6,83
					NIVEL INFERIOR	0,37	0,64	6430	6055	5,82	5,48	16402	14479	14,83	13,10
	2,20	2,20	0,40	4,409	L/20	0,15	0,66	6440	6455	5,82	5,84	12265	12808	11,09	11,58
					L/10	0,15	0,66	6481	6488	5,86	5,87	9889	9458	8,94	8,55
					L/7	0,15	0,66	6512	6519	5,89	5,90	8996	8249	8,14	7,46
					NIVEL INFERIOR	0,15	0,66	6303	6091	5,70	5,51	16262	15723	14,71	14,22

- **Calculo de Asentamientos diferenciales**

Con la obtención de la variación de esfuerzos y asentamientos en las zapatas, se analizaron dos tramos de vigas de riostra representativas en la planta, con el propósito de observar el aporte de rigidez de la viga de riostra en los asentamientos diferenciales, así como la cuantía de acero en las mismas para totalizar las cantidades de acero y concreto en todos los elementos que conforman el sistema de fundación para cada caso de estudio.

Para el chequeo de asentamientos diferenciales se consideró como asentamiento admisible las recomendaciones de Sowers (1962) para pórticos en concreto armado tomando $0.003L$, siendo L la distancia entre eje y eje.

A continuación se muestra el cálculo de asentamientos diferenciales para los distintos tipos de suelo, arena suelta y densa, arcilla media y firme, para condiciones de rigidez de viga de riostra $L/7$, $L/10$ y $L/20$, y a nivel inferior.

Tabla 16. Calculo de Asentamientos Diferenciales (ARENA SUELTA y DENSA, ARCILLA MEDIA Y FIRME)

Fuente: Elaboración propia

PARA M1															
TRAMO DE VIGA DE RIOSTRA	LUZ (m)	UBICACION DE VIGA DE RIOSTRA	RIGIDEZ	Asentamiento Diferencial ARENA SUELTA			Asentamiento Diferencial ARENA DENSA			Asentamiento Diferencial ARCILLA MEDIA			Asentamiento Diferencial ARCILLA MUY FIRME		
				Asent. Diferencial (cm)	Asent. Diferenci al Adm (cm)	CUMPLE?	Asent. Diferencial (cm)	Asent. Diferencial Adm (cm)	CUMPLE?	Asent. Diferencial (cm)	Asent. Diferencial Adm (cm)	CUMPLE?	Asent. Diferencial (cm)	Asent. Diferencial Adm (cm)	CUMPLE?
EJE 2 (A-B)	3,8	A NIVEL DE PEDESTAL	L/20	0,2200	0,95	CUMPLE	0,19	0,95	CUMPLE	0,1200	0,95	CUMPLE	0,0600	0,95	CUMPLE
			L/10	0,1800	0,95	CUMPLE	0,17	0,95	CUMPLE	0,1000	0,95	CUMPLE	0,0500	0,95	CUMPLE
			L/7	0,1700	0,95	CUMPLE	0,15	0,95	CUMPLE	0,1000	0,95	CUMPLE	0,0500	0,95	CUMPLE
		A NIVEL INFERIOR	12,667	0,2000	0,95	CUMPLE	0,15	0,95	CUMPLE	0,0900	0,95	CUMPLE	0,0600	0,95	CUMPLE
EJE 2 (B-C)	5,5	A NIVEL DE PEDESTAL	L/20	0,2100	1,375	CUMPLE	0,17	1,375	CUMPLE	0,0600	1,375	CUMPLE	0,0200	1,375	CUMPLE
			L/10	0,1800	1,375	CUMPLE	0,14	1,375	CUMPLE	0,0500	1,375	CUMPLE	0,0200	1,375	CUMPLE
			L/7	0,1300	1,375	CUMPLE	0,11	1,375	CUMPLE	0,0400	1,375	CUMPLE	0,0100	1,375	CUMPLE
		A NIVEL INFERIOR	18,333	0,2100	1,375	CUMPLE	0,11	1,375	CUMPLE	0,0700	1,375	CUMPLE	0,0100	1,375	CUMPLE
PARA M2															
TRAMO DE VIGA DE RIOSTRA	LUZ (m)	UBICACION DE VIGA DE RIOSTRA	RIGIDEZ	Asentamiento Diferencial ARENA SUELTA			Asentamiento Diferencial ARENA DENSA			Asentamiento Diferencial ARCILLA MEDIA			Asentamiento Diferencial ARCILLA FIRME		
				Asent. Diferencial (cm)	Asent. Diferenci al Adm (cm)	CUMPLE?	Asent. Diferencial (cm)	Asent. Diferencial Adm (cm)	CUMPLE?	Asent. Diferencial (cm)	Asent. Diferencial Adm (cm)	CUMPLE?	Asent. Diferencial (cm)	Asent. Diferencial Adm (cm)	CUMPLE?
EJE 2 (A-B)	3,8	A NIVEL DE PEDESTAL	L/20	0,15000	0,95	CUMPLE	0,11000	0,95	CUMPLE	0,11000	0,95	CUMPLE	0,05000	0,95	CUMPLE
			L/10	0,15000	0,95	CUMPLE	0,10000	0,95	CUMPLE	0,10000	0,95	CUMPLE	0,05000	0,95	CUMPLE
			L/7	0,14000	0,95	CUMPLE	0,10000	0,95	CUMPLE	0,09000	0,95	CUMPLE	0,04000	0,95	CUMPLE
		A NIVEL INFERIOR	12,667	0,15000	0,95	CUMPLE	0,11000	0,95	CUMPLE	0,09000	0,95	CUMPLE	0,05000	0,95	CUMPLE
EJE 2 (B-C)	5,5	A NIVEL DE PEDESTAL	L/20	0,14000	1,375	CUMPLE	0,08000	1,375	CUMPLE	0,06000	1,375	CUMPLE	0,02000	1,375	CUMPLE
			L/10	0,12000	1,375	CUMPLE	0,08000	1,375	CUMPLE	0,05000	1,375	CUMPLE	0,01000	1,375	CUMPLE
			L/7	0,10000	1,375	CUMPLE	0,07000	1,375	CUMPLE	0,05000	1,375	CUMPLE	0,02000	1,375	CUMPLE
		A NIVEL INFERIOR	18,333	0,15000	1,375	CUMPLE	0,08000	1,375	CUMPLE	0,05000	1,375	CUMPLE	0,01000	1,375	CUMPLE

Fase de Evaluación

Después de haber desarrollado el análisis de los diferentes modelos, se realizó la evaluación comparativa de las cuantías de acero y concreto, así como los asentamientos totales y diferenciales del sistema de fundación, evaluando los resultados obtenidos para los distintos valores de rigidez de viga de riostra y para los valores de coeficiente de balasto empleados través del cálculo de asentamiento considerando el módulo de elasticidad variando estrato a estrato y un módulo de elasticidad promedio de todos los estratos, M1 y M2 respectivamente.

Por medio de graficas se observa el aporte de rigidez de la viga de riostra en las zapatas, así como el comportamiento de la viga de riostra de acuerdo a su ubicación a nivel de pedestal y a nivel inferior. Para ello se realizaron gráficos de barras, partiendo de los resultados tabulados para cada tipo de suelo, obteniendo así: grafica Acero de refuerzo en zapatas vs. Rigidez en Viga de Riostra para cargas gravitacionales e incluyendo acciones sísmicas; Momento ultimo de diseño en zapatas (M_{ux} y M_{uy}) vs rigidez de viga de riostra, Asentamientos diferenciales vs rigidez en viga de riostra, graficas comparativas de los asentamientos totales para M1 y M2, Cantidades de concreto y acero de refuerzo del sistema de fundación para los distintos valores de rigidez de viga de riostra tanto para M1 y M2 en los diferentes tipo de suelo.

En la siguiente tabla se observa un resumen comparativo de los valores obtenidos en tablas 12, 13, 14 y 15, al totalizar las cantidades de acero y concreto de todo el sistema de fundación (zapatas, pedestales y viga de riostra) tanto para cargas gravitacionales y considerando las acciones sísmicas, para los distintos casos de estudio, los cuales servían luego para analizar los resultados mediante gráficas.

Tabla 17. Resumen comparativo de cantidades de Acero y Concreto de todo el Sist. de Fund. Para los distintos casos de estudio

Fuente: Elaboración propia

CONCRETO Y ACERO TOTAL EN EL SIST. DE FUNDACIÓN									
INCLUYE ACCIONES SISMICAS									
		ARENA SUELTA		ARENA DENSA		ARCILLA MEDIA		ARCILLA FIRME	
		Total Conc. Sist. Fund (m3)	Total Acero Sist. Fund (kg)	Total Conc. Sist. Fund (m3)	Total Acero Sist. Fund (kg)	Total Conc. Sist. Fund (m3)	Total Acero Sist. Fund (kg)	Total Conc. Sist. Fund (m3)	Total Acero Sist. Fund (kg)
Para M1	L/20	30,25	3700,06	25,33	2682,59	92,40	4588,96	68,32	4374,01
	L/10	41,38	3377,80	36,47	2864,09	103,53	4268,84	79,45	4073,16
	L/7	60,73	3504,20	55,81	3241,79	122,88	4589,86	98,80	4728,00
	NIVEL INFERIOR	30,95	3483,76	27,59	2773,80	91,02	4556,62	69,10	4416,29
Para M2	L/20	30,25	4140,21	25,33	3079,50	92,40	5082,64	68,32	5003,73
	L/10	41,38	3801,80	36,47	3192,54	103,53	4706,75	79,45	4678,43
	L/7	60,73	4119,37	55,81	4130,03	122,88	5678,26	98,80	5357,54
	NIVEL INFERIOR	30,95	4018,66	27,59	3234,74	91,02	5076,53	69,10	4959,95
PARA CARGAS GRAVITACIONALES									
		ARENA SUELTA		ARENA DENSA		ARCILLA MEDIA		ARCILLA FIRME	
		Total Conc. Sist. Fund (m3)	Total Acero Sist. Fund (kg)	Total Conc. Sist. Fund (m3)	Total Acero Sist. Fund (kg)	Total Conc. Sist. Fund (m3)	Total Acero Sist. Fund (kg)	Total Conc. Sist. Fund (m3)	Total Acero Sist. Fund (kg)
Para M1	L/20	30,25	1989,08	25,33	1652,10	92,40	3113,88	68,32	2855,31
	L/10	41,38	2546,23	36,47	2218,08	103,53	3666,79	79,45	3468,49
	L/7	60,73	3512,80	55,81	3185,66	122,88	4617,69	98,80	4435,90
	NIVEL INFERIOR	30,95	1906,91	27,59	1647,99	91,02	2952,33	69,10	2817,39
Para M2	L/20	30,25	2519,95	25,33	2190,10	92,40	3661,51	68,32	3441,37
	L/10	41,38	3085,55	36,47	2759,12	103,53	4200,71	79,45	3999,82
	L/7	60,73	4052,95	55,81	3725,84	122,88	5177,26	98,80	4952,44
	NIVEL INFERIOR	30,95	2452,30	27,59	2205,03	91,02	3489,03	69,10	3256,83

Luego se analizan los resultados a través de gráficos de barras comparativos y de esta manera se logra el entendimiento del comportamiento del sistema suelo-cimiento tanto para las cargas gravitacionales como sísmicas, con el fin de ver la influencia de la rigidez de los miembros que lo conforman en el diseño, con el fin de lograr obtener valores recomendables de diseño para los proyectistas, cumpliendo así con los objetivos específicos de la investigación.

CAPITULO IV

ANALISIS DE LOS RESULTADOS

Una vez realizado todos los modelos de acuerdo a los casos de estudio, los resultados fueron organizados de manera tabulada para luego hacer un estudio de los mismos mediante gráficos de barras, que fueron analizados con el propósito de llegar a las conclusiones de la investigación.

Diseño Geotécnico, capacidad portante, asentamientos y coeficiente de balasto

Tras la realización del diseño geotécnico de las fundaciones, chequeando las condiciones de resistencia y rigidez por medio de la determinación de los asentamientos, tanto para el método M1 (módulo de elasticidad estrato a estrato) y M2 (módulo de elasticidad promedio de los estratos), primeramente por medio del chequeo por capacidad portante se obtuvieron valores de capacidad portante entre 6.5-8 kg/cm² para el caso de la arena suelta y entre 18-20 kg/cm² para la arena densa, esta última resulta bastante alta, lo que nos permite dimensiones de fundaciones bastantes pequeñas (ancho de 1m-1.60m), y que al chequear los asentamientos está en el orden de 1cm a 2cm, por lo que en este caso están dentro de los asentamientos admisibles.

Observando las fundaciones en las arcillas las capacidad portante dan mucho más bajas, en el orden de 1.70-2.5 kg/cm² para el caso de la arcilla media y firme, por lo que exige fundaciones más grandes, resultando en el orden de 2.20m a 3.60m; que arroja asentamientos menores en el orden de 0.18 a 1.16 cm; esto conlleva que al hacer las curvas carga asentamiento y obtener los coeficiente de balasto (relación carga/asentamiento), los valores de los módulos resultan muchos más bajos en las arcillas que en las arenas, debido a que se tienen valores de esfuerzos menores por resultar fundaciones más grandes y asentamientos

menores. Y en el caso de las arenas se tienen esfuerzos actuantes mayores por presentar dimensiones más pequeñas de fundaciones que generan asentamientos mayores.

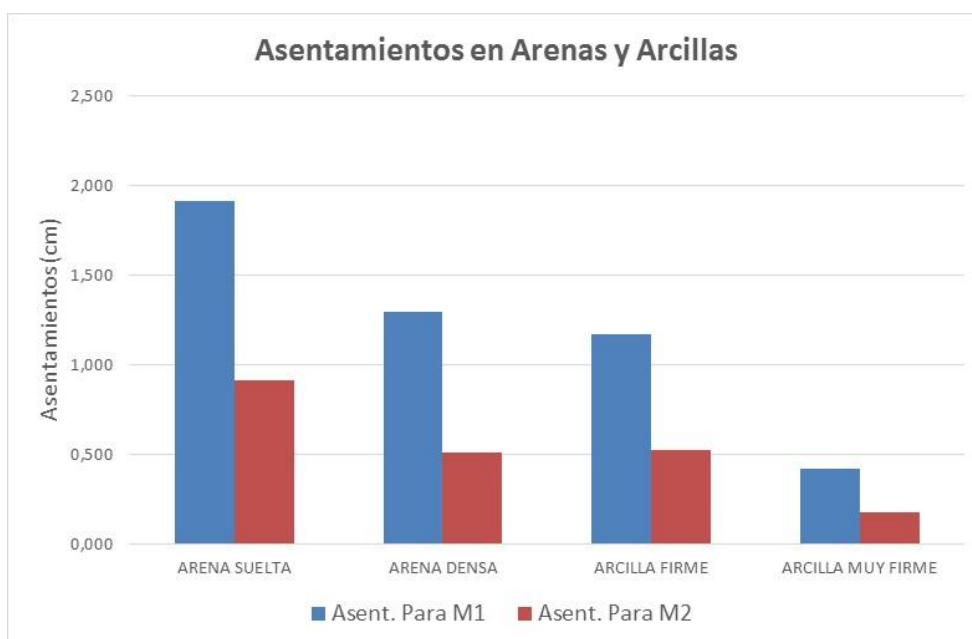


Figura 42 Asentamientos en arenas y arcillas Z1

Fuente: Elaboración propia

Ahora bien, los asentamientos obtenidos para M1 (Es estrato a estrato) resultan mucho mayores que los asentamientos obtenidos para M2 (Es promedio), llegando a ser en la mayoría de los casos el doble, ver figura no. 42, lo que conlleva a tener especial cuidado, ya que el método M1, considera el módulo elasticidad por cada estrato, y se obtiene el asentamiento total por medio de la suma de los asentamientos de cada estrato, sabiendo que en los primeros estratos es donde se obtienen mayores asentamientos porque es donde se tiene menor valor de E_s , por presentar menor presión de confinamiento, y se tienen mayor incidencia de la carga en las zapatas, en cambio al calcular los asentamientos con E_s promedio (M2), estos resultan menores, por considerar un único valor de E_s para todo el estrato, generando asentamientos desacertados a lo que realmente sucede al ser cargado un estrato.

Asentamientos diferenciales

Analizando los asentamientos diferenciales, observando los valores de la tabla No. 16, donde se estudiaron dos tramos de viga de riostra representativos de la planta, donde se obtuvieron asentamientos diferenciales en el caso de las arenas en el orden de 0.18cm y 0.22cm para M1, y 0.14cm a 0.15cm empleando M2, ubicándose dentro de los asentamientos admisibles. Se observa la disminución de los mismos con la rigidez de la V.R, sin embargo se aprecia que para el método M1 las diferencias de los asentamientos son más importantes, observándose disminuciones en los asentamientos de 15% para L/10 y 40% para L/7, todo respecto a L/20, mientras que para M2 la variación está en el orden del 15% para L/7 respecto a L/20.

En lo que respecta a los asentamientos diferenciales para el sistema de fundación ubicado en arcillas, el comportamiento es muy similar a las arenas, se observa el aporte de la viga de riostra, aunque en este caso los valores y la disminución de los asentamientos con la rigidez de V.R resulta ser menor en el orden de 10% para L/10 y L/7, en relación a L/20. En las siguientes graficas representativas se aprecia dicha variación.

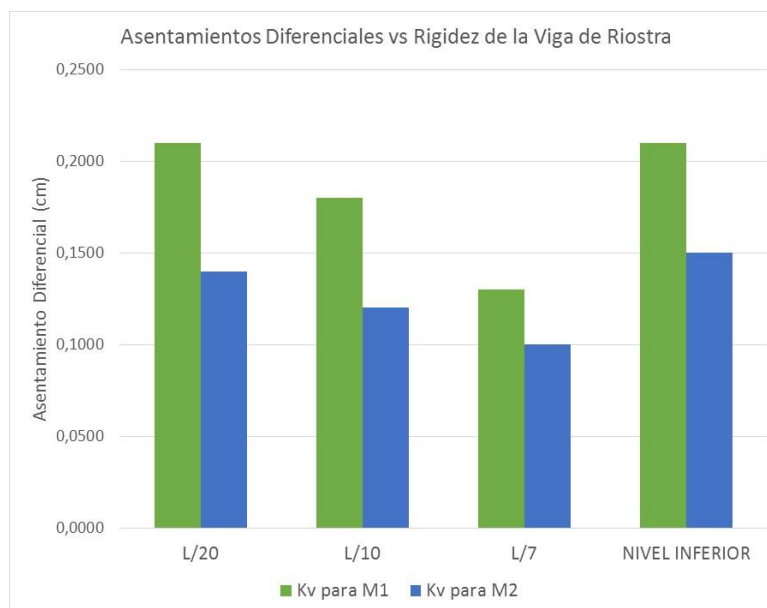


Figura 43. Grafica Asent. Difer. vs. Rigidez de V.R. (ARENA SUELTA)

Fuente: Elaboración propia

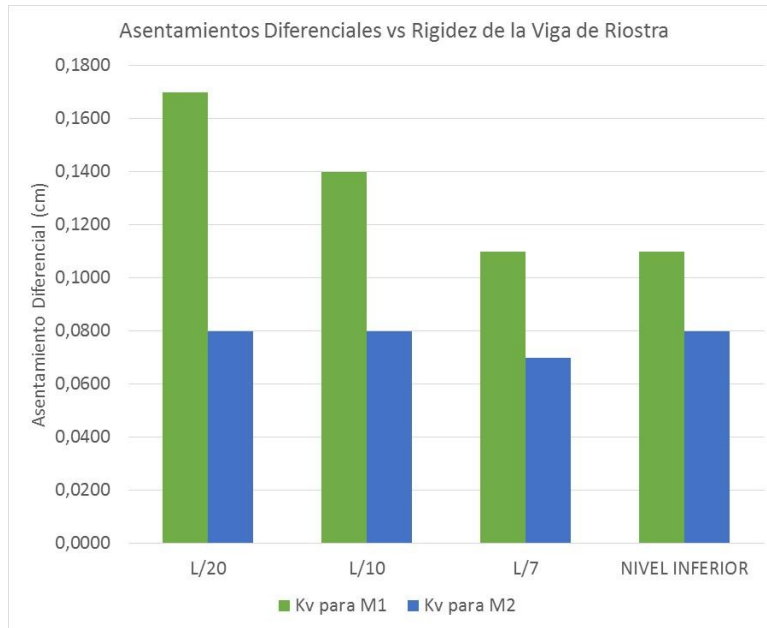


Figura 44. Grafica Asent. Difer. vs. Rigidez de V.R. (ARENA DENSA)
Fuente: Elaboración propia

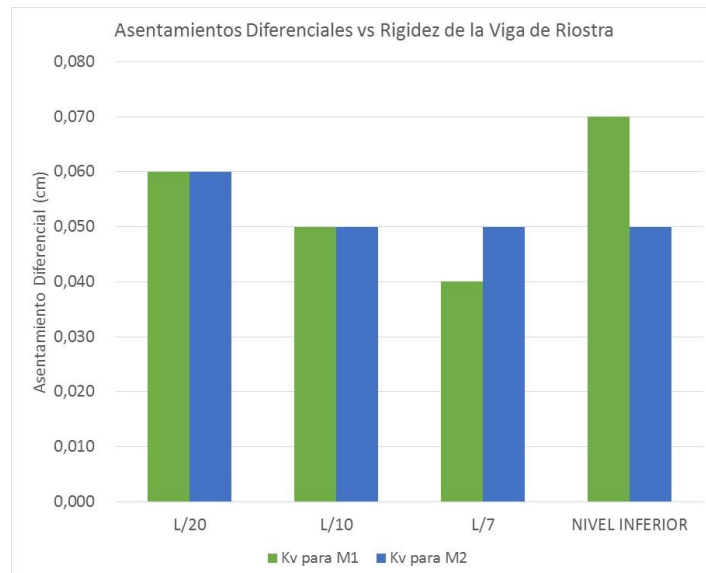


Figura 45. Grafica Asentamientos diferenciales vs. Rigidez de V.R. (ARCILLA MEDIA)
Fuente: Elaboración propia

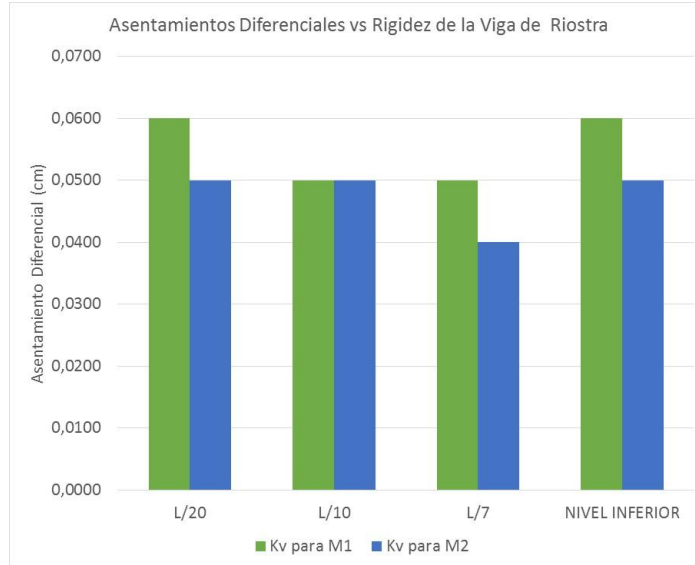


Figura 46. Grafica Asentamientos diferenciales vs. Rigidez de V.R. (ARCILLA FIRME)

Fuente: Elaboración propia

Diseño estructural, cuantías de acero y concreto

Analizando el comportamiento de cada uno de los modelos, variando la rigidez de la viga de riostra a nivel de pedestal y a nivel inferior, empleando para ello los valores de Kv obtenidos mediante M1 y M2, para cada tipo de suelo, partiendo de los valores obtenidos en las tablas, 12, 13, 14 y 15, se realizaron las gráficas, donde se observa la variación del acero de refuerzo en zapatas vs la rigidez en viga de riostra, donde se confirma el aporte de rigidez de la viga de riostra a nivel de pedestal en las zapatas, generando menores momentos de diseño a medida que aumenta su rigidez, disminuyendo el acero de refuerzo en zapatas en 15% para L/10 y hasta un 25% para L/7, respecto a L/20.

Abajo se indican las gráficas (fig. 47 y 48), se evidencia la influencia de la rigidez de la V.R. en el diseño de la zapata, se tiene que ante la presencia de acciones sísmicas la diferencia es más notable, esto sucede con todos los suelos ya que presentan comportamientos similares. Así mismo se determina

que cuando la viga se ubica en el nivel inferior esta presenta un buen comportamiento cuando solo estamos en presencia de cargas gravitacionales, sin embargo ante la presencia de acciones sísmicas genera una concentración de esfuerzos en las zapatas que genera mayores momentos lo que implica mayor cantidad de acero en el diseño. Dicho comportamiento es muy similar para los tipos de suelo estudiados, por lo que solo se muestra la gráfica para el caso de arcilla firme como representativo.

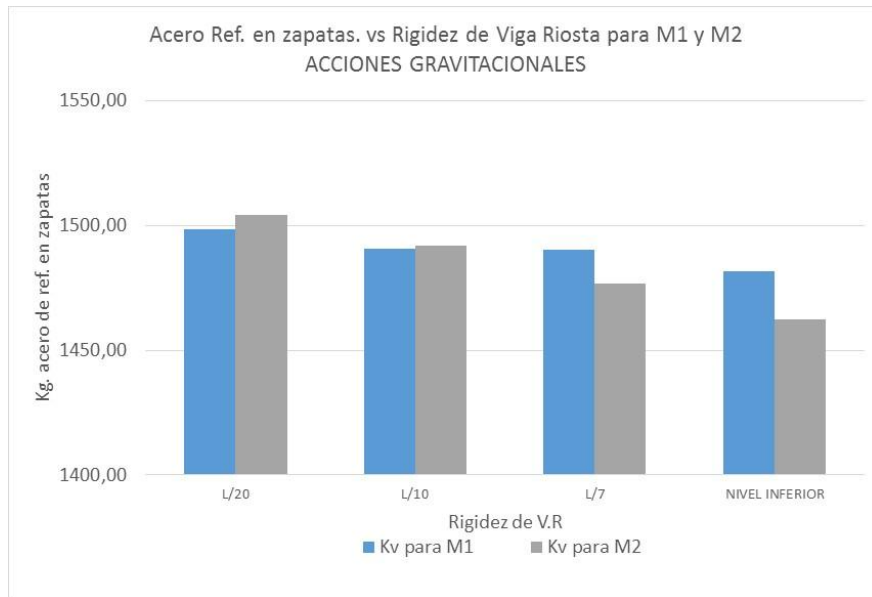


Figura 47. Grafica Acero de Refuerzo vs. Rigidez de V.R. (ARCILLA FIRME) (CARGAS GRAVITACIONALES)

Fuente: Elaboración propia

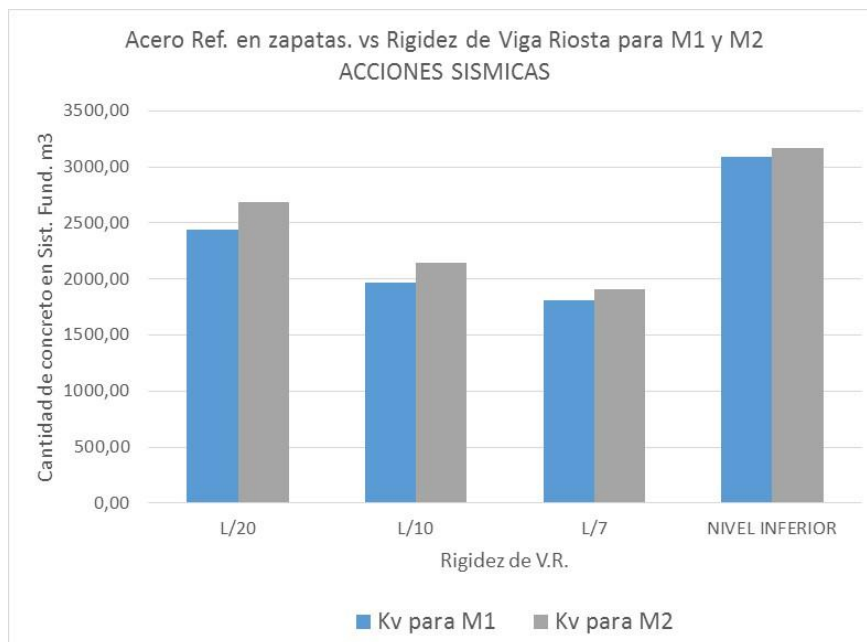


Figura 48. Grafica Acero de Refuerzo vs. Rigidez de V.R. (ARCILLA FIRME) (INCLUYE ACCIONES SISMICAS)

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se realizaron gráficas con los resultados obtenidos en la Tabla No. 17 donde se totalizó las cantidades de concreto y acero de refuerzo de todo el sistema de fundación, tomando en cuenta las cuantías correspondientes a los componentes del sistema de fundación, viga de riostra, pedestal y zapatas, para ver comparativamente la influencia de la variación de la V.R. en el diseño del sistema de fundación completo.

Abajo se muestra un gráfico comparativo (fig. 49 y 50) de las cantidades en arena densa, para el caso de la arena suelta el comportamiento es muy similar.

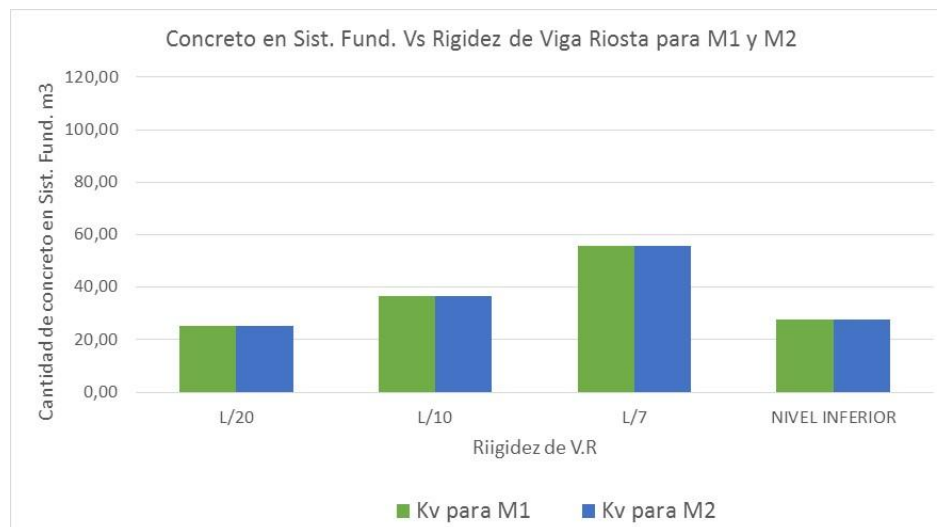


Figura 49. Grafica Concreto en todo el sistema de fundación vs. Rigidez de Viga de Riostra. (ARENA DENSA)

Fuente: Elaboración propia

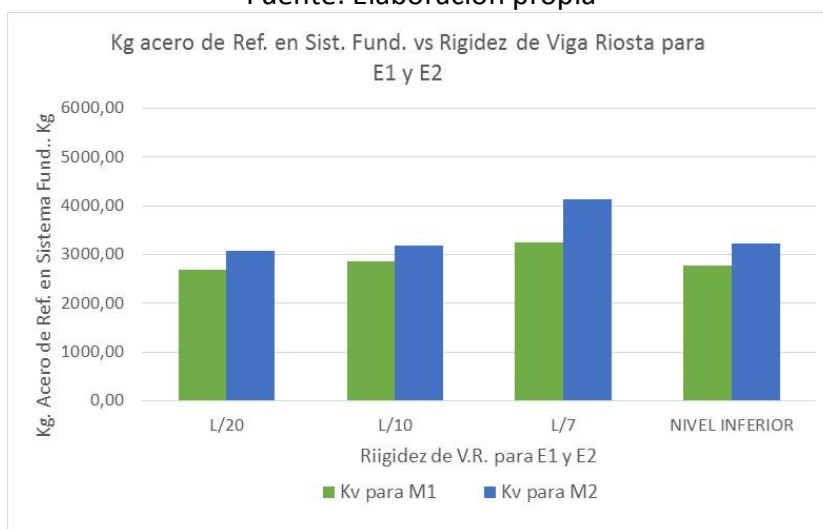


Figura 50. Grafica Kg. Acero de todo el Sist. fund vs. Rigidez de Viga de Riostra. (ARENA DENSA)

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado en las arcillas, ver graficas 51 y 52, el incremento de concreto de todo el sistema para L/7, está entre 30-45% respecto a L/20, y de 12-16% cuando se emplea una L/10. Referente al acero de refuerzo para las condiciones L/20, L/10 y L/7 están muy similares representando un 10% de

incremento al emplear L/7 solamente, este comportamiento es muy similar entre arcilla media y firme. Abajo se indica las gráficas para arcilla media.

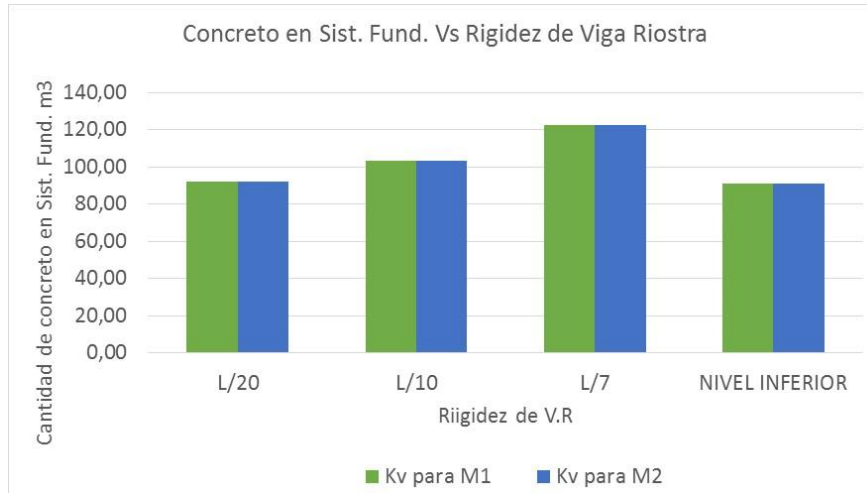


Figura 51. Grafica Concreto en todo el sistema de fundación vs. Rigidez de Viga de Riostra. (ARCILLA MEDIA)

Fuente: Elaboración propia

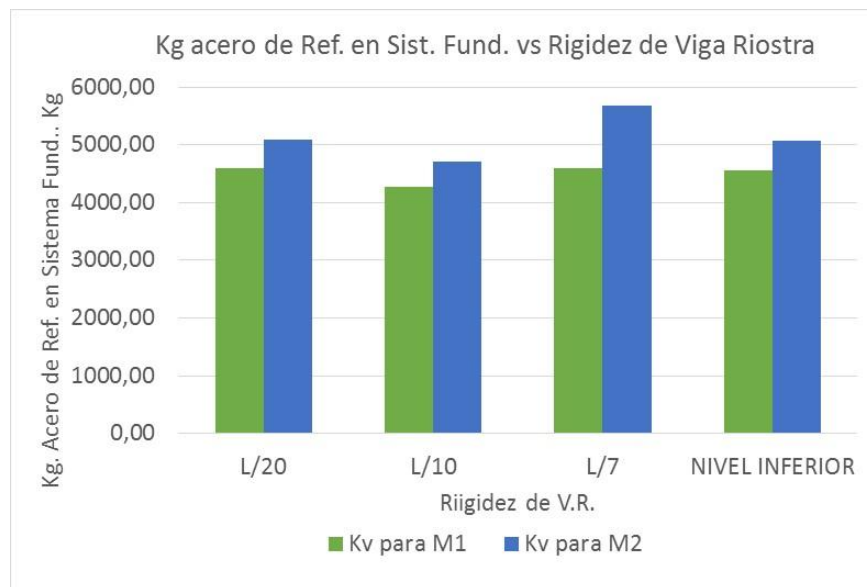


Figura 52. Grafica de Acero de Ref. en todo el sistema de fundación vs. Rigidez de Viga de Riostra. (ARCILLA MEDIA)

Fuente: Elaboración propia

Resultando así entonces que la relación $L/7$ resulta ser muy costosa por incrementar las cantidades de acero y concreto en el diseño del sistema de fundación, pudiéndose entonces obtener un buen comportamiento del sistema de fundación con rigidez de V.R. $L/10$ y $L/20$, que arrojarían un diseño más económico.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Por medio del diseño geotécnico de la cimentación se logró realizar la estimación del coeficiente de balasto, para cada tipo de suelo y condición de carga en las zapatas, a través de la obtención de curvas carga vs asentamiento, con cargas submúltiplos de q_{ult} y calculando los asentamientos empleando la teoría de elasticidad, partiendo de que el módulo de elasticidad es variable con la profundidad, debido a la presión de confinamiento. Se determinaron dos coeficientes de balasto, para M1, en el que se emplea un módulo de elasticidad para cada sustrato, calculando así los asentamientos en cada sustrato; y para el método M2 correspondiente a considerar el módulo de elasticidad Es como el promedio de todos los estratos.

De esta forma se logra obtener un valor de coeficiente de balasto más acertado, que el que se suele emplear al compensar las dimensiones del obtenido en la prueba de plato ya que se está considerando un módulo de Young tomando en cuenta la variación con la profundidad debido al confinamiento. Adicionalmente el módulo de Young también varía con el nivel de carga bajo la cimentación, el cual también varía con la profundidad, este último aspecto no fue considerado en esta investigación.

Los asentamientos determinados por medio del uso del módulo de elasticidad promedio de los estratos (método M2) resultan mucho más pequeños que los obtenidos para el método M1, (Es estrato a estrato), la mitad en magnitud en la mayoría de los casos, esto conduce a que se puede estar sobrestimando el suelo, al considerar un módulo de elasticidad más rígido de lo que es, por consiguiente el método M2 pudiera generar cálculos y diseños errados en las cimentaciones.

Al ver los asentamientos totales y diferenciales, obtenidos en cada uno de los suelos seleccionados, arena suelta, densa, y arcilla media y firme, se observó que los mayores asentamientos resultan en los suelos granulares. Por lo que hay que tener un especial cuidado en este tipo de suelos al calcular los asentamientos, ya que se debe emplear la forma más acertada el módulo de elasticidad, debido a que afecta potencialmente en el diseño de los asentamientos.

Las diferencias en cuantías de acero y concreto para método M1 y M2, resultan muy pequeñas, en comparación a las diferencias reportadas en los asentamientos, esto se debe a que para el caso de esta investigación el diseño geotécnico de la cimentación está gobernado por la capacidad portante y no por los asentamientos, en caso de que el diseño hubiese sido gobernado por los asentamientos las diferencias hubiesen sido mucho más relevantes ya que conlleva a redimensionamientos que afecta marcadamente en el diseño.

Se determinaron las cuantías de acero y concreto para cada uno de los modelos considerados, para un módulo de balasto obtenido a partir de los asentamientos obtenido para M1 y M2, y variando las rigidez de la viga de riostra para condiciones $L/20$, $L/10$ y $L/7$ a nivel de pedestal, y a nivel inferior, en suelos. Resultando que la viga de riostra al estar ubicada a nivel inferior presenta un buen comportamiento antes cargas gravitacionales, pero ante la presencia de acciones sísmicas genera una concentración de esfuerzos en la zapata que hace que se incremente notablemente las cantidades en el diseño.

El incremento en la rigidez de la viga de riostra favorece el comportamiento del sistema de fundación como un todo, disminuye los asentamientos diferenciales, reduce las solicitaciones en las zapatas, sin embargo si se aumenta mucho esa rigidez, pudiera resultar muy costoso por

el incremento de las cantidades en todo el sistema de fundación, ya que a mayor rigidez, mayor es la cantidad de concreto en la viga de riostra, y en algunos casos dependiendo de las solicitaciones a las que esté trabajando requerirá mayor cantidad de acero. Por lo tanto, la relación de rigidez $L/7$ en viga de riostra, proporciona diseños con mayores cuantías de acero y concreto en todo el sistema de fundación, independiente de la contribución en el diseño de las zapatas, por lo que esta condición de rigidez recomendada por la norma 1756-2001R pudiera generar diseños no tan económicos, en cambio para condiciones de rigidez de V.R. $L/10$ y $L/20$ se pudieran obtener diseños más óptimos.

Recomendaciones

- Para la realización del diseño de un sistema de fundación se debe facilitar e incentivar la comunicación entre los estructuristas y los geotecnistas, con el fin de que el sistema suelo-fundación sea analizado como un todo, el diseño geotécnico no debe estar desligado del diseño estructural de la cimentación, el geotecnista debe tener pleno conocimiento del sistema estructural proyecto así como la magnitud de las cargas a transmitir en el terreno.
- Al momento de calcular los asentamientos se debe tener especial cuidado al seleccionar el módulo de elasticidad a emplear, ya que este no solo varía con la profundidad debido a la presión de confinamiento, sino que también se ve afectado por el nivel de carga bajo la cimentación, el cual también varía con la profundidad. Por tal motivo se recomienda estudiar este tópico con el fin de crear procedimientos que permitan la obtención de un módulo de elasticidad tomando en cuenta estas variables, y así tener diseños más ajustado a lo que realmente ocurre cuando una estrado es cargado, y con este módulo de elasticidad llegar a obtener coeficientes de balastos que tome en cuenta esta condición.
- Al momento de incorporar acciones sísmicas a un modelo estructural donde se incluya el sistema de fundación, que toma en cuenta la interacción suelo-estructura dinámica, se recomienda realizar estudios donde se determinen los coeficientes de rigidez a través de funciones de impedancia y tomando en cuenta el amortiguamiento, ya que esto no fue tomado en consideración en esta investigación.

REFERENCIAS CONSULTADAS

- ACI 318-11 "Building Code Requirements for Structural Concrete".
- Bastidas A, Gurere P, (2005). Programa de selección de fundaciones superficiales sobre lecho elástico. Universidad Rafael Urdaneta. Maracaibo.
- Braja D. (1999). Principios de ingeniería de cimentaciones. International Thomsom Editores. 4ta. Edición. California State University Sacramento.
- Bowles, J. (1988). Foundation Analysis and Design (4th ed.). Singapore: Mc Graw Hill.
- COVENIN-MINDUR 2002:1988. Criterio de Acciones Mínimas para el proyecto de edificaciones. Articulado. Caracas: Fondonorma.
- COVENIN-MINDUR 1756:2001-1. Edificaciones sismorresistentes. Articulado (1ra Revisión). Caracas: Fondonorma.
- COVENIN-MINDUR 1756:2001-2. Edificaciones sismorresistentes. Comentarios (1ra Revisión). Caracas: Fondonorma.
- Guanchez E. (2017), Influencia de la interacción suelo-estructura en el diseño de sistemas de fundación de edificaciones regulares de concreto armado. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
- FONDONORMA 1753:2006-R. Criterio de Acciones Mínimas para el proyecto de edificaciones. Articulado. Caracas: Fondonorma.
- Freire T. (2000). Interacción suelo cimiento y estructura: el caso de la zapatas (1era. Parte). Uni. de A. de Coruña. España.
- Garza L. (2000). Diseño y construcción de cimentaciones. Medellín. Universidad Nacional de Colombia. Facultad Nacional de Minas.
- Hernández R., Fernández C. y Baptista P. (2006). Metodología de la Investigación (4ta Ed.). México: Mc Graw-Hill.
- Hetenyi, M. (1964). Beams on Elastic Foundations. Michigan, U.S.A: University of Michigan Press.

- Hurtado de B, J. (2010). Guía para la comprensión holística de la ciencia. Tercera Edición, Fundación Sygal. Caracas.
- Muelas A. (2000). Manual de Mecánica de suelo y cimentaciones. Capítulo 4: Cimentaciones directas. Madrid. España.
- Miramontes D. (2002). Diseño de zapatas aisladas, considerando una presión lineal variable del suelo. Puebla. Mexico.
- NSR-10. Reglamento Colombiano para construcción sismorresistente.
- Ron D. (2010). Estudio de las alternativas de sistemas de fundaciones sobre suelos areno-limosos entre las lagunas “del medio” y “de los francos” para el desarrollo del “complejo socio turístico para la conservación del Orinoco” en ciudad bolívar, municipio Heres, estado Bolívar. Universidad de Oriente. Ciudad Bolívar.
- Sabino C. (1992). El Proceso de la Investigación. Ed. Panapo. Caracas.
- Tamayo y Tamayo, Mario. (2003). El proceso de Investigación Científica. Tercera reimpresión de la 4ª edición. México, D.F: Editorial LIMUSA, Grupo Noriega Editores.
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique, Harvard soil mechanics series, Vol. 5, No. 4.
- Valarino E., Yáber G. y Cemborain M. (2010). Metodología de la investigación: Paso a paso (reimpresión 2011). México: Trillas.
- Velásquez J. (2000). Diseño de Sistemas de Fundación. Caracas. Universidad Católica Andrés Bello.
- Villareal G., (2009). Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas. Lima. Peru.

Fuentes Digitales

- http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/canales_g_aa/capitulo2.pdf. (consultado el 03 de diciembre del 2015).
- <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CIMENTACIONES.htm>. (consultado el 02 de diciembre del 2015).

- [ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Geotecnia/profesor_lucio_cruz/Curso%20Mec%E1nica%20de%20Suelos%20I/Mecanica%20de%20Suelos%20I%20ESLAGE%20\(17_18\).pdf](ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Geotecnia/profesor_lucio_cruz/Curso%20Mec%E1nica%20de%20Suelos%20I/Mecanica%20de%20Suelos%20I%20ESLAGE%20(17_18).pdf) (consultado el 07 de diciembre del 2015).
- http://www.biblioteca.udep.edu.pe/BibVirUDEP/tesis/pdf/1_139_179_92_12_96.pdf. (consultado el 07 de diciembre del 2015).
- <http://academic.uprm.edu/laccei/index.php/RIDNAIC/article/viewFile/68/68> (consultado el 05 de diciembre del 2015).
- <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3a/arg/e3/FundApun.pdf> (consultado el 05 de diciembre del 2015).
- <http://materias.fi.uba.ar/7411/curso/teoria/balasto/leoni.pdf> (consultado el 01 de diciembre del 2015).
- http://www.catedracanciani.com.ar/cancianiweb/E2/TEORICA16_17pdf.PDF (consultado el 07 de diciembre del 2015).
- http://www.docentes.unal.edu.co/lgarza/docs/DYCC_1.pdf. (consultado el 06 de diciembre del 2015).
- <ftp://ftp.unicauca.edu.co/cuentas/.cuentasbajadas29092009/lucruz/docs/Curso%20Fundaciones/Capitulos%20del%20no%20nacido%20Libro/Cap%EDtulo%205%20-%20Distribuci%F3n%20de%20esfuerzos%20en%20el%20suelo%20debido%20a%20cargas.pdf> (consultado el 02 de diciembre del 2015).
- http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/2_encuentro/03_aplicaciones_interaccion_suelo_estructura.pdf (consultado el 03 de diciembre del 2015).
- <http://metodologia02.blogspot.com/p/operacionalizacion-de-variables.html> (consultado el 29 de noviembre del 2015).
- <https://www.riphorsa.com> (consultado el 27 de diciembre del 2017)