

**ELEMENTOS FINITOS APLICADOS AL ANALISIS DE CASOS PARTICULARES
DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

**CAMILO ADRIAN ACOSTA MESA
JAIME ALEXANDER HERNANDEZ ORTIZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**ELEMENTOS FINITOS APLICADOS AL ANALISIS DE CASOS PARTICULARES
DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

**CAMILO ADRIAN ACOSTA MESA
JAIME ALEXANDER HERNANDEZ ORTIZ**

Trabajo de grado para optar el título de Ingeniero Civil.

**Director
Ing. Wilfredo Del Toro Rodríguez
ING. CIVIL M. Sc.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

DEDICATORIA

*A La Gloria y la Honra para nuestro Señor por haberme dado la inteligencia y la fuerza
Para lograr este gran objetivo, gracias Señor.*

*A mi esposa, Karolina Vergel Villabona por su apoyo total e incondicional en todos los aspectos
Y por entenderme “con todo y todo...”*

A mis hijos, David Esteban e Isabella porque son el motor de mi diario vivir.

*A mis padres, Misael Humberto Acosta Castro y Mariela Mesa Holguín por su amor inigualable,
Su invaluable apoyo, por los valores que me inculcaron, por sus oportunos consejos y sobre todo por su
gran PASIENCIA.*

*A mis hermanos, Fabián Leonardo, Ethel Yadira, que son motivo de orgullo para mi
Y pieza fundamental en mi vida.*

*A mis abuelitos, Rubén Mesa (Q.E.P.D) y Aurita Holguín (Q.E.P.D.), por que se, que
Desde el cielo ellos están orgullosos de mis logros y los de mi familia.*

*A mis tíos, tías, primos, sobrino y demás familiares porque en ellos siempre vi ejemplos de
Grandeza moral y profesional, fuentes de enseñanza para mi diario vivir.*

*A la mama y nona de mi esposa, Martha Patricia Villabona y Lucila Díaz de Villabona,
Por su incondicional apoyo en este largo camino.*

MUCHAS GRACIAS A TODOS...

CAMILO ADRIAN ACOSTA MESA

*Dedico esta nueva meta a mis padres hermanas y
compañeros que hicieron posible que se alcanzará cada
logro en el transcurso de este arduo camino.*

Jaime Alexander Hernández Ortiz

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION	18
1. OBJETIVOS.	20
1.1 OBJETIVO GENERAL	20
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	20
2. FUNDAMENTO TEORICO	21
2.1 CLASIFICACION DE CIMENTACIONES	22
2.2 TIPOS DE CIMENTACIONES	24
2.2.1 Cimentaciones superficiales.	24
2.1.1.1 Zapatas.	25
2.1.1.2 Losas.	28
2.3 NORMAS APLICABLES A LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	30
2.3.1. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.	30
2.4 SUELOS CUESTIONABLES.	31
2.5 SUELOS EXPANSIVOS.	31
2.6 EFECTO DE LOS ASENTAMIENTOS	32
2.6.1 Límite de asentamientos totales	32
2.6.2 Límite de asentamientos diferenciales:	32
2.7 ELECCION DE LA PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION.	33
3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES	34
3.1 VIGAS DE FUNDACIÓN.	34
3.1.1 La reducción de asentamientos diferenciales.	35

3.1.2 Atención de momentos generados por excentricidades no consideradas en el diseño.	36
3.1.3 El mejoramiento del comportamiento sísmico de la estructura.	37
3.2 DISEÑO DE ZAPATAS	38
3.2.1 Zapata concéntrica.	38
3.2.1.1 Obtener la carga de servicio P.	38
3.2.1.2 Determinar el ancho B de la zapata.	39
3.2.1.3 Suponer espesor h de la zapata.	39
3.2.1.4 Revisar punzonamiento o cortante bidireccional.	40
3.2.1.5 Revisar cortante unidireccional.	43
3.2.1.6 Revisar el momento para calcular el acero de refuerzo.	44
3.2.1.7 Revisar el aplastamiento.	46
3.2.1.8 Detalles del refuerzo.	47
4. MODOS DE COMPARACIÓN DE LOS DIFERENTES CASOS.	49
5. DATOS DE ENTRADA	50
5.1 CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA	51
5.1.1 Avalúo de cargas verticales	51
5.2 MÓDULOS DE REACCIÓN DEL SUELO (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler).	55
5.3 COMBOS TRABAJADOS	56
5.4 MATERIAL UTILIZADO	57
6. METODO DE ELEMENTOS FINITOS.	58
6.1 APLICACIONES DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS	58
6.2 DATOS DE SALIDA	58
6.3 SECCIONES DE VIGAS	59
6.4 SECCION LOZA DE ZAPATAS	61
6.5 MODELOS ANALIZADOS	62

7. MÉTODO APROXIMADO	79
7.1 ANÁLISIS CON SUELO DE CAPACIDAD 4.0 <i>Kg/cm²</i>	86
8. CONCLUSIONES	93
BIBLIOGRAFIA	95

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Tipos de cimentaciones.	23
Figura 2. Zapatas corridas, continuas, combinadas.	26
Figura 3. Zapatas aisladas	27
Figura 4. Placa de cimentación.	29
Figura 5. Cimentación con viga de fundación	34
Figura 6. Momento inducido en un extremo de la viga de fundación por el asentamiento diferencial.	36
Figura 7. La viga de fundación toma los momentos resultantes del análisis estructural y la zapata la carga axial.	37
Figura 8. Zapata concéntrica	38
Figura 9. Cortante bidireccional en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.	41
Figura 10. Cortante bidireccional en zapata que soporta columna metálica.	41
Figura 11. Cortante unidireccional en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.	43
Figura 12. Cortante unidireccional en zapata que soporta columna metálica.	44
Figura 13. Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.	45
Figura 14. Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna metálica (a) y muro de mampostería estructural (b).	45
Figura 15. Modelo Geométrico y estructural para la verificación del aplastamiento.	47
Figura 16. Pórtico a trabajar en software.	50
Figura 17. Avalúo de cargas placa maciza depósito de jardinería	51
Figura 18. Avalúo de cargas placa maciza parqueadero	51

Figura 19. Avalúo de cargas cubierta liviana en teja de barro	52
Figura 20. Avalúo de carga placa maciza cubierta	52
Figura 21. Columnas escogidas para el diseño de la cimentación	53
Figura 22. Geometría de la cimentación Tipo 1	53
Figura 23. Geometría de la cimentación tipo 2	54
Figura 24. Especificaciones del material utilizado	57
Figura 25. Especificaciones sección viga de 30x50	59
Figura 26. Especificaciones sección viga de 30x40	59
Figura 27. Especificaciones sección viga de 40x50	60
Figura 28. Especificaciones sección viga de 40x40	60
Figura 29. Especificaciones sección zapatas	61
Figura 30. Especificación de las dimensiones geométricas	62
Figura 31. Gráfica del modelo No.1 en el que se cumple asentamientos totales.	63
Figura 32. Gráfica del modelo No.1 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante combo 1.	63
Figura 33. Gráfica del modelo No.1 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo X.	64
Figura 34. Gráfica del modelo No.1 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo Y.	64
Figura 35. Especificación de las dimensiones geométricas	65
Figura 36. Gráfica del modelo No.2 en el que se cumple asentamientos totales.	66
Figura 37. Gráfica del modelo No.2 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante combo 1.	66
Figura 38. Gráfica del modelo No.2 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo X.	67
Figura 39. Gráfica del modelo No.2 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo Y.	67
Tabla 5. Tabla comparativa de volúmenes y aéreas entre modelo 1 y 2.	69
Figura 40. Especificación de las dimensiones geométricas	70
Figura 41. Gráfica del modelo No.3 en el que se cumple asentamientos totales.	71

Figura 42. Gráfica del modelo No.3 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante combo 1.	72
Figura 43. Gráfica del modelo No.3 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo X.	72
Figura 44. Gráfica del modelo No.3 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo Y.	73
Figura 45. Especificación de las dimensiones geométricas	74
Figura 46. Gráfica del modelo No.4 en el que se cumple asentamientos totales.	75
Figura 47. Gráfica del modelo No.4 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante combo 1.	75
Figura 48. Gráfica del modelo No.4 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo X.	76
Figura 49. Gráfica del modelo No.4 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo Y.	76
Figura 50. Diseño de cimientos estructurales de la columna 20 a 25.	80
Figura 51. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 24.	81
Figura 52. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 20.	82
Figura 53. Diseño de cimientos estructurales de la columna 24 a 25.	83
Figura 54. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 25.	84
Figura 55. Geometría de cimentación tipo 2.	85
Figura 56. Geometría de cimentación tipo 1.	85
Figura 57. Diseño de cimientos estructurales de la columna 20 a 25.	86
Figura 58. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 24.	87
Figura 59. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 20.	88
Figura 60. Diseño de cimientos estructurales de la columna 24 a 25.	89
Figura 61. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 25.	90
Figura 62. Geometría de cimentación tipo 2.	91
Figura 63. Geometría de cimentación tipo 1.	91

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Factores de seguridad indirectos	31
Tabla 2. Valores máximos de los asentamientos diferenciales	33
Tabla 3. Cargas aplicadas a las cimentaciones	54
Tabla 4. Módulo de reacción del suelo	56
Tabla 5. Tabla comparativa de volúmenes y aéreas entre modelo 1 y 2.	69
Tabla 6. Tabla comparativa de volúmenes y aéreas entre modelo 3 y 4.	78

RESUMEN

TITULO. ELEMENTOS FINITOS APLICADOS AL ANALISIS DE CASOS PARTICULARES DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES*.

AUTORES. CAMILO ADRIAN ACOSTA MESA
JAIME ALEXANDER HERNANDEZ ORTIZ **

PALABRAS CLAVES: Cimentación, Modelamiento, Programa.

DESCRIPCIÓN:

En la ingeniería civil y más aún en lo relacionado con suelos y en nuestro caso más específico el de cimentaciones superficiales, el estudio geotécnico es el objetivo principal, para así poder obtener una caracterización del terreno que nos permita tener una idea clara de las condiciones de estabilidad en el diseño de cimentaciones o de cualquier obra de ingeniería q nos lleve a una relación directa con los suelos.

Mediante este trabajo de grado miraremos los parámetros que nos permiten observar el comportamiento del terreno para así poderlo analizar y aplicar herramientas de cálculo y métodos computacionales avanzados. Estas herramientas computacionales e informáticas nos resultaran necesarias para poder reproducir situaciones complejas y modelamientos que se asemejen a lo que en la realidad se está comportando la estructura que es lo que buscamos en cada análisis que realizamos en nuestra vida profesional.

Lo que se busca es implementar una herramienta computacional que encontramos en el mercado, para la solución de cimentaciones superficiales por el método de elementos finitos mediante un software, además hacer una comparación con el método aproximado empleados actualmente por ingenieros calculistas para así encontrar las ventajas y desventajas que ofrece cada forma de diseño, haciendo un análisis con dos tipos de geometría de zapatas y dos clases de suelos con gran variación en su resistencia para poder observar el comportamiento.

* Trabajo de Grado

** Facultad Ingenierías Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director Ing. Wilfredo Del Toro Rodríguez

ABSTRACT

TITLE. FINITE ELEMENTS APPLIED TO THE ANALYSIS OF SPECIAL CASES OF SHALLOW FOUNDATIONS*.

AUTHORS. CAMILO ADRIAN ACOSTA MESA
JAIME ALEXANDER HERNANDEZ ORTIZ **

KEY WORDS: Foundations, Modeling, Program.

DESCRIPTION:

In civil engineering and even more so in relation to soil and in our specific case of shallow foundations, the geotechnical study is the main objective in order to obtain a characterization of the land which can give a clear idea of the conditions of stability in the design of foundations or any engineering work that will lead to a straight relationship with the soil.

Through this work we will show the parameters that allow us to observe the behavior of the ground with the purpose to be analyzed and thus apply calculation tools and advanced computational methods. These computational tools and software become necessary for us to play and modeling complex situations that resemble what in reality is behaving the structure is what we look for in each analysis we do in our professional lives.

What is searched to implement a computational tool that we find in the market for the solution of shallow foundations by the finite element method using software, plus a comparison with the approximate method currently used by engineers and estimators to identify the benefits and disadvantages offered by each form of design, analyzing geometry with two types of shoes and two kinds of soils with wide variation in resistance to observe the behavior.

* Work Degree

** Physicomechanical Engineering Faculty, School of Civil Engineering, Director Ing. Wilfredo Del Toro Rodríguez

INTRODUCCION

En las diferentes obras de ingeniería civil, entre ellas, las estructuras como los edificios, las casas la cimentación constituye un elemento importante que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, por lo que este pasa a conformar una parte más de la misma. Esto se debe a que el terreno por sus condiciones naturales presenta menos resistencia y mayor deformidad que los demás componentes que conforma la estructura, la edificación, por lo que no puede resistir cargas al igual que la estructura. Debido a ello se busca implementar cierto artificio a la estructura que permita transmitir y repartir las cargas al terreno de una manera adecuada para que el mismo no falle o se deforme al exceder su resistencia puntual, estos artificios son las cimentaciones o apoyos de la estructura.

Estas cimentaciones o apoyos deben ser dimensionadas con base en las características de terreno y las cargas de la estructura y las cuales son de distinto tipo de acuerdo a la utilidad que se busca y al comportamiento natural del terreno.

Para fines del trabajo se desarrolla las cimentaciones directas, abriendo preámbulo con que es una cimentación y cuál es la función que cumple, para luego si adentrarse en los distintos factores referente a las cimentaciones superficiales, entendiendo que las mismas son cimentaciones poco profundas, que reparten la cargas en un plano horizontal, utilizadas sobre todo cuando la características naturales del suelo permiten su aplicación.

Para realizar este tipo de cálculos encontramos en nuestro ámbito varios programas de elementos finitos con los cuales podemos resolver y analizar más fácil nuestro trabajo, en este caso haremos el análisis de cimentaciones

superficiales para así poder comparar los resultados y tener una idea clara de cuál de estos tipos de cimentaciones es más favorable en cuanto a estabilidad y economía.

1. OBJETIVOS.

1.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el modelamiento de problemas particulares de cimentaciones superficiales, mediante la utilización de un programa de elementos finitos, con el fin de comparar el comportamiento de las diferentes alternativas posibles.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Seleccionar un sistema de cimentaciones superficiales tipo a estudiar y de tipos de suelos típicos para los análisis.
- Analizar las deformaciones totales que se presentan en el sistema de cimentaciones dependiendo del tipo de sollicitación, tipo de cimentación y tipo de suelo.
- Considerar la respuesta del sistema de cimentación en cuanto a deformaciones diferenciales.
- Seleccionar los parámetros que serán utilizados para alimentar el software.
- Realizar un análisis comparativo de los diferentes casos de modelamiento realizados.

2. FUNDAMENTO TEORICO

Se entiende por cimiento la parte inferior de una estructura, empotrada en el suelo, y encargada de transmitir las acciones resultantes al terreno, el cual le sirve de sostenimiento y sujeción o anclaje.

La clasificación y tipología más antigua se basa en la situación del firme, que así es como se denomina la capa del terreno que ofrece suficiente respuesta tenso-deformacional compatible con el total de la estructura.

Por otra parte el terreno juega un papel importante, ya que es el que recibe las cargas a través de las cimentaciones, el suelo tiende a sufrir deformaciones en una o varias de sus capas, esto dependiendo de sus características y propiedades, las cuales pueden variar con el tiempo debido a los siguientes factores: la variación de los volúmenes de vacíos debido a la compactación del terreno, el desplazamiento y deformación de las partículas al acumularse, pues producen asentamientos en la superficie de contacto entre la cimentación y el terreno.

Los cimientos juegan un papel importante en el proceso constructivo de una edificación ya que estos son los que transmiten las cargas producidas por la estructura al suelo; de tal manera que el suelo tenga la capacidad suficiente para soportar sin sufrir deformaciones excesivas.

Los suelos están constituidos por mezclas de grava, arena, arcillas, limos y materia orgánica en proporciones variables y con un determinado contenido de agua, según la proporción de materiales tendremos un tipo de suelo distinto.

Grava: Partículas individuales de tamaño que varía entre 2 y 76,2 milímetros de diámetro y de aspecto redondeado.

Arena: Rocas o piedras pequeñas o fragmentos minerales de tamaño inferior a 2 milímetros de diámetro y con aristas cortantes.

Limo: Partículas finas de aspecto suave y harinoso en seco.

Arcilla: Suelos de textura muy fina que forman terrones duros al secar. La arcilla es la que determina el grado de plasticidad y le da cohesión a los suelos.

Materia orgánica: Vegetación descompuesta en parte o materias vegetales divididas en partículas muy finas.

Para el análisis del conjunto cimentación-suelo, se realizara el modelamiento en el cual se analizara una estructura, para obtener las fuerzas que se transmiten a dicho sistema (cimentación-suelo)

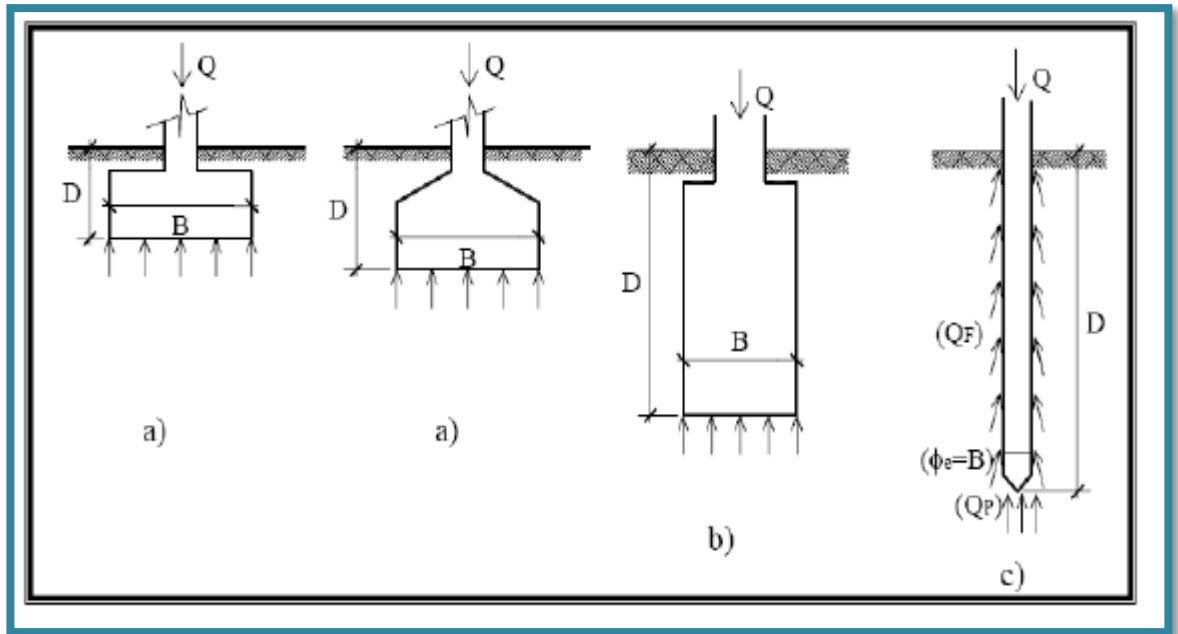
2.1 CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

Denominamos a las cimentaciones como el conjunto de elementos estructurales que tienen la misión de transmitir las cargas de la edificación al suelo. Debido a que la resistencia del suelo generalmente es menor que la de las columnas y muros que soporta; el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados (excepto en suelo rocosos).

En función de la relación entre la anchura; B (dimensión menor de su superficie de apoyo), y la profundidad en la que se ubica el desplante, D , se diferencian:

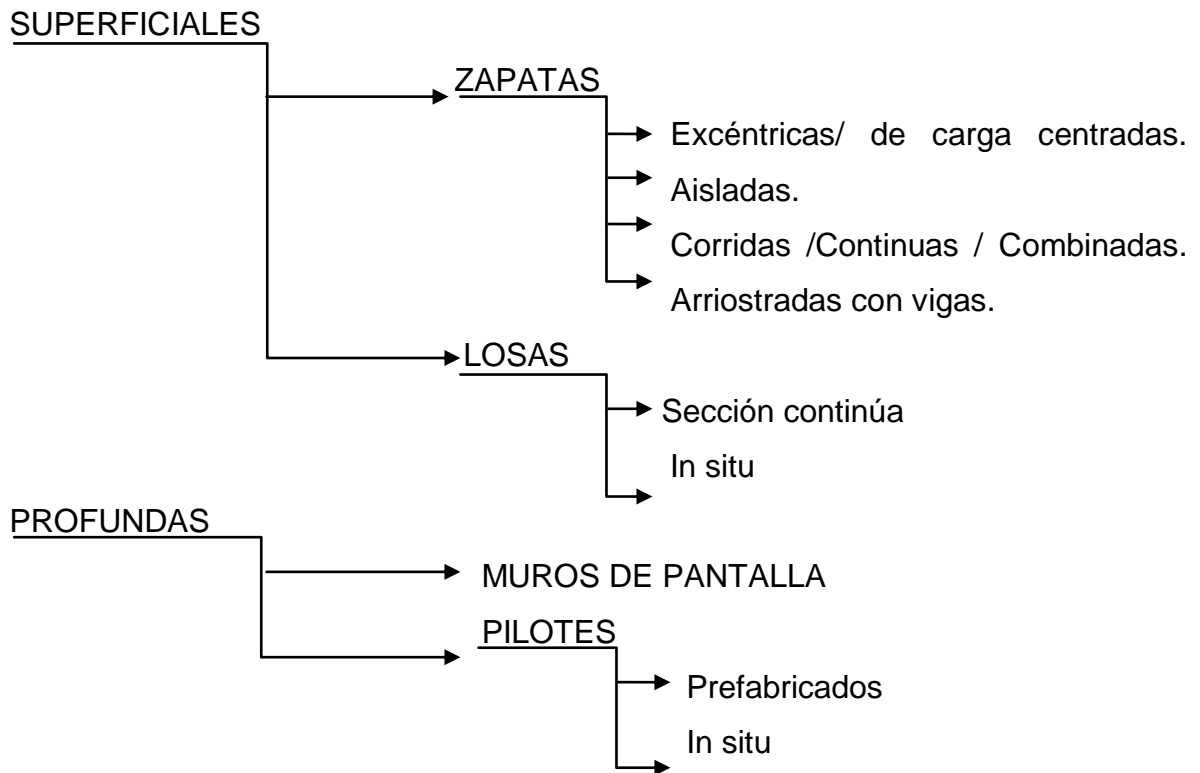
- cimentación superficial, si cumple: $\frac{D}{B} < 4$ (figura a);
- cimentación semiprofunda o pozos, si cumple: $4 = \frac{D}{B} \leq 8$ (figura b);
- cimentación profunda o pilotaje, si cumple: $\frac{D}{B} > 8$ (figura c).

Figura 1. Tipos de cimentaciones.



Fuente: Autores del Proyecto

2.2 TIPOS DE CIMENTACIONES



2.2.1 Cimentaciones superficiales.

Las cimentaciones se califican como superficiales si el plano de desplante de la cimentación se encuentra cerca de la superficie, a profundidad aproximadamente menor de 3 ó 4 m, y en su entorno se encuentran estratos suficientemente resistentes como para garantizar una determinada seguridad frente al hundimiento y unos asientos tolerables por la estructura.

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

estructural, de una cimentación superficial tiene las características de una viga o de una placa.

2.1.1.1 Zapatas. Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro y que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.

Pueden ejecutarse en hormigón armado macizo, con planta rectangular o cuadrada, como cimiento de soportes verticales.

A. Zapatas Excéntricas / de carga centradas.

Las zapatas descentradas tienen la particularidad de que las cargas que sobre ellas recaen, lo hacen de forma excéntrica, por lo que se producen unos momentos de vuelco que habrá que contrarrestar. Pueden ser de medianería y de esquina.

B. Zapatas aisladas.

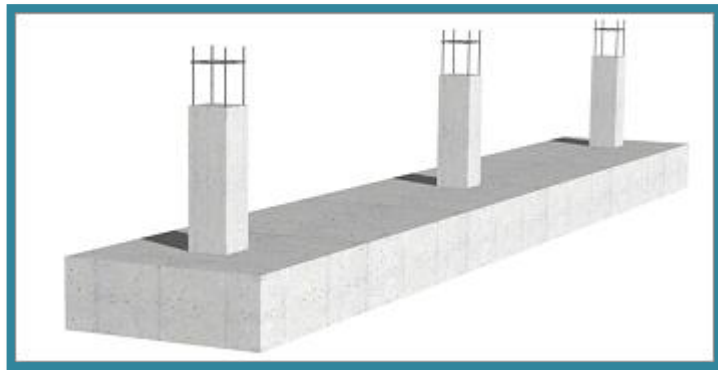
Es aquella zapata en la que descansa o recae un solo pilar. Encargada de transmitir a través de su superficie de cimentación las cargas al terreno. Una variante de zapata aislada aparece en edificios con junta de dilatación y en este caso se denomina "zapata ajo pilar en junta de diapasón". La zapata no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, aunque en las estructuras sí que es normal además de aconsejable poner una junta cada 30mts aproximadamente, en estos casos la zapata se calcula como si sobre ella solo recayese un único pilar.

C. Zapatas Corridas / Continuas / Combinadas.

Se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno.

Por practicidad se adopta una altura mínima para los cimientos de hormigón de 40 cm. aproximadamente. Si las alturas son mayores se les da una forma escalonada teniendo en cuenta el ángulo de reparto de las presiones.

Figura 2. Zapatas corridas, continuas, combinadas.



Fuente: Autores del Proyecto

En cuanto a las zapata continua son un tipo de cimentación que ofrece solución a cierto tipo de Cimentaciones Superficiales que se emplean cuando la transmisión de cargas se realiza en forma lineal y uniforme (p.ej. en el caso en que el elemento estructural es una pared).

Las zapatas combinadas son aquellas fundaciones que soportan más de una columna. Se opta por esta solución cuando se tienen dos columnas muy juntas y al calcular el área necesaria de zapata para suplir los esfuerzos admisibles sobre el suelo nos resulta que sus áreas se sobreponen.

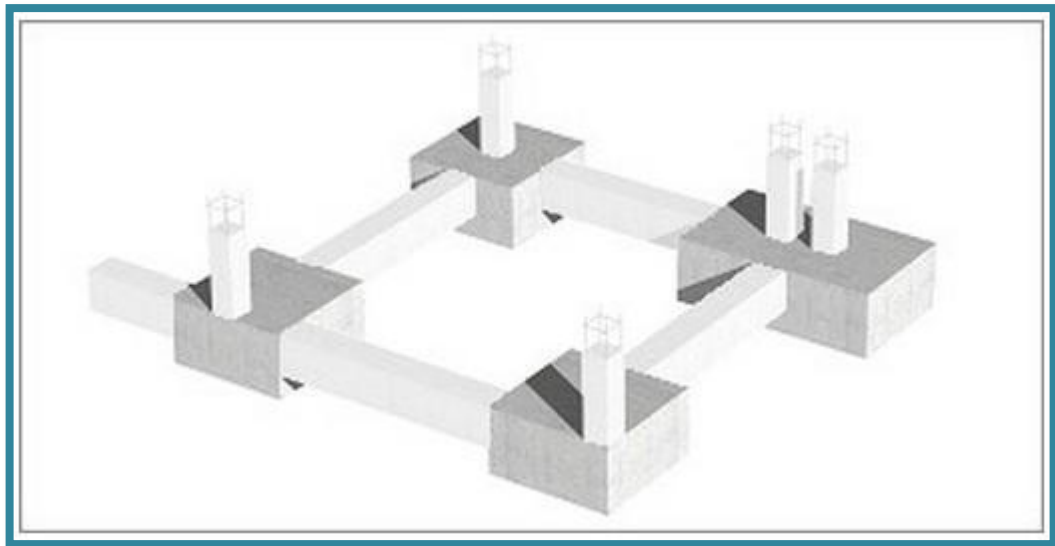
También se puede construir una fundación combinada en el caso de que una de las columnas sea medianera y se quiera amarrar con una de las fundaciones interiores.

Otro caso de fundaciones combinadas es cuando soportan más de dos columnas. Se puede dar cuando el esfuerzo admisible es pequeño y se requiere una gran área de fundación. La combinación puede cubrir columnas de un solo eje y se convierte en fundación alargada. Si se reúnen todas las columnas de una edificación se convierte en losa de fundación.

D. Zapatas arriostradas con vigas.

Con ésta configuración pretendemos conseguir, una continuidad en la base de la cimentación, formando todo un conjunto, con ello intentamos evitar que una parte del terreno, ceda frente a otra, provocando fisuras en las distintas plantas.

Figura 3. Zapatas aisladas



Fuente: Autores del Proyecto

2.1.1.2 Losas. También conocidas como Cimentaciones por Placa, son aquellas Cimentaciones Superficiales que se disponen en plataforma, la cual tiene por objeto transmitir las cargas del edificio al terreno distribuyendo los esfuerzos uniformemente.

Estas losas llevan una armadura principal en la parte superior para contrarrestar la contrapresión del terreno y el empuje del agua subterránea, y una armadura inferior, debajo de las paredes portantes y pilares, para excluir en lo posible la producción de flechas desiguales.

En casos de terrenos de poca resistencia para cimentación (inferior a 1 kg/cm²), puede ocurrir que las zapatas de los pilares aislados tiendan a juntarse.

La cimentación por losa es una buena solución cuando:

La construcción posee una superficie pequeña en relación al volumen (rascacielos, depósitos, silos).

La base de cimientos calculada resulta tal que la transmisión de carga a 45° representa una profundidad excesiva.

El terreno tiene estratificación desigual y son previsibles asientos irregulares

El terreno de asiento es flojo y de gran espesor y los pilotes a colocar serían exageradamente largos.

Figura 4.Placa de cimentación.



Fuente: Autores del Proyecto

A. De sección continua.

Los cimientos de losa continua se utilizan en casos en los que las cargas del edificio son tan grandes y el suelo tan poco resistente que las zapatas por sí solas cubrirían más de la mitad de la zona de construcción. Esta es una losa de hormigón armado, que soporta el peso procedente de los soportes. Descansando la carga sobre cada zona de la losa, sin ser excesiva y distribuida por toda la superficie.

2.3 NORMAS APLICABLES A LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

2.3.1. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

a) Factores de seguridad directos

Definición: En Ingeniería Civil en general el Factor de Seguridad FS se define como la relación entre fuerzas resistentes FR y actuantes FA y también pueden usarse esfuerzos y se usa para evaluar el Estado Límite de Falla¹.

La selección de los factores de seguridad, debe justificarse plenamente teniendo en cuenta:

- La magnitud de la obra.
- Las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones.
- La calidad de la información disponible en materia de suelos.

En ningún caso el factor de seguridad debe ser inferior a 1.00.

b) Factores de seguridad indirectos

Para cimentaciones se aconsejan los valores mostrados en la Tabla H.4.7.1 de NSR-10.

¹ Numeral H.2.4.1 NSR-10; FR: fuerzas resistentes, FA: fuerzas actuantes.

Tabla 1. Factores de seguridad indirectos

Condición	F_{SICF} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Fuente: Autores del Proyecto

2.4 SUELOS CUESTIONABLES.

Cuando la clasificación, resistencia o compresibilidad de un suelo esté en duda o donde el valor de la capacidad soporte sea superior al especificado en esta norma, la autoridad competente requerirá la necesidad de que la investigación sea hecha. Dicha investigación deberá cumplir con los requerimientos establecidos en la NSR-10.

2.5 SUELOS EXPANSIVOS.

En las áreas que probablemente hayan tenido suelos expansibles la autoridad competente deberá requerir ensayos de suelo para determinar dónde existe dicho suelo.

2.6 EFECTO DE LOS ASENTAMIENTOS

Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

Asentamiento máximo: definido como el asentamiento total de mayor valor entre los producidos en la cimentación.

Asentamiento diferencial: definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.

2.6.1 Límite de asentamientos totales

Los asentamientos totales calculados a 20 años se debe limitar a los siguientes valores:

- Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

2.6.2 Límite de asentamientos diferenciales:

Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla H.4.9.1 de la NSR-10 expresados en función del, distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción.

Tabla 2. Valores máximos de los asentamientos diferenciales

Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{l}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{160}$

Fuente: Autores del Proyecto

2.7 ELECCION DE LA PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION.

La profundidad mínima de cimentación estará en función de la capacidad soporte del suelo y deberá también de considerar aspectos siguientes:

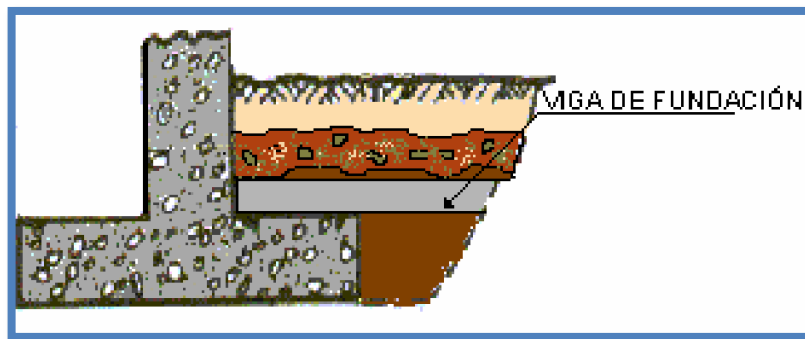
- Utilizar la profundidad que también evite problemas de erosión, meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por el flujo de las aguas superficiales o subterráneas.
- En presencia de suelos arcillosos la profundidad deberá llevarse hasta un nivel en el que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos.
- Es conveniente evitar los efectos de las raíces de árboles próximos a la edificación.

3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

3.1 VIGAS DE FUNDACIÓN.

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

Figura 5. Cimentación con viga de fundación



Fuente: Autores del Proyecto

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

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

3.1.1 La reducción de asentamientos diferenciales.

El efecto de las vigas de fundación como elementos que sirven para el control de asentamientos diferenciales depende de su rigidez. En nuestro medio, el tamaño de las secciones de las vigas de fundación que normalmente 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 la suficiente rigidez.

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

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 d que sufre la cimentación correspondiente a uno de los extremos de la viga; el cual induce sobre el otro extremo un momento M dado por:

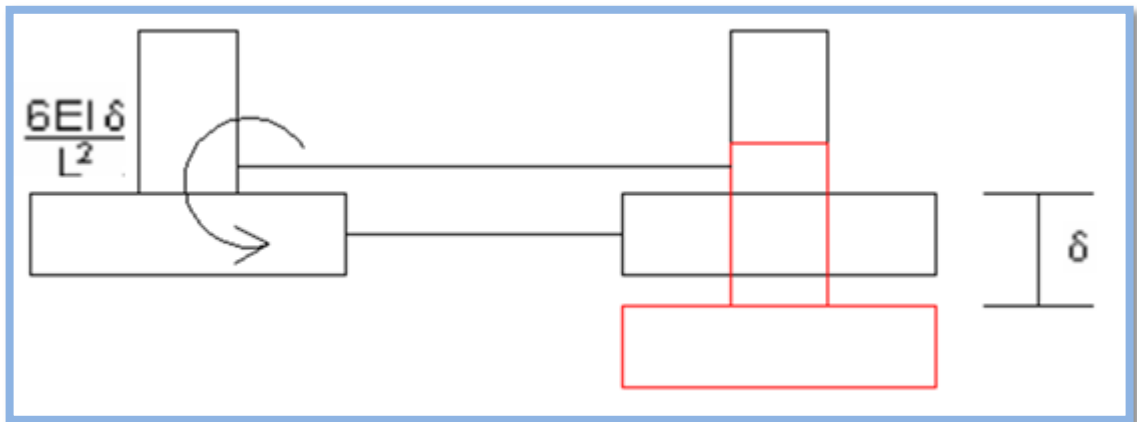
$$M = \frac{6EI}{L^2} \delta \quad (1)$$

En este caso, para un valor determinado de d , 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 d (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. En este sentido, una viga de fundación no expresamente diseñada para reducir los asentamientos

diferenciales y sin la suficiente rigidez no se recomienda considerarla en el diseño para atender este efecto.

Figura 6. Momento inducido en un extremo de la viga de fundación por el asentamiento diferencial.



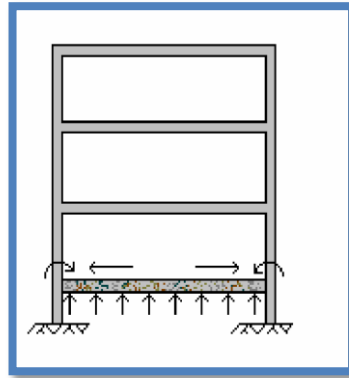
Fuente: Autores del Proyecto

3.1.2 Atención de momentos generados por excentricidades no consideradas en el diseño.

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

- Criterio 1: Diseñar la viga de fundación para que tome los momentos y la zapata sólo atienda carga axial. En este caso, se debe considerar la viga en el análisis estructural, tal como se ilustra en la Figura 7.

Figura 7. La viga de fundación toma los momentos resultantes del análisis estructural y la zapata la carga axial.



Es importante considerar que la viga de fundación está apoyada sobre el suelo, no en el aire como se supone en el análisis.

Fuente: Autores del Proyecto

Algunos diseñadores no incluyen la viga en el análisis estructural, pero arbitrariamente la diseñan con los momentos obtenidos en los nudos columna - zapata.

- Criterio 2: Diseñar la zapata para que atienda el momento biaxial (o al menos en una dirección), 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 carga axial.

3.1.3 El mejoramiento del comportamiento sísmico de la estructura.

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

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):

$$q_u = cN_c + \gamma D_f \quad (3)$$

$$q_a = \frac{cN_c}{F_s} + \gamma D_f \quad (4)$$

Dónde:

c (Ton/m²) = Cohesión del suelo.

N_c = Factor de capacidad de carga.

γ (Ton/m³) = Peso volumétrico de la masa del 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.

3.2.1.2 Determinar el ancho B de la zapata. Para ello se emplea la expresión:

$$B = \frac{\overline{P_s}}{q_a} \quad P_s: \text{Carga de servicio} \quad (5)$$

q_a : Capacidad admisible del suelo

3.2.1.3 Suponer espesor h de la zapata. Esta suposición se hace sobre las siguientes bases conceptuales, estipuladas en la NSR 10:

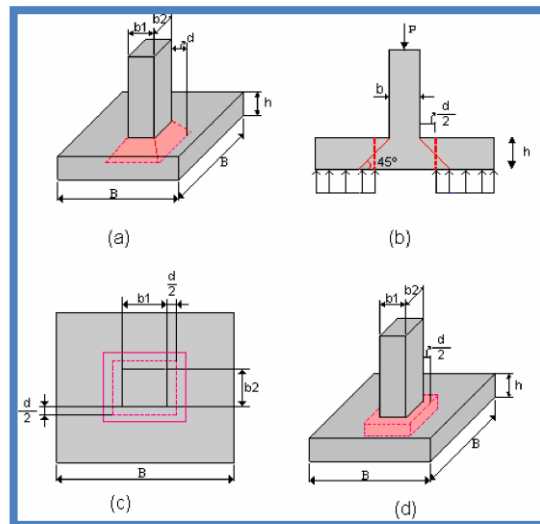
- El espesor efectivo de la zapata por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 150 mm ($d_{min} > 150$ mm, para zapatas apoyadas sobre suelo) (Artículo C.15.7).
- El recubrimiento mínimo debe ser de 75 mm, para el caso en que la zapata esté apoyada sobre suelo natural. (Artículo C.7.7.1 a).
- El recubrimiento mínimo debe ser de 50 mm, para el caso en que la zapata esté apoyada sobre suelo de relleno y el acero de refuerzo que se deba recubrir sea barras No. 6 (3/4") o 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") o 55M (55 mm). (Artículo C.7.7.1 b).
- El recubrimiento mínimo debe ser de 40 mm, para el caso en que la zapata esté apoyada sobre suelo de relleno y el acero de refuerzo que se deba recubrir sea barras No. 5 (5/8") o 16M (16 mm), alambre MW200 o MD200 (16 mm de diámetro) y menores. (Artículo C.7.7.1 b).

De acuerdo con estos conceptos, el espesor mínimo de una zapata será 190 mm, y corresponde al caso de una zapata reforzada con varillas con diámetro inferior a 5/8", apoyada sobre un suelo de relleno (150 mm + 40 mm).

3.2.1.4 Revisar punzonamiento o cortante bidireccional. Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta a la carga vertical que le transfiere la columna o pedestal (figura 9a).

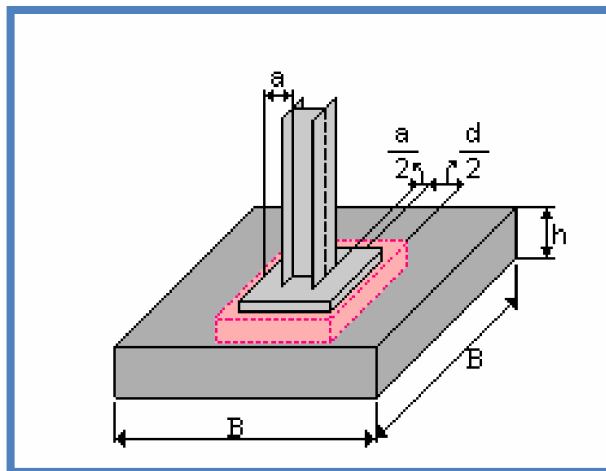
En la práctica, para simplificar el problema, se trabaja con una superficie de falla o sección crítica perpendicular al plano de la zapata y localizada a $d/2$ de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto (Figuras 9b, 9c y 9d), o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si estás el caso (Figura 10); con una traza en la planta igual al perímetro mínimo b_o .

Figura 9. Cortante bidireccional en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 10. Cortante bidireccional en zapata que soporta columna metálica.



Fuente: Autores del Proyecto

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

$$V_{ubd} = \frac{P_u (B^2 - (b_1 + b)(b_2 + d))}{B^2 \cdot 2 \cdot b_1 + d + b_2 + d \cdot d} \quad (6)$$

Dónde:

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

B = Ancho de la zapata, expresado en mm.

d = Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción ($d = h$ -recubrimiento), expresada en mm.

b_1 = Lado corto de la columna o pedestal, expresado en mm.

b_2 = Lado largo de la columna o pedestal, expresado en mm.

De acuerdo con el Artículo C.11.11.2.1, se deben cumplir las siguientes relaciones:

$$a) V_{ubd} = 0.17(1 + \frac{2}{\beta})\lambda \bar{f}'_c b_0 d \quad (7)$$

$$b) V_{ubd} = 0.083(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2)\lambda \bar{f}'_c b_0 d \quad (8)$$

$$c) V_{ubd} = 0.33\lambda \bar{f}'_c b_0 d \quad (9)$$

Dónde:

\bar{f}'_c = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en Mpa.

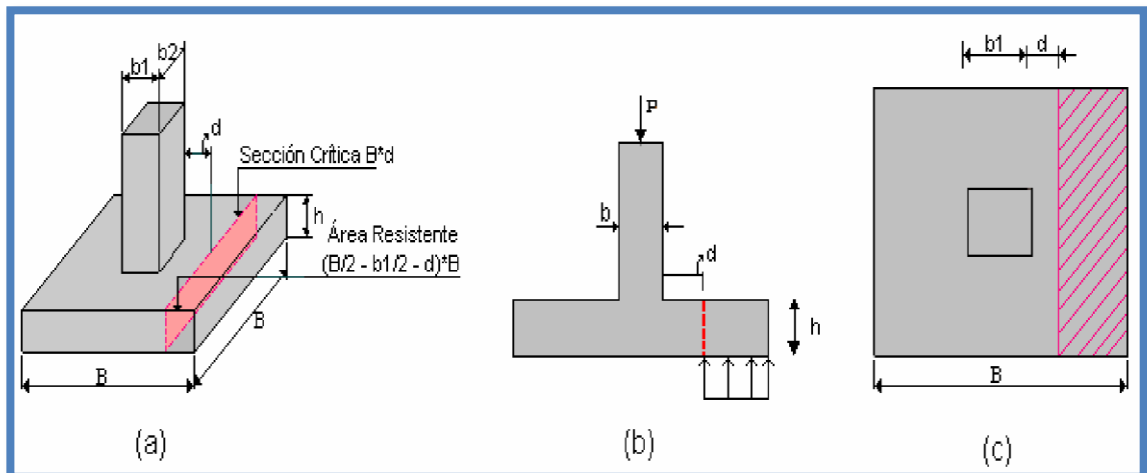
α_s = Factor que depende de la posición de la columna o pedestal en la zapata (no de la posición de la columna o pedestal en el edificio); se considera igual a 40 cuando la columna o pedestal está al interior de la zapata, 30 cuando la columna o pedestal está al borde de la zapata y 20 cuando la columna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

b_0 = Perímetro de la sección crítica

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

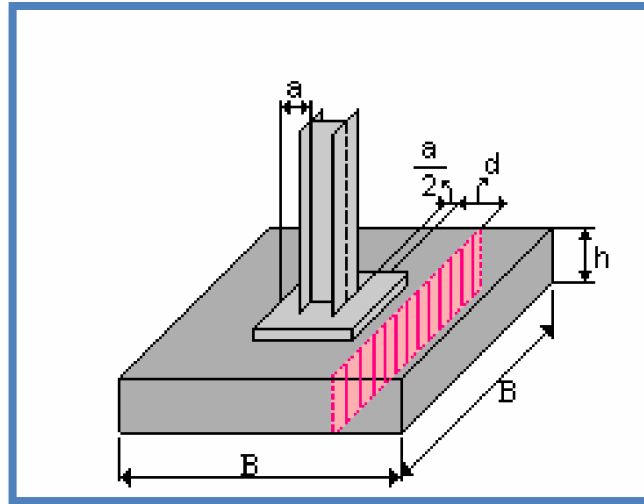
3.2.1.5 Revisar cortante unidireccional. (Artículo C.11.11.1.1) Se refiere al efecto en el comportamiento de la zapata como elemento viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia d de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto (Figura 11), o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si este es el caso (Figura 12).

Figura 11. Cortante unidireccional en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 12. Cortante unidireccional en zapata que soporta columna metálica.



Fuente: Autores del Proyecto

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

$$V_{uud} = \frac{P_u}{B^2} \frac{B(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} - d)}{Bd} = \frac{P_u}{B^2} \frac{(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} - d)}{d} \quad (10)$$

Se debe cumplir que:

$$V_{uud} < \frac{\phi \bar{f}'_c}{6} \text{ con } : \phi = 0.75 \quad (\text{C.9.3.2.3}) \quad (11)$$

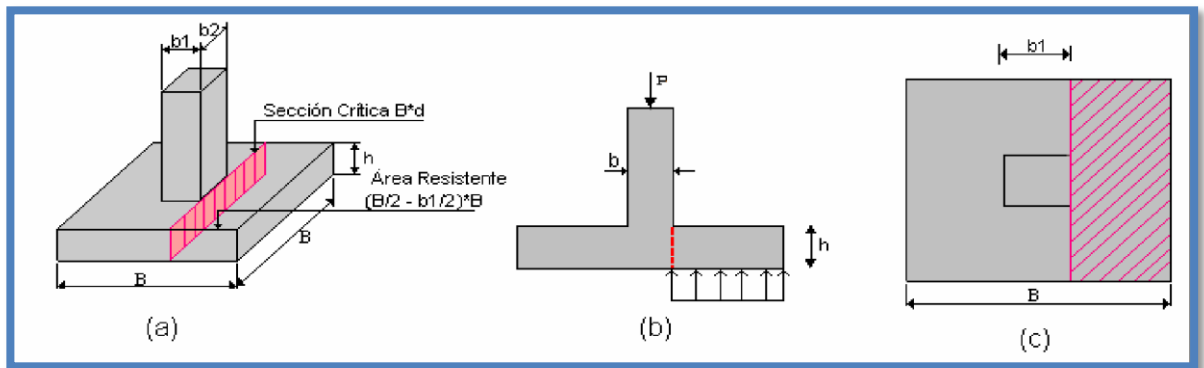
3.2.1.6 Revisar el momento para calcular el acero de refuerzo.

(Artículo C.15.4.2). 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 13). Para los apoyos de columnas con placas de acero, en la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la placa (Figura 14a) y para mampostería estructural, en la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro (Figura 14b).

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

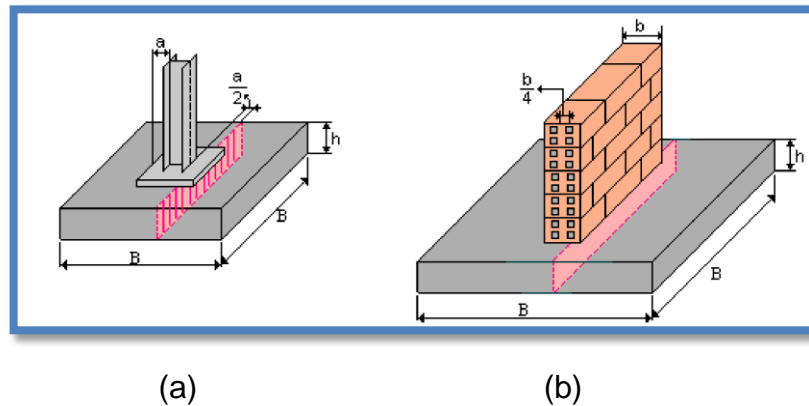
$$M_u = \frac{P_u B}{B^2} \frac{B}{2} \left(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2}\right)^2 = \frac{P_u}{2B} \left(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2}\right)^2 \quad (12)$$

Figura 13. Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 14. Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna metálica (a) y muro de mampostería estructural (b).



(a)

(b)

Fuente: Autores del Proyecto

De acuerdo con los artículos C.15.4.3 y C15.4.4, el refuerzo resultante debe repartirse uniformemente a todo lo ancho de la zapata, con excepción del refuerzo

transversal de zapata rectangulares, en donde una banda central de ancho igual al menor de la zapata debe tener uniformemente repartida una porción del refuerzo total dada por la ecuación C.15-1, que se transcribe a continuación:

$$\gamma_s A_s = \frac{\text{refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(\beta+1)} \quad (13)$$

Dónde:

β Es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

$$\beta = \frac{\text{longitud larga}}{\text{longitud corta}} \quad (14)$$

En cualquier caso, el refuerzo a flexión debe tener una cuantía mínima de 0.0018 en ambas direcciones.

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

3.2.1.7 Revisar el aplastamiento. Como se observa en la (Figura 15) se suele considerar que la presión de compresión que transmite la columna o pedestal se va disipando con el espesor h de la zapata, a razón de 2 horizontal por 1 vertical, desde el área A_1 en su cara superior (área de contacto columna o pedestal – zapata), hasta el área A_2 en su cara inferior.

La capacidad de carga por aplastamiento debe ser tal que:

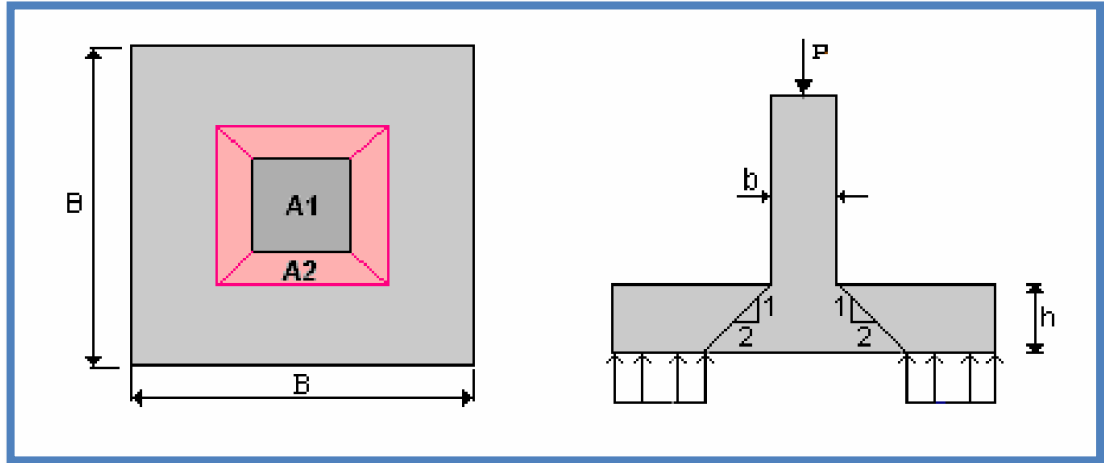
$$Pu < \phi 0.85 f'_c A_1 \frac{A_2}{A_1} \quad \text{con : } \phi = 0.70 \quad (15)$$

Donde ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia. Para esfuerzos de cortante.

En esta expresión se debe cumplir:

$$\frac{\overline{A_2}}{A_1} \leq 2 \quad (16)$$

Figura 15. Modelo Geométrico y estructural para la verificación del aplastamiento.



Fuente: Autores del Proyecto

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.

3.2.1.8 Detalles del refuerzo. De acuerdo con los artículos C.15.4.3 y C.15.4.4 en zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

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

De conformidad con lo establecido en el artículo C.15.8.2.1, la cuantía de refuerzo de la columna o pedestal que pasa a la zapata debe ser al menos $0.005A_g$, donde A_g es el área bruta del elemento soportado siendo este el límite que equivale a la mitad de la cuantía mínima de la columna o pedestal.

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

Otros detalles importantes relacionados con el traslapo de las dovelas de transferencia, si se requieren, deben ser consultados en la norma.

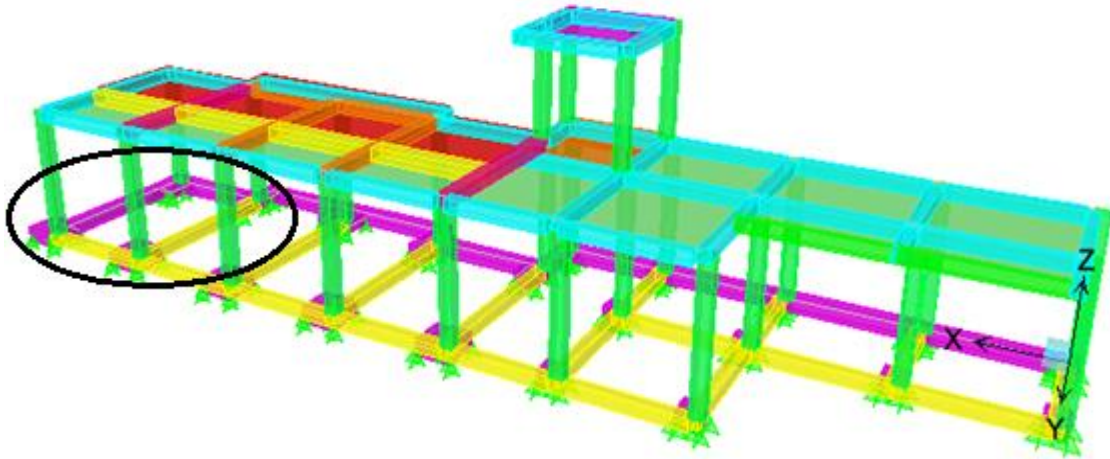
4. MODOS DE COMPARACIÓN DE LOS DIFERENTES CASOS.

Para encontrar el comportamiento entre los tipos de cimentaciones y las dos clases de capacidad portante del suelo ($2.0 \frac{Kgf}{cm^2}$ y $4.0 \frac{Kgf}{cm^2}$) que se van a analizar lo plantearemos mediante una comparación entre el programa de elementos finitos y el diseño mediante un método aproximado que son utilizadas diariamente por ingenieros calculistas.

5. DATOS DE ENTRADA

El pórtico trabajado para el análisis de las cimentaciones es un sistema estructural de pórtico en concreto reforzado que consta de dos niveles de placas macizas de espesor 0.15 m teniendo una altura máxima de 5.9 m se clasifica como una estructura de tipo I su análisis sísmico se estableció para una zona sísmica alta según norma sismo resistente NRS-10 con una aceleración pico efectiva de 0.25.

Figura 16. Pórtico a trabajar en software.




Fuente: Autores del Proyecto

5.1 CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA


5.1.1 Avalúo de cargas verticales

Figura 17. Avalúo de cargas placa maciza depósito de jardinería

Placa Maciza / DEPOSITO JARDINERIA													
 <p style="text-align: center;">e = 0.15 m</p>													
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Carga muerta</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Peso propio.....</td> <td style="text-align: right;">360.0 kgf/m²</td> </tr> <tr> <td>Acabados.....</td> <td style="text-align: right;">110.0 kgf/m²</td> </tr> <tr> <td>Otros.....</td> <td style="text-align: right;">10.0 kgf/m²</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">480.0 kgf/m²</td> </tr> </tbody> </table>			Carga muerta		Peso propio.....	360.0 kgf/m ²	Acabados.....	110.0 kgf/m ²	Otros.....	10.0 kgf/m ²		480.0 kgf/m²	
Carga muerta													
Peso propio.....	360.0 kgf/m ²												
Acabados.....	110.0 kgf/m ²												
Otros.....	10.0 kgf/m ²												
	480.0 kgf/m²												
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Carga viva</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>N.S.R.-10 Secc. B.4.2.1.....</td> <td style="text-align: right;">600.0 kgf/m²</td> </tr> </tbody> </table>			Carga viva		N.S.R.-10 Secc. B.4.2.1.....	600.0 kgf/m²							
Carga viva													
N.S.R.-10 Secc. B.4.2.1.....	600.0 kgf/m²												
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="3">Datos para el archivo de ETABS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Peso del material :</td> <td style="text-align: right;">2,400 kg{f}/m³</td> <td>Espesor eq. del Floor : 0.20 m.</td> <td style="text-align: right;">Carga Muerta : 480.0 kg{f}/m²</td> </tr> <tr> <td>Masa equiv. del material :</td> <td style="text-align: right;">244.65 kg{m}/m³</td> <td>Masa eq. reducida: 220.18 kg{m}/m³</td> <td style="text-align: right;">Carga Viva : 600.0 kg{f}/m²</td> </tr> </tbody> </table>			Datos para el archivo de ETABS			Peso del material :	2,400 kg{f}/m ³	Espesor eq. del Floor : 0.20 m.	Carga Muerta : 480.0 kg{f}/m ²	Masa equiv. del material :	244.65 kg{m}/m ³	Masa eq. reducida: 220.18 kg{m}/m ³	Carga Viva : 600.0 kg{f}/m ²
Datos para el archivo de ETABS													
Peso del material :	2,400 kg{f}/m ³	Espesor eq. del Floor : 0.20 m.	Carga Muerta : 480.0 kg{f}/m ²										
Masa equiv. del material :	244.65 kg{m}/m ³	Masa eq. reducida: 220.18 kg{m}/m ³	Carga Viva : 600.0 kg{f}/m ²										

Fuente: Autores del Proyecto

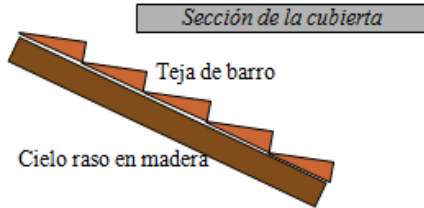
Figura 18. Avalúo de cargas placa maciza parqueadero

Placa Maciza / PARQUEADEROS													
 <p style="text-align: center;">e Acabados= 0.05 m</p> <p style="text-align: center;">e = 0.15 m</p>													
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Carga muerta</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Peso propio.....</td> <td style="text-align: right;">360.0 kgf/m²</td> </tr> <tr> <td>Acabados.....</td> <td style="text-align: right;">100.0 kgf/m²</td> </tr> <tr> <td>Otros.....</td> <td style="text-align: right;">10.0 kgf/m²</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">470.0 kgf/m²</td> </tr> </tbody> </table>			Carga muerta		Peso propio.....	360.0 kgf/m ²	Acabados.....	100.0 kgf/m ²	Otros.....	10.0 kgf/m ²		470.0 kgf/m²	
Carga muerta													
Peso propio.....	360.0 kgf/m ²												
Acabados.....	100.0 kgf/m ²												
Otros.....	10.0 kgf/m ²												
	470.0 kgf/m²												
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Carga viva</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>N.S.R.-10 Secc. B.4.2.1.....</td> <td style="text-align: right;">250.0 kgf/m²</td> </tr> </tbody> </table>			Carga viva		N.S.R.-10 Secc. B.4.2.1.....	250.0 kgf/m²							
Carga viva													
N.S.R.-10 Secc. B.4.2.1.....	250.0 kgf/m²												
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="3">Datos para el archivo de ETABS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Peso del material :</td> <td style="text-align: right;">2,400 kg{f}/m³</td> <td>Espesor eq. del Floor : <u>0.20 m.</u></td> <td style="text-align: right;">Carga Muerta : 470.0 kg{f}/m²</td> </tr> <tr> <td>Masa equiv. del material :</td> <td style="text-align: right;">244.65 kg{m}/m³</td> <td>Masa eq. reducida: 220.18 kg{m}/m³</td> <td style="text-align: right;">Carga Viva : 250.0 kg{f}/m²</td> </tr> </tbody> </table>			Datos para el archivo de ETABS			Peso del material :	2,400 kg{f}/m ³	Espesor eq. del Floor : <u>0.20 m.</u>	Carga Muerta : 470.0 kg{f}/m ²	Masa equiv. del material :	244.65 kg{m}/m ³	Masa eq. reducida: 220.18 kg{m}/m ³	Carga Viva : 250.0 kg{f}/m ²
Datos para el archivo de ETABS													
Peso del material :	2,400 kg{f}/m ³	Espesor eq. del Floor : <u>0.20 m.</u>	Carga Muerta : 470.0 kg{f}/m ²										
Masa equiv. del material :	244.65 kg{m}/m ³	Masa eq. reducida: 220.18 kg{m}/m ³	Carga Viva : 250.0 kg{f}/m ²										

Fuente: Autores del Proyecto

Figura 19. Avalúo de cargas cubierta liviana en teja de barro

• **Cubierta liviana en teja de barro**



Carga muerta	
Teja de barro	80.0 kgf/m ²
tabilla en madera	15.0 kgf/m ²
Impermeabilización.....	15.0 kgf/m ²
Otros.....	0.0 kgf/m ²
	110.0 kgf/m²

Carga viva	
N.S.R.-10 Sec. B.4.2.1.....	50.0 kgf/m²

Fuente: Autores del Proyecto

Figura 20. Avalúo de carga placa maciza cubierta

Placa Maciza / CUBIERTA



e = 0.10 m

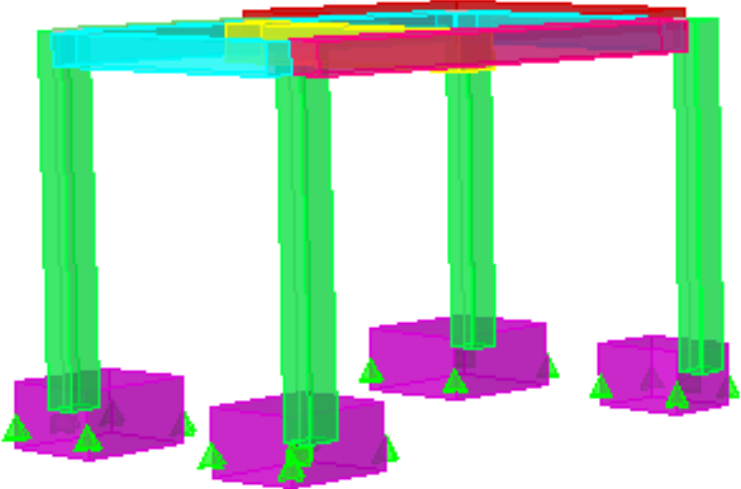
Carga muerta	
Peso propio.....	240.0 kgf/m ²
Impermeabilización.....	15.0 kgf/m ²
Otros.....	5.0 kgf/m ²
	260.0 kgf/m²

Carga viva	
N.S.R.-10 Sec. B.4.2.1.....	50.0 kgf/m²

Datos para el archivo de ETABS			
Peso del material :	2,400 kg{f}/m ²	Espesor eq. del Floor : <u>0.11 m.</u>	Carga Muerta : 260.0 kg{f}/m ²
Masa equiv. del material :	244.65 kg{m}/m ³	Masa eq. reducida: 220.18 kg{m}/m ²	Carga Viva : 50.0 kg{f}/m ²

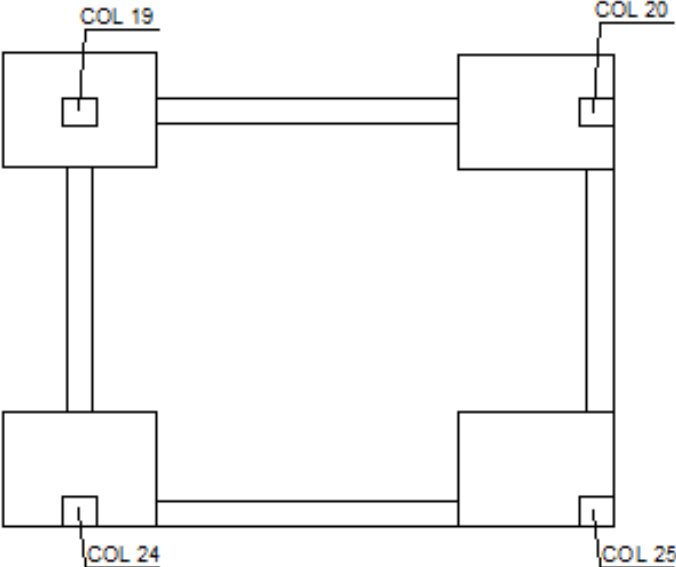
Como lo señalado en la figura 16. El pórtico a trabajar y los tipos de cimentaciones a trabajar se estipulan a continuación.

Figura 21. Columnas escogidas para el diseño de la cimentación



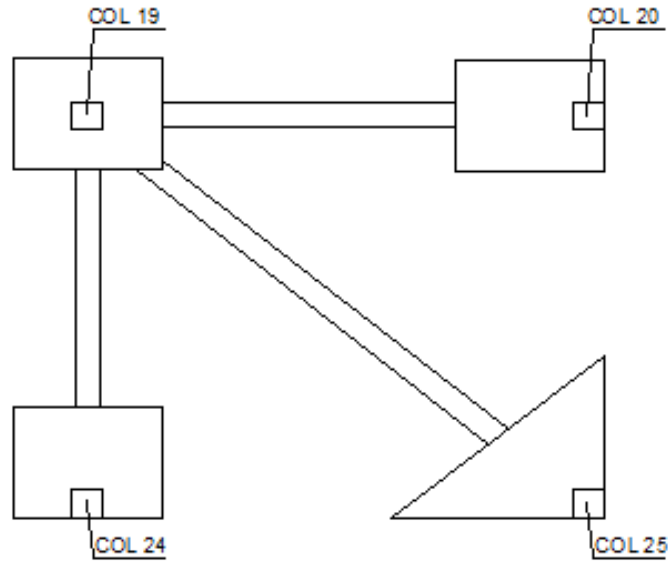
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 22. Geometría de la cimentación Tipo 1



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 23. Geometría de la cimentación tipo 2



Fuente: Autores del Proyecto

Tabla 3. Cargas aplicadas a las cimentaciones

Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
19	SISMOX	247.05	333.95	311.03	623.081	448.341	35.138
19	SISMOY	519.28	946.07	828.25	1765.843	942.307	75.139
19	SERVICE	11.74	-2349.44	10109.96	2671.639	43.466	-5.224
20	SISMOX	194.32	377.29	81.79	763.384	389.245	35.138
20	SISMOY	408.19	961.11	333.79	1941.777	817.76	75.139
20	SERVICE	-133.62	-1453.92	4400.7	1926.545	-97.987	-5.224
24	SISMOX	153.46	6235.27	32578.2	1722.428	128.8	25.835
24	SISMOY	309.28	17250.95	91746.91	4866.261	199.634	52.825
24	SERVICE	-25.34	-745.91	4578.81	-732.217	-90.437	-3.756
25	SISMOX	30.6	337.42	142.01	718.705	66.823	35.138
25	SISMOY	50.86	843.3	309.27	1809.634	82.252	75.139
25	SERVICE	-233.47	919.57	5321.56	-999.846	-196.29	-5.224

Fuente: Autores del Proyecto

5.2 MÓDULOS DE REACCIÓN DEL SUELO (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler).

Está en una tabla con diferentes valores del módulo de reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión.

Estos Valores de la constante elástica del terreno están dados en Kg/Cm³ y la Resistencia del suelo debe ser en Kg/Cm².

Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco Ingenieros connotados (en diferentes épocas).

Esta tabla se extrajo de la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Los tipos de suelos utilizados en el modelamiento de las cimentaciones tendrán una capacidad portante de $2.0 \frac{Kgf}{cm^2}$ y $4.0 \frac{Kgf}{cm^2}$.

Tabla 4. Módulo de reacción del suelo

Modulo de Reaccion del Suelo					
Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

5.3 COMBOS TRABAJADOS

Como todo análisis de cimentaciones se analizó con cargas de servicio propuestas en la norma NSR-10 título B.2.3. Encontrando que las siguientes fueron las utilizadas para alimentar el software.

Combo 1: D+L

Combo 2: D+0.75L

Combo 3: D+0.7E

Combo 4: D+0.75 (0.7E)+0.75L

Combo 5: 0.6D+0.7E

D: cargas muertas

L: cargas vivas

E: cargas de sismo X y Y.

5.4 MATERIAL UTILIZADO

Figura 24. Especificaciones del material utilizado

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: 3000Psi

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2400

Mass per Unit Volume: 244.7319

Units: Kgf. m. C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1.800E+09

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 7.500E+08

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Concreto de 3000Psi con un peso por unidad de volumen de $2400 \text{ Kgf} * \text{m}^3$, módulo de elasticidad de $E=1.800E+9$, Poisson de 0.2, y un esfuerzo de fluencia de 21 Mpa.

6. METODO DE ELEMENTOS FINITOS.

El método de elementos finitos, es un método numérico para la solución de problemas de ingeniería hoy comúnmente empleado para la resolución de problemas que involucran un alto grado de complejidad, de matemáticas aplicadas así como las físico mecánicas, ya que la gran mayoría de problemas que se presentan en estas aéreas, comúnmente involucran geometrías complejas, cargas no distribuidas y determinación de propiedades de materiales, por lo que generalmente no es posible obtener alguna solución analítica directamente de expresiones matemáticas.

6.1 APLICACIONES DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

Tiene aplicaciones casi ilimitadas, como ejemplo:

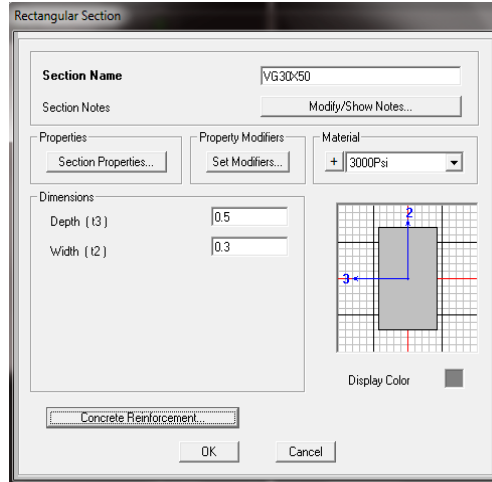
- Ingeniería y mecánica estructural, análisis sísmico.
- Mecánica del suelo, cimentaciones, mecánica de rocas.
- Hidrodinámica, ingeniería hidráulica, dinámica de fluidos.
- Ingeniería eléctrica.
- Ingeniería aeroespacial.
- Termodinámica.
- Ingeniería nuclear

6.2 DATOS DE SALIDA

Los datos de salida son el producto de una larga cadena de iteraciones hasta considerar que el diseño sería el más óptimo.

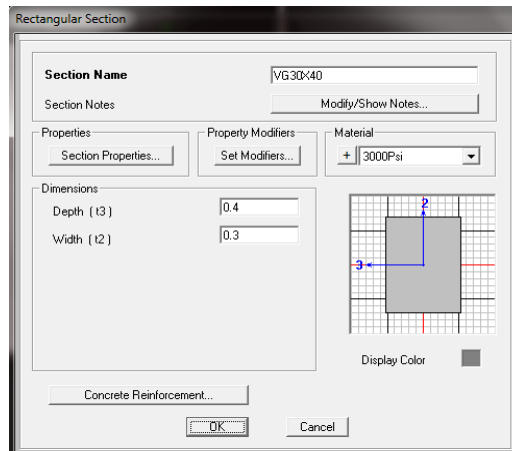
6.3 SECCIONES DE VIGAS

Figura 25. Especificaciones sección viga de 30x50



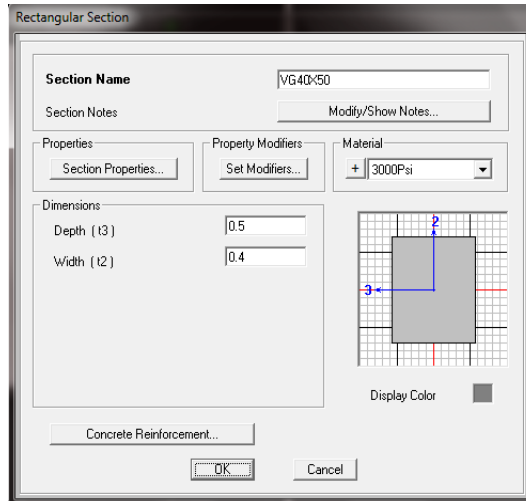
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 26. Especificaciones sección viga de 30x40



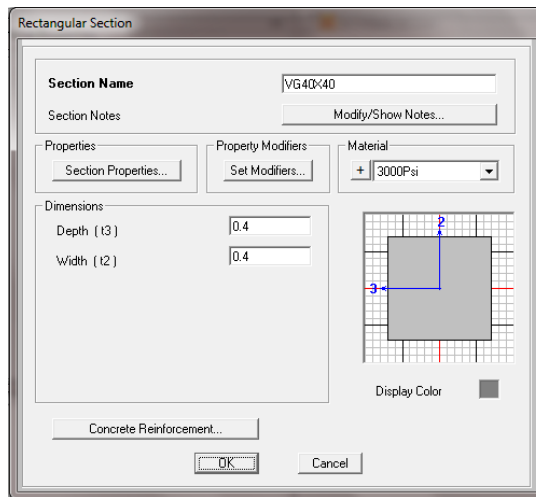
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 27. Especificaciones sección viga de 40x50



Fuente: Autores del Proyecto

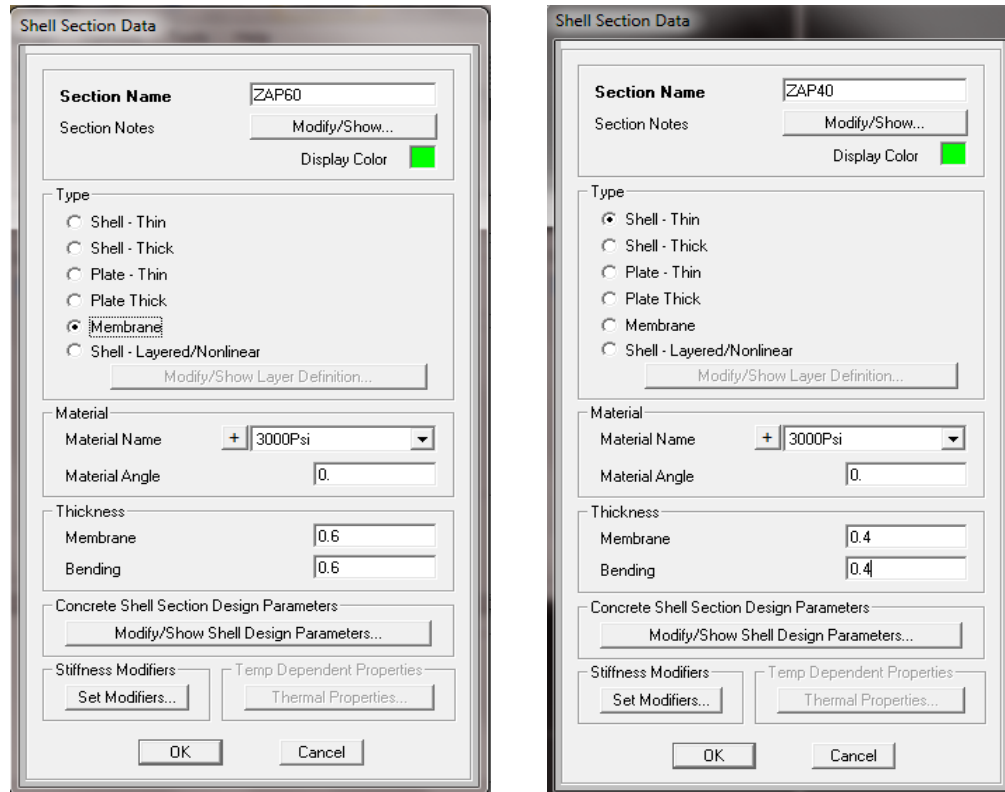
Figura 28. Especificaciones sección viga de 40x40



Como resultado de las diferentes iteraciones, análisis, y comparación de los dos tipos de cimentación se obtuvo las anteriores secciones de vigas con sus respectivas dimensiones, para controlar las deformaciones diferenciales en los diferentes casos.

6.4 SECCION LOZA DE ZAPATAS

Figura 29. Especificaciones sección zapatas



Fuente: Autores del Proyecto

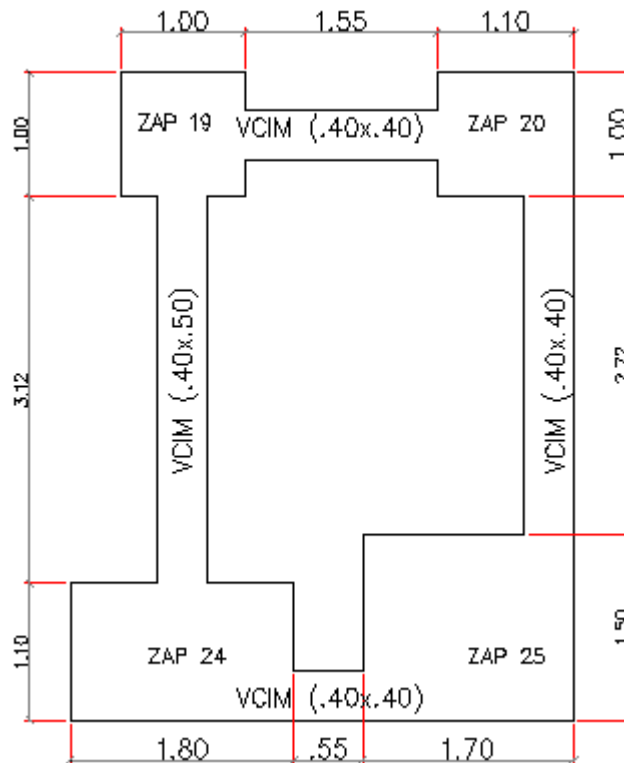
Como resultado de las diferentes iteraciones, análisis, y comparación de los dos tipos de cimentación se obtuvo las anteriores alturas de placas, para evitar las deformaciones excesivas.

6.5 MODELOS ANALIZADOS

MODELO 1

En este modelamiento con una capacidad portante de $2.0 \frac{Kgf}{cm^2}$ y un módulo de Winkler de $4.0 \frac{Kgf}{cm^3}$, tenemos como resultado una altura de cimentación de 0.4m y además unas graficas que se explican a continuación en escala de colores².

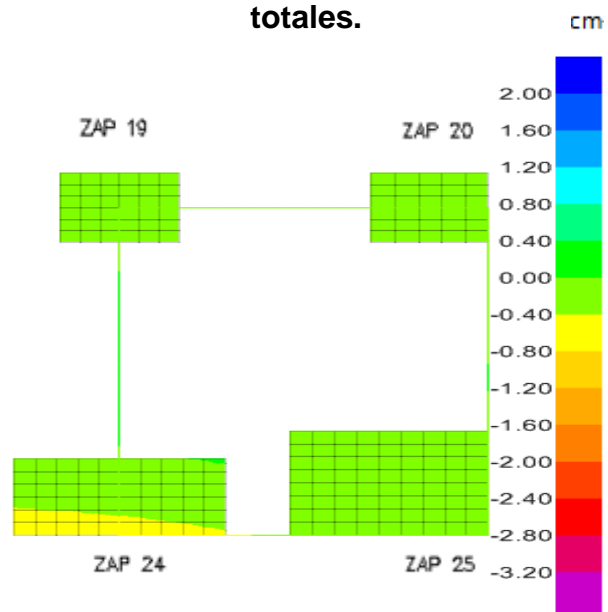
Figura 30. Especificación de las dimensiones geométricas



Fuente: Autores del Proyecto

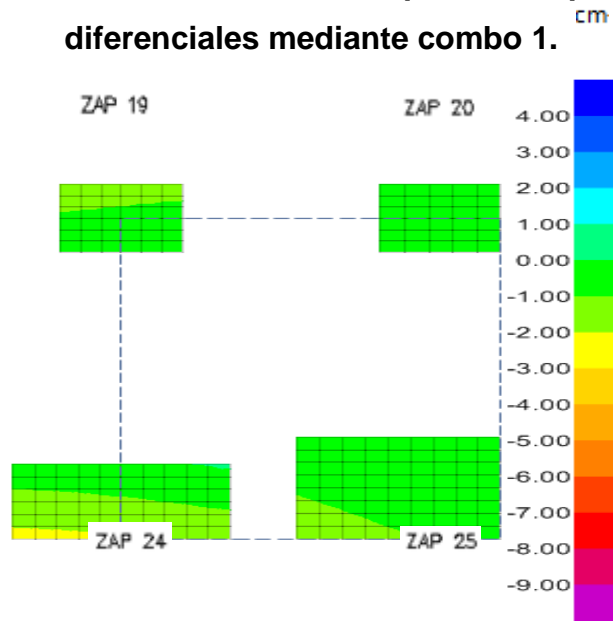
² Todos los datos de entrada están en unidades de Kgf-m-C., y los datos de salida en unidades de Kgf-cm-C.

Figura 31. Gráfica del modelo No.1 en el que se cumple asentamientos totales.



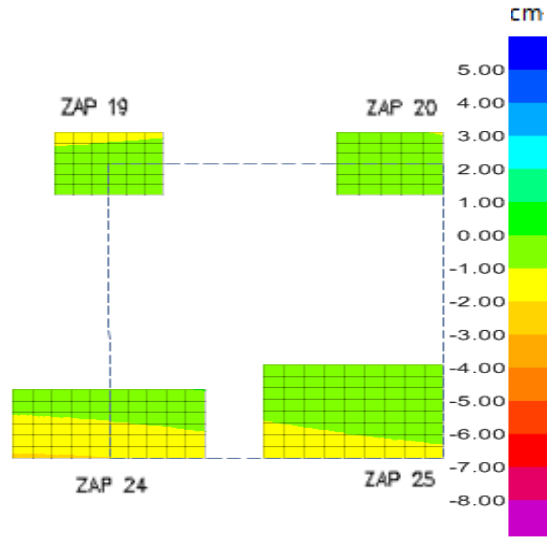
Fuente Software SAP 2000

Figura 32. Gráfica del modelo No.1 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante combo 1.



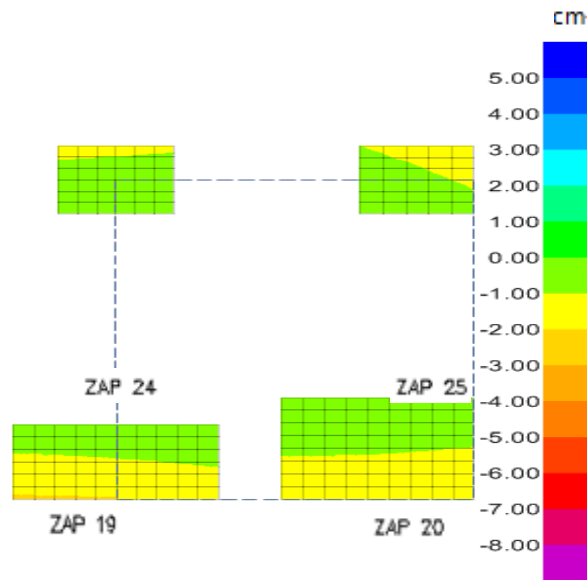
Fuente Software SAP 2000.

Figura 33. Gráfica del modelo No.1 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo X.



Fuente Software SAP 2000.

Figura 34. Gráfica del modelo No.1 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo Y.



Fuente Software SAP 2000.

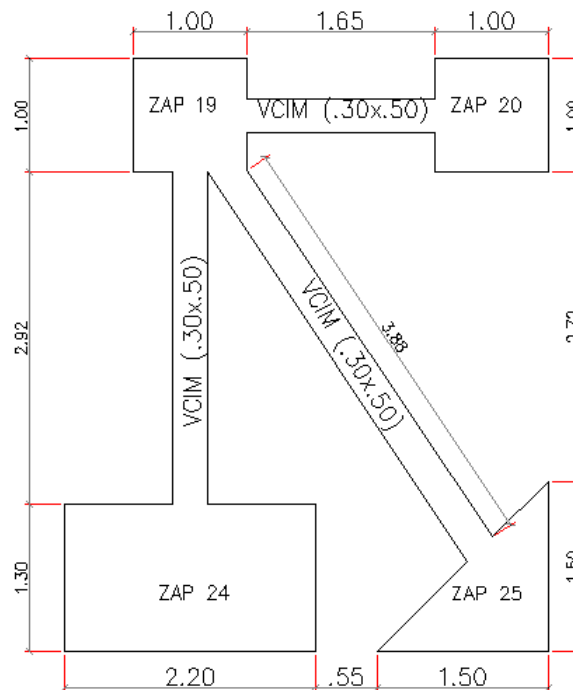
Las anteriores graficas son el resultado del análisis de los combos más críticos para cada tipo de cargas.

De lo visto se puede concluir que el sismo en la dirección Y es el más desfavorable en cuanto a deformaciones diferenciales.

MODELO 2

En este modelamiento con una capacidad portante de $2.0 \frac{Kgf}{cm^2}$ y un módulo de Winkler de $4.0 \frac{Kgf}{cm^3}$, tenemos como resultado una altura de cimentación de 0.6m y además unas graficas que se explican a continuación en escala de colores³.

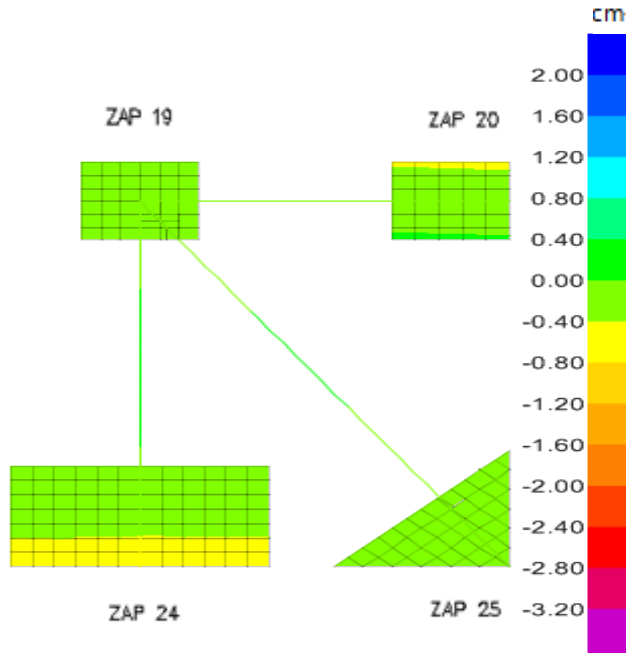
Figura 35. Especificación de las dimensiones geométricas



Fuente: Autores del Proyecto

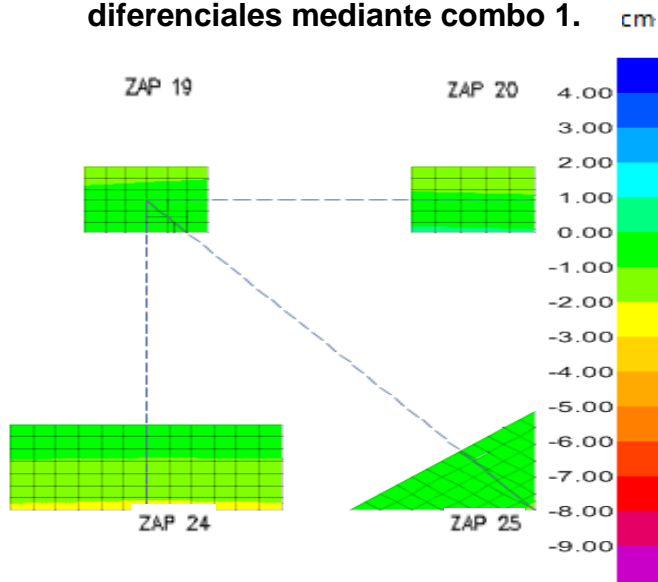
³ Todos los datos de entrada están en unidades de Kgf-m-C., y los datos de salida en unidades de Kgf-cm-C.

Figura 36. Gráfica del modelo No.2 en el que se cumple asentamientos totales.



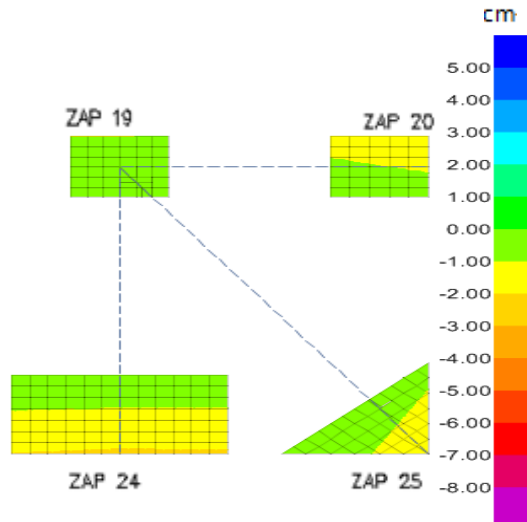
Fuente Software SAP 2000

Figura 37. Gráfica del modelo No.2 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante combo 1.



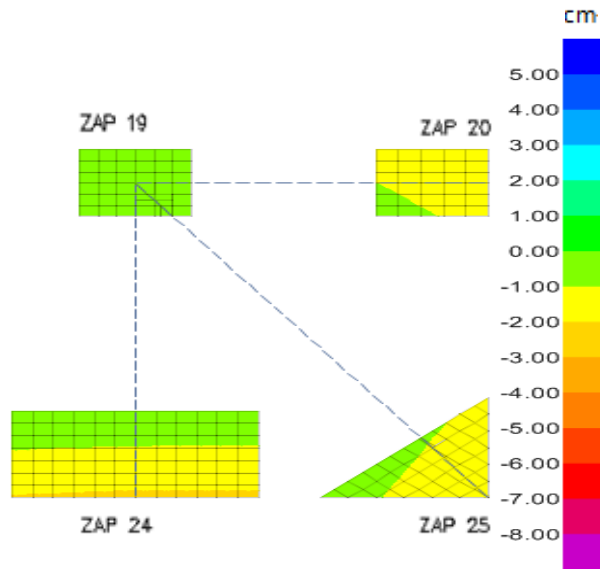
Fuente Software SAP 2000.

Figura 38. Gráfica del modelo No.2 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo X.



Fuente Software SAP 2000.

Figura 39. Gráfica del modelo No.2 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo Y.



Fuente Software SAP 2000.

Las anteriores graficas son el resultado del análisis de los combos más críticos para cada tipo de cargas.

De lo visto se puede concluir que el sismo en la dirección Y es el más desfavorable en cuanto a deformaciones diferenciales.

RESULTADO DE LA COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO 1 Y 2.

Haciendo las comparaciones respectivas de los resultados del modelamiento mediante el análisis de elementos finitos de **los dos tipos de cimentaciones** con la respectiva resistencia del suelo, se puede mencionar que:

De acuerdo con las figuras 31 a la 39, podemos decir que no hay asentamientos que superen lo permitido por la norma según la tabla 2 mostrada en la pagina 21 litera (c) ya que los mayores valores obtenidos no superan los 1.05 cm.

Con respecto a las áreas de contacto entre la cimentación y el suelo se puede decir que la cimentación tipo 2 es un **8.34%** menor que la cimentación tipo 1, esto se debe entre otras cosas a la forma en que son distribuidas y apoyadas las zapatas entre ellas haciendo que se conforme una estructura con una mayor rigidez en el caso de la cimentación tipo 1.

Con respecto a las volúmenes de concreto se puede decir que la cimentación tipo 1 es un **17.27%** menor que el de la cimentación tipo 2. Es por esta razón que este sistema de cimentación es el más usado en los sistemas de construcción.

Aunque en la cimentación tipo 2 presenta menor cantidad de área de contacto entre el suelo y la zapata que la tipo 1, esta requiere una mayor cantidad de volumen de concreto debido a que necesita que sus elementos tengan una mayor rigidez y por lo tanto mayor sección.

Para el modelamiento con sismo en Y, y bajo las condiciones más críticas de carga, se tiene que la cimentación tipo 1 presenta una mayor uniformidad en las deformaciones del suelo de cimentación lo que indica una mejor distribución de los esfuerzos bajo los cimientos que en la del tipo 2.

Se observó que se presentan asentamientos diferenciales en la estructura menores de los estipulados en la norma NSR-10 los cuales pueden ser disipados por la estructura a través de deformaciones inelásticas y por tanto pueden despreciarse en el diseño.

Tabla 5. Tabla comparativa de volúmenes y áreas entre modelo 1 y 2.

MODELO	VOLUMEN (m ³)	AREA (m ²)
1	4,02	6,03
2	4,86	5,98

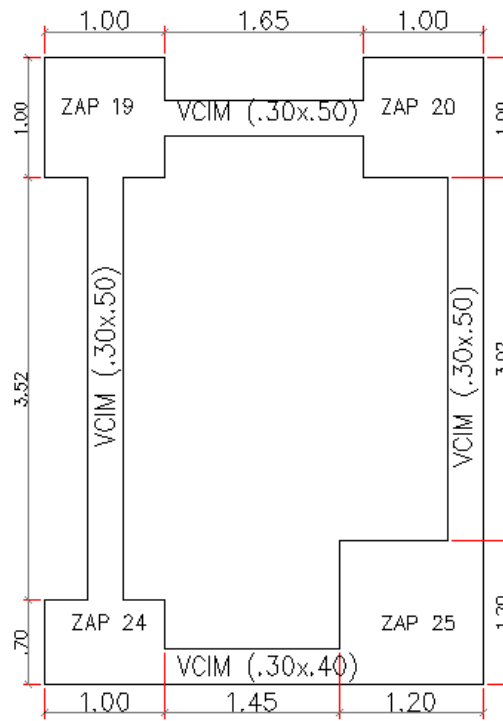
Fuente: Autores del Proyecto

MODELO 3

En este modelamiento con una capacidad portante de $4.0 \frac{Kgf}{cm^2}$ y un módulo de Winkler de $8.0 \frac{Kgf}{cm^3}$, tenemos como resultado una altura de cimentación de 0.4m y además unas graficas que se explican a continuación en escala de colores⁴.

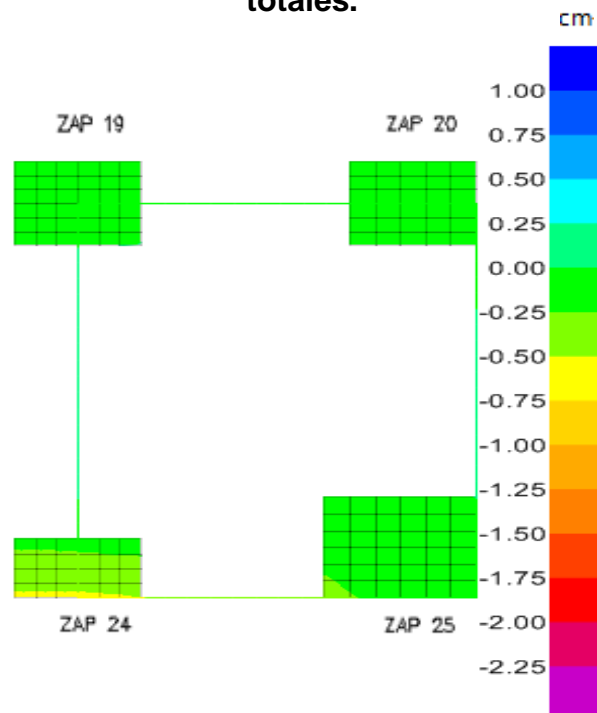
⁴ Todos los datos de entrada están en unidades de Kgf-m-C., y los datos de salida en unidades de Kgf-cm-C.

Figura 40. Especificación de las dimensiones geométricas



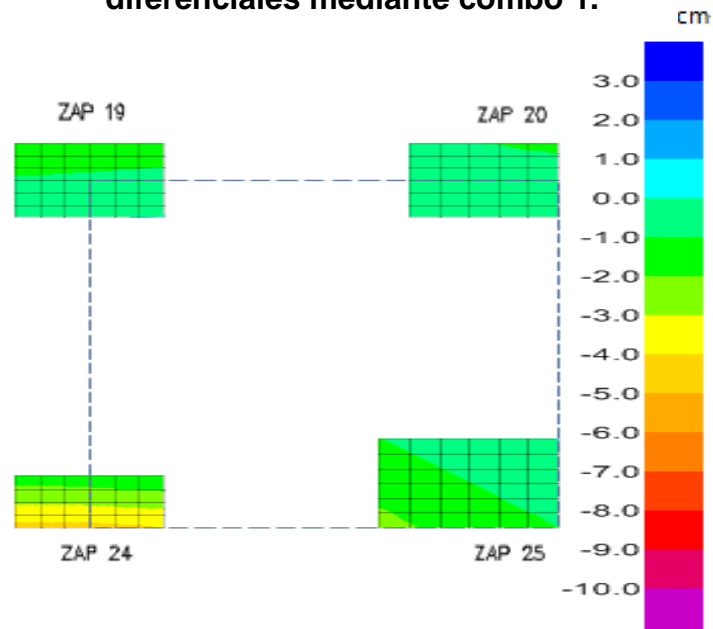
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 41. Gráfica del modelo No.3 en el que se cumple asentamientos totales.



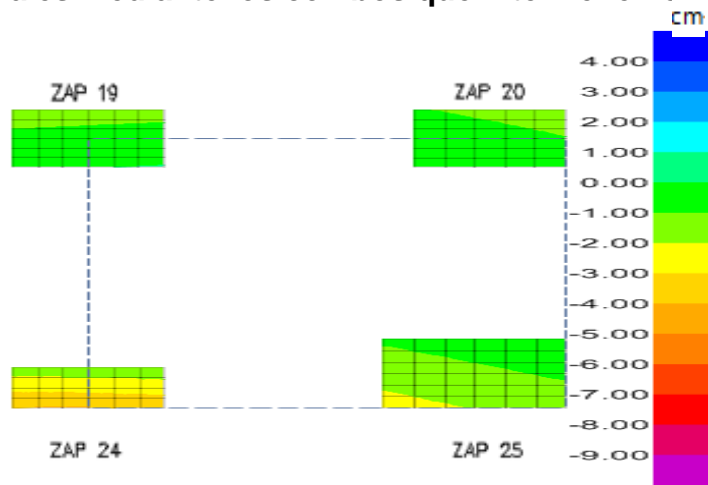
Fuente Software SAP 2000

Figura 42. Gráfica del modelo No.3 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante combo 1.



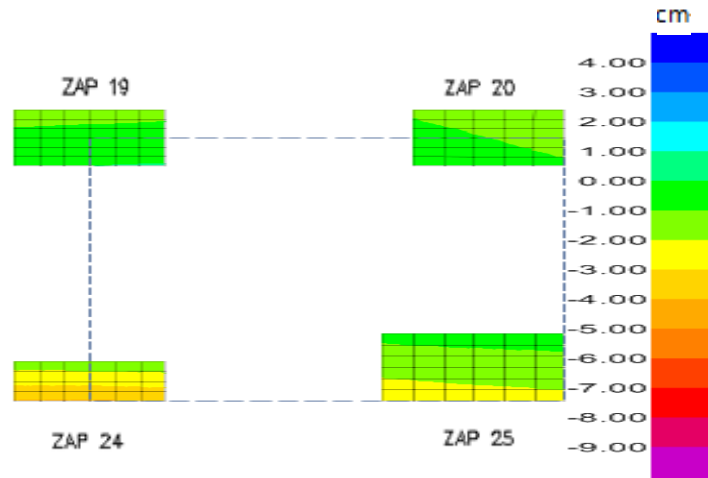
Fuente Software SAP 2000.

Figura 43. Gráfica del modelo No.3 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo X.



Fuente Software SAP 2000.

Figura 44. Gráfica del modelo No.3 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo Y.



Fuente Software SAP 2000.

Las anteriores graficas son el resultado del análisis de los combos más críticos para cada tipo de cargas.

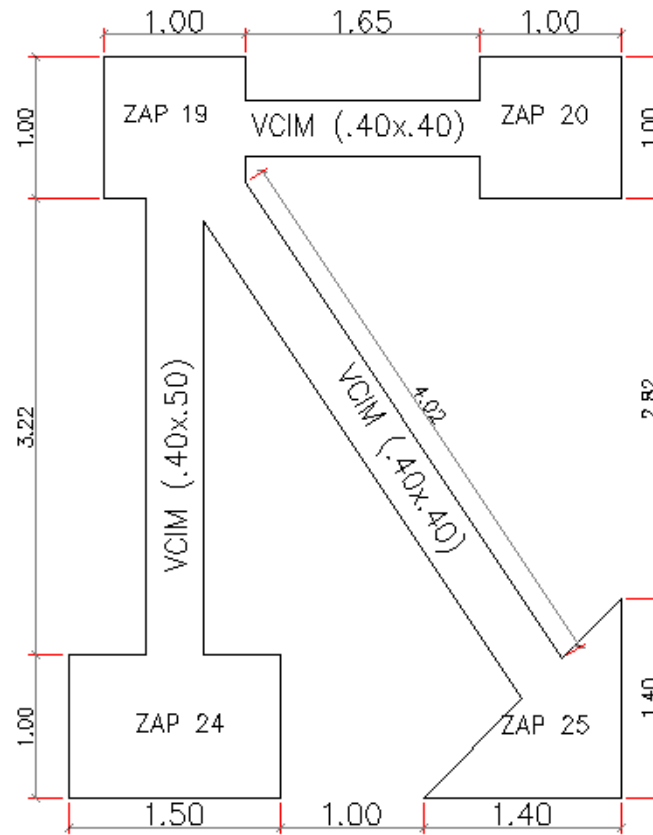
De lo anterior se puede concluir que el sismo en la dirección Y es el más desfavorable en cuanto al comportamiento de las zapatas en deformaciones diferenciales.

MODELO 4

En este modelamiento con una capacidad portante de $4.0 \frac{Kgf}{cm^2}$ y un módulo de Winkler de $8.0 \frac{Kgf}{cm^3}$, tenemos como resultado una altura de cimentación de 0.4m y además unas graficas que se explican a continuación en escala de colores⁵.

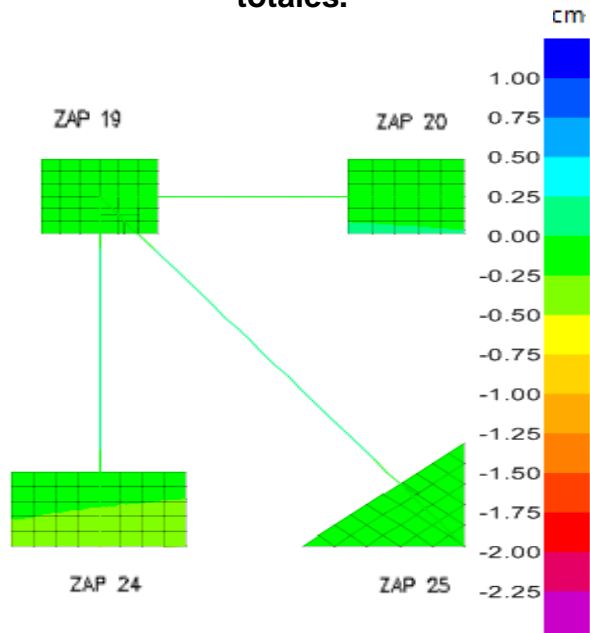
⁵ Todos los datos de entrada están en unidades de Kgf-m-C., y los datos de salida en unidades de Kgf-cm-C.

Figura 45. Especificación de las dimensiones geométricas



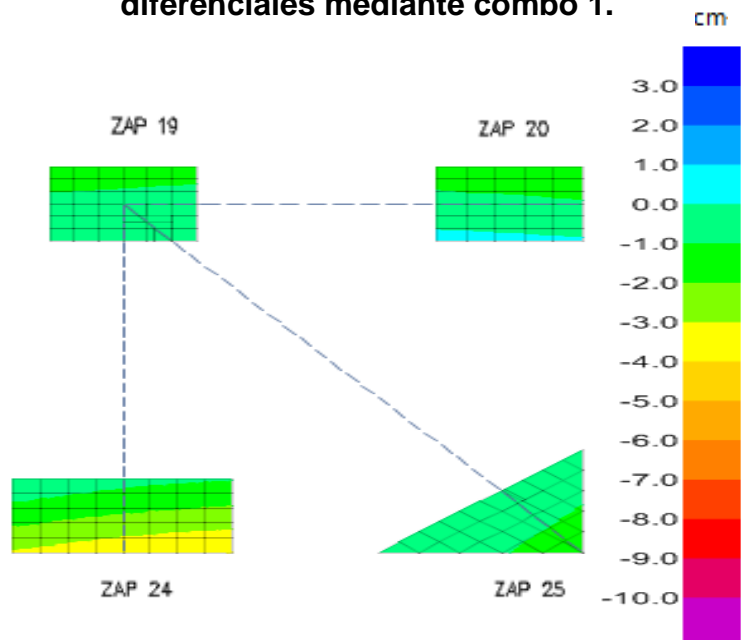
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 46. Gráfica del modelo No.4 en el que se cumple asentamientos totales.



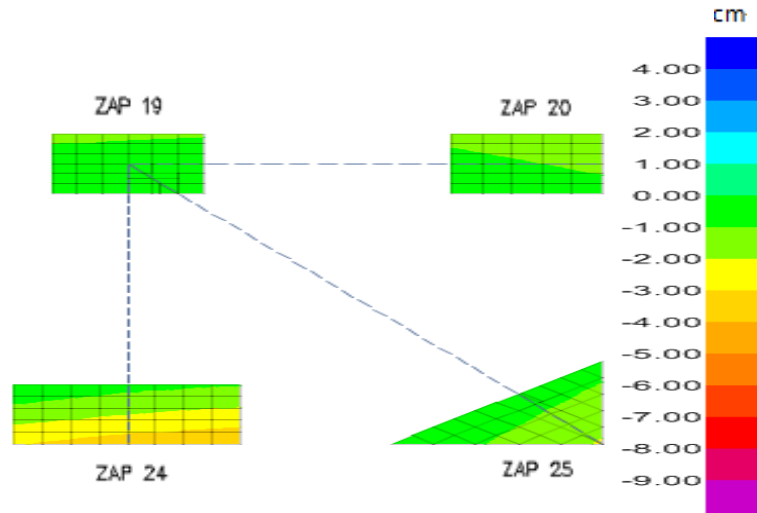
Fuente Software SAP 2000

Figura 47. Gráfica del modelo No.4 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante combo 1.



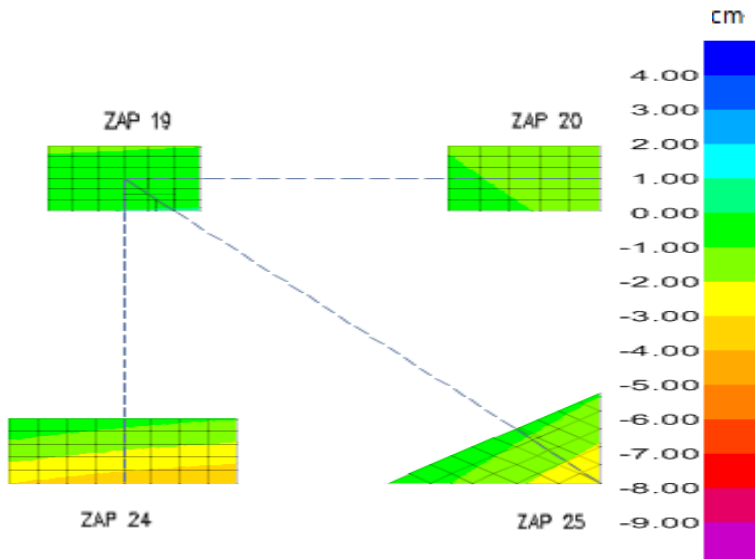
Fuente Software SAP 2000.

Figura 48. Gráfica del modelo No.4 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo X.



Fuente Software SAP 2000.

Figura 49. Gráfica del modelo No.4 en el que se cumple asentamientos diferenciales mediante los combos que intervienen en sismo Y.



Fuente Software SAP 2000.

Las anteriores graficas son el resultado del análisis de los combos más críticos para cada tipo de cargas.

De lo anterior se puede concluir que el sismo en la dirección Y es el más desfavorable en cuanto a deformaciones diferenciales.

RESULTADO DE LA COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO 3 y 4.

Haciendo las comparaciones respectivas de los resultados del modelamiento mediante el análisis de elementos finitos de **los dos tipos de cimentaciones** con la respectiva resistencia del suelo, se puede mencionar que:

De acuerdo con las figuras 41 a la 49, podemos decir que no hay asentamientos que superen lo permitido por la norma según la tabla 2 de la pagina 21 numeral (c) ya que los mayores valores obtenidos no superan los 1.05 cm.

Con respecto a las áreas de contacto entre la cimentación y el tipo de suelo se puede decir que la cimentación tipo 3 es un **7.58%** menor que la cimentación tipo 4, esto se debe entre otras cosas a la forma en que son distribuidas y apoyadas las zapatas entre ellas haciendo que se conforme una estructura con mayor rigidez en el caso de la tipo 3.

Con respecto a las volúmenes de concreto se puede decir que la cimentación tipo 3 es un **8.48%** menor que el de la cimentación tipo 4.

Aunque en la cimentación tipo 4 presenta menor cantidad de área de contacto entre el suelo y la zapata que la tipo 3, esta requiere una mayor cantidad de volumen de concreto debido a que necesita que sus elementos tengan una mayor rigidez y por lo tanto mayor sección.

Para el modelamiento con combos que involucran sismo en Y, y bajo las condiciones más críticas de carga se tiene que la cimentación tipo 3 presenta una mejor distribución de asentamientos, lo que indica una mejor distribución de los esfuerzos bajo los cimientos que la de tipo 4.

Se observó que se presentan asentamientos diferenciales en la estructura menores de los estipulados en la norma NSR-10 los cuales pueden ser disipados por la estructura a través de deformaciones inelásticas y por tanto pueden despreciarse en el diseño.

Tabla 6. Tabla comparativa de volúmenes y áreas entre modelo 3 y 4.

MODELO	VOLUMEN (m ³)	AREA (m ²)
3	3,05	4,14
4	3,33	4,48

Fuente: Autores del Proyecto

7. MÉTODO APROXIMADO

Se diseñó los tipos de zapatas mediante una hoja electrónica debidamente programada con las respectivas formulas empleadas para tal fin.

Se incluirán los datos necesarios de dos columnas para así encontrar con las respectivas combinaciones la sección de zapata más crítica para ser analizada con los resultados del programa de elementos finitos.

Análisis con suelo de capacidad 2.0.

Los datos que obtendremos de este procedimiento serán el área de cada zapata, su altura y la sección de la viga de enlace.

Figura 50. Diseño de cimientos estructurales de la columna 20 a 25.

DISEÑO DE CIMIENTOS ESTRUCTURALES PROYECTO:

CIMENTACION CON VIGA DE ENLACE

CIMIENTO COLUMNAS:

COLUMNA EXTERNA: **25**

Pu1= 18.14 ton

L1= 0.30 m

L2= 0.30 m

COLUMNA INTERNA: **20**

Pu2= 13.67 ton

L1= 0.30 m

L2= 0.30 m

L. entre columnas= 4.70 m

Esfuerzo del terreno= 20.0 ton/m²

Factor de carga= 1.36

f'c= 210 kg/cm²

f_y= 4200 kg/cm²

L(Zapata exterior)= 0.80 m

b = 0.8 x L = 0.65 m

Peso aprox. Zap. int. 6% 14.494 ton

Peso aprox. Zap. ext. 6% 19.225 ton

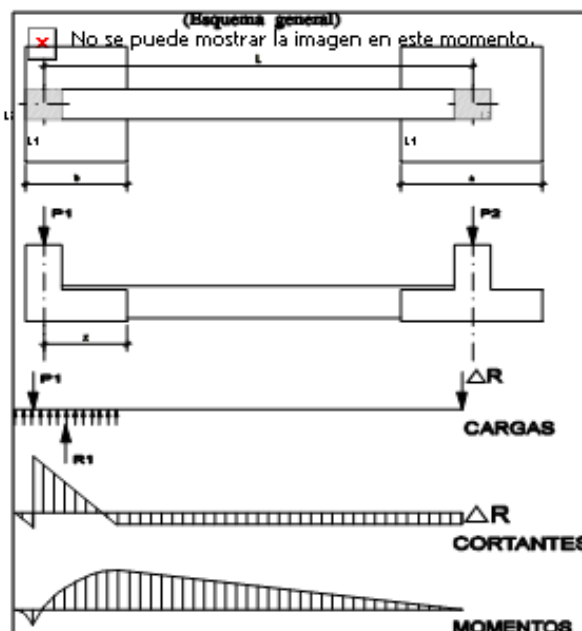
d= 0.50 m

c= 1.10 m

a= 0.70 m

e= 0.18 m

ΔR= 0.744 ton



DIMENSIONES	ZAPATA:	Base (m)	Altura (m)	h (m)
	EXTERIOR		b=0.65	c= 1.15
INTERIOR		a=0.75	a=0.75	0.40

σ neta admisible= 27.20 ton/m²

σ neta exterior= 26.71 ton/m²

σ neta interior= 24.44 ton/m²

O.K

O.K

Sobrancho c= 0.05 m

Sobrancho a= 0.05 m

VIGA DE ENLACE:

SECCION VIGA:

Mux= 3.12 ton-m

b= 0.30 m

h= 0.30 m

r= 0.07 m

O.K

O.K

capacidad de disipación de energía = DES

(C.15.13.3) L/20

A_a = 0.25

Fuente: Autores del Proyecto

Figura 51. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 24.

DISEÑO DE CIMIENTOS ESTRUCTURALES PROYECTO:

CIMENTACION CON VIGA DE ENLACE

CIMIENTO COLUMNAS:

COLUMNA EXTERNA: **24**

Pu1= 21.24 ton
L1= 0.30 m
L2= 0.30 m

COLUMNA INTERNA: **19**

Pu2= 10.75 ton
L1= 0.30 m
L2= 0.30 m

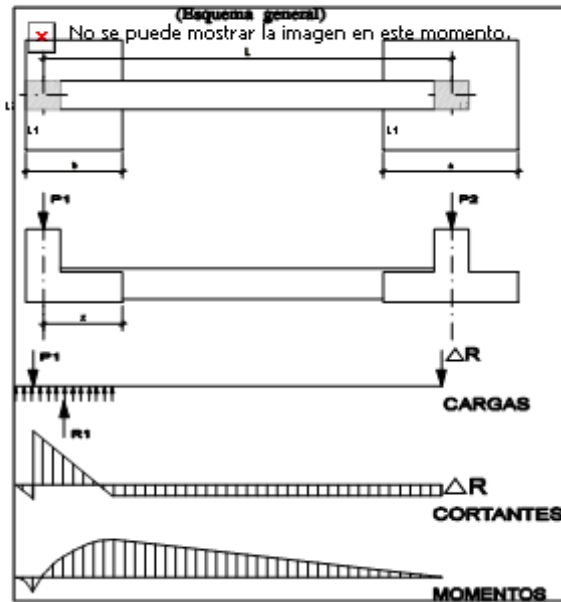
L. entre columnas= 4.70 m
Esfuerzo del terreno= 20.0 ton/m²
Factor de carga= 1.36
F'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²

L(Zapata exterior)= 0.85 m
b = 0.8 x L = 0.70 m

Peso aprox. Zap. int. 6% 11.391 ton

Peso aprox. Zap. ext. 6% 22.510 ton

d=x= 0.55 m
c= 1.20 m
a= 0.60 m
e= 0.20 m



ΔR= 1.000 ton

DIMENSIONES	ZAPATA:	Base (m)	Altura (m)	h (m)
	EXTERIOR	b=0.70	c= 1.25	0.40
INTERIOR	a=0.65	a=0.65	0.40	

σ neta admisible= 27.20 ton/m²
σ neta exterior= 26.87 ton/m²
σ neta interior= 24.59 ton/m²

O.K
O.K

Sobrecancho c= 0.05 m
Sobrecancho a= 0.05 m

VIGA DE ENLACE:
SECCION VIGA:

Mux= 4.15 ton-m
b= 0.30 m O.K
h= 0.30 m O.K
r= 0.07 m

capacidad de disipación de energía = DES
(C.15.13.3) L/20

Aa = 0.25

Fuente: Autores del Proyecto

Figura 52. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 20.

DISEÑO DE CIMIENTOS ESTRUCTURALES

PROYECTO:

CIMENTACION CON VIGA DE ENLACE

CIMIENTO COLUMNAS:

COLUMNA EXTERNA: **20**

Pu1= 13.67 ton

L1= 0.30 m

L2= 0.30 m

COLUMNA INTERNA: **19**

Pu2= 10.75 ton

L1= 0.30 m

L2= 0.30 m

L. entre columnas= 3.15 m

Esfuerzo del terreno= 20.0 ton/m²

Factor de carga= 1.36

f'c= 210 kgf/cm²

fy= 4200 kgf/cm²

L(Zapata exterior)= 0.70 m

b = 0.8 x L = 0.55 m

Peso aprox. Zap. int. 6% 11.391 ton

Peso aprox. Zap. ext. 6% 14.494 ton

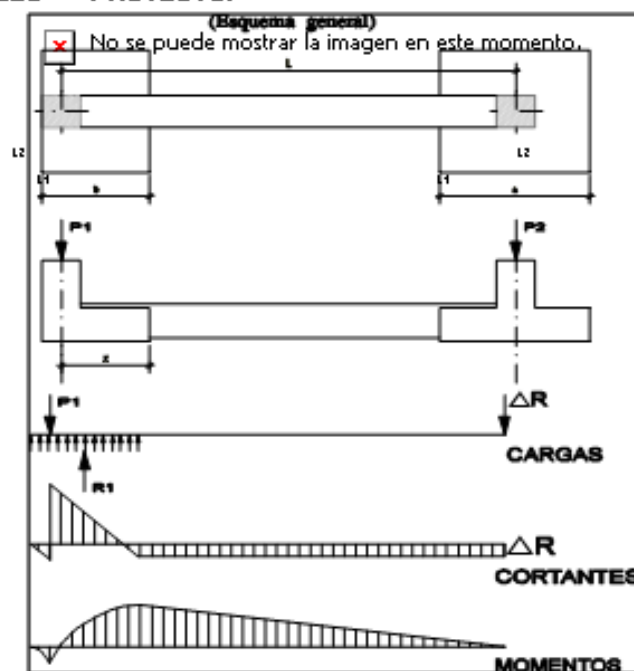
d=x= 0.40 m

c= 1.00 m

a= 0.60 m

e= 0.13 m

ΔR= 0.599 ton



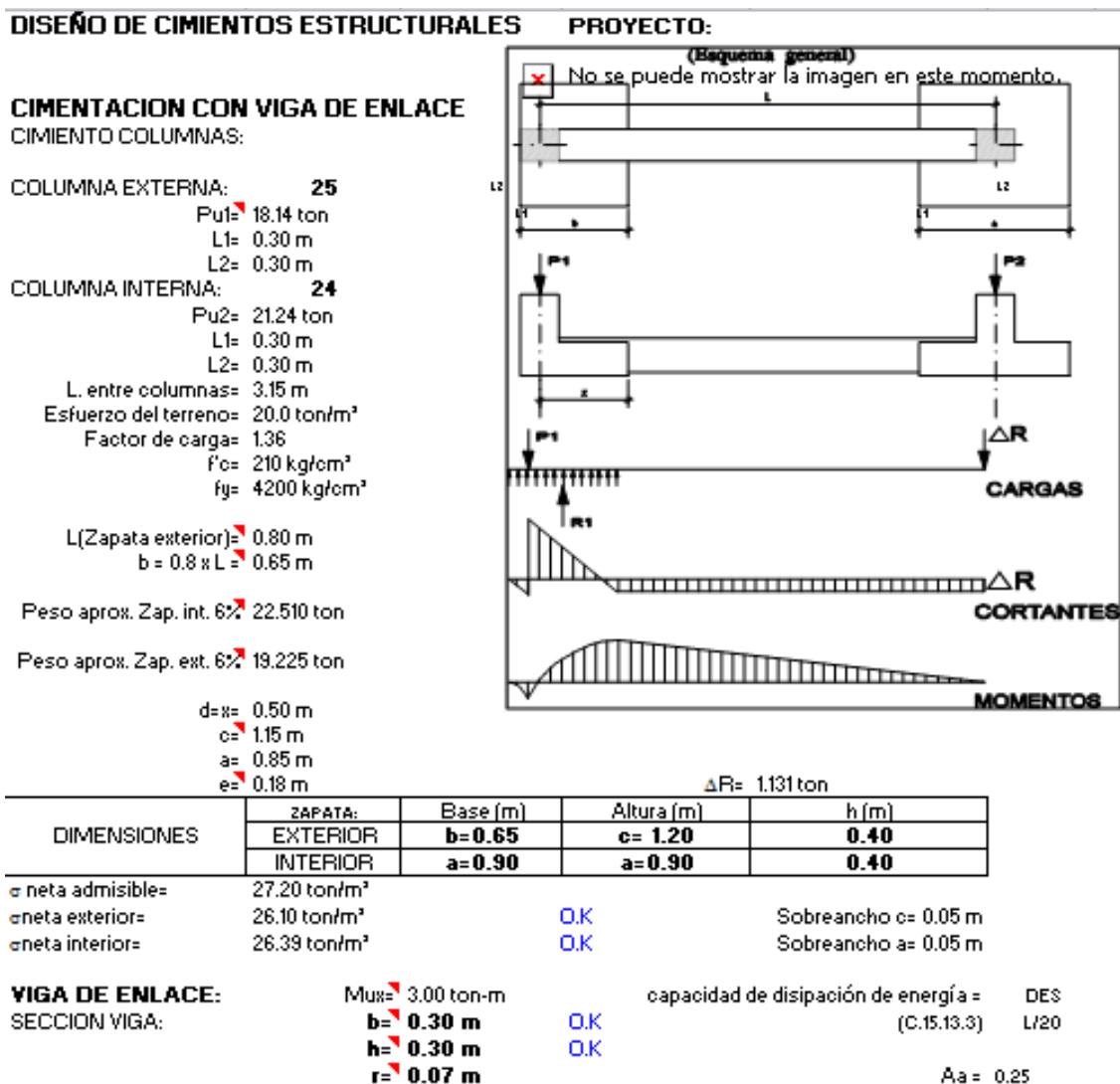
DIMENSIONES	ZAPATA:	Base (m)	Altura (m)	h (m)
	EXTERIOR	b=0.55	c= 1.05	0.40
	INTERIOR	a=0.65	a=0.65	0.40

σ neta admisible=	27.20 ton/m ²		
σ neta exterior=	26.13 ton/m ²	O.K	Sobrancho c= 0.05 m
σ neta interior=	25.54 ton/m ²	O.K	Sobrancho a= 0.05 m

VIGA DE ENLACE:	Mux= 1.65 ton-m	capacidad de disipación de energía =	DES
SECCION VIGA:	b= 0.30 m	O.K	(C.15.13.3) L/20
	h= 0.30 m	O.K	
	r= 0.07 m		Aa= 0.25

Fuente: Autores del Proyecto

Figura 53. Diseño de cimientos estructurales de la columna 24 a 25.



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 54. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 25.

DISEÑO DE CIMIENTOS ESTRUCTURALES

PROYECTO:

CIMENTACION CON VIGA DE ENLACE

CIMIENTO COLUMNAS:

COLUMNA EXTERNA: **25**

Pu1= 18.14 ton

L1= 0.30 m

L2= 0.30 m

COLUMNA INTERNA: **19**

Pu2= 10.75 ton

L1= 0.30 m

L2= 0.30 m

L. entre columnas= 5.69 m

Esfuerzo del terreno= 20.0 ton/m²

Factor de carga= 1.36

f_c= 210 kg/cm²

f_y= 4200 kg/cm²

L(Zapata exterior)= 0.80 m

b = 0.8 * L = 0.65 m

Peso aprox. Zap. int. 6% 11.391 ton

Peso aprox. Zap. ext. 6% 19.225 ton

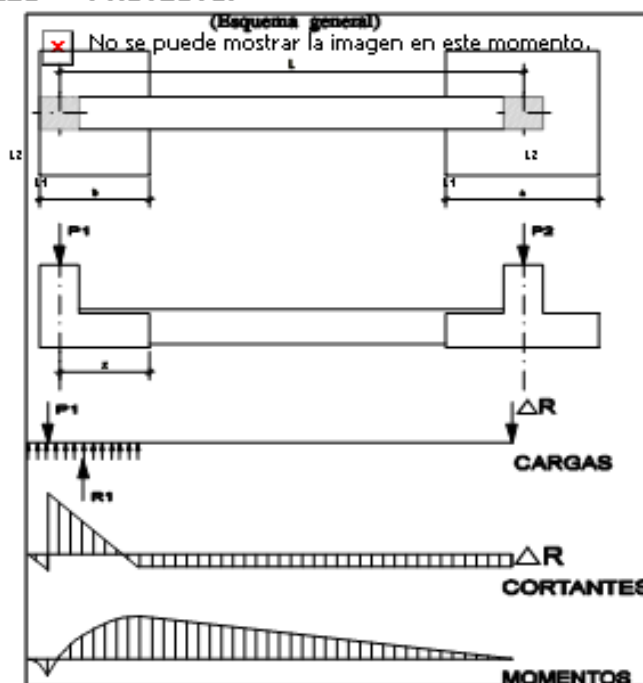
d=x= 0.50 m

c= 1.10 m

a= 0.60 m

e= 0.18 m

ΔR= 0.610 ton



DIMENSIONES	ZAPATA:	Base (m)	Altura (m)	h (m)
	EXTERIOR	b=0.65	c= 1.15	a=0.65
INTERIOR		a=0.65		0.40

σ neta admisible=	27.20 ton/m ²		
σ neta exterior=	26.54 ton/m ²	O.K	Sobreecho c= 0.05 m
σ neta interior=	25.52 ton/m ²	O.K	Sobreecho a= 0.05 m

VIGA DE ENLACE:

Mux= 3.17 ton-m

capacidad de disipación de energía = DES
(C.15.13.3) L/20

SECCION VIGA:

b= 0.30 m O.K

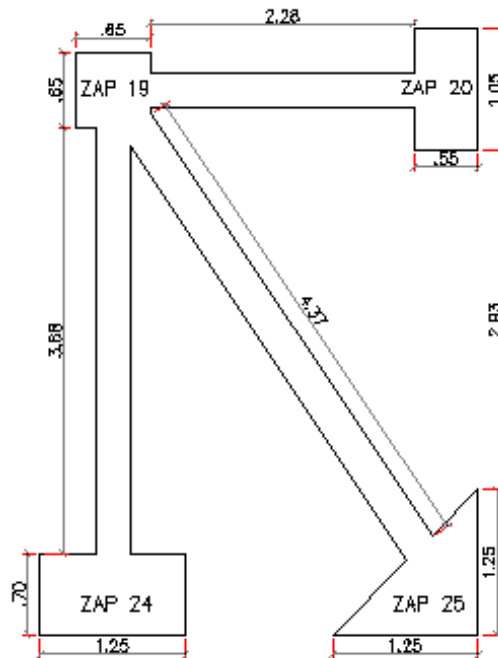
h= 0.30 m O.K

r= 0.07 m

Aa= 0.25

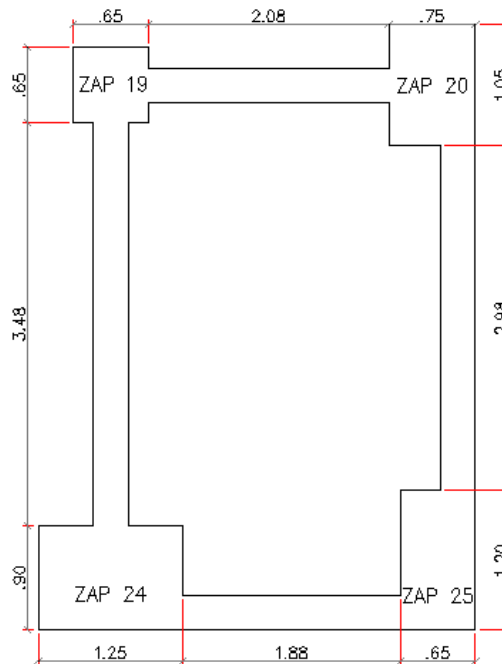
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 55. Geometría de cimentación tipo 2.



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 56. Geometría de cimentación tipo 1.



Fuente: Autores del Proyecto

7.1 ANÁLISIS CON SUELO DE CAPACIDAD 4.0 $\frac{Kgf}{cm^2}$

Se incluirán los datos necesarios de dos columnas para así encontrar con las respectivas combinaciones la sección de zapata más crítica para ser analizada en el programa de elementos finitos.

Figura 57. Diseño de cimientos estructurales de la columna 20 a 25.

DISEÑO DE CIMIENTOS ESTRUCTURALES PROYECTO:

CIMENTACION CON VIGA DE ENLACE CIMIENTO COLUMNAS:

COLUMNA EXTERNA: 25
 $Pu1 = 18.14 \text{ ton}$
 $L1 = 0.30 \text{ m}$
 $L2 = 0.30 \text{ m}$

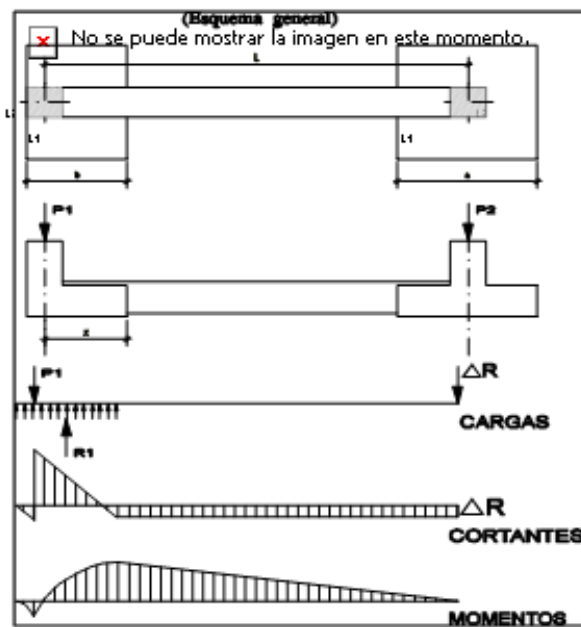
COLUMNA INTERNA: 20
 $Pu2 = 13.67 \text{ ton}$
 $L1 = 0.30 \text{ m}$
 $L2 = 0.30 \text{ m}$
 $L \text{ entre columnas} = 4.70 \text{ m}$
 $\text{Esfuerzo del terreno} = 40.0 \text{ ton/m}^2$
 $\text{Factor de carga} = 1.36$
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$L(\text{Zapata exterior}) = 0.55 \text{ m}$
 $b = 0.9 \times L = 0.50 \text{ m}$

Peso aprox. Zap. int. 6% $\rightarrow 14.494 \text{ ton}$

Peso aprox. Zap. ext. 6% $\rightarrow 19.225 \text{ ton}$

$d = x = 0.35 \text{ m}$
 $c = 0.70 \text{ m}$
 $a = 0.50 \text{ m}$
 $e = 0.10 \text{ m}$



$\Delta R = 0.418 \text{ ton}$

DIMENSIONES	ZAPATA:		Base (m)	Altura (m)	h (m)
	EXTERIOR	b=0.50	c=0.75	0.40	
	INTERIOR	a=0.55	a=0.55	0.40	

σ neta admisible= 54.40 ton/m^2

σ neta exterior= 52.38 ton/m^2

σ neta interior= 46.53 ton/m^2

OK

OK

Sobrancho c= 0.05 m

Sobrancho a= 0.05 m

VIGA DE ENLACE:

SECCION VIGA:

$M_{\text{max}} = 1.82 \text{ ton-m}$

$b = 0.30 \text{ m}$

$h = 0.30 \text{ m}$

$r = 0.07 \text{ m}$

OK

OK

capacidad de disipación de energía = DES

(C.15.13.3) L/20

$A_a = 0.25$

Fuente: Autores del Proyecto

Figura 58. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 24.

DISEÑO DE CIMIENTOS ESTRUCTURALES PROYECTO:

CIMENTACION CON VIGA DE ENLACE

CIMIENTO COLUMNAS:

COLUMNA EXTERNA: 24

Pu1= 21.24 ton
L1= 0.30 m
L2= 0.30 m

COLUMNA INTERNA: 19

Pu2= 10.75 ton
L1= 0.30 m
L2= 0.30 m
L entre columnas= 4.70 m
Esfuerzo del terreno= 40.0 ton/m²
Factor de carga= 1.36
f'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²

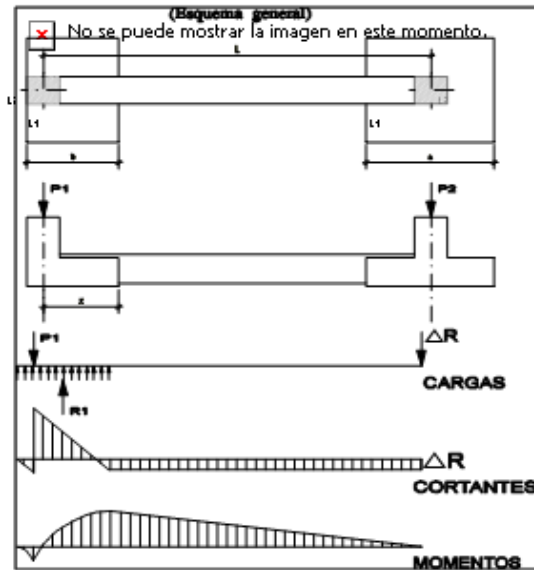
L(Zapata exterior)= 0.60 m
b = 0.9 x L = 0.55 m

Peso aprox. Zap. int. 6% 11.391 ton

Peso aprox. Zap. ext. 6% 22.510 ton

d=x= 0.40 m
c= 0.75 m
a= 0.40 m
e= 0.13 m

ΔR= 0.615 ton



DIMENSIONES	ZAPATA:			
	EXTERIOR	Base (m)	Altura (m)	h (m)
	EXTERIOR	b=0.55	c= 0.80	0.40
INTERIOR	a=0.45	a=0.45	0.40	

σ neta admisible= 54.40 ton/m²
σ neta exterior= 52.56 ton/m² O.K. Sobrecancho c= 0.05 m
σ neta interior= 53.22 ton/m² O.K. Sobrecancho a= 0.05 m

VIGA DE ENLACE:

SECCION VIGA:

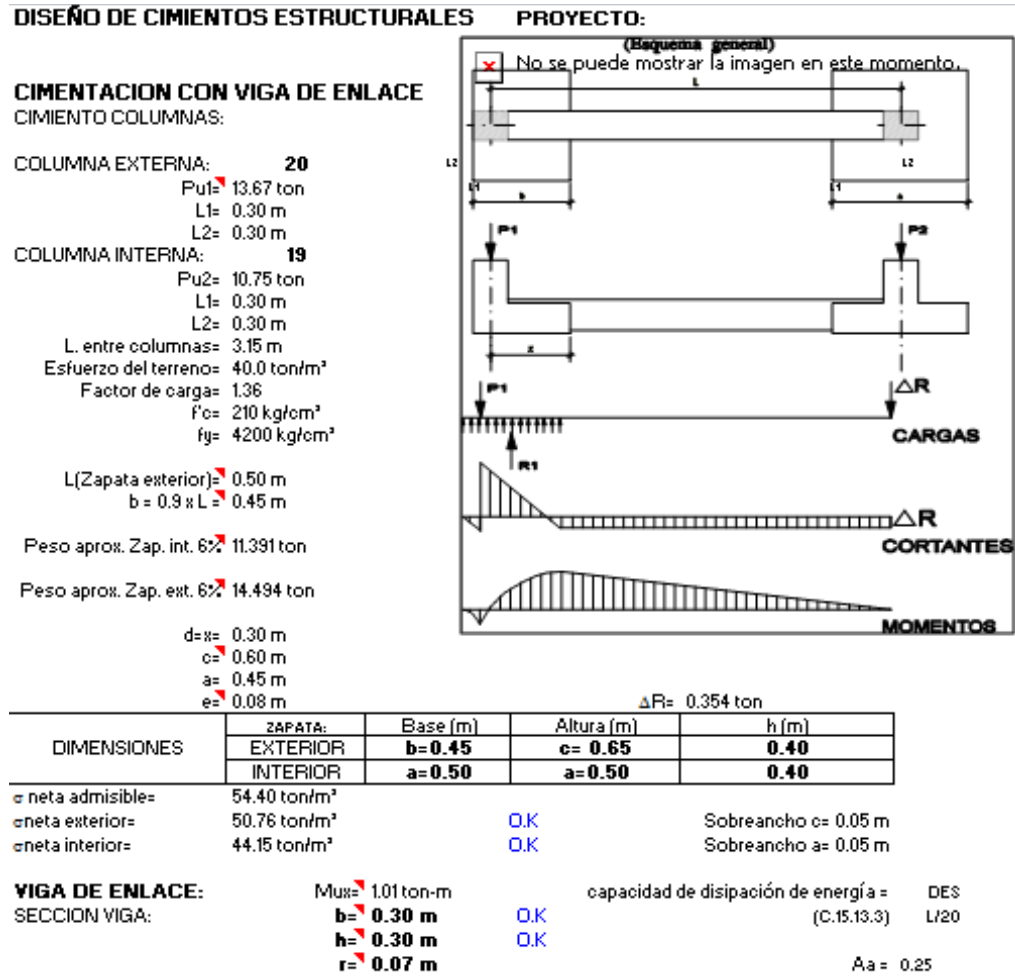
Mux= 2.64 ton-m
b= 0.30 m O.K.
h= 0.30 m O.K.
r= 0.07 m

capacidad de disipación de energía = DES
(C.15.13.3) L/20

Aa= 0.25

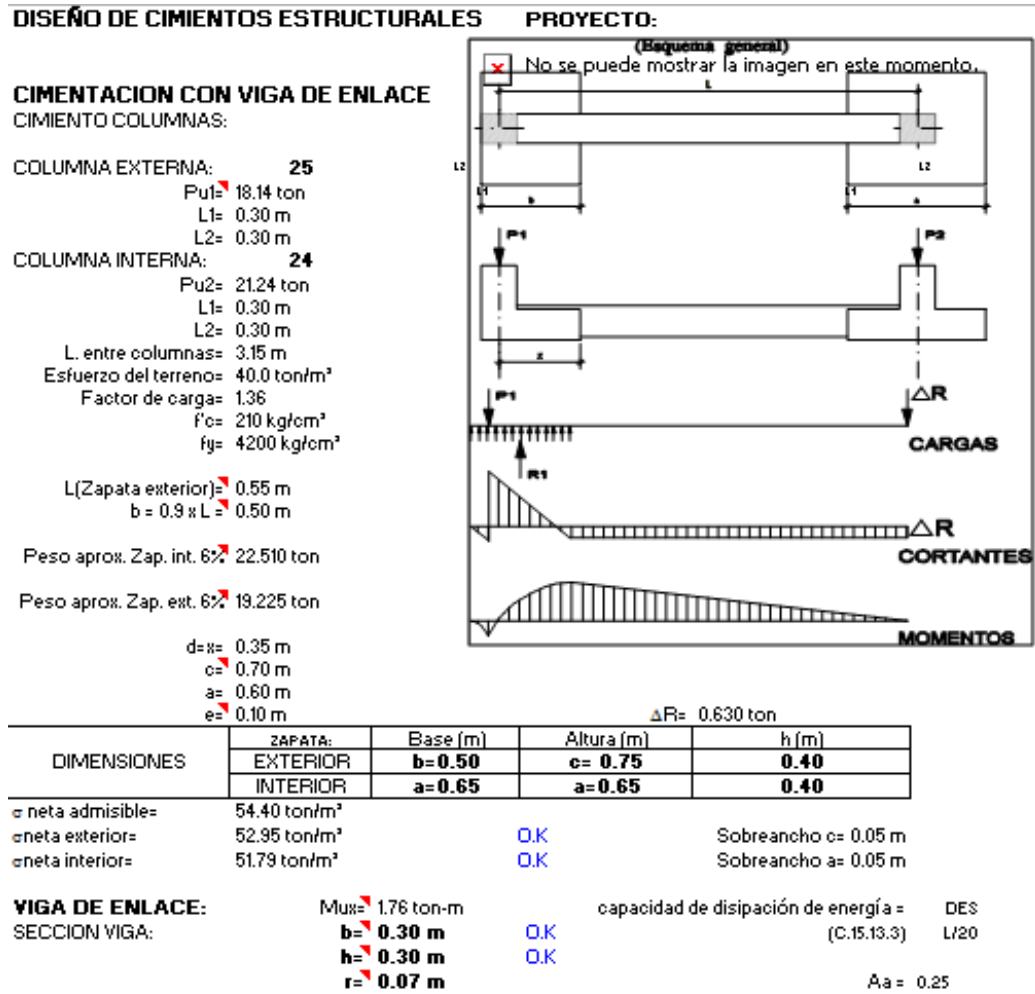
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 59. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 20.



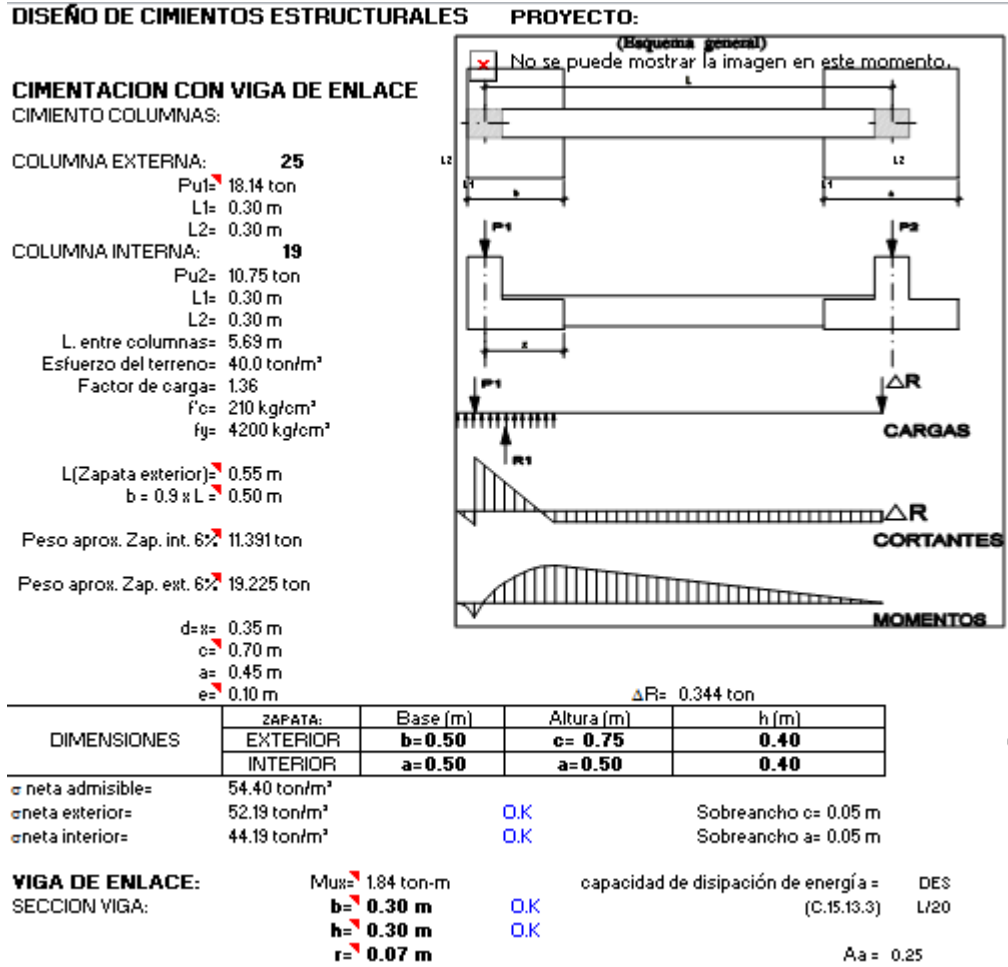
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 60. Diseño de cimientos estructurales de la columna 24 a 25.



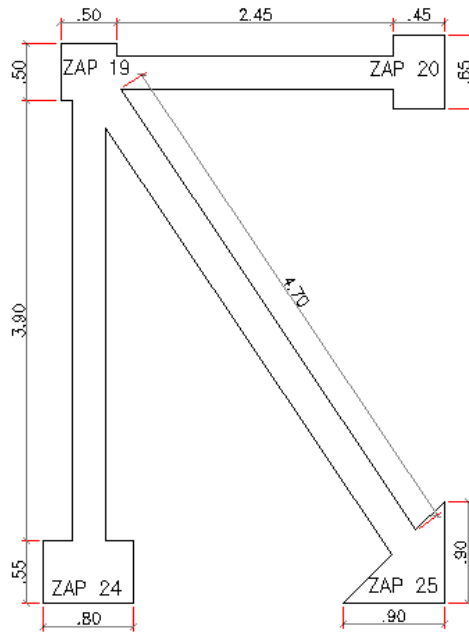
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 61. Diseño de cimientos estructurales de la columna 19 a 25.



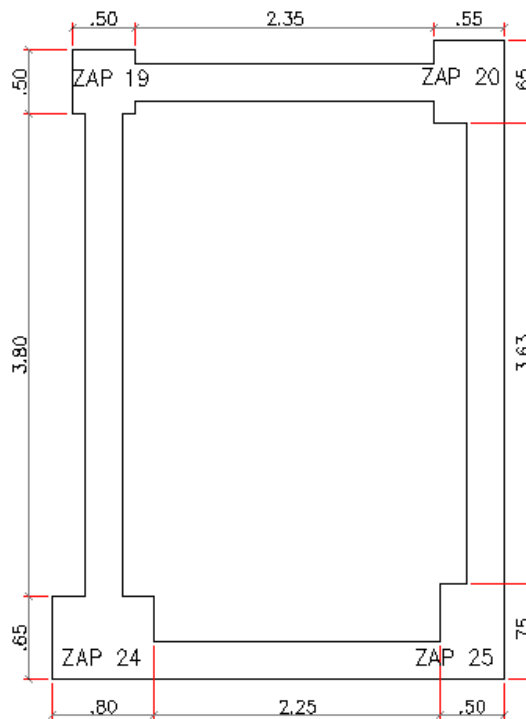
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 62. Geometría de cimentación tipo 2.



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 63. Geometría de cimentación tipo 1.



Fuente: Autores del Proyecto

Observando los dos métodos de análisis para el diseño de las cimentaciones, elementos finitos y método aproximado, se puede decir que el análisis por elementos finitos es más seguro porque al establecer la malla de los elementos se tiene una discretización de las zapatas y así, se obtiene un mejor análisis al estar evaluando por separado cada punto de la zapata y de esta manera tener una mejor idea de su comportamiento.

Por otro lado, el coeficiente de reacción del suelo “que está considerado como 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”, conlleva como resultado una mejor interacción con la base de la cimentación, dando como resultado una mayor área de contacto.

En el método aproximado en cambio, el dimensionamiento de las cimentaciones se hace con base en la carga admisible del suelo obteniéndose menor área de contacto, lo que implica mayores esfuerzos en el suelo y mayores deformaciones o asentamientos.

8. CONCLUSIONES

- El programa SAP utilizado en este proyecto, se fundamenta en la aplicación del Método de Diseño por Elementos Finitos, con lo que se convierte en herramienta importante en la resolución de problemas de ingeniería y particularmente de cimentaciones.
- El diseño por elementos finitos mediante la utilización de software, no depende únicamente del ingreso de datos para obtener los resultados adecuados. Para tener un buen manejo de este tipo de programas se requiere un criterio técnico y un conocimiento básico del software. De un buen diseño depende la integridad de bienes materiales y de la vida humana.
- La confiabilidad de los resultados del programa depende de los datos de entrada y que estos provengan de un estudio adecuado de cada uno de los tipos de suelos y para cada caso en particular.
- Como se pudo ver en el desarrollo del proyecto, la estructura presenta menor inercia en el sentido Y, provocando que la estructura requiera mayor rigidez en este sentido y a su vez los asentamientos presentados serán más críticos, haciendo que se requiera una mayor área de contacto entre la cimentación y el suelo.
- Realizando un análisis comparativo de los casos que tomamos para realizar los modelamientos, podemos concluir que es más viable económicamente la geometría de la cimentación tipo 1.

- En el análisis se encontró que la geometría de la cimentación tipo 1 es más estable estructuralmente ya que ofrece una mayor rigidez al conjunto de la cimentación.

BIBLIOGRAFIA

Asociación Colombiana de Ingeniería (AIS), Actualización del reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente, Proyecto NSR -10, Bogotá, Colombia, Julio 2010. Titulo C y Titulo H.

BRAJAS DAS principios de ingeniería de cimentaciones/ Thompson Learning 2001.

CALAVERA, José. *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. Madrid, España, Intemac, 1991. 375p.

DELGADO MANUEL. Cimentaciones. Escuela Colombiana de Ingeniería 1996

GARZA VÁSQUEZ, Luis. Diseño de Estructuras de Cimentación de acuerdo con la NSR - 98, Borrador para Trabajo de Promoción. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, Facultad de Minas, 2002.

Geotecnia y Cimientos II y III, J.A. Jiménez Salas y otros, Editorial Rueda, Madrid, 1976 y 1980.

SUAREZ J. ingeniería de suelos aplicada a las cimentaciones. UIS.

Tesis de maestría "Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

<http://www.notasconstructorcivil.com>