RESUMEN

El desarrollo del presente trabajo, constituye en el análisis y diseño de una losa de cimentación para un tanque de agua que va a estar situado en los predios de la Universidad Estatal de Cuenca, dicha ubicación es hipotética, es decir que fue considerada con fines prácticos con el afán conocer el comportamiento del suelo debido a este tipo de cimentación, de allí que el propósito de la presente investigación, consiste en la realización del análisis geotécnico de la cimentación bajo los criterios de Criterio de Estabilidad por fallo en la base y por Deformación Asentamiento Absoluto. Para ello fue necesario definir las propiedades físicas mecánicas del suelo de emplazamiento, en base a los estudios geotécnicos realizados en el lugar, luego se describió el dimensionamiento geotécnico, calculando la capacidad de carga última o presión bruta de rotura y la presión neta de rotura, además del cálculo de los asentamientos debido a la forma de trabajo de la cimentación y el diseño estructural bajo las combinaciones de carga que actúan en el reservorio. Y finalmente se realizo un modelo de la estructura empleando el software SAP2000, del cual se obtienen los esfuerzos de los miembros estructurales y básicamente de la cimentación.

PALABRAS CLAVES: Cimentaciones Superficiales, cimentacion rigida, estabilidad por fallo en la base, asetamiento absoluto, suelos granulares, meyerhof, metodo de los coeficientes para losas estructurales.

INDICE

CAPITULO 1. ..... **12**

CIMENTACIONES 12

1.1 .1 Cimentación Superficial *12*

1.1.2 Tipos de Cimentaciones Superficiales: 12

1.1.3 Cimentaciones ciclópeas 13

1.1.4 Zapatas aisladas 13

1.1.5 Zapatas corridas 14

1.1.6 Zapatas combinadas 14

1.1.7 Losas de Cimentación 14

1.1.9 Forma de Trabajo 15

1.2.1 Tipos de Cimentaciones por Losa: *15*

1.2.2 Losas de Espesor Constante 16

1.2.3 Losas con Capitel 16

1.2.4 Losas con Capitel o Placas Fungiformes 16

1.2.5 Losas Nervadas 16

1.3.1 Diseño de la Losa de Cimentación 16

1.3.2 Espesores Mínimos 17

1.3.3 Estructura 17

1.3.4 Armadura 17

1.3.5 Disposición de las Armaduras. 17

CAPITULO 2. ..... **19**

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS 19

2.1.1 Descripción de la zona *19*

2.1.2 Ubicación del Proyecto. 19

2.1.3 Descripción del Sitio. 20

2.1.4 Comportamiento Sísmico. 20

2.1.5 Hundimientos. 20

2.2 Exploración Subterránea. *20*

2.2.1 Investigación de Campo. 21

2.2.2 Nivel Freático. 21

2.3 Investigación en el Laboratorio. *21*

2.4 Resultados obtenidos. *22*

2.5 Cimentaciones. *23*

2.6 Capacidad de carga admisible. *23*

2.7 Esquemas de la Estratigrafía del Terreno. *24*

2.8 Comportamiento del Suelo Granular *25*

CAPITULO 3 ..... **27**

DISEÑO DE CIMENTACIONES POR CRITERIO DE ESTABILIDAD POR FALLO EN LA BASE Y DEFORMACIÓN. 27

3.1.1 La Ecuación General de la Capacidad de Carga *27*

3.1.2 Limitaciones de la Teoría de Terzaghi: 28

3.1.3 Formula de Meyerhof 28

3.1.4 Factores de la Capacidad de Carga 29

3.1.5 Factores de forma, profundidad e inclinación 30

3.1.6 Factores de compresibilidad del suelo 31

3.2 Criterio de Estabilidad *32*

3.2.1 Chequeo del Factor de Seguridad al Vuelco 32
3.2.2 Momentos Estabilizantes 33
3.2.3 Momentos Desestabilizantes 33
3.2.4 Calculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento. 33
3.2.6 Chequeo de la Capacidad de Carga de la Base del Cimiento 33
3.3 Criterio de Deformación. *35*
3.3.1 Tipos de asentamientos de cimentaciones 36
3.3.2 Asentamiento elástico 36
3.3.3 Cargas utilizadas en el cálculo de los asentamientos: 38
3.4 Método Rígido Convencional. *40*
3.4.1 Metodología de Diseño 40

CAPITULO 4 ..... **45**

4.1 Criterio de Estabilidad por Fallo en la base. *45*
4.1.2 Carga Bruta Actuante en la Losa. 45
4.1.3 Determinación de los factores de carga 46
4.1.4 Procedimiento para el Cálculo de las Fuerzas Laterales provocadas por la actuación del Sismo 47
4.1.5 Determinación de la excentricidad. 49
4.1.6 Determinación de la capacidad de carga del suelo. 50
4.1.7 Aplicando Meyerhof. 51
4.2 Criterio por Deformación. *52*
4.2.1 Asentamiento Elástico. 53
4.3 Diseño de la losa de Cimentación mediante el Método Rígido Convencional *54*
4.4 Determinación de Cargas. *54*
4.5 Determinación del Espesor *60*
4.6 Coeficientes de momento *61*
4.6.1 COEFICIENTES DE CORTE. *63*
4.6.2 Cálculo de los Momentos en las Parede 64
4.7 Análisis de Losas Mediante el Método de los Coeficientes. *67*
4.7.1 Momentos en la Losa de Fondo. 69
4.7.2 Corte 70
4.7.3 DISTRIBUCION DE LAS ARMADURAS 71
4.8 Diseño de vigas perdidas en las losas *71*

CAPITULO 5. ..... **76**

MODELACION DE LA LOSA DE CIMENTACION UTILIZANDO EL SOFTWARE SAP 2000. 76
5.1 Modelo de la Estructura en 3D. *76*
5.1.2) Dicretizacion de los elementos tipo Shell. 76
5.1.3) Asignación de Materiales. 78
5.1.4) Asignación de Secciones.- 78
5.1.5) Asignación de apoyos.- 79
5.1.6) Asignación de Cargas.- 80
5.1.6.1) Definimos las cargas actuantes, ... 80
5.1.6.2) Definimos las combinaciones de las cargas. 80
5.1.6.3) Asignación de las cargas a los diferentes elementos. 81
5.1.6.4) Las cargas que son asignadas al fondo son las siguientes: 81
5.1.6.5) Cargas asignadas a las vigas superiores son: 83
5.2 Análisis de Resultados. *83*
5.2.1 Paredes.- 83
5.2.2 Losa de Cimentación.- 84

ANÁLISIS DE RESULTADOS **86**

MOMENTOS OBTENIDOS ANALÍTICAMENTE. **87**

CONCLUSIONES **88**

RECOMENDACIONES **89**

BIBLIOGRAFIA **90**

REFERNCIAS BIBLIOGRAFICAS **91**

INDICE DE FIGURAS **92**

INDICE DE TABLAS **93**

ANEXO 1 ..... **94**

ANEXO 2 ..... **95**

ANEXO 3 ..... **97**

ANEXO 4 ..... **99**

ANEXO 5 ..... **103**

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIRIA.

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

"DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA UBICADO EN LA UNIVERSIDAD DE CUENCA: CRITERIO DE ESTABILIDAD POR FALLO EN LA BASE Y POR DEFORMACIÓN (ASENTAMIENTO ABSOLUTO)"

TESINA PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL.

AUTORES: **ANA XIMENA CALDAS CALLE.**

CRISTIAN ALFONSO SALAS VAZQUEZ.

DIRECTOR: **PhD. JAIME BOJORQUEZ.**

TUTOR: **MSC. ING. ROLANDO ARMAS NOVOA.**

CUENCA- ECUADOR

2010

DEDICATORIA

Al no encontrar otra manera de demostrar todo lo que significo su ayuda y apoyo, el presente trabajo está dedicado a cada uno de los miembros de mi familia conformada por mis padres Diego y Grace, y a mis hermanos Danny, Xavier y Priscila. Quiero que sepan que sin cada uno de ustedes, su aliento, confort y sustento, no hubiese podido cumplir este sueño de llegar a ser un profesional.

Cristian Alfonso Salas Vázquez.

AGRADECIMIENTO

Llegado el momento, que una vez terminado mis estudios universitarios, al pensar a quien debo la ayuda de todos estos años, no viene otra imagen a mi cabeza que la de Dios y mi familia por lo mismo deseo agradecer desde lo profundo de mi ser, en primer lugar Dios, por haberme dado la familia que poseo, quienes han sabido ser el apoyo incondicional y la fuerza motora para alcanzar todas mis metas.

Por eso y más a mi Padres Diego y Grace por ser mi fuente de sustento comprensión y cariño, a mis hermanos Danny, Xavier y Priscila por acompañarme y ayudarme de múltiples maneras, en el transcurso de mi existencia, con la finalidad de ser una mejor persona en cada aspecto de mi vida.

A mis amigos y compañeros, ya que ellos tal vez sin saberlo agilitaron el paso de mi vida estudiantil, convirtiéndola en algo más que una obligación.

Y en final a mis profesores los mismos que supieron impartirme con efusión los conocimientos técnicos y prácticos necesarios para llegar a ser un profesional integro y calificado.

A todas estas personas que contribuyeron en mi formación profesional como espiritual les profeso toda la gratitud de mi corazón.

Cristian Alfonso Salas Vázquez.

DEDICATORIA

Este trabajo y toda mi carrera universitaria la dedico con todo el amor y cariño:
A ti Dios por acompañarme cada momento de mi vida y de regalarme una familia maravillosa.
A mis padres Rodrigo y Guillermina, quienes son un ejemplo de lucha y de amor a pesar de las circunstancias de la vida.
A mis hermanos Boris, Luis Alberto, Nataly y Mateo, que compartimos el sentimiento, que el triunfo de uno de nosotros, es el triunfo de todos.
A quien me dio su amor y apoyo incondicional Edi.

Ana Ximena Caldas Calle.

AGRADECIMIENTO

Te Agradezco Señor, por infinita misericordia.
Agradezco a mis padres Guillermina y Rodrigo por impulsarme a luchar por un sueño y no desistir de el
A mis hermanos Boris, Luis Alberto, Nataly y Mateo por su compresión. Les quiero mucho.
Al Ing. Fabián Cordero, por su invaluable colaboración y buena voluntad en asesoramiento y aclaración de dudas en cuanto a la elaboración de la tesina.
Agradezco de manera especial al Dr. William Cobelo Cristá, por su amabilidad y disponibilidad, en la revisión de este trabajo.

Papacitos Dios se los pague.

Ana Ximena Caldas Calle.

OBJETIVO GENERAL.

Diseñar y analizar la losa de cimentación de un tanque de agua, bajo los criterios de estabilidad por fallo en la base y el criterio de deformación, considerando el comportamiento del suelo en el que se encuentra situada.

OBJETIVO ESPECIFICOS.

- Establecer las dimensiones del tanque considerando las disposiciones de terreno.
- Ubicar de la profundidad de desplante.
- Distinguir los parámetros geotécnicos del suelo en base el Estudio de Mecánica de Suelos
- Obtener la capacidad portante del terreno.
- Determinar de las cargas actuantes en la estructura y que son trasmitidas a la cimentación.
- Conocer el comportamiento del suelo de emplazamiento, bajo una cimentación tipo losa.
- Modelar la estructura mediante el programa computacional SAP2000, obteniendo los esfuerzos de momento y cortante, comparándolos con los determinado aplicando el método analítico.

INTRODUCCION

Las cimentaciones en las obras estructurales, es sin duda una de las preocupaciones para el ingeniero civil, ya que estas pueden definir la funcionalidad de las mismas. Y es aun de más importancia, en qué lugar van a estar asentadas estas cimentaciones es decir el comportamiento que tendrá el suelo del lugar y sus condiciones geotécnicas.

Por consiguiente el desarrollo de la presente tesina, hace referencia al estudio del sistema de losa de cimentación para un tanque de almacenamiento de agua, la cual se inicia a partir de los estudios geotécnicos realizados en los predios de la Universidad de Cuenca.

Estos presentan unos el análisis de suelos y los parámetros geotécnicos que se utilizan para la obtención de la capacidad portante del suelo, en el cual se va asentar la losa de fondo del tanque de almacenamiento de agua. Por otra parte, se estudia la distribución de las solicitaciones de servicio para el sistema estructural de la cimentación en base a la capacidad de carga última del suelo, al mismo tiempo se revisan los criterios de diseño establecidos en los reglamentos para cimentaciones ante dichas acciones.

Conjuntamente, se realiza un modelo numérico tridimensional con la ayuda del programa SAP 2000 que toma en cuenta las propiedades mecánicas del material de la estructura las características del fluido y de la geometría de la cimentación, obteniendo los esfuerzos por momento y por cortante.

CAPITULO 1.

CIMENTACIONES

1.1 .1 Cimentación Superficial

Las Cimentaciones Superficiales reparten la fuerza que le transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que admite esas cargas.

En esta clase de cimentaciones, la superficie o estrato de cimentación se localizan directamente debajo, o a una profundidad muy pequeña comparada con las dimensiones de la estructura. Se considera cimentación superficial cuando la relación entre el lado menor de esta y su profundidad de desplante es menor o igual a 2 teniendo $\frac{Df}{B} \leq 2$, y además cuando las tensiones admisibles de las diferentes capas del terreno que se hallan hasta esa cota permiten apoyar la estructura en forma directa sin provocar asientos excesivos que puedan afectar la funcionalidad de la misma.

1.1.2 Tipos de Cimentaciones Superficiales:

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud y punto de aplicación de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación. Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar.

Los diferentes tipos de cimentaciones superficiales son:

- Cimentaciones ciclópeas.
- Zapatas.
    - Zapatas aisladas.
    - Zapatas corridas.
    - Zapatas combinadas.
- Losas de cimentación.

1.1.3 Cimentaciones ciclópeas

En terrenos cohesivos donde la zanja pueda hacerse con paramentos verticales y sin desprendimientos de tierra, el cimiento de concreto ciclópeo (hormigón) es sencillo y económico. El procedimiento para su construcción consiste en ir vaciando dentro de la zanja piedras de diferentes tamaños al tiempo que se vierte la mezcla de concreto en proporción 1:3:5, procurando mezclar perfectamente el concreto con las piedras, de tal forma que se evite la continuidad en sus juntas. Este es un sistema que ha quedado prácticamente en desuso, se usaba en construcciones con cargas poco importantes. El hormigón ciclópeo se realiza añadiendo piedras más o menos grandes a medida que se va hormigonando para economizar material. Utilizando este sistema, se puede emplear piedra más pequeña que en los cimientos de mampostería hormigonada. La técnica del hormigón ciclópeo consiste en lanzar las piedras desde el punto más alto de la zanja sobre el hormigón en masa, que se depositará en el cimiento.

1.1.4 Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar un único pilar, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas corridas en las que se asienten más de un pilar. La zapata aislada no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, aunque en las estructuras es normal además de aconsejable poner una junta cada 3 m aproximadamente, en estos casos la zapata se calcula como si sobre ella solo recayese un único pilar.

En el cálculo de las presiones ejercidas por la zapata debe tenerse en cuenta además del peso de la estructura y las sobrecargas, el peso de la propia zapata y del las terreno que descansa sobre sus vuelos, estas dos últimas cargas tienen un efecto desfavorable respecto al hundimiento. Por otra parte en el cálculo de vuelco, donde el peso propio de la zapata y las tierras sobre ellas tienen un efecto favorable.

1.1.5 Zapatas corridas

Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas, para que una zapata sea considerada como corrida debe cumplir con que su longitud sea mayor o igual a diez veces su ancho $L \geq 10\ B$.

Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostramiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas 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.

Las Zapatas Corridas son, según el Código Técnico de la Edificación (CTE), aquellas zapatas que recogen más de tres pilares. Las considera así distintas a las zapatas combinadas, que son aquellas que recogen dos pilares.

1.1.6 Zapatas combinadas

Una zapata combinada es un elemento que sirve de cimentación para dos o más pilares. En principio las zapatas aisladas sacan provecho de que diferentes pilares tienen diferentes momentos flectores. Si estos se combinan en un único elemento de cimentación, el resultado puede ser un elemento más estabilizado y sometido a un menor momento resultante.

En nuestro caso nos enfocaremos en el estudio de las Cimentaciones superficiales de tipo Losas de cimentación.

1.1.7 Losas de Cimentación

Las Cimentaciones por Losa, también conocidas como Cimentaciones por Placa o Plateas de Fundación, 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 45º 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.

Su cálculo es similar al de una losa plana de azotea invirtiendo las direcciones de los esfuerzos y aplicando las cargas tanto axiales como uniformes provenientes de todo el edificio. Las trabes de estas losas se invierten para quedar enterradas en el terreno y evitar obstáculos al aprovechamiento de la superficie que queda lista para ocuparse como un firme aunque su superficie aun es rugosa.

1.1.9 Forma de Trabajo

Su forma de trabajo es inversa a la de un forjado unidireccional. En la placa los pilares están más próximos y trabajan en las dos direcciones.

1.2.1 Tipos de Cimentaciones por Losa:

- Losas de Espesor Constante
- Losas con Capitel
- Losas Nervadas

1.2.2 Losas de Espesor Constante

Las losas de espesor constante son losas o placas de hormigón armado cuya sección es constante y pareja, sobre la cual apoyan directamente los pilares; se usan generalmente para las estructuras que poseen cargas y luces equilibradas.

1.2.3 Losas con Capitel

Las Losas con Capitel son un tipo de Cimentaciones por Losa, en los casos en que, por diseño, es conveniente aligerar la sección constante de la losa que pueda resultar muy gruesa. Esta opción nos presenta dos tipos de losas, según el efecto de punzonamiento que ejercen los pilares, a saber:

1.2.4 Losas con Capitel o Placas Fungiformes

Se utilizan cuando existen cargas importantes, de modo que entre la placa y el pilar se construye un capitel (superior e inferior) que optimiza el trabajo de la losa, tanto a los esfuerzos de flexión como de corte. Su armado es similar a las de losas de espesor constante.

1.2.5 Losas Nervadas

Las Losas Nervadas son un tipo de Cimentaciones por Losa que, como su nombre lo indica, están compuestas por vigas a modo de nervios que trabajan en colaboración ofreciendo gran rigidez y enlazan los pies de los pilares del edificio, dichos nervios están constituidos por vigas longitudinales y transversales.

Se construyen para estructuras de cargas desequilibradas, en donde las vigas de unión de los pilares se calculan como zapatas continuas bidireccionales.

Por lo general, el espesor mínimo de la losa es de 20 cm.

1.3.1 Diseño de la Losa de Cimentación

El diseño de la losa se puede considerar continua, con un mismo espesor, de sección constante; o también, una losa más delgada con refuerzos en los apoyos de los pilares mediante capiteles en forma de setas invertidas; de allí viene la denominación de fungiformes.

Pueden ser también vigas longitudinales y transversales que enlazan los apoyos portantes que soportan una losa más delgada.

1.3.2 Espesores Mínimos

La cimentación en losa debe tener un canto mínimo de 30 cm. sobre base de hormigón pobre o de limpieza. Aunque habitualmente las losas tienen unos cantos que van desde 50 a 120 cm, según el tipo de edificio que soportan.

Las Cimentaciones por Losa actúan a través de una superficie de apoyo continua que iguala las presiones y forma un arriostramiento en todos los puntos de apoyo.

1.3.3 Estructura

Estas cimentaciones se construyen en hormigón armado preparado para reducir los posibles asientos. Esta estructura responde en forma óptima en suelos con estratos sensiblemente homogéneos y cuando el edificio reparte los esfuerzos sobre la losa con una retícula que guarda simetría geométrica.

También se opta por ella cuando se quiere construir un sótano en seco en una obra asentada sobre una capa freática (excavación en forma de cubeta).

Esta alternativa se da a través de la disposición en plataforma o tablero de cimentación que transmite las cargas del edificio al terreno mediante una superficie igual o superior a la de la obra.

Puede conseguirse máxima rigidez con poco consumo de material procediendo tal y como es frecuente en los forjados de piezas huecas: envolviendo en hormigón un sistema de piezas huecas o de relleno.

1.3.4 Armadura

Su armado se compone de dos partes fundamentales:

- Un armado superior y un armado inferior, compuesto por un tramado metálico de barras de acero corrugado dispuestos simétricamente.
- Un armado complementario que funciona como refuerzo del armado antedicho en las zonas donde apoyan los pilares.

1.3.5 Disposición de las Armaduras.

Se dispone de barras dobladas en las dos direcciones para absorción del cortante cuando el canto de hormigón no es suficiente. Las armaduras se colocan:

Dos mallas de montaje, más Armaduras de momento positivo y momento negativo en la dirección de los pilares, a modo de vigas reversas más las barras dobladas necesarias para la absorción del cortante en las proximidades de los pilares.

CAPITULO 2.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

Todo proyecto de cimentación debe incluir un Estudio Geotécnico (estudio de las características del terreno) ya que la cimentación es la encargada de garantizar la estabilidad de la estructura que soporta a lo largo de la vida útil de la misma. A partir del Estudio Geotécnico podremos conocer las propiedades del suelo (tensión admisible del terreno a las distintas cotas en Kg/cm^2, densidad de la tierra, profundidad del nivel freático, posible asiento, ángulo de rozamiento del terreno, cohesión aparente, expansividad, etc.)

Así, para la elección del tipo de cimentación, debe tenerse en cuenta, por una parte, la estructura que soporta, y por otra, las características del terreno en que se sitúa, considerando que una vez alcanzado un nivel de seguridad adecuado para la misma, ésta debe de ser lo más económica permisible.

Se debe prevenir, por tanto, que la cimentación se vea afectada por la posible agresividad del terreno, así mismo, debe estar protegidas de las acciones físicas y a las modificaciones naturales o artificiales del terreno (heladas, cambios de volumen, variaciones del nivel freático, excavaciones próximas, etc.).

Como parte investigativa de nuestro trabajo fue la recopilación de información sobre el suelo en donde se asentará la cimentación de la estructura a estudiarse. Esta información consta del estudio geológico – geotécnico, que fue realizada por ¨Laboratorio de Suelos R&R Cía. Ltda.¨

El contenido de dicho informe lo detallaremos como se muestra a continuación.

2.1.1 Descripción de la zona

2.1.2 Ubicación del Proyecto.

El predio en estudio se localiza en la Av. 12 de Abril y Av. Loja del Campus Universitario de la Universidad de Cuenca. El terreno destinado para el Reservorio ocupa una superficie de 1500 m 2 alrededor del mencionado sitio, el

mismo que colinda con edificios que son destinados para el funcionamiento como aulas, laboratorios, y la existencia de parqueaderos.

2.1.3 Descripción del Sitio.

Morfológicamente al terreno se lo puede definir como plano. En el sector el clima dominante es ecuatorial frio, típico de la sierra. La isoyeta de la zona es alrededor de los 1000mm, y la temperatura media anual oscila alrededor de los 16 grados centígrados.

La zona se encuentra en la terraza aluvial (Holoceno) que están compuestas de material grueso de origen volcánico, cementado por arena de diferente granulación, se los puede considerar como material fluvio glacial y aluvial antigua, proveniente de las partes altas de las Cordillera Occidental.

2.1.4 Comportamiento Sísmico.

La zona presenta un moderado riesgo sísmico, ya que el Ecuador se asienta en el Cinturón de Fuego del Pacifico. Información preliminar indica que el terreno presenta velocidades de onda de corte de 750m/s en periodos fundamentales de vibración menores a 0.20seg. Resistencia de corte no drenada de 50 -100 kPa.[1]

2.1.5 Hundimientos.

Los valores límites permisibles del suelo en estudio, son determinados de acuerdo con los criterios de asentamiento inmediato y por consolidación, estos resultados están detallados en el **anexo 2**.

2.2 Exploración Subterránea.

De acuerdo con la información en el lugar, se realizaron perforaciones que se ubicaron a una profundidad de veinte metros, basándose en los siguientes criterios:

Las excavaciones podrán suspenderse a cotas más altas que las indicadas si se encontrare una roca u otro material impenetrable.

[1] INEN: Código Ecuatoriano de la construcción Requisitos generales de diseño: Peligro Sísmico Espectros de diseño y requisitos mínimos del cálculo para el diseño Sismo resistente.

La profundidad de exploración se incrementara deberá alcanzar un valor de por lo menos dos veces el ancho previsto de la cimentación a partir de la cota de desplante.

2.2.1 Investigación de Campo.

Las condiciones del subsuelo en el sitio del proyecto se la efectuó a través de la excavación realizada para el desplante de las estructuras de cimentación y la obtención de muestras ¨alteradas¨ representativas de la estratigrafía subrasante. La excavación realizada y la obtención de muestras ¨alteradas¨, siendo la profundidad promedio de excavación 2.20m, además se completa la información mediante la utilización de veletas y penetró metro de bolsillo.

2.2.2 Nivel Freático.

Estos estudios fueron realizados en el mes de marzo del 2010, lo que corresponde a la época de invierno y en estas condiciones no se detecto la presencia de aguas freáticas, por lo que se concluye que este nivel no interferirá con la construcción proyectada.

2.3 Investigación en el Laboratorio.

Con las muestras en el laboratorio se practicaron las pruebas experimentales normalizadas a fin de determinar las propiedades físico – mecánicas de la subrasante. Los ensayos hechos en laboratorio fueron los siguientes

- ✓ Contenido de agua.
- ✓ Granulometría por tamizado.
- ✓ Limite Líquido.
- ✓ Limite Plástico.
- ✓ Penetrometro de bolsillo.

Mediante este plan de ensayos de laboratorio sobre muestras ¨alteradas¨ se obtuvo los parámetros básicos de diseño. Los cuales se indican a continuación.

Características del Suelo				
P.C.A.	**Muestra**	**Profundidad**	**SUCS**	**AASHTO**
P1	1	0,0 a 0,60	GM	A-2-4
P1	2	0,60 a 1,80	ML	A-6
P1	3	1,80 a 2,20	GC	A-2-6

Tabla 2.1 Fuente Laboratorio de Suelos R&R.

2.4 Resultados obtenidos.[2]

Básicamente el subsuelo del proyecto, en el área estudiada está constituido por estratos de suelos granular arenoso de carácter limo arcilloso, el mismo que se presenta en espesores variables, en un potencial superior a 2.20m a partir del nivel subsuelo existente.

Desde el punto de vista geotécnico, en la subrasante del proyecto, se identifica un primer estrato, de espesor variable, que va desde 0.20 a 1.20m constituido por un suelo granular de carácter limoso, constituidos por escombros que se han colocado en el sector a manera de mejoramiento material que tendrá que ser desalojado, previo a la construcción del proyecto para luego a las reposición del mismo mediante granular tipo base para proceder a la fundición de la losa de piso.

Por debajo de este estrato se identifica otro en un espesor de 1.20m constituido por suelo fino que según la SUCS se lo califica como ML (limos inorgánicos) de baja plasticidad y de acuerdo al sistema AASHTO se los identifica como A-6 con índices de grupo 7, estrato que no presenta características aceptables para recibir las estructuras de cimentación.

Por debajo de los estratos anotados, se identifica otro a una profundidad promedio de 1.80m constituido por un suelo granular de carácter arcilloso, material que según la SUCS se lo califica como GC (gravas arcillosas), de plasticidad media y de acuerdo al sistema AASHTO se los identifica con A-2 -6 con índices de grupo 0, estrato sobre el cual se pueden desplantar las estructuras de cimentación, a una profundidad mayor a 1.50m. , medidos a partir de los cota del nivel actual del terreno. Este estrato técnicamente está constituido por suelos granulares (gravas y arenas arcillosas), razón por la cual de dará un tratamiento al cálculo de la cimentación en suelos granulares.

Debe tomarse en cuenta que en el lugar del proyecto se detecta un estrato superficial de espesor variable constituido por escombros los mismos que se presentan en espesores variables, por lo tanto previo a la fundición de la losa se debe retirar dicho material.

[2] Resultados proporcionados por el informe del Laboratorio de Suelos R&R

2.5 Cimentaciones.

El informe presenta la determinación de la capacidad de carga admisible del suelo que es analizada bajo el criterio de resistencia al corte y el de control de asentamientos tolerables en la estructura.

El proyecto necesariamente deberá ser cimentado en el estrato de suelo granular arcilloso y el estudio, análisis debe girar en torno a ello.

2.6 Capacidad de carga admisible.

La capacidad de carga admisible en suelos granulares se obtiene a través de la teoría del criterio se Resistencia al corte y asentamientos mediante la teoría dada por Meyerhof, para cimentaciones poco profundas y sección rectangular, que se expresa como sigue:

$$qu = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + {}^1\!/_2\, \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \qquad \text{Ec (1)}$$

La capacidad de carga ultima se obtiene con el criterio de carga limite, esta se divide para un factor se seguridad, el cual depende del tipo de suelo y del grado exactitud en la determinación de los parámetros de diseño para obtener la capacidad de carga admisible ¨qa¨. El factor de seguridad asumido en el presente diseño es Fs = 3, rigiéndose a lo expuesto por el estudio de suelos.

La ecuación *(1)*, anterior será explicada con mayor detenimiento en capítulos posteriores.

q_u= Capacidad de Carga última

c = Cohesión.

N_c, N_q, N_γ = Factores de Capacidad de Carga

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores Forma

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

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de Inclinacion.

Entre las propiedades físico-mecánicas del suelo se presentan las siguientes:

Parámetros Geotécnicos	
c=	0,01kg/cm^2
γ=	1750kg/cm^3
φ=	34°
B=	Ancho de la cimentación

TABLA 2.2 FUENTE LABORATORIO DE SUELOS R&R

Dentro de la investigación y recopilación preliminar de información para la obtención de información sobre el suelo de estudio, una capacidad admisible aceptable para suelos granulares es de 5kg/cm^2, como consecuencia siendo suelos buenos y que no presentan mayores problemas a la hora de realizar el proceso de cimentación[3] con el cual se diseña la estructura de cimentación a lo largo del presente trabajo.

2.7 Esquemas de la Estratigrafía del Terreno.

La estratigrafía determinada en el sitio de proyecto desde el punto de vista geotécnico, presenta buenas características como material de cimentación.

A continuación se indica el perfil estratigráfico proporcionado por el informe de suelos.

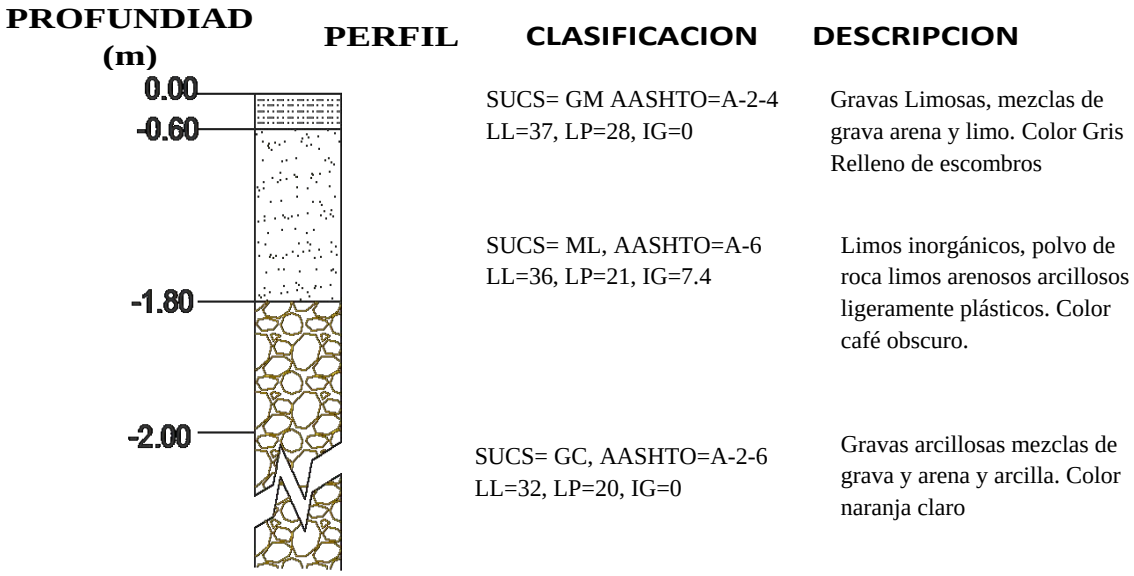


FIG.1.1PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO

[3] Riquetti J.P. "Dimensionamiento geotécnico de cimentaciones superficiales en las Unidades Geotécnicas de la ciudad de Cuenca"

Perfil del terreno esquemas de cimentación.

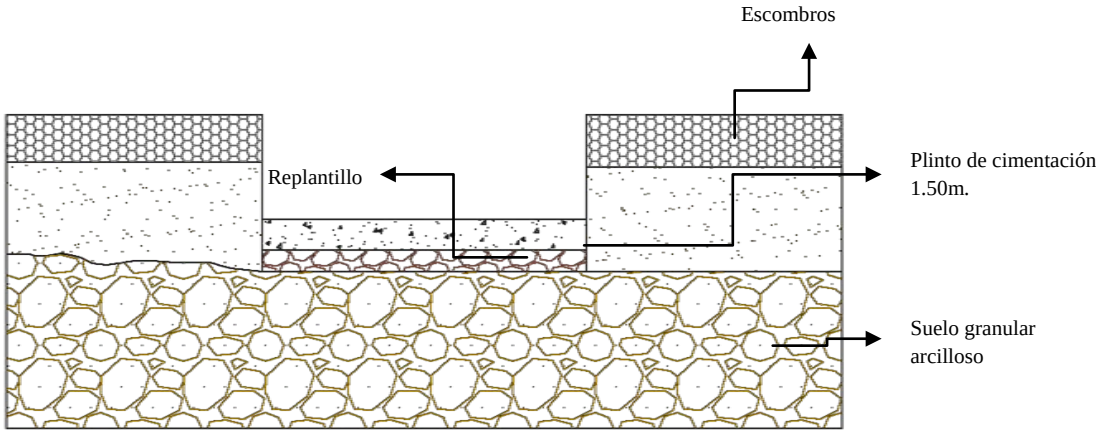


FIG.1.2PERFIL DEL TERRENO

2.8 Comportamiento del Suelo Granular.

Los estudios geológicos, según lo mencionado por la publicación del Msc. Juan Pablo Riquetti, señalan que las terrazas fluviales, muestran las siguientes capas con las consecuentes características:

1. Arcilla superficial, la cual es resistente y muy plástica que se agrieta al secarse.
2. Conglomerado arcilloso, es un conjunto bastante homogéneo de rodados fuertemente caolinizados. Están cementados con arcilla y arena muy alterada.
3. Conglomerado arenoso, consiste en un conglomerado grueso cementado con grava y arena, color gris amarillento está completamente alterado.

De acuerdo con la clasificación que se realiza en la dicha publicación la zona en donde se encuentra ubicado nuestro proyecto tiene un predominio de los suelos gruesos sobre los suelos finos. Y a los cuales de asigna los siguientes parámetros geotécnicos de diseño.

PARAMETROS GEOTECNICOS DE DISEÑO						
Suelos de partículas gruesas Gravas y arenas con menos del 12% de material pasante del T200	**ϕR (grados)**	**CR (kg/m^2)**	**γ (kg/m^3)**	**Es (kg/m^2)**	**μs**	**Eo (kg/m^2)**
	41	0	2100	1,50E+07	0,3	-

Tabla 2.3. Fuente ¨Dimensionamiento Geotécnica de cimentaciones Superficiales en las Unidades geotécnicas de la Ciudad de Cuenca¨

ϕ_R= Angulo de fricción interna del suelo.
C_R= Cohesión del Suelo

γ= Peso especifico del Suelo.

E_s= Modulo de Elasticidad general del suelo.

μ_s= Relación de Poisson del Suelo.

E_o=Modulo de elasticidad edométrico del suelo.

En cuanto a la capacidad de carga admisible del suelo este presenta un rango de entre 5-7kg/cm^2. Estos valores son obtenidos bajos los ensayos hechos por el laboratorio R&R en la ciudad de Cuenca en diferentes zonas en las que se encuentra este tipo de material.

CAPITULO 3

Diseño de Cimentaciones por Criterio de Estabilidad por Fallo en la Base y Deformación.

La capacidad de carga del suelo se podría definir como la capacidad que tiene el terreno para soportar una carga, sin que se produzcan fallas al esfuerzo cortante dentro de su masa, este concepto se conoce generalmente como estabilidad.

La capacidad de un suelo para soportar una carga varía no solamente con la resistencia del suelo, sino también con la magnitud y distribución de esta. Cuando una carga *Q* se aplica a un suelo en forma de incrementos graduales, el suelo se deforma, si se alcanza la carga critica o de falla *Qu*, la razón de la deformación con respecto a la carga aumenta. La curva de carga-asentamiento pasa por un punto de máxima curvatura que indica que se ha producido la falla de la masa de suelo, de acuerdo con el carácter del suelo que se haya cargado.

Generalmente se produce una falla brusca y definida en la arena suelta mientras que en las arcillas sensibles la falla se produce en una transición más gradual asociada a un fallo progresivo. (Jiménez, 1971)

3.1.1 La Ecuación General de la Capacidad de Carga

Fórmula de Karl Terzaghi

La primera expresión, que con suficiente rigor para su época, permite pronosticar con suficiente exactitud la capacidad soportante de los suelos, la brinda el praguense Karl Terzaghi, llamado por muchos “el padre de la Mecánica de Suelos”. Terzaghi supuso que el terreno sobre la base del cimiento produce un efecto que puede ser representado por una sobrecarga (q), actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base de la cimentación, proponiendo el mecanismo de falla que se muestra en la (Figura 1.1), para un cimiento poco profundo y de longitud infinita normal al plano del papel.

A diferencia de Prandtl, Terzaghi considera en su Teoría al peso del terreno como factor contribuyente a la capacidad de carga, lo que relaciona con el factor Nγ. La expresión dada por Terzaghi ha tenido gran aceptación por su sencillez y por tener en cuenta de una forma bastante aproximada las características del suelo donde se apoya la cimentación.

$$qbr^* = c.Nc + \gamma_1.Df.Nq + \frac{1}{2}.\gamma_2.\mathrm{B}'.\mathrm{N}_\gamma$$

El primer sumando, representa el aporte que le brinda la cohesión del suelo a su capacidad soportante, el segundo, o término en q (sobrecarga) representa el aporte que le brinda la sobrecarga existente al nivel de la solera del cimiento a su capacidad soportante y, finalmente, el tercero, o término en γ (peso volumétrico) representa el aporte que le brinda el peso volumétrico del suelo que se moviliza a su capacidad soportante. El efecto de la fricción está presente en los tres términos. (Baja, 2001).

$$Nq = e^{(2\pi/180)(135-\emptyset/2)\tan\emptyset}.2.cos^2\left(45 + \emptyset/2\right)$$

Donde:

- B' = El lado efectivo menor del cimiento (m); lado menor entre l' y b'
- Nc, Nq, Nγ = Factores de la capacidad de carga que están en función de ø*

$$Nc = \cot\emptyset\,(Nq - 1)$$

$$N\gamma = 2.\tan\emptyset\,(Nq - 1)$$

3.1.2 Limitaciones de la Teoría de Terzaghi:

La teoría de capacidad portante última neta sugerida por Karl Terzagui tiene las siguientes limitaciones o es válida para las siguientes condiciones:

- La relación entre la profundidad de desplante y el ancho del cimiento debe ser menor a 1.
- No válida para Cimientos rectangulares.
- Válida solamente para Cimientos cuadrados, circulares e infinitos.

3.1.3 Formula de Meyerhof

Terzaghi en su teoría no considera al suelo por encima del nivel de cimentación, como un medio a través del cual puedan desarrollarse resistencias a cortante, esta hipótesis es más alejada de la realidad cuanto más profundo sea el cimiento considerado.

Meyerhof trató de cubrir este error con una teoría de capacidad de carga que trata los cimientos profundos, alcanzando amplia difusión en épocas recientes.

La expresión a la que se llega finalmente al desarrollar la Teoría de Meyerhof es la siguiente: (Braja. 2001)

$$qu = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} F_{cc} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} F_{qc} + {}^1/_2\, \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} F_{\gamma c}$$

Donde:

- c = Cohesión
- q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- γ = Peso específico del suelo
- B = Ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)
- Fcs, Fqs, Fγs = Factores de forma
- Fcd, Fqd, Fγd = Factores de Profundidad
- Fci, Fqi, Fγi = Factores por inclinación de la carga
- Fcc, Fqc, Fγc = Factores por compresibilidad del suelo
- Nc, Nq, Nγ = Factores de capacidad de carga

3.1.4 Factores de la Capacidad de Carga

La naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta. Sin embargo, el ángulo α como se muestra en la (Figura 1.1) es más cercano a 45+φ/2 que a φ. Si se acepta el cambio, los valores de Nc, Nq, y Nγ para un ángulo de fricción del suelo cambiará también Con α = 45 + φ/2, las reacciones para Nc y Nq pueden obtenerse como:

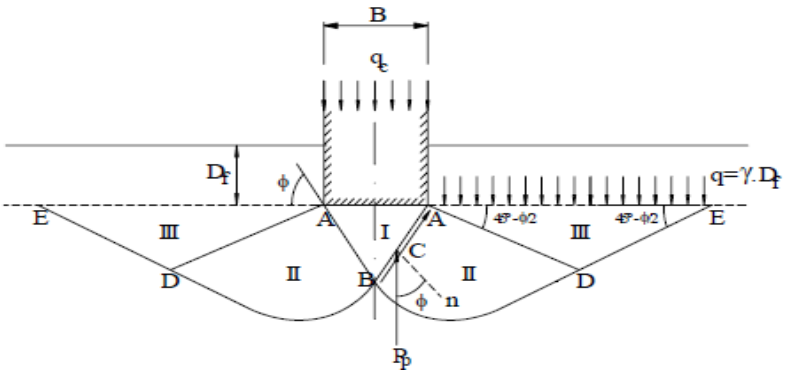


FIG. 3.1 - FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA EN EL SUELO SOBRE UNA ESTRUCTURA RÍGIDA CORRIDA

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

$$Nq = tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right).e^{\pi.\tan\emptyset}$$

$$Nc = (Nq - 1)\cot\emptyset$$

$$N\gamma = 2.(Nq - 1)\tan\emptyset$$

3.1.5 Factores de forma, profundidad e inclinación

Las relaciones para los factores de capacidad de forma, profundidad e inclinación se muestran posteriormente y fueron sacados del libro de cimentaciones de Braja M. Das pág. 169.

Forma:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B'}{L'}\left(\frac{Nq}{Nc}\right)$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\emptyset$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B'}{L'}$$

Donde L, es la longitud de la cimentación (L>B)

Profundidad:

Cuando Df/B ≤ 1

$$F_{cd} = 1 + 0.4\frac{Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan\emptyset\,(1 - \sin\emptyset)^2\frac{Df}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Cuando Df/B > 1

$$F_{cd} = 1 + 0.4\ tan^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right)$$

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \emptyset \, (1 - \sin \emptyset)^2 tan^{-1} \left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Inclinación:

$$F_{ci} = Fqi = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2$$

$$F\gamma i = \left(1 - \frac{\beta}{\emptyset}\right)^2$$

Donde β es la inclinación de la carga sobre los cimientos con respecto a la vertical.

3.1.6 Factores de compresibilidad del suelo

Vesic (1973) propuso la inclusión de estos factores para tomar en cuenta el cambio de modo de falla en el suelo, es decir la falla por corte que se debe a la compresibilidad del mismo. Para su cálculo se deben seguir los siguientes pasos: (Braja M. Das pág. 173)

1. Calcule el Índice de rigidez.

$$Ir = \frac{G}{c + q' * \tan \emptyset}$$

Donde:

$q' = Presión\ efectiva\ de\ sobre\ carga\ a\ una\ profundidad\ Df + B/2$

$$G = Modulo\ cortante\ del\ suelo = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

2. Índice de rigidez critico

$$Ir(cr) = \frac{1}{2} e^{\left[\left(3.3 - 0.45 * {}^{B}/_{L}\right) \cot\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)\right]}$$

3. Comprobar si Ir ≥ Ir $_{(cr)}$

$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1$

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

De lo contrario

$$F\gamma c = Fqc = e^{\left[\left(-4.4+0.6*\frac{B}{L}\right)*\tan\,\emptyset+\frac{(3.07*\sin\,\emptyset)*(\log(2*Ir))}{1+\sin\,\emptyset}\right]}$$

Para suelos $\emptyset = 0$

$$Fcc = 0.32 + 0.12\frac{B}{L} + 0.6\ \log I_r$$

Para suelos $\emptyset > 0$

$$Fcc = Fqc - \frac{1 - Fqc}{Nq * \tan\emptyset}$$

3.2 Criterio de Estabilidad

A continuación se presenta un estudio del criterio de estabilidad detalladamente, los aspectos a tomar en cuenta en dicho estudio son:

- Chequeo del factor de seguridad al vuelco
- Calculo del factor de seguridad al deslizamiento
- Comprobación de la estabilidad de la base o capacidad de soporte

3.2.1 Chequeo del Factor de Seguridad al Vuelco

Todas las solicitaciones que actúan sobre el cimiento superficial tienden a hacerle girar respecto a un punto de su base y por lo tanto, según el estado límite de estabilidad debe garantizarse que dicha cimentación sea segura al posible vuelco.

$$F.S_{vuelco} = \frac{M.estabilizantes}{M.desestabilizantes} \geq 1.5$$

Plantea una relación entre los Momentos Estabilizadores y los Momentos Desestabilizantes y dicha relación debe ser mayor o igual que 1,5 por lo que cualquier valor mayor que este puede decirse que esta correcto (o sea seguro); si la diferencia es mucho mayor, el cimiento se convierte en antieconómico. Para el cálculo del FS al vuelco no se mayoran las cargas.

3.2.2 Momentos Estabilizantes

Se denomina Momentos estabilizantes a la suma de todos los momentos de las fuerzas que se oponen al vuelco de la cimentación con respecto a un punto localizado en un extremo de su base.

3.2.3 Momentos Desestabilizantes

Se denomina Momentos desestabilizantes a la suma de todos los momentos de las fuerzas que provocan el vuelco de la cimentación con respecto a un punto localizado en un extremo de su base.

3.2.4 Calculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento.

El conjunto de fuerzas que actúan sobre el cimiento superficial tiende a desplazarlo en el plano horizontal y por lo tanto es necesario verificar que el cimiento no se deslice.

Para garantizar que un cimiento no falle por deslizamiento debe cumplirse la siguiente expresión:

$$Hact \leq HR$$

Donde:

- HR = Fuerza horizontal resistente producto de la fricción entre el cimiento y el suelo.
- Hact = Fuerza horizontal actuante.

3.2.6 Chequeo de la Capacidad de Carga de la Base del Cimiento

La capacidad de carga, que a menudo se llama estabilidad, es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que produzca la falla dentro de su masa. Es análoga a la capacidad de una viga para soportar una carga sin romperse.

La falla por estabilidad se produce generalmente en tres etapas:

1. El suelo situado debajo de la cimentación es forzado hacia abajo formándose un cono o una cuña, el suelo que está debajo de la cuña es forzado hacia abajo y hacia fuera, unas líneas imaginarias en el suelo que inicialmente fueran verticales, ahora aparecerían combadas hacia fuera como un barril.
2. El suelo alrededor del perímetro del cimiento se separa del mismo y la superficie de esfuerzo cortante se propaga hacia fuera desde el vértice del cono.

3. La cimentación se desplaza hacia abajo con un pequeño aumento de carga

Para garantizar que el cimiento no falle por estabilidad debe cumplir la siguiente condición:

$$Q_{bt} \geq N'b$$

Donde:

$$Qbt = \left[\frac{qu - q'}{F.S} + q'\right] * B' * L'$$

- Q_{bt} = Fuerza bruta tolerable por el terreno.
- qu = Carga ultima o carga bruta de rotura, calculada por la ecuación de Meyerhof.
- q'= Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la Losa.
- F.S = Factor de seguridad (≈3).
- B' y L'= Ancho y Largo efectivos de la cimentación respectivamente.

$$N'b = N + Nsc$$

Donde:

- N'b = Fuerza bruta actuante a nivel de la cimentación.
- N= Fuerza bruta actuante
- Nsc= Peso promedio del terreno sobre la cimentación y la misma cimentación

Es válido acotar que al momento que se determina que la excentricidad de las fuerzas actuantes es menor a L/6 se garantiza que la superficie en contacto trabaje a compresión, además de comprobar que cumpla con el factor de seguridad al vuelco.

$$N = (CM + CV) * B * L$$

Donde:

- CM = Carga por metro cuadrado debido a los peso muerta.
- CV = Carga por metro cuadrado debido a las fuerzas eventuales.

$$Nsc = \bar{\gamma} * Df * B * L$$

$\bar{\gamma} \approx 20\,{}^{KN}/_{m^3}$ *Peso específico promedio del hormigón y el terreno*

$$e_l = \frac{M'_l}{N'b} = \frac{M_l + H * Df}{N + Nsc}$$

$M_l = Momento\ en\ la\ direccion\ de\ lado\ L$

H= V= Carga horizontal debida al sismo

$$e = \frac{L}{6} > e_l$$

Determinación de las dimensiones efectivas de la cimentación o Área comprimida. (Cimentaciones de Braja M. Das pág. 177).

$$A' = área\ efectiva = B' * L'$$

$$B' = ancho\ efectivo = B$$

$$L' = Largo\ efectivo = L - 2 * e_l$$

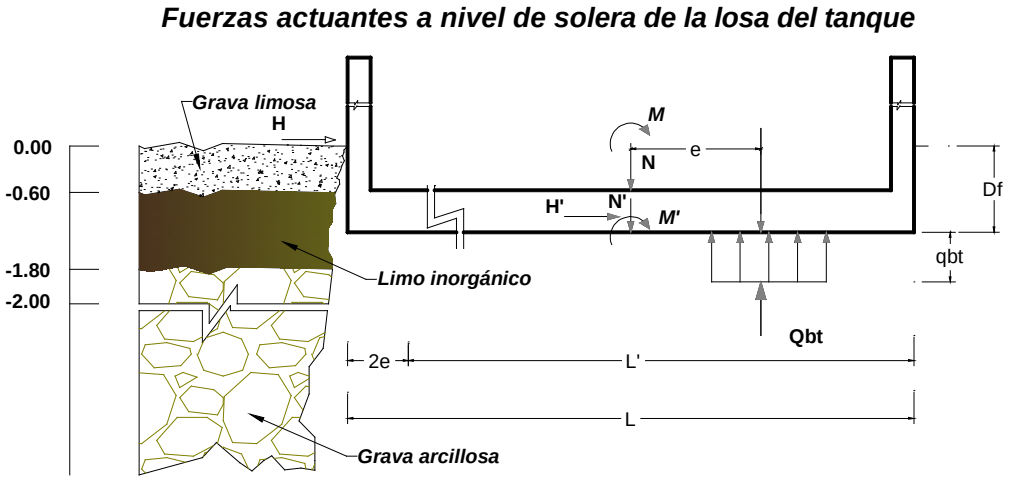


FIG. 3.2 FUERZAS ACTUANTES EN LA CIMENTACIÓN.

3.3 Criterio de Deformación.

El asentamiento de una estructura es producido cuando una carga, como puede ser el peso de la misma se coloca sobre una superficie de una masa de suelo y actúa permanentemente o durante una larga duración.

En sí, el asentamiento no es una propiedad intrínseca de los suelos, sino que también depende de todos los materiales relacionados con la cimentación. El cálculo de los asentamientos que la misma sufrirá es otro de los factores predominantes.

El asentamiento del suelo se produce por dos causas:

1. La reducción de la relación de vacíos del suelo (asentamiento por consolidación)
2. El cambio de forma del suelo inmediatamente debajo de la carga (asentamiento por distorsión elástica).

Ambos asentamientos dependen de los esfuerzos que se producen en el suelo por la cimentación u otras cargas en la superficie.

3.3.1 Tipos de asentamientos de cimentaciones.

El asentamiento de una cimentación consta de un asentamiento inmediato (o elástico), y una asentamiento por consolidación. Es importante señalar que, por lo menos una cimentación se considera completamente flexible o totalmente rígida, una cimentación uniformemente cargada, perfectamente flexible descansando sobre una material elástico como arcilla saturada, tendrá un perfil de distribución de esfuerzo, debido al asentamiento elástico. Sin embargo, si la cimentación es rígida y está descansando sobre un material elástico como arcilla, sufrirá un asentamiento uniforme y la presión de contacto se redistribuirá.

El desplazamiento permisible de las bases de los cimientos está fijado por las normas; y éste depende del tipo de obra y forma de trabajo de la estructura; si el desplazamiento que tiene lugar en la cimentación es mayor que el permisible, la estructura puede sufrir daños de consideración ocasionando su inutilidad; es decir, si el cimiento necesita unas dimensiones (B y L) para una profundidad de desplante Df, debemos chequear que el asiento que se produce en el régimen de carga que actúa sobre el cimiento no sea mayor que el valor límite fijado por la norma. Los asientos bajo una estructura se clasifican, en función del tiempo.

3.3.2 Asentamiento elástico

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se estima usando la teoría de la elasticidad. Con referencia a la figura siguiente y aplicando la Ley de Hooke.

$$Se = \int_0^H \varepsilon_z \,.\, dz = \frac{1}{E_s}\int_0^H (\Delta pz - \mu s.\Delta px - \mu s.\Delta py)\,.\,dz$$

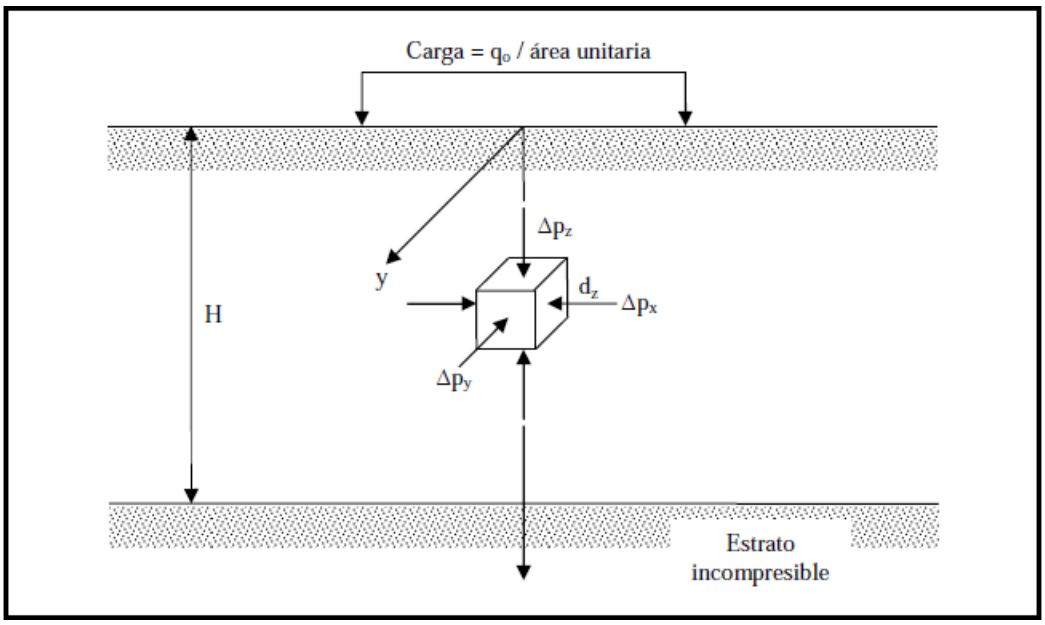


FIG. 3.3 CIMENTACIONES DE BRAJA M. DAS PÁG. 241

Donde:

- Se: Asentamiento elástico.
- Es: Módulo de elasticidad general del suelo.
- H: Espesor del estrato de suelo.
- μs: Relación de Poisson del suelo.
- Δpx, Δpy, Δpz: Incrementos del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones x, y, z respectivamente.

Teóricamente, si la profundidad de la cimentación se considera despreciable, Df=0, la altura del estrato es sumamente grande para considerar H = ∞ y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo con Harr, el asentamiento se expresa como:

(Esquina de la cimentación flexible)

$$Se = \frac{B * qo}{Es} * (1 - \mu s^2) * \frac{\alpha}{2}$$

(Centro de la cimentación flexible)

$$Se = \frac{B * qo}{Es} * (1 - \mu s^2) * \alpha$$

Donde:

$$\propto = \frac{1}{\pi}\left[\ln\left(\frac{\sqrt{1+m1^2}+m1}{\sqrt{1+m1^2}-m1}\right) + m1 * \ln\left(\frac{\sqrt{1+m1^2}+1}{\sqrt{1+m1^2}-1}\right)\right]$$

Siendo:

- $m1 = \frac{L}{B}$
- B y L = ancho y longitud de la cimentación respectivamente.

Si la cimentación mostrada en es rígida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como:

$$Se = \left(\frac{B * q_o}{E_s}\right) * (1 - {\mu_s}^2) * (\alpha_r)$$

Los valores de α_r en función de la relación L/B de la cimentación se muestran a continuación:

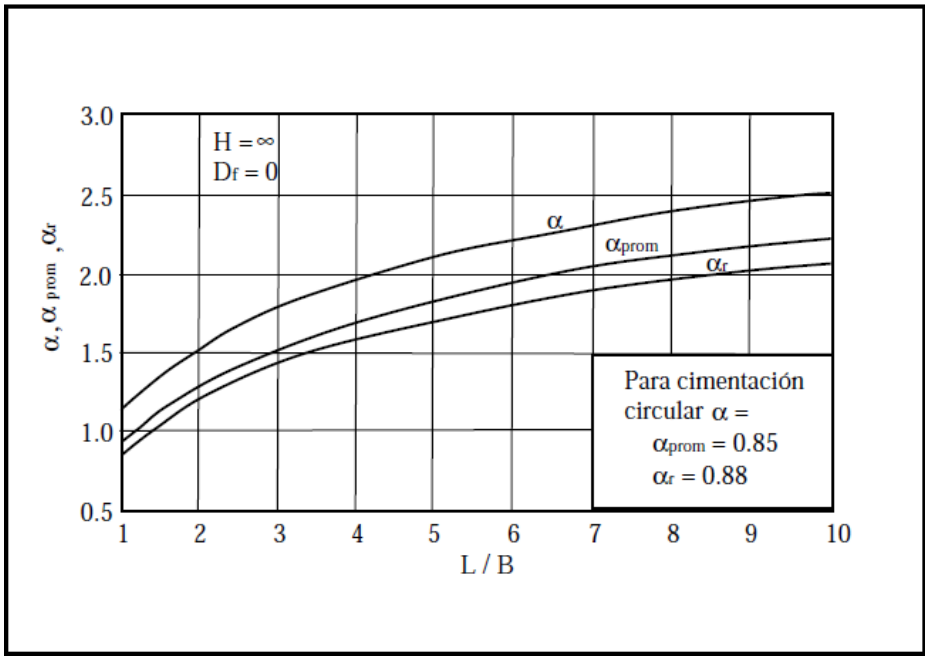


FIG. 3.4 CIMENTACIONES DE BRAJA M. DAS PÁG. 243

Es conveniente aclarar que para profundidades de desplante mayores a cero, Df>0 los asentamientos inmediatos "S_e" disminuyen.

3.3.3 Cargas utilizadas en el cálculo de los asentamientos*:*

Las cargas utilizadas para el cálculo de los asentamientos son las cargas permanentes o de larga duración (normativas), utilizando la siguiente combinación.

Np =WD +%WL

Donde:

WD: Carga muerta.

WL: Carga viva.

Téngase en cuenta que la carga viva a considerar en la expresión anterior es aquella de larga duración, que puede ser expresada como un porcentaje de la carga viva total.

Esta combinación de carga puede producir momento, fuerza horizontal y fuerza vertical en dependencia del tipo de estructura y de la forma de unión entre el cimiento y la columna. En la mayoría de los casos las cargas actuantes de larga duración son fuerzas verticales que sumamos al peso del cimiento y del relleno, producen una carga bruta de trabajo actuante a nivel de solera que llamamos Np. Sin embargo para el cálculo de la distribución de presiones originada en la masa del suelo es necesario utilizar la presión neta de trabajo actuante, que vendría dada por:

El problema del análisis y diseño de las losas de cimentación puede ser resueltas bajo el criterio de rigidez y elasticidad aproximada, para cualquiera de los dos es necesario conocer el valor del parámetro β el cual indica si la cimentación debe ser diseñan por el método rígido o el método flexible aproximado

Las losas de cimentación deben diseñarse por el método Rígido Convencional si el espaciamiento de las columnas en una franja es menor que 1.75/β.

$$\text{Donde } \beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 k}{4 E_f I_f}}$$

E_F = Módulo de elasticidad del material de la cimentación.

I_F = Momento de inercia de la sección transversal de la cimentación.

k = coeficiente de la reacción del subsuelo.

Para la mayoría de los fines prácticos, la ecuación mostrada a continuación se aproxima por:

$$k = \frac{E_S}{B(1-\mu_s^2)}$$

E_S = modulo de elasticidad del suelo.

B = ancho de la cimentación.

μs = relación de Poisson del suelo.

B_1 = ancho.

Para aplicación de nuestro caso tenemos que:

E_F = 200.000kg/cm^2

$I_F = \frac{BxH\,\hat{}\,3}{12}$

B = 30m; H=0.4 alto de la sección transversal de la cimentación.

k = Reacción del Suelo en este caso será grava gruesa bien estratificada.

E_S = 780kg/cm^2.

B = 30m.

μs = 0.35.

Por lo tanto tenemos que:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{30x30.03}{4\,x200000x100^2x\frac{30x0.4^3}{12}}}$$

1.75/β= 6.028m

Separación entre columnas es: 5m.

de tal manera que el diseño se lo realiza por el Método Rígido.

3.4 Método Rígido Convencional.

El método rígido convencional trabaja con más exactitud cuando la losa de cimentación es rígida, permitiendo así que este elemento trabaje como un todo en cuanto a las deformaciones del mismo. Este método da resultados que se acercan a la realidad cuando no hay mucha variación en los valores de carga aplicados, con lo cual, el centro de gravedad geométrico de la losa de cimentación casi coincide con el centro de gravedad de la resultante de la carga. (Braja M Das “Cimentaciones” pag. 310).

3.4.1 Metodología de Diseño

A continuación se presenta una explicación del método con una losa de lados L y B, con cargas de columna $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + ...+ Qn$. Mostrado en la figura a continuación.

1. Se calcula la carga total de columnas como:

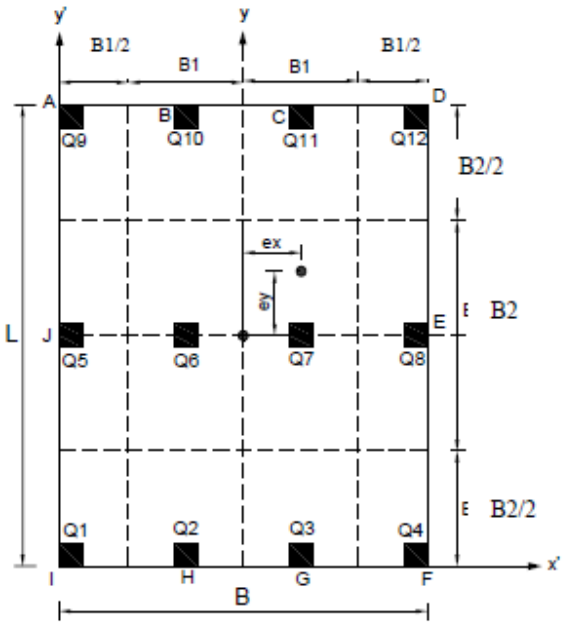


FIG. 3.5 DISEÑO RÍGIDO CONVENCIONAL DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN.

2. Se determina la presión q sobre el suelo, debajo de los puntos A, B, C, D,…….de la losa, usando:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

Donde:

- A = BL
- $Ix = \frac{B*L^3}{12}$ = Momento de inercia respecto al eje x
- $Iy = \frac{L*B^3}{12}$ = Momento de inercia respecto al eje y
- Mx = Momento de las cargas de la columnas respecto al eje x = Qey
- My = Momento de las cargas de la columnas respecto al eje y = Qex

Las excentricidades de las cargas, ex y ey, en las direcciones “x” y “y”, se determinan usando coordenadas (x’; y’):

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \ldots + Q_n x'_n}{Q}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2}$$

De la misma manera

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \ldots + Q_n y'_n}{Q}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2}$$

3. Luego se compara los valores de las presiones del suelo determinadas en el paso 2 con la presión neta admisible del suelo para determinar si $q \leq q_{adm(neta)}$
4. Posteriormente se divide la losa en varias franjas en las direcciones “x” y “y”. Haciendo el ancho de cualquier franja igual a B1.
5. A continuación se procede a dibujar los diagramas de fuerza cortante V, y momento flexionante, para cada franja individual (en las direcciones x y y), como un ejemplo la presión promedio del suelo en la franja comprendida por las columnas Q1, Q2, Q3 y Q4 en la dirección x es:

$$q_{prom} = \frac{q_1 + q_F}{2}$$

Donde:

- q_I y q_F = Presiones del suelo en los puntos I y F determinadas en el paso 2

La reacción total del suelo es igual a $q_{prom}B_2B$. Ahora se obtiene la carga total en la columna sobre la franja igual a Q1 + Q2 + Q3 + Q4. La suma de las cargas de columna sobre la franja no será igual a $q_{prom}B_1B$ porque la fuerza cortante entre las franjas adyacentes no se ha tomado en cuenta. Por esta razón la reacción del suelo y las cargas de la columna necesitan ser ajustadas.

$$Carga\ promedio = \frac{q_{prom}\, B_1 B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2}$$

Ahora, la reacción del suelo promedio modificada es:

$$q_{prom\ (modificada\ )} = q_{prom} \left(\frac{Carga\ promedio}{q_{prom}\, B_2 B} \right)$$

Y el factor por modificación de la carga de columna es:

$$F = \frac{carga\ promedio}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}$$

Las cargas de columna modificadas son entonces FQ1, FQ2, FQ3, FQ4. Esta carga modificada sobre la franja se muestra en el grafico a continuación. Se presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante para esta franja. Este procedimiento se repite para todas las franjas en las direcciones “x” y “y”.

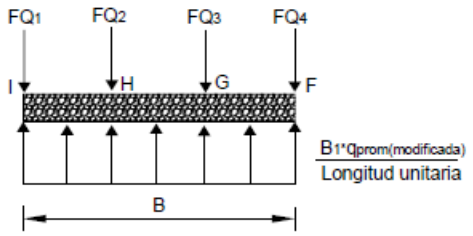


FIG.3.6 ESQUEMA DE POSICIÓN DE CARGAS EN LAS LOSA

6. A continuación se determina la profundidad efectiva d de la losa revisando el cortante por tracción diagonal cerca de varias columnas. De acuerdo con el Código 318 - 05 del ACI (Sección 11.12.2.1c), para la sección critica.

$$U = b_o d * \left[\emptyset * (0.34) * \sqrt{f'c}\right]$$

Donde:

- U = Carga factorizada de la columna (MN), o (carga de la columna) x (factor de carga)
- φ = Factor de reducción 0.85
- fc’= Resistencia a compresión del concreto a los 28 días (MN/m2)

El resto de términos como “bo” y d están en metros. La expresión para “bo” en términos de d, que depende de la posición de la columna con respecto a la planta de la losa, se obtendrá de acuerdo con los siguientes gráficos:

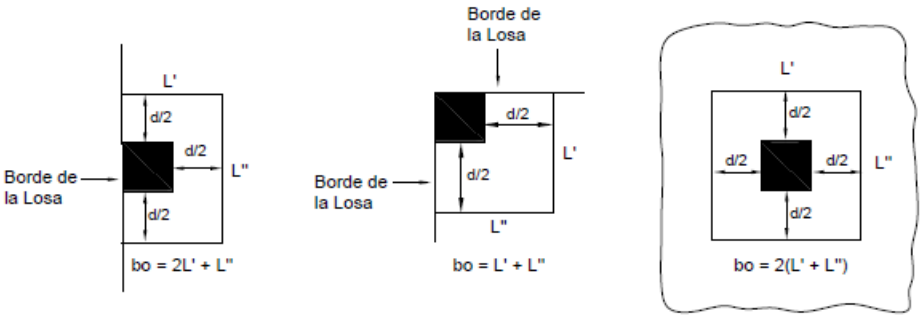


FIG.3.7 ESQUEMA DE POSICIÓN DE CARGAS EN LAS LOSA

7. Luego de los diagramas de momento de todas las franjas en una dirección (x o y), obtenga los momentos máximos positivos y negativos por ancho unitario (es decir, M'=M/B1).
8. Y por último se calcula las áreas de acero por ancho unitario para refuerzo positivo y negativo en las direcciones "x" y "y" empleando las siguientes ecuaciones.

$$Mu = (M')(Factor\ de\ carga) = \emptyset . As . fy . \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{As . fy}{0.85 * f'c * b}$$

Donde:

- As = Área de acero por ancho unitario
- fy = Esfuerzo de fluencia del refuerzo en tensión
- Mu = Momento factorizado
- φ = 0.9 = Factor de reducción.

CAPITULO 4

En este capítulo presentaremos el procesamiento de datos obtenidos y que son requeridos para el diseño de la cimentación

4.1 Criterio de Estabilidad por Fallo en la base.

DATOS PARA LA DETERMINACION DE LOS FACTORES DE CARGA, PROFUNDIDAD, INCLINACION Y COPMPESIBILIDAD DEL SUELO			
Resultado de los Estudios de Mecánica de Suelos en los terrenos de la Universidad de Cuenca			
c=	100	Kg/m^2	Cohesión
γ=	1750	Kg/m^3	Peso Específico del Suelo
D_f=	1.5	m	Profundidad de Cimentación
q=	2625	Kg/m^2	Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la Losa
B=	30	m	Ancho Tanque
L=	50	m	Largo Tanque
ϕ=	34	o	Ángulo de fricción interna

4.1.2 Carga Bruta Actuante en la Losa.

Determinación de carga bruta actuante en la losa N'b		
CM=	2042 Kg/m2	Carga Muerta actuante
CV=	7200 Kg/m2	Carga Viva actuante
B=	30 m	Ancho Tanque
L=	50 m	Longitud Tanque
$N^{'}b = N + Nsc$		13863000 Kg
$Nsc = 0$		0
$N = (CM + CV) * B * L$		**13863000 Kg**

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

4.1.3 Determinación de los factores de carga

<table>
<tr><th colspan="6">"Factores de capacidad de carga" según Vesic (1973)[4]</th></tr>
<tr><th>φ</th><th>Nc</th><th>Nq</th><th>Nγ</th><th>Nq/Nc</th><th>tan φ</th></tr>
<tr><td>34</td><td>42.16</td><td>29.44</td><td>41.06</td><td>0.7</td><td>0.67</td></tr>
<tr><td colspan="6">"Factores de forma, profundidad e inclinación" [5]</td></tr>
<tr><td colspan="3">$F_{cs} = 1 + \frac{B'}{L'}\left(\frac{Nq}{Nc}\right)$</td><td>1.42</td><td colspan="2" rowspan="3">De Beer (1970)
Hansen (1970)</td></tr>
<tr><td colspan="3">$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'}\tan \emptyset$</td><td>1.40</td></tr>
<tr><td colspan="3">$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B'}{L'}$</td><td>0.76</td></tr>
<tr><td colspan="3">$F_{cd} = 1 + 0.4\frac{Df}{B}$</td><td>1.02</td><td colspan="2" rowspan="3">Hansen (1970)</td></tr>
<tr><td colspan="3">$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \emptyset\,(1 - \sin \emptyset)^2 \frac{Df}{B}$</td><td>1.01</td></tr>
<tr><td colspan="3">$F_{\gamma d} = 1$</td><td>1.00</td></tr>
<tr><td colspan="3">$F_{ci} = Fqi = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2$</td><td>1.00</td><td colspan="2" rowspan="2">Meyerhof (1963)
Hanna y Meyerhof (1981)</td></tr>
<tr><td colspan="3">$F\gamma i = \left(1 - \frac{\beta}{\emptyset}\right)^2$</td><td>1.00</td></tr>
</table>

[4] Braja M. Das "Principios de ingeniería de Cimentaciones" Tabla 3.4 pág. 168
[5] Braja M. Das "Principios de ingeniería de Cimentaciones" Tabla 3.5 pág. 169

4.1.4 Procedimiento para el Cálculo de las Fuerzas Laterales provocadas por la actuación del Sismo

Cortante Basal de Diseño:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} * W$$

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$$

Z = Representa la aceleración máxima efectiva en Roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Valor factor Z para la Ciudad de Cuenca= 0.25, Tabla 1[6] ver **"anexo 5".** En función de la zona sísmica.

I = tipo de uso, destino de importancia de la Estructura

El valor de I=1.5, Tabla 3 ver **"anexo 5".** Categoría: Instalaciones esenciales y/o peligrosas.

W= Representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura, para el caso de estructuras de almacenaje W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

W=7000*(0.25) + 1622400 = 1624150kg.

Φ_p= Coeficiente de configuración estructural en planta

$$\Phi_p = \varphi_{Pa} + \varphi_{PB}$$

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 4 ver **"anexo 5". Φ_p** tomara el valor de 1

Φ_E = Coeficiente de configuración estructural en elevación

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 5 ver **"anexo 5". Φ_E** tomara el valor de 1.

[6] Código Ecuatoriano de la construcción "Requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente"

C= Espectro del sismo de diseño, y que depende del perfil del suelo a utilizar.

S^s = 1.0, Roca o suelo firme, Tabla 2 ver **"anexo 5".**

T= Periodo de vibración.

$$T = C_t(h_n)^{3/4}$$

h_n= Altura de la Edificación.

C_t=0.05 Para pórticos espaciales de hormigón con muros estructurales y para otras estructuras.

$$T = 0.05 * (7)^{\frac{3}{4}} = 0.22$$

R= Factor de reducción de Respuesta estructural

R=7, Tabla 6 ver **"anexo 5".** Valores del Coeficiente de reducción de respuesta estructural

Por lo tanto el cálculo es como sigue:

$$V = \frac{0.15 * 1.5 * 5.80}{7 * 1 * 1} * 1624150 = 302788kg.$$

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

4.1.5 Determinación de la excentricidad.

Determinación de los lados efectivos de la cimentación	
$M_l = M_B = 0$	0
$N^{'}b = N + Nsc$	13863000 Kg
Fuerza Horizontal producida por sismo: "V"	
$H = Fuerza\ horizontal$	302788 Kg
$e_l = \frac{M'_l}{N'b} = \frac{M_l + H * Df}{N + Nsc}$	0.03 m
$e_B = \frac{M'_B}{N'b} = \frac{M_B + H * Df}{N + Nsc}$	0.03 m
$e = \frac{L}{6} > e_L$	8.33 m
$e = \frac{B}{6} > e_B$	5.00 m
La superficie de contacto trabaja a compresión	
LONGITUD EFECTIVA	
$L^{'} = L - 2 * e_l$	**49.93 m**
ANCHO EFECTIVO	
$B^{'} = B - 2 * e_B$	**29.93 m**

4.1.6 Determinación de la capacidad de carga del suelo.

Factores debido a la compresibilidad del suelo		
"Valores del modulo de elasticidad para diferentes tipos de suelo" 2.66 a 5.32 Df (Grava gruesa firmemente estratificada) [7]		
E (Kg/m2)	7980000	Modulo de elasticidad del terreno
μ	0.35	Modulo de Poisson (Arena - Grava)[8]
Resultado de los Estudios de Mecánica de Suelos en los terrenos de la Universidad de Cuenca		
c (Kg/m2)	100	Cohesión
ϕ °	34	Ángulo de fricción interna
$Ir = \frac{G}{c + q' * \tan \emptyset}$		2955555.56
$q' = \gamma D * (Df + {}^{B}/_{2})$		28875.00
$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$		150.98
$Ir(cr) = \frac{1}{2} e^{\left[\left(3.3 - 0.45 * {}^{B}/_{L}\right) \cot\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)\right]}$		149.22
Como Ir < Ir(cr)		
$Fγc = Fqc = e^{\left[\left(-4.4 + 0.6 * \frac{B}{L}\right) * \tan \emptyset + \frac{(3.07 * \sin \emptyset) * (\log(2 * Ir))}{1 + \sin \emptyset}\right]}$		1.01

[7] Meli Piralla "Diseño Estructural" Tabla 7.2 pág. 528
[8] Braja M. Das "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" pág. 416

$Fcc = Fqc - \frac{1 - Fqc}{Nq * \tan \emptyset}$	1.01

4.1.7 Aplicando Meyerhof.

MEYERHOF	
$qu = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + {}^1/_2 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$	**94.04 kg/cm2**

Determinación de la capacidad de carga última F.S=3	
$\sigma u = \left[\frac{qu - q'}{F.S} + q'\right]$	**31.52 kg/cm2**
ESTABILIDAD POR FALLO EN LA BASE	
$Qbt = \left[\frac{qu - q'}{F.S} + q'\right] * B * L'$	**472182261 Kg**
$N'b = N + Nsc$	**13863000 Kg**
$Q_{bt} \geq N'b$	La losa cumple con el criterio de estabilidad por fallo en la base siendo estable y segura
Criterio Económico	
$\left\|\frac{Q_{bt} - N'b}{N'b}\right\| \leq 0.03$	33.06
Como se puede ver, no cumple lo antes considerado pero esto se debe a que a pesar que el terreno admite mayores cargas, esta es la dimensión impuesta para el tanque.	

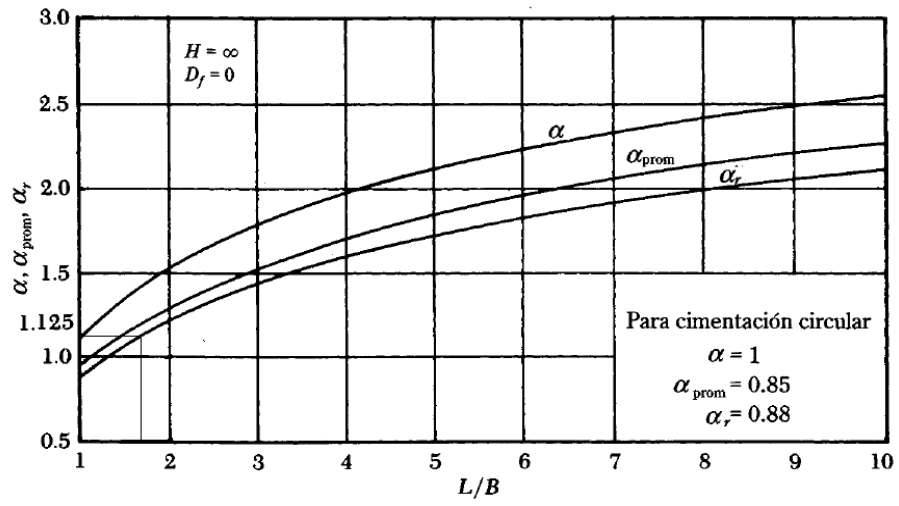
4.2 Criterio por Deformación.

CRITERIO DE DEFORMACIÓN		
L	50 m	Largo de la cimentación
B	30 m	Ancho de la cimentación
Df	1.5 m	Profundidad de desplante
ϒD	1750 Kg/m3	Peso especifico del suelo (Estudios realizados en la Universidad de Cuenca)
Determinación de la carga neta por área cuadrada qo		
$N^{'}b = N + Nsc$	13863000 Kg	
$N = Carga\ de\ larga\ duración\ 80\%\ N$	11090400 Kg	
$Nsc = 0$	0 Kg	
$q^{'} = \gamma D * Df$	2625 Kg/m2	
$N^{'}neta = N + Nsc - q^{'} * B * L$	7152900 Kg	
$qo = N'n/_A = \frac{N + Nsc - q^{'} * B * L}{B * L}$	**4768.6** Kg/m2	

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

4.2.1 Asentamiento Elástico.

Asentamiento elástico para cimentaciones rígidas			
L	50	m	Largo de la cimentación
B	30	m	Ancho de la cimentación
Df	1.5	m	Profundidad de desplante
ϒD	1750	Kg/m3	Peso especifico del suelo
"Valores del modulo de elasticidad para diferentes tipos de suelo" 2.66 a 5.32 Df (Grava gruesa firmemente estratificada)			
Es (Kg/m2)	7980000	Modulo de elasticidad del terreno	
µs	0.35	Modulo de Poisson (Arena - Grava)	
$qo = {N'n}/{A} = \frac{N + Nsc - q' * B * L}{B * L}$		**4768.6**	Kg/m2
Determinación del factor αr			
L/B		1.67	
(Principios de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M. Das pág. 242)			



αr	**1.125**
$Se = \left(\frac{B * q_o}{E_s}\right) * (1 - \mu_s{}^2) * (\alpha_r)$ Ec. 2.58 Braja M. Das "Cimentaciones" pág. 243	**17.70 mm**

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

"Valores limites absolutos de los desplazamientos para Estructuras Rígidas Monolíticas de Hormigón Armado con cimentaciones por losa"[9]	
Asentamiento absoluto permitido	0.40 m
Cumple con el criterio de deformación	

4.3 Diseño de la losa de Cimentación mediante el Método Rígido Convencional

De acuerdo con el método dividimos a la losa en franjas de tal manera que se pueda verificar las presiones del suelo en cada una de ellas, así tenemos en la fig. 4.1

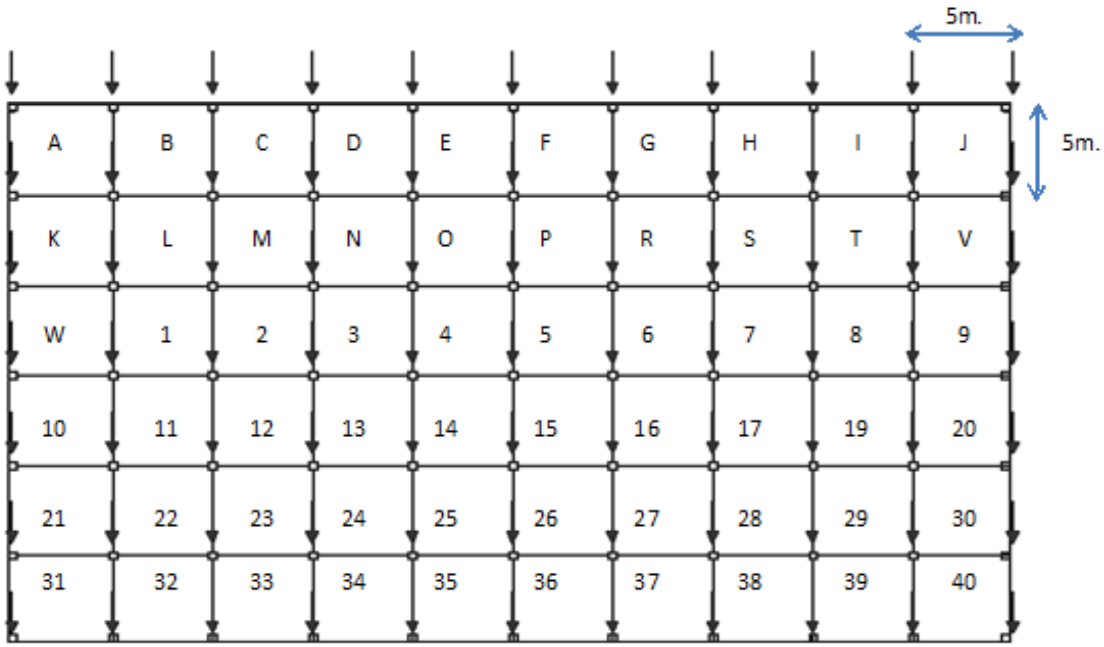


FIG.4.1DIVISION EN FRANJAS DE LA LOSA

4.4 Determinación de Cargas.

Para la evaluación de la carga muerta se toma en consideración los pesos unitarios de los materiales que intervienen en la estructura así:

[9] Romero. P, (1991). "Método de cálculo para la determinación del área de la base de cimentaciones superficiales" pág. 74

ELEMENTO	LARGO(m)	ALTO(m)	ESPESOR(m)	CANT	PESO
Vigas de tapa	50	0,28	0,3	5	50400
Vigas de tapa	30	0,28	0,3	9	54432
Caminería	50	0,12	0,8	5	57600
Camineria	30	0,12	0,8	9	62208
Paredes	50	7	0,45	2	756000
Paredes	30	7	0,45	2	453600
Columnas	0,4	7	0,4	70	188160
			Total kg……..		**1622400**

Tabla 4.1 Determinación de Cargas

La tabla 1 describe los pesos de los componentes de la estructura del tanque como peso especifico del hormigón tomamos 2400kg/m^3. La presión que ejerce el peso de la estructura en el fondo del tanque se calcula considerando el área total de la cimentación.

Área de la Cimentación.

Largo del fondo =	50	m
Ancho del fondo =	30	m
Área del fondo =	1500	m^2

Cálculo de la reacción del Suelo por carga Muerta

Reacción por m^2 = **1081,6 kg/m^2**

Cálculo de la Carga Muerta:

Como carga muerta consideramos el peso de la estructura más el peso de losa de fondo.

Peso de la estructura:	1082	kg/m^2
Peso de la Losa:	960	kg/m^{2,}

Carga Muerta Total es **2042 kg/m^2**

Cálculo de la Carga Viva:

Carga eventual: 200 kg/m^2 ACI 350

Carga por Presión de Agua 7000 kg/m^2

Presión del Suelo:

$$\boldsymbol{qu} = \frac{\text{Peso de laEstructura} - \text{Peso de la losa}}{\text{Area de la cimentacion}}$$

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

$$qu = \frac{1082 - 960}{1500} = 810\text{kg/cm}^2$$

Carga muerta total actuante en el fondo es: **2042 kg/m^{2,}**

Carga viva total actuante en el fondo es: **7200 kg/m^{2,}**

Carga viva en Caminerias

Carga /m2	200	kg/m2
Carga por metro….	**160**	**kg/m**

Acorde con el método rígido dividimos la losa en franjas con un área de influencia de 5x5m. Como muestra la fig. 4.2

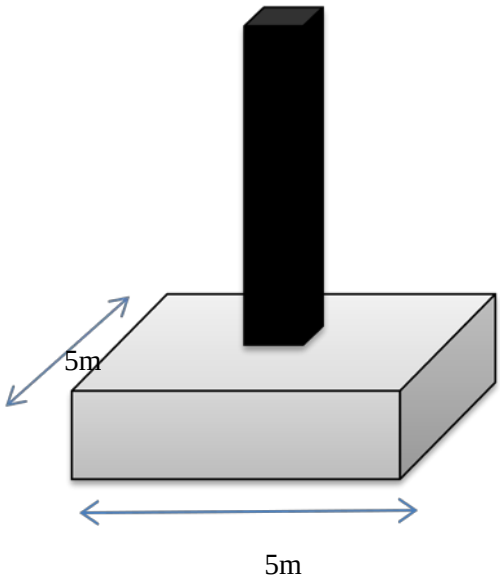


FIG. 4.2 PERÍMETRO CRÍTICO.

De tal manera que para cada columna las cargas de servicio muerta y viva sea de ***51040 kg, 179998 kg*** respectivamente.

Para las columnas que se encuentran en el borde las cargas debido al área de influencia son las siguientes:

CM=	25525	kg
CV=	90000	kg

Carga Total que recibe cada columna en el borde es de de: **115525 kg.**

Carga Muerta de Columnas:	3062570	kg
Carga Viva de Columnas:	10799913	kg
Carga de Servicio=	**13862483**	**kg**

De acuerdo con el ACI 318-95 (Sección 9.2), Carga Factorizada,

U = [1.4 (Carga Muerta)+1.7 (Carga Viva)] x1.3

Carga Factorizada**:** **29441685 kg**

Los momentos de Inercia de la cimentación son:

$$I_x = \frac{B x L^3}{12}$$

I_x= 625000 m^4

$$I_y = \frac{L x B^3}{12}$$

I_y= 112500 m^4

Obtenemos la excentricidad

$\Sigma M_y'$= 0

$$x' = \frac{(225*115525*2+5*231038*225+115525*50*7)}{13862483}$$

$x' = 25.42$

Se realiza el mismo procedimiento para obtener la excentricidad con respeto al eje y dando como resultado:

y’ = 15.25

Los momentos causados por la excentricidad son:

$M_x=Q*e_{y'}$

M_x= 7359929,504 kg-m

$My=Q*e_x'$

M_y= 12266612,89 kg-m.

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

Determinamos la presión *q* sobre el suelo debajo de los puntos en cada franja con la siguiente ecuación:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_Y X}{I_Y} \pm \frac{M_X Y}{I_X} \qquad ec\ 4.1$$

Comparamos las presiones del suelo determinadas con la ecuación anterior con la presión neta admisible del suelo para determinar que $q \leq q_{adm}$ (neta).

q_{adm} (neta)[10]= 5kg/cm^2

Elaboramos la siguiente tabla con la presión respectiva para cada punto:

[10] Valor determinado mediante el estudio de suelos y calculo de capacidad portante

PUNTO	Q/A(kg/m2)	x(m)	±MyX	y	±MxY	q(kg/cm^2)	
A	19627,79	-25	-2725,91	15	176,64	1,708	CUMPLE
B	19627,79	-20	-2180,73	15	176,64	1,762	CUMPLE
C	19627,79	-15	-1635,55	15	176,64	1,817	CUMPLE
D	19627,79	-10	-1090,37	15	176,64	1,871	CUMPLE
E	19627,79	-5	-545,18	15	176,64	1,926	CUMPLE
F	19627,79	0	0,00	15	176,64	1,980	CUMPLE
G	19627,79	5	545,18	15	176,64	2,035	CUMPLE
H	19627,79	10	1090,37	15	176,64	2,089	CUMPLE
I	19627,79	15	1635,55	15	176,64	2,144	CUMPLE
J	19627,79	20	2180,73	15	176,64	2,199	CUMPLE
K	19627,79	25	2725,91	15	176,64	2,253	CUMPLE
L	19627,79	-25	-2725,91	10	117,76	1,702	CUMPLE
M	19627,79	-20	-2180,73	10	117,76	1,756	CUMPLE
N	19627,79	-15	-1635,55	10	117,76	1,811	CUMPLE
O	19627,79	-10	-1090,37	10	117,76	1,866	CUMPLE
P	19627,79	-5	-545,18	10	117,76	1,920	CUMPLE
R	19627,79	0	0,00	10	117,76	1,975	CUMPLE
S	19627,79	5	545,18	10	117,76	2,029	CUMPLE
T	19627,79	10	1090,37	10	117,76	2,084	CUMPLE
V	19627,79	15	1635,55	10	117,76	2,138	CUMPLE
W	19627,79	20	2180,73	10	117,76	2,193	CUMPLE
1	19627,79	25	2725,91	10	117,76	2,247	CUMPLE
2	19627,79	-25	-2725,91	5	58,88	1,696	CUMPLE
3	19627,79	-20	-2180,73	5	58,88	1,751	CUMPLE
4	19627,79	-15	-1635,55	5	58,88	1,805	CUMPLE
5	19627,79	-10	-1090,37	5	58,88	1,860	CUMPLE
6	19627,79	-5	-545,18	5	58,88	1,914	CUMPLE
7	19627,79	0	0,00	5	58,88	1,969	CUMPLE
8	19627,79	5	545,18	5	58,88	2,023	CUMPLE
9	19627,79	10	1090,37	5	58,88	2,078	CUMPLE
10	19627,79	15	1635,55	5	58,88	2,132	CUMPLE
11	19627,79	20	2180,73	5	58,88	2,187	CUMPLE
12	19627,79	25	2725,91	5	58,88	2,241	CUMPLE
13	19627,79	-25	-2725,91	-5	-58,88	1,684	CUMPLE
14	19627,79	-20	-2180,73	-5	-58,88	1,739	CUMPLE
15	19627,79	-15	-1635,55	-5	-58,88	1,793	CUMPLE
16	19627,79	-10	-1090,37	-5	-58,88	1,848	CUMPLE
17	19627,79	-5	-545,18	-5	-58,88	1,902	CUMPLE
18	19627,79	0	0,00	-5	-58,88	1,957	CUMPLE
19	19627,79	5	545,18	-5	-58,88	2,011	CUMPLE
20	19627,79	10	1090,37	-5	-58,88	2,066	CUMPLE
21	19627,79	15	1635,55	-5	-58,88	2,120	CUMPLE
22	19627,79	20	2180,73	-5	-58,88	2,175	CUMPLE
23	19627,79	25	2725,91	-5	-58,88	2,229	CUMPLE
24	19627,79	-25	-2725,91	-10	-117,76	1,678	CUMPLE
25	19627,79	-20	-2180,73	-10	-117,76	1,733	CUMPLE
26	19627,79	-15	-1635,55	-10	-117,76	1,787	CUMPLE
27	19627,79	-10	-1090,37	-10	-117,76	1,842	CUMPLE
28	19627,79	-5	-545,18	-10	-117,76	1,896	CUMPLE
29	19627,79	0	0,00	-10	-117,76	1,951	CUMPLE
30	19627,79	5	545,18	-10	-117,76	2,006	CUMPLE
31	19627,79	10	1090,37	-10	-117,76	2,060	CUMPLE
32	19627,79	15	1635,55	-10	-117,76	2,115	CUMPLE
33	19627,79	20	2180,73	-10	-117,76	2,169	CUMPLE
34	19627,79	25	2725,91	-10	-117,76	2,224	CUMPLE
35	19627,79	-25	-2725,91	-15	-176,64	1,673	CUMPLE
36	19627,79	-20	-2180,73	-15	-176,64	1,727	CUMPLE
37	19627,79	-15	-1635,55	-15	-176,64	1,782	CUMPLE
38	19627,79	-10	-1090,37	-15	-176,64	1,836	CUMPLE
39	19627,79	-5	-545,18	-15	-176,64	1,891	CUMPLE
40	19627,79	0	0,00	-15	-176,64	1,945	CUMPLE
41	19627,79	5	545,18	-15	-176,64	2,000	CUMPLE
42	19627,79	10	1090,37	-15	-176,64	2,054	CUMPLE
43	19627,79	15	1635,55	-15	-176,64	2,109	CUMPLE
44	19627,79	20	2180,73	-15	-176,64	2,163	CUMPLE
45	19627,79	25	2725,91	-15	-176,64	2,218	CUMPLE

Tabla 4.2 Presiones en el Suelo de emplazamiento

Las presiones del suelo en todos los puntos son menores que el valor dado

q_{adm} (neta)=5kg/cm^2

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

4.5 Determinación del Espesor

De acuerdo con el método el cálculo es como sigue:

Determinación del espesor de la losa mediante la comprobación del punzonamiento

$$U = 1.3 * (1.4(CM) + 1.7(CV))$$

CM	51040 Kg	Carga Muerta
CV	179998 Kg	Carga Viva
U	490688 Kg	Carga de servicio mayorada
	Se debe cumplir la siguiente condición	

$$\emptyset Vc \geq Vu \qquad \text{ACI 318, sección 11.1}$$

Vc	resistencia cortante nominal del concreto
Vu	resistencia cortante factorizada

$$Vu = 1.3 * (1.4(CM) + 1.7(CV))$$

$$\emptyset Vc = (0.85)1.8\sqrt{f'c} * bo * d \qquad \text{ACI 318, sección 11.35}$$

$bo = 4(a + d)$ fig. 3.7 perímetro crítico

Remplazando lo anterior e igualando las ecuaciones

$$\frac{Vu}{(0.85)2.1\sqrt{f'c}} = 4(a + d) * d$$

$$4d^2 + 4a * d - \frac{1.3 * (1.4(CM) + 1.7(CV))}{(0.85)1.8\sqrt{f'c}} = 0$$

Vu	a	f'c	d	Solver
490688 Kg	40 cm	300 Kg/cm2	**46.09 cm**	0.00

Se asume un peralte efectivo de 50 cm, considerando un recubrimiento en la parte inferior.

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

Considerando la losa de fondo continua con la pared, debemos tener en cuenta las tensiones horizontales y los momentos verticales de la misma ya que estos dependen del giro en la base, que es función de las rigideces relativas de la pared y del fondo pudiendo suceder que el giro en la base sea mayor, por tal motivo se refuerza el fondo calculando los momentos que se producen en la pared por las cargas de servicio. Para tal análisis utilizaremos el siguiente método que se indica posteriormente.

El método es el que presenta la ***Association Cement Portland (PCA).*** Para tanques rectangulares, donde las paredes están sujetas a la presión hidrostática de cero en la parte superior y máxima en el fondo. Algunos de los datos pueden ser usados para el diseño de paredes de retención de contrafuertes, sujetos a la presión de tierras para el cual un tipo hidrostático de carga puede sustituirse en los cálculos del diseño.[11]

4.6 Coeficientes de momento

Los coeficientes de momento están calculados para paneles individuales, considerándolos fijos a lo largo de los bordes verticales, y los coeficientes están seguidamente ajustados para permitir una cierta rotación sobre los bordes verticales. Primero, tres sets de condiciones de borde son investigados, en todos los bordes verticales algunos son asumidos fijos, mientras los otros bordes serán considerados como sigue:

- Borde superior y base articulados.
- Borde superior libre y base articulada.
- Borde superior libre y base fija.

Se dan coeficientes de momento para estas condiciones de borde en las Tablas I, II y III (***Ver anexos***) respectivamente. En todas las Tablas, ***a*** denota la altura y ***b*** el ancho de la pared. En las Tablas I, II, y III se dan los coeficientes para nueve relaciones de ***b/a***, los límites son ***b/a = 3.0 y 0.5.*** El origen del sistema de coordenadas es a el punto medio del borde del borde superior; el *eje Y* está horizontal; el *eje X* es vertical y su dirección positiva es hacia abajo.

[11] Concrete Information **PCA**

Todos los coeficientes están dados en las tablas con la excepción de donde algunos puntos son conocidos que su valor es cero, por ejemplo en los bordes, algunas puntos medios y cuartos en las direcciones *X* y *Y*.

La tabla IV contiene los coeficientes de momento para cargas uniformes sobre placas rectangulares consideradas fijas en los cuatro bordes. La tabla es usada para la tapa y las losas de fondo para tanques rectangulares con una celda. Si la tapa está hecha continúa sobre soportes intermedios, el diseño puede ser hecho de acuerdo con procedimientos para el diseño de losas soportadas en los cuatro lados (ACI).

Coeficientes para paneles individuales con lados fijos, aplicados sin modificación para paredes continuas, éstas no tiene rotación sobre sus bordes verticales en tanques cuadrados, sin embargo, los coeficientes de momento pueden ser tomados directamente de las tablas I, II o III. Para tanques rectangulares se debe hacer un ajuste, como fue hecho en las tablas V y VI, similar a las modificaciones de momentos en los finales continuos de una viga analizada por la distribución de momentos.

La distribución de momentos no puede ser aplicado tan fácilmente para tanques rectangulares continuos como para vigas continuas en edificios, porque los momentos deben ser distribuidos simultáneamente a lo largo de todo de todo el lado o borde del tanque, así que los momentos deben ser iguales en cualquier punto de ambos bordes.

El problema fue simplificado y aproximado para algunas magnitudes distribuyendo los momentos en cinco puntos solamente, en los cuartos, medios y en el fondo del tanque. Los momentos finales en las dos intersecciones de placas fueron hechos idénticos en esos cinco puntos y los momentos en los puntos interiores ajustados consecuentemente.

De esta manera, los coeficientes de momento fueron computados y están tabulados en las tablas V y VI para las condiciones de borde de la parte superior y para el fondo como muestra para tanque de una sola celda con un gran número de relaciones de ***b/a*** y ***c/a***, siendo ***b*** el largo, ***c*** el ancho de las dimensione horizontales del tanque. Los momentos en la dirección vertical y horizontal tienen igual coeficientes con $\boldsymbol{wa^3}$, siendo w el peso del líquido. Note que el término de la carga es wa^3 para todas las placas de paredes sujetas a presión hidrostática, pero es $\boldsymbol{wa^2}$ para la placa de piso en la tabla IV, la

cual tiene una carga uniformemente distribuida. En el primer caso ***w*** es el peso por metro cubico, pero en el segundo éste es el peso por metro cuadrado.

4.6.1 COEFICIENTES DE CORTE.

Los valores de cortante a lo largo de los bordes de las paredes de un tanque son necesarios para conocer la tensión diagonal y esfuerzos de unión. A lo largo de los bordes verticales, el cortante en una pared es también usada como tensión axial en la pared adyacente, y debe ser combinada con los momentos nodales para determinar el refuerzo de tensión. Varios datos de cortante fueron computados y están dados en la tabla VII. La pared está considerada fija en los dos bordes verticales, mientras que el borde superior y del fondo están asumidos como articulados. La pared tiene un ancho ***b*** y un alto ***a***, y está sujeto a presión hidrostática de un líquido con peso ***w*** (kg por metro cubico).

En las primeras cinco líneas de la tabla VII están cortantes por metro lineal en términos de wa^2. En las cuatro líneas siguientes están cortantes totales en kilogramos dependiendo sobre como w este dado. El cortante por metro lineal está para relaciones de $b/a = 1/2, 1, 2$ y el infinito. La diferencia para el cortante de $b/a = 2$ y el infinito es pequeña y no necesita ser computado para valores intermedios.

Cuando ***b/a*** es grande, una parte vertical de la placa cerca del punto medio de la dimensión ***b*** se comportará esencialmente como un soporte simple de una placa en una dirección. La presión total sobre una sección de 1 metro de ancho es $0.50wa^2$ de cualquier dos - tres o $0.33wa^2$ es la reacción en el soporte del fondo y en uno – tres o $0.17wa^2$ es la reacción en la parte superior. Note en la tabla VII que el cortante en el punto medio del fondo es $0.3290wa^2$ para $b/a = 2$, el coeficiente es muy cercano a $1/3$ para el infinito. En otras palabras, el cortante máximo en el fondo es prácticamente constante para todos los valores de ***b/a*** mayores que dos. Como se puede observar, esto será correcto solamente cuando la parte superior está soportada y no cuando esté libre.

En la esquina, el cortante en el fondo es negativo y numéricamente más grande que el cortante del punto medio. El cambio de cortante positivo a negativo ocurre aproximadamente en el exterior del decimo punto en el fondo. Este valor negativo en las aristas de las esquinas se eleva porque las deformaciones en el plano del soporte son

omitidos en las ecuaciones básicas y por eso son solamente de significado teórico. Estos cortantes pueden ser descartados en el diseño por cortante y esfuerzo de enlace de las paredes.

Para ***b/a*** = ½ en la tabla VII, el cortante total en la parte superior es pequeño y prácticamente cero, y para ***b/a = 1*** el cortante total ***0.0052***, es solo ***1*** porcentaje de la presión total hidrostática ***0.5***. Por lo tanto es razonable asumir que removiendo el soporte en la parte superior no estará materialmente cambiado el cortante total en alguno de los otros tres bordes cuando ***b/a*** sea ***½.*** En ***b/a = 2*** hay un cortante considerable en la parte superior cuando es fijo, ***0.0538***, así que la suma del cortante total en los otros tres lados es solamente ***0.4462***. Si el soporte de la parte superior es removido, los otros tres lados deben tomar un total de ***0.5.*** Un ajuste razonable es multiplicar cada uno de los tres cortantes totales por ***0.5/0.4462 = 1.12***, o un incremento del ***12 %***. Esto fue hecho y preparado en la tabla VIII para ***b/a = 2***. Un ajuste similar también para ***b/a = 3***, en donde el incremento fue del ***22%***.

De acuerdo con el método el cálculo es como sigue:

4.6.2 Cálculo de los Momentos en las Paredes

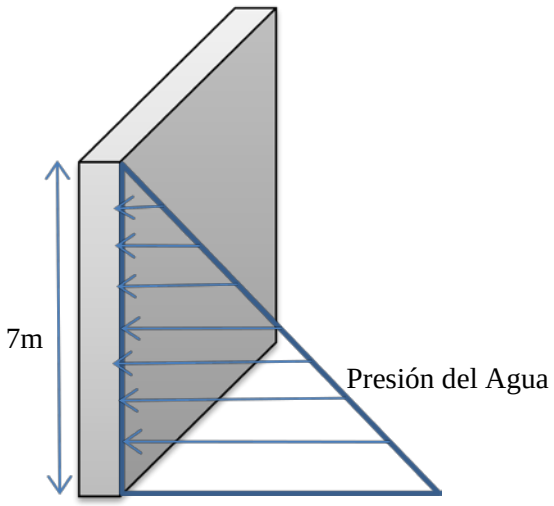
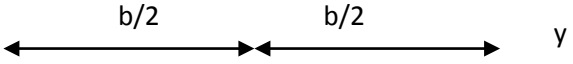


FIG. 4.3 PRESIÓN DE AGUA EN PARED.



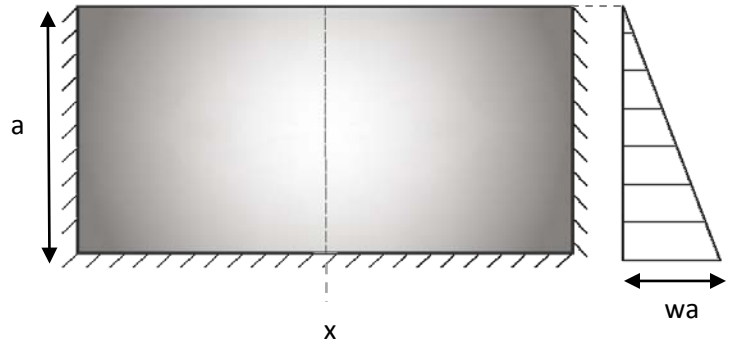


FIG.4.4 CONDICIONES DE CONTORNO

Para facilitar el uso de las tablas del PCA hemos dividido la pared en franjas, tomando como área representativa la mostrada en la figura 4.4 Lado largo b = 5m, lado corto

c = 5m, alto a = 7

Ocupamos la Tabla III del PCA

c/a= 0,7

Con esta relación acudimos a los valores que corresponde respectivamente en la tabla

Tomamos los valores de en los que corresponden a 0,75 y elaboramos la siguiente tabla

c/a	**x/a**	**y=0**		**y=b/4**		**y=b/2**	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
0,7	1/2	0,005	0,011	0,002	0,003	-0,004	-0,0022

Tabla 4.3 Coeficientes para la determinación de los momentos.

Como deseamos obtener los momentos entre Pared-Losa tomamos los coeficientes para momentos en los ½. Para la determinación de la losa de fondo utilizamos la siguiente ecuación que nos presentan las mismas tablas

$$\textbf{Momento= Coef.*w*a}^3$$

Para el análisis se estudiaran dos estados de carga el uno en el que el tanque se presenta lleno de liquido y el segundo cuando el mismo esta vacio. Cuando el tanque está lleno el peso especifico es = 1000kg/m3, cuando esta vacio la presión en la pared es nula. Por lo que diseñamos con la primera hipótesis.

Conforme con el ACI-350

Momento = Coef.*1000*7^3*1,7*1,3 = 758030 *Coef.

c/a	x/a	y=0		z=0		y=b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
0,7	3/4	3790,15	8338,33	1516,06	2274,09	-3032,12	-1667,666

Tabla 4.4 Momentos en las paredes

En la tabla anterior podemos observar los momentos horizontales y verticales que se distribuyen como muestran las figuras 4.5 y 4.6

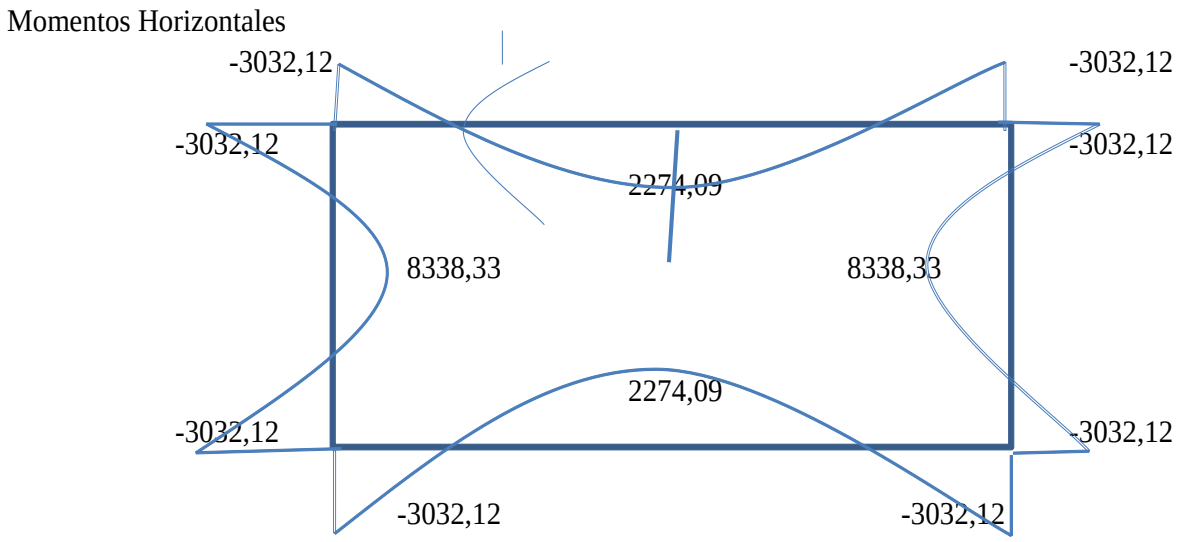


FIG. 4.5 MOMENTOS HORIZONTALES ACTUANTES EN LA PARED

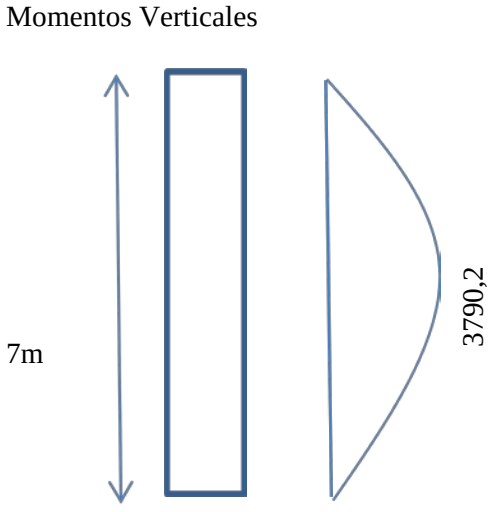


FIG. 4.6 MOMENTOS VERTICALES ACTUANTES EN LA PARED

Para obtener el refuerzo se tomara los máximos valores:

Mu (máx.)=	8338,33	kg-m
Ru=	7,56	kg/cm^2
ρ=	1,83E-03	
As=	6,38	cm^2

Refuerzo adicional para la losa de fondo tenemos: **6ϕ12mm.**

4.7 Análisis de Losas Mediante el Método de los Coeficientes.

La determinación precisa de momentos en losas en dos direcciones, con varias condiciones de continuidad en los bordes soportados, es matemáticamente muy compleja y no es adecuada para la práctica de diseño. El método 3 del código del ACI DE 1963, analiza losas en dos direcciones apoyadas en bordes de muros o vigas monolíticas de concreto.

El método utiliza tablas de coeficientes de momento que cubren varias condiciones. Estos coeficientes se basan en análisis elásticos pero también tienen en cuenta la redistribución inelástica. En consecuencia, el momento de diseño en cada dirección es menor en cierta cantidad que el momento máximo elástico en esa dirección. Los momentos en las franjas centrales en las dos direcciones se calculan a partir de

$$M_a = C_a w l_a^2$$

Y

$$M_b = C_b w l_b^2$$

Donde ***Ca***, ***Cb*** = coeficientes de momento tabulados

w = carga uniforme, lb/pie2

la, lb = longitud de la luz libre en las direcciones corta y larga, respectivamente.[12]

Este método puede ser utilizado para cualquier requerimiento de diseño siempre y cuando satisfaga las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica y además que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplan los requerimientos de funcionalidad

El procedimiento general para aplicar el método es como se indica a continuación:

- ✓ **Determinación de las Cargas.**

[12] Arthur H. Nilson: Diseño de Estructuras de Concreto

Las cargas actuantes deben ser establecidas bajo las condiciones, de carga viva, muerta y carga total y factorizadas de acuerdo a lo que estipula el ACI-350

- ✓ **Distribución de las franjas.**

  El método establece que cada panel debe dividirse, en ambas direcciones, en una franja central cuyo ancho es la mitad del ancho del panel y en dos franjas de borde o franjas de columna con un ancho igual a un cuarto del ancho del panel. *Ver fig. 4.7*

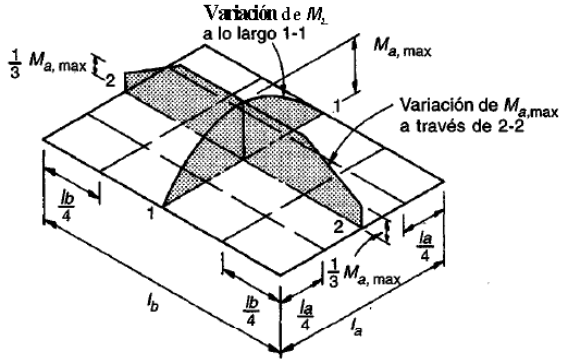


FIG.4.7MOMENTOS EN LAS FRANJAS. FUENTE ARTHUR H. NILSON

- ✓ **Verificación de las Condiciones de Contorno**

  Las condiciones de contorno en los paneles de las losas, deben ser verificadas te tal modo que se pueda distinguir si dicho elemento está restringido en los cuatro lados o en las suposiciones de bordes discontinuos.

- ✓ **Relación de los lados del panel.**

  Esta relación se calcula entre el lado corto y lado largo, con el cual se puede dirigir a las tablas y escoger los diferentes coeficientes para calcular momentos y cortantes.

- ✓ **Cálculo de los Momentos.**

  Las tablas hacen distinción entre el cálculo de momentos por cargas vivas, muertas y la carga total, y estos se calculan para momentos negativos (Tabla 12.3) y positivos (Tablas 12.4 y 12.5) **ver anexos.**

  Los momentos en los bordes discontinuos se calculan con un porcentaje del treinta por ciento de los valores de los momentos negativos y positivos.

- ✓ **Cálculo del Cortante.**

  De la misma manera que para los momentos se calculan los cortantes bajo la acción de la carga total.

Las pasos anteriores se realizan para la *franja central*, para la *franja de columna* se suponen que los momentos disminuyen literalmente a partir del valor total calculado en el interior del borde de la *franja de columna*, hasta un tercio de este valor en el borde de la viga de soporte.

4.7.1 Momentos en la Losa de Fondo.

a) Tomamos el tablero más desfavorable y realizamos la división en franjas como indica el método, *ver fig. 4.8*

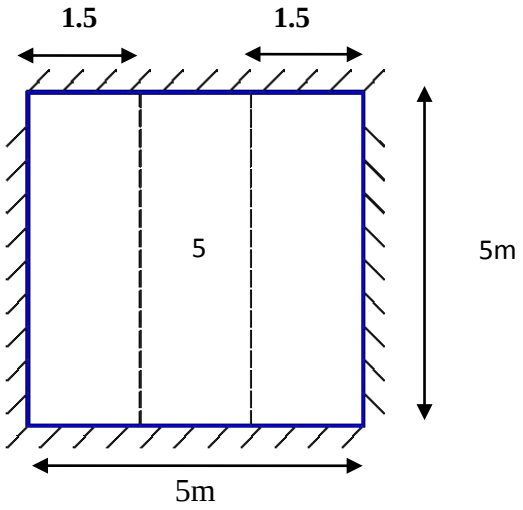


FIG. 4.8 PANEL

b) Las cargas de servicio que soporta el piso son las siguientes:

CM= 2859 Kg/m^2
CV= 9360 Kg/m^2
q = 15884 Kg/m^2

c) La relación de los lados del panel son m = 5/5 = 1, escogiendo en la tabla 12.3ver **"anexo 3"** los coeficientes respectivos y el caso 2 para el panel con todos los bordes continuos para todos los lados.

d) Cálculo de Momentos Negativos por q :

Franja central

CA_{neg} = 0,045 MA = (CA *Wmayorado*A^2) = 17870 Kg-m
CB_{neg} = 0,045 MB = (CB *Wmayorado*B^2) = 17870 Kg-m.

e) Cálculo de Momentos Positivos por CM:

$C_{A\,CM}$ = 0,018 M_A = (C_A *$CM_{mayorado}$*A^2) = 1286 Kg-m
$C_{B\,CM}$ = 0,018 M_B = (C_B *$CM_{mayorado}$*B^2) = 4212 Kg-m
Total= 5498 Kg-m

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

f) Cálculo de Momentos Positivos por CV:

$C_{A\,CV}$ =	0,027	$M_A = (C_A * CV_{mayorado} * A^2)$ =	6318	Kg-m
$C_{B\,CV}$ =	0,027	$M_B = (C_B * CV_{mayorado} * B^2)$ =	6318	Kg-m
		Total=	**12636**	**Kg-m**

g) Momentos Positivos Totales:

M_A =	5498	Kg-m
M_B =	12636	Kg-m

h) Momentos Negativo en borde continuo.

Ma(-)=	1833	Kg-m
Mb(-)=	4212	Kg-m

Para franjas exteriores:

a) Momento Negativo en borde continuo

Ma(-)=	5957	Kg-m
Mb(-)=	5957	Kg-m

b) Momento Positivo

Ma(+)=	429	Kg-m
Mb(+)=	1404	Kg-m

c) Momento Negativo en borde continuo

Ma(-)=	611	Kg-m
Mb(-)=	1404	Kg-m

4.7.2 Corte

W_A =	0,5	$V_A = (W_A * W_{mayorado})$ =	7942	kg
W_B =	0,5	$V_B = (W_B * W_{mayorado})$ =	7942	kg

Vu (lado corto) = V_A*A/2 =	19855,55	kg
Vu (lado largo) = V_B*B/2 =	19855,55	kg

Resistencia a Cortante de la Losa:

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d =$$

$\Phi = 0.85$

$f´c = 300 kg/cm^2$.

b = 100cm.

d = 35 cm.

ϕV_c = 24501 kg.

Con lo que se recomienda utilizar armadura mínima ACI 318-95, Sección 10.5.

4.7.3 DISTRIBUCION DE LAS ARMADURAS

		Franja Central				Franja Derecha				Franja Izuierda		
		Momento(+)	Momento(-)			Momento(+)	Momento(-)			Momento(+)	Momento(-)	
AMBOS SENTIDOS	Cuantia(ρ)	2,80E-03	4,00E+00	4,00E+00	Cuantia(ρ)	3,04E-04	1,30E-03	1,30E-03	Cuantia(ρ)	3,04E-04	1,30E-03	1,30E-03
	ρ_{min}	3,00E-03	3,00E-03	3,00E-03	ρ_{min}	3,00E-03	3,00E-03	3,00E-03	ρ_{min}	3,00E-03	3,00E-03	3,00E-03
	$As_{(-)}$ (cm^2)		1,40E+01	1,40E+01	$As_{(-)}$ (cm^2)		1,05E+01	1,05E+01	$As_{(-)}$ (cm^2)		1,05E+01	1,05E+01
	$As_{(+)}$ (cm^2)	9,80E+00			$As_{(+)}$ (cm^2)	1,05E+01			$As_{(+)}$ (cm^2)	1,05E+01		
	Refuerzo (+)	5φ16mm			Refuerzo (+)	6φ16mm			Refuerzo (+)	6φ16mm		
	Refuerzo (-)		7φ16mm	7φ16mm	Refuerzo (-)		6φ16mm	6φ16mm	Refuerzo (-)		6φ16mm	6φ16mm

Tabla 4.5 Distribución de armaduras

4.8 Diseño de vigas perdidas en las losas

Para el diseño de las vigas, escogemos como área de influencia el panel que se muestra a continuación. *Ver fig. 4.9*

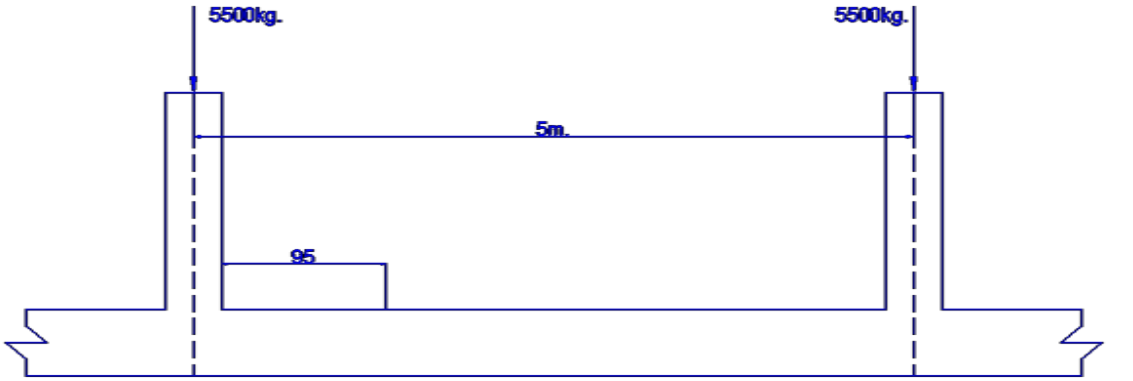


FIG. 4.9 ESQUEMA DE VIGAS INFERIORES

Las cargas que deben soportar las vigas son las siguientes:
Carga Muerta

Peso propio de la viga = 0.3*0.4*2400 = 960kg/m.

Carga Viva:

Carga viva de servicio =5000 kg

Diseño a Flexión.

$$\Delta R = \frac{P1 * e}{l - e}$$

$$e = \frac{250}{2} - 20 = 95cm.$$

$$\Delta R = \frac{5500 * 1.7 * 1.3 * 95}{250 - 95}$$

$$\Delta R = 7450kg.$$

$$Mu = 7450 * 250 = 1862460kg - cm$$

Determinamos los momentos de la viga por Carga Muerta.

Mu = $\frac{w*L^2}{16} = \frac{960*5^2}{16} = 1500\ kg - m$

Mu (Total) = 150000+1862460 = **2012460kg-cm**

$$Ru = \frac{2012460}{0.9 * 40 * 45^2} = 27.60kg/cm^2$$

$$A_{s=}\frac{0.85 * 300}{4200}\left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2.36 * 27.60}{300}}\right) * 40 * 45$$

$$A_s = 12.59cm^2$$

Con refuerzo correspondiente es **<u>7ϕ16mm.</u>**

Diseño a Corte.

$$Vu = \frac{1.15 * Wu * l}{2}$$

$$Vu = \frac{1.15 * 5500 * 1.7 * 1.3 * 5}{2}$$

$$Vu = 34946kg.$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{300} * 40 * 45 = 14045\ kg$$

$$A_v = \frac{V_u - \emptyset V_c}{\emptyset}\frac{s}{fy.b}$$

$$A_v = \frac{34946 - 14045}{0.75}\frac{s}{4200.45}$$

$$Av = 0.147449\ s$$

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

Con $\emptyset\, 8mm$ se tiene $Av = 1cm^2$ y la separación será de d/2=10cm, por lo tanto se colocará $1\emptyset mm\ c/10cm$.

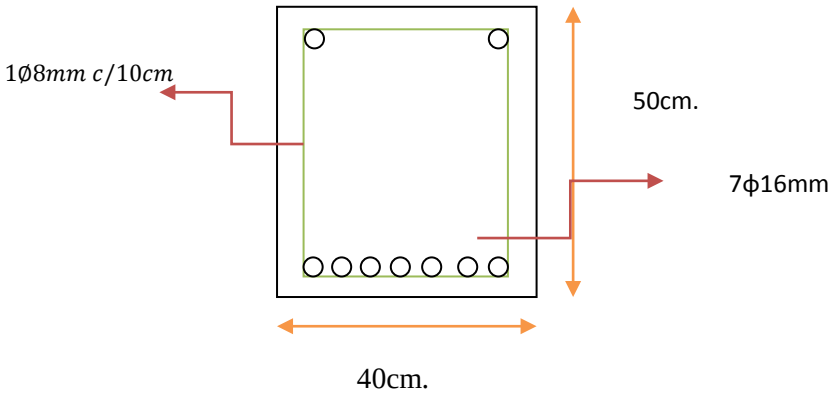


FIG. 4.10 ESQUEMA TIPO DE REFUERZO EN LA VIGA INFERIOR

A continuación se muestra una distribución tipo para un panel de diseño 5, que se ajusta al cálculo realizado.

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

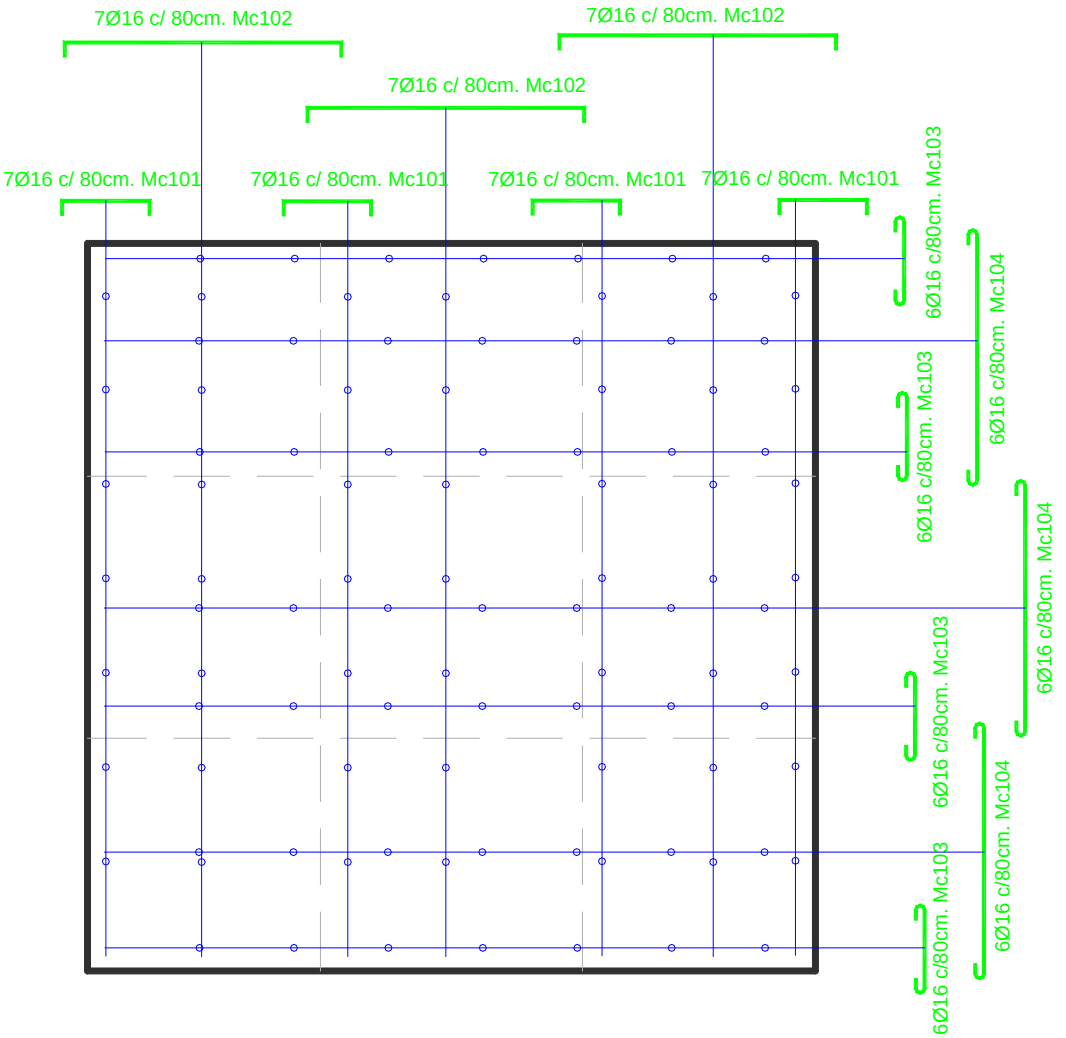


FIG. 4.11 ESQUEMA TIPO DE REFUERZO EN LOS PANELES.

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

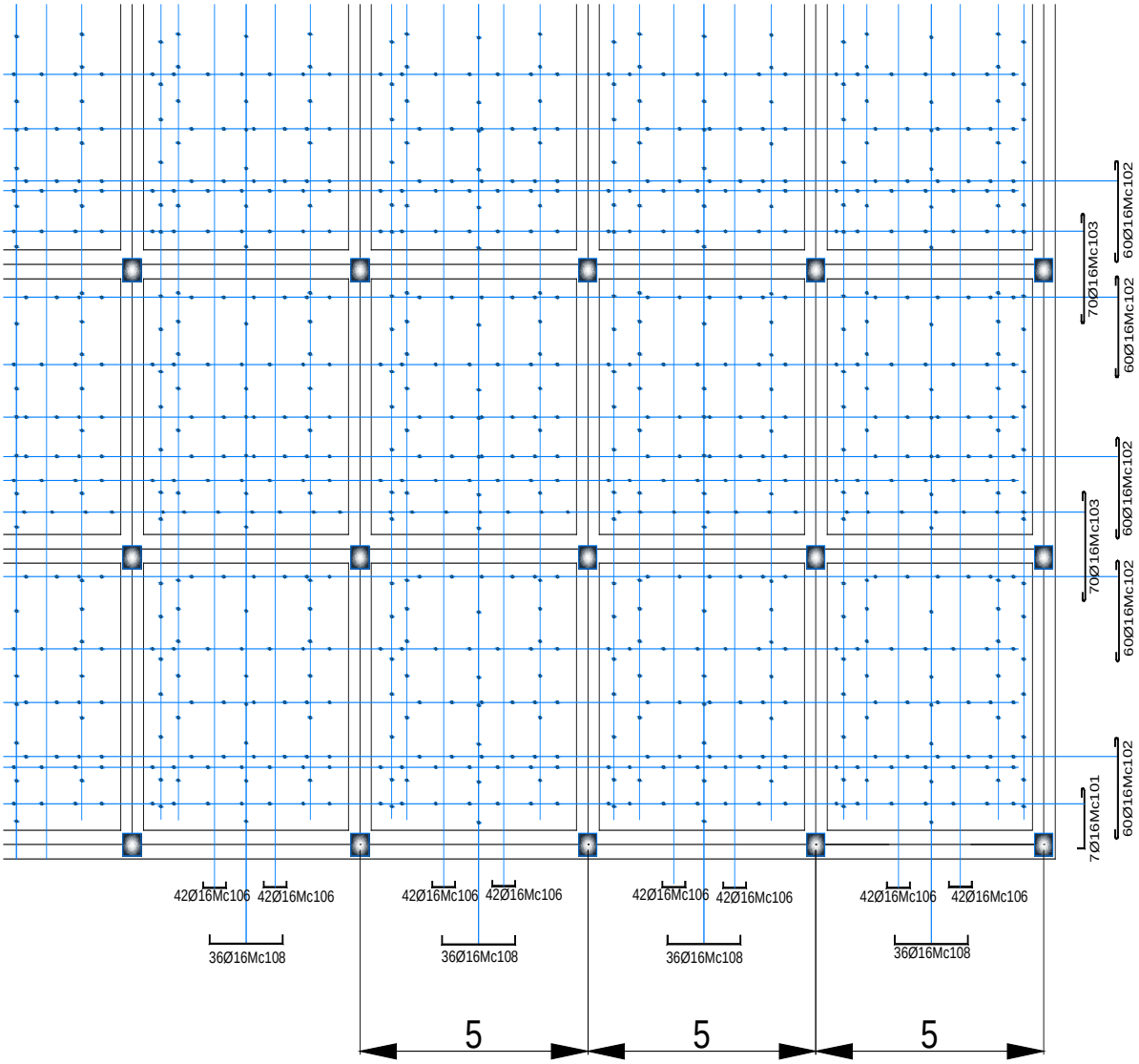


FIG. 4.12 ESQUEMA TIPO DE DISTRIBUCIÓN DE REFUERZOS.

CAPITULO 5.

MODELACION DE LA LOSA DE CIMENTACION UTILIZANDO EL SOFTWARE SAP 2000.

El programa SAP2000 es uno de los software líder en la ingeniería estructural. Se pueden analizar cualquier tipo de estructuras con este programa, e incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos. Se trata de un excelente programa de cálculo estructural en tres dimensiones mediante elementos finitos, mediante el programa es posible modelar complejas geometrías, definir diversos estados de carga, generar pesos propios automáticamente, asignar secciones, materiales, así como realizar cálculos estructurales de hormigón y acero.

5.1 Modelo de la Estructura en 3D.

5.1.1) Geometría.- La estructura consta de un depósito rectangular con medidas de 30x50m, con una elevación de 7m. Como muestra la fig.5.1

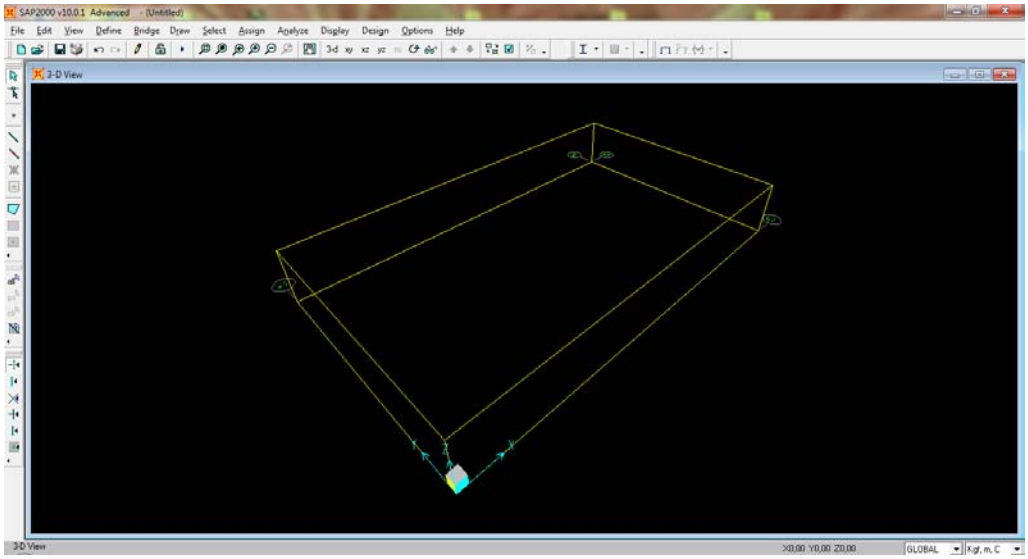


FIG. 5.1 GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

5.1.2) Dicretizacion de los elementos tipo Shell.

Cada elemento de la estructura en este caso paredes y losa han sido designados con elementos tipo Shell, este elemento se deforma en su plano y fuera del plano, además permite modelar y obtener la deformada de las losas, muros, macizas resistentes a momentos, corte y fuerza axial.

Por ejemplo para las losa de fondo hemos tomado elementos de 1.25x1.25. ver fig.5.2

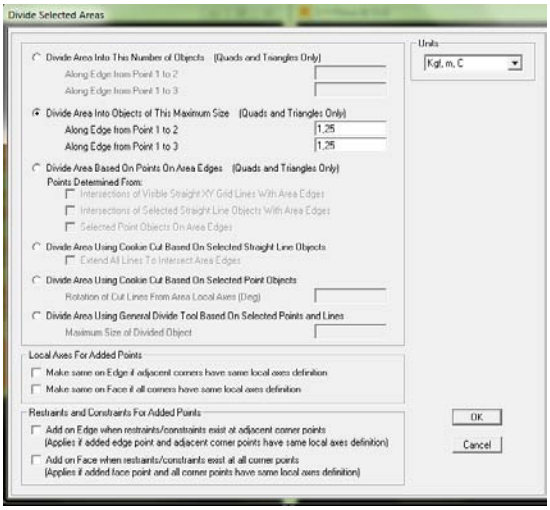


FIG. 5.2 DIVISIÓN DEL ÁREA

De la misma forma se realiza para las paredes, quedando la estructura como se muestra a continuación en la fig. 5.3:

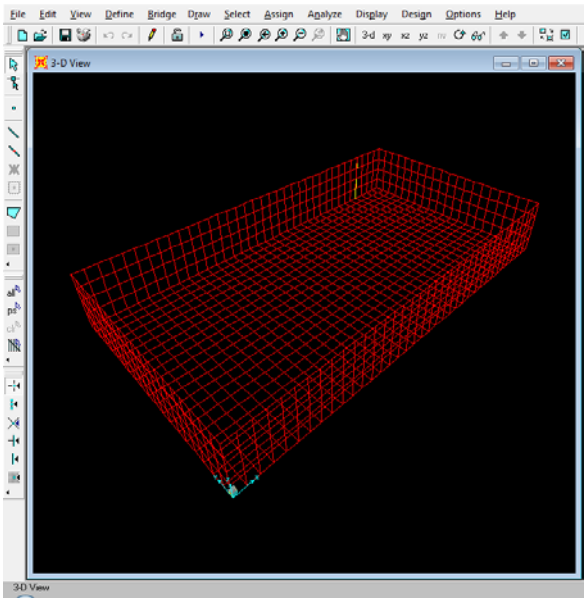


FIG.5.3 ELEMENTOS TIPO SHELL

Para elementos como vigas en la cimentación, columnas y vigas superiores utilizamos elementos tipo *frame* .fig. 5.4

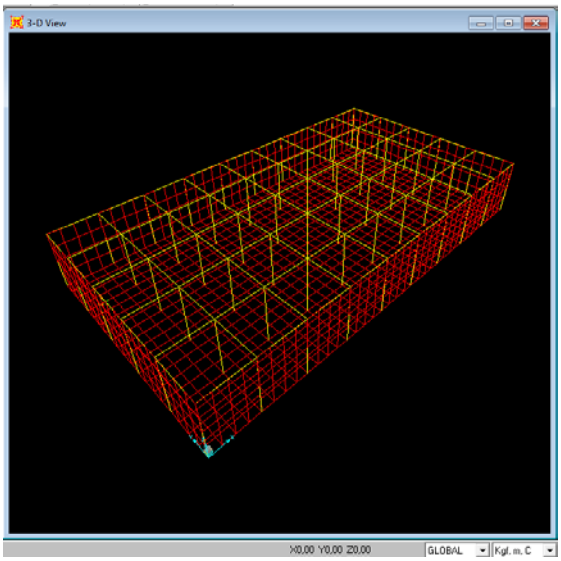


FIG. 5.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1.3) Asignación de Materiales.

Toda la estructura será de Hormigón Armado con f´c= 300kg/cm^2. Las propiedades mecánicas de los elementos se muestran en la siguiente ventana *ver fig.5.5*

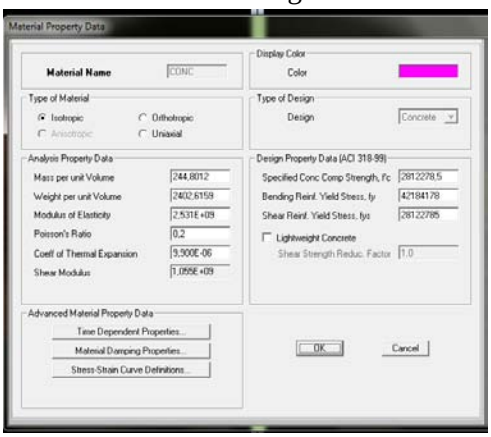


FIG.5.5 ASIGNACIÓN DE MATERIALES

5.1.4) Asignación de Secciones.-

Se crea una sección para cada elemento estructural paredes, losas. Refiérase a la fig. 5a

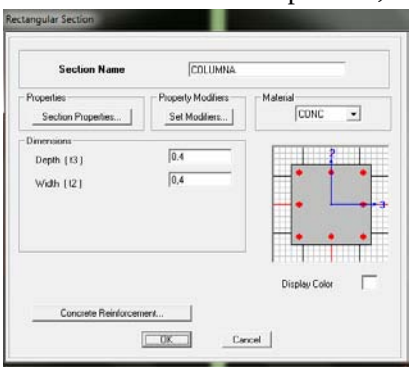


FIG. 5A SECCIÓN DE COLUMNAS.

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

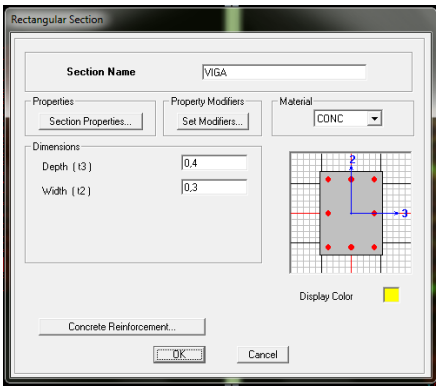


FIG.5B SECCIÓN PARA VIGAS.

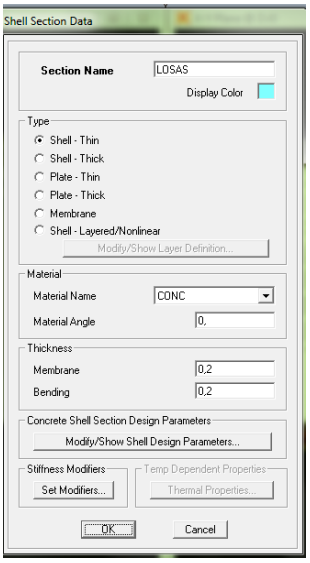


FIG.5C SECCIONES PARA LOSAS Y PAREDES.

5.1.5) Asignación de apoyos.-

Los apoyos están dispuestos de tal manera que estos se encuentre entre la intersección de vigas y columnas en el fondo de la cimentación**.** *Fig. 5.6a*

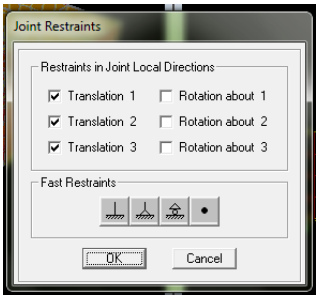


FIG.6A CONDICIONES DE CONTORNO

Los apoyos en la cimentación se encuentran espaciados una distancia 5m al eje de la columna. Fig. 5.6b

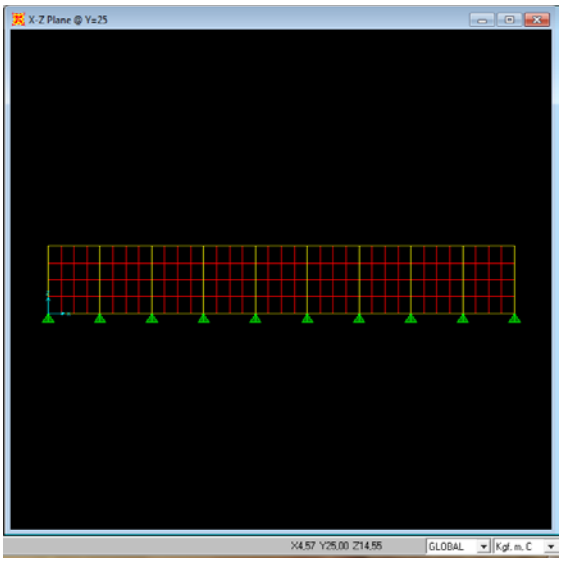


FIG. 6B VISTA X-Z APOYOS EN LA CIMENTACIÓN.

5.1.6) Asignación de Cargas.-

En lo que tiene que ver a asignar cargas se analizaran dos estados: cuando el reservorio está lleno y cuando este está vacío. A si mismo se asignaran las combinaciones de carga como se muestran a continuación.

5.1.6.1) Definimos las cargas actuantes, carga viva (LL), carga muerta (LD) y carga de agua (AG). Ver fig.5.7a

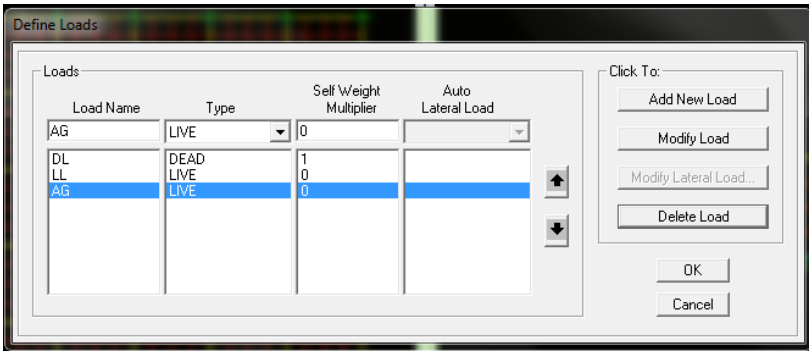


FIG. 5.7ª INGRESO DE CARGAS

5.1.6.2) Definimos las combinaciones de las cargas. Ver fig. 5.7b.

Combinación 1 = Agua +C. muerta + C. viva

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

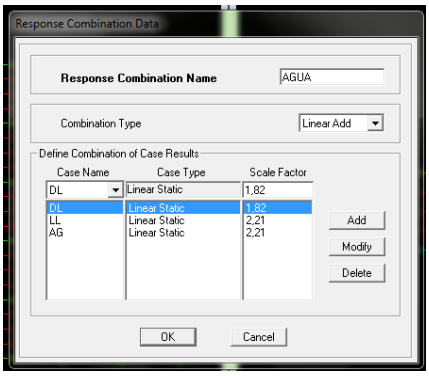


FIG. 5.7B COMBINACIONES DE CARGA

Combinación 2 = C. muerta + C. viva

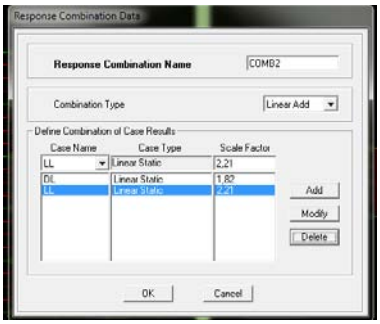


FIG.5.7C COMBINACIONES DE CARGA

5.1.6.3) Asignación de las cargas a los diferentes elementos.

En el caso de carga por agua esta estará representada por ***join pattern*** que está actuando en las paredes y la los de fondo. En la siguiente ventana se presenta la ecuación para *join pattern.*

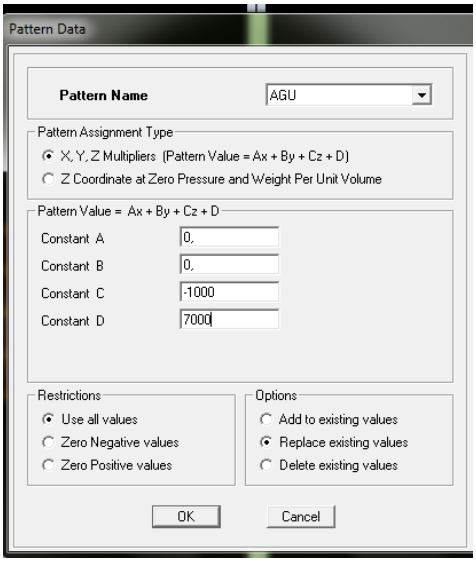


FIG. 5.8ª CARGA POR AGUA.

5.1.6.4) Las cargas que son asignadas al fondo son las siguientes:

Carga Muerta (DL)

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

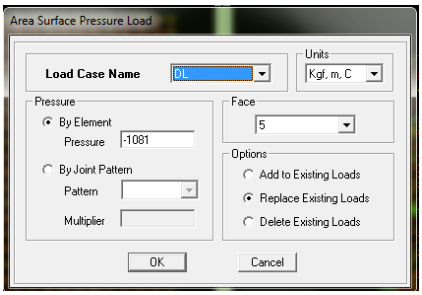


FIG. 5.8B CARGA MUERTA EN LA LOSA

Carga por Reacción del suelo.

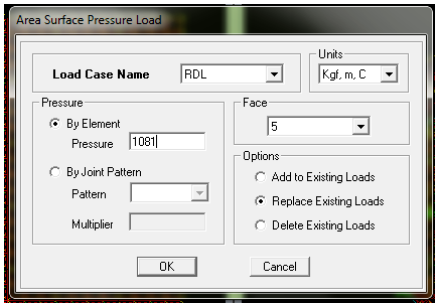


FIG.5.8C REACCIÓN DEL SUELO

Carga Viva (LL)

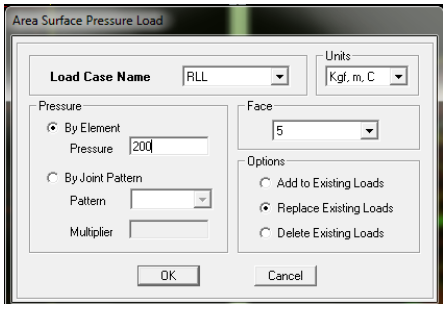


FIG.5.8D CARGA VIVA

Carga por Agua (AG)

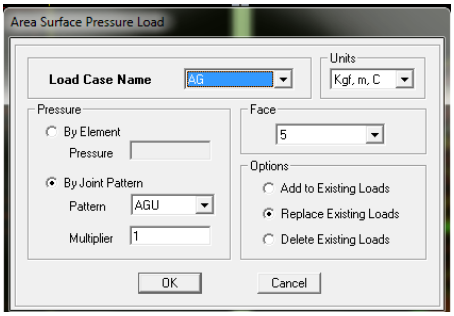


FIG. 8E CARGA POR AGUA

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

5.1.6.5) Cargas asignadas a las vigas superiores son: por carga viva y están definidas así:

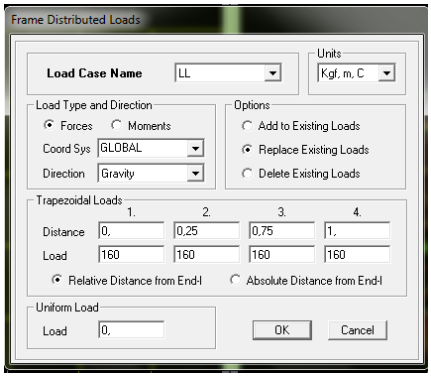


FIG. 5.9 CARGAS EN VIGAS SUPERIORES

5.2 Análisis de Resultados.

Una vez resuelto el problema de la modelación, recurrimos a correr el programa para obtener los esfuerzos en los diferentes elementos.

5.2.1 Paredes.-

Momento máximo en las paredes bajo la carga de servicio por agua.

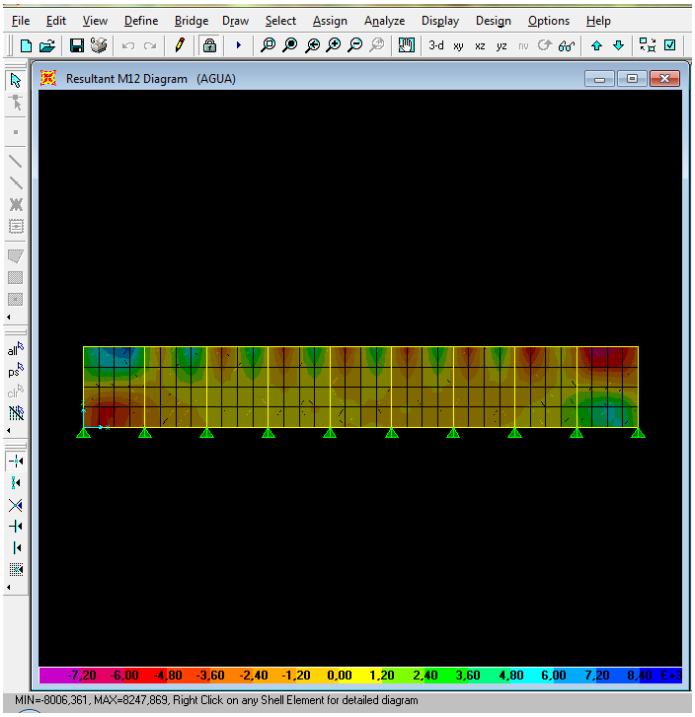


FIG. 5.10 MOMENTOS MÁXIMOS EN LA PARED.

Si tomamos un elemento tipo Shell que conforma la placa de la pared podemos observar que el momento máximo es 8242kg-m. ver fig. 5.11

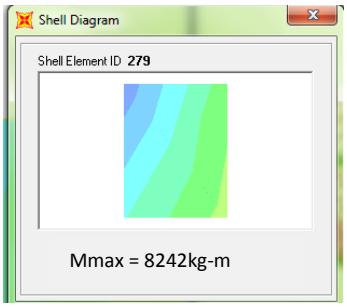


FIG. 5.11MOMENTOS EN UN ELEMENTO TIPO SHELL

5.2.2 Losa de Cimentación.-

Los momentos máximos se presentan en la segunda hipótesis de carga para cuando el tanque esta vacio, como se a continuación, para la combinación de reacción del suelo por carga muerta. Ver fig. 5.12

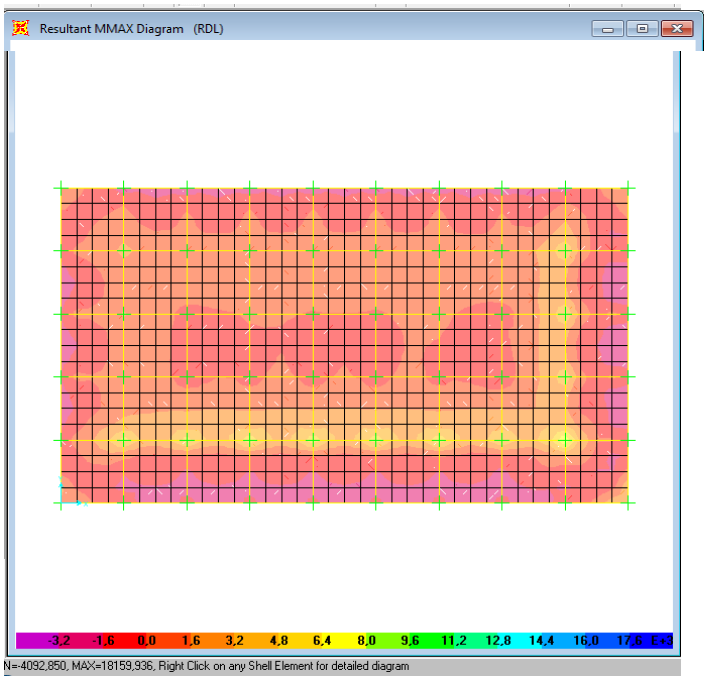


FIG. 5.12 MOMENTOS MÁXIMOS EN LA LOSA

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

Deformaciones máximas en la cimentación.

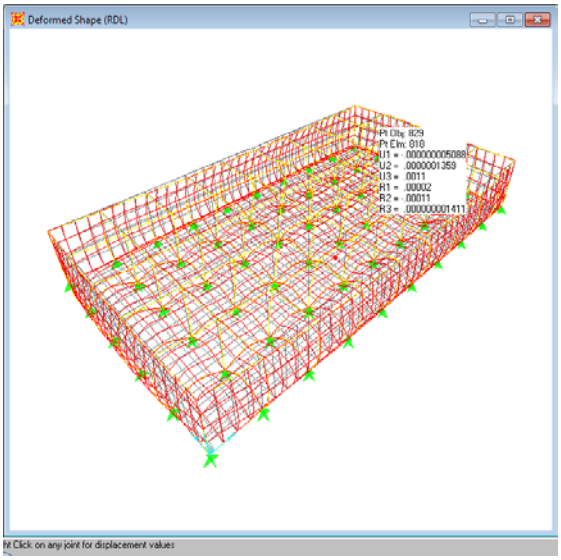


FIG. 5.13 DEFORMACIONES MÁXIMAS

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

Análisis de Resultados

La siguiente ventana muestra los momentos resultantes en la franja central, de la losa de cimentación y que son obtenidos, con la modelación en el software Sap2000.

El $M_{max(-)}$ = 17066kg-m, y el $M_{max(+)}$ = 12056kg-m.

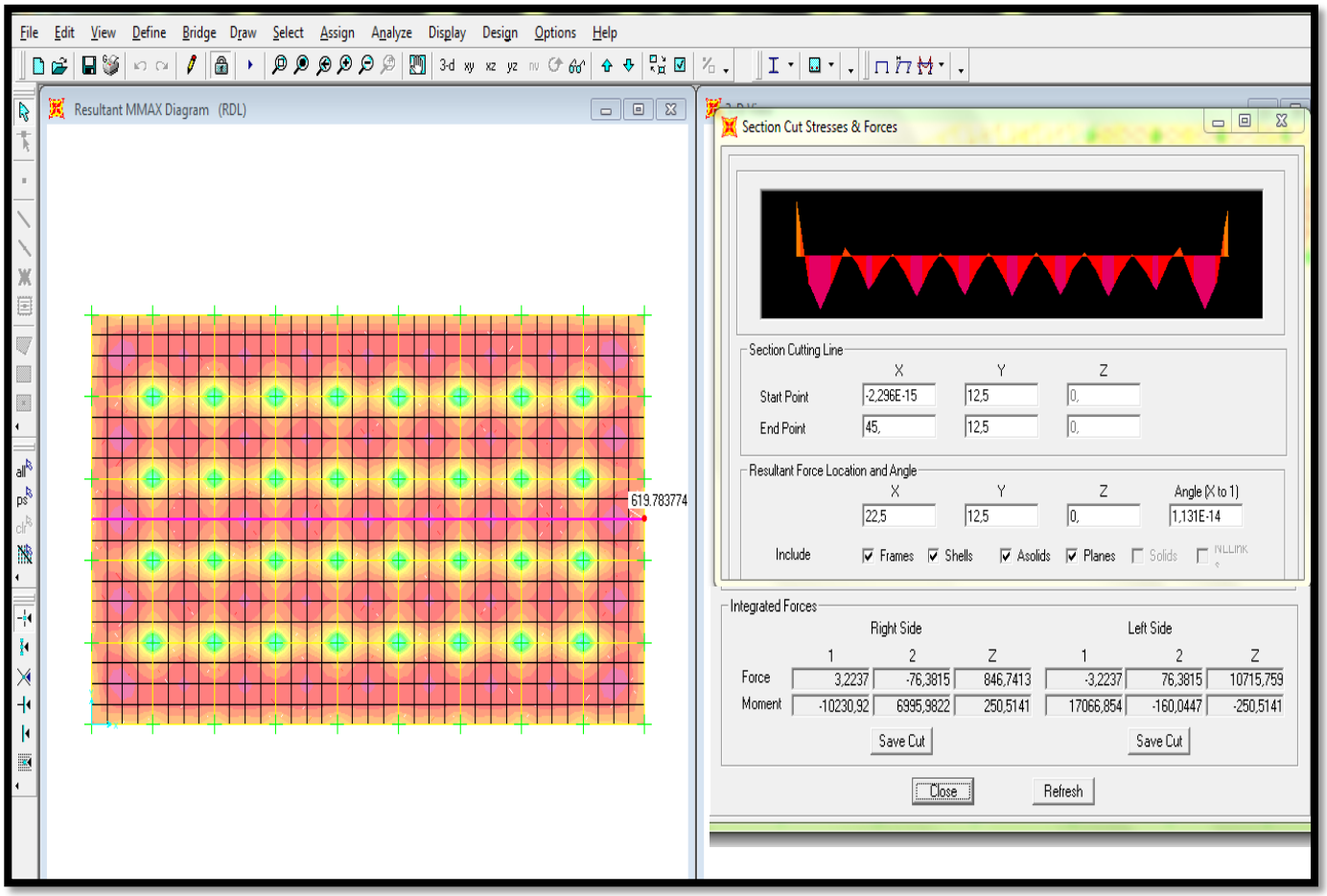


FIG. 5.14 MOMENTOS EN LA FRANJA CENTRAL

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

Momentos obtenidos Analíticamente.

Los momentos que se muestran en la figura 5.15 son los que se obtuvieron aplicando el método de los coeficientes. El $M_{max(-)}$ = 17878kg-m, y el $M_{max(+)}$ = 12487kg-m.

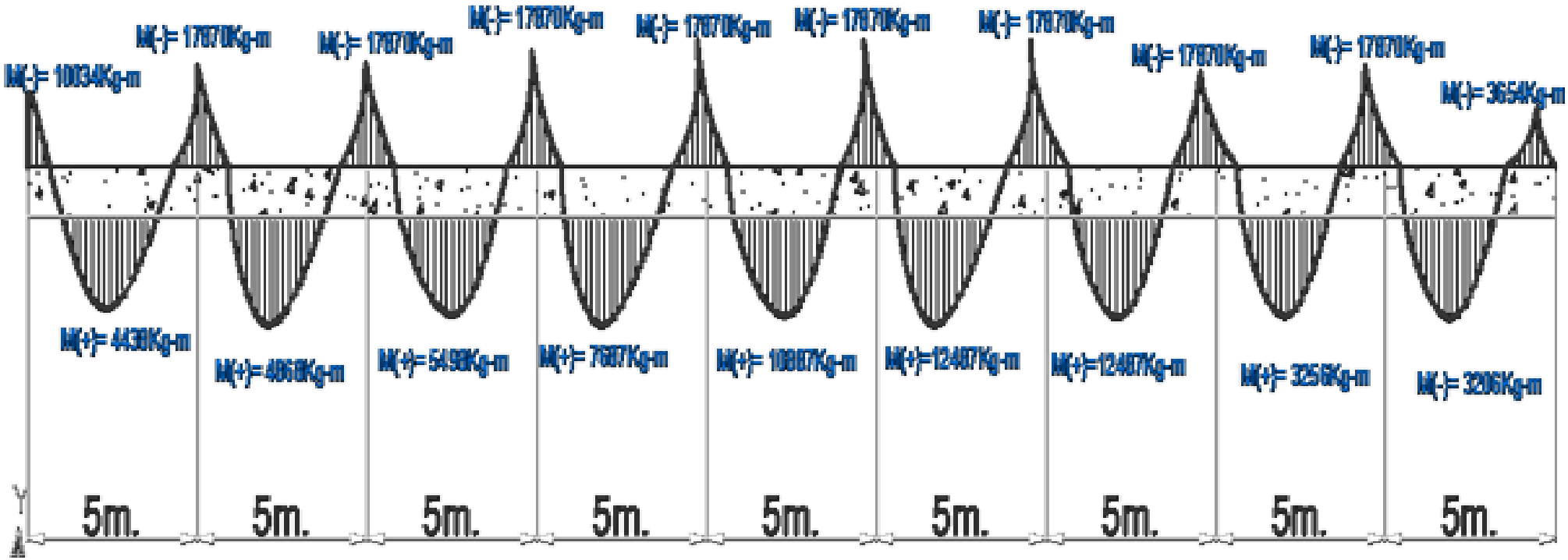


Fig. 5.15 Momentos en la Franja Central

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

CONCLUSIONES

- Se presenta una clasificación de los tipos de cimentaciones superficiales, basándose en sus beneficios, diferencias y en desde el punto de vista constructivo considerando cuando suelen emplearse.
- Como Objetivo principal se muestra la metodología para realizar el diseño geotécnico de losas de cimentación, aplicando el método de factor de seguridad global.
- En suelos arcillosos, se debe realizar un análisis de la interacción estructura - suelo donde se puede aplicar un método simple como es el del coeficiente de balasto (Modelos discretos).
- Los resultados de los esfuerzos por momento y cortante en la losa de cimentación, que fueron obtenidos tanto por el software SAP 2000, y el método analítico, son muy similares, lo que indica que la estructura es rígida. En caso de que estos valores, fuesen diferentes, la estructura, tendería a ser más flexible y su análisis y diseño se lo realizaría mediante una interacción Suelo – Estructura.
- En el presente trabajo se indicó la metodología de cálculo de una losa para un tanque de almacenamiento, complementándolo por medio de la utilización del programa Sap 2000, de esta manera se afianzó los conocimientos adquiridos en el curso de graduación.

RECOMENDACIONES

Como recomendación final se debe poner énfasis en el estudio profundo de las características del terreno y su manera de comportamiento o interacción con la estructura de cimentación, la misma que tanto su tipo, como dimensiones deberán ser determinadas en base a las características mecánicas, geológicas y geotécnicas del suelo, procurando cumplir con los criterios de estabilidad y deformación, antes expuestos, siempre guardando una armonía con el criterio económico, el cual en estos tiempos es de suma importancia.

Para un correcto estudio de la interacción losa-suelo, considerando que el terreno no es de características granulares como en nuestro caso o influye de gran manera el nivel freático, donde además de la capacidad portante se pueden presentar problemas por asentamientos excesivos, provocando una incertidumbre en el comportamiento de dicho suelo, es recomendable emplear la modelación computacional, por medio de la utilización de elementos finitos que puedan describir de la manera más precisa el comportamiento de la superficie donde se colocara la estructura.

Además cabe recalcar que ninguna obra es igual a otra por lo que se debe tener un pleno conocimiento de las teorías y sus limitaciones en concordancia al terreno que se presenta, antes de pasar al cálculo de la cimentación procurando emplear la más acorde a la situación que se nos presente.

BIBLIOGRAFIA

1) Braja, M. D., (2001). “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, International Thomson Editores, México, vol. 4.

2) Nilson, H.A.,(2001). “Diseño de Estructuras de Concreto”, McGraw-Hill Interamericana, duodécima edición.

3) Porland Cement Association., (1993). “Concrete Information”

4) Rodríguez, J. M., Serra J., Oteo C.,(1989) “Curso Aplicado de Cimentaciones”, Colegio oficial de Arquitectos de Madrid, Cuarta edición.

5) Riquetti, J. P.(2010), “Dimensionamiento Geotécnico de Cimentaciones en las Unidades Geotécnicas de la Ciudad de Cuenca”, Biblioteca Juan Bautista Vázquez.

6) Vintimilla J. A. (2006), “Análisis de una Losa Plana de Cimentación, sobre un Medio Elástico”, Editorial ISPJAE.

7) Nuñez W., Ochoa C., (2007),”Metodología de Cálculo y Diseño de cimentaciones Superficiales” Biblioteca Juan Bautista Vázquez

8) Piralla, R. M. (2000). *DISEÑO ESTRUCTURAL.* México: Limusa Noriega Editores.

9) ACI (350) C (2001) Code Requirements for Enviromental Egineering Concrete Estructures

10) (s.f).Recuperado el 17, 18, 19 de Julio del 2010, de: http://www.arqhys.com/losas-placas-cimentaciones.html; http://www.construmatica.com/construpedia/Cimentaciones_por_Losa; http://es.wikipedia.org/wiki/Cimentaci%C3%B3n#Cimentaciones_superficiales

REFERNCIAS BIBLIOGRAFICAS

1) INEN: Código Ecuatoriano de la construcción Requisitos generales de diseño: Peligro Sísmico Espectros de diseño y requisitos mínimos del cálculo para el diseño Sismo resistente.

2) Resultados proporcionados por el informe del Laboratorio de Suelos R&R.
3) Riquetti J.P. "Dimensionamiento geotécnico de cimentaciones superficiales en las Unidades Geotécnicas de la ciudad de Cuenca".

4) Estudios de Mecánica de suelos en el terreno de la Universidad de Cuenca fuente: Laboratorio de Suelo R&R.

5) Braja M. Das "Principios de ingeniería de Cimentaciones" Tabla 3.4 pág. 168.

6) Braja M. Das "Principios de ingeniería de Cimentaciones" Tabla 3.5 pág. 169.

7) Código Ecuatoriano de la construcción "Requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente".
8) Meli Piralla "Diseño Estructural" Tabla 7.2 pág. 528.

9) Braja M. Das "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" pág. 416.

10) Romero. P, (1991). "Método de cálculo para la determinación del área de la base de cimentaciones superficiales" pág. 74.

11) Valor determinado mediante el estudio de suelos y calculo de capacidad portante.

12) Concrete Information PCA.

13) Arthur H. Nilson: Diseño de Estructuras de Concreto.

INDICE DE FIGURAS

FIG.1.1PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO 24
FIG.1.2PERFIL DEL TERRENO 25
FIG. 3.1 - FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA EN EL SUELO SOBRE UNA ESTRUCTURA RÍGIDA CORRIDA 29
FIG. 3.2 FUERZAS ACTUANTES EN LA CIMENTACIÓN. 35
FIG. 3.3 CIMENTACIONES DE BRAJA M. DAS PÁG. 241 37
FIG. 3.4 CIMENTACIONES DE BRAJA M. DAS PÁG. 243 38
FIG. 3.5 DISEÑO RÍGIDO CONVENCIONAL DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN. 41
FIG.3.6 ESQUEMA DE POSICIÓN DE CARGAS EN LAS LOSA 43
FIG.3.7 ESQUEMA DE POSICIÓN DE CARGAS EN LAS LOSA 43
FIG.4.1DIVISION EN FRANJAS DE LA LOSA 54
FIG. 4.2 PERÍMETRO CRÍTICO. 56
FIG. 4.3 PRESIÓN DE AGUA EN PARED. 64
FIG.4.4 CONDICIONES DE CONTORNO 65
FIG. 4.5 MOMENTOS HORIZONTALES ACTUANTES EN LA PARED 66
FIG. 4.6 MOMENTOS VERTICALES ACTUANTES EN LA PARED 66
FIG.4.7MOMENTOS EN LAS FRANJAS. FUENTE ARTHUR H. NILSON 68
FIG. 4.8 PANEL 69
FIG. 4.9 ESQUEMA DE VIGAS INFERIORES 71
FIG. 4.10 ESQUEMA TIPO DE REFUERZO EN LA VIGA INFERIOR 73
FIG. 4.11 ESQUEMA TIPO DE REFUERZO EN LOS PANELES. 74
FIG. 4.12 ESQUEMA TIPO DE DISTRIBUCIÓN DE REFUERZOS 75
FIG. 5.1 GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA 76
FIG. 5.2 DIVISIÓN DEL ÁREA 77
FIG.5.3 ELEMENTOS TIPO SHELL 77
FIG. 5.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES 78
FIG.5.5 ASIGNACIÓN DE MATERIALES 78
FIG. 5A SECCIÓN DE COLUMNAS. 78
FIG.5B SECCIÓN PARA VIGAS. 79
FIG.5C SECCIONES PARA LOSAS Y PAREDES. 79
FIG.6A CONDICIONES DE CONTORNO 79
FIG. 6B VISTA X-Z APOYOS EN LA CIMENTACIÓN. 80
FIG. 5.7ª INGRESO DE CARGAS 80
FIG. 5.7B COMBINACIONES DE CARGA 81
FIG.5.7C COMBINACIONES DE CARGA 81
FIG. 5.8ª CARGA POR AGUA. 81
FIG. 5.8B CARGA MUERTA EN LA LOSA 82
FIG.5.8C REACCIÓN DEL SUELO 82
FIG.5.8D CARGA VIVA 82
FIG. 8E CARGA POR AGUA 82
FIG. 5.9 CARGAS EN VIGAS SUPERIORES 83
FIG. 5.10 MOMENTOS MÁXIMOS EN LA PARED. 83
FIG. 5.11MOMENTOS EN UN ELEMENTO TIPO SHELL 84
FIG. 5.12 MOMENTOS MÁXIMOS EN LA LOSA 84
FIG. 5.13 DEFORMACIONES MÁXIMAS 85
FIG. 5.14 MOMENTOS EN LA FRANJA CENTRAL 86

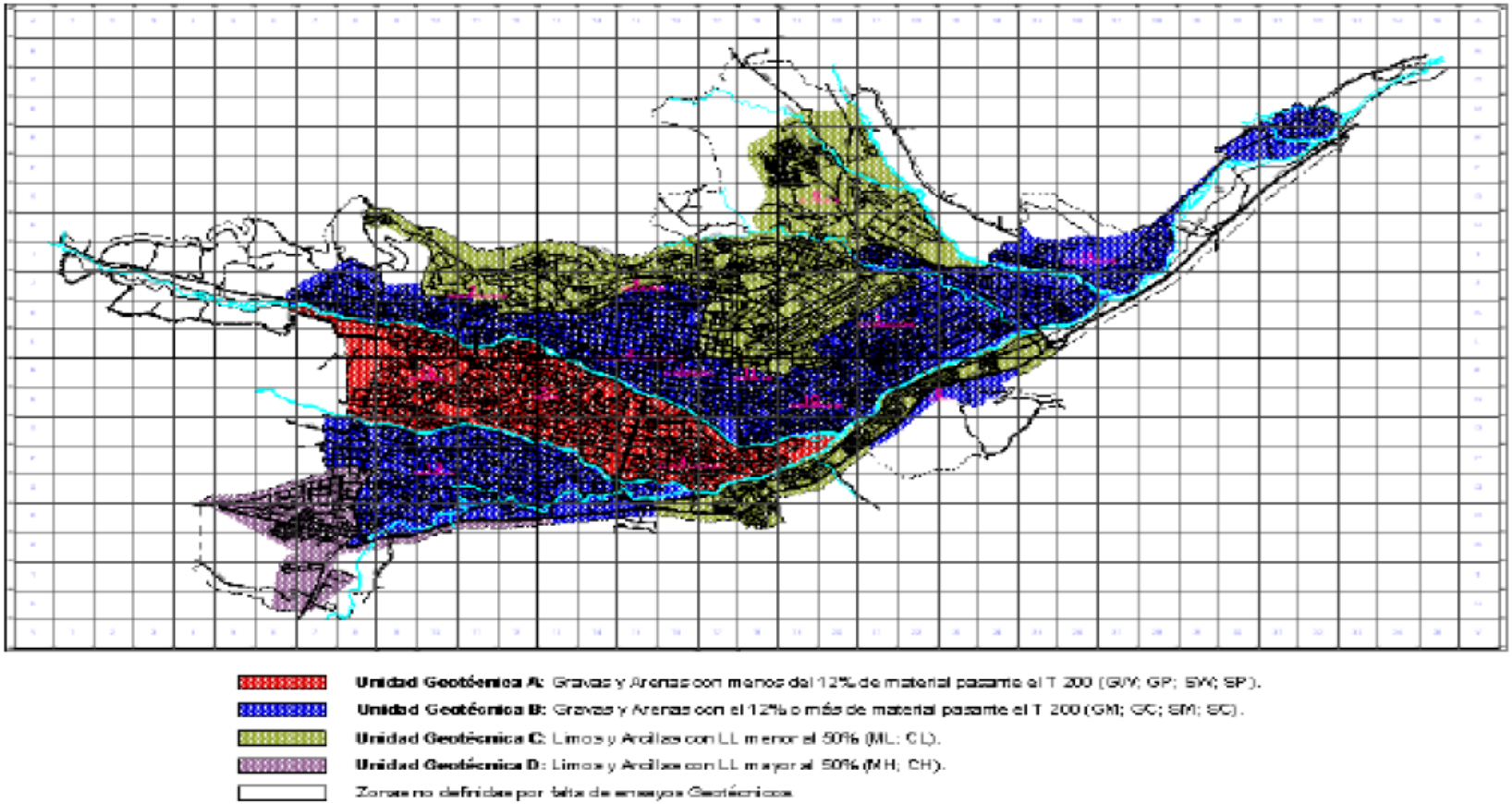
ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 FUENTE LABORATORIO DE SUELOS R&R. 21
TABLA 2.2 FUENTE LABORATORIO DE SUELOS R&R 24
TABLA 2.3. FUENTE ¨DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS DE LA CIUDAD DE CUENCA¨ 26
TABLA 4.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS 55
TABLA 4.2 PRESIONES EN EL SUELO DE EMPLAZAMIENTO 59
TABLA 4.3 COEFICIENTES PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS. 65
TABLA 4.4 MOMENTOS EN LAS PAREDES 66
TABLA 4.5 DISTRIBUCIÓN DE ARMADURAS 71

ANEXO 1

(Mapa en escala ampliada de la Ciudad de Cuenca dividido en sus diferentes Unidades Geotécnicas)



Fuente "Dimensionamiento geotécnico de cimentaciones Superficiales en las unidades geotécnicas de la Ciudad de Cuenca"

ANEXO 2

Valores Límites Permisibles de Desplazamientos

Denominación y características de las edificaciones	Magnitud de las deformaciones límites de la cimentación			
	Deformaciones relativas		Asiento absoluto máximo y medio (m)	
	Caso	Valor	Caso	Valor
1. Edificio de varias plantas con estructuras reticuladas de: 1.1 Pórtico de hormigón armado sin arriostramiento	Distorsión angular	0.002	Asiento máximo absoluto	0.08
1.2 Pórticos metálicos sin arriostramiento	Distorsión angular	0.004	Asiento máximo absoluto	0.12
1.3 Pórticos de hormigón armado arriostrados	Distorsión angular	0.001	Asiento máximo absoluto	0.08
1.4 Pórticos metálicos arriostrados	Distorsión angular	0.002	Asiento máximo absoluto	0.12
2. Edificios y estructuras donde no se producen esfuerzos suplementarios por asientos diferenciales	Distorsión angular	0.006	Asiento máximo absoluto	0.15
3. Edificios de varias plantas con muros de carga. 3.1 Grandes paneles	Distorsión angular	0.001 – 0.006	Asiento medio	0.10
3.2 Bloques o fábrica de ladrillos sin armar	Distorsión angular	0.002	Asiento medio	0.10
3.3 Bloques o fábrica de ladrillos armada y con vigas de atado de hormigón armado	Distorsión angular	0.001 – 0.002	Asiento medio	0.15
3.4 Independientemente del tipo de fábrica	Inclinación transversal	0.005	-	-
4. Estructuras rígidas elevadas. 4.1 Estructuras de hormigón armado a) Edificios industriales y silos de estructuras monolíticas con cimentación por losa. b) Industrias de estructuras prefabricadas	Inclinación longitudinal y transversal	0.003 0.003	Asiento medio	0.40 0.30

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

Denominación y características de las edificaciones	Magnitud de las deformaciones límites de la cimentación			
	Deformaciones relativas		Asiento absoluto máximo y medio (m)	
	Caso	Valor	Caso	Valor
c) Edificios industriales aislados d) silos aislados con estructuras monolíticas e) Industrias con estructuras prefabricadas	Inclinación longitudinal y transversal	0.004 0.004 0.004	Asiento medio	0.25 0.40 0.30
4.2 Chimeneas de altura H (m) a) H < ó = que 100 m b) 100 < H < ó = que 200 m	Inclinación	0.005 1/2H	Asiento medio	0.40 0.30
d) 200 < H < ó = que 300 m e) H > 300 m	Inclinación	1/2H 1/2H	Asiento medio	0.20 0.10
4.3 Todas las estructuras elevadas hasta 100 m de altura	Inclinación	0.004	Asiento medio	0.10

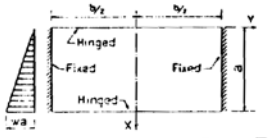
ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

ANEXO 3

Tables I, II, III, and IV. Moment Coefficients for Slabs with Various Edge Conditions

Table I

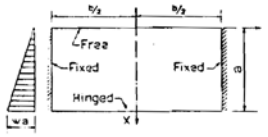
Moment = Coef. × wa^2



b/a	z/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y
3.00	¼	+.035	+.010	+.026	+.011	−.008	−.039
	½	+.057	+.016	+.044	+.017	−.013	−.063
	¾	+.051	+.013	+.041	+.014	−.011	−.055
2.50	¼	+.031	+.011	+.021	+.010	−.008	−.038
	½	+.052	+.017	+.036	+.017	−.012	−.062
	¾	+.047	+.015	+.036	+.014	−.011	−.055
2.00	¼	+.025	+.013	+.015	+.009	−.007	−.037
	½	+.042	+.020	+.028	+.015	−.012	−.059
	¾	+.041	+.016	+.029	+.013	−.011	−.053
1.75	¼	+.020	+.013	+.012	+.008	−.007	−.035
	½	+.036	+.020	+.023	+.013	−.011	−.057
	¾	+.036	+.017	+.025	+.012	−.010	−.051
1.50	¼	+.015	+.013	+.008	+.007	−.006	−.032
	½	+.028	+.021	+.016	+.011	−.010	−.052
	¾	+.030	+.017	+.020	+.011	−.010	−.048
1.25	¼	+.009	+.012	+.005	+.005	−.006	−.028
	½	+.019	+.019	+.011	+.009	−.009	−.045
	¾	+.023	+.017	+.014	+.009	−.009	−.043
1.00	¼	+.005	+.009	+.002	+.003	−.004	−.020
	½	+.011	+.016	+.006	+.006	−.007	−.035
	¾	+.016	+.014	+.009	+.007	−.007	−.035
0.75	¼	+.001	+.006	+.000	+.002	−.002	−.012
	½	+.005	+.011	+.002	+.003	−.004	−.022
	¾	+.009	+.011	+.005	+.005	−.005	−.025
0.50	¼	+.000	+.003	+.000	+.001	−.001	−.005
	½	+.001	+.005	+.001	+.001	−.002	−.010
	¾	+.004	+.007	+.002	+.002	−.003	−.014

Table II

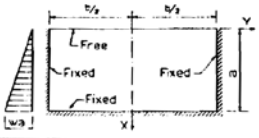
Moment = Coef. × wa^2



b/a	z/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y
3.00	0	0	+.070	0	+.027	0	−.196
	¼	+.028	+.061	+.015	+.028	−.034	−.170
	½	+.049	+.049	+.032	+.026	−.027	−.137
	¾	+.046	+.030	+.034	+.018	−.017	−.087
2.50	0	0	+.061	0	+.019	0	−.138
	¼	+.024	+.053	+.010	+.022	−.026	−.132
	½	+.042	+.044	+.025	+.022	−.023	−.115
	¾	+.041	+.027	+.030	+.016	−.016	−.078
2.00	0	0	+.045	0	+.011	0	−.091
	¼	+.016	+.042	+.006	+.014	−.019	−.094
	½	+.033	+.036	+.020	+.016	−.018	−.089
	¾	+.035	+.024	+.025	+.014	−.013	−.065
1.75	0	0	+.036	0	+.008	0	−.071
	¼	+.013	+.035	+.005	+.011	−.015	−.076
	½	+.028	+.032	+.017	+.014	−.015	−.076
	¾	+.031	+.022	+.021	+.012	−.012	−.059
1.50	0	0	+.027	0	+.005	0	−.052
	¼	+.009	+.028	+.003	+.008	−.012	−.059
	½	+.022	+.027	+.012	+.011	−.013	−.063
	¾	+.027	+.020	+.017	+.011	−.010	−.052
1.25	0	0	+.017	0	+.003	0	−.034
	¼	+.005	+.020	+.002	+.005	−.008	−.042
	½	+.017	+.023	+.009	+.009	−.010	−.049
	¾	+.021	+.017	+.013	+.009	−.009	−.044
1.00	0	0	+.010	0	+.002	0	−.019
	¼	+.002	+.013	+.000	+.003	−.005	−.025
	½	+.010	+.017	+.005	+.006	−.007	−.036
	¾	+.015	+.015	+.009	+.007	−.007	−.036
0.75	0	0	+.005	0	+.001	0	−.008
	¼	+.001	+.008	+.000	+.002	−.003	−.013
	½	+.005	+.011	+.002	+.004	−.004	−.022
	¾	+.010	+.012	+.006	+.004	−.005	−.026
0.50	0	0	+.002	0	+.000	0	−.003
	¼	+.000	+.004	+.000	+.001	−.001	−.005
	½	+.002	+.006	+.001	+.002	−.002	−.010
	¾	+.007	+.008	+.002	+.002	−.003	−.014

Table III

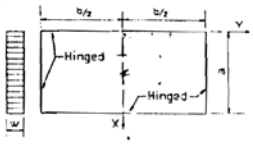
Moment = Coef. × wa^2



b/a	z/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y
3.00	0	0	+.025	0	+.014	0	−.082
	¼	+.010	+.019	+.007	+.013	−.014	−.071
	½	+.005	+.010	+.008	+.010	−.011	−.055
	¾	−.033	−.004	−.018	−.000	−.006	−.028
	1	−.126	−.025	−.092	−.018	0	0
2.50	0	0	+.027	0	+.013	0	−.074
	¼	+.012	+.022	+.007	+.013	−.013	−.066
	½	+.011	+.014	+.008	+.010	−.011	−.053
	¾	−.021	−.001	−.010	+.001	−.005	−.027
	1	−.108	−.022	−.077	−.015	0	0
2.00	0	0	+.027	0	+.009	0	−.060
	¼	+.013	+.023	+.006	+.010	−.012	−.059
	½	+.015	+.016	+.010	+.010	−.010	−.049
	¾	−.008	+.003	−.002	+.003	−.005	−.027
	1	−.086	−.017	−.059	−.012	0	0
1.75	0	0	+.025	0	+.007	0	−.050
	¼	+.012	+.022	+.005	+.008	−.010	−.052
	½	+.016	+.016	+.010	+.009	−.009	−.046
	¾	−.002	+.005	+.001	+.004	−.005	−.027
	1	−.074	−.015	−.050	−.010	0	0
1.50	0	0	+.021	0	+.005	0	−.040
	¼	+.008	+.020	+.004	+.007	−.009	−.044
	½	+.016	+.016	+.010	+.008	−.008	−.042
	¾	+.003	+.006	+.003	+.004	−.005	−.026
	1	−.060	−.012	−.041	−.008	0	0
1.25	0	0	+.015	0	+.003	0	−.029
	¼	+.005	+.015	+.002	+.005	−.007	−.034
	½	+.014	+.015	+.008	+.007	−.007	−.037
	¾	+.006	+.007	+.005	+.005	−.005	−.024
	1	−.047	−.009	−.031	−.006	0	0
1.00	0	0	+.009	0	+.002	0	−.018
	¼	+.002	+.011	+.000	+.003	−.005	−.023
	½	+.009	+.013	+.005	+.005	−.006	−.029
	¾	+.008	+.008	+.005	+.004	−.004	−.020
	1	−.035	−.007	−.022	−.005	0	0
0.75	0	0	+.004	0	+.001	0	−.007
	¼	+.001	+.008	−.000	+.002	−.002	−.011
	½	+.005	+.010	+.002	+.003	−.003	−.017
	¾	+.007	+.007	+.003	+.003	−.003	−.013
	1	−.024	−.005	−.015	−.003	0	0
0.50	0	0	+.001	0	+.000	0	−.002
	¼	+.000	+.005	−.000	+.001	−.001	−.004
	½	+.002	+.006	+.001	+.001	−.002	−.009
	¾	+.004	+.006	+.001	+.001	−.001	−.007
	1	−.015	−.003	−.008	−.002	0	0

Table IV

Moment = Coef. × wa^2



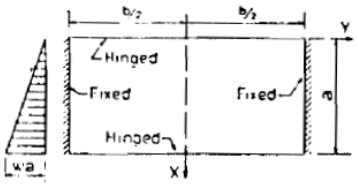
b/a	z/a	y = 0		y = b/4	
		M_x	M_y	M_x	M_y
3.00	¼	+.089	+.022	+.077	+.025
	½	+.118	+.029	+.101	+.034
2.50	¼	+.085	+.024	+.070	+.027
	½	+.112	+.032	+.092	+.037
2.00	¼	+.076	+.027	+.061	+.028
	½	+.100	+.037	+.078	+.038
1.75	¼	+.070	+.029	+.054	+.029
	½	+.091	+.040	+.070	+.039
1.50	¼	+.061	+.031	+.047	+.029
	½	+.078	+.043	+.059	+.040
1.25	¼	+.049	+.033	+.038	+.029
	½	+.063	+.044	+.047	+.039
1.00	¼	+.036	+.033	+.027	+.027
	½	+.044	+.044	+.033	+.036
0.75	¼	+.022	+.029	+.016	+.023
	½	+.025	+.038	+.018	+.030
0.50	¼	+.010	+.020	+.007	+.015
	½	+.009	+.025	+.007	+.019

Minus sign indicates tension on the loaded side in all tables.

2

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

Fuente PCA Rectangular Concrete Tanks



b/a	½	1	2	5	10	Infinity
Mid-point of bottom edge	+.1407 wa^2	+.2419 wa^2	+.3290 wa^2			+.3333 wa^2
Corner at bottom edge	−.2575 wa^2†	−.4397 wa^2	−.5833 wa^2			−.6000 wa^2
Mid-point of fixed side edge	+.1280 wa^2	+.2582 wa^2	+.3604 wa^2			+.3912 wa^2
Lower third-point of side edge	+.1736 wa^2	+.3113 wa^2	+.4023 wa^2			+.4116 wa^2
Lower quarter-point of side edge	+.1919 wa^2	+.3153 wa^2	+.3904 wa^2			+.3980 wa^2
Total at top edge	.0000 wa^2/b	.0052 wa^2/b	.0538 wa^2/b	.1203 wa^2/b	.1435 wa^2/b	.1667 wa^2/b
Total at bottom edge	.0480 wa^2/b	.0960 wa^2/b	.1818 wa^2/b	.2715 wa^2/b	.3023 wa^2/b	.3333 wa^2/b
Total at one fixed side edge	.2260 wa^2/b	.1954 wa^2/b	.1322 wa^2/b	.0541 wa^2/b	.0271 wa^2/b	.275 wa^2/b*
Total at all four edges	.5000 wa^2/b	.5000 wa^2/b	.5000 wa^2/b	.5000 wa^2/b	.5000 wa^2/b	.5000 wa^2/b

*Estimated.
†Negative sign indicates reaction acts in direction of load.

Fuente PCA Rectangular Concrete Tanks

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

ANEXO 4

TABLA **12.3**

Coeficientes para momentos negativos en losas[a]

$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$

$M_{b,neg} = C_{a,neg} w l_b^2$

donde w = carga muerta más viva uniforme total

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,neg}$		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
	$C_{b,neg}$		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	$C_{a,neg}$		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	$C_{b,neg}$		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	$C_{a,neg}$		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	$C_{b,neg}$		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	$C_{a,neg}$		0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	$C_{b,neg}$		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	$C_{a,neg}$		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	$C_{b,neg}$		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	$C_{a,neg}$		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	$C_{b,neg}$		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	$C_{a,neg}$		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	$C_{b,neg}$		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	$C_{a,neg}$		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	$C_{b,neg}$		0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60	$C_{a,neg}$		0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	$C_{b,neg}$		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	$C_{a,neg}$		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	$C_{b,neg}$		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	$C_{a,neg}$		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	$C_{b,neg}$		0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

[a] Un borde acharado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

FUENTE "DISEÑO DEL CONCRETO ARTHUR H. NILSON

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

TABLA 12.4

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas"

$M_{d,pos,dl} = C_{a,dl} w l_a^2$

$M_{b,pos,dl} = C_{b,dl} w l_b^2$

donde w = carga muerta uniforme total

Relación l_b		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,dl}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b,dl}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{a,dl}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{b,dl}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{a,dl}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{b,dl}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{a,dl}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{b,dl}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{a,dl}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{b,dl}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{a,dl}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{b,dl}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{a,dl}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{b,dl}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{a,dl}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{b,dl}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{a,dl}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{b,dl}$	**0.010**	0.004	**0.011**	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{a,dl}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{b,dl}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{a,dl}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{b,dl}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

"Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

TABLA 12.5
Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas"

$M_{a,pos,II} = C_{a,II} w l_a^2$

donde w = carga viva uniforme total

$M_{b,pos,II} = C_{b,II} w l_b^2$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,II}$	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,II}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	$C_{a,II}$	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	$C_{b,II}$	**0.033**	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	$C_{a,II}$	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	$C_{b,II}$	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	$C_{a,II}$	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	$C_{b,II}$	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	$C_{a,II}$	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	$C_{b,II}$	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	$C_{a,II}$	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	$C_{b,II}$	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	$C_{a,II}$	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	$C_{b,II}$	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	$C_{a,II}$	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	$C_{b,II}$	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	$C_{a,II}$	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	$C_{b,II}$	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	$C_{a,II}$	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	$C_{b,II}$	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	$C_{a,II}$	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	$C_{b,II}$	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

TABLA 12.6
Relación de la carga W que se transmite en las direcciones l_a y l_b para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos"

Relación $m=\frac{l_a}{l_b}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	W_a	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	W_b	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W_a	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W_b	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	W_a	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W_b	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W_a	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W_b	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	W_a	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W_b	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W_a	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W_b	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	W_a	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W_b	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W_a	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W_b	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	W_a	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W_b	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W_a	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W_b	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	W_a	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W_b	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

[a] Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marca sindica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

ANEXO 5

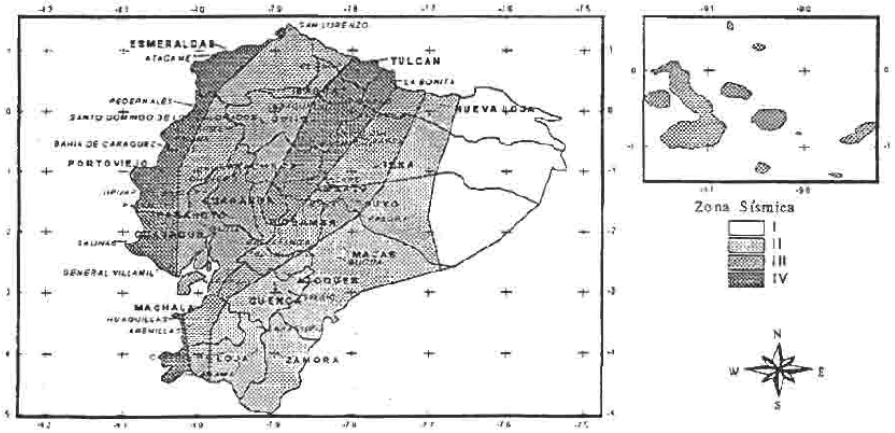


TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

Ecuador,

zonas sísmicas para propósitos de diseño.

TABLA 3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

TABLA 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio . Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

TABLA 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	*Irregularidad torsional* Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	*Entrantes excesivos en las esquinas* La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	*Discontinuidad en el sistema de piso* La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	*Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales* Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,9
5	*Ejes estructurales no paralelos* La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	*Sistema de piso flexible* Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	-

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

TABLA 6. Coeficientes de configuración en elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ΦE_i	Sistemas duales o con diagonales ΦE_i
1	*Piso blando (irregularidad en rigidez)* La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	*Irregularidad en la distribución de las masas* La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	*Irregularidad geométrica* La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	*Desalineamiento de ejes verticales* La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,8
5	*Piso débil-Discontinuidad en la resistencia* La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	*Columnas cortas* Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

ANA CALDAS CALLE
CRISTIAN SALAS VAZQUEZ

TABLA 7. Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado(sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgades o ce acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3