

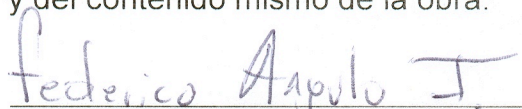
Ciudad Obregón, Sonora, a 24 de Abril de 2012.

Instituto Tecnológico de Sonora  
P r e s e n t e.

El que suscribe **Federico Angulo Inzunza**, por medio del presente manifiesto bajo protesta de decir verdad, que soy autor y titular de los derechos de propiedad intelectual tanto morales como patrimoniales, sobre la obra titulada: **“Estudio comparativo del diseño sísmico de un edificio”**, en lo sucesivo “LA OBRA”, misma que constituye el trabajo de tesis que desarrolle para obtener el grado de **Ingeniero Civil** en ésta casa de estudios, y en tal carácter autorizo al Instituto Tecnológico de Sonora, en adelante “EL INSTITUTO”, para que efectúe la divulgación, publicación, comunicación pública, distribución y reproducción, así como la digitalización de la misma, con fines académicos o propios del objeto del Instituto, es decir, sin fines de lucro, por lo que la presente autorización la extiendo de forma gratuita.

Para efectos de lo anterior, EL INSTITUTO deberá reconocer en todo momento mi autoría y otorgarme el crédito correspondiente en todas las actividades mencionadas anteriormente de LA OBRA.

De igual forma, libero de toda responsabilidad a EL INSTITUTO por cualquier demanda o reclamación que se llegase a formular por cualquier persona, física o moral, que se considere con derechos sobre los resultados derivados de la presente autorización, o por cualquier violación a los derechos de autor y propiedad intelectual que cometa el suscrito frente a terceros con motivo de la presente autorización y del contenido mismo de la obra.



**Federico Angulo Inzunza**

(Nombre y firma del autor)



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE SONORA  
Educar para Trascender

# “Estudio comparativo del diseño sísmico de un edificio”

Tesis

Que para obtener el título de  
Ingeniero Civil

Presenta

Federico Angulo Inzunza

---

Cd. Obregon, Sonora;

Mayo de 2012

## **DEDICATORIA**

A mi madre Blanca Irene Inzunza Gastelum por ser mi consejera, por ser un gran ejemplo de lucha y trabajo, por que ha sabido inculcarme lo necesario para lograr mis metas sin olvidar de donde vengo, por sus consejos y apoyo incondicional.

Por ser esa persona tan importante en mi vida en todo mi proceso de estudio y en toda mi vida, TE AMO mamá.

A mi tía María Guadalupe Inzunza Gastelúm por siempre apoyarme desde siempre incondicionalmente sin recibir nada a cambio solo mi felicidad y mi superación Te quiero mucho tía un abrazo.

## **AGRADECIMIENTOS**

A dios por cuidarme, estar a mi lado en todo momento, guiarme por el camino correcto y permitirme llegar hasta este sitio.

A mi asesor Dagoberto López López por ayudarme a terminar mi trabajo y apoyarme en todo momento hacerme ver mis errores y encaminarme a la realidad gracias.

A mis sínodos Mauricio Ayala y Roberto Gamboa por tomarse la libertad de invertir su tiempo en la revisión de mi trabajo gracias.

A mis hermanos, Alejandra y Mario por su apoyo y esos grandes momentos que hemos pasado juntas. Gracias por todos sus consejos y amor, las quiero muchísimo hermanos.

A mi novia Rossana por apoyarme y estar a mi lado sin importarle nada solo acompañarme y hacerme sentir más confiado y relajado en mi mismo Te Amo.

A mi familia mis tías, primas, primos, abuelitas muchas gracias por apoyarme y esperarme hasta este día tan especial porque yo se que estaban desesperado pero todo esfuerzo tiene su recompensa muchas gracias los quiero.

A mis amigos Gastón, Miguelito, Sergio, Domingo, Misael, Paul, Terrence, Jesús Ramón, por ser mis compañeros en esta experiencia, apoyarme en buenas y malas, aguantarme y aconsejarme, pero sobre todo por ser mis amigos. Los quiero mucho.

## INDICE

I. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Planteamiento del problema.....	4
1.3 Objetivo general.....	5
1.3.1 Objetivos específicos.....	5
1.4 Justificación .....	6
II. MARCO DE LA INVESTIGACIÓN .....	7
2.1 Sismo.....	7
2.2 Hipocentro (Foco) .....	8
2.3 Epicentro .....	9
2.4 Las ondas sísmicas.....	9
2.5 Escalas de Richter y de Mercalli .....	10
2.6 Magnitud sísmica .....	13
2.7 Intensidad sísmica .....	13

2.8 Sismicidad en México .....	13
2.9 Sismicidad en Sonora .....	18
2.10 El riesgo sísmico .....	20
2.11 Análisis estructural .....	20
2.12 Diseño estructural .....	20
2.13 Funcionamiento, resistencia y seguridad estructural .....	21
2.14 Concreto .....	22
2.14.1 Ventajas de concreto reforzado como material estructural .....	22
2.14.2 Desventajas de concreto reforzado como material estructural .....	24
2.15 Varillas para refuerzo del concreto .....	24
2.16 Criterios de diseño estructural .....	25
2.16.1 Estados límites .....	25
2.16.2 Estados límites por resistencia .....	26
2.16.3 Estado límite de servicio .....	26
2.16.4 Resistencia de diseño .....	26
2.17 Cargas .....	27
2.17.1 Cargas muertas .....	27
2.17.2 Cargas vivas .....	28
2.17.2.1 Carga viva máxima .....	28
2.17.2.2 Carga viva instantánea .....	28
2.17.2.3 Carga viva media .....	28
2.17.3 Cargas ambientales .....	29
2.18 Módulo de elasticidad .....	29
2.19 Resistencia requerida .....	29
2.20 Diseño de elementos con cargas vivas del reglamento NTC-RCDF-2004 .....	30
2.20.1 Acciones de diseño .....	30
2.20.1.1 Tipos de acciones, según su duración .....	30
2.20.1.2 Combinaciones de acciones .....	31
2.21 Control de deflexiones .....	33
2.22 Protección de concreto para el acero de refuerzo .....	35
2.22.1 Protección de concreto en vigas y columnas .....	35
2.23 Resistencia de diseño .....	36
2.23.1 Factor de reducción de resistencia .....	36
2.24 Cálculo del espesor mínimo en vigas y losas en una dirección .....	36

2.25 Losas en dos direcciones.....	38
2.25.1 Fórmulas de diseño de losa en dos direcciones.....	39
2.26 Diseño de vigas rectangulares.....	41
2.26.1 Porcentaje de acero balanceado.....	41
2.26.2 Porcentaje de acero máximo.....	42
2.26.3 Fórmula para el cálculo del índice y el porcentaje de refuerzo.....	42
2.26.4 Refuerzo mínimo por flexión.....	42
2.26.5 Resistencia al esfuerzo cortante.....	43
2.26.6 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.....	43
2.26.7 Refuerzo mínimo por cortante.....	44
2.26.8 Diseño del acero de refuerzo transversal por cortante.....	45
2.26.9 Espaciamiento del refuerzo transversal.....	45
2.27 Diseño de vigas T.....	46
2.27.1 Diseño de vigas T por momentos negativos.....	47
2.28 Acero de compresión.....	48
2.29 Columnas.....	49
2.29.1 Columnas cortas de concreto reforzado.....	50
2.29.2 Requisitos del código ACI para columnas coladas en obra.....	50
2.29.3 Requisitos de seguridad de una columna.....	52
2.29.4 Flexión y carga axial.....	52
2.29.5 Fórmula de Bresler.....	53
2.29.6 Dimensionamiento y diseño de columnas biaxiales.....	56
2.29.7 Cortante en estribos de columnas en base al ACI 318-02.....	57
2.29.7.1 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.....	57
2.29.7.2 Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo transversal.....	58
2.29.7.3 Separación del refuerzo transversal.....	58
2.30 Cimentación.....	59
2.30.1 Factores que determinan el tipo de cimentación.....	59
2.30.2 Clasificación de las cimentaciones poco profundas.....	60
2.30.2.1 Zapatas.....	60
2.30.2.2 Zapatas corridas.....	60
2.30.2.3 Zapatas aisladas.....	60
2.30.3 Carga admisible.....	61
2.30.4 Capacidad de carga última neta.....	61

2.30.5 Cimentaciones cargadas excéntricamente.....	62
<b>III. MÉTODO.....</b>	<b>64</b>
3.1. Necesidad social.....	64
3.2. Planteamiento del problema.....	64
3.3. Estructuración.....	64
3.4. Idealización.....	65
3.5. Predimensionamiento.....	65
3.6. Evaluación de cargas.....	65
3.7 Diseño sísmico método estático.....	68
3.7.1 Aceleración máxima de terreno rocoso $a^r_o$ .....	70
3.7.2 Factores de Terreno Rocoso.....	70
3.7.3 Factores de comportamiento lineal del suelo.....	71
3.7.4 Factor de respuesta $F_r$ .....	72
3.7.5 Factor de comportamiento no lineal del suelo.....	73
3.7.6 Factor de no linealidad $F_{nl}$ .....	73
3.7.7 Factor de velocidad $F_v$ .....	74
3.7.8 Aceleración máxima del terreno $a_0$ .....	75
3.7.9 Ordenada espectral máxima o coeficiente de diseño $c$ .....	75
3.7.10 Periodos característicos del espectro $T_a$ y $T_b$ .....	75
3.7.11 Condiciones de regularidad.....	76
3.7.12 Obtenciones de fuerzas sísmicas sin considerar el período natural de la estructura.....	77
3.8 Análisis estructural.....	78
3.9 Dimensionamiento.....	78
3.10 Documentación del proyecto.....	78
<b>IV. RESULTADOS.....</b>	<b>79</b>
4.1 Necesidad Social.....	79
4.2 Planteamiento del problema.....	79
4.3 Objetivos.....	80
4.4 Restricciones.....	80
4.5 Recolección de datos preliminares.....	80
4.6 Estructuración.....	81
4.7 Predimensionamiento.....	82
4.7.1 Columnas.....	89
4.7.2 Contratraveses.....	89



4.7.3 Análisis de cargas .....	89
4.8 Cargas por sismo estático simplista. ....	91
4.9 Cargas por sismo estático considerando suelo-estructura .....	94
4.10 Idealización de la Estructura .....	100
4.11 Análisis estructural .....	101
4.12 Dimensionamiento .....	101
4.12.1 Nervaduras sismo estático simplista .....	101
4.12.2 Nervaduras sismo estático considerando suelo-estructura .....	105
4.12.3 Columnas sismo simplista .....	110
4.12.4 Columnas sismo estático considerando suelo-estructura.....	113
4.12.5 Cimentación sismo simplista .....	116
4.12.6 Cimentación sismo estático considerando suelo-estructura .....	119
4.13 Planos Estructurales .....	122
<b>V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>132</b>
5.1 Conclusiones .....	132
5.2 Recomendaciones .....	133
<b>VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>134</b>
DIGITOGRAFÍA.....	135

## **LISTA DE TABLAS**

Tabla 1. Escala de intensidad Mercalli Modificada (MM). ....	12
Tabla 2. Especificaciones técnicas de varillas .....	25
Tabla 3. Cargas vivas unitarias .....	32
Tabla 4. Deflexiones máximas permisibles calculadas .....	33
Tabla 5. Espesor mínimo de vigas o de losas en una dirección a menos que se calculen deflexiones. ....	37
Tabla 6. Factores de sitio $F_s$ . ....	72
Tabla 7. Factores de respuesta $F_r$ . ....	72
Tabla 8. Factores $F'_{nl}$ para la determinación de, $F_{nl}$ , para suelos arcillosos .....	73
Tabla 9. Factores $F'_v$ para la determinación de $F_v$ para suelos granulares .....	74
Tabla 10. Factores $F'_v$ para la determinación de $F_v$ para suelos arcillosos .....	74
Tabla 11. Fuerzas sísmicas y cortantes por cada nivel .....	78
Tabla 12. Losa perimetralmente apoyada de esquina. ....	83

Tabla 13. Losa perimetralmente apoyada de lindero.....	84
Tabla 14. Losa perimetralmente apoyada de lindero.....	85
Tabla 15. Losa perimetralmente apoyada de central.....	86
Tabla 16. Peralte mínimo por punzonamiento columna central.....	87
Tabla 17. Peralte mínimo por punzonamiento columna lindero.....	87
Tabla 18. Peralte mínimo por punzonamiento columna lindero.....	88
Tabla 19. Peralte mínimo por punzonamiento columna esquina.....	88
Tabla 20. Evaluación de cargas losa de entepiso.....	89
Tabla 21. Evaluación de cargas losa de azotea.....	90
Tabla 22. Evaluación de cargas peso del muro.....	90
Tabla 23. Evaluacion de cargas peso del edificio.....	91
Tabla 24. Factores del diseño sísmico simplificado.....	91
Tabla 25. Regionalización sísmica de la Republica Mexicana y parámetros para el espectro de diseño. Estructuras del grupo B.....	92
Tabla 26. Fuerzas sísmicas.....	92
Tabla 27. Fuerzas laterales totales en dirección X.....	93
Tabla 28. Fuerzas laterales totales en dirección Y.....	93
Tabla 29. Estratigrafía del terreno.....	94
Tabla 30. Pesos y dimensiones del edificio en planta.....	94
Tabla 31. Tipo de terreno y estratificación.....	94
Tabla 32. Factores de corrección del espectro.....	95
Tabla 33. Parámetros del espectro.....	95
Tabla 34. Cálculos para factores de respuesta $F_r$ .....	95
Tabla 35. Cálculos para factores no lineal $F'_{nl}$ .....	96
Tabla 36. Cálculos para factores de velocidad $F_v$ .....	96
Tabla 37. Datos para construcción de espectro de peligro uniforme.....	97
Tabla 38. Fuerzas sísmicas sin considerar periodo natural.....	98
Tabla 39. Fuerzas laterales totales en dirección X.....	99
Tabla 40. Fuerzas laterales totales en dirección Y.....	99
Tabla 41. Nervadura principal lateral en dirección X.....	101
Tabla 42. Nervadura principal central en dirección X.....	102
Tabla 43. Nervadura principal lateral en dirección Y.....	102
Tabla 44. Nervadura principal central en dirección Y.....	103
Tabla 45. Nervadura secundaria central en dirección X.....	103

Tabla 46. Nervadura secundaria central en dirección Y. ....	104
Tabla 47. Contratrabe en dirección X.....	104
Tabla 48. Contratrabe en dirección Y.....	105
Tabla 49. Nervadura principal lateral en dirección X.....	105
Tabla 50. Nervadura principal central en dirección X.....	106
Tabla 51. Nervadura principal lateral en dirección Y.....	106
Tabla 52. Nervadura principal central en dirección Y.....	107
Tabla 53. Nervadura secundaria central en dirección X. ....	107
Tabla 54. Nervadura secundaria central en dirección Y. ....	108
Tabla 55. Contratrabe en dirección X.....	108
Tabla 56. Contratrabe en dirección Y.....	109
Tabla 57. Columna central. ....	110
Tabla 58. Columna de lindero. ....	111
Tabla 59. Columna de esquina. ....	112
Tabla 60. Columna central. ....	113
Tabla 61. Columna de lindero. ....	114
Tabla 62. Columna de esquina. ....	115
Tabla 63. Zapata aislada central. ....	116
Tabla 64. Zapata aislada de lindero. ....	117
Tabla 65. Zapata aislada de esquina. ....	118
Tabla 66. Zapata aislada central. ....	119
Tabla 67. Zapata aislada de lindero. ....	120
Tabla 68. Zapata aislada de esquina. ....	121
Tabla 69. Porcentajes de concreto y acero de elementos .....	131

## **LISTA DE FIGURAS**

Figura 1. Sismos con magnitud mayor o igual a 4.5 en México.....	14
Figura 2. Gráfica de la distribución de sismos con la magnitud para un catálogo compilado entre 1964 y 1995.....	15
Figura 3. Mayores sismos registrados en México. ....	16
Figura 4. Zonas de ruptura de algunos de los sismos más significativos que han ocurrido durante el presente siglo.....	17

Figura 5. Sismos con magnitud mayor o igual a 4.5 en Sonora.....	19
Figura 6. Secciones de viga T para identificar la nomenclatura en ecuación de inercia de trabe y losa. ....	40
Figura 7. Secciones de viga L para identificar la nomenclatura en ecuación de inercia de trabe y losa. ....	41
Figura 8. Detalle de longitud de espaciamiento y dobles en varillas.....	52
Figura 9. Superficie de interacción.....	54
Figura 10. Diagramas de interacción para el diseño de columnas .....	56
Figura 11. Zapata de losa simple .....	62
Figura 12. Esfuerzo del suelo en zapata aislada .....	62
Figura 13. Esfuerzo del suelo en zapata aislada .....	62
Figura 14. Proceso de diseño estructural.....	67
Figura 15. Fuerzas sísmicas en un edificio .....	69
Figura 16. Edificio en planta.....	82
Figura 17. Espectro de peligro uniforme .....	98
Figura 18. Esquema de edificio en 3D .....	100
Figura 19. Columna método simplista.....	122
Figura 20. Nervadura principal lateral dirección X .....	122
Figura 21. Nervadura principal central dirección X .....	123
Figura 22. Nervadura principal lateral dirección Y .....	123
Figura 23. Nervadura principal central dirección Y .....	124
Figura 24. Nervadura secundaria central dirección X .....	124
Figura 25. Nervadura secundaria central dirección Y .....	125
Figura 26. Contratrabe dirección X .....	125
Figura 27. Contratrabe dirección Y .....	126
Figura 28. Columnas método estático considerando suelo-estructura .....	126
Figura 29. Nervadura principal lateral dirección X .....	127
Figura 30. Nervadura principal central dirección X .....	127
Figura 31. Nervadura principal lateral dirección Y .....	128
Figura 32. Nervadura principal central dirección Y .....	128
Figura 33. Nervadura secundaria central dirección X .....	129
Figura 34. Nervadura secundaria central dirección Y .....	129
Figura 35. Contratrabe dirección X .....	130
Figura 36. Contratrabe dirección Y .....	130



# I. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros al que están expuestas las construcciones. Para tomar en cuenta el peligro sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen, entre otros aspectos, de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de temblores y condiciones locales del terreno. En el pasado, esto se resolvió mediante una regionalización sísmica del territorio mexicano que consistía en cuatro zonas, y una clasificación en tres tipos de terreno.

Se proporcionó una forma funcional del espectro de cinco parámetros consignados en una tabla en que se atendía la zona sísmica y el tipo de terreno. El usuario determinaba la zona sísmica en una carta de regionalización sísmica de la República Mexicana. Cuando la determinación era ambigua, se recomendaba tomar los parámetros estipulados para la zona de mayor sismicidad. Se procedía con una clasificación del tipo de terreno en función de dos parámetros: el periodo dominante y la velocidad de propagación de ondas de corte en el sitio. Como resultado se tenían doce espectros de diseño regionales, que cubrían varios sectores de la república y una gran variedad de condiciones del terreno.

En particular, para terrenos tipo II y III se tomaban en cuenta, implícitamente, los efectos de amplificación dinámica y de no linealidad. Si se conocía el periodo del terreno se premian algunas modificaciones en los límites de la meseta espectral. Esta forma de proceder fue bien aceptada en la comunidad porque, a pesar de su simplicidad, fue un gran avance en la descripción de las variaciones de las intensidades sísmicas debidas a la cercanía del sitio a las fuentes sísmicas y al tipo de terreno. Además, sentó las bases del diseño sísmico óptimo.

No obstante es posible y conveniente hacer una descripción del peligro sísmico con mayor refinamiento porque, entre otros aspectos: a) se tienen avances recientes en materia de sismología y sismicidad, b) los avances en tecnología computacional y la disponibilidad de recursos de cómputo convencionales en el sector eléctrico en empresas de servicios de ingeniería y en instituciones de educación superior lo permiten y c) en la práctica de la ingeniería en México se reconoce que las fuerzas sísmicas varían significativamente dentro del territorio mexicano y que no pueden ser descritas, con detalle, con una regionalización sísmica de cuatro zonas.

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de corteza.

Es esta vibración de la corteza terrestre la que pone en peligro las edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser éstas solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan

fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducirla a la falla.

Además de la vibración, hay otros efectos sísmicos que pueden afectar a las estructuras, principalmente los relacionados con fallas del terreno, como son los fenómenos de licuación, de deslizamiento de laderas y de aberturas de grietas en el suelo.

El sismo se genera por el corrimiento de cierta área de contacto entre placas. Se identifica un punto, generalmente subterráneo, que se denomina foco o hipocentro, donde se considera se inició el movimiento; a su proyección sobre la superficie de la tierra se le llama epicentro.

Aunque prácticamente toda la corteza terrestre está afectada por fallas geológicas, se ha observado que la actividad sísmica se concentra en algunas zonas donde los movimientos a lo largo de estas fallas son particularmente severos y frecuentes.

La zona donde se libera la mayor parte de la energía sísmica es un gran arco, conocido como cinturón Circumpacífico, un tramo del cual está constituido por la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica en la costa del Pacífico de México.



## **1.2 Planteamiento del problema**

El problema que interesa discutir es el diseño óptimo de un edificio de 3 niveles de concreto estructural analizado por el método estático, bajo el enfoque tradicional y considerando la interacción suelo- estructura del manual de diseño sísmico de CFE del 2008. Varios aspectos pueden predecirse con mayor o menos precisión. Los lugares donde ocurren los sismos en el mundo están identificados, las zonas sísmicas pueden definirse con bastante precisión. Sin embargo, al intentar predecir la frecuencia con que ocurren los sismos en distintos lugares, las afirmaciones pierden precisión.

### **1.3 Objetivo general.**

- Comparar dos enfoques de diseño sísmico (bajo el enfoque tradicional y considerando la interacción suelo- estructura) de un edificio y determinar las ventajas de usar métodos de diseño más racionales.

#### **1.3.1 Objetivos específicos.**

- Determinar la precisión del método estático de diseño sísmico.
- Determinar el efecto que tiene en el diseño final considerando interacción suelo-estructura.

#### **1.4 Justificación**

Mediante este trabajo serán beneficiados diseñadores, estudiantes, constructores que opten por diseñar un edificio de concreto de 3 niveles en Cd. Obregón, Sonora, con distintos tipos de cargas y a su vez contra las fuerzas sísmicas que hay en esa región. Eligiendo así el diseño óptimo entre diseño simplificado y diseño estático, al hacer un análisis correcto de las cargas y fuerzas actuantes en dicha estructura éste será un diseño óptimo por lo cual cumplirá con las 2 fases, que cumplan con su servicio sin arriesgar la seguridad y que sea lo más económico posible para resistir dichas cargas.

## II. MARCO DE LA INVESTIGACIÓN

### 2.1 Sismo.

Un sismo es la vibración de la tierra producida por una rápida liberación de energía. La energía liberada irradia en todas las direcciones desde su origen, el foco, en forma de ondas.

Los sismos se pueden clasificar, con base a su origen, en naturales y artificiales.

#### Sismos Tectónicos

Son aquellos producidos por la interacción de placas tectónicas. Se han definido dos clases de estos sismos: los interplaca, ocasionados por una fricción en las zonas de contacto entre placas, ocasionados por una fricción en las zonas de contacto entre placas, y los interplaca que se presentan lejos de los límites de placas conocidos. Estos últimos son mucho menos frecuentes y generalmente de menor magnitud.

## Sismos volcánicos

Estos acompañan a las erupciones volcánicas y son ocasionados principalmente por el fracturamiento de rocas debido al movimiento del magma.

## Sismos de colapso

Son los producidos por derrumbamiento del techo de cavernas y minas; ocurren cerca de la superficie y se llegan a sentir en un área reducida.

El movimiento de la litosfera no es continuo, sino que súbitamente se generan movimientos, lo que provoca la existencia de los sismos.

Al tipo de sismo que se origina al penetrar una placa por debajo de otra se le conoce como “Sismo de Subducción” este tipo de sismos son los que se presentan en México, zona de Michoacán, Guerrero y Oaxaca. Al existir contacto entre las placas se genera energía que se libera súbitamente provocando los sismos tectónicos de subducción (Núñez Amarillas Abigail (2006).

## **2.2 Hipocentro (Foco)**

Es el punto en la profundidad de la tierra desde donde se libera la energía en un terremoto.

Cuando ocurre en la corteza de ella (hasta 70 Km de profundidad) se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 Km se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo (recordemos que el centro de la tierra se ubica a unos 6.370 Km. de profundidad). Al lugar donde se presenta la ruptura se le conoce como “Foco” (Núñez Amarillas Abigail (2006).

### **2.3 Epicentro**

Es el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco. Es, desde luego, la localización de la superficie terrestre donde la intensidad del terreno es mayor (Meli, 2007).

### **2.4 Las ondas sísmicas**

La energía liberada por un sismo se propaga desde la zona de ruptura, mediante diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. Se identifican ondas de cuerpo que viajan a grandes distancias a través de roca y ondas superficiales que se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo, cuando éstas llegan a la superficie o a una interfase entre estratos. Las ondas de cuerpo se dividen en ondas P, también llamadas principales o de dilatación, y en ondas S, secundarias o de cortante. En las ondas P las partículas de la corteza experimentan un movimiento paralelo a la dirección de la propagación. En las ondas S las partículas se mueven transversalmente a la dirección de propagación.

Las ondas de cuerpo se propagan a grandes distancias y su amplitud se atenúa poco a poco. La velocidad de propagación de las ondas P es mayor que las de las ondas S, por lo que a medida que nos alejamos del epicentro crece la diferencia de tiempo de llegada de los 2 tipos de trenes de ondas.

Las ondas S producen un movimiento del terreno más intenso y de características más dañinas para las edificaciones que las ondas P. por la complejidad de los mecanismos de ruptura y por la irregularidad de las formaciones geológicas por las que viajan las ondas y por las múltiples refracciones y reflexiones que sufren durante su recorrido, el movimiento del terreno en un sitio dado es muy complejo e irregular (Bazán y Meli, 2001).

## 2.5 Escalas de Richter y de Mercalli

Para medir el tamaño de los sismos se utiliza la magnitud. Lo que se pretende cuantificar es la energía liberada por el temblor y su potencial destructivo global, de manera semejante a lo que se hace con las bombas. La escala de magnitud más común es la de Richter (más propiamente llamada magnitud local ML), que se basa en la amplitud de un registro en condiciones estándar. Sin embargo, debemos tener presente que esta escala fue propuesta para temblores en California, empleando un sismógrafo particular. Para medir eventos en otras zonas sísmicas, que pueden ser más grandes y lejanos, varios autores han propuesto escalas basadas en registros de diversos tipos de ondas, siendo las más populares la magnitud de ondas superficiales Ms, y la de ondas de cuerpo Mb.

Las escalas mencionadas se limitan, no obstante, a temblores de ciertas características y se saturan, es decir, dejan de crecer cuando alcanzan valores alrededor de 8 aunque la destructividad del temblor siga aumentando.

Los sismólogos han diseñado dos escalas de medida para poder describir de forma cuantitativa los temblores. Una es la escala de Richter (nombre del sismólogo estadounidense Charles Francis Richter) que mide la energía liberada en el foco de un sismo.

Sismos de magnitudes menores de 3 son sismos instrumentales que difícilmente perciben las personas. Sismos de magnitud menores que 5 rara vez llegan a producir daño, excepto cuando llegan a ser muy superficiales y sólo muy cerca del epicentro. Sismos de magnitud entre 5 y 7 afectan zonas relativamente pequeñas y caen en la definición genérica de sismos de magnitud intermedia. A medida que aumentan la magnitud crecen la zona afectada y la violencia del movimiento del terreno. Los grandes sismos son de magnitud superior a 7.0 y no existe un límite

superior teórico de la escala de Richter. Los sismos de mayor magnitud que se han estudiado llegan a cerca de 9 en dicha escala.

Del punto de vista de ingeniería no interesa tanto la magnitud del sismo como sus efectos en los sitios donde existen o se van a construir las edificaciones. Esto se refiere a la severidad de la sacudida sísmica que se experimenta en un sitio dado. A esta característica de los sismos se le llama intensidad, y es claro que un mismo sismo, aunque tiene una sola magnitud, tendrá diferentes intensidades, según el sitio donde se registre. En general la intensidad decrece a medida que nos alejamos de la zona epicentral, y para una misma distancia epicentral, son más intensos los sismos de mayor magnitud.

Tampoco para la intensidad existe una escala universalmente aceptada. Las escalas más precisas son las de tipo instrumental, que definen, por ejemplo, la intensidad en función de la aceleración máxima del terreno en el sitio de interés. Sin embargo, por la imposibilidad de contar con instrumentos colocados precisamente en los diferentes sitios donde interesa conocer la intensidad, se prefiere recurrir a escalas de tipo más cualitativo que se basan en la severidad de los daños producidos en la superficie del terreno.

La escala de intensidad más usada es la de Mercalli Modificada, una de cuyas versiones más reciente se reproduce en la figura 1. Se asignan intensidades entre I y XII. Intensidades de IV o menores no corresponden a daño estructural y una intensidad de X corresponde a una destrucción generalizada. La mayor debilidad de la escala de Mercalli es que toma en cuenta solo marginalmente la calidad sismorresistente de los edificios que se encuentran en la zona afectada (Bazán y Meli, 2001).



**Tabla 1.** Escala de intensidad Mercalli Modificada (MM).

<b>Grado</b>	<b>Descripción</b>
<b>I. Muy débil</b>	Imperceptible para la mayoría excepto en condiciones favorables. Aceleración menor a 0.5 Gal.
<b>II. Débil</b>	Perceptible sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios. Los objetos colgantes suelen oscilar. Aceleración entre 0.5 y 2.5 Gal.
<b>III. Leve</b>	Perceptible por algunas personas dentro de los edificios, especialmente en pisos altos. Muchos no lo perciben como un terremoto. Los automóviles detenidos se mueven ligeramente. Sensación semejante al paso de un camión pequeño. Aceleración entre 2.5 y 6.0 Gal.
<b>IV. Moderado</b>	Perceptible por la mayoría de personas dentro de los edificios, por pocas personas en el exterior durante el día. Durante la noche algunas personas pueden despertarse. Perturbación en cerámica, puertas y ventanas. Las paredes suelen hacer ruido. Los automóviles detenidos se mueven con más energía. Sensación semejante al paso de un camión grande. Aceleración entre 6.0 y 10 Gal.
<b>V. Poco Fuerte</b>	Sacudida sentida casi por todo el mundo y algunas piezas de vajilla o cristales de ventanas se rompen; pocos casos de agrietamiento de aplanados; caen objetos inestables. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos. Se detienen los relojes de péndulo. Aceleración entre 10 y 20 Gal.
<b>VI. Fuerte</b>	Sacudida sentida por todo el mundo. Algunos muebles pesados cambian de sitio y provoca daños leves, en especial en viviendas de material ligero. Aceleración entre 20 y 35 Gal.
<b>VII. Muy fuerte</b>	Ponerse de pie es difícil. Muebles dañados. Daños insignificantes en estructuras de buen diseño y construcción. Daños leves a moderados en estructuras ordinarias bien construidas. Daños considerables en estructuras pobremente construidas. Mampostería dañada. Perceptible por personas en vehículos en movimiento. Aceleración entre 35 y 60 Gal.
<b>VIII. Destructivo</b>	Daños leves en estructuras especializadas. Daños considerables en estructuras ordinarias bien construidas, posibles derrumbes. Daño severo en estructuras pobremente construidas. Mampostería seriamente dañada o destruida. Muebles completamente sacados de lugar. Aceleración entre 60 y 100 Gal.
<b>IX. Ruinoso</b>	Pánico generalizado. Daños considerables en estructuras especializadas, paredes fuera de plomo. Grandes daños en importantes edificios, con derrumbes parciales. Edificios desplazados fuera de las bases. Aceleración entre 100 y 250 Gal.
<b>X. Desastroso</b>	Algunas estructuras de madera bien construidas quedan destruidas. La mayoría de las estructuras de mampostería y el marco destruido con sus bases. Rieles doblados. Aceleración entre 250 y 500 Gal.
<b>XI. Muy desastroso</b>	Pocas estructuras de mampostería, si las hubiera, permanecen en pie. Puentes destruidos. Rieles curvados en gran medida. Aceleración mayor a 500 Gal.
<b>XII. Catastrófico</b>	Destrucción total con pocos supervivientes. Los objetos saltan al aire. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados. Imposibilidad de mantenerse en pie.

## **2.6 Magnitud sísmica**

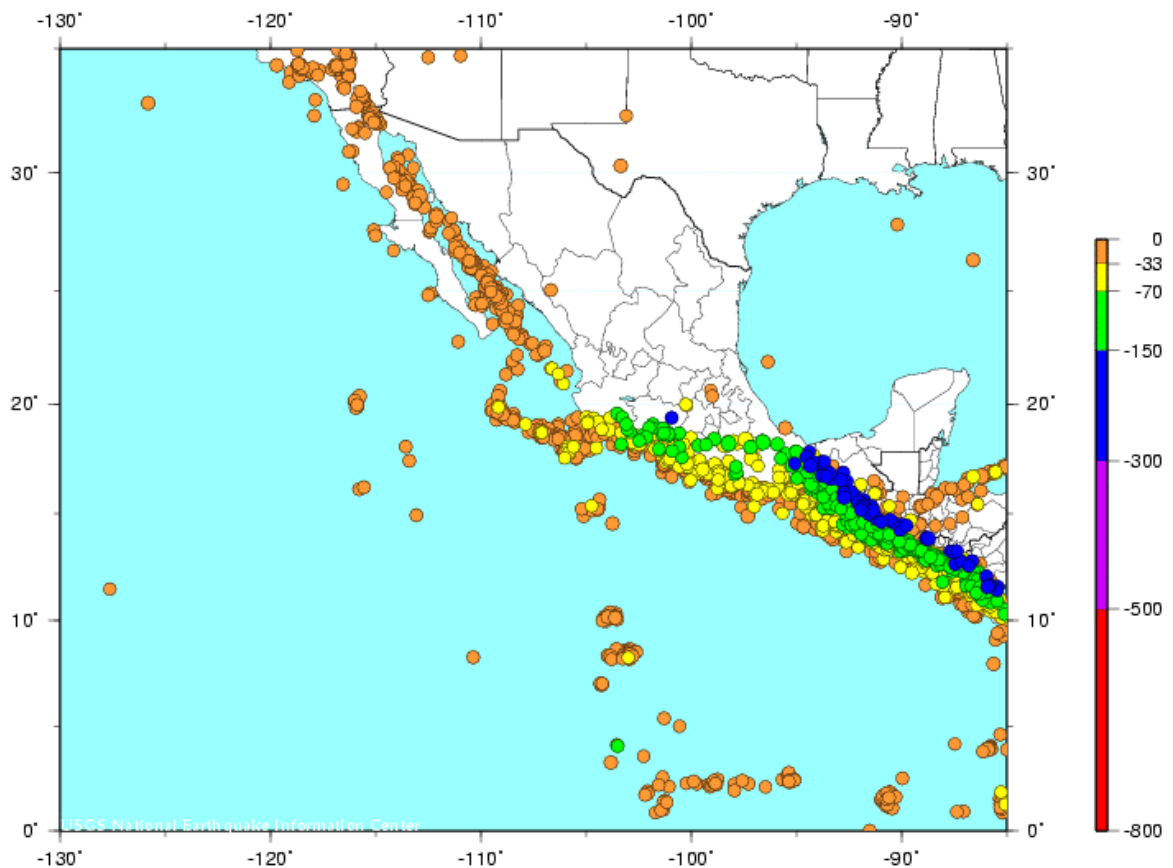
Es la energía real liberada en el foco o hipocentro del sismo. Se trata de una medida absoluta de la energía del temblor o terremoto expresada en movimiento o aceleración de las partículas del suelo. Se mide con instrumentos, es decir, es una valoración objetiva, instrumental, del sismo y se usa en este caso la escala de Richter, cuyos grados representan cantidades progresivamente multiplicadas de energía. Esta escala no tiene límite superior. Los instrumentos adecuados: sismógrafos, acelerógrafos y otros, donde quiera que se ubiquen con respecto a la ubicación del sismo, registran el mismo rango de magnitud. Puede decirse entonces, que un terremoto tiene una sola magnitud y muchas intensidades; estas últimas normalmente decrecen al alejarse del epicentro sísmico. Se consideran sismos destructores, en general, aquellos que tienen una magnitud mayor que 6.5 (dependiendo de la calidad de la construcción y del suelo).<sup>4</sup>

## **2.7 Intensidad sísmica**

Es la violencia con que se siente un sismo en diversos puntos de la zona afectada. La medición se realiza observando los efectos o daños producidos por el temblor en las construcciones, objetos, terreno y el impacto que provoca en las personas. Su valor depende de la distancia del epicentro, tipo de construcción, calidad del suelo o roca de la localidad y del lugar que ocupan las personas (por ejemplo, en un piso en altura a nivel del suelo, etc.). En la actualidad, para medir la intensidad, se emplea (desde el 9 de Julio de 1961) la Escala de Intensidades Modificada de Mercalli. Esta es una escala descriptiva de 12 grados. Los daños comienzan a partir del grado VI (seis).<sup>1</sup>

## **2.8 Sismicidad en México**

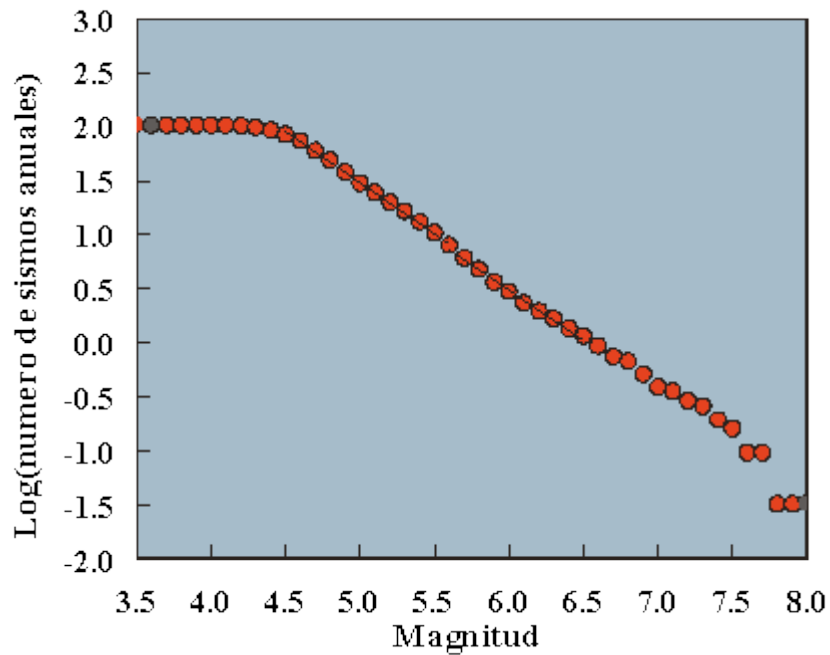
En la figura 1 se muestran los sismos con magnitudes mayores o iguales a 4.5 localizados en la República Mexicana entre 1964 y 2011. Los puntos anaranjados representan sismos superficiales (profundidades menores a 33 Km), mientras que los azules representan sismos con profundidades mayores a 150 Km.



**Figura 1.** Sismos con magnitud mayor o igual a 4.5 en México.

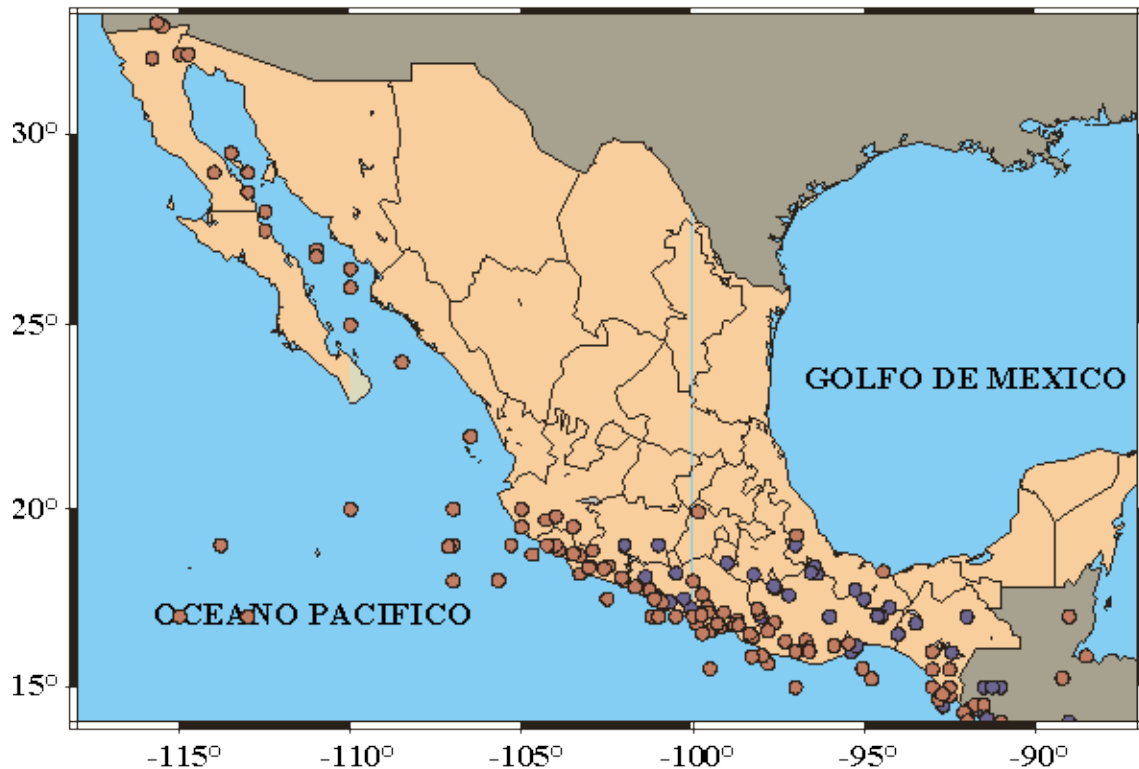
La mayoría de los sismos localizados se concentran a lo largo de las fronteras entre las placas tectónicas, sin embargo, pueden notarse unos pocos sismos al interior del continente, en regiones alejadas de estas fronteras tectónicas, principalmente a lo largo de la faja volcánica, donde se concentra la mayor población de México.<sup>5</sup>

La Figura 2 muestra una gráfica de la distribución de sismos con la magnitud para un catálogo compilado entre 1964 y 1995. Esta gráfica nos permite encontrar valores promedio de la sismicidad en la República durante este período. Por ejemplo, se obtiene un valor de 100 sismos al año con magnitudes mayores o iguales a 4.5, 3 sismos al año con magnitudes iguales o mayores a 6.0 y un sismo de magnitud igual o mayor a 7.5 cada 5 años. Aunque estos son solo valores promedio para todo el país, permite estimar el peligro sísmico asociado.



**Figura 2.** Gráfica de la distribución de sismos con la magnitud para un catálogo compilado entre 1964 y 1995.

El mayor peligro lo presentan los sismos que ocurren a lo largo de las costas del Pacífico, entre las ciudades de Puerto Vallarta y Tapachula. No solo se producen sismos con mayor frecuencia, sino también los mayores sismos registrados en México tienen su ocurrencia entre estas dos poblaciones (Figura 3). Estos sismos, que por su cercanía a las costas representan un grave peligro a las poblaciones costeras, también afectan al Valle de México, como se ha constatado durante los grandes sismos de 1911, 1957, 1979 y 1985. Esta influencia de los sismos costeros sobre la ciudad de México, que se encuentra a más de 200 Km de la costa, se debe a las condiciones del suelo sobre el que se desarrolló la ciudad.

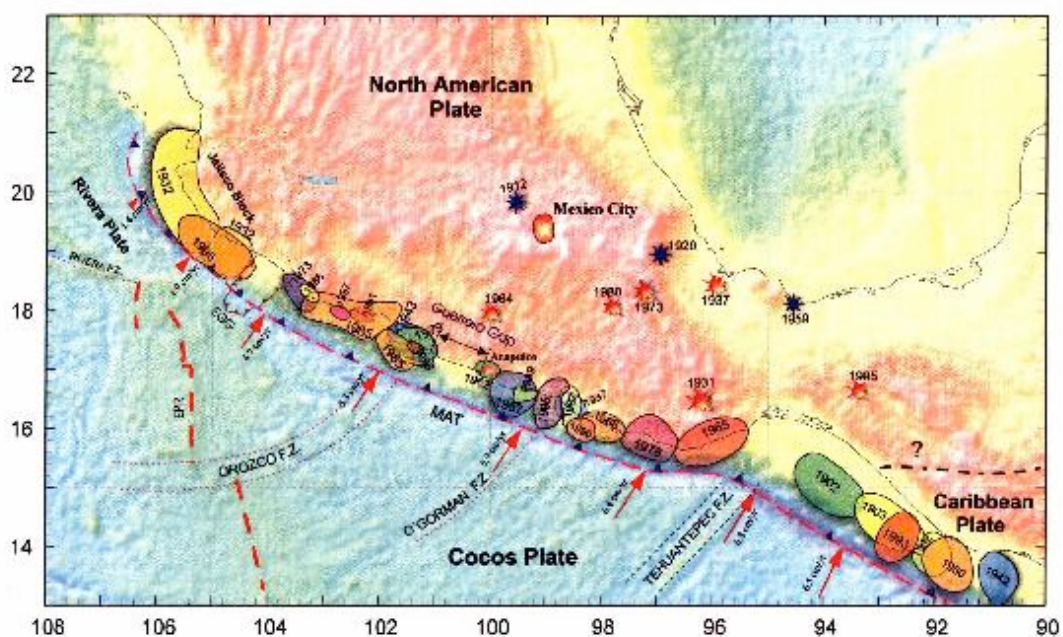


**Figura 3.** Mayores sismos registrados en México.

En la Figura 4 se muestran las zonas de ruptura de algunos de los sismos más significativos que han ocurrido durante el presente siglo. Estos se localizan frente a las costas del Océano Pacífico y son producto de la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental.

Los eventos ocurren a lo largo de la falla o interface entre dichas placas denominada Fosa Mesoamericana. La falla se extiende desde Puerto Vallarta en Jalisco, hasta el sur de Costa Rica en Centroamérica. Las zonas de ruptura de los grandes sismos llegan a alcanzar hasta 200 km como en el caso del mayor sismo registrado por instrumentos durante este siglo, el sismo de 1932 frente a las costas de Jalisco. Otros sismos de apreciable tamaño son los sismos de Michoacán de 1985 y el de Oaxaca de 1965. La mayor parte de esta zona de falla se ha roto por un gran sismo. Se notan varias brechas en la figura 4, dos pequeños segmentos, uno frente a las costas de Colima-Michoacán, y otro frente al istmo de Tehuantepec, de los cuales no se tiene información histórica de la ocurrencia de un gran sismo en el pasado.

Es posible que estas zonas sean asísmicas, esto es, la energía elástica acumulada no se libera a través de grandes sismos. El otro segmento importante que se enfatiza en la figura es la brecha de Guerrero. En este segmento sí tenemos conocimiento de sismos ocurridos en el pasado, entre 1909 y 1911 se produjeron varios sismos con magnitudes mayores a 7.5, que pudieron haber fracturado este segmento de la falla, sin embargo la escasa información con que se cuenta no permite definir las zonas de ruptura de este segmento.



**Figura 4.** Zonas de ruptura de algunos de los sismos más significativos que han ocurrido durante el presente siglo.

Este tipo de estudios permite definir las zonas liberadas de energía elástica, las regiones de mayor peligro sísmico, y la ubicación de los sismos que con mayor probabilidad ocurrirán en un futuro.

Otro peligro para las grandes ciudades asentadas a lo largo de la faja volcánica son los sismos que ocurren a profundidades mayores a 50 Km. Estos sismos se localizan dentro de las placas oceánicas que subducen bajo el continente. La Figura 1 (abajo) muestra como se distribuyen estos sismos bajo el estado de Chiapas. Grandes sismos a estas profundidades han provocado en el pasado

daños a las ciudades de Morelia y México (1858), Oaxaca (1931), y Orizaba (1973).

En la Figura 4 se muestran los sismos importantes que han ocurrido durante este siglo, dentro del continente y a profundidades someras (estrellas azules). La magnitud de estos sismos rara vez llega a sobrepasar la magnitud 7.0, y su ocurrencia es mucho más esporádica que los sismos de la costa. Sin embargo, debido a lo superficial de la fuente y la cercanía de las grandes poblaciones, estos sismos representan uno de los mayores peligros de México.

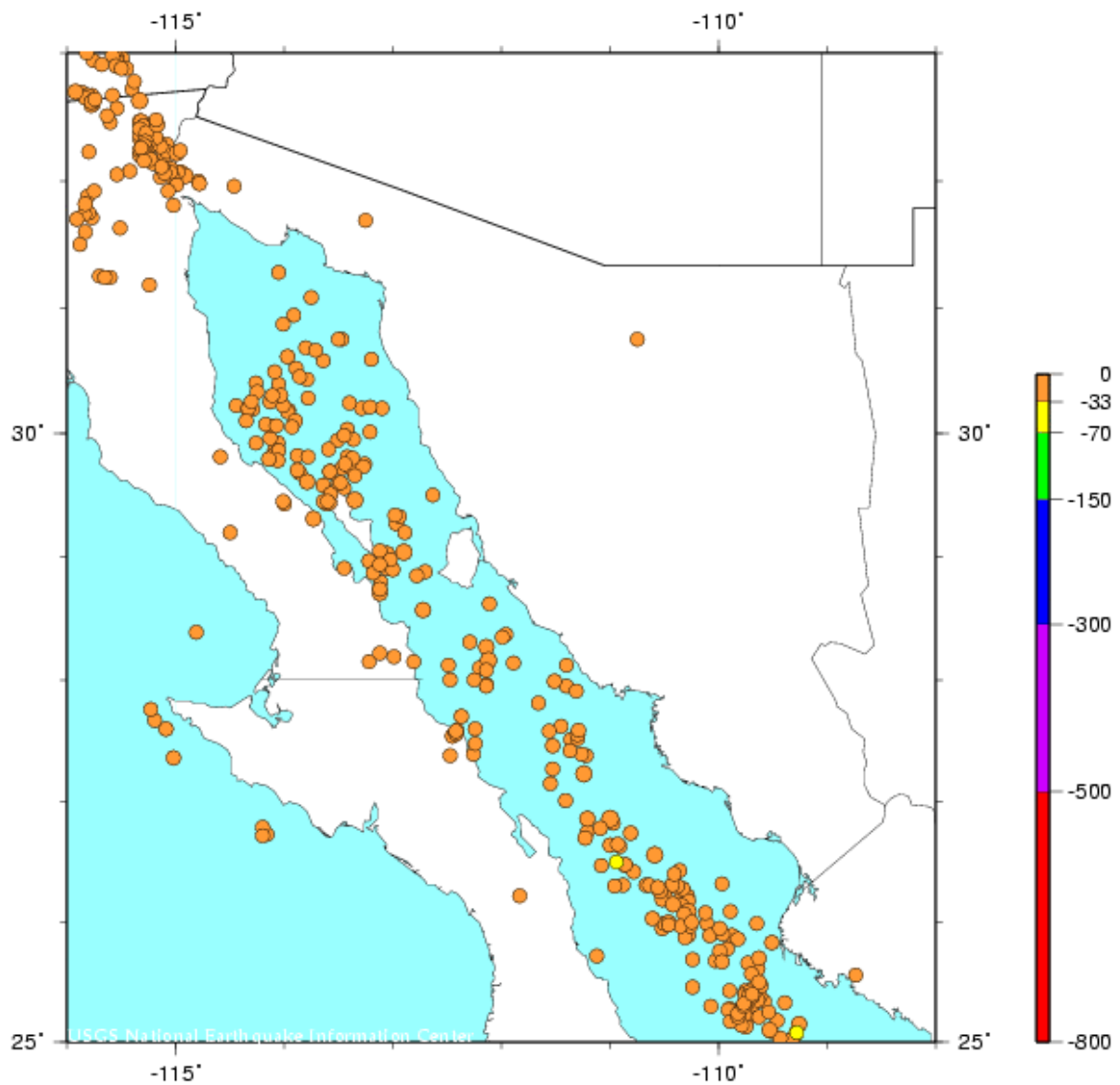
En situación especial se encuentran las ciudades industriales de Tijuana, Tecate, Mexicali y otras de Baja California, que se ubican sobre la frontera de placas entre el Pacífico y Norte América. Estas ciudades comparten peligros similares a las ciudades de Los Angeles y San Francisco en los Estados Unidos (Figura 3).<sup>3</sup>

## **2.9 Sismicidad en Sonora**

De acuerdo al reporte que da la UNAM en el Instituto de Geología Estacional Regional del Noroeste, En Hermosillo, Sonora, México, dice que en Sonora existen dos zonas sísmica, la primera se encuentra en el golfo de California, la segunda en la parte noreste del estado. Los sismos del golfo tienen magnitud hasta 7 y se origina en una profundidad menor a 33 Km. En los últimos 25 años han ocurrido en esta zona 9 temblores con magnitud mayor a 6. Estos temblores son causados por el movimiento lateral izquierdo, de aproximadamente 35 mm por año, a lo largo de un sistema de fallas en el límite entre dos placas. El movimiento a lo largo de estas fallas ha causado, sobre tiempos geológicos, la apertura del golfo de California. Este sistema de fallas entra a tierra de Mexicali y se liga más al norte con la falla de San Andrés.

El movimiento vertical a lo largo de estas fallas (típicamente 0.1 m por año) causa la morfología tan pronunciada de valles y sierras con rumbo norte-sur de dicha región. Los temblores históricos más grandes fueron los del 3 de mayo de 1887

(Bavispe, intensidad máxima XII; magnitud 7.4), 26 de mayo de 1907 (colonia Morelos, intensidad máxima: VIII; magnitud: 5.2), 7 de mayo de 1913 (Huasabas, intensidad máxima: VIII; magnitud 5.0) y 20 de diciembre de 1923 (Granados, intensidad máxima: IX; magnitud 5.7) (Núñez Amarillas Abigail (2006).



**Figura 5.** Sismos con magnitud mayor o igual a 4.5 en Sonora.



## **2.10 El riesgo sísmico**

Una de las necesidades para un buen diseño en cualquier estructura es la del análisis completo de lo que se ocupa construir, enfocándose a todo lo referente en base a las necesidades del tipo de proyecto a diseñar; para esto es necesario plantear ideas y todo tipo de comentarios referente a lo que se desea enfocar.

Los manuales de diseño de estructuras presentan ecuaciones e información necesaria para los diseños de los elementos estructurales en base a las construcciones.

## **2.11 Análisis estructural**

El análisis estructural es la predicción del comportamiento de una estructura dada bajo cargas prescritas y otros efectos externos, o bajo ambas influencias, como movimientos de los apoyos y cambios en la temperatura. Los principales aspectos de interés práctico en el comportamiento de estructuras son (1) la resistencia de la estructura, es decir, la magnitud de las cargas con determinada distribución que causará la falla de la estructura, y (2) las deformaciones traducidas en deflexiones y agrietamientos que van a presentarse en la estructura cuando está cargada bajo condiciones de servicio. El análisis estructural es parte integral de cualquier proyecto de ingeniería de estructuras, siendo su función la predicción del comportamiento de la estructura propuesta. La ingeniería estructural es la ciencia y el arte de planear; diseñar y construir estructuras seguras y económicas que servirán a los que están dirigidas (Kassimali, 2001).

## **2.12 Diseño estructural**

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar seguridad adecuada ante la aparición de estado límite de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que en las condiciones normales no se sobrepasen los estados límites de servicio. El diseño debe garantizar que la estructura tenga un factor de seguridad razonable.

Mediante este factor, se trata de tomar en cuenta en el diseño la incertidumbre existente respecto a los efectos de ciertas acciones y los valores usados en varias etapas del proceso (McCormac, 2002).

### **2.13 Funcionamiento, resistencia y seguridad estructural**

Una estructura debe ser segura contra el colapso y funcional en su uso para que cumpla con sus propósitos. El funcionamiento requiere que las deflexiones sean lo suficientemente pequeñas, que las grietas, si existen, se mantengan bajo límites tolerables, que las vibraciones se minimicen, etc. La seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea la adecuada para todas las cargas que previsiblemente puedan llegar a actuar sobre ella. Si la resistencia de la estructura, construida como se diseñó, pudiera predecirse exactamente y, si las cargas y sus efectos internos (momentos, cortantes, fuerzas axiales) se conocieran con precisión, la seguridad podría proporcionar una capacidad de carga ligeramente superior que las que requieren las cargas conocidas. Sin embargo existen diversas razones de incertidumbre en el análisis, el diseño y la construcción de estructuras de concreto reforzado. Estas fuentes de incertidumbre que requiere un margen de seguridad definido, pueden relacionarse así:

1. Las cargas reales pueden diferir de las supuestas.
2. Las cargas reales pueden estar distribuidas de manera diferente de la supuesta.
3. Las premisas y simplificaciones inherentes a cualquier análisis pueden resultar en efectos calculados, momentos, cortantes, etc., diferentes de aquellos que de hecho actúan sobre la estructura
4. El comportamiento estructural real puede diferir del supuesto, debido a conocimientos limitados.
5. Las dimensiones reales de los elementos pueden diferir de las especificadas.
6. Es posible que el refuerzo no esté en su posición correcta.
7. Las resistencias reales de los materiales pueden diferir de las especificadas.

La resistencia de una estructura depende de la resistencia de los materiales que la conforman. Por esta razón se especifican en forma estándar las resistencias mínimas de los materiales. Las resistencias reales de los materiales no pueden conocerse en forma precisa y, por tanto, también constituyen variables aleatorias.

Además la resistencia de la estructura depende también del cuidado que se tenga en la construcción, que a su vez refleja la calidad de la supervisión y de la inspección (McCormac, 2002).

## **2.14 Concreto**

El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones se agregan uno o más aditivos para cambiar ciertas características de concreto. Tales como la ductilidad, la durabilidad y el tiempo de fraguado (McCormac, 2002).

### **2.14.1 Ventajas de concreto reforzado como material estructural**

El concreto reforzado es probablemente el material disponible más importante para la construcción. Puede usarse en una u otra forma en casi todas las estructuras, grandes o pequeñas, en edificios, puentes, pavimentos, presas, muros de retención, túneles, viaductos, instalaciones de drenaje e irrigación, tanques etc.

El gran éxito de este material universal en la construcción puede explicarse fácilmente si se consideran sus numerosas ventajas. Algunas de éstas son las siguientes:

1. Tiene una resistencia considerable a la compresión en comparación con muchos otros materiales.
2. El concreto reforzado tiene gran resistencia al fuego y al agua y de hecho es el mejor material estructural que existe para los casos en que el agua se halle presente. Durante incendios de intensidad media, los miembros con un recubrimiento adecuado de concreto sobre las barras de refuerzo, sufren solo daño superficial sin fallar.
3. Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas.
4. Requiere de poco mantenimiento.
5. Comparado con otros materiales, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto reforzado pueden usarse indefinidamente sin merma en sus capacidades de carga. Esto puede explicarse por el hecho de que la resistencia del concreto disminuye con el tiempo sino que en realidad aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.
6. Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, sótanos, muelles e instalaciones similares.
7. Una característica especial del concreto es la posibilidad de colarlo en una variedad extraordinaria de formas que van desde simples losas, vigas y columnas hasta grandes arcos y cascarones.
8. En muchas regiones, el concreto aprovecha para su elaboración la existencias de materiales locales baratos (arena, grava, agua) y requiere cantidades relativamente pequeñas de cemento y acero de refuerzo, las cuales puede ser necesario conseguir en otras regiones del país.
9. Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje, en comparación con otros materiales, como el acero estructural (McCormac, 2002).

### **2.14.2 Desventajas de concreto reforzado como material estructural**

Para usar con éxito el concreto, el proyectista debe estar familiarizado con sus puntos débiles así como con sus puntos fuertes. Algunas de sus desventajas son las siguientes:

1. El concreto tiene una resistencia muy baja a la tensión por lo que requiere la ayuda de un refuerzo de tensión.
2. Se requiere cimbras para mantener el concreto en posición hasta que endurece suficientemente.
3. La baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce a miembros pesados. Esto se vuelve muy importante en estructuras de gran claro donde el gran peso muerto del concreto tiene un fuerte efecto en los momentos flexionantes.
4. Similarmente, la baja resistencia por unidad de volumen de concreto implica que los miembros serán relativamente grandes, lo que es considerablemente importante en edificios altos y en estructuras de grandes claros.
5. Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las variaciones en su dosificación y mezclado. Además, el colado y el curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como la producción de otros materiales, por ejemplo el acero estructural y la madera laminada.

Otras dos características que pueden causar problemas son la contracción y el flujo plástico del concreto. (McCormac, 2002).

### **2.15 Varillas para refuerzo del concreto**

La superficie de estos cilindros está provista de rebordes (corrugaciones) que mejoran la adherencia a los materiales aglomerantes e inhiben el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea, y de hecho el papel de las varillas no es sólo reforzar la estructura del concreto armado, sino absorber

los esfuerzos de tracción y torsión. Las dimensiones de las varillas en cuanto al diámetro nominal se muestran en la tabla 1.

**Tabla 2.** Especificaciones técnicas de varillas

Especificaciones Técnicas						
No. varilla	<u>Diámetro Nominal</u> en mm.	<u>Diámetro nominal</u> en in.	<u>Perímetro</u> mm.	<u>Área cm2</u>	<u>Peso</u> Kg/m	<u>Varillas</u> 12m por tonelada
<u>2</u>	<u>6.4</u>	<u>1/4"</u>	<u>20.1</u>	<u>0.32</u>	<u>0.251</u>	<u>-</u>
<u>2.5</u>	<u>7.9</u>	<u>5/16"</u>	<u>24.8</u>	<u>0.49</u>	<u>0.384</u>	<u>217</u>
<u>3</u>	<u>9.5</u>	<u>3/8"</u>	<u>29.8</u>	<u>0.71</u>	<u>0.557</u>	<u>150</u>
<u>4</u>	<u>12.7</u>	<u>1/2"</u>	<u>39.9</u>	<u>1.27</u>	<u>0.996</u>	<u>84</u>
<u>5</u>	<u>15.9</u>	<u>5/8"</u>	<u>50</u>	<u>1.99</u>	<u>1.56</u>	<u>53</u>
<u>6</u>	<u>19.1</u>	<u>3/4"</u>	<u>60</u>	<u>2.87</u>	<u>2.25</u>	<u>37</u>
<u>8</u>	<u>25.4</u>	<u>1"</u>	<u>79.8</u>	<u>5.07</u>	<u>3.975</u>	<u>21</u>

## 2.16 Criterios de diseño estructural

### 2.16.1 Estados límites

En la actualidad se usa el término estado límite para describir la condición en que una estructura o partes de ella, dejan de cumplir la función para la que fue diseñada (McCormac, 2002).

Para fines de aplicación de las normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de

fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. Tales estados límites se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción (NTC-RCDF-2004).

### **2.16.2 Estados límites por resistencia**

Se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen el pandeo, la fractura, la fatiga, el volteo etc. (McCormac, 2002).

### **2.16.3 Estado límite de servicio**

Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con el uso y la ocupación de la estructura; aquí se incluyen las deflexiones, agrietamiento y vibraciones (McCormac, 2002).

### **2.16.4 Resistencia de diseño**

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes. En general la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

Para combinaciones de acciones clasificadas en el grupo A según las NTC RCDF-2004, el factor de carga,  $F_c$ , se aplicará un factor de carga de 1.4.

Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario (NTC-RCDF-2004).

## **2.17 Cargas**

La estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil, es tal vez la tarea más importante y difícil del proyectista de estructuras. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimada las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor combinación de éstas que pueda presentarse en un momento dado.

Las cargas se clasifican en muertas, vivas o ambientales (McCormac, 2002).

### **2.17.1 Cargas muertas**

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar; constan del peso propio de la estructura y de otras cargas que están permanentemente unidas a ella. En un edificio con estructura de concreto reforzado, algunas de las cargas muertas son la estructura en sí, las paredes, los pisos, las escaleras, los techos, y la tubería.

Para diseñar una estructura es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes para considerarlas en el diseño. Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura (McCormac, 2002).



## **2.17.2 Cargas vivas**

Se considerarán las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente, a menos que se justifiquen racionalmente otros valores.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos (NTC-RCDF-2004).

### **2.17.2.1 Carga viva máxima**

Se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales. (NTC-RCDF-2004).

### **2.17.2.2 Carga viva instantánea**

La carga viva instantánea, se deberá usar para diseño sísmico y por viento cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área (Reglamento NTC-RCDF, 2004).

### **2.17.2.3 Carga viva media**

La carga media se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas (Reglamento NTC-RCDF, 2004).

### 2.17.3 Cargas ambientales

Las cargas ambientales son cargas causadas por el medio ambiente. Son debidas a la lluvia, la nieve, el viento, los cambios de temperatura y los sismos.

Estrictamente hablando, estas son también cargas vivas, pero son el resultado del ambiente en el que la estructura se encuentra. Aunque varían con el tiempo, no todas son causadas por la gravedad o las condiciones de operación, como es usual con otras cargas vivas (McCormac, 2002).

Los varios tipos de cargas ambientales son:

- 1.- Hielo y nieve
- 2.- Lluvia
- 3.- Viento
- 4.- Cargas sísmicas

### 2.18 Módulo de elasticidad

Para concreto de peso normal, el Módulo de Elasticidad  $E_c$ , puede considerarse como:

$$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c} \quad \text{en kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

(Reglamento ACI 318, 2002).

### 2.19 Resistencia requerida

La resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual a los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes ecuaciones. Se investigará el efecto de una o más cargas actuando simultáneamente. Con base en la experiencia pasada y el análisis de probabilidades se especifican diversas combinaciones de cargas que deben considerarse al diseñar estructuras. Es importante darse cuenta que la

estructura debe diseñarse para tener una resistencia adecuada para resistir la más desfavorable de todas las combinaciones de cargas.

1.  $U = 1.4D$
2.  $U = 1.2D + 1.6L$
3.  $U = 1.2D + 1.0L + 1.6W$
4.  $U = 1.2D + 1.6W$

$U$  = Resistencia requerida para resistir cargas factorizadas o los esfuerzos internos correspondientes

$D$  = Cargas muertas, o esfuerzos internos correspondientes

$L$  = Cargas vivas, o esfuerzos internos provocados por ellas

$W$  = Fuerza sísmica calculada a partir de cargas de servicio

Los factores de carga usados para cargas vivas deben ser lógicamente mayores que los usados para cargas muertas; ya que se puede calcular las magnitudes de las cargas muertas con mayor exactitud que las magnitudes de las cargas vivas (McCormac, 2002).

## **2.20 Diseño de elementos con cargas vivas del reglamento NTC-RCDF-2004**

### **2.20.1 Acciones de diseño**

#### **2.20.1.1 Tipos de acciones, según su duración**

Se considerarán categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta.

- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: las carga vivas (Reglamento NTC-RCDF, 2004).

#### **2.20.1.2 Combinaciones de acciones**

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la tabla que a continuación se presenta, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área (Reglamento NTC-RCDF, 2004).

**Tabla 3. Cargas vivas unitarias**

Tabla de Cargas vivas unitarias del NTC-RCDF-2004, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )				
<u>Destino de piso o cubierta</u>	<u>W</u>	<u>Wa</u>	<u>Wm</u>	<u>Observaciones</u>
a) Habitación (casa habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuela, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	<u>0.7</u> <u>(70)</u>	<u>0.9</u> <u>(90)</u>	<u>1.7</u> <u>(170)</u>	<u>1</u>
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	<u>0.4</u> <u>(40)</u>	<u>1.5</u> <u>(150)</u>	<u>3.5</u> <u>(350)</u>	<u>3 y 4</u>
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	<u>0.15</u> <u>(15)</u>	<u>0.7</u> <u>(70)</u>	<u>1.0</u> <u>(100)</u>	<u>4 y 7</u>
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	<u>0.4</u> <u>(40)</u>	<u>1.0</u> <u>(100)</u>	<u>2.5</u> <u>(250)</u>	<u>10</u>

Fuente: Nomas técnicas complementarias del Distrito Federal del 2004

## 2.21 Control de deflexiones

Es importante revisar que las deflexiones estén dentro de los límites indicados para que la estructura cumpla con el estado límite de servicio establecido. Las deflexiones consideradas de la tabla 3 son para construcciones de concreto (no presforzada).

**Tabla 4.** Deflexiones máximas permisibles calculadas

<b>Tabla Deflexiones máximas permisibles calculadas</b>		
<b>Tipo de elemento</b>	<b>Deflexión considerada</b>	<b>limite de deflexión</b>
Azoteas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión instantánea debida a la carga viva, L	$l/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión instantánea debida a la carga viva, L	$l/360$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o este ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones	La parte de la flexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas sostenidas, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)**	$l/480^{***}$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o este ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones		$l/240^{***}$

\*Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante el cálculo adecuado de las deflexiones, incluyendo las deflexiones adicionales debidas al agua estancada y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas sostenidas, la contra flecha, la tolerancia de construcción y la confiabilidad de las medidas tomadas para el drenado.

Las deflexiones a largo plazo deben determinarse, pero se puede reducir según la cantidad de la flexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determinará basándose en los datos de ingeniería aceptables con relación a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando. En el ACI 318-02 dice que a menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional a largo plazo, resultante de la fluencia y la relajación contracción de elementos en flexión (concreto normal o concreto ligero) se debe determinar multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida considerada, por el factor:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots (2.2)$$

Donde  $\rho'$  será el valor a la mitad del claro para claros simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. El factor  $\xi$  dependiente del tiempo, para cargas sostenidas, puede tomarse igual a:

- 5 años o más.....2.0
- 12 meses.....1.4
- 6 meses.....1.2
- 3 meses.....1.0

\*\*\* Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

\*\*\*\*Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contra flecha, de modo que la deflexión total menos la contra flecha no exceda dicho límite (González Cuevas, 2000).

## 2.22 Protección de concreto para el acero de refuerzo.

Concreto colado en la obra (no presforzado). Se proporcionará el siguiente recubrimiento mínimo del concreto para el refuerzo, pero no será menor al requerido en el ACI 7.7.5 y 7.7.7 en ambientes corrosivos y protección contra el fuego.

- a) Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él deberá ser 7.5cm como mínimo.
  - b) Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima:
    - Varillas del núm. 6 al 8.....5cm.
    - Varillas del núm. 5 y menores.....4cm.
  - c) Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo:
    - Losas, muros, vigas: Recubrimiento mínimo, cm
    - Varillas del núm. 14 y 18.....4 cm
    - Varillas del núm. 11 y menores.....2 cm
- (Reglamento ACI 318, 2002).

### 2.22.1 Protección de concreto en vigas y columnas

- Refuerzo principal, anillos, estribos, espirales.....4cm
- Recubrimiento mínimo, cm  
(Reglamento ACI 318, 2002).



## **2.23 Resistencia de diseño**

### **2.23.1 Factor de reducción de resistencia**

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones a otros elementos y sus secciones transversales, en términos de deflexión, carga axial, cortante y torsión, se tomarán como la resistencia nominal calculada, de conformidad con los requisitos y suposiciones de este reglamento, multiplicada por los factores de reducción de la resistencia  $\Phi$ .

Se permitirá que  $\Phi$  se incremente linealmente desde el valor para secciones controladas por compresión hasta 0.90, en tanto que la deformación unitaria neta de tensión en el acero extremo de tensión a una resistencia nominal, aumenta del límite de deformación unitaria en la que controla la compresión, hasta 0.005.

$\Phi$  Cortante y torsión.....0.75

(Reglamento ACI 318, 2002).

## **2.24 Cálculo del espesor mínimo en vigas y losas en una dirección**

Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para tener una rigidez adecuada a fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o la condición de servicio de la estructura. La tabla 4 proporciona los espesores mínimos para losas y vigas en una dirección.

**Tabla 5.** Espesor mínimo de vigas o de losas en una dirección a menos que se calculen deflexiones.

Espesor mínimo de las vigas no presforzadas o losas en una dirección, a menos que se calculen las deflexiones.				
		Peralte mínimo, h		
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes <u>deflexiones</u>			
Losas macizas en una dirección	l/20	l/24	l/28	l/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	l/16	l/18.5	l/21	l/8

(Reglamento ACI 318, 2002).

**NOTAS:**

- 1) La longitud l del claro en cm.
- 2) Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal ( $W_c = 2\ 300\ \text{Kg/m}^3$ ) y refuerzo grado 42. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:
  - (a) Para concreto ligero estructural de peso unitario dentro del rango 1,500 a 2,000  $\text{Kg/m}^3$ , los valores de la tabla deben multiplicarse por  $(1.65 - 0.0003 W_c)$ , pero no menos de 1.09, donde  $w_c$  es el peso unitario en  $\text{kg/m}^3$ .
  - (b) Para otros valores de  $f_y$  distintos de  $4,200\ \text{kg/cm}^2$ , los valores de esta tabla deben multiplicarse por  $(0.4 + f_y/7000)$  (González Cuevas, 2000).

## 2.25 Losas en dos direcciones.

El reglamento de construcción del ACI 318-02 propone las siguientes ecuaciones para determinar el espesor mínimo y no calcular deflexiones en losas que trabajan en dos direcciones.

Para  $\alpha_m$  mayor que 0.2, pero no mayor que 2.0, el peralte no será menor que:

$$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.12)} \dots\dots\dots (2.3)$$

y no menor de 12 cm.

Para  $\alpha_m$  mayor que 2.0, el peralte no será menor que

$$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots (2.4)$$

y no menor que 9 cm.

El ancho efectivo de la losa usada como patín de las vigas T no debe exceder de 1/4 de la longitud del claro de la viga, y el ancho efectivo del patín que sobresale a cada lado del alma no debe exceder de:

- a) 8 veces el peralte de la losa, y
- b) 1/2 de la distancia libre a la siguiente alma

Para vigas que tengan losa de un solo lado, el ancho efectivo del patín en voladizo no excederá de:

- a) 1/12 de la longitud del claro de la viga
- b) 6 veces el peralte de la losa, y
- c) 1/2 de la distancia libre a la siguiente alma

(Reglamento ACI 318, 2002).

Se analizarán las losas más desfavorables en entrepiso y azotea: donde la relación de rigidez es  $\alpha=2$ , si el borde es rígido y  $\alpha=0$  si el borde es libre.

- Inercia de la trabe

$$I_T = (1/12bh^3 + Ad_1^2) + (1/12bh^3 + Ad_2^2)$$

- Inercia de la losa

$$I_L = 1/12b_f h_L^3$$

- Rigidez a flexión de la sección de una viga con respecto a la trabe y a la losa

$$\alpha = I_T / I_L$$

- Rigidez promedio

$$\alpha_m = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 / 4$$

### 2.25.1 Fórmulas de diseño de losa en dos direcciones

Índice de refuerzo

$$W = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 * 0.59 * Mu / \phi b d^2 f'c}}{2 * 0.59} \dots \dots \dots (2.5)$$

Porcentaje de acero

$$\rho = w * f'c / fy \dots\dots\dots (2.6)$$

Área de acero

$$Ast = \rho * b * d \dots\dots\dots (2.7)$$

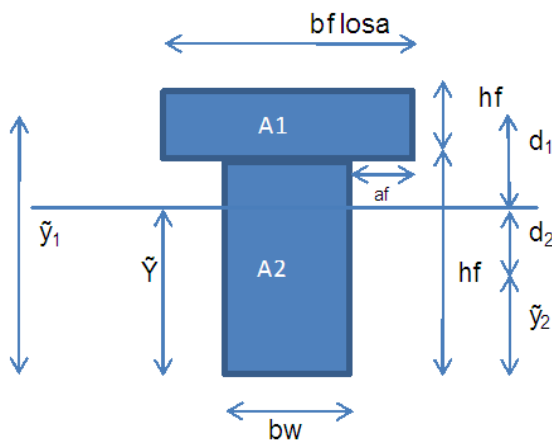
Numero de varillas

$$\#var = As / A\Phi \dots\dots\dots (2.8)$$

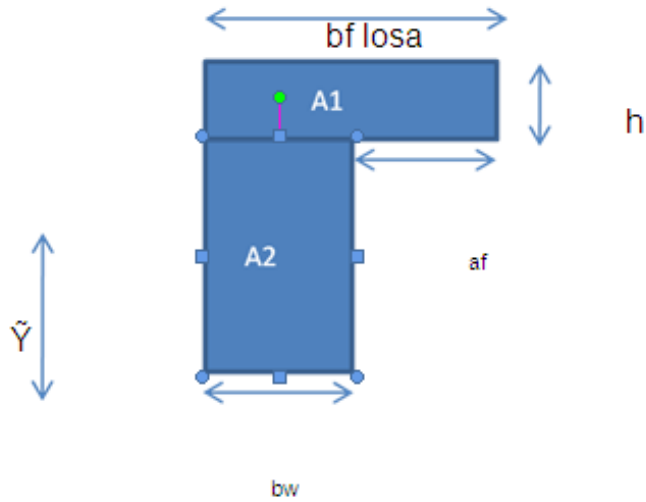
Espaciamiento máximo

$$Smax = 3h \dots\dots\dots (2.9)$$

(Dagoberto López, 2009).



**Figura 6.** Secciones de viga T para identificar la nomenclatura en ecuación de inercia de trabe y losa.



**Figura 7.** Secciones de viga L para identificar la nomenclatura en ecuación de inercia de trabe y losa.

### 2.26 Diseño de vigas rectangulares

Porcentaje de refuerzo, donde el momento último es menor que el momento de agrietamiento, la sección fallará cuando se forme una grieta. El porcentaje de refuerzo mínimo especificado por el reglamento es el siguiente:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \dots\dots\dots (2.10)$$

(Reglamento ACI 318, 2002).

#### 2.26.1 Porcentaje de acero balanceado

Es el porcentaje de acero requerido para un diseño balanceado. Es decir bajo una carga última, teóricamente el concreto fallará (bajo un deformación unitaria de 0.003) y el acero fluirá al mismo tiempo.

El porcentaje de refuerzo balanceado especificado por el reglamento es el siguiente:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \frac{6300}{6300 + f_y} \dots\dots\dots (2.11)$$

(H. Nilson, 1999).

### 2.26.2 Porcentaje de acero máximo

Con el fin de asegurar un comportamiento dúctil, este reglamento (ACI 318-02) limita la cuantía de refuerzo máximo a valores que varían de correspondiente a la condición balanceada,  $\rho_b$ , al 75 % de este valor. El porcentaje de refuerzo máximo especificado por el reglamento es el siguiente:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b \dots\dots\dots (2.12)$$

(H. Nilson , 1999).

### 2.26.3 Fórmula para el cálculo del índice y el porcentaje de refuerzo

$$Mu = \Phi b d^2 f'_c \omega (1 - 0.59\omega) \dots\dots\dots (2.13)$$

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} \dots\dots\dots (2.14)$$

(H. Nilson , 1999).

### 2.26.4 Refuerzo mínimo por flexión

En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, que requiera refuerzo de tensión, el área  $A_s$  proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de:

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \dots\dots\dots (2.15)$$

Pero no menor a  $14.5 \frac{b_w d}{f_y} \dots\dots\dots (2.16)$

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior (Reglamento ACI 318, 2002).

**2.26.5 Resistencia al esfuerzo cortante**

El diseño de secciones transversales sometidas a cortantes debe estar basado en:

$$\Phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2.17)$$

Donde  $V_u$  es la fuerza cortante factorizada en la sección considerada y  $V_n$  es la resistencia nominal al cortante calculado mediante.

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.18)$$

Donde  $V_c$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y  $V_s$  es la resistencia nominal a la cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Reglamento ACI 318, 2002).

**2.26.6 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto**

Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \dots\dots\dots (2.19)$$



La resistencia al cortante  $V_c$  se puede calcular mediante un método más detallado.

Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = (0.50 \sqrt{f'_c} + 175 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \dots \dots \dots (2.20)$$

Pero no mayor que  $0.93 \sqrt{f'_c} b_w d$ . La cantidad  $V_u d / M_u$  no debe tomarse mayor que 1.0 al calcular  $V_c$  por medio de la ecuación anterior, donde  $M_u$  es el momento factorizado que ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección considerada (Reglamento ACI 318, 2002).

### 2.26.7 Refuerzo mínimo por cortante.

Se debe proporcionar un área mínima de acero de refuerzo por cortante en todo elemento de concreto reforzado sujeto a flexión (presforzado y no presforzado) donde la fuerza de cortante factorizada  $V_u$  exceda la mitad de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto,  $\Phi V_c$ . Excepto en:

- a) Losas y zapatas.
- b) Losas nervadas de concreto
- c) Vigas con peralte total no mayor que 25cm, 2.5 veces el espesor del patín, ó  $\frac{1}{2}$  del ancho del alma, lo que sea mayor.

Cuando se requiera refuerzo por cortante, de acuerdo con el párrafo anterior o por análisis y cuando se permita despreciar la torsión, el área mínima de acero de refuerzo para cortante en elementos presforzados y no presforzados se calcularán con:

$$A_v = 0.20 \sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_y} \dots\dots\dots (2.21)$$

Pero no será menor a  $3.5 \frac{b_w s}{f_y}$ , donde  $b_w$  y  $s$  están en centímetros.

(Reglamento ACI 318, 2002).

**2.26.8 Diseño del acero de refuerzo transversal por cortante.**

Cuando se utiliza acero de refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (2.22)$$

Donde  $A_v$  es el área del acero de refuerzo por cortante dentro de una distancia

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \dots\dots\dots (2.23)$$

La resistencia al cortante  $V_s$  no debe considerarse mayor que:

$$2.1 \sqrt{f'c} b_w d \dots\dots\dots (2.24)$$

(Reglamento ACI 318, 2002).

**2.26.9 Espaciamiento del refuerzo transversal**

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $d/2$ .

Cuando  $V_s$  sobrepasa a  $1.1\sqrt{f'c}b_wd$  las separaciones máximas dadas en el párrafo anterior se deben reducir a la mitad.

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a marcos:

1. En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.
2. En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del marco.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5cms de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los estribos cerrados de confinamiento  $s_1$  por especificación sísmica no debe exceder de:

- (a) ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas
- (b) 24 veces el diámetro de las varillas de anillos
- (c) 30cms.
- (d)  $d/4$

(Reglamento ACI 318, 2002).

## 2.27 Diseño de vigas T

En la construcción de vigas T, el patín y el alma se deben construir monolíticamente o de lo contrario, deben estar efectivamente unidos entre sí.

El ancho efectivo de la losa usada como patín de las vigas T no debe exceder de  $\frac{1}{4}$  de la longitud del claro de la viga, y el ancho efectivo del patín que sobresale a cada lado del alma no debe exceder de:

- a) 8 veces el peralte de la losa, y
- b)  $\frac{1}{2}$  de la distancia libre a la siguiente alma

Al diseñar una viga T, por lo común su patín ya se ha seleccionado previamente al diseñar la losa. El tamaño del alma no se selecciona comúnmente con base en los requisitos de momento sino más bien en los de cortante; esto es, se escoge un área lo suficientemente grande como para proporcionar cierta capacidad mínima de cortante.

También es posible que el ancho del alma se seleccione con base en el ancho que se estima necesario para acomodar las barras de refuerzo. Las dimensiones se podrían seleccionar, para simplificar el trabajo de cimbrado o debido a requisitos arquitectónicos, o por consideraciones relativas a las deflexiones.

Los patines de las vigas T son usualmente tan grandes que el eje neutro cae dentro de ellos, por lo que pueden aplicarse las fórmulas de las vigas rectangulares. Si el eje neutro cae en el alma, se usa a menudo un procedimiento de tanteos para el diseño (McCormac, 2002).

### **2.27.1 Diseño de vigas T por momentos negativos.**

Cuando las vigas T resisten momentos negativos, sus patines estarán trabajando a tensión y la parte inferior de sus almas a compresión. En tales casos se usarán las fórmulas de diseño para vigas rectangulares. La sección 10.6.6 del código ACI requiere que parte del acero de flexión en la parte superior de la viga en la región de momento negativo, se distribuya sobre el ancho efectivo del patín o sobre un ancho igual o menor a  $\frac{1}{10}$  del claro de la viga rigiendo el menor de los dos valores.

Si el ancho efectivo es mayor que  $\frac{1}{10}$  del claro, el código requiere que se agregue acero longitudinal en las proporciones exteriores del patín. La intención

del código es minimizar las tensiones de las grietas de flexión que se presentarán en la superficie superior del patín, perpendicular al alma de una viga T sometida a momentos negativos.

Se estableció que si una sección rectangular tiene una cantidad muy pequeña de refuerzo de tensión, su momento resistente de diseño  $\Phi M_n$ , bien puede ser menor que su momento de agrietamiento. Si este es el caso la viga podría fallar sin aviso cuando se presentase la primera grieta. La misma situación es posible en vigas T con muy poco refuerzo de tensión.

Cuando el patín de una viga T está en tensión, la cantidad del acero de refuerzo de tensión necesario para que la resistencia de la sección de concreto reforzado sea igual a la de una sección no reforzada, es aproximadamente el doble del de una sección rectangular o del de una sección T con su patín en compresión. En consecuencia la sección 10.5 .2 del ACI 318-02 establece que la cantidad mínima de refuerzo requerido es igual al menor de los valores que siguen:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \dots\dots\dots (2.25)$$

Con  $b_w$  reemplazado ya sea por  $2b_w$ , o con el ancho del patín, el que sea menor y no menor que  $14.5 b_w d / b_y$  (McCormac, 2002).

## 2.28 Acero de compresión

El acero que se usa ocasionalmente en el lado de compresión de una viga se denomina acero de compresión y a las vigas con acero de tensión y de compresión se les llama vigas doblemente reforzadas. El acero de compresión no es normalmente requerido en secciones diseñadas por el método de resistencia porque el uso de la resistencia total a compresión del concreto disminuye la

necesidad de tal refuerzo, en comparación con los diseños basados en el método de los esfuerzos permisibles.

Para incrementar la capacidad por momento de una viga más que la de una reforzada sólo a tensión con el máximo porcentaje de acero ( $3/4 \rho_b$ ), es necesario introducir otro par resistente en la viga. Esto se logra agregando acero tanto en el lado de compresión como en el de tensión de la viga. El acero de compresión no solo aumenta los momentos resistentes de las secciones de concreto, sino que también incrementa la cantidad de curvatura que un miembro puede absorber antes de fallar por flexión. Esto significa que la ductilidad de tales secciones aumentará apreciablemente. Aunque claro el acero de compresión hace a las vigas tenaces y dúctiles, permitiéndoles resistir grandes momentos y deformaciones.

Las barras de compresión continuas también son útiles para armar y mantener en posición los estribos (amarrando estos a las barras de compresión) durante el colado y vibrado del concreto.

La sección 7.11.1 del código ACI establece que el acero de compresión de las vigas debe estar ceñido por estribos o por una malla de alambre soldada de área equivalente. En la sección 7.10.5.1, el código establece que los estribos deben ser como mínimo de barras #3 para barras del #10 y menores y por lo menos de barras del #4 para barras longitudinales mayores y para barras en racimos (McCormac, 2002).

## **2.29 Columnas**

Una columna de concreto simple no puede soportar mucha carga, pero la capacidad aumenta si se le agregan barras longitudinales. Pueden lograrse considerablemente incrementos en la resistencia de la columna proporcionando restricción lateral a las barras longitudinales. La capacidad de tales miembros

puede aumentar considerablemente si se le proporciona restricción lateral como estribos cerrados ligeramente separados en torno al refuerzo longitudinal.

Los estribos son muy efectivos para incrementar la resistencia de la columna. Ellos impiden que las barras longitudinales se desplacen durante la construcción y resisten su tendencia a pandearse al estar sometidas a cargas de compresión lo cual el pandeo de las barras causa que el recubrimiento exterior de concreto se quiebre. Las columnas con estribos son comúnmente cuadradas o rectangulares, los cual son las más utilizadas debido a la simplicidad con su cimbra (McCormac, 2002).

### **2.29.1 Columnas cortas de concreto reforzado**

Si una columna de concreto reforzado falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columnas corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está hecha. Una columna corta es un miembro robusto con poca flexibilidad (McCormac, 2002).

### **2.29.2 Requisitos del código ACI para columnas coladas en obra**

El código ACI especifica relativamente pocas limitaciones en las dimensiones, el refuerzo, la restricción lateral y otros aspectos de las columnas de concreto.

1. El porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser menor .01 del área transversal total de la columna, se cree que si la cantidad de acero es menor que 1% habrá una gran probabilidad de que ocurra una falla no dúctil repentina como es el caso de columnas de concreto simple, El valor mínimo de .01 de acero disminuye también el flujo plástico y la contracción y proporciona a la columna alguna resistencia a la flexión. Sin embargo, el código del ACI 318-02 (10.8.4) permite el uso de menos del 1% de acero si la columna se ha hecho con un tamaño mayor que el necesario para

soportar las cargas por razones arquitectónicas o de otra índole. En otras palabras una columna puede diseñarse con el 1% de acero longitudinal para soportar la carga factorizada y luego puede añadirse más concreto sin incrementar el refuerzo ni la capacidad calculada de carga. Sin embargo, bajo ninguna circunstancia puede el área de acero ser menor que 0.005 veces el área de concreto realmente suministrado.

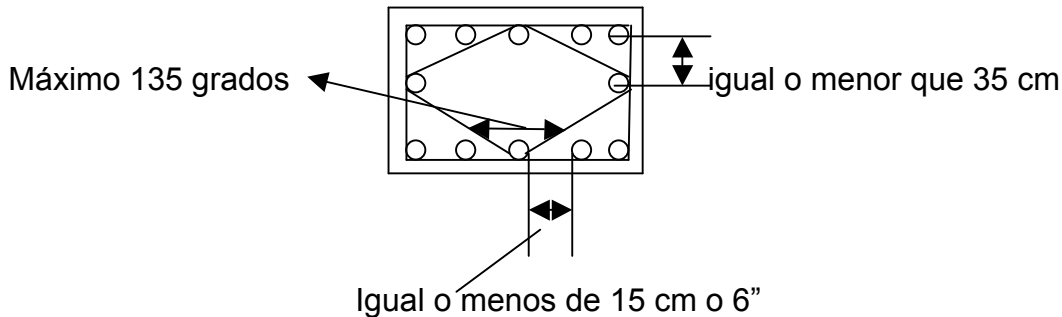
2. El porcentaje máximo de acero no debe ser mayor que 8% veces el área transversal total  $A_g$  de la sección de la columna; si llegara a ser mayor el porcentaje máximo habrá una reducción sustancial en la capacidad de carga de la columna. Usualmente, el porcentaje de refuerzo no debe exceder 4% cuando las barras van a empalmarse por traslape.
3. El acero de refuerzo longitudinal mínimo en elementos sujetos a compresión debe ser de 4 varillas dentro de anillos circulares o rectangulares.
4. El código no proporciona directamente un área transversal mínima, pero para proporcionar el recubrimiento necesario fuera de estribos y para proporcionar la separación entre barras longitudinales de un lado a otro de la columna, es obvio que son necesarios anchos mínimos. Para usar el menor espacio rentable posible, conviene emplear las columnas más pequeñas permitidas para colocarlas o esconderlas en los muros.
5. Cuando se usan columnas con estribos, éstos no deberán ser menores al #3, siempre que las barras longitudinales sean del #10 o menores. El tamaño mínimo es el #4 para barras longitudinales mayores que el #10.

La separación centro a centro de los estribos no excederá:

- a) 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.
- b) 48 veces el diámetro de los estribos.
- c) La menor dimensión lateral de la columna.



Los anillos se deben disponer de tal forma que cada varilla de esquina y varilla alternada longitudinal tenga apoyo lateral proporcionado por el dobles de un anillo con un ángulo comprendido no mayor de 135°, y ninguna varilla debe estar separada a no más de 15cm libres en cada lado a lo largo del anillo.



**Figura 8.** Detalle de longitud de espaciamiento y dobles en varillas

Los estribos no deben colocarse a más de medio espaciamiento arriba de la parte superior de una zapata o losa y a más de medio espaciamiento debajo de la barra de refuerzo inferior en una losa o en un panel de plataforma, cuando se conectan vigas a una columna desde 4 direcciones, el último estribo en la columna puede estar debajo del refuerzo inferior de cualquiera de las vigas conectadas (McCormac, 2002).

### 2.29.3 Requisitos de seguridad de una columna

Los valores de  $\Phi$  especificados en la sección 9.3.2 del código ACI para la resistencia de diseño para usarse en columnas son bastante menores que los estipulados para la flexión y el cortante (0.9 y 0.85, respectivamente). Se especifica un valor de 0.7 para las columnas con estribos (McCormac, 2002).

### 2.29.4 Flexión y carga axial

Considerando la flexión y la carga axial,  $P$ , y el momento flexionante,  $M$ , varían independientemente.

El estado de deformaciones unitarias se fija de tal manera que la deformación en la fibra extrema en compresión es igual a la deformación máxima útil del concreto (0.003) según el reglamento ACI, y la deformación en el acero de tensión más alejado del eje neutro es igual a la deformación de fluencia (0.0021 para acero de 4200 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo de fluencia). A partir del diagrama de deformaciones unitarias se calculan las deformaciones unitarias  $\epsilon_s$ , en todos los lechos de refuerzo; después se calculan los esfuerzos en el acero, que son igual al esfuerzo de fluencia cuando la deformación unitaria es mayor que la de fluencia (González Cuevas 2007).

### 2.29.5 Fórmula de Bresler

Bresler ha desarrollado una expresión sumamente simple para calcular los valores máximos de la carga de compresión que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  en secciones rectangulares con refuerzo simétrico.

La expresión que propone Bresler es:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o} \dots\dots\dots (2.26)$$

Donde

$P_n$ = Carga normal máxima que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

$P_x$ = Carga normal máxima a una excentricidad  $e_x$  contenida en un plano de simetría ( $e_y=0$ );

$P_y$ = Carga normal máxima a una excentricidad  $e_y$  contenida en un plano de simetría normal al interior ( $e_x=0$ ), y

$P_o$ = Carga axial máxima que puede resistir el elemento ( $e_x = e_y = 0$ ).

Donde

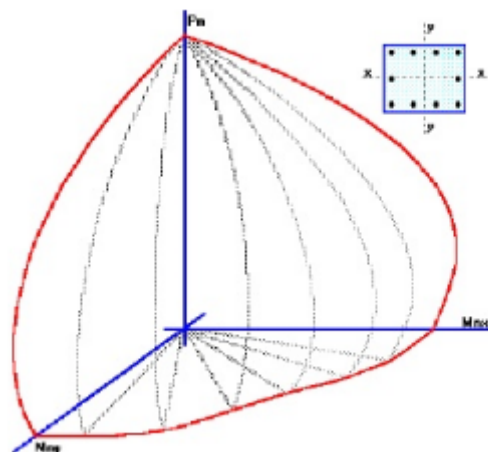
$$e_x = M_x / P \dots\dots\dots (2.27)$$

$$e_y = M_y / P \dots\dots\dots (2.28)$$

Donde la ecuación anterior reduce el problema a una combinación de soluciones más simples: dos de flexo compresión en un plano de simetría y una de compresión axial.

Para elementos simétricos, con una carga normal que actúe en un punto cualquiera del plano de la sección del elemento, el lugar geométrico de los valores máximos de carga axial que el elemento es capaz de resistir es una superficie de interacción, cuyas trazas con los planos X y Y serán los diagramas de interacción para flexión en una dirección.

La expresión propuesta por Bresler representa una familia de planos que aproximan los puntos de la superficie de interacción. Esta expresión es válida para valores de  $P_n$  mayores que  $0.1 P_o$ , aproximadamente. La ecuación 2.26 verifica los resultados de los ensayos disponibles dentro de un veinte por ciento de aproximación (González, 2007).



**Figura 9.** Superficie de interacción

Ahora bien, si dividimos la ecuación 2.26 por  $F_R b h^2 f'_c$  y recordando que:

$$K = \frac{P_R}{F_R b h f^m c} \dots\dots\dots( 2.29)$$

se obtiene  $\left( \frac{1}{K_R} = \frac{1}{K_{Rx}} + \frac{1}{K_{Ry}} - \frac{1}{K_{Ro}} \right) \dots\dots\dots(2.30)$

Donde:

$$K_{Ro} = 1+q \dots\dots\dots (2.31)$$

Las ecuaciones 2.39 y 2.30 son validas solo si  $\frac{P_R}{P_{Ro}} \geq 1$

En caso contrario debe emplearse la siguiente expresi3n:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} = 0 \dots\dots\dots (2.32)$$

Donde:

- $M_{ux}$  = es el momento de dise1o alrededor del eje x.
- $M_{uy}$  = es el momento de dise1o alrededor del eje y.
- $M_{Rx}$  = es el momento resistente de dise1o alrededor del eje x.
- $M_{Ry}$  = es el momento resistente de dise1o alrededor del eje y.

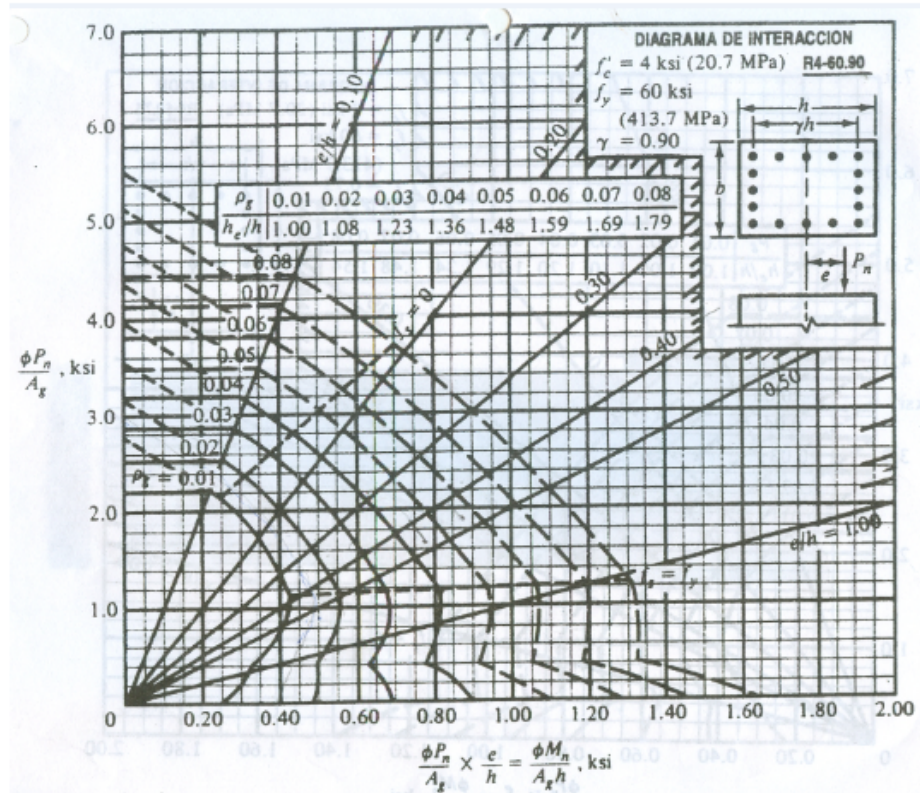


Figura 10. Diagramas de interacción para el diseño de columnas

### 2.29.6 Dimensionamiento y diseño de columnas biaxiales

Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas factorizadas de todos los entrepisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas factorizadas en un solo claro adyacente al entrepiso o azotea que se está considerando. También se debe tomar en cuenta la condición de carga que proporcione la máxima relación de momentos a carga axial.

La resistencia de diseño para carga axial  $\Phi P_n$  de elementos en compresión no debe tomarse mayor que:

Para elementos no presforzados con estribos:

$$\Phi P_{n(\text{máx})} = 0.80\Phi[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \dots\dots\dots (2.33)$$

Lo cual la carga máxima expresa que es la suma de las contribuciones del concreto y del acero.

## 2.29.7 Cortante en estribos de columnas en base al ACI 318-02

### 2.29.7.1 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

La resistencia al cortante del concreto  $V_c$  según ACI para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = (0.53 \frac{Nu}{2000A_g} + 1) \sqrt{f'c} b_w d \dots \dots \dots (2.34)$$

Donde

$N_u$ = fuerza axial

$A_g$ = área total de la sección.

$f'c$ = resistencia del concreto

$f_y$ = esfuerzo de fluencia del acero

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que

$$V_c = 0.93 \sqrt{f'c} b_w d \sqrt{\frac{1 + N_u}{35A_g}} \dots \dots \dots (2.35)$$

La cantidad  $N_u/A_g$  debe expresarse en  $kg/cm^2$ . Cuando  $M_m$  es negativo,  $V_c$  se debe calcular por medio de la ecuación 2.26.

Resistencia nominal al cortante suministrada por el acero

$$\Phi V_s = \Phi V_u - \Phi V_c \dots \dots \dots (2.36)$$

### 2.29.7.2 Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo transversal

Cuando la fuerza cortante factorizada  $V_u$  exceda la resistencia al cortante  $\Phi V_c$ , el refuerzo por cortante se debe proporcionar de acuerdo con las 2.37 y 2.38, donde la resistencia al cortante  $V_s$  debe calcularse con la siguiente ecuación:

Cuando se utiliza acero de refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (2.37)$$

Donde  $A_v$  es el área de refuerzo para cortante dentro de una distancia  $s$ .

Donde  $s$  es la separación mínima por efectos sísmicos

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \dots\dots\dots (2.38)$$

La resistencia al cortante  $V_s$  no debe considerarse mayor que:

$$2.1 \sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (2.39)$$

### 2.29.7.3 Separación del refuerzo transversal

El refuerzo transversal según el ACI 318-02 debe espaciarse a distancias que no excedan de:

- (a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- (b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal.
- (c)  $S_x$ , será definido por medio la siguiente ecuación:

$$S_x = 10 + \frac{35 - hx}{3} \dots\dots\dots (2.40)$$

El valor de  $S_x$  no debe ser mayor a 15 centímetros y no menor a 10 centímetros.

Dentro del peralte del elemento de marco de menor peralte, se debe disponer refuerzo transversal igual por lo menos a la mitad de la cantidad requerida, cuando los elementos forman marco dentro de los cuatro lados de la junta y cuando el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna. En estos sitios, se permite incrementar a 15 cm la separación requerida en el refuerzo transversal por especificación en la ecuación 2.40, en donde  $hx$  es con respecto a las dimensiones de la columna (Reglamento ACI 318,2002).

### **2.30 Cimentación**

Es la parte de una estructura cuyo propósito es transmitir las cargas del edificio al suelo, sin deformaciones excesivas y sin que se produzca una falla o colapso, en condiciones que deben mantenerse con el suelo.

La cimentación es muy importante, ya que si ésta presenta algo inadecuado será origen de las patologías más comunes que intervienen directamente en la economía y además podría incidir fuertemente en el diseño. El comportamiento de la interface edificio-terreno es decisivo para el éxito.

#### **2.30.1 Factores que determinan el tipo de cimentación**

En general los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en tres clases principales:



- 1) Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen, etc.
- 2) Los relativos al suelo, que se refiere a sus propiedades mecánicas especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
- 3) Los factores económicos que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

### **2.30.2 Clasificación de las cimentaciones poco profundas**

Los tipos más frecuentes de cimentaciones poco profundas son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación (Juárez, 2010).

#### **2.30.2.1 Zapatas**

Las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas y muros para transmitir sus cargas al suelo subyacente. El concreto reforzado es un material muy adecuado para las zapatas y se usa así en edificios de concreto reforzado (McCormac, 2002).

#### **2.30.2.2 Zapatas corridas**

La zapata corrida es simplemente una ampliación de la parte inferior de un muro, cuya finalidad es distribuir adecuadamente la carga sobre el suelo de la cimentación. Las zapatas corridas se usan normalmente en el perímetro de un edificio y a veces bajo los muros interiores (McCormac, 2002).

#### **2.30.2.3 Zapatas aisladas**

Se usa para soportar la carga de una sola columna. Éstas son las zapatas más comúnmente usadas, particularmente cuando las cargas son relativamente ligeras y las columnas no están muy cercanas entre sí.

Las zapatas aisladas generalmente proporcionan la solución más económica para la cimentación de columnas. Tales zapatas son comúnmente cuadradas en la planta pero también pueden ser rectangulares circulares u octagonales. Las zapatas rectangulares se usan cuando el espacio disponible o las secciones transversales de las columnas son marcadamente rectangulares.

También las zapatas aisladas pueden ser rectangulares en la planta si la columna tiene una muy pronunciada forma rectangular o si el espacio disponible para la zapata obliga al proyectista a usar una forma rectangular. Si es factible una zapata cuadrada es factible una rectangular ya que requerirá menos material y será más fácil construirla. Después de que se ha calculado el área requerida y se han seleccionado las dimensiones laterales, los peraltes requeridos por cortante en un sentido o de viga y por cortante de penetración se determinan con los métodos usuales. El cortante de viga suele controlar el peralte de las zapatas rectangulares, mientras que el cortante por penetración suele controlar el de las zapatas cuadradas (McCormac, 2002).

### **2.30.3 Carga admisible**

La capacidad de carga admisible es un caso dado que será siempre menor que la de la falla y deberá estar suficientemente lejos de ésta como para dar los márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos, a la magnitud de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y los problemas y desviaciones de la construcción.

### **2.30.4 Capacidad de carga última neta**

Se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que lo rodea en el nivel de la cimentación.

### 2.30.5 Cimentaciones cargadas excéntricamente

En varias situaciones, como en la base de un muro de retención, las cimentaciones son sometidas a momentos además de la carga vertical.

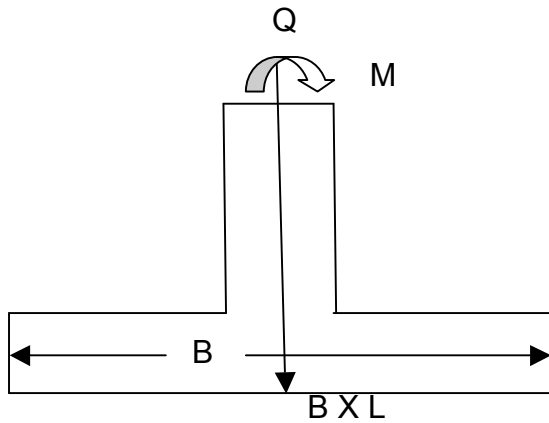


Figura 11. Zapata de losa simple

Para  $e < B/6$

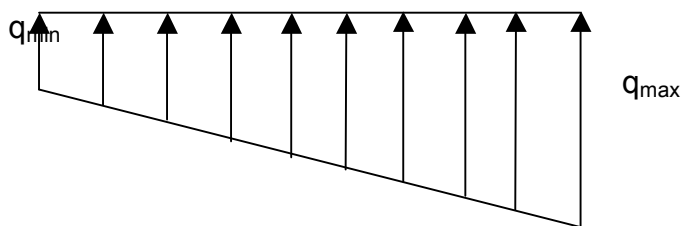


Figura 12. Esfuerzo del suelo en zapata aislada

Para  $e > B/6$

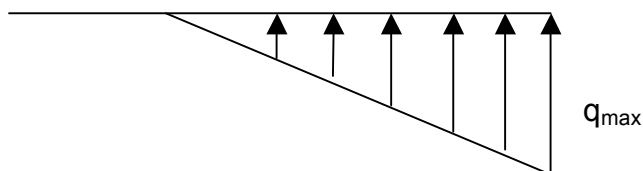


Figura 13. Esfuerzo del suelo en zapata aislada

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

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

La distancia e, es la excentricidad

$$e = \frac{M}{Q}$$

Donde Q es la fuerza axial aplicada en la columna.

## **III. MÉTODO**

### **3.1. Necesidad social**

Son los requerimientos establecidos por el cliente y que éste emite en un lenguaje vago o impreciso.

### **3.2. Planteamiento del problema**

Precisar las necesidad del cliente en términos técnico y precisos, definir el problema, definir los alcances, establecer las restricciones (dimensión del terreno, orientación, estratigrafía, condiciones de funcionalidad, materiales, mano de obra, equipo disponible y seguridad).

### **3.3. Estructuración**

Se define la forma general del edificio, el tipo es:

- Sistema de cimentación
- Sistema de entrepiso
- Sistema de piso
- Los materiales que conforman los elementos estructurales
- La forma general de los elementos y sus conexiones A, B, C

### **3.4. Idealización**

Consiste en definir el modelo estructural bajo el cual se realizara el análisis estructural:

- Idealización geométrica
- Idealización mecánica
- Idealización de las condiciones de frontera (apoyos)
- Idealización de cargas

### **3.5. Predimensionamiento**

Es la estimación preliminar de las dimensiones de cada elemento estructural, lo que nos permite evaluar las cargas y arrancar el proceso de diseño.

El criterio para definir las dimensiones preliminares son que los elementos en condiciones de servicio no experimenten deflexiones grandes, superiores a las permisibles:

$$d = \frac{f(KwL^4)}{EI}$$

### **3.6. Evaluación de cargas**

En esta fase se identifican todos los tipos de cargas que van actuar sobre la estructura durante su vida útil y se determinan sus magnitudes:

- Carga muerta
- Carga viva
- Empujes
- Cambio de temperatura
- Asentamientos diferenciales
- Explosiones
- Cargas de Sismo Estático bajo enfoque tradicional
- Cargas de Sismo Estático considerando la interacción suelo - estructura

Las Normas Técnicas complementarias del Distrito Federal clasifican las cargas como permanentes, variables y accidentales. Como cargas permanentes están las muertas, variables son las vivas, además también probablemente puede estar sujeto a carga accidental (sismo).

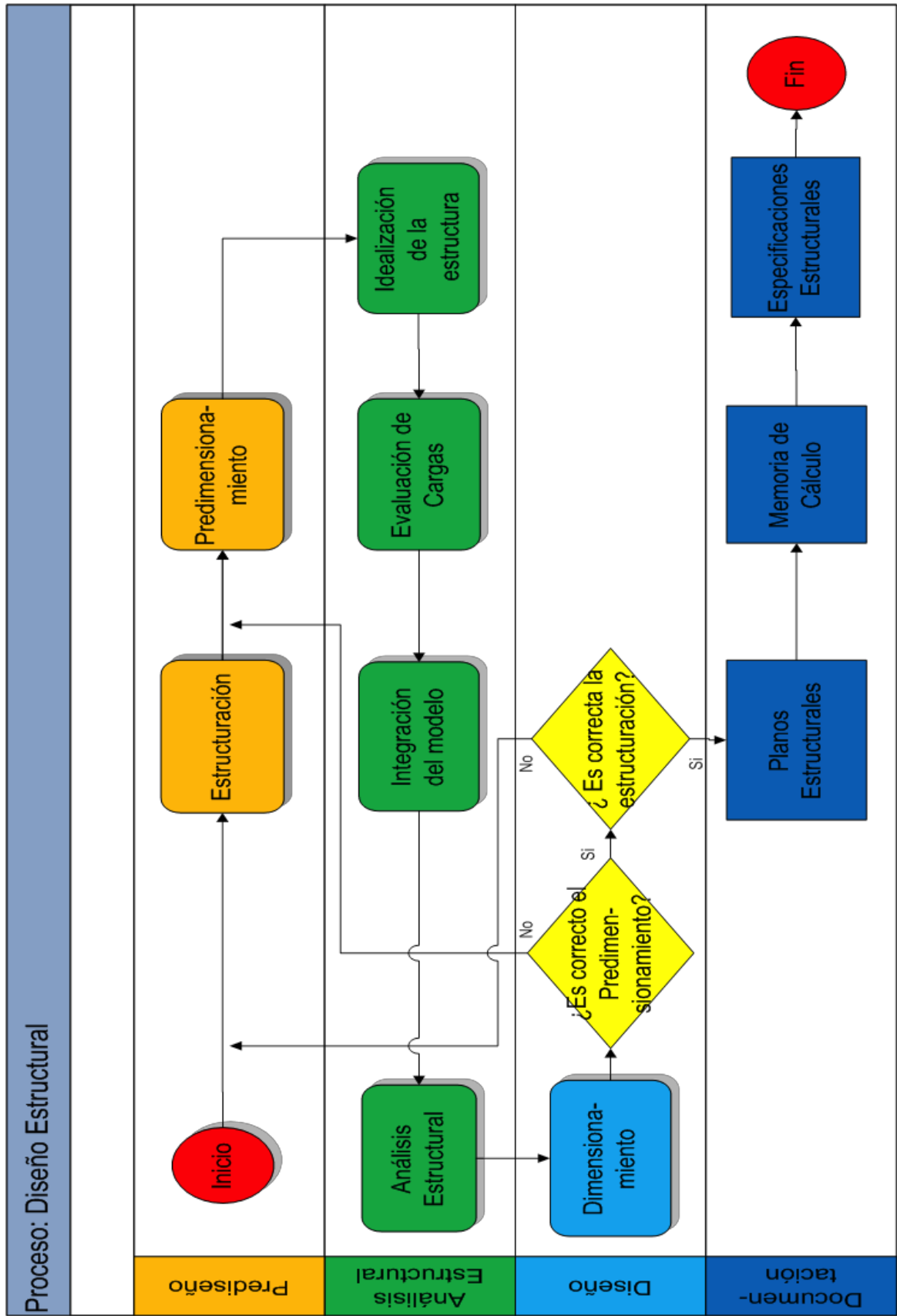


Figura 14. Proceso de diseño estructural.



### 3.7 Diseño sísmico método estático

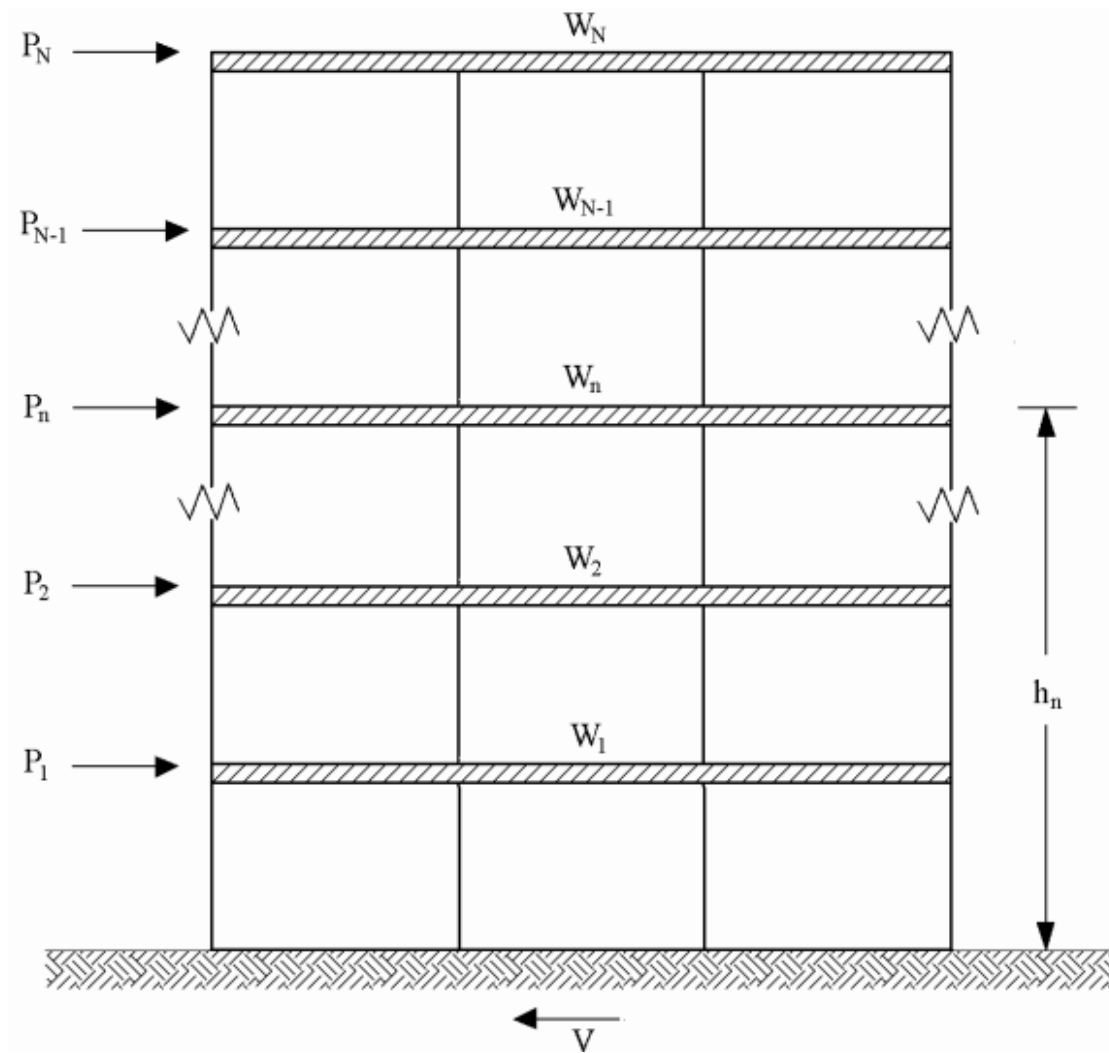
El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno rocoso, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente.

El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
- 2) Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de éstos.
- 3) Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

- Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar  $T_e$

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas, como se ilustra en la figura 15:



**Figura 15.** Fuerzas sísmicas en un edificio

Para determinar el periodo del terreno, que está idealizado con una estratigrafía en que existen estratos de alta velocidad intercalados con estratos de baja velocidad, se hace uso de la ecuación:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left( \sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left( \sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)}$$

donde

- $\gamma_n$  es el peso volumétrico del n-ésimo estrato  
 $G_n$  es el módulo de rigidez en cortante del n-ésimo estrato, igual a  $\gamma_n v_s^2/g$   
 $h_n$  es el espesor del n-ésimo estrato  
 $N$  es el número de estratos

con

$$w_0 = 0 \quad \text{en la roca basal}$$

$$w_N = 1 \quad \text{en el estrato superficial}$$

y

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}} \quad \text{en los estratos intermedios}$$

La velocidad efectiva del depósito se determina con:

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s}$$

Así el contraste de impedancia mecánica se determina como:

$$g_s v_s / g_o v_o$$

### 3.7.1 Aceleración máxima de terreno rocoso $a^r_o$

La aceleración máxima en terreno rocoso es el parámetro con que se inicia la construcción del espectro de diseño a partir del peligro sísmico en el sitio, sea rocoso o terreno deformable. Para determinarla se hará uso del programa de cómputo denominado PRODISIS.

### 3.7.2 Factores de Terreno Rocoso

Los factores de terreno rocoso son la aceleración máxima del terreno en roca, que depende de las coordenadas geográficas, y el factor de distancia  $F_d$ , que es

una medida de la distancia relativa a las fuentes generadoras de temblores en función de la intensidad sísmica.

\* Factor De Distancia  $F_d$ , se determina como sigue:

$$F_d = \frac{a_{or}}{a_{ref}} \quad ; \quad F_d < 1$$

donde

$a_{or}$  es la aceleración máxima en terreno rocoso del sitio de interés, en  $\text{cm/s}^2$   
 $a_{ref}$  es una aceleración de referencia igual a  $400 \text{ cm/s}^2$

### 3.7.3 Factores de comportamiento lineal del suelo

Los factores de comportamiento lineal del suelo son el factor de sitio  $F_s$  y el factor de respuesta  $F_r$ . Para determinarlos debe contarse con los factores de terreno rocoso, así como con el periodo dominante del depósito de suelo  $T_s$  y el contraste de impedancias  $p_s$ .

➤ Factor de sitio  $F_s$  :

El factor de sitio  $F_s$ , es la relación que existe entre la aceleración máxima del suelo  $a_0$  y la aceleración máxima en terreno rocoso, suponiendo que el comportamiento de los materiales es elástico lineal.

Para determinar este factor se hará una interpolación lineal con los valores de la tabla 6, partiendo de los valores de  $f_{sd}$  y  $p_s$ , donde  $f_{sd} = T_s(F_d)^{1/2}$  es una función del periodo dominante del sitio y del factor de distancia, mientras que  $p_s = v_s/v_0$  es el contraste de impedancias mecánicas entre el suelo y la roca, aceptando que  $\gamma_s = \gamma_0$ . Si se conocen los valores de  $\gamma_0$  y  $\gamma_s$ , entonces el contraste de impedancias se determinará como  $p_s = \gamma_s v_s / \gamma_0 v_0$ . En particular,  $\gamma_s$  se determinará como el promedio de los pesos volumétricos de los estratos pesados por el espesor de cada uno de ellos.

**Tabla 6.** Factores de sitio  $F_s$ .

$f_{sd}$ $p_s$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.08	1.23	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00
0.250	1.00	1.18	1.98	1.60	1.40	1.12	1.00	1.00
0.125	1.00	1.20	2.64	2.01	1.69	1.32	1.00	1.00
0.000	1.00	1.22	4.51	3.17	2.38	1.75	1.19	1.00

### 3.7.4 Factor de respuesta $F_r$

El factor de respuesta,  $F_r$ , es la relación entre la aceleración máxima espectral,  $c$  (la respuesta máxima del conjunto de osciladores de igual amortiguamiento), y la aceleración máxima del suelo  $a_0$  calculada, es decir:

$$F_s = \frac{c}{a_0}$$

Para determinar este parámetro se hará una interpolación lineal con los valores de la tabla 1.3, partiendo de los valores del periodo dominante del sitio,  $T_s$ , y del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s = v_s / v_0$  si se acepta que  $\gamma_s = \gamma_0$ , ó  $p_s = \gamma_s v_s / \gamma_0 v_0$  si se conocen los valores de  $\gamma_0$  y  $\gamma_s$ .

**Tabla 7.** Factores de respuesta  $F_r$ .

$T_s$ $p_s$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
1.000	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
0.625	2.5	3.80	3.74	3.57	3.26	2.81	2.56	2.51
0.250	2.5	4.36	4.41	4.27	3.45	2.85	2.59	2.53
0.125	2.5	4.74	4.91	4.90	3.70	3.06	2.75	2.65
0.000	2.5	5.27	5.66	6.02	4.81	4.05	3.58	3.40

### 3.7.5 Factor de comportamiento no lineal del suelo

Los efectos de la no linealidad de los materiales del suelo en la respuesta dinámica se pueden reconocer como una reducción en la velocidad efectiva de propagación de ondas en el manto de suelo, idealizado homogéneo, y por un aumento en el amortiguamiento. Con el propósito de incorporar estos efectos en los espectros de diseño, se hará una reducción de las ordenadas del espectro que reflejen los aumentos en el amortiguamiento y se ajustará el valor del periodo dominante del sitio  $T_s$ , sólo para determinar el ancho de la meseta espectral. El periodo lineal  $T_s$  estará exento de modificaciones para determinar los factores de sitio,  $F_s$ , de respuesta,  $F_r$ , de no linealidad,  $F_{nl}$  y de velocidad,  $F_v$ .

### 3.7.6 Factor de no linealidad $F_{nl}$

El factor de no linealidad,  $F_{nl}$ , es el parámetro con que se reducen las ordenadas del espectro de diseño debido al aumento del amortiguamiento por efectos de la no linealidad. Para determinar este parámetro se requiere del periodo dominante del sitio,  $T_s$ , del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s$ , y del factor de distancia,  $F_d$

**Tabla 8.** Factores  $F'_{nl}$  para la determinación de,  $F_{nl}$ , para suelos arcillosos

$F_d \backslash p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.98	0.95	0.91	0.87	0.85	0.79	0.75
0.625	1.00	0.97	0.94	0.93	0.90	0.88	0.81	0.79
0.250	1.00	0.96	0.93	0.91	0.87	0.85	0.77	0.74
0.125	1.00	0.93	0.85	0.76	0.70	0.67	0.61	0.56
0.000	1.00	0.82	0.63	0.46	0.36	0.32	0.31	0.28

### 3.7.7 Factor de velocidad $F_v$

El factor de velocidad,  $F_v$ , es el parámetro con que se reduce la velocidad efectiva del manto de suelo,  $v_s$ , llamada velocidad equivalente,  $sv'$ . Para determinar el parámetro,  $F_v$ , se requiere del periodo dominante del sitio,  $T_s$ , del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s$ , y del factor de distancia,  $F_d$ , de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_v = \begin{cases} 1 - (1 - F'_v) \frac{T_s}{T_{ref}} & \text{si } T_s \leq T_{ref} \\ F'_v & \text{si } T_s > T_{ref} \end{cases}$$

**Tabla 9.** Factores  $F'_v$  para la determinación de  $F_v$  para suelos granulares

$F_d$ $p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.95
0.625	1.00	0.98	0.97	0.93	0.90	0.89	0.89	0.89
0.250	1.00	0.97	0.93	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79
0.125	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78
0.000	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78

**Tabla 10.** Factores  $F'_v$  para la determinación de  $F_v$  para suelos arcillosos

$F_d$ $p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.250	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.93	0.93
0.125	1.00	0.98	0.95	0.90	0.86	0.84	0.84	0.84
0.000	1.00	0.95	0.88	0.77	0.69	0.67	0.66	0.66

$F'$  se determinará mediante una interpolación lineal con los valores de la tabla 9 para suelos granulares y de la tabla 10 para suelos arcillosos, partiendo de los valores del factor de distancia,  $F_d$ , y del contraste de impedancias mecánicas,  $\rho_s$ .

La velocidad equivalente,  $v_s'$ , se determinará como:  $v_s' = F_v v_s$  Con la velocidad equivalente,  $v_s'$ , se calculará el periodo dominante del sitio  $T_s$ , llamado periodo equivalente,  $sT'$ , y con éste se determinará el ancho de la meseta espectral.

### 3.7.8 Aceleración máxima del terreno $a_0$

Para determinar la aceleración máxima del terreno,  $a_0$ , se hará uso de los factores de sitio y no linealidad, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$a_0 = \frac{F_s F_{nl} a_0^r}{981.0}; \quad \text{con } F_s F_{nl} \geq 1.0$$

### 3.7.9 Ordenada espectral máxima o coeficiente de diseño $c$

El coeficiente de diseño  $c$  se determinará haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$C = F_r a_0$$

### 3.7.10 Periodos característicos del espectro $T_a$ y $T_b$

Los periodos característicos del espectro se determinarán de acuerdo con las ecuaciones:



$$T_a = 0.35 T'_s \quad T_a \geq 0.1 \text{ s}$$

$$T_b = 1.20 T'_s \quad T_b \geq 0.6 \text{ s}$$

donde

$T'_s$  es el periodo equivalente, calculado con las ecuaciones 1.1 y 1.11, es decir,

$$T'_s = \frac{4H_s}{v'_s} = \frac{4H_s}{F_v v_s} = \frac{T_s}{F_v}$$

### 3.7.11 Condiciones de regularidad

Para que un edificio sea considerado regular, debe cumplir las 11 condiciones:

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Los elementos resistentes en cada nivel son simétricos en ambas direcciones, y el centro de masa presenta una pequeña excentricidad (ver punto 11).

2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base es:

$$\frac{H}{b_{X1}} = \frac{9.0}{12.0} = 0.75 < 2.5$$

3. La relación entre largo y ancho de la base es:

$$\frac{b_{Y1}}{b_{X1}} = \frac{16.0}{12.0} = 1.33 < 2.5$$

4. En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta.

5. Se acepta que en cada nivel se tiene un sistema de piso rígido y resistente.

6. Se acepta que no se tienen aberturas en los sistemas piso con grandes dimensiones, ni ocasionan asimetrías significativas, ni difieren en posición de un piso a otro.
7. El peso de cada nivel nunca excede el del nivel inmediato inferior.
8. Las áreas de todos los niveles son iguales.
9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en las dos direcciones.
10. Inicialmente se acepta que la rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. Esto se comprueba más adelante, con respecto a la rigidez y la resistencia dependerá del diseño.
11. En todos los entrepisos, la excentricidad torsional es menor del 10% de su dimensión.

En consecuencia, la estructura puede considerarse regular.

### 3.7.12 Obtenciones de fuerzas sísmicas sin considerar el período natural de la estructura

Cuando se desconoce el período natural de la estructura, las fuerzas sísmicas se pueden evaluar con la ecuación:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c\beta}{Q'R\rho}$$

- Las fuerzas sísmicas y cortantes por cada nivel obtenidas de esta manera se resumen en la tabla.

**Tabla 11.** Fuerzas sísmicas y cortantes por cada nivel

NIVEL	Wn(Ton)	hn(Ton)	Wnhn(Ton-m)	Pn(Ton)	Vn(Ton)
Suma					

### **3.8 Análisis estructural**

Consiste en determinar la respuesta de la estructura ante los diferentes estados de carga.

### **3.9 Dimensionamiento**

Consiste en determinar las:

- Dimensiones definitivas de los elementos
- Resistencia requerida en los materiales
- Armados de los elementos (cantidad y colocación)

### **3.10 Documentación del proyecto**

- Planos estructurales (Plantas, elevaciones, cortes, detalles)
- Especificaciones estructurales
- Memoria de cálculo

## **IV. RESULTADOS**

### **4.1 Necesidad Social.**

Se requiere diseñar un edificio de 3 niveles de concreto para alojar oficinas y/o consultorios médicos. Se ubica en un terreno de 23mx22m.

### **4.2 Planteamiento del problema.**

Se requiere realizar el diseño estructural de un edificio de concreto reforzado, cuyas características se describen enseguida.

1. El edificio tiene tres niveles se destinará a oficinas y/o consultorios.
2. El terreno disponible para la construcción del edificio es 23x22 m.
3. El nivel de desplante de la cimentación respecto al nivel de terreno natural viene dado por la altura 2.00 m, mientras que la altura libre del piso terminado al primer nivel es 3.00 m, y en los entrepisos subsecuentes es 3.00 m.
4. La estratigrafía del terreno de cimentación corresponde a una capa superficial de 2.00 m de arcilla expansiva, con una capacidad de carga admisible de 8 Ton/m<sup>2</sup>, abajo de la cual se encuentra un estrato de arcilla arenosa, con una capacidad de carga admisible de 12 Ton/m<sup>2</sup>.

5. El arquitecto propone una estructuración de los sistemas de piso por medio de losas nervadas apoyadas directamente sobre columnas.
6. Las columnas deberán ser rectangulares o cuadradas según sea más adecuado para optimizar el diseño.
7. Las escaleras tiene un ancho mínimo de 1.50 m, mientras que la huella de los escalones debe estar entre 28 y 30 cm, (recomendable 30 cm), mientras que el peralte de los mismos debe oscilar entre 14 y 17 cm (recomendable 15 cm).

### **4.3 Objetivos**

- Determinar las características estructurales de cada uno de los elementos que conforman el edificio y plasmarlos en su plano estructural correspondiente.
- Definir las especificaciones estructurales que aplican al proyecto en cuestión.

### **4.4 Restricciones**

El sistema de losas deberá ser a base de losas nervadas.

No se permite el resalte de traveses por abajo del sistema de losas.

El edificio tiene que ser de concreto.

La cimentación deberá ser superficial y de acuerdo a las condiciones del terreno.

### **4.5 Recolección de datos preliminares**

La estratigrafía del terreno de cimentación corresponde a una capa superficial de 2.00 m de arcilla expansiva, con una capacidad de carga admisible de 8 Ton/m<sup>2</sup>, abajo de la cual se encuentra un estrato de arcilla arenosa, con una capacidad de carga admisible de 12 Ton/m<sup>2</sup>.

El terreno disponible para la construcción del edificio es 23x22 m

## 4.6 Estructuración

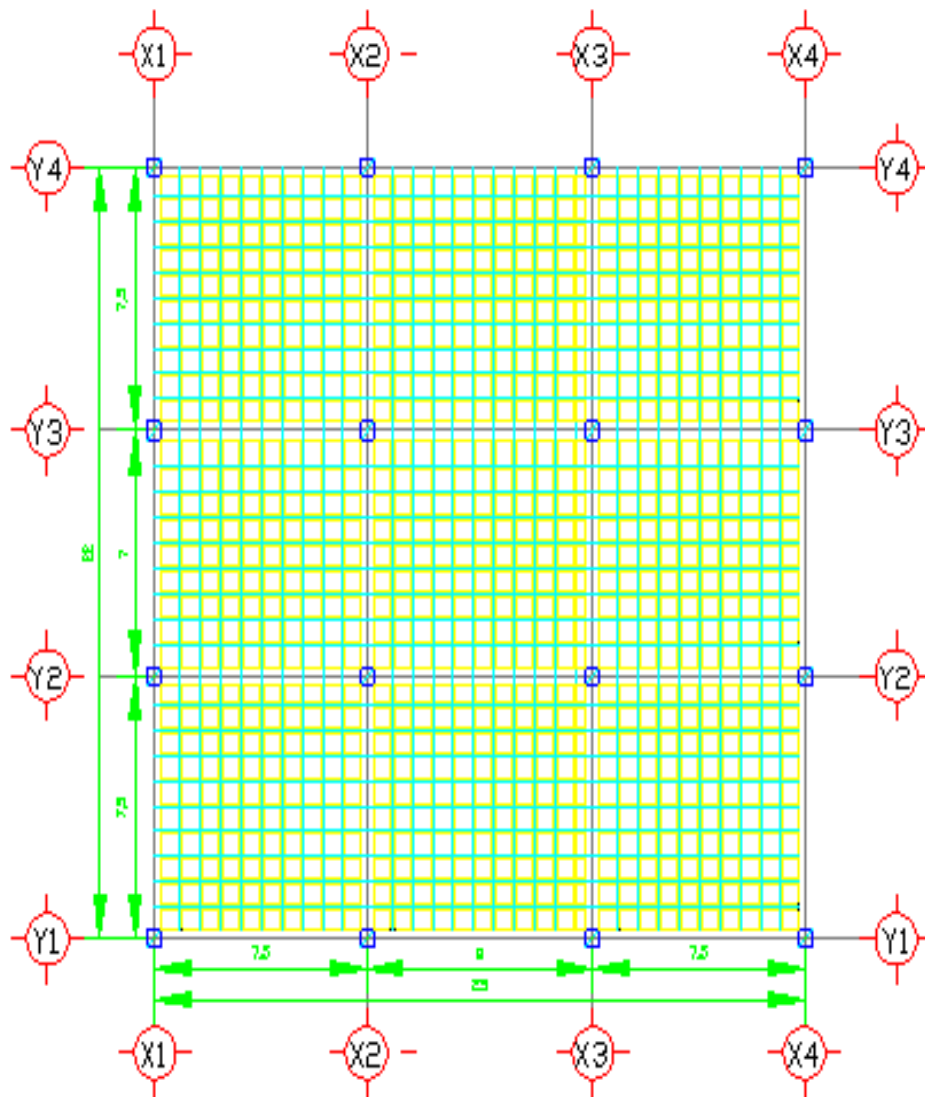
El edificio tiene la siguiente estructuración:

Cimentación. Consta de zapatas aisladas de concreto rigidizadas por medio de contratraves. Las dimensiones propuestas de las zapatas son adecuadas para bajar las cargas del edificio y evitar asentamientos inadmisibles. Las contratraves tienen las dimensiones que evitan que el edificio presente distorsiones grandes y evitan el agrietamiento en los muros.

Columnas. Las columnas son cuadradas de concreto estructural y permiten bajar las cargas de los diferentes niveles hasta la cimentación.

Sistema de losa. Las losas son planas y nervadas, aligeradas con casetón de poliestireno de 60x60x35 cms. Las nervaduras angostas tienen un ancho de 12 cms, mientras que las nervaduras anchas alineadas con el eje de columnas tiene el mismo ancho de las mismas.

Muros. Se consideran muros de tabique en el perímetro del edificio mientras en los ejes centrales se consideran muros divisorios de tabla roca.



**Figura 16.** Edificio en planta

#### **4.7 Predimensionamiento.**

En esta sección se definen las dimensiones preliminares de cada uno de los elementos estructurales, para que estos no presenten deflexiones excesivas en condiciones de servicio.

**Tabla 12.** Losa perimetralmente apoyada de esquina.

<b>Losa perimetralmente apoyada</b>	
<b>TABLERO 1</b>	
<b>ESQUINA</b>	
Longitud de claro libre mayor:	Ln1= 700 cm
Longitud de claro libre menor:	Ln2= 700 cm
Relacion claro largo/claro corto:	$\beta$ = 1.000
Longitud de bordes continuos:	Lc= 1500 cm
Perimetro del Tablero:	Lp= 2800 cm
Relacion bordes continuos/perimetro:	$\beta_s$ = 0.536
Esfuerzo de fluencia:	$f_y$ = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Rigidez promedio viga/losa:	$\alpha_m$ = 1
El peralte minimo es:	19.25 cm
Momento de Inercia de la losa maciza:	$I_x$ = 42800 cm <sup>4</sup>
<b>GEOMETRIA DE LOSA NERVADA EQUIVALENTE</b>	
Peralte:	h= 30 cm
Ancho de Patin:	bf= 72 cm
Capa de compresion:	hf= 5 cm
Ancho de nervadura:	bw= 12 cm
Centroide:	y= 20.68 cm
Momento de Inercia:	$I_x$ = 53193 cm <sup>4</sup>
Casetón:	60x60x25 cm
Peso de la losa nervada:	Wlosa= 303.33 kg/m <sup>2</sup>
Peralte equiv. En losa maciza:	h maciza= 12.64 cms
<b>Se requiere un peralte de:</b>	<b>30 cm</b>



**Tabla 13.** Losa perimetralmente apoyada de lindero.

<b>Losa perimetralmente apoyada</b>	
<b>TABLERO 2</b>	
<b>Lindero</b>	
Longitud de claro libre mayor:	Ln1= 750 cm
Longitud de claro libre menor:	Ln2= 700 cm
Relacion claro largo/claro corto:	$\beta$ = 1.071
Longitud de bordes continuos:	Lc= 2150 cm
Perímetro del Tablero:	Lp= 2900 cm
Relacion bordes continuos/perimetro:	$\beta_s$ = 0.741
Esfuerzo de fluencia:	fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Rigidez promedio viga/losa:	$\alpha_m$ = 0.5
El peralte mínimo es:	21.94 cm
Momento de Inercia de la losa maciza:	I <sub>x</sub> = 63344 cm <sup>4</sup>
<b>GEOMETRIA DE LOSA NERVADA EQUIVALENTE</b>	
Peralte:	h= 35 cm
Ancho de Patín:	bf= 72 cm
Capa de compresión:	hf= 5 cm
Ancho de nervadura:	bw= 12 cm
Centroide:	y= 23.75 cm
Momento de Inercia:	I <sub>x</sub> = 82875 cm <sup>4</sup>
Casetón:	60x60x30 cm
Peso de la losa nervada:	W <sub>losa</sub> = 340.00 kg/m <sup>2</sup>
Peralte equiv. En losa maciza:	h maciza= 14.17 cms
<b>Se requiere un peralte de:</b>	<b>35 cm</b>

**Tabla 14.** Losa perimetralmente apoyada de lindero.

<b>Losa perimetralmente apoyada</b>	
<b>TABLERO 3</b>	
<b>Lindero</b>	
Longitud de claro libre mayor:	Ln1= 700 cm
Longitud de claro libre menor:	Ln2= 650 cm
Relacion claro largo/claro corto:	$\beta$ = 1.077
Longitud de bordes continuos:	Lc= 2200 cm
Perímetro del Tablero:	Lp= 2700 cm
Relacion bordes continuos/perimetro:	$\beta_s$ = 0.815
Esfuerzo de fluencia:	fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Rigidez promedio viga/losa:	$\alpha_m$ = 0.5
El peralte mínimo es:	20.47035 cm
Momento de Inercia de la losa maciza:	Ix= 51467 cm <sup>4</sup>
<b>GEOMETRIA DE LOSA NERVADA EQUIVALENTE</b>	
Peralte:	h= 30 cm
Ancho de Patín:	bf= 72 cm
Capa de compresión:	hf= 5 cm
Ancho de nervadura:	bw= 12 cm
Centroide:	y= 20.68 cm
Momento de Inercia:	Ix= 53193 cm <sup>4</sup>
Casetón:	60x60x25 cm
Peso de la losa nervada:	Wlosa= 303.33 kg/m <sup>2</sup>
Peralte equiv. En losa maciza:	h maciza= 12.64 cms
<b>Se requiere un peralte de:</b>	<b>30 cm</b>

**Tabla 15.** Losa perimetralmente apoyada central.

<b>Losa perimetralmente apoyada</b>	
<b>TABLERO 4</b>	
<b>Central</b>	
Longitud de claro libre mayor:	Ln1= 750 cm
Longitud de claro libre menor:	Ln2= 650 cm
Relacion claro largo/claro corto:	$\beta$ = 1.154
Longitud de bordes continuos:	Lc= 3000 cm
Perimetro del Tablero:	Lp= 2800 cm
Relacion bordes continuos/perimetro:	$\beta_s$ = 1.071
Esfuerzo de fluencia:	fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Rigidez promedio viga/losa:	$\alpha_m$ = 0
El peralte minimo es:	22.67 cm
Momento de Inercia de la losa maciza:	Ix= 69945 cm <sup>4</sup>
<b>GEOMETRIA DE LOSA NERVADA EQUIVALENTE</b>	
Peralte:	h= 35 cm
Ancho de Patin:	bf= 72 cm
Capa de compresion:	hf= 5 cm
Ancho de nervadura:	bw= 12 cm
Centroide:	y= 23.75 cm
Momento de Inercia:	Ix= 82875 cm <sup>4</sup>
Casetón:	60x60x30 cm
Peso de la losa nervada:	Wlosa= 340.00 kg/m <sup>2</sup>
Peralte equiv. En losa maciza:	h maciza= 14.17 cms
<b>Se requiere un peralte de:</b>	<b>35 cm</b>
<b>Para todo el sistema se requiere una losa 35 cms</b>	

**Tabla 16.** Peralte mínimo por punzonamiento columna central.

PERALTE MÍNIMO POR PUNZONAMIENTO COLUMNA CENTRAL			COLUMNA CENTRAL
Claro en la dirección x:	L1=	7.15	m
Claro en la dirección y:	L2=	6.65	m
Carga última de diseño:	Wu=	1.0096	Ton/m <sup>2</sup>
Resistencia del concreto:	f'c=	200	Kg/cm <sup>2</sup>
Peralte de la losa:	h=	35	cm
Recubrimiento del refuerzo:	r=	3	cm
Peralte efectivo de la losa:	d=	32	cm
Peralte equivalente por desequilibrio:	d eq=	29.09	cm
Dimensión de la columna en x:	C1=	70	cm
Dimensión de la columna en y:	C2=	70	cm
Perímetro de la sección crítica:	bo=	396	cm
Cortante último requerido:	Vu=	47.01	Ton
Cortante nominal resistente:	$\phi V_n / \phi$	152.47	Ton
	$\phi V_n / V_u$	3.24	OK Pasa!!

**Tabla 17.** Peralte mínimo por punzonamiento columna lindero.

PERALTE MÍNIMO POR PUNZONAMIENTO COLUMNA LINDERO			COLUMNA LINDERO
Claro en la dirección x:	L1=	3.45	m
Claro en la dirección y:	L2=	6.65	m
Carga última de diseño:	Wu=	1.0096	Ton/m <sup>2</sup>
Resistencia del concreto:	f'c=	200	Kg/cm <sup>2</sup>
Peralte de la losa:	h=	35	cm
Recubrimiento del refuerzo:	r=	3	cm
Peralte efectivo de la losa:	d=	32	cm
Peralte equivalente por desequilibrio:	d eq=	24.62	cm
Dimensión de la columna en x:	C1=	70	cm
Dimensión de la columna en y:	C2=	70	cm
Perímetro de la sección crítica:	bo=	259	cm
Cortante último requerido:	Vu=	22.38	Ton
Cortante nominal resistente:	$\phi V_n / \phi$	84.38	Ton
	$\phi V_n / V_u$	3.77	OK Pasa!!

**Tabla 18.** Peralte mínimo por punzonamiento columna lindero.

PERALTE MÍNIMO POR PUNZONAMIENTO COLUMNA LINDERO			COLUMNA DE LINDERO
Claro en la dirección x:	L1=	7.15	m
Claro en la dirección y:	L2=	3.45	m
Carga última de diseño:	Wu=	1.0096	Ton/m <sup>2</sup>
Resistencia del concreto:	f'c=	200	Kg/cm <sup>2</sup>
Peralte de la losa:	h=	35	cm
Recubrimiento del refuerzo	r=	3	cm
Peralte efectivo de la losa	d=	32	cm
Peralte equivalente por desequilibrio:	d eq=	24.62	cm
Dimensión de la columna en x:	C1=	70	cm
Dimensión de la columna en y:	C2=	70	cm
Perímetro de la sección crítica	bo=	259	cm
Cortante ultimo requerido:	Vu=	24.12	Ton
Cortante nominal resistente:	$\phi V_n = \phi$	84.38	Ton
	$\phi V_n / V_u$	3.50	OK Pasa!!

**Tabla 19.** Peralte mínimo por punzonamiento columna esquina.

PERALTE MÍNIMO POR PUNZONAMIENTO COLUMNA ESQUINA			COLUMNA DE ESQUINA
Claro en la dirección x:	L1=	3.45	m
Claro en la dirección y:	L2=	3.45	m
Carga última de diseño:	Wu=	1.0096	Ton/m <sup>2</sup>
Resistencia del concreto:	f'c=	200	Kg/cm <sup>2</sup>
Peralte de la losa:	h=	35	cm
Recubrimiento del refuerzo	r=	3	cm
Peralte efectivo de la losa	d=	32	cm
Peralte equivalente por desequilibrio:	d eq=	18.82	cm
Dimensión de la columna en x:	C1=	70	cm
Dimensión de la columna en y:	C2=	70	cm
Perímetro de la sección crítica	bo=	159	cm
Cortante ultimo requerido:	Vu=	11.38	Ton
Cortante nominal resistente:	$\phi V_n = \phi$	39.53	Ton
	$\phi V_n / V_u$	3.47	OK Pasa!!

**Conclusion:** El peralte de 35 cms en la losa es adecuada para evitar el punzonamiento.

#### 4.7.1 Columnas

Se propone una dimensión mínima en la columna que sea del orden de  $h=0.06L = 0.06(800) = 48 \text{ cms}$

Se proponen columnas de 50x50 cms.

Las columnas se diseñaron conforme al método de la carga recíproca (BRESLER)

#### 4.7.2 Contratraves

En el caso de estos elementos se considera un peralte mínimo de:

$$H_{min} = L/18 = 800/18 = 45 \text{ cms}$$

Se proponen contratraves de 25x50 cms.

#### 4.7.3 Análisis de cargas

**Tabla 20.** Evaluación de cargas losa de entrepiso.

EVALUACIÓN DE CARGAS					bf1=	0.72 m	bf1=	0.72 m	
LOSA DE ENTREPISO					bf2=	0.72 m	bf2=	0.72 m	
Elemento	Peso Vol (Ton/m <sup>3</sup> )	Espesor (m)	Peso (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso por nudo (Ton)	Elemento	Peso Vol (Ton/m <sup>3</sup> )	Espesor (m)	Peso (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso por nudo (Ton)
Piso	2.00	0.020	0.040		Piso	2.00	0.020	0.040	0.021
Pasta	2.00	0.025	0.050		Pasta	2.00	0.025	0.050	0.026
Losa nervada de 35 cms			0.340		Losa nervada de 35 cms	2.4	0.05	0.120	0.043
Aplanado	1.50	0.025	0.038		Aplanado	1.50	0.025	0.038	0.019
Sobrecarga			0.040		Sobrecarga			0.040	0.021
Carga Muerta			D = 0.508	0.263	Carga Muerta			D = 0.288	0.130
Carga Viva			L = 0.250	0.130	Carga Viva			L = 0.250	0.130
Carga de servicio			S = 0.7580	0.393	Carga de servicio			S = 0.5375	0.279
Carga última de diseño			U = 1.010	0.523	Carga última de diseño			U = 0.745	0.386
Factor de Seguridad			F.S = 1.48		Factor de Seguridad			F.S = 1.54	

**Tabla 21.** Evaluación de cargas losa de azotea.

EVALUACIÓN DE CARGAS					bf1=	0.72 m	bf1=	0.72 m
LOSA DE AZOTEA					bf2=	0.72 m	bf2=	0.72 m
Elemento	Peso Vol [Ton/m3]	Espesor [m]	Peso [Ton/m2]	Peso por nudo [Ton]				
Entortado	2.00	0.050	0.100					
Relleno	1.80	0.100	0.180					
Losa nervada de 35 cms			0.340					
Aplanado	1.50	0.025	0.038					
Sobrecarga			0.040					
Carga Muerta		D =	0.698	0.362				
Carga Viva		L =	0.100	0.052				
Carga de servicio		S =	<b>0.798</b>	0.414				
Carga última de diseño		U =	<b>0.998</b>	0.517				
Factor de Seguridad		F.S =	<b>1.39</b>					

Elemento	Peso Vol [Ton/m3]	Espesor [m]	Peso [Ton/m2]	Peso por nudo [Ton]
Entortado	2.00	0.050	0.100	0.052
Relleno	1.80	0.100	0.180	0.093
Losa nervada de 35 cms	2.4	0.05	0.120	0.043
Aplanado	1.50	0.025	0.038	0.019
Sobrecarga			0.040	0.021
Carga Muerta		D =	0.478	0.229
Carga Viva		L =	0.100	0.052
Carga de servicio		S =	<b>0.578</b>	0.299
Carga última de diseño		U =	<b>0.733</b>	0.380
Factor de Seguridad		F.S =	<b>1.41</b>	

**Tabla 22.** Evaluación de cargas peso del muro.

EVALUACIÓN DE CARGAS			
PESO DEL MURO			
Elemento	Peso Vol [Ton/m3]	Espesor [m]	Peso [Ton/m2]
Muro de tabique	1.8	0.14	0.252
Aplanado	2.0	0.04	0.08
Carga Muerta			0.332
Carga viva			
Carga última de diseño			<b>0.398</b>

**Tabla 23.** Evaluación de cargas peso del edificio.

Nivel	Carga Servicio [Ton/m <sup>2</sup> ]	Largo [m]	Ancho [m]	Peso Losa [Ton]	
3	0.000	23	21.5	0.00	
2	0.000	23	21.5	0.00	
1	0.000	23	21.5	0.00	
Peso Vol [Ton/m <sup>3</sup> ]	Ancho Col [m]	Peralte Col [m]	Altura [m]	No Col	Peso Col [Ton]
2.4	0.70	0.70	3.00	16	56.45
2.4	0.70	0.70	3.00	16	56.45
2.4	0.70	0.70	3.00	16	56.45
Peso Muro [Ton/m <sup>2</sup> ]	Altura Muro [m]	Long Muro [m]	P. Muro/Nivel [Ton]	P.Edificio/nivel [Ton]	
0.332	3.00	89	88.64	539.70	
0.332	3.00	89	88.64	519.92	
0.332	3.00	89	88.64	519.92	
Peso Edificio =				1579.55	Ton
Área edificio =				494.5	m <sup>2</sup>
Presión de contacto =				3.19	Ton/m <sup>2</sup>

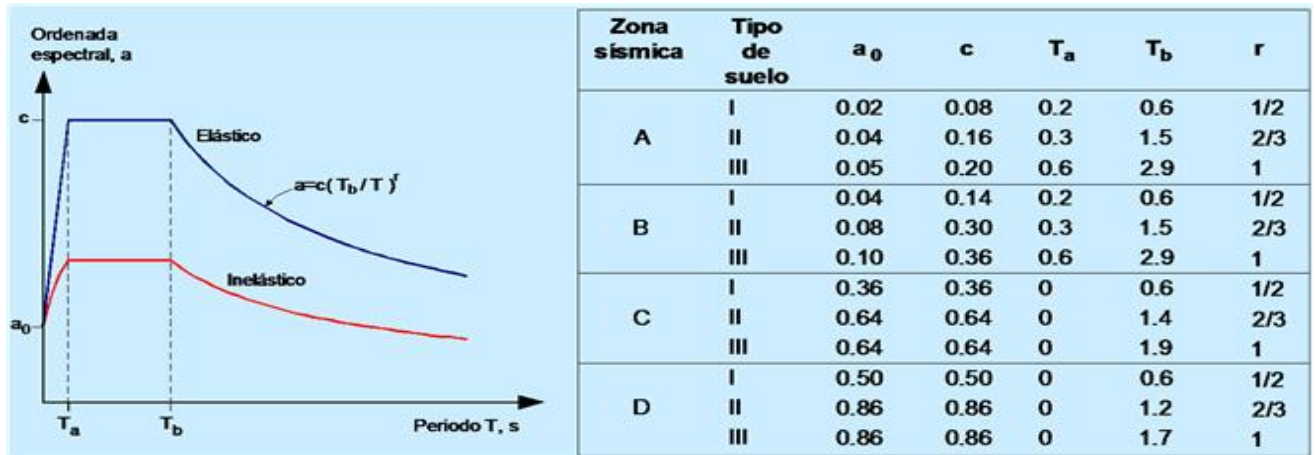
#### 4.8 Cargas por sismo estático simplista.

**Tabla 24.** Factores del diseño sísmico simplificado.

DISEÑO SÍSMICO		
Clasificación de la estructura :		
Según su destino :	Grupo B	
Según su estructuración :	Tipo 1	
Regionalización sísmica :	Zona B	
Tipo de suelo :	Tipo II. Transición	
Espectro de diseño :		
Aceleración a <sub>0</sub> :	0.08	
Coefficiente sísmico c :	0.3	
Periodo inicial T <sub>a</sub> :	0.3	seg.
Periodo Final T <sub>b</sub> :	1.5	seg.
Exponente r :	2/3	
Factor de comportamiento Sísmico Q :	2	



**Tabla 25.** Regionalización sísmica de la República Mexicana y parámetros para el espectro de diseño. Estructuras del grupo B.



**Tabla 26.** Fuerzas sísmicas.

Nivel	$W_i$ [Ton]	$h_i$ (m)	$W_i h_i$ (Ton-m)	$F_i$ (Ton)
3	540	9.0	4857	120.68
2	520	6.0	3120	77.50
1	520	3.0	1560	38.75
Suma	<b>1580</b>		<b>9537</b>	<b>236.93</b>

**Tabla 27. Fuerzas laterales totales en dirección X.**

SISMO EN LA DIRECCIÓN X.													
Ancho del edificio perpendicular a X =		22	m										
Excentricidad de la carga =		1.1	m										
								+Ex	-Ex				
Nivel	Eje	Distancia Y (m)	Ancho tributario (m)	Fza. Dir Total Fi (Ton)	Fza Dir./Marco Fi (Ton)	Mon. Torsión (Ton-m)	Fza. Torsionante (Ton)	Fza. Lateral Total (Ton)	Fza. Lateral Total (Ton)				
3	Y1	0	3.75	120.68	20.57	132.75	5.94	26.51	-14.6				
	Y2	7.5	7.25							39.77	2.16	41.93	-37.6
	Y3	14.5	7.25							39.77	-2.16	37.61	-41.9
	Y4	22	3.75							20.57	-5.94	14.63	-26.5
2	Y1	0	3.75	77.50	13.21	85.25	3.81	17.02	-9.40				
	Y2	7.5	7.25							25.54	1.39	26.93	-24.1
	Y3	14.5	7.25							25.54	-1.39	24.15	-26.9
	Y4	22	3.75							13.21	-3.81	9.40	-17.0
1	Y1	0	3.75	38.75	6.61	42.63	1.91	8.51	-4.70				
	Y2	7.5	7.25							12.77	0.69	13.46	-12.0
	Y3	14.5	7.25							12.77	-0.69	12.08	-13.4
	Y4	22	3.75							6.61	-1.91	4.70	-8.51

**Tabla 28. Fuerzas laterales totales en dirección Y.**

SISMO EN LA DIRECCIÓN Y.													
Ancho del edificio perpendicular a Y =		23	m										
Excentricidad de la carga =		1.15	m										
								+Ey	-Ey				
Nivel	Eje	Distancia X (m)	Ancho tributario (m)	Fza. Dir Total Fi (Ton)	Fza Dir./Marco Fi (Ton)	Mon. Torsión (Ton-m)	Fza. Torsionante (Ton)	Fza. Lateral Total (Ton)	Fza. Lateral Total (Ton)				
3	X1	0	3.75	120.68	19.68	138.78	5.94	25.62	-13.7				
	X2	7.5	7.75							40.66	2.14	42.80	-38.5
	X3	15.5	7.75							40.66	-2.14	38.52	-42.8
	X4	23	3.75							19.68	-5.94	13.73	-25.6
2	X1	0	3.75	77.50	12.64	89.13	3.82	16.45	-8.82				
	X2	7.5	7.75							26.12	1.37	27.49	-24.7
	X3	15.5	7.75							26.12	-1.37	24.74	-27.4
	X4	23	3.75							12.64	-3.82	8.82	-16.4
1	X1	0	3.75	38.75	6.32	44.56	1.91	8.23	-4.41				
	X2	7.5	7.75							13.06	0.69	13.74	-12.3
	X3	15.5	7.75							13.06	-0.69	12.37	-13.7
	X4	23	3.75							6.32	-1.91	4.41	-8.23

#### 4.9 Cargas por sismo estático considerando suelo-estructura

**Tabla 29.** Estratigrafía del terreno.

Estrato	h(m)	Vs(m/s)	g(T/m <sup>3</sup> )	W <sub>n</sub>	G <sub>n</sub>
Arcilla	4	150	1.6	0.8372	3671.22
Arcilla Arenosa	2	290	1.7	0.1054	14579.85
Arcilla, Arena, Grava	4	540	1.8	0.0574	53526.41

**Tabla 30.** Pesos y dimensiones del edificio en planta.

W1=	467	Ton			
W2=	520	Ton			
W3=	520	Ton			
b <sub>x1,3</sub> =	25	m	H/bx1=	0.36	<2.5
b <sub>y1,3</sub> =	23	m	by/bx=	0.92	<2.5
H=	9	m			

**Tabla 31.** Tipo de terreno y estratificación.

g <sub>s</sub> =	1.7	T/m <sup>3</sup>	Peso volumétrico del estrato
V <sub>s</sub> =	320.10	m/s	Velocidad de propagación de ondas
H <sub>s</sub> =	10	m	espesor de todos los estratos excavados
a <sub>ref</sub> =	400	cm/s <sup>2</sup>	
a <sub>o</sub> <sup>r</sup> =	70.632	cm/s <sup>2</sup>	Aceleración máxima en terreno rocoso
T <sub>s</sub> =	0.12	seg	Periodo de retorno
Ps=	0.310		contraste de impedancia mecánicas
Q=	2		Factor de comportamiento sísmico

**Tabla 32.** Factores de corrección del espectro.

$F_d=$	0.177	Factor de distancia
$f_{sd}=$	0.0525	
$F_s=$	1.1990	Factor de sitio
$F_r=$	4.4340	Factor de respuesta
$F'_n=$	0.8897	
$F_{nl}=$	0.9908	Factor de no linealidad
$F'_v=$	0.9852	
$F_v=$	0.9988	Factor de velocidad

**Tabla 33.** Parámetros del espectro.

$a_0=$	0.0855	aceleración máxima del terreno
$C=$	0.3792	coeficiente sísmico
$T's=$	0.1251 seg	
$T_a=$	0.0438 seg	$T_a \geq 0.1$ Límite inferior de la meseta del espectro de diseño
$T_b=$	0.1501 seg	$T_b \geq 0.6$ Límite superior
$K=$	1.875	si $T_s \leq 1.65$ s ; o 1.5 Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales

**Tabla 34.** Cálculos para factores de respuesta  $F_r$ .

FACTOR DE RESPUESTA  $F_r$

	$T_s$	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
$P_s$						
1.000		3.45	3.13	2.73	2.46	2.40
0.625		3.56	3.24	2.77	2.49	2.43
0.250		4.27	3.45	2.85	2.56	2.49
0.125		4.90	3.70	3.06	2.73	2.63
0.000		6.02	4.81	4.05	3.58	3.40
$dx=$	-0.3752					
$dy=$	0.1600					
	$F_{i,j}$	$F_{i,j+1}$	$F_{i+1,j}$	$F_{i+1,j+1}$		
	4.27	3.45	3.56	3.24		

**Tabla 35.** Cálculos para factores no lineal F'nl.

FACTOR NO LINEAL F'nl

dx= 0.7658  
dy= 0.1600

$F_d \backslash p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	0.75	0.71
0.625	1.00	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.71	0.68
0.250	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77	0.73	0.63	0.56
0.125	1.00	0.92	0.84	0.75	0.67	0.64	0.58	0.53
0.000	1.00	0.90	0.78	0.66	0.58	0.54	0.53	0.50

$F_{ij}$        $F_{ij+1}$        $F_{i+1,j}$        $F_{i+1,j+1}$   
0.93      0.87      0.95      0.91

**Tabla 36.** Cálculos para factores de velocidad Fv.

FACTOR DE VELOCIDAD Fv

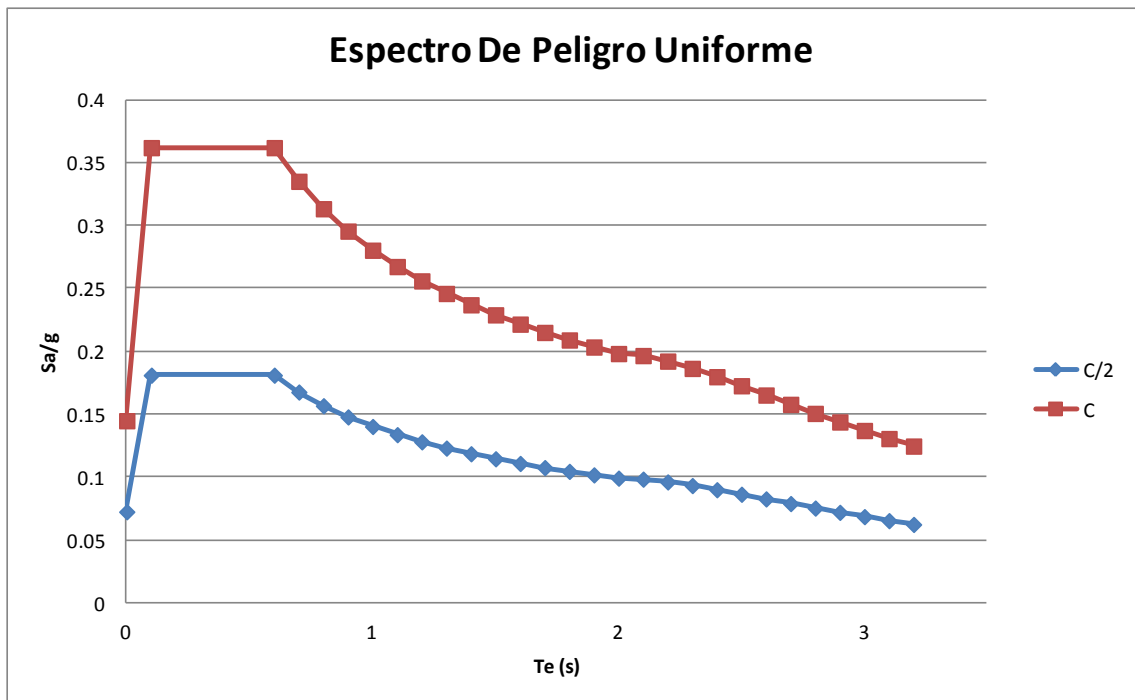
0.7658  
0.1600

$F_d \backslash p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.250	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.93	0.93
0.125	1.00	0.98	0.95	0.90	0.86	0.84	0.84	0.84
0.000	1.00	0.95	0.88	0.77	0.69	0.67	0.66	0.66

$F_{ij}$        $F_{ij+1}$        $F_{i+1,j}$        $F_{i+1,j+1}$   
0.99      0.98      1      1

**Tabla 37.** Datos para construcción de espectro de peligro uniforme.

Te (s)	Sa (1/g)	
0	0.0724	0.1448
0.1	0.181	0.362
0.6	0.181	0.362
0.7	0.1676	0.3352
0.8	0.1567	0.3134
0.9	0.1478	0.2956
1	0.1402	0.2804
1.1	0.1337	0.2674
1.2	0.128	0.256
1.3	0.123	0.246
1.4	0.1185	0.237
1.5	0.1145	0.229
1.6	0.1108	0.2216
1.7	0.1075	0.215
1.8	0.1045	0.209
1.9	0.1017	0.2034
2	0.0991	0.1982
2.1	0.0983	0.1966
2.2	0.0961	0.1922
2.3	0.0932	0.1864
2.4	0.0899	0.1798
2.5	0.0863	0.1726
2.6	0.0826	0.1652
2.7	0.0789	0.1578
2.8	0.0753	0.1506
2.9	0.0719	0.1438
3	0.0685	0.137
3.1	0.0653	0.1306
3.2	0.0623	0.1246



**Figura 17.** Espectro de peligro uniforme

**Tabla 38.** Fuerzas sísmicas sin considerar periodo natural.

Fuerzas Sísmicas sin considerar Periodo Natural					
NIVEL	Wn(Ton)	hn(Ton)	Wnhn(Ton-m)	Pn(Ton)	Vn(Ton)
3	467	9	4203	54.08	54.08
2	520	6	3120	40.15	94.23
1	520	3	1560	20.07	114.31
Suma	1507		8883		

**Tabla 39. Fuerzas laterales totales en dirección X.**

SISMO EN LA DIRECCIÓN X.										
Ancho del edificio perpendicular a X =		22	m							
Excentricidad de la carga =		1.1	m							+Ex -Ex
Nivel	Eje	Distancia Y (m)	Ancho tributario (m)	Fza. Dir Total Fi (Ton)	Fza Dir./Marco Fi (Ton)	Mon. Torsión (Ton-m)	Fza. Torsionante (Ton)	Fza. Lateral Total (Ton)	Fza. Lateral Total (Ton)	
3	Y1	0	3.75	54.08	9.22	59.49	2.66	11.88	-6.56	
	Y2	7.5	7.25		17.82		0.97	18.79	-16.86	
	Y3	14.5	7.25		17.82		-0.97	16.86	-18.79	
	Y4	22	3.75		9.22		-2.66	6.56	-11.88	
2	Y1	0	3.75	40.15	6.84	44.16	1.97	8.82	-4.87	
	Y2	7.5	7.25		13.23		0.72	13.95	-12.51	
	Y3	14.5	7.25		13.23		-0.72	12.51	-13.95	
	Y4	22	3.75		6.84		-1.97	4.87	-8.82	
1	Y1	0	3.75	20.07	3.42	22.08	0.99	4.41	-2.43	
	Y2	7.5	7.25		6.62		0.36	6.97	-6.26	
	Y3	14.5	7.25		6.62		-0.36	6.26	-6.97	
	Y4	22	3.75		3.42		-0.99	2.43	-4.41	

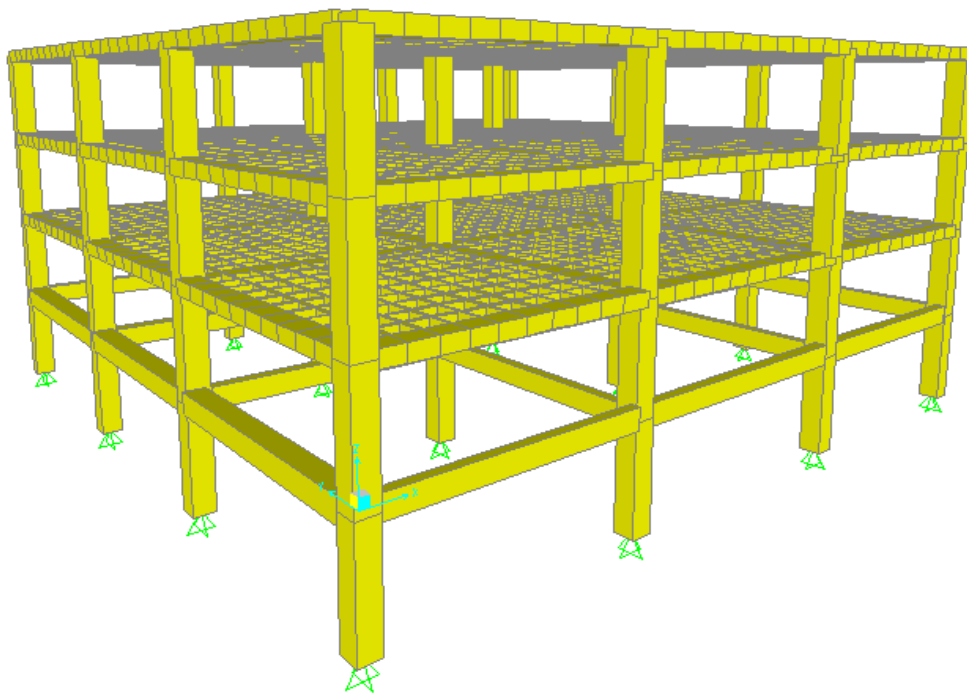
**Tabla 40. Fuerzas laterales totales en dirección Y.**

SISMO EN LA DIRECCIÓN Y.										
Ancho del edificio perpendicular a Y =		23	m							
Excentricidad de la carga =		1.15	m							+Ey -Ey
Nivel	Eje	Distancia X (m)	Ancho tributario (m)	Fza. Dir Total Fi (Ton)	Fza Dir./Marco Fi (Ton)	Mon. Torsión (Ton-m)	Fza. Torsionante (Ton)	Fza. Lateral Total (Ton)	Fza. Lateral Total (Ton)	
3	X1	0	3.75	54.08	8.82	62.20	2.66	11.48	-6.16	
	X2	7.5	7.75		18.22		0.97	19.19	-17.26	
	X3	15.5	7.75		18.22		-0.97	17.26	-19.19	
	X4	23	3.75		8.82		-2.66	6.16	-11.48	
2	X1	0	3.75	40.15	6.55	46.17	1.98	8.52	-4.57	
	X2	7.5	7.75		13.53		0.72	14.25	-12.81	
	X3	15.5	7.75		13.53		-0.72	12.81	-14.25	
	X4	23	3.75		6.55		-1.98	4.57	-8.52	
1	X1	0	3.75	20.07	3.27	23.09	0.99	4.26	-2.28	
	X2	7.5	7.75		6.76		0.36	7.12	-6.40	
	X3	15.5	7.75		6.76		-0.36	6.40	-7.12	
	X4	23	3.75		3.27		-0.99	2.28	-4.26	



#### 4.10 Idealización de la Estructura

- El modelo estructural considerado para el edificio es un marco rígido tridimensional donde se incluyen todos los elementos estructurales:
- Las nervaduras se consideran como vigas interconectadas, las columnas, las contra trabes, los dados.
- Los apoyos en la cimentación se consideran fijos, esto debido a que el suelo es blando.
- Las cargas muerta y viva se consideran aplicadas como cargas puntuales en cada nudo de las nervaduras.
- Las cargas de sismo se consideran tanto en la dirección “x” como en la dirección “y”. Se tomó en cuenta el afecto de torsión equivalente a una excentricidad de un 5 % del ancho del edificio.



**Figura 18.** Esquema de edificio en 3D

#### 4.11 Análisis estructural

En esta parte se presentan las deformaciones máximas y elementos mecánicos críticos en la estructura.

#### 4.12 Dimensionamiento

Aquí se presenta el diseño estructural de cada uno de los elementos estructurales que componen al edificio.

##### 4.12.1 Nervaduras sismo estático simplista

**Tabla 41.** Nervadura principal lateral en dirección X.

		DISEÑO DE NERVADURAS								
		NERVADURA PRINCIPAL LATERAL								
		DIRECCIÓN X								
		Elemento Izquierdo			Elemento del Centro			Elemento Derecho		
		Sección			Sección			Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	$M_u = T \cdot m$	36.41	11	37.19	36.84	10.45	36.76	37.12	10	35.94
Peralte total	$h = \text{cm}$	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	$b_w = \text{cm}$	113.33	70	113.33	121.66	70	121.66	113.33	70	113.33
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro $b_1$	$b_1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro $K$	$K = M_u / f_b d^2 f_c =$	0.1660	0.0812	0.1696	0.1565	0.0771	0.1561	0.1692	0.0738	0.1639
Índice de refuerzo	$w =$	0.1865	0.0855	0.1911	0.1744	0.0810	0.1740	0.1907	0.0773	0.1838
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0093	0.0043	0.0096	0.0087	0.0041	0.0087	0.0095	0.0039	0.0092
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	$r_{prop} =$	0.0093	0.0043	0.0096	0.0087	0.0041	0.0087	0.0095	0.0039	0.0092
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	33.82	9.58	34.65	33.95	9.07	33.87	34.58	8.66	33.33
No De varillas de 1"	<b>No Var =</b>	7	2	7	7	2	7	7	2	7

**Tabla 42. Nervadura principal central en dirección X.**

DISEÑO DE NERVADURAS										
NERVADURA PRINCIPAL CENTRAL										
DIRECCIÓN X										
		Elemento Izquierdo			Elemento del Centro			Elemento Derecho		
		Sección			Sección			Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	$\mu = T\text{-m}$	29	6	29	28.26	6	28.49	29	7	28.21
Peralte total	$h = \text{cm}$	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	$bw = \text{cm}$	113.33	70	113.33	121.66	70	121.66	113.33	70	113.33
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fuercia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro $b1$	$b1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro $K$	$K = \mu / f_b d^2 f_c =$	0.1322	0.0443	0.1322	0.1200	0.0443	0.1210	0.1322	0.0517	0.1286
Índice de refuerzo	$w =$	0.1445	0.0455	0.1445	0.1300	0.0455	0.1311	0.1445	0.0533	0.1402
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0072	0.0023	0.0072	0.0065	0.0023	0.0066	0.0072	0.0027	0.0070
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	$r_{prop} =$	0.0072	0.0033	0.0072	0.0065	0.0033	0.0066	0.0072	0.0033	0.0070
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	26.21	7.47	26.21	25.30	7.47	25.53	26.21	7.47	25.43
No De varillas de 1"	No Var =	6	2	6	6	2	6	6	2	6

**Tabla 43. Nervadura principal lateral en dirección Y.**

DISEÑO DE NERVADURAS										
NERVADURA PRINCIPAL LATERAL										
DIRECCIÓN Y										
		Elemento Izquierdo			Elemento del Centro			Elemento Derecho		
		Sección			Sección			Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	$\mu = T\text{-m}$	24.16	7	24.54	22.66	7	23	24.43	7	24.56
Peralte total	$h = \text{cm}$	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	$bw = \text{cm}$	113.33	70	113.33	105	70	105	113.33	70	113.33
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fuercia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro $b1$	$b1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro $K$	$K = \mu / f_b d^2 f_c =$	0.1102	0.0517	0.1119	0.1115	0.0517	0.1132	0.1114	0.0517	0.1120
Índice de refuerzo	$w =$	0.1184	0.0533	0.1204	0.1200	0.0533	0.1220	0.1199	0.0533	0.1205
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0059	0.0027	0.0060	0.0060	0.0027	0.0061	0.0060	0.0027	0.0060
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	$r_{prop} =$	0.0059	0.0033	0.0060	0.0060	0.0033	0.0061	0.0060	0.0033	0.0060
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	21.47	7.47	21.84	20.16	7.47	20.49	21.73	7.47	21.86
No De varillas de 1"	No Var =	5	2	5	4	2	5	5	2	5

**Tabla 44. Nervadura principal central en dirección Y.**

NERVADURA PRINCIPAL CENTRAL										
DIRECCIÓN Y										
		Elemento Izquierdo			Elemento del Centro			Elemento Derecho		
		Sección			Sección			Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	$M_u = T\text{-m}$	20.27	5	20.7	21.11	5	21.52	23.42	6	23.26
Peralte total	$h = \text{cm}$	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	$bw = \text{cm}$	113.33	70	113.33	105	70	105	113.33	70	113.33
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	$b_1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K	$K = M_u / f_b d^2 f_c =$	0.0924	0.0369	0.0944	0.1039	0.0369	0.1059	0.1068	0.0443	0.1060
Índice de refuerzo	$w =$	0.0981	0.0377	0.1003	0.1112	0.0377	0.1135	0.1145	0.0455	0.1137
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0049	0.0019	0.0050	0.0056	0.0019	0.0057	0.0057	0.0023	0.0057
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	$r_{prop} =$	0.0049	0.0033	0.0050	0.0056	0.0033	0.0057	0.0057	0.0033	0.0057
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	17.79	7.47	18.19	18.68	7.47	19.07	20.76	7.47	20.61
No De varillas de 1"	No Var =	4	2	4	4	2	4	5	2	5

**Tabla 45. Nervadura secundaria central en dirección X.**

NERVADURA SECUNDARIA CENTRAL										
DIRECCIÓN X										
		Elemento Izquierdo			Elemento del Centro			Elemento Derecho		
		Sección			Sección			Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	$M_u = T\text{-m}$	1.47	0.5	1.5	1.4	0.6	1.5	1.67	0.5	1.5
Peralte total	$h = \text{cm}$	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	$bw = \text{cm}$	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	$b_1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K	$K = M_u / f_b d^2 f_c =$	0.0633	0.0215	0.0646	0.0603	0.0258	0.0646	0.0719	0.0215	0.0646
Índice de refuerzo	$w =$	0.0659	0.0218	0.0673	0.0626	0.0262	0.0673	0.0752	0.0218	0.0673
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0033	0.0011	0.0034	0.0031	0.0013	0.0034	0.0038	0.0011	0.0034
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	$r_{prop} =$	0.0033	0.0033	0.0034	0.0033	0.0033	0.0034	0.0038	0.0033	0.0034
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	1.28	1.28	1.29	1.28	1.28	1.29	1.44	1.28	1.29
No De varillas de 1/2"	No Var =	2	2	2	2	2	2	2	2	2

**Tabla 46. Nervadura secundaria central en dirección Y.**

		NERVADURA SECUNDARIA CENTRAL DIRECCIÓN Y								
		Elemento Izquierdo Sección			Elemento del Centro Sección			Elemento Derecho Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	$M_u = T\text{-m}$	0.9	0.48	0.97	0.85	0.25	0.85	0.98	0.34	0.91
Peralte total	$h = \text{cm}$	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	$b_w = \text{cm}$	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro $b_1$	$b_1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro $K$	$K = M_u / b d^2 f_c =$	0.0388	0.0207	0.0418	0.0366	0.0108	0.0366	0.0422	0.0146	0.0392
Índice de refuerzo	$w =$	0.0397	0.0209	0.0428	0.0374	0.0108	0.0374	0.0433	0.0148	0.0401
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0020	0.0010	0.0021	0.0019	0.0005	0.0019	0.0022	0.0007	0.0020
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	$r_{prop} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
No De varillas de 1/2"	No Var =	2	2	2	2	2	2	2	2	2

**Tabla 47. Contratrabe en dirección X.**

		CONTRATRABE EN X DIRECCIÓN X								
		Elemento Izquierdo Sección			Elemento Central Sección			Elemento Derecho Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	$M_u = T\text{-m}$	116.31	10	123.86	104.23	10	104.31	122.98	10	116.06
Peralte total	$h = \text{cm}$	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Ancho nervadura	$b_w = \text{cm}$	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	87	87	87	87	87	87	87	87	87
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	280	280	280	280	280	280	280	280	280
Fluencia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro $b_1$	$b_1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro $K$	$K = M_u / b d^2 f_c =$	0.2033	0.0175	0.2161	0.1822	0.0175	0.1823	0.2149	0.0175	0.2028
Índice de refuerzo	$w =$	0.2362	0.0177	0.2542	0.2076	0.0177	0.2078	0.2525	0.0177	0.2356
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0157	0.0012	0.0169	0.0138	0.0012	0.0139	0.0168	0.0012	0.0157
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217
	$r_{prop} =$	0.0157	0.0033	0.0169	0.0138	0.0033	0.0139	0.0168	0.0033	0.0157
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	41.09	8.70	44.24	36.12	8.70	36.15	43.94	8.70	40.99
No De varillas de 1"	No Var =	9	2	9	8	2	8	9	2	9

**Tabla 48. Contratrase en dirección Y.**

		CONTRATRA EN Y DIRECCIÓN Y								
		Elemento Izquierdo Sección			Elemento Central Sección			Elemento Derecho Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	$M_u = T\text{-m}$	46.85	8	48.46	45.75	5	45.6	49.02	7	47.09
Peralte total	$h = \text{cm}$	80	80	80	80	80	80	80	80	80
Ancho nervadura	$b_w = \text{cm}$	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	77	77	77	77	77	77	77	77	77
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	280	280	280	280	280	280	280	280	280
Fluencia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	$b_1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K	$K = \frac{M_u}{f_b d^2 f_c} =$	0.1045	0.0178	0.1081	0.1021	0.0112	0.1017	0.1094	0.0156	0.1051
Índice de refuerzo	$w =$	0.1119	0.0180	0.1161	0.1091	0.0112	0.1087	0.1175	0.0158	0.1125
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0075	0.0012	0.0077	0.0073	0.0007	0.0072	0.0078	0.0011	0.0075
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217
	$r_{prop} =$	0.0075	0.0033	0.0077	0.0073	0.0033	0.0072	0.0078	0.0033	0.0075
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	17.23	7.70	17.87	16.80	7.70	16.74	18.10	7.70	17.33
No De varillas de 3/4"	<b>No Var =</b>	7	3	7	7	3	7	7	3	7

#### 4.12.2 Nervaduras sismo estático considerando suelo-estructura

**Tabla 49. Nervadura principal lateral en dirección X.**

		DISEÑO DE NERVADURAS NERVADURA PRINCIPAL LATERAL DIRECCIÓN X								
		Elemento Izquierdo Sección			Elemento del Centro Sección			Elemento Derecho Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
		Momento último	$M_u = T\text{-m}$	24.66	9	25.6	25.48	7	25.47	25.59
Peralte total	$h = \text{cm}$	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	$b_w = \text{cm}$	113.33	70	113.33	121.66	70	121.66	113.33	70	113.33
Recubrimiento	$r = \text{cm}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	$d = \text{cm}$	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	$f_c = \text{Kg/cm}^2$	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	$f_y = \text{Kg/cm}^2$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	$b_1 =$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K	$K = \frac{M_u}{f_b d^2 f_c} =$	0.1124	0.0664	0.1167	0.1082	0.0517	0.1082	0.1167	0.0591	0.1114
Índice de refuerzo	$w =$	0.1211	0.0693	0.1261	0.1162	0.0533	0.1161	0.1260	0.0613	0.1199
Porcentaje de refuerzo	$r =$	0.0061	0.0035	0.0063	0.0058	0.0027	0.0058	0.0063	0.0031	0.0060
Porcentaje de refuerzo mínimo	$r_{min} =$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	$r_{max} =$	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	$r_{prop} =$	0.0061	0.0035	0.0063	0.0058	0.0033	0.0058	0.0063	0.0033	0.0060
Área de acero	$A_s = \text{cm}^2$	21.96	7.76	22.87	22.61	7.47	22.61	22.86	7.47	21.73
No De varillas de 1"	<b>No Var =</b>	5	2	5	5	2	5	5	2	5

**Tabla 50. Nervadura principal central en dirección X.**

		DISEÑO DE NERVADURAS								
		NERVADURA PRINCIPAL CENTRAL								
		DIRECCIÓN X								
		Elemento Izquierdo			Elemento del Centro			Elemento Derecho		
		Sección			Sección			Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	<b>Mu = T-m</b>	18.77	6	19.34	18.49	5	18.67	19.14	5	18.6
Peralte total	<b>h = cm</b>	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	<b>bw = cm</b>	113.33	70	113.33	121.66	70	121.66	113.33	70	113.33
Recubrimiento	<b>r = cm</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	<b>d = cm</b>	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	<b>fc = Kg/cm2</b>	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	<b>fy = Kg/cm2</b>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	<b>b1 =</b>	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K	<b>K = Mu/fbd<sup>2</sup>fc =</b>	0.0856	0.0443	0.0882	0.0785	0.0369	0.0793	0.0873	0.0369	0.0848
Índice de refuerzo	<b>w =</b>	0.0904	0.0455	0.0933	0.0825	0.0377	0.0834	0.0923	0.0377	0.0895
Porcentaje de refuerzo	<b>r =</b>	0.0045	0.0023	0.0047	0.0041	0.0019	0.0042	0.0046	0.0019	0.0045
Porcentaje de refuerzo mínimo	<b>rmin =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	<b>rmax =</b>	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	<b>r prop =</b>	0.0045	0.0033	0.0047	0.0041	0.0033	0.0042	0.0046	0.0033	0.0045
Área de acero	<b>As = cm2</b>	16.39	7.47	16.92	16.07	7.47	16.23	16.73	7.47	16.23
No De varillas de 1"	<b>No Var =</b>	4	2	4	4	2	4	4	2	4

**Tabla 51. Nervadura principal lateral en dirección Y.**

		DISEÑO DE NERVADURAS								
		NERVADURA PRINCIPAL LATERAL								
		DIRECCIÓN Y								
		Elemento Izquierdo			Elemento del Centro			Elemento Derecho		
		Sección			Sección			Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	<b>Mu = T-m</b>	18.93	7	19.58	17.32	6	17.52	19.46	7	19.05
Peralte total	<b>h = cm</b>	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	<b>bw = cm</b>	113.33	70	113.33	105	70	105	113.33	70	113.33
Recubrimiento	<b>r = cm</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	<b>d = cm</b>	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	<b>fc = Kg/cm2</b>	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	<b>fy = Kg/cm2</b>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	<b>b1 =</b>	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K	<b>K = Mu/fbd<sup>2</sup>fc =</b>	0.0863	0.0517	0.0893	0.0852	0.0443	0.0862	0.0887	0.0517	0.0869
Índice de refuerzo	<b>w =</b>	0.0912	0.0533	0.0945	0.0900	0.0455	0.0911	0.0939	0.0533	0.0918
Porcentaje de refuerzo	<b>r =</b>	0.0046	0.0027	0.0047	0.0045	0.0023	0.0046	0.0047	0.0027	0.0046
Porcentaje de refuerzo mínimo	<b>rmin =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	<b>rmax =</b>	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	<b>r prop =</b>	0.0046	0.0033	0.0047	0.0045	0.0033	0.0046	0.0047	0.0033	0.0046
Área de acero	<b>As = cm2</b>	16.54	7.47	17.14	15.12	7.47	15.31	17.03	7.47	16.65
No De varillas de 1"	<b>No Var =</b>	4	2	4	3	2	4	4	2	4

**Tabla 52.** Nervadura principal central en dirección Y.

		NERVADURA PRINCIPAL CENTRAL DIRECCIÓN Y								
		Elemento Izquierdo Sección			Elemento del Centro Sección			Elemento Derecho Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	<b>Mu = T-m</b>	15.18	5	15.16	15.1	4	15.86	17.94	5	17.73
Peralte total	<b>h = cm</b>	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	<b>bw = cm</b>	113.33	70	113.33	105	70	105	113.33	70	113.33
Recubrimiento	<b>r = cm</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	<b>d = cm</b>	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	<b>f c = Kg/cm2</b>	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	<b>fy = Kg/cm2</b>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	<b>b1 =</b>	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K <b>K = Mu/fbd<sup>2</sup>f c =</b>		0.0692	0.0369	0.0691	0.0743	0.0295	0.0780	0.0818	0.0369	0.0808
Índice de refuerzo	<b>w =</b>	0.0723	0.0377	0.0722	0.0779	0.0301	0.0820	0.0862	0.0377	0.0851
Porcentaje de refuerzo	<b>r =</b>	0.0036	0.0019	0.0036	0.0039	0.0015	0.0041	0.0043	0.0019	0.0043
Porcentaje de refuerzo mínimo	<b>rmin =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	<b>rmax =</b>	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	<b>r prop =</b>	0.0036	0.0033	0.0036	0.0039	0.0033	0.0041	0.0043	0.0033	0.0043
Área de acero	<b>As = cm2</b>	13.11	7.47	13.09	13.08	7.47	13.78	15.63	7.47	15.43
No De varillas de 1"	<b>No Var =</b>	3	2	3	3	2	3	4	2	4

**Tabla 53.** Nervadura secundaria central en dirección X.

		NERVADURA SECUNDARIA CENTRAL DIRECCION X								
		Elemento Izquierdo Seccion			Elemento del Centro Seccion			Elemento Derecho Seccion		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Dere
Momento ultimo	<b>Mu = T-m</b>	1.2	0.5	1.2	1.17	0.6	1.18	1.24	0.4	1.1
Peralte total	<b>h = cm</b>	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	<b>bw = cm</b>	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Recubrimiento	<b>r = cm</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	<b>d = cm</b>	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	<b>f c = Kg/cm2</b>	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	<b>fy = Kg/cm2</b>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parametro b1	<b>b1 =</b>	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parametro K <b>K = Mu/fbd<sup>2</sup>f c =</b>		0.0517	0.0215	0.0517	0.0504	0.0258	0.0508	0.0534	0.0172	0.0505
Indice de refuerzo	<b>w =</b>	0.0533	0.0218	0.0533	0.0520	0.0262	0.0524	0.0552	0.0174	0.0505
Porcentaje de refuerzo	<b>r =</b>	0.0027	0.0011	0.0027	0.0026	0.0013	0.0026	0.0028	0.0009	0.0026
Porcentaje de refuerzo mínimo	<b>rmin =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	<b>rmax =</b>	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	<b>r prop =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Area de acero	<b>As = cm2</b>	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
No De varillas de 1/2"	<b>No Var =</b>	2	2	2	2	2	2	2	2	2



**Tabla 54. Nervadura secundaria central en dirección Y.**

		NERVADURA SECUNDARIA CENTRAL DIRECCIÓN Y								
		Elemento Izquierdo Sección			Elemento del Centro Sección			Elemento Derecho Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	<b>Mu = T-m</b>	0.5	0.3	0.74	0.62	0.21	0.62	0.73	0.31	0.91
Peralte total	<b>h = cm</b>	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Ancho nervadura	<b>bw = cm</b>	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Recubrimiento	<b>r = cm</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	<b>d = cm</b>	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Resistencia del concreto	<b>fc = Kg/cm2</b>	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fluencia del acero	<b>fy = Kg/cm2</b>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	<b>b1 =</b>	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K	<b>K = Mu/fbd<sup>2</sup>fc =</b>	0.0215	0.0129	0.0319	0.0267	0.0090	0.0267	0.0314	0.0133	0.0392
Índice de refuerzo	<b>w =</b>	0.0218	0.0130	0.0325	0.0271	0.0091	0.0271	0.0320	0.0135	0.0401
Porcentaje de refuerzo	<b>r =</b>	0.0011	0.0007	0.0016	0.0014	0.0005	0.0014	0.0016	0.0007	0.0020
Porcentaje de refuerzo mínimo	<b>rmin =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	<b>rmax =</b>	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
	<b>r prop =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Área de acero	<b>As = cm2</b>	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
No De varillas de 1/2"	<b>No Var =</b>	2	2	2	2	2	2	2	2	2

**Tabla 55. Contratrabe en dirección X.**

		CONTRATRABE EN X DIRECCIÓN X								
		Elemento Izquierdo Sección			Elemento Central Sección			Elemento Derecho Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
Momento último	<b>Mu = T-m</b>	44.32	7	44.32	38.32	7	38.34	44.21	7	44.76
Peralte total	<b>h = cm</b>	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Ancho nervadura	<b>bw = cm</b>	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Recubrimiento	<b>r = cm</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	<b>d = cm</b>	67	67	67	67	67	67	67	67	67
Resistencia del concreto	<b>fc = Kg/cm2</b>	280	280	280	280	280	280	280	280	280
Fluencia del acero	<b>fy = Kg/cm2</b>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	<b>b1 =</b>	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K	<b>K = Mu/fbd<sup>2</sup>fc =</b>	0.1306	0.0206	0.1306	0.1129	0.0206	0.1130	0.1303	0.0206	0.1311
Índice de refuerzo	<b>w =</b>	0.1426	0.0209	0.1426	0.1216	0.0209	0.1217	0.1422	0.0209	0.1441
Porcentaje de refuerzo	<b>r =</b>	0.0095	0.0014	0.0095	0.0081	0.0014	0.0081	0.0095	0.0014	0.009
Porcentaje de refuerzo mínimo	<b>rmin =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	<b>rmax =</b>	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217
	<b>r prop =</b>	0.0095	0.0033	0.0095	0.0081	0.0033	0.0081	0.0095	0.0033	0.009
Área de acero	<b>As = cm2</b>	19.11	6.70	19.11	16.30	6.70	16.31	19.06	6.70	19.32
No De varillas de 3/4"	<b>No Var =</b>	4	2	4	4	2	4	4	2	4

**Tabla 56. Contratrabe en dirección Y.**

CONTRATRABE EN Y DIRECCIÓN Y		Elemento Izquierdo Sección			Elemento Central Sección			Elemento Derecho Sección		
		Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha	Izq	Centro	Derecha
		Momento último	<b>Mu = T-m</b>	15.31	5	14.92	14.23	5	14.2	15
Peralte total	<b>h = cm</b>	50	50	50	50	50	50	50	50	50
Ancho nervadura	<b>bw = cm</b>	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Recubrimiento	<b>r = cm</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Peralte efectivo	<b>d = cm</b>	47	47	47	47	47	47	47	47	47
Resistencia del concreto	<b>f c = Kg/cm2</b>	280	280	280	280	280	280	280	280	280
Fluencia del acero	<b>fy = Kg/cm2</b>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Parámetro b1	<b>b1 =</b>	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Parámetro K $K = Mu / fb d^2 f c =$		0.0917	0.0299	0.0893	0.0852	0.0299	0.0850	0.0898	0.0299	0.0917
Índice de refuerzo	<b>w =</b>	0.0973	0.0305	0.0946	0.0900	0.0305	0.0898	0.0952	0.0305	0.0973
Porcentaje de refuerzo	<b>r =</b>	0.0065	0.0020	0.0063	0.0060	0.0020	0.0060	0.0063	0.0020	0.0065
Porcentaje de refuerzo mínimo	<b>rmin =</b>	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Porcentaje de refuerzo máximo	<b>rmax =</b>	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217
	<b>r prop =</b>	0.0065	0.0033	0.0063	0.0060	0.0033	0.0060	0.0063	0.0033	0.0065
Área de acero	<b>As = cm2</b>	9.14	4.70	8.89	8.46	4.70	8.44	8.95	4.70	9.15
No De varillas de 3/4"	<b>No Var =</b>	4	2	4	4	2	4	4	2	4

### 4.12.3 Columnas sismo estático bajo el enfoque tradicional

**Tabla 57.** Columna central.

Carga Última de diseño	Pu = 112.66	Ton
Momento último en X	Mux = 74.28	Ton-m
Momento último en Y	Muy = 37.22	Ton-m

ex =	0.330	m
ey =	0.659	m

b =	70	cm
h =	70	cm
f'c =	280	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
g =	0.9	
Gráfica a Usarse :	R4-60.90	
No Vars =	16	
Area. Vars =	5.06	cm <sup>2</sup>
As =	80.96	cm <sup>2</sup>
r =	0.0165	

PoX
ey/h = 0.942
Pox/Ag = 0.43 Ksi
Pox = 147.49 Ton

PoY
ex/b = 0.472
Poy/Ag = 1.15 Ksi
Poy = 394.45 Ton

Po
Po = 1486.96 Ton

Pu <= fPn
1/fPn = 0.0086
fPn = 115.703
fPn/Pu = 1.027 PASA

**Tabla 58.** Columna de lindero.

Carga Última de diseño	$P_u = 112.23$	Ton
Momento último en X	$M_{ux} = 94.91$	Ton-m
Momento último en Y	$M_{uy} = 27.53$	Ton-m

$e_x = 0.245$	m
$e_y = 0.846$	m

$b = 70$	cm
$h = 70$	cm
$f_c = 280$	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y = 4200$	Kg/cm <sup>2</sup>
$g = 0.9$	
Gráfica a Usarse :	R4-60.90
No Vars =	16
Area. Vars =	5.06 cm <sup>2</sup>
As =	80.96 cm <sup>2</sup>
r =	0.0165

PoX	
$e_y/h = 1.208$	
$P_{ox}/A_g = 0.399$	Ksi
$P_{ox} = 136.857$	Ton

PoY	
$e_x/b = 0.350$	
$P_{oy}/A_g = 1.38$	Ksi
$P_{oy} = 473.34$	Ton

Po	
$P_o = 1486.96$	Ton

$P_u \leq fP_n$		
$1/fP_n = 0.0087$		
$fP_n = 114.324$		
$fP_n/P_u = 1.019$	PASA	

**Tabla 59.** Columna de esquina.

Carga Última de diseño	Pu = 89.88	Ton
Momento último en X	Mux = 61.66	Ton-m
Momento último en Y	Muy = 28.12	Ton-m

ex = 0.313	m
ey = 0.686	m

b = 70	cm
h = 70	cm
f'c = 280	Kg/cm <sup>2</sup>
fy = 4200	Kg/cm <sup>2</sup>
g = 0.9	
Gráfica a Usarse :	R4-60.90
No Vars = 16	
Area. Vars = 5.06	cm <sup>2</sup>
As = 80.96	cm <sup>2</sup>
r = 0.0165	

PoX	
ey/h = 0.980	
Pox/Ag = 0.36	Ksi
Pox = 123.48	Ton

PoY	
ex/b = 0.447	
Poy/Ag = 0.93	Ksi
Poy = 318.99	Ton

Po	
Po = 1486.96	Ton

Pu <= fPn	
1/fPn = 0.0106	
fPn = 94.689	
fPn/Pu = 1.054	PASA

#### 4.12.4 Columnas sismo estático considerando suelo-estructura

**Tabla 60.** Columna central.

Carga Última de diseño	$P_u = 106.89$	Ton
Momento último en X	$M_{ux} = 17.81$	Ton-m
Momento último en Y	$M_{uy} = 6.33$	Ton-m

$e_x = 0.059$	m
$e_y = 0.167$	m

$b = 50$	cm
$h = 50$	cm
$f_c = 280$	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y = 4200$	Kg/cm <sup>2</sup>
$g = 0.9$	
Gráfica a Usarse :	R4-60.90
No Vars =	10
Area. Vars =	2.65 cm <sup>2</sup>
$A_s = 26.5$	cm <sup>2</sup>
$r = 0.0106$	

$P_{oX}$
$e_y/h = 0.333$
$P_{ox}/A_g = 1$ Ksi
$P_{ox} = 175$ Ton

$P_{oY}$
$e_x/b = 0.118$
$P_{oy}/A_g = 2$ Ksi
$P_{oy} = 350$ Ton

$P_o$
$P_o = 699.99$ Ton

$P_u \leq fP_n$
$1/fP_n = 0.0071$
$fP_n = 140.000$
$fP_n/P_u = 1.310$ PASA

**Tabla 61.** Columna de lindero.

Carga Última de diseño	$P_u = 97.73$	Ton
Momento último en X	$M_{ux} = 24.48$	Ton-m
Momento último en Y	$M_{uy} = 11.97$	Ton-m

$e_x = 0.122$	m
$e_y = 0.250$	m

$b = 50$	cm
$h = 50$	cm
$f_c = 280$	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y = 4200$	Kg/cm <sup>2</sup>
$g = 0.9$	
Gráfica a Usarse :	R4-60.90
No Vars =	12
Area. Vars =	1.27 cm <sup>2</sup>
$A_s = 15.24$	cm <sup>2</sup>
$r = 0.0061$	

PoX	
$e_y/h = 0.501$	
$P_{ox}/A_g = 0.9$	Ksi
$P_{ox} = 157.5$	Ton

PoY	
$e_x/b = 0.245$	
$P_{oy}/A_g = 1.4$	Ksi
$P_{oy} = 245$	Ton

Po	
$P_o = 655.38$	Ton

$P_u \leq fP_n$		
$1/fP_n = 0.0089$		
$fP_n = 112.296$		
$fP_n/P_u = 1.149$	PASA	

**Tabla 62.** Columna de esquina.

Carga Última de diseño	Pu = 71.13	Ton
Momento último en X	Mux = 17.02	Ton-m
Momento último en Y	Muy = 10.41	Ton-m

ex = 0.146	m
ey = 0.239	m

b = 50	cm
h = 50	cm
fc = 280	Kg/cm <sup>2</sup>
fy = 4200	Kg/cm <sup>2</sup>
g = 0.9	
Gráfica a Usarse :	R4-60.90
No Vars = 16	
Area. Vars = 1.98	cm <sup>2</sup>
As = 31.68	cm <sup>2</sup>
r = 0.0127	

PoX
ey/h = 0.479
Pox/Ag = 0.6 Ksi
Pox = 105 Ton

PoY
ex/b = 0.293
Poy/Ag = 1.3 Ksi
Poy = 227.5 Ton

Po
Po = 720.52 Ton

Pu <= fPn
1/fPn = 0.0125
fPn = 79.799
fPn/Pu = 1.122 PASA



#### 4.12.5 Cimentación sismo estático bajo el enfoque tradicional

**Tabla 63.** Zapata aislada central.

<b>CIMENTACIÓN</b>			
<b>DISEÑO DE ZAPATA ZA-1(TIPO)</b>			
<b>(CENTRAL)</b>			
Elementos mecánicos de diseño:			
Carga Muerta:	<b>Nd=</b>	93.72	Ton
Carga Viva:	<b>Nl=</b>	0.14	Ton
Carga de Sismo:	<b>Ne=</b>	5.93	
Carga de Servicio:	<b>Ns=</b>	93.86	Ton
Combinaciones de carga:			
1.2D+1.6L	<b>Nu=</b>	112.688	Ton
1.2D+1.0L+1.6E	<b>Nu=</b>	122.092	Ton
1.2D+1.6E	<b>Nu=</b>	121.952	Ton
<b>Parámetros de Diseño:</b>			
Resist. A comp. Del concreto	<b>f'c=</b>	280	kg/cm2
Fluencia del acero:	<b>fy=</b>	4200	kg/cm2
Cap. De carga adm. Del suelo:	<b>qadm=</b>	12	Ton/m2
<b>Dimensiones de la zapata:</b>			
Área requerida:	<b>Areq=</b>	7.8217	m2
Longitud	<b>L=</b>	2.8	m
Ancho:	<b>B=</b>	2.8	m
Área de Zapata:	<b>A=</b>	7.84	m2
Peralte efectivo	<b>d=</b>	20	cm
Presión última de contacto	<b>qu=</b>	15.57	Ton/m2
<b>Dimensiones del Dado:</b>			
Peralte:	<b>C1=</b>	75	cm
Ancho:	<b>C2=</b>	75	cm
			columna+5cm
			columna+5cm
<b>Cortante unidireccional:</b>			
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	35.97	
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	42.214518	Ok, Pasa
<b>Cortante bidireccional:</b>			
Perímetro efectivo:	<b>bo=</b>	380	cm
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	99.90	Ton
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	118.91	Ton
			Ok, Pasa
<b>Elementos mecánicos de diseño:</b>			
Fuerza axial última:	<b>Nu=</b>	122.092	Ton
Momento último:		16.36	
k=		0.1623	
Índice de refuerzo:		0.1818	
Porc. De Refuerzo:		0.0121	
Ref. mínim:		0.0018	
Ref. adoptado:		0.0121	
Área de acero:		24.24	cm2
No. Varillas 5/8":		13	vars
Armado:		Vars. 5/8" @21cm a.s.	

**Tabla 64.** Zapata aislada de lindero.

<b>CIMENTACIÓN</b>			
<b>DISEÑO DE ZAPATA ZA-2(TIPO)</b>			
<b>(LINDERO)</b>			
<b>Elementos mecánicos de diseño:</b>			
Carga Muerta:	<b>Nd=</b>	95.72	Ton
Carga Viva:	<b>Nl=</b>	3.21	Ton
Carga de Sismo:	<b>Ne=</b>	16.53	
Carga de Servicio:	<b>Ns=</b>	98.93	Ton
<b>Combinaciones de carga:</b>			
1.2D+1.6L	<b>Nu=</b>	120	Ton
1.2D+1.0L+1.6E	<b>Nu=</b>	144.52	Ton
1.2D+1.6E	<b>Nu=</b>	141.31	Ton
<b>Parámetros de Diseño:</b>			
Resist. A comp. Del concreto	<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia del acero:	<b>fy=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Cap. De carga adm. Del suelo:	<b>qadm=</b>	12	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones de la zapata:</b>			
Área requerida:	<b>Areq=</b>	8.24	m <sup>2</sup>
Longitud	<b>L=</b>	2.9	m
Ancho:	<b>B=</b>	2.9	m
Área de Zapata:	<b>A=</b>	8.41	m <sup>2</sup>
Peralte efectivo	<b>d=</b>	25	cm
Presión última de contacto	<b>qu=</b>	17.18	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones del Dado:</b>			
Peralte:	<b>C1=</b>	75	cm
Ancho:	<b>C2=</b>	75	cm
			columna+5cm
			columna+5cm
<b>Cortante unidireccional:</b>			
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	41.11	
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	54.65	Ok, Pasa
<b>Cortante bidireccional:</b>			
Perímetro efectivo:	<b>bo=</b>	400	cm
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	118.75	Ton
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	156.46	Ton
			Ok, Pasa
<b>Elementos mecánicos de diseño:</b>			
Fuerza axial última:	<b>Nu=</b>	144.52	Ton
Momento último:		19.86	
k=		0.1261	
Índice de refuerzo:		0.1372	
Porc. De Refuerzo:		0.0091	
Ref. mínim:		0.0018	
Ref. adoptado:		0.0091	
Área de acero:		22.87	cm <sup>2</sup>
No. Varillas 5/8":		12	vars
Armado:		Vars. 5/8" @23cm a.s.	

**Tabla 65.** Zapata aislada de esquina.

<b>CIMENTACIÓN</b>			
<b>DISEÑO DE ZAPATA ZA-3(TIPO)</b>			
<b>(ESQUINA)</b>			
<b>Elementos mecánicos de diseño:</b>			
Carga Muerta:	<b>Nd=</b>	72.82	Ton
Carga Viva:	<b>Nl=</b>	3.06	Ton
Carga de Sismo:	<b>Ne=</b>	24.69	
Carga de Servicio:	<b>Ns=</b>	75.88	Ton
<b>Combinaciones de carga:</b>			
1.2D+1.6L	<b>Nu=</b>	92.28	Ton
1.2D+1.0L+1.6E	<b>Nu=</b>	129.948	Ton
1.2D+1.6E	<b>Nu=</b>	126.888	Ton
<b>Parámetros de Diseño:</b>			
Resist. A comp. Del concreto	<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia del acero:	<b>fy=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Cap. De carga adm. Del suelo:	<b>qadm=</b>	12	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones de la zapata:</b>			
Área requerida:	<b>Areq=</b>	6.3233	m <sup>2</sup>
Longitud	<b>L=</b>	2.6	m
Ancho:	<b>B=</b>	2.6	m
Área de Zapata:	<b>A=</b>	6.76	m <sup>2</sup>
Peralte efectivo	<b>d=</b>	20	cm
Presión última de contacto	<b>qu=</b>	19.22	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones del Dado:</b>			
Peralte:	<b>C1=</b>	75	cm
Ancho:	<b>C2=</b>	75	cm
			columna+5cm
			columna+5cm
<b>Cortante unidireccional:</b>			
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	36.24	
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	39.199196	Ok, Pasa
<b>Cortante bidireccional:</b>			
Perímetro efectivo:	<b>bo=</b>	380	cm
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	102.56	Ton
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	118.91	Ton
			Ok, Pasa
<b>Elementos mecánicos de diseño:</b>			
Fuerza axial última:	<b>Nu=</b>	129.948	Ton
Momento último:		16.45	
k=		0.1632	
Índice de refuerzo:		0.1829	
Porc. De Refuerzo:		0.0122	
Ref. mínim:		0.0018	
Ref. adoptado:		0.0122	
Área de acero:		24.39	cm <sup>2</sup>
No. Varillas 5/8":		13	vars
Armado:		Vars. 5/8" @19cm a.s.	

#### 4.12.6 Cimentación sismo estático considerando suelo-estructura

**Tabla 66.** Zapata aislada central.

<b>CIMENTACIÓN</b>			
<b>DISEÑO DE ZAPATA ZA-4(TIPO)</b>			
<b>(CENTRAL)</b>			
Elementos mecánicos de diseño:			
Carga Muerta:	<b>Nd=</b>	85.04	Ton
Carga Viva:	<b>Nl=</b>	0.16	Ton
Carga de Sismo:	<b>Ne=</b>	2.51	
Carga de Servicio:	<b>Ns=</b>	85.2	Ton
Combinaciones de carga:			
1.2D+1.6L	<b>Nu=</b>	102.304	Ton
1.2D+1.0L+1.6E	<b>Nu=</b>	106.224	Ton
1.2D+1.6E	<b>Nu=</b>	106.064	Ton
<b>Parámetros de Diseño:</b>			
Resist. A comp. Del concreto	<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia del acero:	<b>fy=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Cap. De carga adm. Del suelo:	<b>qadm=</b>	12	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones de la zapata:</b>			
Área requerida:	<b>Areq=</b>	7.1	m <sup>2</sup>
Longitud	<b>L=</b>	2.7	m
Ancho:	<b>B=</b>	2.7	m
Área de Zapata:	<b>A=</b>	7.29	m <sup>2</sup>
Peralte efectivo	<b>d=</b>	25	cm
Presión última de contacto	<b>qu=</b>	14.57	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones del Dado:</b>			
Peralte:	<b>C1=</b>	55	cm      columna+5cm
Ancho:	<b>C2=</b>	55	cm      columna+5cm
<b>Cortante unidireccional:</b>			
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	32.46	
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	50.883571	Ok, Pasa
<b>Cortante bidireccional:</b>			
Perímetro efectivo:	<b>bo=</b>	320	cm
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	93.40	Ton
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	125.16	Ton      Ok, Pasa
<b>Elementos mecánicos de diseño:</b>			
Fuerza axial última:	<b>Nu=</b>	106.224	Ton
Momento último:		16.84	
k=		0.1069	
Índice de refuerzo:		0.1147	
Porc. De Refuerzo:		0.0076	
Ref. mínim:		0.0018	
Ref. adoptado:		0.0076	
Área de acero:		19.11	cm <sup>2</sup>
No. Varillas 5/8":		10	vars
Armado:		Vars. 5/8" @26cm a.s.	

**Tabla 67.** Zapata aislada de lindero.

<b>CIMENTACIÓN</b>			
<b>DISEÑO DE ZAPATA ZA-5(TIPO)</b>			
<b>(LINDERO)</b>			
Elementos mecánicos de diseño:			
Carga Muerta:	<b>Nd=</b>	86.75	Ton
Carga Viva:	<b>Nl=</b>	3.23	Ton
Carga de Sismo:	<b>Ne=</b>	7.38	
Carga de Servicio:	<b>Ns=</b>	89.98	Ton
Combinaciones de carga:			
1.2D+1.6L	<b>Nu=</b>	109.268	Ton
1.2D+1.0L+1.6E	<b>Nu=</b>	119.138	Ton
1.2D+1.6E	<b>Nu=</b>	115.908	Ton
<b>Parámetros de Diseño:</b>			
Resist. A comp. Del concreto	<b>f'c=</b>	280	kg/cm2
Fluencia del acero:	<b>fy=</b>	4200	kg/cm2
Cap. De carga adm. Del suelo:	<b>qadm=</b>	12	Ton/m2
<b>Dimensiones de la zapata:</b>			
Área requerida:	<b>Areq=</b>	7.4983	m2
Longitud	<b>L=</b>	2.8	m
Ancho:	<b>B=</b>	2.8	m
Área de Zapata:	<b>A=</b>	7.84	m2
Peralte efectivo	<b>d=</b>	25	cm
Presión última de contacto	<b>qu=</b>	15.20	Ton/m2
<b>Dimensiones del Dado:</b>			
Peralte:	<b>C1=</b>	55	cm columna+5cm
Ancho:	<b>C2=</b>	55	cm columna+5cm
<b>Cortante unidireccional:</b>			
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	37.23	
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	52.768148	Ok, Pasa
<b>Cortante bidireccional:</b>			
Perímetro efectivo:	<b>bo=</b>	320	cm
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	105.77	Ton
Cortante nominal resistente:	<b>fVc=</b>	125.16	Ton Ok, Pasa
<b>Elementos mecánicos de diseño:</b>			
Fuerza axial última:	<b>Nu=</b>	119.138	Ton
Momento último:		19.23	
k=		0.1221	
Índice de refuerzo:		0.1325	
Porc. De Refuerzo:		0.0088	
Ref. mínim:		0.0018	
Ref. adoptado:		0.0088	
Área de acero:		22.08	cm2
No. Varillas 5/8":		12	vars
Armado:		Vars. 5/8" @23cm a.s.	

**Tabla 68.** Zapata aislada de esquina.

<b>CIMENTACIÓN</b>			
<b>DISEÑO DE ZAPATA ZA-6(TIPO)</b>			
<b>(ESQUINA)</b>			
Elementos mecánicos de diseño:			
Carga Muerta:	<b>Nd=</b>	63.65	Ton
Carga Viva:	<b>Nl=</b>	3.02	Ton
Carga de Sismo:	<b>Ne=</b>	9.11	
Carga de Servicio:	<b>Ns=</b>	66.67	Ton
Combinaciones de carga:			
1.2D+1.6L	<b>Nu=</b>	81.212	Ton
1.2D+1.0L+1.6E	<b>Nu=</b>	93.976	Ton
1.2D+1.6E	<b>Nu=</b>	90.956	Ton
<b>Parámetros de Diseño:</b>			
Resist. A comp. Del concreto	<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia del acero:	<b>fy=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Cap. De carga adm. Del suelo:	<b>qadm=</b>	12	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones de la zapata:</b>			
Área requerida:	<b>Areq=</b>	5.5558333	m <sup>2</sup>
Longitud	<b>L=</b>	2.2	m
Ancho:	<b>B=</b>	2.2	m
Área de Zapata:	<b>A=</b>	4.84	m <sup>2</sup>
Peralte efectivo	<b>d=</b>	20	cm
Presión última de contacto	<b>qu=</b>	19.42	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones del Dado:</b>			
Peralte:	<b>C1=</b>	55	cm columna+5cm
Ancho:	<b>C2=</b>	55	cm columna+5cm
<b>Cortante unidireccional:</b>			
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	26.70	
Cortante nominal resistente:	<b>fvc=</b>	33.16855	Ok, Pasa
<b>Cortante bidireccional:</b>			
Perímetro efectivo:	<b>bo=</b>	300	cm
Cortante último requerido:	<b>Vu=</b>	77.96	Ton
Cortante nominal resistente:	<b>fvc=</b>	93.87	Ton Ok, Pasa
<b>Elementos mecánicos de diseño:</b>			
Fuerza axial última:	<b>Nu=</b>	93.976	Ton
Momento último:		13.22	
k=		0.1311	
Índice de refuerzo:		0.1432	
Porc. De Refuerzo:		0.0095	
Ref. mínim:		0.0018	
Ref. adoptado:		0.0095	
Área de acero:		19.09	cm <sup>2</sup>
No. Varillas 5/8":		10	vars
Armado:		Vars. 5/8" @21cm a.s.	

#### 4.13 Planos Estructurales

- Detalles método estático enfoque convencional

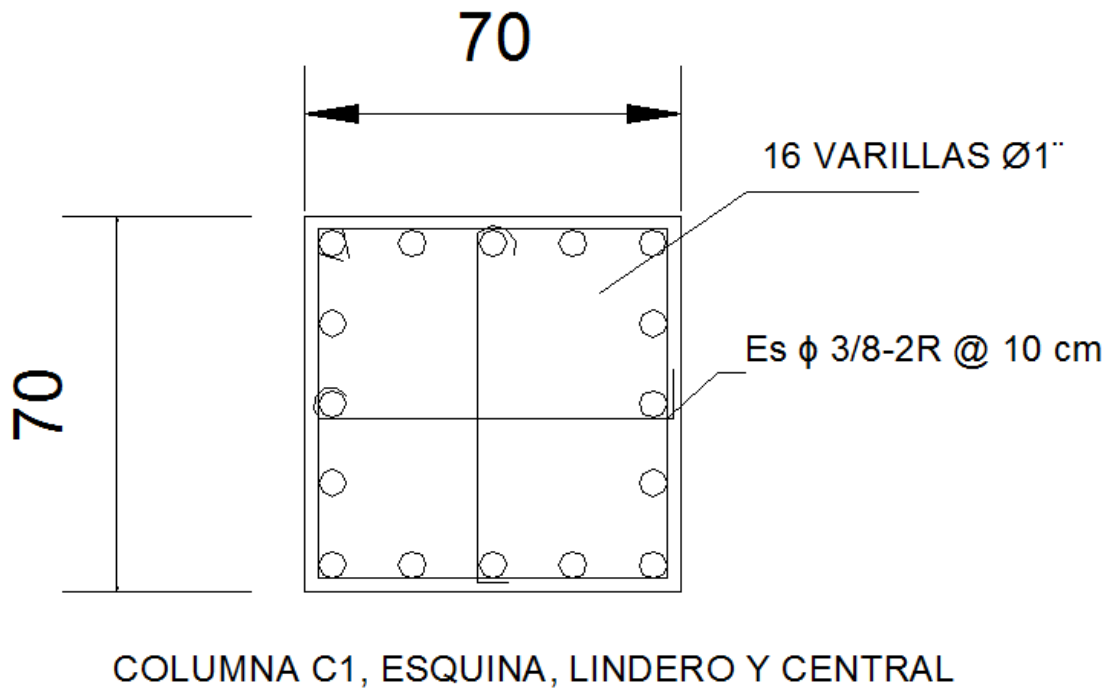


Figura 19. Columna método estático enfoque convencional

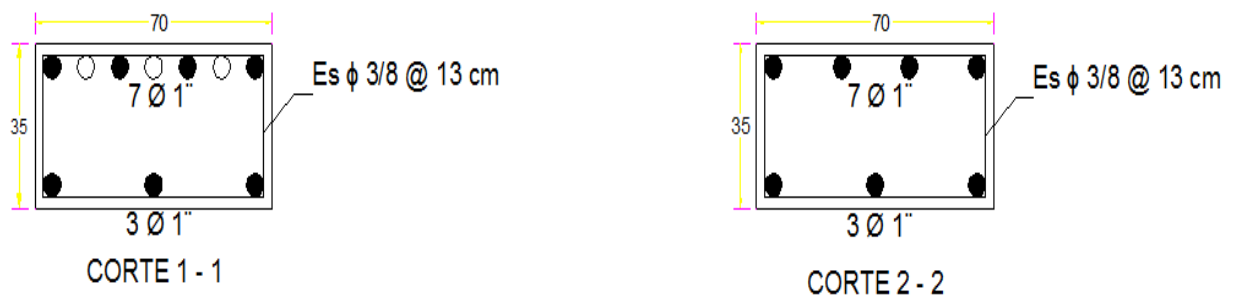
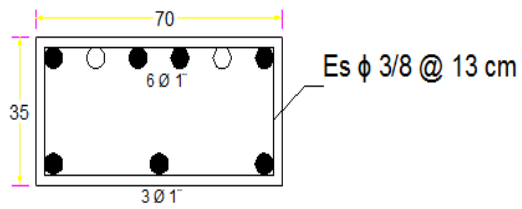
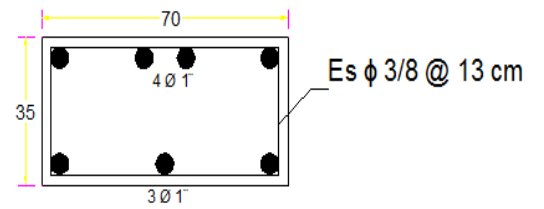


Figura 20. Nervadura principal lateral dirección X



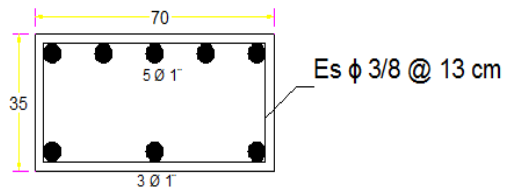
CORTE 1 - 1



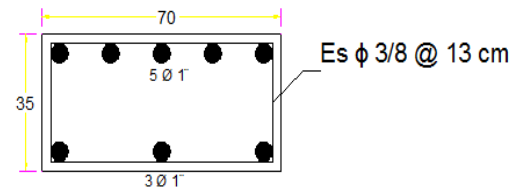
CORTE 2 - 2

Y

**Figura 21.** Nervadura principal central dirección X



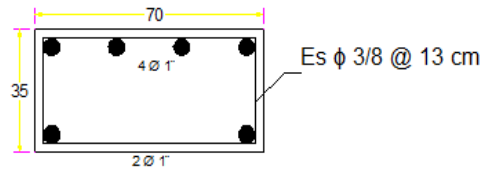
CORTE 1 - 1



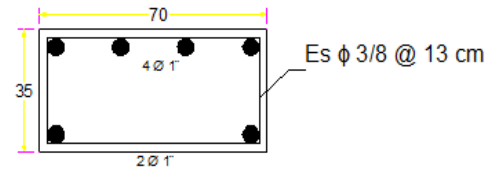
CORTE 2 - 2

**Figura 22.** Nervadura principal lateral dirección Y



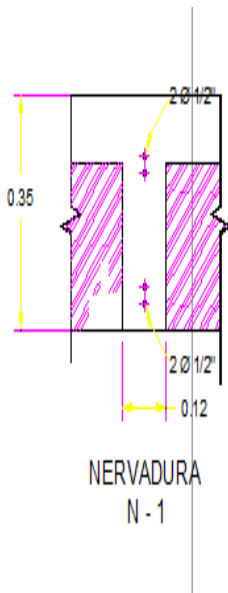


CORTE 1 - 1

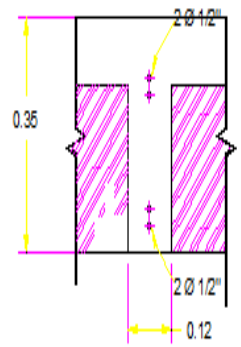


CORTE 2 - 2

**Figura 23.** Nervadura principal central dirección Y

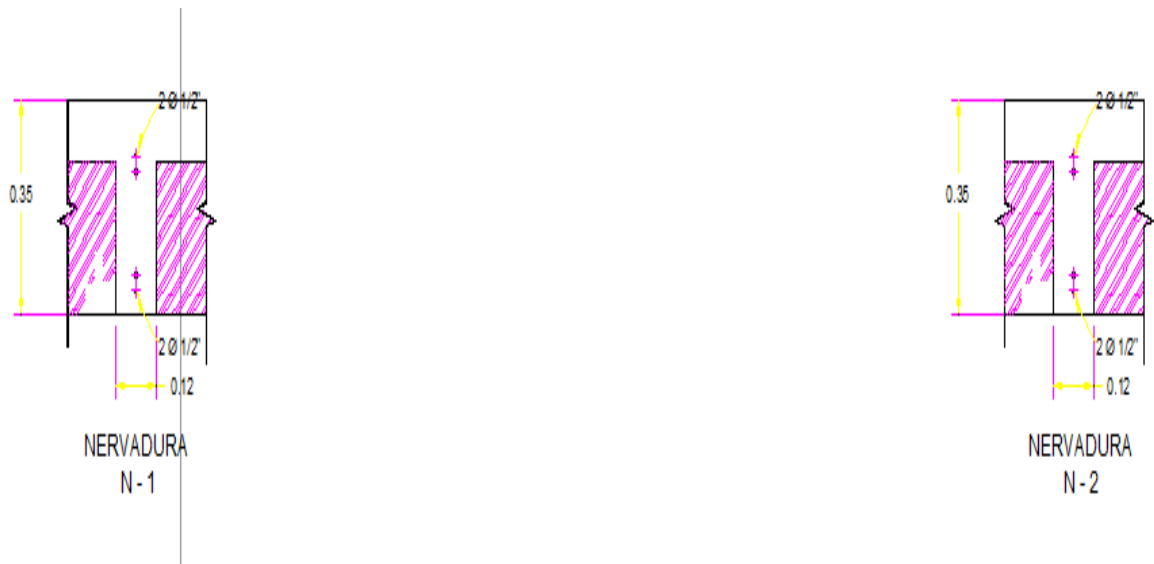


NERVADURA  
N - 1



NERVADURA  
N - 2

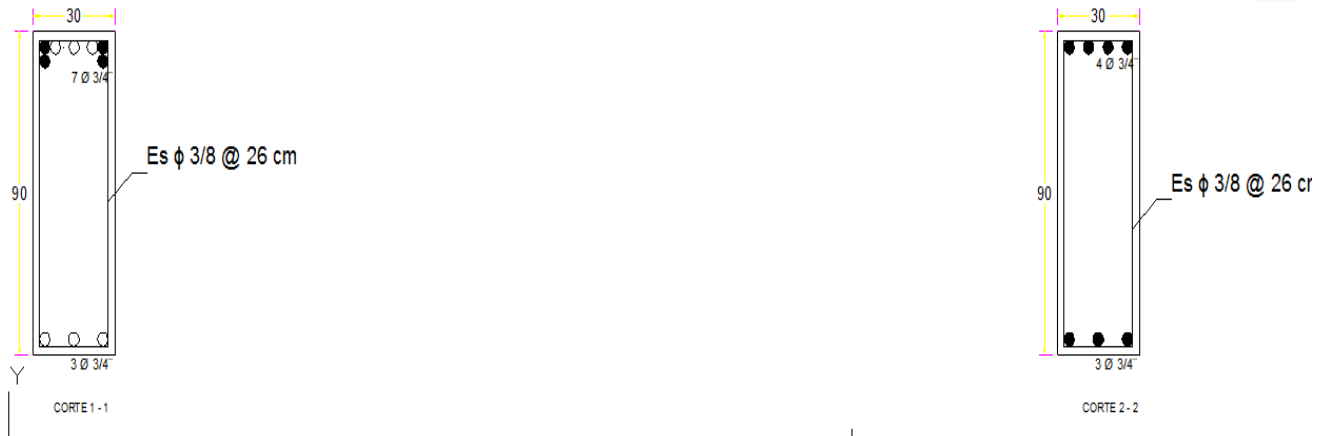
**Figura 24.** Nervadura secundaria central dirección X



**Figura 25.** Nervadura secundaria central dirección Y

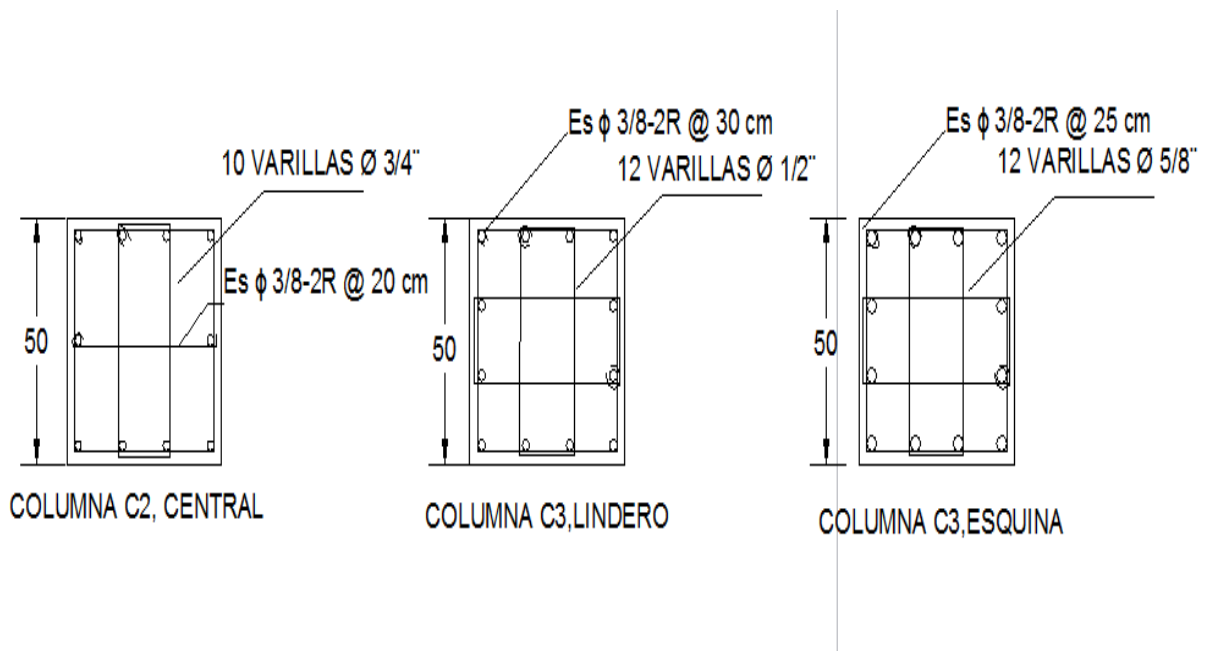


**Figura 26.** Contratrabe dirección X



**Figura 27.** Contratrabe dirección Y

- Detalles método estático considerando suelo - estructura

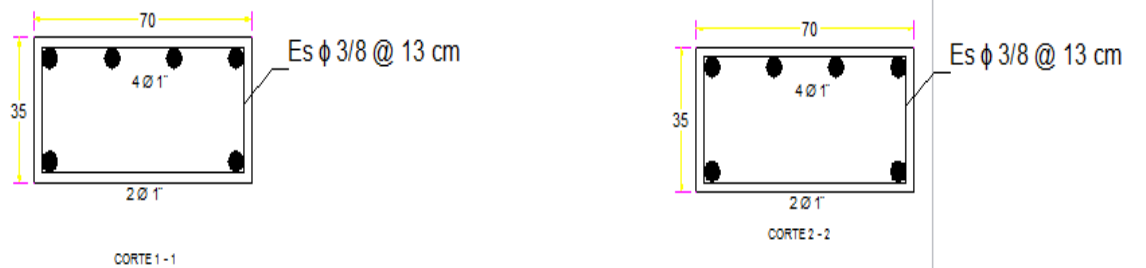


**Figura 28.** Columnas método estático considerando suelo-estructura

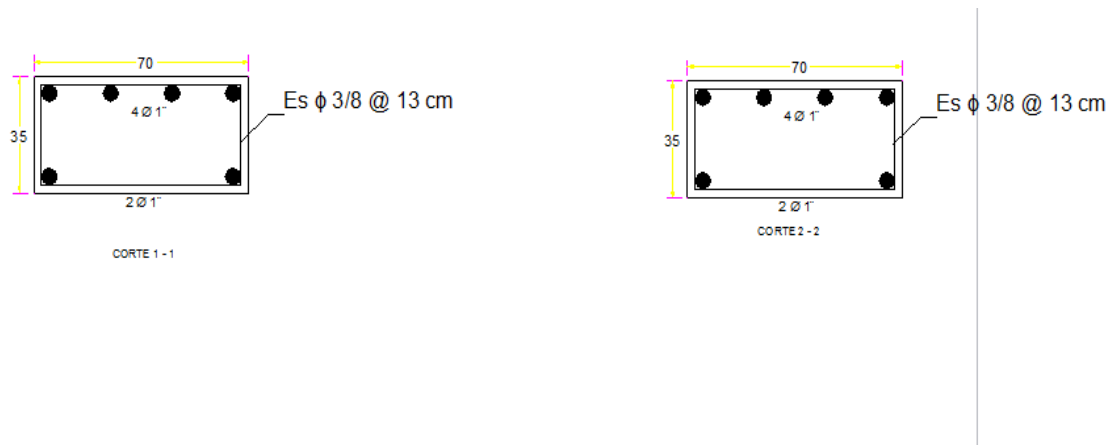


X

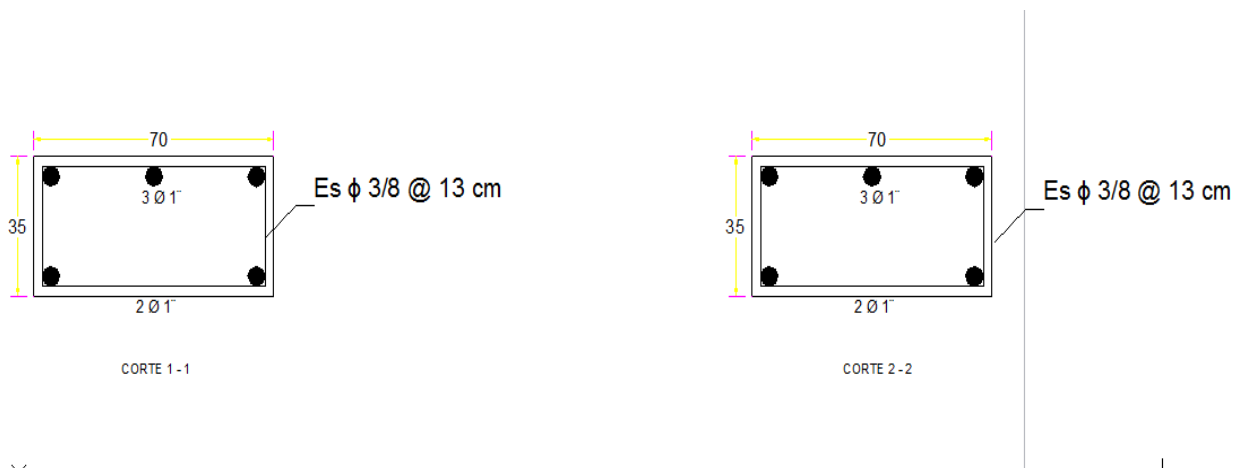
**Figura 29.** Nervadura principal lateral dirección X



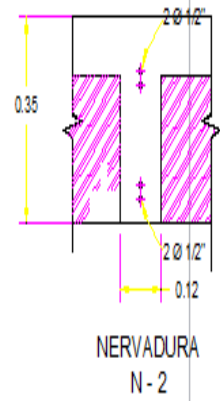
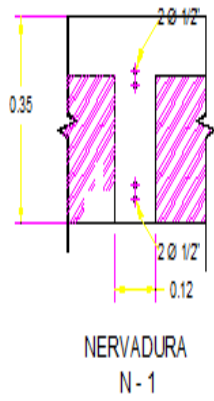
**Figura 30.** Nervadura principal central dirección X



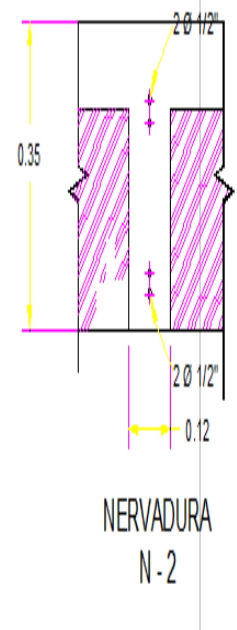
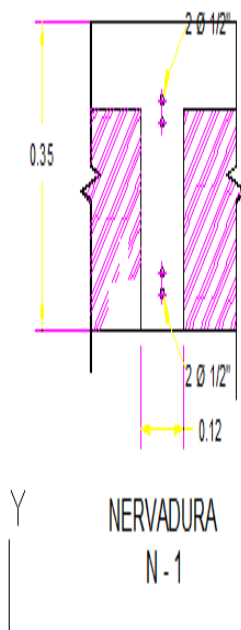
**Figura 31.** Nervadura principal lateral dirección Y



**Figura 32.** Nervadura principal central dirección Y



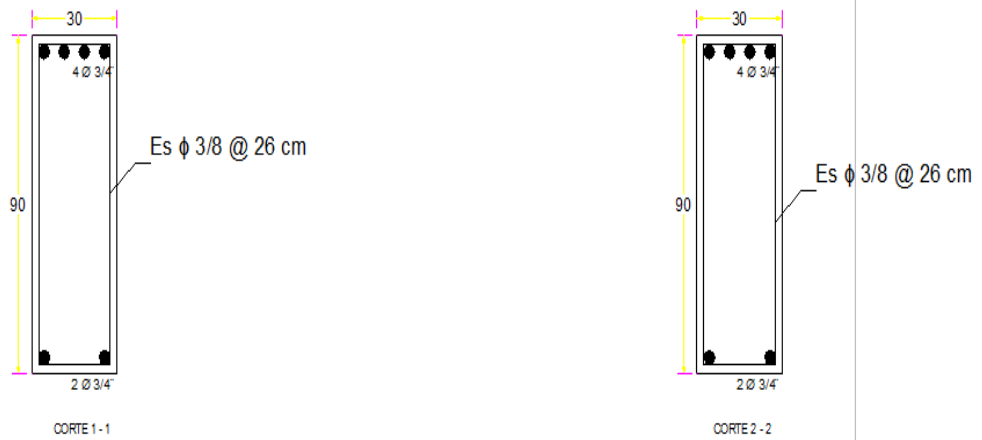
**Figura 33.** Nervadura secundaria central dirección X



**Figura 34.** Nervadura secundaria central dirección Y



**Figura 35.** Contratrabe dirección X



**Figura 36.** Contratrabe dirección Y

**Tabla 69.** Porcentajes de concreto y acero de elementos

Concepto	MÉTODO ESTÁTICO		% Diferencia
	ENFOQUE CONVENCIONAL	ENFOQUE CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA	
<b>CIMENTACION</b>			
Zapata lindero	2.90x2.90	2.80x2.80	
Armado	vars 5/8 @23 cm	vars 5/8 @23 cm	
Cant. Acero	108.57 Kg	104.83 Kg	3.45
Cant. Concreto	2.523 m3	2.35 m3	6.85
Zapata Esquina	2.60x2.60	2.20x2.20	
Armado	vars 5/8 @19 cm	vars 5/8 @21 cm	
Cant. Acero	105.45 Kg	68.64 Kg	34.9
Cant. Concreto	1.69 m3	1.21 m3	28.4
Zapata Central	2.80x2.80	2.70x2.70	
Armado	vars 5/8 @21 cm	vars 5/8 @26 cm	
Cant. Acero	113.56 Kg	84.24 Kg	25.81
Cant. Concreto	1.96 m3	2.187 m3	- 11.58
<b>COLUMNAS</b>			
Compresion axial	112.66 Ton	106.89 Ton	
Momento último	74.28 Ton.m	24.48 Ton-m	
Dimensión	70x70	50x50	
Cant. Acero	190.8 Kg	67.5 Kg	64.62
Cant. Concreto	1.47 m3	0.75 m3	48.97
<b>NERVADURA PRINCIPAL</b>			
Momento último	37.19 T-m	25.66 T-m	
Dimensión	35x70	35x70	
Cant. Acero	39.75 Kg	31.8 Kg	20
Cant. Concreto	0.245 m3	0.245 m3	0
<b>NERVADURA SECUNDARIA</b>			
Momento último	1.67 T-m	1.24 T-m	
Dimensión	35x12	35x12	
Cant. Acero	3.984 Kg	3.984 Kg	0
Cant. Concreto	0.042 m3	0.042 m3	0



## **V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1 Conclusiones**

Comparando el diseño al considerar el efecto de interacción suelo-estructura con el convencional se observa que las fuerzas laterales tanto en la dirección “x” como en “y” son menores en un 49 %.

Así mismo comparando la cimentación de zapatas se observa que existe una diferencia del 20 %.

Las columnas se encuentran con una diferencia de un 56 %.

En las nervaduras principales se encuentra una diferencia de 20 % sólo en la cantidad de acero debido a que las dimensiones son las mismas por lo tanto el concreto es equivalente.

En las nervaduras secundarias no se encontró diferencia debido a que el diseño arrojó la cantidad mínima de acero.

Así, en porcentaje final tanto en concreto como en acero de todos los elementos estructurales se estima un promedio de 21 % de ahorro en el diseño para el enfoque considerando interacción suelo estructura.

Es factible usar métodos de diseño más racionales para lograr un ahorro significativo en diseño estructural de edificios, sin sacrificar la seguridad de los mismos.

## **5.2 Recomendaciones**

Al comparar los dos diferentes diseños se recomienda usar, cuando se permita, el método suelo-estructura, es más extenso pero de mayor precisión, esto conllevará a una mayor satisfacción para el cliente, pudiéndose así economizar la estructura.

## **VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Meli Piralla. (2007). Diseño Estructural. 2da edición, México. Editorial Limusa.

Bazán/Meli. (2001). Diseño Sísmico De Edificios, México. Editorial Limusa.

Jack C. McCormac. (2002). Diseño de concreto reforzado. 4ta edición, México. Editorial alfaomega.

Comisión Federal De Electricidad. (2008). Manual De Diseño De Obras Civiles Diseño Por Sismo. México.

González Cuevas. (2007). Aspectos fundamentales del concreto reforzado. 4ta edición, México. Editorial limusa.

Aslam Kassimali. (2001). Análisis estructural. 2da edición, México. Editorial thomson.

Imcyc. (2002). Reglamento para las construcciones de concreto estructural. México.

Juárez Badillo (2010). Mecánica de suelos. Tomo 1, México. Editorial Limusa.

Arthur H. Nilson (1999). Diseño de estructuras de concreto. 12va edición, Colombia. Editorial Mcgraw-Hill.

Dagoberto López López (2009). Vigas simplemente reforzadas. México.

Núñez Amarillas Abigail (2006). Análisis de la estratigrafía como respuesta a las intensidades registradas durante el sismo del 12 de marzo del 2003, área comprendida entre avenida Kino, avenida Antonio caso y Ostimuri, ITSON, Cd. Obregón, Sonora, México.

## **DIGITOGRAFÍA**

1. <http://www.mmc.igeofcu.unam.mx/www.ssn.unam.mx/website/html/SSN/Doc/Cuaderno1/ch2.html>
2. <http://www.sismologia.cl/informes/que.html>
3. [http://secre.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Mx\\_sismo/mhist.htm](http://secre.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Mx_sismo/mhist.htm)
4. <http://www.mmc.igeofcu.unam.mx/www.ssn.unam.mx/website/html/SSN/Doc/Cuaderno1/ch2.html>.
5. [http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/epic/epic\\_rect.php](http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/epic/epic_rect.php)
6. <http://earthquake.usgs.gov/>