



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727 – 15

a la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE SUPERESTRUCTURA PARA EDIFICIO DE CONCRETO DE CINCO NIVELES EN URUAPAN, MICHOACÁN.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero civil

Presenta:

Arqueolítico Romero Lopez

Asesor:

M.I. Luis Arturo Muñoz Galindo

Uruapan, Michoacán, a 26 de mayo del 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres, por su apoyo en todos los aspectos.

Le doy gracias a mis hermanos y familiares por brindarme su apoyo.

Gracias al Maestro Ingeniero Luis Arturo Muñoz Galindo por su apoyo, su asesoría, y por compartir su conocimiento, experiencia en la elaboración de mi tesis.

A todos los maestros que se preocuparon por enseñarme.

ÍNDICE

Introducción

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema.	2
Objetivo.	3
Pregunta de investigación.. . . .	4
Justificación.	4
Marco de referencia.	5

Capítulo 1.- Diseño estructural.

1.1 Concepto de diseño estructural.	6
1.2 El proceso del diseño estructural.	7
1.2.1 Estructuración.	7
1.2.2 Análisis.	7
1.2.3 Dimensionamiento.	8
1.3 Las herramientas de diseño.	10
1.4 Conceptos fundamentales.	13
1.5 Criterios de diseño.	14
1.6. Reglamento de diseño.	17
1.7 Materiales estructurales.	19
1.7.1 Propiedades estructurales más comunes.	19
1.7.2 Principales materiales estructurales.	21
1.8 Elementos estructurales básicos.	24
1.8.1 Elementos lineales.	24

1.8.2 Elementos planos.	26
1.8.3 Elementos de superficie curva.	27
1.9 Principales sistemas estructurales.	29
1.9.1 Sistema formado por barras.	31
1.9.2 Sistema a base de placas.	33
1.9.3 Sistema de piso.	35
1.9.4 Sistemas para edificios de varios pisos.	39

Capítulo 2.- Análisis estructural.

2.1 Concepto de análisis estructural.	42
2.2 Modelo analítico de un elemento estructural.	43
2.3 Las acciones en las estructuras.	48
2.3.1 carga muerta.	49
2.3.2 Carga viva.	50
2.3.3 Cargas de nieve, lluvia, granizo y hielo.	54
2.3.4 Efectos del viento.	55
2.3.5 Otras acciones accidentales.	58
2.4 Sismo.	61
2.4.1 Criterios de diseño.	68
2.4.2 Análisis sísmico dinámico.	69
2.5. Método de los desplazamientos o de las rigideces.	74

Capítulo 3.- Resumen de macro y microlocalización.

3.1 Generalidades.	77
3.1.1. Objetivo.	77
3.1.2. Alcance del proyecto.	78

3.2. Resumen ejecutivo.	79
3.3. Entorno geográfico.	80
3.3.1. Macro y microlocalización.	80
3.3.2. Geología regional y de la zona en estudio.	85
3.3.3. Hidrología regional y de la zona en estudio.	85
3.3.4. Uso de suelo regional y de la zona en estudio.	85
3.4. Informe fotográfico.	86
3.4.1. Problemática.	86
3.4.2. Estado físico actual.	86
3.5. Alternativa de solución.	89
3.5.1. Planteamiento de alternativas.	90
3.6. Procesos de análisis.	90
Capítulo 4.- Metodología.	
4.1 Método empleado.	92
4.1.1 Método matemático.	93
4.2 Enfoque de la investigación.	93
4.2.1 Alcance de la investigación.	95
4.3 Diseño de la investigación.	96
4.4 Instrumentos de recopilación de datos.	96
4.5 Descripción del proceso de investigación.	97
Capítulo 5.- Análisis calculo e interpretación de resultados.	
5.1 Descripciones y consideraciones generales.	99
5.2 Análisis de cargas.	110
5.3 Análisis estructural.	118

5.4 Diseño de losas.	121
5.5 Diseño de trabes.	133
5.6 Diseño de columnas.	143
Conclusión.	155
Bibliografía.	159
Anexos								

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Fue a mediados del siglo XVII que los ingenieros empezaron a aplicar los conocimientos de la mecánica, en el análisis y diseño de estructuras. Para esto se distinguen algunas construcciones importantes como las pirámides egipcias, los templos de los griegos y de los romanos se encuentran los puentes, acueductos, coliseos e introdujeron la bóveda y el arco.

Francis Bacon (1561-1626), fue uno de los creadores del método experimental Galileo Galilei (1564-1642). Matemático, físico y astrónomo italiano. Considerado como el fundador de la teoría de las Estructuras. En su libro Dos nuevas ciencias, publicado en 1938, Galileo analizó la falla de algunas estructuras simples como la viga en voladizo. Aunque sus resultados fueron corregidos posteriormente, puso los cimientos para los desarrollos analíticos posteriores especialmente en la resistencia de materiales.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), los métodos para el análisis y diseño estructural cada vez son más refinados. Gracias a que, cada vez más investigadores contribuyen en la obtención de métodos de análisis y diseño estructural más prácticos y más precisos. Gracias también al avance de la tecnología, que reemplaza muchas horas detrás de un escritorio, horas que pueden ser aprovechadas para revisar la seguridad estructural, comparar los resultados con otras estructuras similares, etcétera. Por otra parte existe la introducción de nuevos materiales estructurales y no estructurales, conforme avanza la necesidad de obtener estructuras más efectivas, ya sea por situaciones ambientales, arquitectónicas, estructurales u otras.

De conformidad con Meli Piralla (2004), los métodos que se utilizan para el diseño estructural hoy en día, son señalados como muy refinados pero no se justifican ya que sin ellos se lograron estructuras que hasta el día de hoy siguen de pie, lo que basta con tener un buen sentido estructural y la experiencia acumulada en la construcción de estructuras anteriores.

Mediante una investigación realizada en la biblioteca de la Universidad Don Vasco, se encontró una tesis que tiene relación con la aquí presentada y tiene como título “Análisis y diseño de un edificio de concreto de cuatro niveles para la ampliación del Instituto Morelos secundaria y preparatoria”, realizada en el año 2007 por Zoila Lizbeth Sandra Selene Lezcano Álvarez, el objetivo es plantear una alternativa de solución viable al problema de espacios adecuados para salones que existe en el Instituto Morelos, proponiendo la construcción de un edificio de cuatro niveles; llegando a la conclusión de que el proyecto fue realizado con la finalidad de mostrar la importancia que tiene la construcción de un edificio y/o casa habitación el tomar en cuenta todos los factores que lo afecten.

Planteamiento del problema.

Con el incremento de las vías de comunicación cada vez más turistas quieren recorrer el mundo, y por consiguiente ocupan de un espacio donde descansar y disfrutar, es por eso que se plantea la construcción de un edificio para Hotel en Uruapan Michoacán. El problema a resolver radica en ¿Cómo sería la mejor solución para el análisis y diseño estructural de este Hotel?

Al realizar este proyecto se busca obtener la solución adecuada y más confiable para dar las dimensiones óptimas a los elementos estructurales que van a componer a la superestructura, de tal manera que estos soporten las cargas.

Las estructuras, al desarrollar la función para la que fueron creadas, estarán sujetas a ciertas cargas y deben ser capaces de soportarlas, por lo que es importante que estén bien diseñadas.

Objetivo.

Objetivo general:

Analizar y diseñar estructuralmente, la superestructura para un edificio de concreto en cinco niveles, que cumpla con todas las condiciones necesarias para tener un grado de seguridad razonable, de forma que su comportamiento sea adecuado en las diferentes etapas de su vida útil. Además de brindar la función para la cual le fue asignada.

Objetivos particulares:

- 1) Usar el concreto armado como material estructural.
- 2) Obtener una estructura segura.
- 3) Diseñar de la mejor manera el edificio.
- 4) Cumplir con las normas técnicas de construcción en concreto.
- 5) Diseñar un edificio con costo mínimo para su mantenimiento.
- 6) Determinar la importancia de los elementos estructurales.

Pregunta de investigación.

Al realizar este proyecto se busca ¿cómo sería la solución adecuada y más confiable para dar las dimensiones óptimas a los elementos estructurales que van a componer a la superestructura, de un edificio de tal manera que estos soporten las cargas?

Justificación.

Se considera de gran importancia analizar y diseñar una estructura en ingeniería civil, ya que como toda construcción debe de tener su cálculo estructural para estar dentro del rango de costo, durabilidad, operación y sobre todo que sea seguro.

El motivo de hacer el análisis y diseño estructural de un edificio es para contribuir en la Ingeniería Civil, misma que es muy amplia ya que cada vez más investigadores interviene en sus distintas ramas para enriquecerlo de información. Y para aportarle a la Escuela de Ingeniería Civil, de la Universidad Don Vasco una investigación que podrá ser consultada por aquellos alumnos y docentes que se interesan por el área de estructuras, de forma que les brindara procedimientos de cálculo y demás temas relevantes.

El propietario podrá tener a su disposición un análisis y diseño estructural de un Hotel, de modo que si en un futuro decide ejecutar el proyecto ya no será necesario invertir en el cálculo de dicha estructura. Asimismo es un enriquecimiento de información para el investigador, ya que como seres humanos el aprendizaje es algo constante, y más en el área de Ingeniería Civil que requiere de una actualización constante. Además de beneficiar a todo aquel que consulte esta información ya que les proporcionara conocimientos de cálculo, construcción, entre otros.

Marco de referencia.

La elaboración de este proyecto está previsto para la ciudad de Uruapan, Michoacán, que se encuentra a 1620 msnm y con coordenadas geográficas 19°11' y 19°38" de latitud Norte; los meridianos 101°56' y 102°24' de longitud oeste, tiene una extensión territorial de 954.17km². El Estado colinda al noroeste con los Estados de Colima y Jalisco, al norte con Guanajuato y Querétaro, al este con el Estado de México y al sureste con Guerrero.

Esta ciudad se especializa en la actividad económica de la producción del aguacate, pero no dejando de lado el cultivo de otros productos como; maíz, caña de azúcar, entre otros cultivos y a la vez la segunda más importante es el turismo debido a la riqueza de la flora de la ciudad.

El clima de la ciudad es variado debido a su altitud siendo este templado semihúmedo, con lluvia en verano. En cuanto a la población, con los datos del INEGI del 2010, que es de 315,350 habitantes, esto da como resultado una densidad de población 330 habitantes por km².

Cuenta con todos los servicios básicos para el desarrollo de toda construcción o actividad económica como la electricidad, teléfono fijo, celular, transporte, agua potable, drenaje y todos los principales.

En infraestructura se encuentra en condiciones aceptables, ya que la mayoría de las vías públicas están pavimentadas, cuenta con un aeropuerto además de carreteras de cuota y sin peaje, con esto agiliza el traslado de productos que el lugar produce, ya sea para el interior de la república o para el extranjero, logrando así un incremento económico, alcanzando un bienestar de la población, al igual que se benefician y progresan los lugares vecinos.

CAPÍTULO 1

DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se aborda lo relativo al concepto de diseño estructural, así como el proceso para llevar a cabo dicho concepto, las herramientas del diseño, y los conceptos fundamentales. Además se mencionan los criterios de diseño, los reglamentos, los materiales estructurales. También los elementos estructurales básicos y principales sistemas estructurales.

1.1. Concepto de diseño estructural.

“Una estructura se concibe como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje como en los muros de contención, tanques o silos.” (González y Villegas; 2005: 13)

Como señala De Buen (1993), el diseño estructural está en dar forma a una estructura para cumplir una determinada función con un grado de seguridad razonable y que en condiciones de servicio tenga un comportamiento adecuado. Además de cumplir otros requisitos, como el estar dentro del rango económico y cumplir con determinadas exigencias estéticas. La solución al problema de diseño no se puede obtener mediante un proceso matemático, donde se aplica un conjunto de reglas. En el problema de diseño se propone una solución razonable porque no existe una solución única.

1.2. El proceso del diseño estructural.

Según Meli Piralla (2004), la función que debe cumplir una construcción, es que no sufra fallas o que presente un mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que en ella actúa. Un buen criterio estructural no está basado únicamente en la práctica, sino que está apoyado en sólidos conocimientos teóricos.

1.2.1. Estructuración.

Como indica Gallo Ortiz (2005), es la fase del diseño donde se eligen los materiales que compondrán la estructura para conocer el peso de la misma y las propiedades mecánicas, es decir el tipo de estructura que la obra debe tener.

En esta parte el proyectista debe aplicar sus conocimientos de la práctica y de la teoría estructural, para realizar un predimensionamiento de los elementos estructurales que constituirán la estructura. Es aquí donde se toma en cuenta la creatividad para elegir el tipo de estructuras y este depende de los resultados.

Es la parte más importante ya que la aceptación de la estructura, depende de la correcta elección del sistema estructural.

1.2.2. Análisis.

Este subtema se desarrollará de una forma muy breve, debido a que se retomará en capítulos posteriores donde se detallara más a fondo.

Gallo Ortiz (2005), menciona las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura, ante las diferentes acciones que estará sometido durante su vida útil.

1) Modelar la estructura. Consiste en idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible que debe ser analizado con los procedimientos y métodos de cálculo disponibles.

En este apartado se cometen errores graves al emplear un modelo demasiado simple que no representa adecuadamente la respuesta estructural.

2) Determinar las acciones de diseño. Es donde se determinan las acciones que obrarán en la estructura, conociendo los sistemas constructivos, la ubicación de la estructura y toda información que ayude a tener un mayor grado de aproximación en la valuación de las acciones.

3) Determinación de los elementos mecánicos de diseño. En esta etapa se aplican los diferentes métodos y procedimientos de cálculo para determinar las fuerzas internas como las fuerzas axiales, las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, momentos torcionantes y deformación de los diferentes componentes de la estructura.

El desarrollo de los métodos numéricos relacionados al empleo de las computadoras ha hecho posible analizar estructuras cada vez más complejas.

1.2.3. Dimensionamiento.

Se entiende por dimensionamiento “la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo.” (González y Villegas; 2005: 23)

González y Villegas (2005), señala que en esta parte, el costo influye de manera importante en la solución que se adopte, así también se procura una estructura estéticamente aceptable. Y buscando sencillez constructiva (estandarizando las

secciones con el mayor grado posible), uniformidad y evitando discontinuidades tanto en las dimensiones del concreto como en la distribución del acero.

En la presente etapa se define con más detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Se pone principal cuidado para elaborar planos y tratar de que estos sean prácticos al momento de ejecutarse en obra, ya que un plano con detalles exagerados lleva a cometer errores.

Meli Piralla (2004), señala que el análisis de la secuencia temporal con que se realiza el diseño de una estructura permite distinguir las fases siguientes:

1) Planteamiento de soluciones preliminares.

Se requiere tener bien definido la función a la que debe cumplir la estructura así como tener datos sobre las condiciones ambientales, ya que es una restricción que se impone por lo tanto no se debe de despreciar, es en esta etapa donde se reúnen todos los especialistas de cada subtema y el estructurista para definir las necesidades básicas de cada uno de ellos.

2) Evaluación de soluciones preliminares.

Se pretende definir las características esenciales de la estructura que se han mencionado en el planteamiento de soluciones preliminares con el fin de identificar posibles problemas. Haciendo una comparativa de costos, así como de la dificultad de obtención de los materiales, el costo de mantenimiento que en el caso del acero su costo de mantenimiento es más caro a comparación del concreto que no presenta corrosión y no se pinta muy a menudo, también se toma en cuenta la facilidad y rapidez de la construcción debido a que el acero es más rápido de construir, pero se ocupa de especialista para su montaje y soldadura y no es muy fácil de obtener en cualquier dimensión.

3) Diseño detallado.

Una vez que se selecciona la opción más conveniente, se define hasta su detalle pero es frecuente que se repita el análisis debido a que las características que se habían supuesto al principio tuvieron que modificarse.

4) Transferencia de los resultados del diseño.

Es en esta parte donde los resultados son transmitidos a los usuarios, los constructores por medio de planos con los detalles y características necesarios para una buena ejecución.

5) Supervisión.

Es aquí donde se destaca la importancia de las personas responsables del proyecto, sugerir alguna alternativa de algún imprevisto que surja, así como comprobar que se esté interpretando de manera correcta su diseño.

1.3. Las herramientas del diseño.

El hombre primitivo utilizó materiales que transformo en estructuras para protegerse de las condiciones climatológicas y resguardar sus alimentos una vez que ya era sedentario. Anteriormente las estructuras se proyectaban a partir de las construcciones existentes y de la experiencia que el constructor tenía.

Como menciona Meli Piralla (2004), los sistemas de construcción muy refinados que tenemos hoy en día, pasaron por muchos intentos fallidos, pero lo de prueba y error se tiene que dejar para los laboratorios y no experimentar en la construcción, sin embargo unas teorías surgieron como ejercicio académico, y después se le dio la aplicación en el diseño estructural. Los métodos de diseño no se justifican, dado que sin ellos se pudieron realizar estructuras que han durado siglos. El procedimiento de

prueba y error, es una forma muy costosa de ir afinando el diseño de las estructuras reales.

Los métodos analíticos que se tienen hoy en día son muy refinados gracias al avance de la tecnología, pero un buen resultado del análisis también depende del amplio conocimiento del usuario en poder alimentar el software y no olvidarse que es una simple máquina que no piensa, no razona, pero si arroja resultados correctos comparados con la experiencia sabiéndolo alimentar de información.

Las normas y manuales tienen que ser un apoyo para el desarrollo del diseño y no como única solución. La experiencia acumulada por varios problemas resueltos y de la observación en campo, están vaciados en normas y manuales, desde la consideración de las cargas que la estructura soportara hasta la elección de métodos adecuados.

Los sistemas estructurales por computadora remplazan las horas detrás de un escritorio, horas que pueden ser aprovechadas para un mejor desempeño para revisar detalles y seguridad de la estructura.

Como indica Meli Piralla (2004), los mandamientos que el proyectista debe tener en mente al usar programas de cómputo, manuales y ayudas de diseño.

- 1) No es recomendable usar ninguna de esas herramientas si se desconoce de la teoría en que se basa y de sus limitantes.
- 2) Una vez que ya se revisó si es aplicable al problema por resolver, hay que cuidar que brinde resultados de lo que se desea conocer, así como cuidar de las unidades.
- 3) Ya logrados los resultados, se procede a revisar minuciosamente para ver que no hay errores y posiblemente a comprobarlo con otro procedimiento.

4) Revisar qué aspectos no han sido tomados para considerarlos.

Una herramienta muy útil para el proceso de diseño puede obtenerse a través de la experimentación; “se trata de estudiar los fenómenos, ahora no a través de modelos analíticos de la estructura, sino a través de modelos físicos de la misma.” (Meli Piralla; 2004: 32)

Llevar a modelos físicos una estructura consiste en representar la misma a través de palitos y otros materiales para posteriormente aplicarle cargas y observar su comportamiento comparado con la realidad, esto no es más que el ensaye de un modelo a escala, de modo que las características del modelo a ensayar, se procura que su comportamiento sea igual al de la realidad pero en ocasiones no es posible, es por eso que para algunos autores este modelo no brinda resultados muy confiables.

El avance de modelos analíticos en la computadora ante variedad de condiciones de cargas, así como la complejidad de resolver una estructura por su gran número de ecuaciones, ha hecho por un lado al modelo físico.

Pero retomando lo dicho por Meli Piralla (2004), los modelos físicos siguen vigentes en la determinación de los efectos de viento en una estructura de forma geométrica compleja, y eso es muy importante de modo que constituye una comprobación de la seguridad más directa de la estructura. La única desventaja es que la obtención de especímenes es muy costoso y solo se justifica para estructuras repetitivas de gran importancia.

Los reglamentos exigen que algunos tipos de estructuras de gran importancia sean sometidas a modelos físicos, para comprobar su capacidad a través de pruebas de carga.

1.4. Conceptos fundamentales.

La función de la estructura es absorber las solicitaciones que derivan de la operación de la construcción, como se muestra en la figura 1.1.

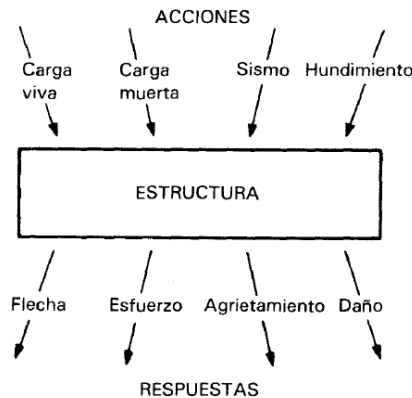


Figura 1.1.- Representación esquemática del mecanismo acción-respuesta
Fuente: (Meli Piralla; 2004: 56)

De acuerdo con Meli Piralla, (2004) para que la respuesta de la construcción se mantenga dentro de los límites que no afecten su correcto funcionamiento, tiene que cumplir con las funciones para las cuales está siendo proyectada.

“Se llama estado límite de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable.” (Meli Piralla; 2004: 56) El RCDF distingue dos tipos de estados límites que son:

a) Estados límites de falla (colapso, inestabilidad, fatiga, daño irreversible). Es cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

b) Estados límites de servicio (flechas, desplazamientos horizontales, vibraciones, agrietamientos). Es la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos,

vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudique su capacidad para soportar cargas.

1.4. Criterios de diseño.

De acuerdo con De Buen (1993), en los siguientes incisos se describen algunos de los criterios y métodos de dimensionamiento más comúnmente utilizados en el diseño estructural.

a) Diseño por medio de modelos: Es una forma muy directa de diseñar estructuras haciendo modelos a escala natural y comprobar si es aceptable su comportamiento ante la combinación de cargas a las que estará sujeto la estructura durante las diferentes etapas de su vida útil. La desventaja de este método es el costo y el tiempo necesario para obtener resultados, ya que en algunos casos los materiales que se emplean son iguales a los del prototipo, aunque pueden emplearse otros materiales, siempre tomando en cuenta que el comportamiento del modelo sea equivalente al de la estructura.

En este proceso de diseño, se aplican todas aquellas solicitaciones exteriores representativas a las que estará sujeto la estructura en la realidad, para satisfacer la función que le fue asignado, el modelo debe resistir ese conjunto de solicitaciones a escala un tanto mayores de las que se estima que deberá soportar la estructura bajo sus condiciones de servicio. La respuesta del modelo deberá estar dentro de los límites admisibles, de forma que si una de las condiciones no se satisfacen, se modifican las características del modelo y se repite el proceso.

b) Método de los esfuerzos de trabajo: Es un procedimiento analítico que consiste esencialmente en el proceso siguiente. Las acciones internas (cargas axiales,

momentos, fuerza cortante y torsiones) que resultan de los distintos elementos estructurales, por las solicitaciones de servicio o de trabajo que actúan sobre estas, se calculan por medio de análisis elástico. Para determinar los esfuerzos producidos en las distintas secciones por las acciones internas, se recurre a métodos también basados en hipótesis elástico. Los esfuerzos de trabajo calculados deben de ser inferiores en ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables.

El método es razonable en estructuras de materiales con comportamiento elástico si no es así el método tiene grandes limitaciones. Además “la relación entre la resistencia del material y los esfuerzos de trabajo no es siempre igual a la relación entre la resistencia del elemento y su solicitación de servicio.” (González y Villegas; 2005: 23)

c) Método plástico o de resistencia última: Como indica González y Villegas (2005), este método consiste en que los elementos estructurales se dimensionan para que tengan una resistencia determinada. Que consiste en definir las acciones internas y multiplicarlas por un factor de carga, para así conocer las resistencias de dimensionamiento.

Retomando a De Buen (1993), en este método las acciones internas que se producen provienen de las acciones externas y se determina por un análisis elástico, solamente que los elementos estructurales se dimensionan de tal manera que su resistencia sea igual a las acciones de trabajo, afectadas por un factor de carga de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado. En su mayoría los reglamentos contemporáneos de concreto reforzado se basan en este criterio.

El dimensionamiento por este método no requiere el uso del módulo de elasticidad, eliminándose así la incertidumbre de este módulo en el concreto armado.

d) Método basado en el análisis al límite: Los métodos plásticos descritos anteriormente presentan ciertas contradicciones: Mientras que la resistencia se obtiene por métodos inelásticos de los materiales, las acciones internas se calculan con base en hipótesis elásticos. Se supone en estos métodos que una estructura agota su capacidad de carga, cuando cualquiera de las secciones de los elementos estructurales que la integran, alcanza su máxima resistencia. Esto es cierto únicamente en el caso de estructuras hechas con materiales con un comportamiento elástico ideal. Cabe señalar que no se aprovecha la reserva de energía de las estructuras. Un criterio de diseño que se usa muy seguido, consiste en determinar las acciones internas, que dependen de la capacidad de carga de la estructura antes de llegar al colapso. La resistencia al colapso de la estructura debe ser lo suficiente grande para garantizar una seguridad satisfactoria o especificada.

“Se trata de lograr que las características acción-respuesta de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites que se consideran aceptables.”
(González y Villegas; 2005: 23)

e) Método probabilístico: se señala que las cargas que actúan sobre las estructuras, así como la resistencia de esta son cantidades en realidad de naturaleza aleatoria, ya que no pueden calcularse por métodos determinísticos, como se supone en los anteriores criterios de diseño. Estas características de cargas y las resistencias han hecho pensar que es mejor recurrir a métodos probabilísticos. Para establecer el diseño se sugiere que se asigne una resistencia nominal aplicando la probabilidad. El método se basa en el conocimiento del riesgo de falla, para establecer un margen de seguridad sin embargo tiene grandes limitaciones porque todavía no se tiene suficiente información sobre las variaciones de las solicitaciones y resistencia de los materiales.

1.6. Reglamento de diseño.

El reglamento “es un documento legal que tienen por objetivo fundamental proteger a la sociedad contra la ocurrencia de un colapso o del mal funcionamiento de las estructuras.” (Gallo Ortiz; 2005: 5)

Conforme con Gallo Ortiz (2005), el grado de seguridad que se puede lograr no es absoluto, sino que debe de ser el adecuado en el sentido de que sea congruente con las consecuencias de las posibilidades de fallas y el costo que implica incrementar la seguridad.

“Los reglamentos, en general, son elaborados por grupos de especialistas, y revisados por personas o instituciones interesadas; por lo tanto, un reglamento refleja, el punto de vista de sus redactores, así como de los conocimientos que se tengan en el momento de su elaboración.” (Gallo Ortiz; 2005: 5)

Como señala Meli Piralla (2004), algunos reglamentos recientes admiten, ciertas modificaciones a los factores de seguridad a partir de cálculos probabilistas que toman en cuenta las condiciones particulares. Y son recomendables especialmente para el diseño de estructuras particularmente importantes, en las que las consecuencias de falla y la magnitud de las incertidumbres, pueden ser distintas de las situaciones consideradas por las normas.

Para proyectos de grandes obras industriales y de infraestructura en las que intervienen especialistas de distintas partes del mundo, son usados códigos o recomendaciones de éste país y de otros países.

Las normas más conocidas son el Código ACI para estructuras de concreto, el AISC para estructuras de acero, el AASHTO para diseño estructural de puentes y el UBC para el proyecto de edificios en general.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

La reglamentación más actualizada y que sirve de modelo para otros estados de la República Mexicana, es el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Éste reglamento se refiere únicamente a las construcciones urbanas (edificios). El documento que tiene un alcance mucho mayor es el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad que abarca el diseño de obras industriales de chimeneas, tanques, torres y cimentaciones. Y especifica acciones de diseño para distintas regiones de la República Mexicana.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, al tener aplicación en las edificaciones urbanas, no rige para el diseño de puentes, presas y estructuras industriales particularmente complejas.

La recomendación general del reglamento para diseñar estructuras se encuentra en el apartado de “Seguridad Estructural de las Construcciones”.

Para abarcar los diversos materiales estructurales fueron emitidas las normas técnicas complementarias (NTC). Estas normas consisten en:

NTC sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto.

NTC para diseño y construcción de estructuras de acero.

NTC para diseño y construcción de estructuras de madera.

NTC para diseño y construcción de estructuras de mampostería.

NTC para diseño y construcción de cimentaciones.

NTC para diseño por sismo.

NTC para diseño por viento.

1.7. Materiales estructurales.

Se le conoce como material estructural a aquellos que son utilizados en la construcción para soportar las cargas y proporcionar resistencia y estabilidad a la estructura.

1.7.1. Propiedades estructurales más comunes.

Como indica Fitzgerald (2007), los materiales poseen propiedades mecánicas, que consiste en las características físicas del comportamiento del material sometido a esfuerzos, además poseen propiedades químicas, eléctricas, térmicas, ópticas y otras. Aunque las propiedades mecánicas son las que se toman en cuenta, para determinar si un material es adecuado para la construcción, además de su costo.

Partiendo de lo dicho por Fitzgerald (2007), las propiedades mecánicas que describen a los materiales, cuando son sometidos a cargas son:

- 1) Resistencia: es la muestra de capacidad en un material, para soportar cargas. También conocido como (esfuerzo) máximo que un material puede soportar antes de presentarse la falla.
- 2) Rigidez: cuando se soporta un gran esfuerzo con una deformación mínima.
- 3) Ductilidad: consiste en soportar grandes deformaciones después de haber alcanzado su resistencia, que está asociado con los esfuerzos de tensión. Ejemplo cobre, acero dulce.
- 4) Maleabilidad: un material que posee la propiedad de deformarse plásticamente cuando está sujeto a esfuerzos de compresión, y por lo regular los materiales que son dúctiles son maleables. Ejemplo, un material que puede ser laminado en hojas delgadas.

5) Fragilidad: es la capacidad de un material de fracturarse con escasa deformación. Ejemplo cristal, fierro vaciado, concreto y la piedra.

Los materiales que están sujetos a cargas dinámicas deben de ser capaces de absorber la energía y el choque de las cargas. La resiliencia y tenacidad son las propiedades que describen esa capacidad de absorber energía)

6) Resiliencia: es la energía de deformación almacenada en una unidad de volumen requerida, para llevar al material al límite de proporcionalidad.

7) Tenacidad: es la energía de deformación almacenada en una unidad de volumen requerida, para llevar al material a la falla.

8) Dureza: es la oposición o resistencia de un material a ser rayado por otro. Ejemplo el diamante.

9) Maquinabilidad: es una medida de la facilidad con que un material puede maquinarse mediante operaciones como, barrenado, fresado, roscado, etc.

Además de las propiedades mecánicas mencionadas existe:

10) Elasticidad: se refiere a la propiedad que presenta un material de volver a su estado original una vez que se le retira la carga que se le aplico sobre él.

11) Plasticidad: es la propiedad que tiene un material de ser moldeado, esto está relacionado con cambios irreversibles en esos materiales.

12) Fatiga: prácticamente consiste en la falla de un material sujeto a ciclos de carga y descarga.

El comportamiento de la propiedad mecánica, en ductilidad y fragilidad se observan mejor en la siguiente figura.

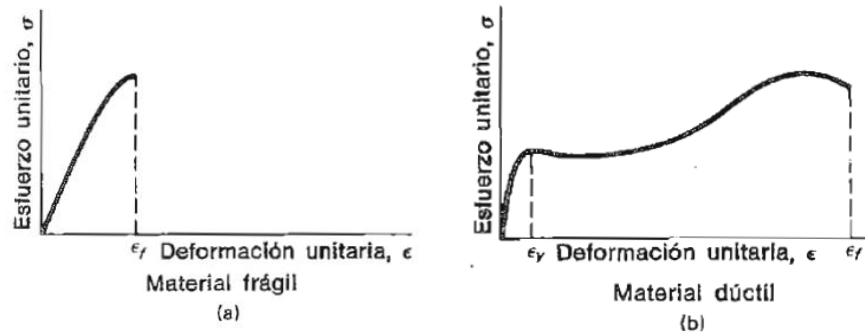


Figura 1.2.- Ductilidad y fragilidad mediante el diagrama de esfuerzo-deformación unitaria.

Fuente: (Fitzgerald; 2007: 438)

Retomando lo dicho por Meli Piralla (2004), el material que compone a la estructura además de tener características estructurales debe tener propiedades de impermeabilidad, durabilidad cuando se expone a la intemperie, aislamiento térmico (calor) y acústico (ruido) como presentar resistencia al fuego además de proporcionar cualidades de estética.

1.7.2. Principales materiales estructurales.

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004) los materiales estructurales son:

1) Materiales pétreos: Son de procedencia natural o artificial, tienen una alta resistencia a la compresión y módulo de elasticidad aunque su resistencia a la tensión es casi nula. Su falla por lo regular es frágil a tensión y a compresión. Como ejemplo esta la roca.

2) La mampostería: Son las piedras artificiales o naturales unidas (junteadas), por medio de mortero para formar una estructura resistente. Por mencionar algunos

está el ladrillo, el bloque de concreto, el ladrillo sílico-calcáreo y en las zonas rurales es empleado el adobe y el suelo cemento. Su aprovechamiento para fines estructurales está en elementos sometidos a esfuerzos de compresión, también cuando se aprovecha el peso propio del elemento estructural. “El concreto simple suele clasificarse dentro de la categoría de las mamposterías.” (Meli Piralla; 2004: 274)

3) Concreto reforzado: “es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona resistencia a la tensión de que carece el concreto.”(McCormac; 2005: 1) De forma que el concreto por si solo tiene alta capacidad a la compresión, aunque no a la tensión pero al introducir acero se corrige esta deficiencia.

McCormac (2005), señala que es el material más popular en la construcción, ya que se utiliza en estructuras grandes o pequeñas, edificios, puentes, pavimentos, presas, muros de retención, túneles, viaductos, instalación de drenaje e irrigación, tanques, etc. Las ventajas de este material es que proporciona buena resistencia al fuego, resistencia al agua, mediante un cuidado en la dosificación se obtiene una mejor resistencia a la compresión, es rígido, necesita de poco mantenimiento ya que gracias al recubrimiento que se le asigna al acero de refuerzo no se presenta la corrosión, en cambio el acero por si solo muy a menudo se tiene que pintar para no presentar dicho problema.

Además tiene una larga vida de servicio en condiciones apropiadas ya que la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo, al contrario incrementa con los años por la solidificación de la pasta de cemento. Es el único material económico para la construcción de zapatas, sótanos, muelles y otras similares. Es fácil de moldearse de acuerdo a la forma que se desea obtener. Para la mayor parte de su elaboración

se puede aprovechar materiales que existen en la zona tales como (grava, arena, agua). Para su montaje es aceptable la mano de obra barata, en comparación con otro material como el acero. El refuerzo ayuda en gran parte a reducir las grietas. El concreto y el acero se adhieren muy bien entre sí, por lo que no existe deslizamiento entre ellos.

Continuando con Meli Piralla (2004), además de los mencionados también está el.

4) Concreto presforzado: “Consiste en inducir esfuerzos de compresión en las zonas de concreto que van a trabajar en tensión y así lograr que bajo condiciones normales de operación, se eliminen o se reduzcan los esfuerzos de tensión en el concreto y, por tanto, no se produzca agrietamientos.” (Meli Piralla; 2004: 277).

5) Mampostería reforzada: Es un muro con refuerzo de barras de acero, este puede ser en el interior de la pieza hueca. Es usado bajo cargas verticales donde trabaja a compresión.

6) La madera: Presenta una resistencia a la tensión mayor a la de compresión, su ventaja como material estructural es que es ligero y renovable, además logra estructuras de gran belleza, pero también su desventaja está en que es poco duradero, es susceptible al fuego, se pudre con facilidad al estar en contacto con el agua, además de que sus dimensiones son limitadas. Es frágil a tensión y dúctil a compresión.

7) El acero: Es el material con mejor propiedad de rigidez, resistencia y ductilidad, presenta buena resistencia a tensión y a compresión. “Hay que tomar en cuenta que a medida que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad.” (Meli Piralla; 2004: 279) Su continuidad no es fácil de lograrse como en el concreto reforzado y para sus

juntas se ocupa de especial cuidado, su desventaja es que presenta corrosión y se ocupa de un mantenimiento constante si así lo requiere.

8) Existen otros materiales que tiene muy poca aplicación que es el aluminio, el plástico, entre otros.

1.8. Elementos estructurales básicos.

1.8.1. Elementos lineales.

“son aquellos que se modelan como líneas, o sea que tienen una de sus dimensiones mucho mayor que las otras dos” (Meli Piralla; 2004: 281). En la figura 1.3 se muestra un ejemplo.

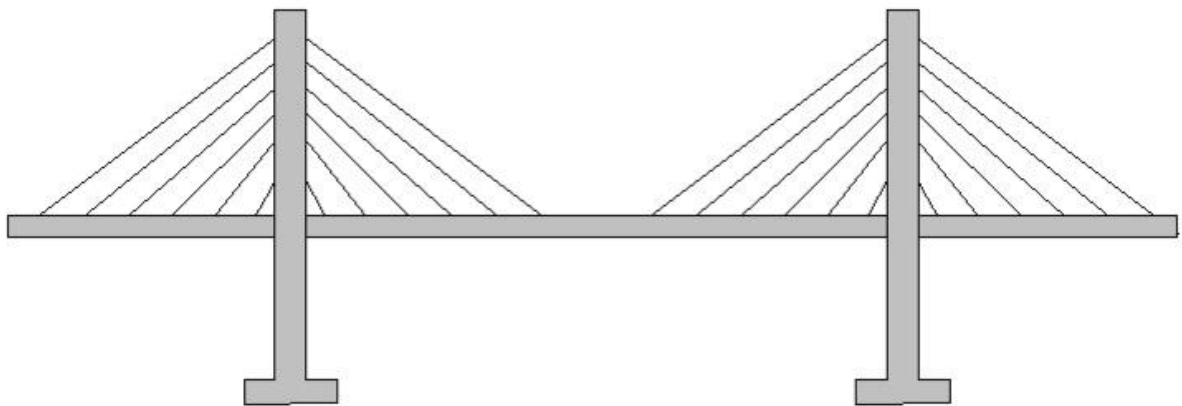


Figura 1.3.- Puente atirantado
Fuente: publiespe.espe.edu

Como refiere Meli Piralla (2004), algunos de estos elementos son:

1) El tirante: Es un elemento que ocupan tener anclaje en los extremos para contrarrestar las cargas que actúan en la estructura y transmitir la fuerza por medio de los tensores que por lo regular trabajan a tensión y el material idóneo para esto, es el acero por su alta resistencia y facilidad de ser anclado.

Es un elemento que resiste los empujes horizontales que puede ser viento en el caso de torres, resistir cargas transversales o resistir fuerzas en cualquier dirección dependiendo de la estructura para la cual está asignado. Es ideal para que entren en funcionamiento otros cables una vez que se le retira la carga y entra en funcionamiento otros cables evitando la deformación de la estructura, en elementos cortos no es recomendable, de modo que su anclaje llega a superar el costo de la estructura principal.

Cuando no se desea que tenga rigidez transversal la sección ideal es la circular, barra maciza o cable que sostienen estructuras que salvan grandes claros.

Retomando Meli Piralla (2004), dice que:

2) El poste: Es un elemento barra sujeto a compresión axial, aunque se le denomina columna cuando está sujeto a cargas más complejas que influyen flexión, y se le llama puntal cuando el poste es inclinado. Su resistencia no solo depende de su área transversal, sino también de sus dimensiones, de la característica de los materiales, de su forma tomada, de su módulo de elasticidad y de su longitud. El estado de compresión lleva como característica principal el pandeo.

3) El arco: es un equivalente del cable colgante para esfuerzos de compresión, mientras que este transmite las cargas a los apoyos a tensión puramente axial, el arco es una estructura rígida que transmite la carga a los apoyos por compresión. Lo que se cuida es el pandeo, los materiales más comunes para su elaboración han sido el concreto y la mampostería.

4) Viga: Es una barra sujeta a cargas normales a su eje, cumple con la función de resistir y transmitir las cargas por medio de flexión y cortante a los apoyos, las vigas además de resistir momentos flexionantes deben de resistir momentos torcionantes,

un aspecto importante es el estado límite de deflexiones de modo que su inercia está regido por la flecha máxima admisible. El material ideal para resistir tensión es el acero y la madera aunque está un poco restringida por sus dimensiones.

1.8.2. Elementos planos.

Un elemento estructural que “se caracterizan por tener una dimensión muy pequeña con respecto a las otras dos y una superficie media plana. Estos elementos se identifican con el nombre genérico de placas” (Meli Piralla; 2004: 289), aunque adquieren diferentes nombres de acuerdo a la función que desempeñan.

Estos elementos pueden trabajar como piso o techo de una estructura, normalmente el material que se construye es de concreto o piedra y reciben el nombre de losa, ésta puede trabajar en una sola dirección y comportarse como una viga ancha, o también puede trabajar en dos direcciones cuando la losa está apoyada en todo su perímetro, cuando la carga es uniforme esta se diseña como una viga

Para el caso de placas en dos direcciones, que reciben las cargas en dirección ‘x’ y las transmiten en dirección ‘y’ para que sean recibidas por las vigas, que luego las transmiten a las columnas en dirección ‘x’ y por consiguiente la losa debe resistir las cargas que se distribuyen en las dos direcciones.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), la flexión es la fuerza interna que domina en una placa con cargas normales a su plano. En ocasiones el cortante llega a regir el diseño de una placa.

El material más usado es, el concreto reforzado por su bajo costo en relación de su funcionamiento, el acero que tiene una alta resistencia a tensión y no ocupa de

otro material para su adecuado funcionamiento, la madera es buen material solo con su limitante que es para claros pequeños.

Para placas que trabajan en una sola dirección el material idóneo es la lámina corrugada sólo con su limitante, que es solo para cargas ligeras. Otro material es la placa sándwich.

Cuando existe falla por punzonamiento, producido por la columna en la cual se apoya la losa, se debe de aumentar el espesor de esta o colocar un refuerzo local para evitar este modo de falla.

El muro es otro elemento plano que no es más que una placa vertical que trabaja a compresión, donde las cargas se encuentran distribuidas de manera uniforme a todo lo largo del muro, para su diseño se elige una longitud unitaria de muro como si fuera una columna, aunque las cargas en 'x' resultan ser mucho menores. El material más común para la elaboración de este es el concreto reforzado, la mampostería, también la madera con su respectivo armazón y recubrimiento para aparentar un muro.

El muro diafragma conforme con Meli Piralla (2004), es un elemento que brinda rigidez a la estructura ante cargas normales a su plano, absorbe las cargas axiales y la flexión.

El muro rígido; brinda rigidez y resistencia a las cargas laterales, además de esfuerzos de cortante, esfuerzo normal debido a la carga axial y flexión.

1.8.3. Elementos de superficie curva.

Como indica Meli Piralla (2004), dentro de estos elementos esta la membrana y el cascaron.

La membrana. Es un elemento de pequeño espesor que, toma la forma que le permiten sus apoyos, para transformar a tensión las cargas aplicadas de forma transversal y poder así eliminar la flexión, es el equivalente a un cable colgante por la forma que brinda. Es un material con grandes beneficios de modo que brinda menor peso propio de la estructura.

Como menciona Meli Piralla (2004), la rigidez de la membrana se incrementa notablemente cuando se le aplica tensión en los extremos para que quede presforzado ante las cargas, para lograr su rigidez es conveniente darle una doble curvatura con un presfuerzo. El material idóneo para la membrana es el acero por su alta resistencia a tensión.

El cascarón. Es un elemento de superficie curva, que resiste cargas por esfuerzo de compresión, su capacidad para soportar cargas concentradas es pequeña. Debido a los pequeños espesores que presenta, por su buena eficiencia estructural, su resistencia lo rige el pandeo local de la superficie. Y su resistencia ante flexión local es mínima y no tiene mucha resistencia en cargas concentradas. Ese tipo de elemento puede tomar cualquier forma y crear estructuras de gran belleza, su aplicación más espectacular esta en salvar cubierta de grandes claros, la forma más común es el cascaron cilíndrico o superficie de traslación, que da lugar a una curva prolongada sobre una línea que tiene semejanza con la lámina corrugada.

Con base a Meli Piralla (2004), menciona dos superficies:

1) Superficies de rotación: Es la rotación de una curva plana sobre su eje de forma vertical, como una cúpula esférica o parabólica que trasmite las cargas a compresión en sus apoyos aunque la cúpula trabaja a tensión y a compresión.

2) Superficies regladas: Son las que se forman por traslación de los dos extremos de una recta sobre dos curvas planas (o rectas) distintas. La forma más común es el hiperboloide hiperbólico que se usa por lo regular, para techos y el hiperboloide que se usa para torres de enfriamiento. Su principal ventaja es que presenta facilidad de construcción ya que se forma a partir de piezas rectas. El material más empleado para su construcción es el concreto reforzado, el ferrocemento y el plástico. El concreto reforzado por su facilidad de moldearse, por su gran eficiencia estructural se ocupan espesores mínimos entre 5 y 8 cm para su adecuado funcionamiento, de modo que se cuida la corrosión del refuerzo y la impermeabilidad.

1.9. Principales sistemas estructurales.

“las características estructurales más importantes de un sistemas son su resistencia, rigidez y ductilidad.” (Meli Piralla; 2004: 290)

Un sistema en serie es aquel que está formado por elementos conectados de modo que las cargas que recibe se transmiten de uno a otro y si llega a fallar un solo elemento se presenta el colapso del sistema. Un ejemplo es una cadena como la presentada en la figura 1.4. “La probabilidad de falla de un sistema en serie crece proporcionalmente con el número de elementos que lo componen.” (Meli Piralla; 2004: 301)

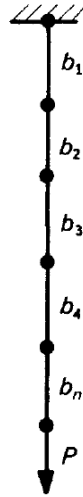


Figura 1.4.- Esquema de un sistema en serie
 Fuente: (Meli Piralla; 2004: 300)

Un sistema en paralelo es aquel que está formado por elementos conectado de manera que la capacidad de carga del sistema es la suma de las resistencias individuales, como el modelo de la figura 1.5. Si el modo de falla de cada elemento es frágil, cuando el elemento más débil alcanza su resistencia éste pierde su capacidad de carga y se presenta lo que es el colapso del sistema, al menos que el resto del elemento sea capaz de soportar las cargas que el fallido resistió.

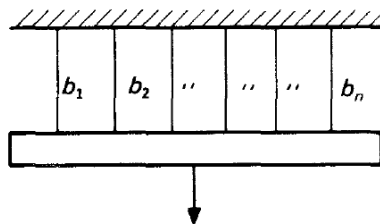


Figura 1.5.- Esquema de un sistema en paralelo
 Fuente: (Meli Piralla; 2004: 301)

1.9.1. Sistema formado por barras.

Meli Piralla (2004), menciona subdivisión entre arreglos triangulares, tipo armadura, y arreglos tipo marco. En los primeros las cargas se resisten por fuerzas axiales en los miembros y los de tipo marco la transmisión de cargas implica la aparición de flexión y cortante. A continuación se destacan los sistemas principales de este tipo.

Armadura plana es un sistema formado por barras rectas articuladas en sus extremos y arregladas de manera que formen triángulos. Su aprovechamiento es de manera eficiente, debido a que todos los elementos están sujetos a cargas axiales, y que son uniformes en toda su longitud, debido a que es ligero es muy conveniente para cubrir grandes claros.

En la práctica las conexiones para la mayoría de los materiales son cercanos a un nudo rígido que a una articulación, es por eso que estos sistemas deberían de modelarse como arreglos triangulares de barras conectadas rígidamente. Sin embargo los arreglos triangulares que tienen y por su mayoría de cargas aplicadas en los nudos, los momentos flexionantes que se introducen son pequeños y la diferencia de resultados de un análisis tomando en cuenta los nodos articulados son despreciables. “Conviene evitar que los lados de los triángulos formen ángulos muy agudos para lograr alta rigidez (ángulos entre 30° y 60° son apropiados)”. (Meli Piralla; 2004: 305) la longitud de los elementos de compresión en barras diagonales debe limitarse de manera que la resistencia no se vea reducida sustancialmente por efectos de pandeo, lo más eficiente es que las diagonales trabajen a tensión y los montantes verticales a compresión.

Las armaduras por lo regular son de tipo isostática aunque también se presentan de tipo hiperestática debido a las condiciones de apoyo que presentan.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), la madera fue el primer material que se empleó en armaduras. Por sus uniones un poco complejas, por su limitante en las dimensiones, han ocasionado que para estructuras de importancia haya sido sustituida por el acero, pero todavía se emplea con mucha frecuencia y con gran economía para techos de claros moderados, gracias a las conexiones sencillas y eficientes que se han desarrollado en años recientes. El concreto es un material que no es ideal para éste tipo de estructuras por su complicación en las uniones, y por su peso.

Su empleo común de las armaduras es como vigas de gran claro en techos y puentes, también se puede usar como elemento vertical para rigidizar y resistir cargas laterales en torres y edificios

El marco es un arreglo de barra que no es triangular, de manera que está conformado por vigas que trasladan las cargas hacia sus apoyos y los postes la bajan a la cimentación, y a eso se le denomina comúnmente como poste y dintel. Es uno de los sistemas estructurales primitivos empleado por el hombre para la construcción. “En este sistema no existe transmisión de momentos entre viga y columnas, lo que hace muy clara y fácil de calcular la distribución de fuerzas internas en los elementos, pero da lugar a que la transmisión de cargas sea poco eficiente, especialmente para fuerzas laterales”. (Meli Piralla; 2004: 307) Por lo tanto para fuerzas laterales en voladizo es recomendable empotrar los postes a la cimentación para contrarrestar el momento de volteo. Su uso más común es en elementos prefabricados de concreto y en naves industriales.

El marco rígido de acuerdo con Meli Piralla (2004), es una estructura que la transmisión de esfuerzos de una barra a otra barra no se transmite por simple sobreposición sino que existe conexiones que le brinda capacidad para transmitir compresión, tensión y cortante. En la actualidad se opta por una conexión mediante nudo rígido con capacidad de transmitir, además de fuerzas internas también momentos flexionantes, su principal ventaja es que brinda mayor protección contra acciones accidentales ya que proporciona un aumento en la resistencia y rigidez ante cargas laterales.

Para lograr continuidad de rigidez en los nudos es sencillo para estructuras de concretos hecho en sitio mientras que para estructuras de concretos prefabricado se complica.

El marco es una estructura de esqueleto vertical resistente de manera que su esqueleto lo conforman las vigas y columnas, como en el caso de edificios. Es una estructura que presenta ventajas en su funcionamiento estructural, e interviene muy poco con las funciones de la edificación ya que permiten gran libertad en espacios interiores.

1.9.2. Sistema a base de placas.

“Mediante arreglos de placas verticales (muros) y horizontales (losas) se pueden formar sistemas de diversas características, los que en general se pueden denominar tipo cajón.” (Meli Piralla; 2004: 310)

Como menciona Meli Piralla (2004), la sobreposición de placas simplemente apoyadas en una sola dirección y muros, provoca la falta de continuidad en los apoyos

haciendo a la estructura vulnerable ante acciones accidentales de manera que estos pueden provocar tensiones verticales o esfuerzo cortante en los apoyos.

Este tipo de sistema tiene limitante que es su poca resistencia ante cargas laterales, por tener un espesor mínimo en los muros, dicha carga debe ser resistida por flexión en el plano del muro, el material ideal para resistir flexiones es el concreto reforzado pero no es muy común su uso para muros. El sistema fue muy empleado en edificios de varios pisos, como muro de carga de mampostería en zonas no sísmicas, pero conforme aumentaba el número de piso se tenía que recurrir a espesores exagerados para soportar el peso de la estructura.

Cuando se obtiene continuidad en las conexiones de losa-muro se logra una estructura de tipo marco que ayuda a reducir los momentos y las deflexiones en la losa, pero provocando flexiones en los muros por las cargas verticales, además de que el marco proporciona cierta rigidez ante cargas laterales, resulta poco eficiente debido a que los momentos de inercia en las placas son pequeñas por su espesor reducido.

Con base en Meli Piralla (2004), para el arreglo ideal de un elemento placa, se tiene un sistema tipo cajón tridimensional que presenta grandes ventajas de modo que la losa se apoya en las dos direcciones incrementando su resistencia y rigidez ante cargas verticales, las fuerzas laterales en una dirección son resistidas por los muros por medio de fuerzas en su plano.

Las conexiones losa-muro deben de resistir fuerzas cortantes, y resistir tensiones en estructuras de gran altura por los momentos de volteo.

Este sistema logra que las cargas verticales se transmitan a la cimentación por la fuerza axial en los muros, los momentos flexionantes que son transmitidos por la losa resultan ser pequeños por la reducción de claros y con la ventaja de que se

apoyan en las dos direcciones, las cargas laterales son resistidas por flexión de los muros en su plano. Por lo que el sistema tipo cajón resulta ser tridimensional y no se presta a ser dividido en subsistemas bidimensionales, precisamente cuando los muros no son placas rectangulares separadas, sino que presentan geometrías irregulares formando en ocasiones secciones de tipo tubular.

Este tipo de estructuración resulta ser común para edificios en muros de carga alineados en las dos direcciones ortogonales. En lo más común que se emplea es en mampostería y losa de concreto, aunque también para elementos prefabricados, solo con la complicación para sus conexiones.

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004), se pueden obtener varios sistemas con la combinación de los elementos lineales, planos o curvos.

“No debe perderse de vista que prácticamente todos los sistemas estructurales son tridimensionales y que su descomposición en subsistemas planos tiende a ignorar la interacción entre ellos y el comportamiento de conjunto.” (Meli Piralla; 2004: 313)

1.9.3. Sistema de piso.

Meli Piralla (2004), menciona la identificación de dos subsistemas estructurales en la construcción principalmente en edificios, de la cuales se toman decisiones independientes, a la solución más conveniente antes de hacer el análisis de la estructura completa. “Estos subsistemas son el horizontal, o de los sistemas de piso, y el vertical, o de los elementos de soporte.” (Meli Piralla; 2004: 313)

Toda construcción requiere de sistemas de piso con superficie horizontal para transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez la bajan a la cimentación. Ya que se conectan los elementos verticales, para distribuir las cargas horizontales

formando un diafragma de alta rigidez. En estos sistemas de pisos se presentan momentos flexionantes por las cargas verticales, lo que hace crítico los problemas de flecha y vibración. Y lo que rige el espesor para tener una buena rigidez del sistema es el cumplimiento del estado límite de servicio.

Conforme con Meli Piralla (2004), la mayoría de los sistemas de piso, se construían en el pasado sobreponiendo los elementos que trabajaban de forma independiente. Una placa de cubierta se apoya sobre retículas ortogonales sucesivas de vigas simplemente apoyadas unas sobre otras y distribuidas de manera de llevar la carga más directa hacia los apoyos verticales. Las vigas de la retícula incrementan su peralte a medida que se procede de arriba hacia abajo, ya que tienen que soportar una carga cada vez mayor y su claro también crece. El sistema se originó con las primeras construcciones de tablonés y vigas de madera, pero el que se sigue usando es la viga de acero para soportar cubiertas de diferentes materiales. La sobreposición ya no es idóneo puesto que “se trata de una forma muy poco eficiente de resistir las cargas, ya que se desperdicia la oportunidad de lograr el trabajo de conjunto de los diferentes elementos y hacer que se resista la flexión aprovechando el peralte total del sistema de piso.” (Meli Piralla; 2004: 314)

En las construcciones modernas se han desarrollado procedimientos que logran la integración de los diferentes elementos (elementos compuestos). Esto se obtiene en estructuras de concreto fabricado en sitio, mientras que en otras estructuras se requieren elementos de conexión con la capacidad de transmitir los esfuerzos cortantes horizontales, como en los diferentes tipos de placas.

Como indica Meli Piralla (2004), en estos sistemas conviene que el espesor de la placa sea el mínimo necesario por requisito constructivo, de aislamiento o de

resistencia al impacto. El arreglo de vigas debe hacer que sea mínimo el espesor necesario de la losa y además debe procurar una estandarización de elementos para fines de economía y sencillez de construcción. Cuando hay una distribución regular de los apoyos los claros de las vigas resultan claros y sencillos; para distribuciones irregulares, el arreglo de vigas puede resultar más complejo. A continuación se muestran algunos. Fig. 1.6

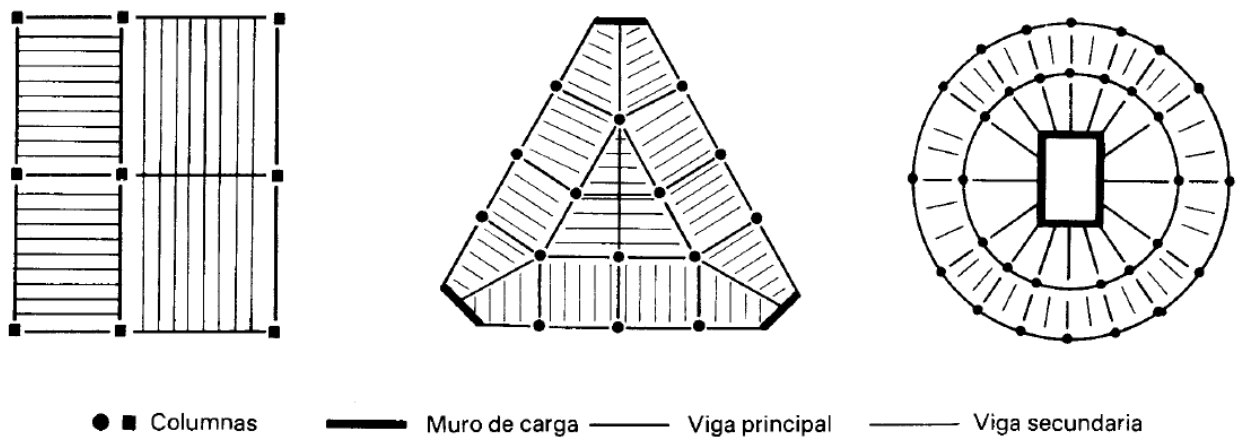


Figura 1.6.- Arreglos de vigas secundarias y principales en sistemas de piso de planta regular e irregular.

Fuente: (Meli Piralla; 2004: 315)

En algunos sistemas de construcción forman retículas de vigas con separaciones muy pequeñas, como en el caso de nervaduras y es aceptable cuando la separación de viga no excede de una octava parte del claro.

Con base en lo dicho por Meli Piralla (2004), algunos de los sistemas de piso más comunes se describirán agrupándolos según el principal material que los constituye.

1) En madera, el sistema más antiguo a base de tabloncillos sobre retículas de vigas, tuvo su evolución primero con el machihembrado de las tablas para funcionar

como una placa en la que sea factible la repartición de alguna carga concentrada elevada entre diversos elementos, y después con la sustitución de la tabla con placas de madera contrachapada. “Es cada vez más frecuente el empleo de métodos de conexión entre las vigas y la placa que permitan la transmisión de cortantes y aseguren un funcionamiento de sección compuesta.” (Meli Piralla; 2004: 316)

Estos pisos, junto con muros de carga de estructuración similar, forman estructuras tipo cajón, que se pueden prefabricar por secciones y ensamblar en la obra con mucha facilidad y es muy común en algunos países para construcciones pequeñas.

2) El concreto reforzado es el material más empleado para sistemas de piso por su durabilidad, moldeabilidad y economía. La losa maciza en dos direcciones apoyada sobre muros de carga es el sistema típico para claros pequeños, como los usuales en vivienda económica. Como losa que trabaja generalmente en una sola dirección es la losa de vigueta y bovedilla, aunque en buena parte se reduce su eficiencia pero por otra parte se aprovecha acero de refuerzo de mayor resistencia y se tienen peraltes mayores con menos cantidad de concreto y acero, además de que proporciona un buen aislamiento térmico y acústico por su mayor peralte.

“El sistema de losa y vigas de concreto fabricado en sitio es la solución más usual para estructuras a base de marcos.” (Meli Piralla; 2004:317) Para losas que se apoyan directamente sobre columna, como ejemplo está la placa plana maciza, la losa plana (que tiene capiteles y ábaco alrededor de la columna) y losa plana reticular (su problema específico es diseño por cortante alrededor de la columna para evitar fallas por punzonamiento).

3) El acero se emplea para formar el sistema de piso completo solo en algunas estructuras industriales. Su empleo más común es en vigas de sistemas mixto con losas de concreto. Como ejemplo esta la losa de concreto con refuerzo de lámina corrugada (el sistema es particularmente indicado para pisos que deben soportar cargas elevadas), armadura ligera conectada a una losa delgada de concreto para pisos con cargas pequeñas y armaduras de acero conectada a una losa de concreto reforzada con lamina corrugada.

1.9.4. Sistemas para edificios de varios pisos.

Como señala Meli Piralla (2004), se tratará solamente el sistema vertical resistente de los edificios, en particular lo referente a su eficiencia para resistir las cargas laterales de viento o sismo, ya que su importancia crece a medida que incrementa la altura del edificio.

El sistema debe proporcionar resistencia ante esfuerzos laterales y rigidez para mantener las deformaciones dentro de los límites tolerables. Los primeros sistemas utilizados para este tipo fueron de madera que ha sido limitado en edificios de varios pisos, para tener seguridad contra incendio, los muros de carga aunque su limitante es su escasa resistencia a compresión y a tensión de modo que solo es aceptable cuando la construcción tiene varias subdivisiones. “En la actualidad la construcción a base de muros de carga de mampostería se emplea usualmente para edificios hasta cerca de cinco pisos, aunque existen ejemplos de construcciones de 15 o más pisos con muros de mampostería de piezas de alta resistencia y con altas cantidades de refuerzo.” (Meli Piralla; 2004: 321)

El material apropiado para estructurar con muros de carga en edificios de gran altura es el concreto, este puede ser colado en el lugar o prefabricado su limitación de este tipo de muro es la falta de flexibilidad, la distribución de áreas no puede modificarse en el tiempo, tampoco alterarse de uno a otro piso por lo que sus muros tienen funciones estructurales, aunque proporciona gran rigidez ante cargas laterales por su alta densidad de muros en ambas direcciones.

Con la utilización del acero y con la adopción del marco rígido en la primera década de este siglo se pudo llegar a edificios de 50 pisos. El marco rígido de acero fue el preferido para los rascacielos, por su rapidez de construcción y su poca área de columna que se emplea para soportar las cargas. Cuando los claros son considerables principalmente en edificios que son destinados a oficinas, el marco se vuelve poco rígido, lo que ocasiona que la estructura a base de marcos no sea muy eficiente para edificios altos. Limitaciones para el uso de marcos: “En zonas poco expuestas a sismos o huracanes este límite se encuentra en poco más de 20 pisos. En zonas de alto riesgo sísmico es probablemente menor de 10 pisos.” (Meli Piralla; 2004: 322) La forma más sencilla de lograr rigidez ante cargas laterales es colocando contraventeo diagonal en alguna de sus crujías o ligarlo con algún muro de rigidez de mampostería (para edificios no muy altos) o de concreto.

Según Meli Piralla (2004), existen diversos procedimientos para aumentar la rigidez de los muros cuando la altura del edificio es considerable. Unos son los muros acoplados que consisten en acoplar dos o más muros a través de vigas de buen peralte en cada piso, otro es el macro-marco que consiste en acoplar algunos muros mediante una viga cuyo peralte sea el de todo un entre piso a través del cual se cancela total o parcialmente el paso.

En edificios de muchas decenas de pisos ya no es suficiente la rigidez que proporcionan algunos muros o un núcleo central y se llega a aprovechar la fachada para dar rigidez ante cargas laterales. La solución más eficiente es contraventear todo el perímetro exterior de la construcción de manera que actúe como un gran tubo, esto conduce a una solución de aspecto poco agradable al edificio.

El sistema de tubo es aquel que permite rigidizar la fachada puesto que “tiene una retícula formada por columnas muy poco espaciadas y por vigas de piso de alta rigidez, de manera que las deformaciones de flexión de las columnas sean pequeñas y el trabajo de estas sea fundamentalmente a carga axial.” (Meli Piralla; 2004: 326) donde se aprovechan las columnas de fachadas integrándolas a la ventanearía y reduciendo mucho el costo de esta. Este ha sido el sistema estructural más popular en los últimos 30 años para los mayores rascacielos construidos en los Estados Unidos hasta de más de 100 pisos. Existen diversas formas de obtener rigidez mucho mayor, como el de tubo en tubo, tubo subdividido en celdas. Otra de las formas de rigidizar la fachada es formando marcos de elementos muy robustos aunque presenta dificultades para lograr una solución de estética aceptable.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se aborda el análisis estructural, que abarca el concepto del mismo, el modelo analítico de los elementos estructurales, así como las diferentes acciones que obran sobre una estructura, en las diferentes etapas de su vida útil. Además de la integración del método de las rigideces.

2.1. Concepto de análisis estructural.

De acuerdo con Gallo Ortiz (2005), el análisis estructural es un paso intermedio en el proceso, que se sigue para la construcción de una obra civil y tiene como objetivo determinar la respuesta de la estructura, ante los efectos de las acciones o cargas que actúan en ella. La respuesta de una estructura se mide a través de las fuerzas internas o elementos mecánicos tales como fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento torcionantes, desplazamientos o deformaciones, vibraciones, etc.

La etapa del análisis puede considerarse dividida en la identificación del modelo teórico factible de ser analizado por los procedimientos y métodos reconocido de análisis estructural, en segunda parte la determinación de las acciones que actuaran sobre la estructura, y la tercera actividad consiste en la solución del problema analítico así planteado (determinación de los elementos mecánicos de diseño).

Según Meli Piralla (2004), existen diversas situaciones en que el proyectista necesita tener una estimación expedita y razonablemente aproximada de la respuesta de la estructura. Por ejemplo:

a) En el prediseño, es necesario conocer las características esenciales de la estructura desde las primeras etapas del proceso de diseño, las dimensiones de la estructura para calcular su peso propio. En estructuras hiperestáticas, es necesario conocer propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales. Aun el proyectistas muy experimentados necesitan recurrir a un análisis aproximado para proponer dimensiones que sean lo más cercano posible al resultado final del proceso para no realizar nuevamente todo el proceso con valores corregidos.

b) En la comprobación de los resultados de método refinados. Para detectar errores es difícil cuando el análisis se realiza mediante un programa de cómputo, debido a que se requiere de datos relativos a la propiedad del modelo, y la interpretación de un gran número de resultados. El manejo de métodos aproximados de análisis es útil para los supervisores, en las grandes oficinas que verifican los resultados hechos por un ingeniero menos experimentado.

2.2. Modelo analítico de un elemento estructural.

Conforme con Meli Piralla (2004), el modelo estructural con el cual se realiza el análisis está integrado por las siguientes partes:

a) Modelo geométrico.

Es aquí donde se representa las principales características geométricas de la estructura. Su determinación consiste en identificar la parte de la construcción que tendrá funciones estructurales y eliminar aquella que no influye de manera significativa en la respuesta de la estructura. Para representar a la estructura se requiere de un

arreglo de componentes estructurales básicos tales como barras, placas, arcos, cascarones, resortes, etc.

La construcción es un sistema complejo en el cual no es fácil extraer un esquema sencillo, fielmente parecido a la realidad. “La idealización usual que considera dos modelos independientes para la flexión longitudinal y transversal es aceptable solo si las vigas son muy rígidas y su torsión está restringido por diafragmas transversales poco espaciadas.” (Meli Piralla; 2004: 333) De lo contrario debe usarse un modelo más refinado y tridimensional de la estructura que idealice que no son rígidos y sufren deformaciones.

Hay elementos que se deberían de tomarse en cuenta ya que intervienen en la deformación de la estructura, pero debido a que su influencia es muy inferior a los elementos principales e la estructura se desprecian. Elementos tales como ventanas, ductos de instalación, plafones y cancelería cuya rigidez es muy baja.

Los muros de bloques de concreto del núcleo central y de las losas inclinadas de la escalera parecen tener respuesta significativa ante cargas laterales, pero no se toman en cuenta en el modelo analítico para formar función estructural debido al poco cuidado que se tiene en la calidad de los materiales que lo constituyen.

Hay casos en que no es bueno ignorar la contribución de algunos elementos a la respuesta estructural, como en el caso de muros divisorios, o las losas de escalera que están ligados a la estructura principal y son elementos de gran rigidez para fuerzas en su plano. “El resultado puede ser grave cuando la posición de estos elementos es tal que introduce torsiones importantes en planta y concentraciones de fuerza en ciertos elementos estructurales.” (Meli Piralla; 2004: 336)

Por otra parte; cuando se deforma un elemento no estructural junto con la estructura principal, se puede introducir en él, esfuerzos que no será capaz de soportar. Como sucede en un muro divisorio que está en contacto en todo su perímetro, que al deformarse la estructura principal, el muro presenta ciertos agrietamientos.

Cuando se percata de una interacción desfavorable conviene evitar las holguras y conexiones entre el elemento no estructural y estructural para que la estructura se pueda deformar libremente.

Así mismo, Meli Piralla (2004), en lo que a procedimiento se refiere es conveniente el análisis de un modelo global, cuando se quiere conocer la respuesta del conjunto de la estructura y un análisis de modelo local más refinado, cuando se desea conocer los efectos detallados de las acciones en determinadas porciones de la estructura, como en el análisis de vigas secundarias y de sus efectos sobre las vigas principales y también en el análisis de la losa que se apoya perimetralmente sobre las vigas. Aunque es necesario realizar análisis más específico en zonas de abertura y en cambios de nivel o de sección.

Cuando se realiza una descomposición de un marco tridimensional para el análisis global, en marcos planos en dos direcciones, los errores que se cometen son naturalmente mayores a medida que se reduce el problema a un esquema cada vez más elemental, debido a que al realizar esta descomposición se pierden los efectos de interacción entre los diferentes marcos.

b) Modelo de las condiciones de continuidad en las fronteras.

Debe establecerse como cada elemento está conectado a sus adyacentes y cuáles son las condiciones de apoyo de la estructura.

“El modelo analítico de la estructura debe especificar las condiciones de continuidad entre un elemento y otro y las de frontera entre la estructura y sus apoyos.” (Meli Piralla; 2004: 339) Dicha continuidad depende del detalle constructivo con que se resuelve la conexión, en donde se puede lograr un nudo rígido que no permite movimiento entre los elementos conectados, o también se detalla de tal forma que tenga un poco de desplazamiento o giro logrando como ejemplo una articulación.

En la construcción de edificios de hace décadas era común la sobreposición de elementos que no producía continuidad al giro en los apoyos, que en esos casos es muy sencillo el análisis de forma que se divide la estructura, en componentes elementales para su análisis por separado.

En el concreto reforzado en específico donde el colado es monolítico se obliga al diseño de uniones continuas, donde es necesario detallar el refuerzo para que se puedan resistir las fuerzas causadas por esa continuidad, y poder así evitar fallas locales en la conexión.

En el caso de estructuras de acero se puede lograr continuidad entre los elementos y capacidad para transmitir momentos de acuerdo a la forma en que se diseñen las conexiones.

“La continuidad entre los elementos de una estructura produce hiperestaticidad, y por tanto vuelve más laborioso el análisis. Otra desventaja de la continuidad es que hace a la estructura sensible a los cambios volumétricos por temperatura suficientes para producir rotaciones locales que liberan a los muros de las flexiones y hacen que

la losa funciona como simplemente apoyada” (Meli Piralla; 2004: 341). Esto sucede a menos que el muro este sujeto a cargas axiales muy altas.

Los apoyos de la estructura sobre terreno no siempre son de empotramiento o articulación ya que dependen del tipo de cimentación y de las propiedades del suelo. Hay casos en que conviene considerar las columnas sobre las zapatas, como apoyos articulados al menos que sea un suelo muy rígido o cuando se tienen contratraveses de liga que restringen el giro.

En los puentes y estructuras de techo de acuerdo con Meli Piralla (2004) resulta conveniente lograr apoyos simples o deslizantes para evitar que se introduzcan solicitaciones por efectos de temperatura.

c) Modelo del comportamiento del material.

En este modelo debe suponerse una relación acción respuesta del material que compone la estructura. Generalmente se hace la hipótesis de comportamiento elástico lineal, aunque esta tiene limitaciones en muchos casos.

En el análisis se adopta un modelo con propiedades representativas del comportamiento de la estructura, donde normalmente se hace una hipótesis que el comportamiento del material es lineal.

“Aunque la mayoría de los materiales y elementos estructurales tiene un comportamiento que no se despega mucho del lineal en un intervalo de esfuerzo bastante amplio, existen diversas fuentes de no linealidad.”(Meli Piralla; 2004: 345) Como ejemplo de no linealidad está la estructura colgante, que tienen cambios significativos de geometría debido a las cargas que en ella actúan. Pero la no linealidad depende más que nada de las características peculiares de cada material.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), la redistribución es la modificación de las fuerzas internas por presentar un comportamiento inelástico. Si los elementos de una estructura tienen comportamiento dúctil, al momento de alcanzar el momento flexionante de fluencia en una sección, la capacidad de carga ya no crece pero la sección es capaz de formar una articulación plástica. Para estructuras isostáticas una articulación plástica puede conducir al colapso, en cambio para estructuras hiperestáticas al formarse la articulación plástica, se tiene una sección que mantiene una capacidad de momento constante, y para cargas mayores se porta como una articulación.

d) Modelo de las acciones impuestas.

Las acciones que afectan la estructura, para una condición dada de funcionamiento, se representan por conjuntos de cargas o de deformación impuesta.

2.3. Las acciones en las estructuras.

Como indica Gallo Ortiz (2005), para evaluar las acciones se recurre a modelos que consisten en representar estas acciones como sistemas de fuerzas, concentradas, lineales, distribuidas uniforme o no uniformemente. También el modelo se constituye por fuerzas equivalentes o por una excitación dinámica.

La NTC-E-04 considera tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima. Para el efecto se clasifican de la siguiente forma:

a) Las acciones permanentes. Son aquellas que obran de forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones

pertencientes a esta categoría es la carga muerta, que es debida al peso propio de la estructura, el empuje estático ya sea de suelo o líquido que son permanentes. También las deformaciones y desplazamientos que se imponen a la estructura, que tienen poca variación con el tiempo, como los debidos al presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

b) Las acciones variables. Son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones de esta categoría son: la carga viva que se originan por el funcionamiento de la estructura y no tienen carácter permanente; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que puedan presentarse por vibraciones, impacto o frenado.

c) Las acciones accidentales. Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. Las acciones que pertenecen a esta categoría son: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que se puedan presentar en casos extraordinarios. También se recomienda tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

2.3.1. Carga muerta.

De acuerdo con el RCDF-04. Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que

ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Conforme con Gallo Ortiz (2005), es el conjunto de acciones que son producidos por el peso propio de la construcción, que incluye el peso de la estructura misma, el de los elementos no estructurales como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros, fachadas, ventanearía, instalaciones y equipo que tendrá una posición fija durante la vida útil de la construcción.

Para la consideración de esta carga es sencillo debido a que se calcula el volumen por metro lineal y se multiplica por el peso volumétrico del material empleado, las cargas pueden ser distribuidas, lineal o por área, o también puntual.

Las cargas muertas no se calculan con mucha exactitud, de modo que pueden tener una diferencia comparado con la construcción real, esto se debe a que en la construcción existen modificaciones, los materiales no son homogéneos (debido al procedimiento de fabricación en los materiales empleados), también suele suceder que el proyecto arquitectónico no es lo suficiente detallado y el calculista por no tener suficiente información, tiene que estimar las cargas que no coinciden con la realidad.

Además se debe a que la construcción durante su vida útil puede tener modificaciones, por lo que conviene considerar la posibilidad de cambio y dejar asentadas en planos y memorias de cálculo las cargas consideradas.

2.3.2. Carga viva.

El RCDF-04 señala que, se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifique racionalmente otros valores.

Con base en lo dicho por Gallo Ortiz (2005), la carga viva es la que se debe al funcionamiento de la construcción. Es decir se incluye todo aquello que no tiene una posición fija en la construcción tales como la carga de los muebles, mercancías, equipos y personas. Es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

De acuerdo con la NTC-E-04, dependiendo de la combinación de cargas que se esté revisando, pueden interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación temporal. Para combinación con los efectos de cargas permanentes, interesa la carga viva máxima (W_m). Para su superposición con una acción accidental, interesa la carga viva instantánea (W_a). Para fines de estimar efectos de largo plazo interesa la carga viva media (W).

Para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de la cimentación ante cargas gravitacionales se emplea la carga viva máxima. Para diseño por sismo, viento y cuando se revisen distribuciones de cargas más desfavorables que la uniformemente repartida sobre todo el área se utilizará la carga instantánea. Para calcular deformaciones diferidas y para el cálculo de flechas diferidas interesa el valor medio que la carga viva. Para los casos en que las cargas gravitacionales sean favorables a la estabilidad de la construcción como en problemas de volteo, flotación y de succión por viento interesa la carga mínima.

La NTC-E-04. Establece que durante el proceso de la edificación deben considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; estas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 KN/m² (150 kg/m²). Se

considerará, además, una concentración de 1.5 KN (150kg) en lugar más desfavorable.

Como en todos los casos existe una probabilidad alta de que la carga viva sea nula en cierto momento, la carga viva mínima debe tomarse como cero. Los otros tres valores de la carga viva serán variables aleatorias que pueden tener distribuciones de probabilidades como las mostradas en la siguiente figura.

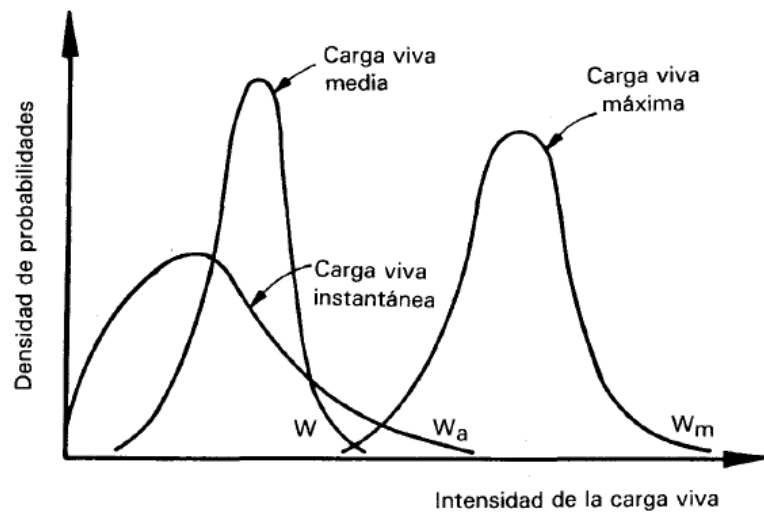


Figura 2.1.- Distribución de probabilidades de diferentes valores de diseño de carga.
Fuente: (Meli Piralla; 2004: 133)

La intensidad de la carga en cualquiera de las tres modalidades descritas depende esencialmente de dos factores que son el destino del área sobre la que actúa y el tamaño de esta área.

El destino del área es el factor más importante ya que el tipo de ocupación determina las actividades que se van a realizar en la zona y las características de las acciones que se pueden presentar. El proyectista se enfrenta a problemas en que el destino de un área no está bien determinada, lo que genera dudas sobre el tipo de cargas que actuarán en tal área, ya que puede variar con el tiempo a ocupaciones con

niveles de carga diferentes, lo que conduce a considerar las cargas más desfavorable que se pueda presentar durante la operación normal de la construcción.

De lo anterior surge dejar bien claro las condiciones de operación que se consideraron para el cálculo, de modo que queda bajo la responsabilidad del usuario y del propietario cualquier otro uso que lleven, a cargas mayores que las especificadas.

Retomando a Meli Piralla (2004), la carga viva es peculiar debido a la función que está destinada, como en el caso de los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

“Los edificios urbanos cumplen funciones muy diversas y dentro de un mismo edificio hay áreas destinadas a usos muy diferentes. Por tanto, debe especificarse una gama amplia de cargas vivas que abarquen las diversas situaciones.” (Meli Piralla; 2004: 135)

“La carga viva sobre puentes carreteros se debe esencialmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que sobre ellos transitan. Su determinación depende del peso y de las características de los vehículos que pueden transitar sobre el puente, así como de la distribución más desfavorable que es razonable esperar que se presente.” (Meli Piralla; 2004: 160)

“Las acciones que se generan en la operación de estructuras industriales son muy diversas según el tipo de actividad y no se prestan a generalizaciones. Por tanto, la mayoría de los códigos no incluyen cargas vivas para estas construcciones y éstas deben determinarse en cada caso a partir de las instalaciones, equipos, maquinarias y productos que se vayan a manejar.” (Meli Piralla; 2004: 168)

2.3.3. Cargas de nieve, lluvia, granizo y hielo.

La precipitación atmosférica puede producir cargas significativas especialmente en el diseño de los techos, pero dicha carga se refleja hasta la cimentación. En regiones con condiciones climáticas severas es de gran importancia la consideración de los efectos de estas acciones.

“Conviene, en todo caso, conocer la naturaleza de estas acciones para detectar las situaciones en que pueden llegar a ser críticas y en que sus efectos no queden cubiertos por las cargas especificadas por los reglamentos.” (Meli Piralla; 2004: 187)

Como menciona Meli Piralla (2004), en construcciones localizadas donde es posible grandes nevadas conviene obtener datos locales acerca de la magnitud de este fenómeno para considerarlo en el diseño de los elementos de techumbre. Para las cargas de nieve la información se obtiene de los datos meteorológicos y de precipitación de nieve en la región, con criterios semejantes para la consideración de la velocidad del viento.

Como indica McCormac (2005), las cargas de nieve que se consideran en una construcción dependen de varios factores, tales como la localización geográfica, la inclinación del techo y forma de este. La nieve es una carga que puede cubrir todo el techo o en partes de esta, pero el viento puede acumularlas en diferentes partes, ya sea cerca de muros o deslizarlo a otro techo más abajo.

Continuando con Meli Piralla (2004), la lluvia puede producir cargas importantes en techos planos que tienen un mal funcionamiento de desagüe. La carga de lluvia puede ser mayor a la carga viva si las bajadas de pluviales llegan a taparse.

El granizo, al depositarse sobre los techos produce un efecto similar al de la nieve. La cantidad de granizo no es muy apreciable pero presenta fenómenos más

desfavorables que la nieve debido a que puede deslizarse con mayor facilidad hacia los valles de los techos con pendientes grandes, formando acumulaciones que representan cargas apreciables.

“El hielo que puede formarse en las superficies de las estructuras expuestas a climas extremos produce una carga adicional que llega a ser significativa prácticamente sólo en el diseño de cables de líneas de transmisión o de estructuras atirantadas.” (Meli Piralla; 2004: 189)

2.3.4. Efectos del viento.

“Los vientos son movimientos horizontales de masa de aire debidos a diferencia de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo para el diseño estructural interesan esencialmente los que vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales.” (Meli Piralla; 2004: 207)

Un huracán es un viento de gran fuerza que avanza dando giros, y puede ocasionar daños si no se toma en cuenta.

Dependiendo de la ubicación geográfica, topografía local, región en que se encuentre la estructura es la probabilidad de que se presente la acción de los vientos extraordinarios. La probabilidad de que se presenten vientos de muy alta velocidad es mucho menor en el interior del país que en las costas, debido a que los huracanes pierden fuerza conforme avanzan hacia el interior del país.

Como cita McCormac (2005), la magnitud y duración de las cargas de viento presentan variación dependiendo de la ubicación del lugar, la altura de la estructura

sobre el terreno, el tipo de suelo que rodea a la estructura, la cercanía de otros edificios, y la agresividad del viento.

“El movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea prácticamente nula en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamada velocidad gradiente.” (Meli Piralla; 2004: 208)

De acuerdo con Meli Piralla (2004), la ley que describe la variación de la velocidad de viento con la altura, deducida de mediciones con anemómetros colocados en diferentes posiciones, se representa por ecuaciones del tipo

$$V = V_o \left(\frac{Z}{Z_o} \right)^\alpha$$

Donde:

V= Velocidad.

Z= Altura.

V_o= Relación con la velocidad.

Z_o= Altura de referencia.

α= Depende de lo accidentado del terreno.

A continuación en la figura 2.2, se muestra la variación de velocidad de viento con la altura, obtenida experimentalmente para distintas condiciones del terreno.

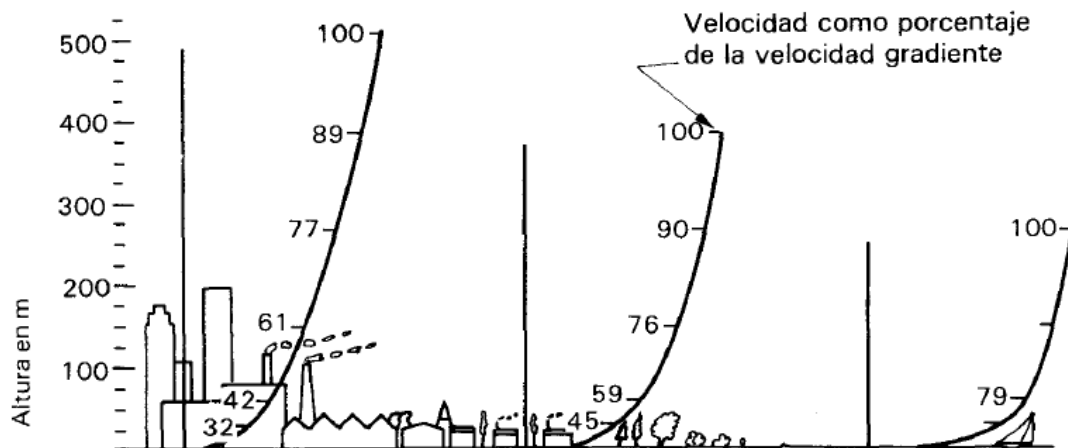


Figura 2.2.- Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos de diferentes rugosidades.
Fuente: (Meli Piralla; 2004: 208)

En esta figura se puede observar que la velocidad gradiente se alcanza a una altura de 250m en terreno plano donde no existe obstrucción, mientras que en donde existe rugosidad como lo es en el centro de la ciudad, dicha velocidad se alcanza cerca de los 500m.

Cuando un objeto fijo obstaculiza el libre flujo del viento éste se desvía para rodear al objeto. “Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de *barlovento*, ejerciendo sobre ella un empuje. En la cara opuesta, de *sotavento*, las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión. Los dos efectos se suman dando lugar a una fuerza de *arrastre* sobre el objeto.” (Meli Piralla; 2004: 209)

Para la determinación de la fuerza total sobre una estructura de dimensiones usuales, no interesa la máxima velocidad que pueda alcanzar el viento en un instante dado, sino el máximo promedio en un lapso suficiente para que la masa de aire pueda rodear la estructura.

Es importante que el proyectista reconozca los problemas que el viento puede ocasionar en una estructura dada, para así considerar en el diseño aquellos aspectos que puedan ocasionar efectos significativos.

En el diseño de porciones de la construcción, el viento resulta crítico en aquellas que son muy ligeras y tienen grandes áreas expuestas a su acción, tal es el caso de las cubiertas y fachadas de naves industriales, también las estructuras para anuncios y señales.

Conforme con Meli Piralla (2004), el parámetro básico que se requiere estudiar es la velocidad máxima con que el viento puede actuar sobre la estructura durante la existencia de ésta.

En México, el estudio más completo de regionalización eólica es el realizado para la elaboración del Manual de Obras Civiles de la CFE. El estudio se basa en modelos de generación de viento por los huracanes que se presentan en las costas del país, y en el análisis estadístico de las mediciones de las estaciones meteorológicas. Cabe mencionar que el mapa de velocidades de viento que contiene el manual está normalizado para condiciones del terreno de campo abierto y para una altura de 10m sobre el nivel del terreno, así como para un tiempo de promediación de 3 segundos.

Como cita McCormac (2005), un gran porcentaje de fallas en edificios provocadas por el viento, ocurren en la etapa de la construcción.

2.3.5. Otras acciones accidentales.

Los sismos tienen una probabilidad no despreciable de producir acciones significativas en la estructura. "Gran parte de la República Mexicana es sísmicamente

activa. Estrictamente, ninguna región del globo está exenta de la probabilidad de resentir los efectos sísmicos. Por tanto, en estructuras de particular importancia es necesario considerar estas acciones aun en zonas normalmente consideradas no sísmicas.” (Meli Piralla; 2004: 236)

Los efectos de los sismos dependen de una interacción existente entre los movimientos del suelo y la respuesta de la estructura. Por la importancia de esta información se abordará en el siguiente tema.

Las explosiones son fenómenos que pueden afectar a todas las construcciones que se expongan a él, desde casa habitación hasta las grandes construcciones como los rascacielos. Dichas explosiones pueden tener su origen en el gas doméstico, vehículos que transportan gas o bombas, también pueden ser provocadas por el hombre.

“Una explosión genera un desplazamiento de la masa de aire que da lugar a un incremento brusco de presión al frente de una onda de choque que viaja a gran velocidad, seguido por una zona de presión negativa de menor intensidad.” (Meli Piralla; 2004: 236)

La presión que se genera en una explosión depende del tipo y de la cantidad de explosivo y de la distancia del punto de origen de dicha explosión. Los daños estructurales se pueden reflejar como simples grietas o fallas locales en la losa, sin embargo algunas estructuras han dado lugar a fallas catastróficas debido a la explosión.

Como menciona Meli Piralla (2004), las estructuras que se diseñaron para resistir efectos de sismo o viento tienen la característica de resistencia ante fuerzas

laterales, de continuidad y ductilidad para poder soportar sin graves daños los efectos de explosiones.

En algunas estructuras industriales el riesgo de explosión es superior debido a que contiene equipos de alta presión o explosivos. En estos casos es conveniente tomar precauciones como proporcionar suficiente ventilación para que una parte de la energía se disipe hacia el exterior o tratar de contener dicha energía en el interior de la estructura no con alta resistencia de los elementos sino gran ductilidad y así poder evitar daños al exterior.

En el impacto también es importante su consideración debido a que puede provocar consecuencias graves en la estructura, como el choque de vehículos en columnas de edificios o en los apoyos de puentes carreteros, la caída de equipos y objetos durante la construcción, así como objetos pesados que se manejan en plantas industriales. Para esto resulta económico proporcionar protecciones locales para elementos que pueden recibir estas acciones.

Los incendios afectan la resistencia de muchos materiales por las altas temperaturas y por tanto la capacidad de carga de la estructura se reduce. La reducción de la capacidad de los materiales va desde la combustión de la madera, algunos plásticos, hasta el reblandecimiento del acero. La resistencia del concreto no se altera, pero debido al reblandecimiento del acero en el caso del concreto reforzado, dicho concreto presenta grietas.

“Los requisitos para la protección de la estructura contra incendio tienen como objetivo evitar que ocurran fallas locales o colapso total durante el tiempo suficiente para el desalojo de los ocupantes y para la intervención de los equipos para controlar el fuego.” (Meli Piralla; 2004: 239)

Se recomienda la protección de los elementos por medio de recubrimientos incombustibles y aislantes para minimizar los efectos del incendio.

2.4. Sismo.

Como refiere Gallo Ortiz (2005), el objetivo del diseño sísmico es lograr rigidez, resistencia y ductilidad para el buen funcionamiento sísmico de la estructura. Los sismos de origen tectónicos son producidos por la liberación súbita de energía potencial acumulada en las placas tectónicas que componen la corteza terrestre. La energía liberada es originada en un punto del interior de la Tierra llamado foco, que se transmite en el medio terráqueo en forma de ondas, originando movimiento del terreno a varias millas de distancia del epicentro.

“El diseño sismorresistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere, además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales, y aun de los no estructurales.” (Meli Piralla; 2004: 407)

Como cita McCormac (2005), muchas regiones del mundo se encuentran en territorio sísmico, y en esos lugares es de vital importancia considerar las fuerzas sísmicas en todos los tipos de estructuras, de forma que el sismo ha representado la causa de fallas catastróficas en edificios, puentes y otras estructuras.

Ninguna zona del mundo está a salvo de los efectos sísmicos, de manera que aun donde no se tenga evidencia de la ocurrencia de sismos, es importante su consideración en estructuras de gran importancia, ya que los edificios o puentes que

no fueron diseñados para resistir fuerzas sísmicas, pueden ser destruidos por sismos que no son severos.

Como refiere McCormac (2005), no es conveniente proporcionar resistencia sísmica a estructura existente, ya que puede resultar muy costoso. Por eso al diseñar y construir se tiene que considerar la presencia de sismos en la estructura, para obtener una estructura económica, que resistir las fuerzas sísmicas generadas durante la mayoría de los sismos. Y de esta manera no se presenten fallas catastróficas que causan pérdidas económicas, así como una considerable pérdida de vidas.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), a grandes rasgos el diseño sísmico implica:

a) La definición de la acción de diseño. Los reglamentos especifican la intensidad sísmica que se debe de utilizar en el diseño de diversos tipos de estructuras en distintas regiones; sin embargo, en estructuras de particular importancia es necesario realizar estudios para determinar la intensidad del sismo de diseño, tomando en cuenta las características geológicas, topográficas y de mecánica de suelo del lugar donde se desplantara la estructura.

b) La selección de una estructura adecuada. Los efectos sísmicos dependen de las propiedades de la estructura misma y de los elementos considerados no estructurales. Es por eso la selección adecuada de los elementos para hacer menos desfavorable las acciones que induce un sismo.

c) El cálculo de la respuesta estructural. Los métodos de análisis sísmico varían en el nivel de refinamiento; desde la consideración de los efectos de una serie de fuerzas estáticas, hasta el análisis dinámico ante movimientos de la base de la estructura, que representa lo que el suelo de cimentación experimenta durante un sismo.

d) El dimensionamiento y detallado de la estructura. Se debe de evitar fallas frágiles locales y en caso de que ocurra un sismo de excepcional intensidad, se logre disipar la energía del sismo de manera uniforme mediante la fluencia de un número alto de secciones. Para lograr este objetivo deben cuidarse los detalles estructurales, no sólo en el dimensionamiento y uniones de elementos, sino también en la conexión entre la estructura y los elementos no estructurales.

Las propiedades inelásticas de los materiales y elementos estructurales, y en particular la ductilidad, adquieren una importancia fundamental en el diseño sísmico.

Con base a lo dicho por Meli Piralla (2004), **sismología** es una rama de la geofísica y es la ciencia que se dedica al estudio de las características de los sismos.

Los sismos de gran magnitud son explicables por la teoría tectónica de placas. Como el caso de la placa oceánica por ser de menor espesor y mayor densidad se hunde debajo de la continental ocasionando la desaparición de la litósfera (capa exterior sólida del globo terrestre). Cuando entran en contacto dos placas continentales con movimiento en sentido opuesto producen elevaciones, que da lugar a grandes cadenas montañosas (como la del Himalaya). Cuando la dirección del movimiento de dos placas continentales es similar, se produce un deslizamiento de una sobre la otra, sin que haya creación o destrucción de la litósfera como ejemplo está la falla de San Andrés. A continuación se muestra un mapa que muestra la relación entre las principales placas tectónicas y la localización de los epicentros de terremotos y de los volcanes.

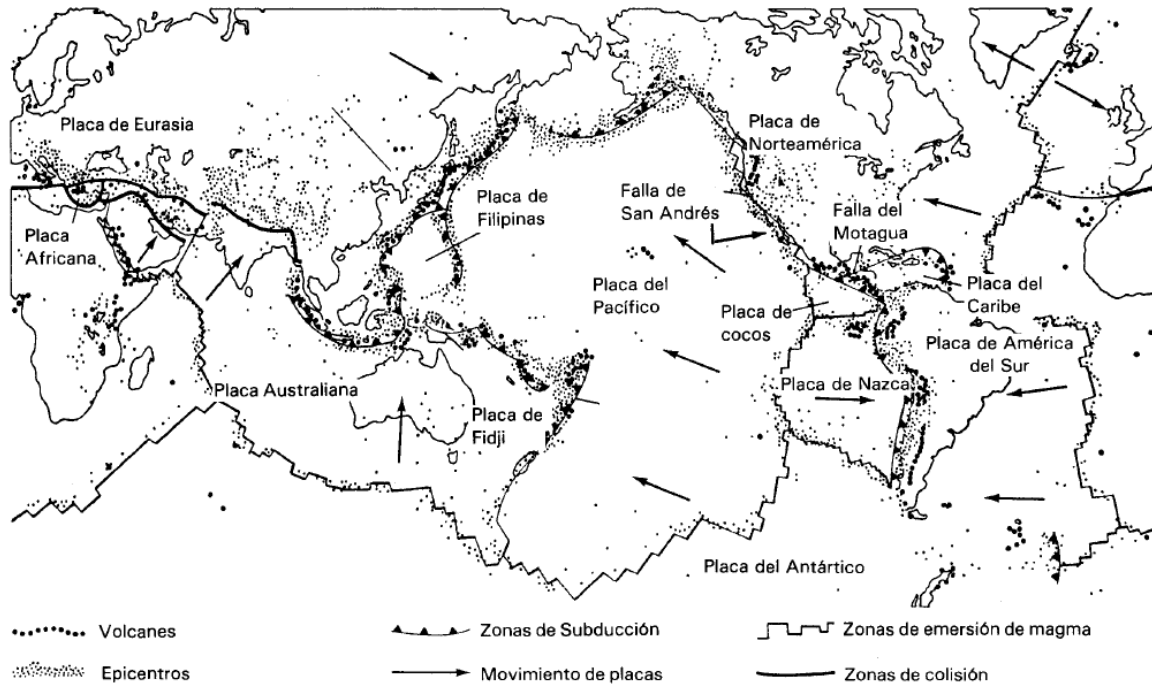


Figura 2.3.- Mapa que muestra la relación entre las principales placas tectónicas y la localización de los epicentros de terremotos y de los volcanes.

Fuente: (Meli Piralla; 2004: 411)

Continuando con lo dicho por Meli Piralla (2004), para dar una idea aproximada de la magnitud de los desplazamientos de las placas, basta decir que los movimientos son del orden de una decena de centímetros al año y han provocado que a lo largo de millones de años, América del Sur pasara del lado de la costa occidental del África a ocupar su posición actual.

La fricción entre dos placas, genera esfuerzos considerables, cuando se vence dicha fricción se origina un deslizamiento brusco por la gran cantidad de energía que se libera, ésta produce ondas en la corteza terrestre, que provocan la vibración de la superficie del suelo.

Como indica Meli Piralla (2004), en México, la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren por la subducción de la placa de Cocos por debajo de la placa de

Norteamérica. Dicha subducción comienza a pocos kilómetros fuera de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán. Como se aprecia en la figura 2.4 la gran mayoría de los epicentros se encuentran allí.

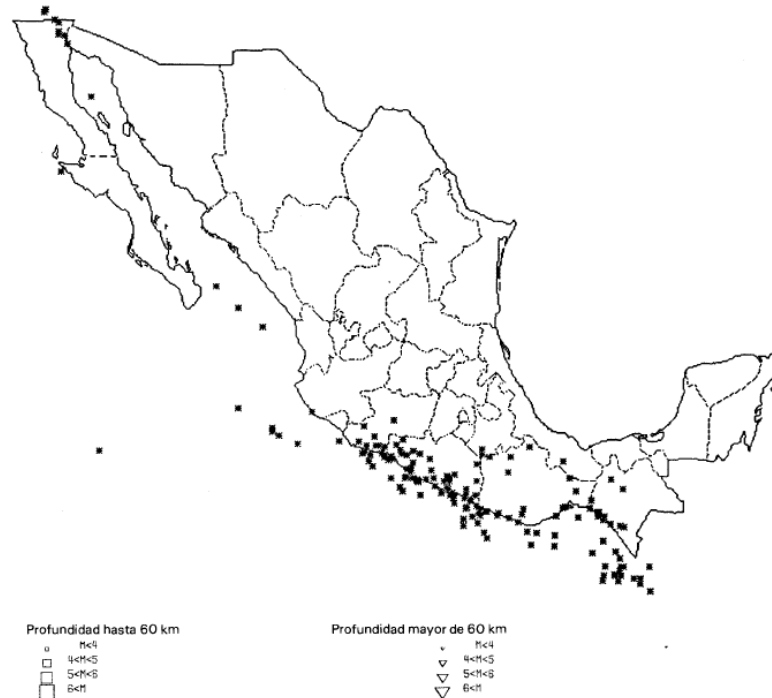


Figura 2.4.- Epicentros de sismos de magnitud 5 o mayor ocurridos en México en el periodo 1963-1993.

Fuente: (Meli Piralla; 2004: 413)

Un sismo puede ser de poca magnitud o muy severo dependiendo de la cantidad de energía que se tenga acumulada. La velocidad y distancia a las que se pueden transmitir las ondas sísmicas, depende de las propiedades mecánicas del suelo que se atraviesa.

A continuación se definen algunos términos que se emplean en sismología.

Magnitud de un sismo “es una medida del tamaño del mismo” (Meli Piralla; 2004: 414) que no depende del lugar donde se hace la observación y se relaciona en forma aproximada con la cantidad de energía que se libera durante el evento. La escala más conocida para la medición de magnitudes es la de Richter. Cada incremento de una

unidad en la escala de Richter implica un aumento de 32 veces en la cantidad de energía liberada.

La intensidad de un sismo “es una medida de los efectos que éste produce en un sitio dado, o sea de las características del movimiento del terreno y de la potencialidad destructiva del sismo, en ese lugar en particular y en lo que concierne a sus efectos en las construcciones.” (Meli Piralla; 2004: 415) La escala más conocida para la medición de la intensidad es la de Mercalli modificada. Los parámetros básicos que definen la intensidad sísmica son la aceleración y la velocidad máxima que el terreno experimenta

El foco de un sismo “es el lugar donde comienza el corrimiento de la falla geológica que origino el sismo”. (Meli Piralla; 2004: 415)

Epicentro es el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco.

La sismicidad de una zona “se relaciona con la actividad sísmica de la región, o, más propiamente, con la frecuencia con que se generan sismos de diferentes magnitudes en el área considerada.” (Meli Piralla; 2004: 415)

Un acelerograma “es un registro de la historia de aceleraciones que provoca el sismo en una dirección determinada y constituye la descripción más útil del movimiento del suelo en un lugar.” (Meli Piralla; 2004: 416)

Un sismógrafo es un aparato que detecta las ondas, para “registrar los cambios de aceleración en función del tiempo y cuyos registros nos proporcionan las características del sismo.” (Gallo Ortiz; 2005: 33)

Conforme con Gallo Ortiz (2005), las aceleraciones que más daños producen en las estructuras son las horizontales, las aceleraciones verticales son apreciables solo en voladizos o claros grandes.

Como indica Meli Piralla (2004), los estudios de peligros sísmicos solo se justifican cuando se trata de obras de mucha importancia como presas, centrales termo y nucleoelectricas. Para obras comunes basta con recurrir a estudios de carácter general como la regionalización sísmica de un país.

A continuación se muestra la regionalización sísmica de México, en la figura 2.5 contenida en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

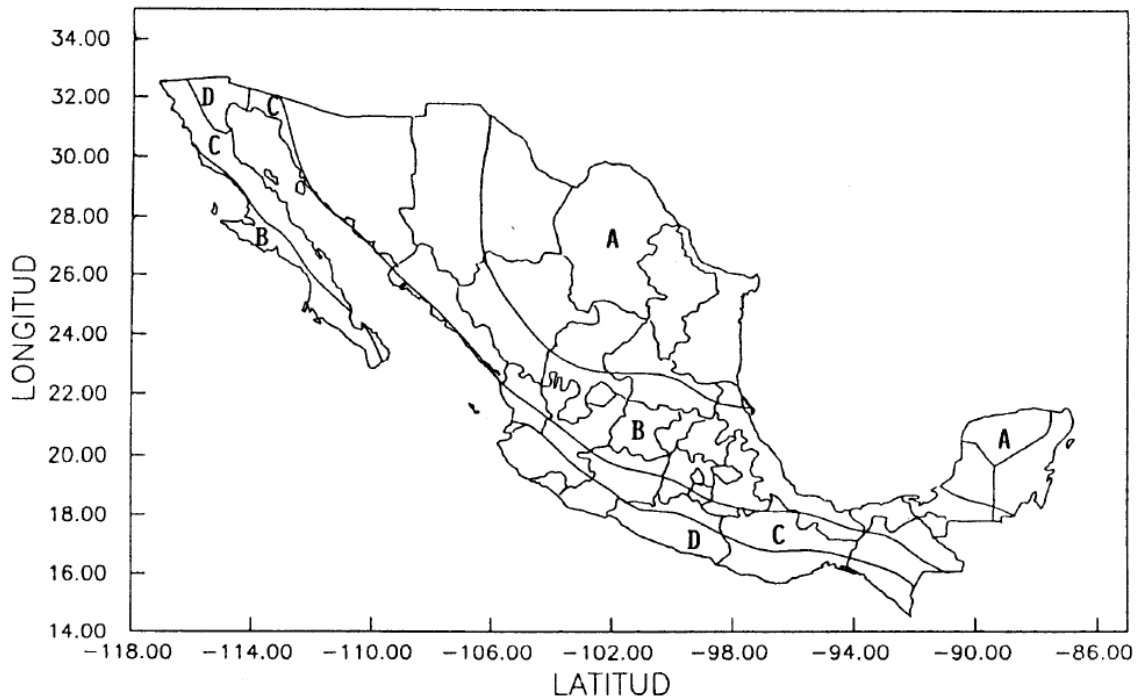


Figura 2.5.- Regionalización Sísmica de México.
Fuente: (CFE; 1993: 29)

En la figura 2.5 se aprecia que el país se divide en cuatro zonas designadas con las letras A a D en orden decreciente de peligro sísmico.

2.4.1. Criterios de diseño.

Tomando como base lo señalado por Meli Piralla (2004), las solicitaciones que un sismo impone a las estructuras son muy elevadas, sin embargo no es económico diseñar las estructuras para que no sufran daños ante la presencia de un sismo. Así mismo el nivel de seguridad que se debe adoptar, depende del costo de los daños esperados.

Los criterios de diseño sismorresistente especificados por los reglamentos modernos, plantean como objetivo limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos aunque existan daños severos, y se pretende que permanezcan intactas las estructuras ante sismos moderados.

Conforme con Meli Piralla (2004), el primer y fundamental objetivo del diseño sismorresistente es proporcionar a la estructura la capacidad para disipar energía que se induce en ella ante la presencia de un sismo severo, pero sin que la estructura sufra colapso o daños irreparables.

El segundo objetivo es evitar daños y pánico a los ocupantes ante la presencia de un sismo de intensidad moderada, que se puede presentar varias veces durante la vida de la construcción. Es por eso que para el cumplimiento de este objetivo la estructura debe poseer una adecuada rigidez ante cargas laterales.

“Las propiedades esenciales que rigen el buen comportamiento sísmico son: resistencia, rigidez, y ductilidad ante cargas laterales.” (Meli Piralla; 2004: 444) No es fácil cumplir con las tres características debido a que una estructura muy rígida y resistente es poco dúctil.

2.4.2. Análisis sísmico dinámico.

Desde el punto de vista de Bazán y Meli (2002), el análisis dinámico es más preciso porque incorpora de forma más detallada información que es ignorada o a lo más indirectamente considerada en el análisis estático. A continuación se incorpora en la figura 2.6 los métodos del análisis dinámico.

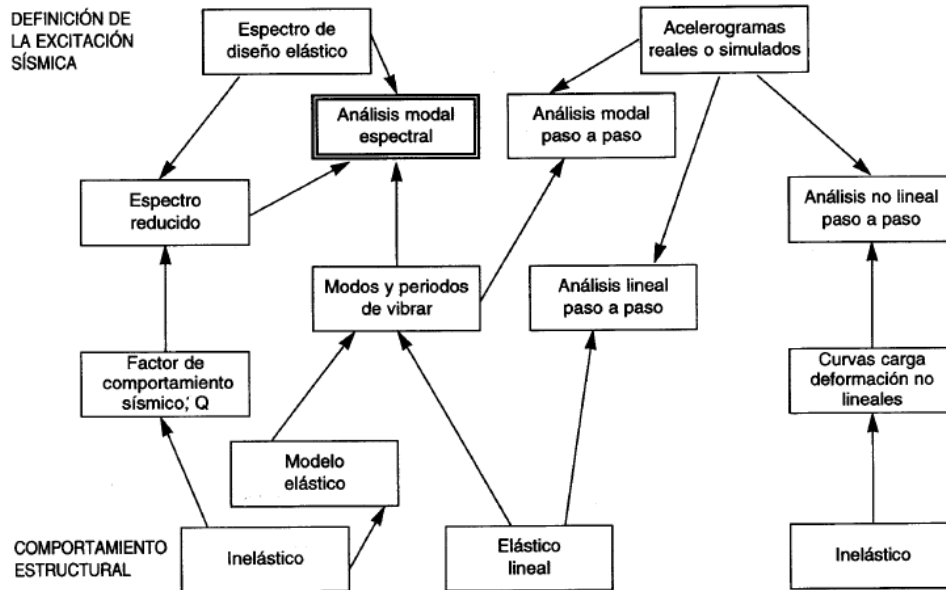


Figura 2.6.- Métodos de análisis dinámico.
Fuente: (Bazán y Meli; 2002: 237)

Análisis modal.

Se hace mención que cuando se aplica el análisis dinámico modal, se considera que la estructura tiene un comportamiento elástico. Para calcular los modos de vibrar se puede recurrir a un modelo puramente traslacional del edificio o a una idealización tridimensional.

Bazán y Meli (2002), señala como ventaja del análisis modal, que solo es necesario la determinación de respuestas debidas a unos cuantos de los primeros

modos, ya que en general la parte de la respuesta total del edificio que se debe a modos superiores es muy pequeña.

Cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, la NTC-S-04 para el Distrito Federal exige incluir el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso se puede considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección del análisis, excepto cuando la estructura es de uno o dos niveles.

Para la determinación de la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usan las aceleraciones espectrales.

Los conceptos que entran en el cálculo de la ordenada espectral para un edificio dado, son: la zona en que se ubica la estructura (I a III), el grupo de construcción al que pertenece la misma (A o B) y el factor de comportamiento sísmico (Q). Con estos factores se puede determinar una curva que muestra la variación de la aceleración espectral de diseño con el periodo T, usando las formulas de la NTC-S-04 sección 3. Que estipula la ordenada del espectro de aceleraciones, a, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, que se estipula a continuación:

$$a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

Donde

$$q = (T_b/T)^r$$

Los valores que intervienen en estas expresiones se obtienen de la siguiente tabla.

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 2.1.- Espectros de diseño para estructuras del grupo B.

Fuente: (CFE; 1993: 27)

De acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE que menciona tres tipos de suelo, mismas que se describen en la siguiente tabla.

Tipo de suelo	Descripción
I	Terreno firme.
II	Terreno intermedio.
III	Terreno blando.

Tabla 2.2.- Tipo de suelo.

Fuente: (CFE; 1993: 05)

El RCDF-04 clasifica las construcciones en los siguientes grupos:

Grupo	Descripción
<i>Grupo A</i>	Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.
<i>Grupo B</i>	Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:
<i>Subgrupo B1</i>	Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6000 m ² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 del RCDF, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3000 m ² de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras, incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje;
	Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autosoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, y
<i>Subgrupo B2</i>	Las demás de este grupo.

Tabla 2.3.- Agrupación de las construcciones.
Fuente: (RCDF-04)

Para que una estructura se pueda considerar regular, tiene que satisfacer los requisitos que señala la NTC-S-04 que se describen a continuación.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Tabla 2.4; Requisitos de regularidad para una estructura.
Fuente: (NTC-S-04)

La NTC-S-04, señala que se tendrá que adoptar los factores que aquí se mencionan, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

Factor	Requisitos
Sección 5.1 Q=4	<p>a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.</p> <p>b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.</p> <p>c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último entrepiso queda excluido de este requisito.</p> <p>d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.</p>

	e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.
Sección 5.2 Q=3	Cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.
Sección 5.3 Q=2	Cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traves de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes. También se usará $Q=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.
Sección 5.4 Q=1.5	Cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 5.2 y 5.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.
Sección 5.5 Q=1	En estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes. En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección. El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

Tabla 2.5; Factor de comportamiento sísmico.

Fuente: (NTC-S-04)

2.5. Método de los desplazamientos o de las rigideces.

“Las incógnitas en este método son los desplazamientos de los nudos (los nudos son los apoyos, extremos libres en voladizo o en los puntos donde concurren dos o más miembros).” (Camba y cols.; 1982: 79)

Como indica Rojas y Padilla (2009), es un método de análisis general para estructuras que se pueden modelar a base de barras, como en el caso de vigas, armaduras en el plano, armaduras tridimensionales, marcos planos, retículas y estructuras tridimensionales, y es el método más adecuado para ser programado.

Este método permite analizar estructuras formadas por elementos barra, tanto isostática como hiperestática.

Conforme con Rojas y Padilla (2009), el método consiste en definir la relación fuerza-desplazamiento de cada una de las barras por separado y a través de los conceptos de continuidad y compatibilidad evaluar dichas ecuaciones para obtener una ecuación fuerza-desplazamiento global o de toda la estructura. Al resolver esta ecuación se determinan los desplazamientos en cada nodo y al sustituirlas en la relación fuerza desplazamiento de cada barra se conocen las fuerzas internas o elementos mecánicos.

Se define como rigidez a la relación que existe entre una fuerza o un momento y el desplazamiento o giro que produce. De esta forma se deduce que la fuerza es igual a la rigidez por el desplazamiento, como se muestra en la ecuación 2.1.

$$F = KD \quad \text{ecuación 2.1}$$

Donde:

F = Fuerza aplicada.

K = Rigidez.

D = Desplazamiento producido.

Para estructuras en el plano se presentan tres tipos de rigidez:

a) Rigidez axial. Es la barra sometida únicamente al desplazamiento en dirección al eje x'.

$$K = \frac{EA}{L} \quad \text{ecuacion 2.2}$$

b) Rigidez al corte. Es la barra sometida únicamente al desplazamiento en dirección al eje y'.

$$K = \frac{12EI}{L^3} \quad K = \frac{6EI}{L^2} \quad \text{ecuacion 2.3}$$

c) Rigidez angular. Es la barra sometida únicamente al desplazamiento angular respecto al eje z'.

$$K = \frac{4EI}{L} \quad K = \frac{2EI}{L} \quad \text{ecuacion 2.4}$$

Donde:

L= Longitud.

E= Módulo de elasticidad.

A= Área de la barra.

I= Inercia.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se aborda lo relativo a generalidades del proyecto, así como el resumen ejecutivo del mismo, además se consideró el entorno geográfico que describe (la ubicación, geología, hidrología y el uso de suelo) del lugar. También contiene el informe fotográfico. La alternativa de solución y el proceso de análisis empleado para llegar a una solución razonable de la presente investigación.

3.1. Generalidades.

Se establece el objetivo general, así como una explicación de lo que se pretende abarcar en el proyecto, para conocer del procedimiento que se hizo en la obtención de los resultados en dicho proyecto.

3.1.1. Objetivo.

Analizar y diseñar estructuralmente, la superestructura para un edificio de concreto en cinco niveles, que cumpla con todas las condiciones necesarias para tener un grado de seguridad razonable, de forma que su comportamiento sea adecuado en las diferentes etapas de su vida útil. Además de brindar la función para la cual le fue asignada.

3.1.2. Alcance del proyecto.

Este proyecto tiene la finalidad de diseñar un edificio de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias en su versión vigente a la fecha de elaboración (2004).

Se va a hacer primero una estructuración del edificio, aplicando los conocimientos de la teoría y la práctica, para elegir los materiales de los que estará constituida dicha construcción, que en este caso se optó por el concreto reforzado, y se eligió el sistema a base de marcos en 3D.

Se analizará por sistema de marcos en 3D, a través de un software computacional denominado SAP2000, que facilitará conocer las características de su comportamiento bajo ciertas cargas, y elegir el elemento estructural más desfavorable, que ayudara a determinar el número y la cantidad del acero, así como establecer las dimensiones y resistencia del concreto que se usara en la elaboración de dichos elementos estructurales, para que pueda soportar adecuadamente las cargas que lo afectan.

El análisis estructural será del conjunto de todos los elementos estructurales, pero el diseño estructural será primero de la losa, luego las trabes y por ultimo las columnas. La cimentación no se calculará en esta investigación.

Para la elaboración de éste proyecto no se necesitan estudios geotécnicos, tampoco de impacto ambiental.

El estudio geotécnico no es necesario en este proyecto debido a que dicho proyecto solamente abarca el análisis y diseño de la superestructura.

No tiene impacto ambiental ya que de acuerdo a la topografía, el terreno es plano, por lo que no es necesario hacer ningún corte para la eliminación de taludes,

tampoco se destruirá el hábitat de especies, debido a que en la construcción de éste proyecto que es un hotel, solamente se necesita remover la capa vegetal y retirar una cierta cantidad de suelo para la cimentación, pero como se mencionó dicha cimentación no es considerada en esta investigación.

3.2. Resumen ejecutivo.

Para la elaboración de éste proyecto se requiere un plano arquitectónico. Y por ser un edificio nuevo, en el suelo que se desplantará éste edificio no hay avance del mismo.

A partir del plano arquitectónico será realizado el análisis y diseño estructural, comenzando con la identificación de aquellas partes de la construcción, que tendrá funciones estructurales y eliminar aquellas que no influyen de manera significativa, para luego determinar las acciones que intervienen (permanentes, variables y accidentales) y hacer una suposición en las dimensiones de los elementos estructurales, hasta llegar al resultado apropiado a través del software computacional denominado SAP2000 y Excel 2013 basándose en formulas, Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias y por último los resultados aceptados se trasladan al software Auto CAD.

El edificio es un hotel de tres estrellas, que de acuerdo al plano arquitectónico cumple con la función de comodidad, estilo y servicio personalizado. Tiene un restaurante, una piscina, y una atención más cuidadosa a la calidad y comodidad.

Se optó por un hotel, de forma que el lugar se encuentra cerca de centros comerciales, y también es necesario para el descanso de los turistas.

3.3. Entorno geográfico.

En la presente se aborda desde la macro hasta la microlocalización de la zona en estudio, tomando en cuenta la geología, la hidrología y el uso que se le ha asignado al suelo, para conocer de las características del lugar donde se desplantara este proyecto.

3.3.1. Macro y microlocalización.

La presente investigación se realizó en México, que es un país de América, ubicado en la parte meridional de América del Norte. Su nombre oficial es Estados Unidos Mexicanos, y su capital es la Ciudad de México, cuyo territorio ha sido designado como Distrito Federal.

México, colinda al norte con Estados Unidos de América, al oriente con el Golfo de México y el mar Caribe, al sureste con Belice y Guatemala y al poniente con el Océano Pacífico.

Para gobernar organizar y administrar su territorio México se compone de 32 entidades federativas, de los cuales 31 son estados y uno es el Distrito Federal, ciudad capital y sede de los tres Poderes de Gobierno (Ejecutivo, Legislativo y Judicial).

Su población oscila entre los 112 millones de personas, su extensión territorial es de aproximadamente 2 000 000 de km². Su principal lengua es el español, también cabe destacar que cuenta con 67 lenguas indígenas.

A continuación se presenta el mapa de la división política de México:



Imagen 3.1.- División Política de México.

Fuente: www.paratodomexico.com (2016)

El proyecto se encuentra ubicado en el estado de Michoacán de Ocampo, dicho estado limita al noroeste con los estados de Colima y Jalisco, al norte con Guanajuato y Querétaro, al este con el estado de México, al sureste con Guerrero y con el océano Pacífico. Tiene una población aproximada de 4 500 000 habitantes con una superficie territorial de 59 928 km², con una altitud máxima de 3840 metros sobre el nivel del mar. Se posiciona geográficamente entre las coordenadas de 19° 10' 07" de altitud norte y 101° 53' 59" de longitud oeste. El estado de Michoacán está constituido por 113 municipios de los cuales, su capital es la Ciudad de Morelia.

En esta imagen se presenta el país de México resaltando a Michoacán:



Imagen 3.2.- Mapa de la República Mexicana resaltando el Estado de Michoacán.

Fuente: www.google.com (2016)

El municipio de Uruapan es la sede de esta investigación, dicho lugar cuenta con una extensión territorial de 954.17 km², a una altitud de 1620 msnm su población total de 315 350 habitantes de acuerdo a los datos del INEGI 2010.

Se sitúa entre las coordenadas de los paralelos 19° 11' y 19° 38' de latitud Norte; los meridianos 101° 56' y 102° 24' de longitud oeste.

Colinda con los municipios de Los Reyes, Charapan, Paracho, Nahuatzen, Tingambato, Ziracuaretiro, Taretan, Nuevo Urecho, Gabriel Zamora, Tancítaro, Nuevo Parangiricutiro y Periban.

El municipio de Uruapan se hace cargo de tenencias como: Nuevo Zirosto, Santa Ana Zirosto, Corupo, Angahuan, San Lorenzo Capacuaró, La Basilia, Toreo el Bajo, Santa Rosa, Jucutacato, Cutzato, El Arroyo Colorado y el Sabino.

Su clima es templado con lluvias en verano con una precipitación entre 800 a 2000 mm al año, su temperatura fluctúa entre los 12° y 26°C.

Como vías de comunicación con las ciudades aledañas y el exterior, se encuentra un Aeropuerto Internacional denominado Lic. Ignacio López Rayón y las carreteras federales 37 y 14.

En la siguiente imagen se muestra el Estado de Michoacán resaltando a Uruapan:

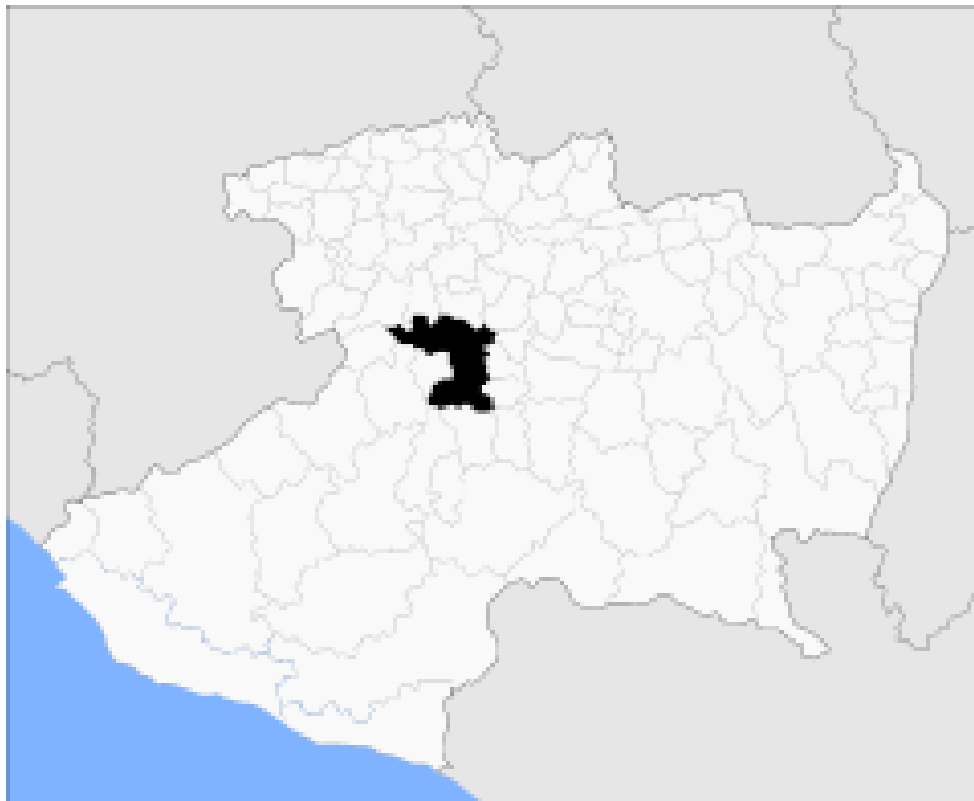


Imagen 3.3.- Mapa del Estado de Michoacán resaltando a Uruapan

Fuente: www.google.com (2016)

De manera más concreta, la ubicación de la presente investigación es en la Ciudad de Uruapan, inmediato a la agencia de autos NISSAN AUTOCOM URUAPAN, en la colonia Emiliano Zapata, Paseo de la Revolución sin número, esquina con la calle Lázaro Cárdenas. Las coordenadas son latitud $19^{\circ} 23' 22''$ Norte y de longitud $102^{\circ} 03' 30''$ Oeste con una elevación de 1596 msnm.

Las características de la zona, son las mismas que en la mayor parte de la ciudad, y para una mejor información se mencionan más adelante.

A continuación se muestra el sitio en estudio, así como las vialidades y construcciones aledañas al mismo, resaltando el sitio específico donde se ubicara el edificio:



Imagen 3.4.- Ubicación satelital del terreno.

Fuente: Google Earth (2016)

3.3.2. Geología regional y de la zona en estudio.

De acuerdo a los datos del INEGI, la ciudad de Uruapan está creciendo sobre suelo aluvial del cuaternario y roca ígnea extrusiva del Cuaternario, Plioceno-Cuaternario y Neógeno. En lugares donde había suelos denominados Andosol, Regosol, Cambisol y Leptosol.

3.3.3. Hidrología regional y de la zona en estudio.

Conforme al INEGI el municipio de Uruapan se encuentra en su totalidad en la región hidrológica denominado Balsas, dentro de su cuenca está el Río Tepalcatepec-Infiernillo (83.84%) y el Río Tepalcatepec (16.16%). Su subcuenca lo conforma el Río Cupatitzio, Río la Parota, Río Itzícuaró, el Río Paracho-Nahuatzen y el Río Tepalcatepec.

Sus corrientes de agua son perennes, esto quiere decir que tienen agua en toda la época del año, los cuales son el Cupatitzio, El Guayabo, Comparan, El Salto, Parotillas y El Salitre, cabe destacar que el más conocido es el del Cupatitzio.

3.3.4. Uso de suelo regional y de la zona en estudio.

Según los datos del INEGI el uso que se le da al suelo, en su mayoría es para la agricultura un 30.57% y para zona urbana un 5.57%, en lo que cabe su vegetación se cuenta con bosque en un 54.19% de los cuales se tiene (pino, encino, Parota, guaje, cascalote y cirian), de pastizal se tiene 4.0% y de selva un 5.43%. Es importante resaltar que es un lugar considerado, como la capital mundial del aguacate debido a sus tierras fértiles. Su fauna se conforma principalmente por coyote, zorrillo, venado,

zorra, cacomixtle, liebre, tlacuache, conejo, pato, torcaza o tortolita y chachalaca. El suelo del sitio en estudio es un limo.

3.4. Informe fotográfico.

En este apartado se presenta un informe de imagen en el que se observa el tipo de terreno, donde se desplantará la estructura.

3.4.1. Problemática.

Uruapan es la capital mundial del aguacate. Una de las razones por las que se tomó la decisión de construir un Hotel, es para que pueda brindar comodidad, y seguridad tanto a turistas como a empresarios y al público en general. Donde se pretende que los visitantes puedan descansar y hacer pequeñas reuniones, así como deleitar de una rica comida por contar con un restaurante en dicha estructura. La otra razón es que la ubicación del terreno es cerca de centros comerciales.

En la construcción de éste edificio, por el momento no se tiene ningún problema que impida la realización del mismo, ya que el edificio es un proyecto nuevo y factible. En el terreno no existe ninguna obra que se tenga que demoler, lo único que se necesita es la limpieza del terreno como en cualquier obra civil.

3.4.2. Estado físico actual.

De acuerdo a la ubicación del terreno, en la construcción no se afectaran construcciones aledañas, de manera más concreta la agencia de autos NISSAN

AUTOCOM URUAPAN y casas de habitación, ya que el espacio es lo suficiente amplio, como se muestra en la imagen 3.5.



Imagen 3.5.- Vista frontal del terreno, a un costado de la agencia de autos NISSAN
AUTOCOM URUAPAN.

Fuente: Propia.

A continuación se presenta la imagen 3.6 dando a conocer que el terreno no tiene obra que se tenga que demoler, lo único que se aprecia es la maleza y casas de habitación colindantes en la parte posterior.



Imagen 3.6.- Área que se usara para la construcción, apreciándose en el fondo casas de habitación.

Fuente: Propia.

El lugar donde se realizará el edificio, se le ha dado el uso de estacionamiento de un camión inservible como se ve en la imagen 3.7:



Imagen 3.7.- Vista lateral del lugar asignado para la construcción, denotándose en la parte trasera la construcción de agencia de autos NISSAN AUTOCOM URUAPAN.

Fuente: Propia.

3.5. Alternativa de solución.

Se plantea como alternativa usar el concreto reforzado como material estructural y mencionando sus ventajas.

3.5.1. Planteamiento de alternativas.

En la construcción del edificio, que será destinado para hotel, se optó por el sistema de marcos compuestos de trabes y columnas, empleando como material estructural el concreto armado, ya que la mampostería no es factible por la altura del edificio que marca el plano arquitectónico que consta de cinco niveles, la losa será nervada por ser más ligera en comparación con el volumen de concreto que se usa para la losa maciza.

Además se eligió el concreto armado por ser menos costosos en su mantenimiento, ya que el concreto no se oxida como lo es en el acero que a menudo necesita ser pintado para reducir dicha incomodidad. No presenta mayor peligro ante el fuego y no se necesita de grandes grúas para la colocación de sus elementos. Es un material que se presta para obtener figuras que el constructor desee, en pocas palabras da buena imagen por su estética.

3.6. Procesos de análisis.

Se comenzará con la selección del material estructural para conocer su peso, que en este caso es el concreto reforzado, luego un predimensionamiento de los elementos estructurales desde losas nervadas, trabes y columnas, posteriormente la determinación de las acciones de diseño a los cuales estará sometido la estructura (permanentes, variables y accidentales), para modelar el edificio con un software computacional denominado SAP2000 haciendo las combinaciones de cargas necesarias para lograr un buen análisis estructural.

Cuando se obtienen los elementos mecánicos de diseño, se determinan las propiedades geométricas, la cantidad y posición del acero en los elementos

estructurales, esto se facilita con la ayuda de un software llamado Excel 2013. Cabe resaltar que el análisis y el diseño estructural es un proceso cíclico hasta llegar al resultado razonable.

Se culmina con la representación de los resultados obtenidos en Excel a través de un software computacional llamado Auto CAD. Se recurre a éste programa muy a menudo, desde que se comienza con el proyecto y posiblemente cuando se esté ejecutando lo mismo puede ocurrir con los demás software.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se aborda lo relativo al método empleado, el enfoque de la investigación, alcance, diseño, instrumentos de recopilación de datos y la descripción del proceso de investigación.

4.1. Método empleado.

En esta tesis se utilizó el método científico. De acuerdo con Tamayo y Tamayo (2000), el método científico se encuentra entre la investigación científica y el conocimiento científico, de forma que dichos elementos son cíclicos, esto quiere decir que pueden ser tomados o analizados en distintos ciclos.

“El método científico es un conjunto de procedimientos por los cuales se plantean los problemas científicos y se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos de trabajo de investigativo.” (Tamayo y Tamayo; 2000: 28)

Lo que importa en un método científico no es descubrir la verdad sino saber cuál es el procedimiento que demuestre que un enunciado es así. Este método rechaza o elimina todo procedimiento que manipule la realidad en una forma caprichosa.

Para establecer una definición operacional se tiene que proceder a una investigación considerable respecto al fenómeno que se busca definir.

Una hipótesis indica lo que se está buscando, pero es una proposición puesta a prueba, si dicha hipótesis es deducida y se llega a comprobar, pasa a formar parte de una futura construcción teórica.

“En el método científico se conjugan la inducción y la deducción, es decir, se da el pensamiento reflexivo.” (Tamayo y Tamayo; 2000: 32)

Es fáctico, esto quiere decir que está basado en los hechos, y no en lo teórico o imaginario.

“El pensamiento mágico, propio de las sociedades primitivas, se ha cambiado gracias a los avances científicos y técnicos; la ciencia afecta también la manera general de pensamiento, el comportamiento de las sociedades y la cultura.” (Tamayo y Tamayo; 2000: 34)

4.1.1. Método matemático.

Según www.prezi.com. El método matemático. No es más que saber interpretar la realidad a través de fórmulas matemáticas, estos expresan hechos, variables, parámetros. Los cuales estudian la complejidad de algunos sistemas ante situaciones difíciles de observar la realidad.

En esta tesis es necesario el uso del método matemático, ya que se requiere de procesos matemáticos para comprobar, afirmar o rechazar, la hipótesis que se planteó al inicio de la tesis, también debido a que es el método que más se ajusta a las necesidades del proyecto.

4.2. Enfoque de la investigación.

Considerando que “La investigación es un conjunto de procesos sistemáticos, críticos y empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno.” (Hernández y cols.; 2010: 4)

Existen 3 tipos de enfoque que son:

1) El enfoque cuantitativo. “Usa la recolección de datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías.” (Hernández y cols.; 2010: 4)

2) Por su parte el enfoque cualitativo. “Utiliza la recolección de datos sin medición numérica para descubrir o afinar preguntas de investigación en el proceso de interpretación.” (Hernández y cols.; 2010: 7)

3) Enfoque mixto. Es la mezcla del enfoque cualitativo y cuantitativo.

En este trabajo se utilizó el enfoque cuantitativo. Ahora bien con base en lo dicho por Hernández y cols. (2010), el enfoque cuantitativo tiene el siguiente proceso:

1. Idea.
2. Planteado el problema.
3. Revisión de la literatura (investigaciones anteriores) y desarrollo del marco teórico (la teoría que habrá de seguir su estudio) del cual derivan una o varias hipótesis.
4. Visualización del alcance del estudio.
5. Elaboración de hipótesis y definición de variables.
6. Desarrollo del diseño de una investigación
7. Definición y selección de la muestra
8. Recolección de datos.
9. Análisis de datos.
10. Elaboración del reporte de resultados.

La investigación debe ser lo más objetiva posible. Los resultados que se observan o miden no deben ser afectados por el investigador. Éste debe evitar en lo posible que sus temores, creencias, deseos y tendencias influyan en los resultados del estudio o interfieran en los procesos.

En este trabajo de investigación se utilizó el enfoque cuantitativo debido a que en esta tesis se realiza el análisis y diseño de una superestructura de concreto, los planteamientos a investigar fueron señalados desde el inicio, la recolección de datos tiene como base la medición numérica y el análisis de los resultados obtenidos.

4.2.1. Alcance de la investigación.

Existen 4 tipos de alcance de la investigación que son:

1) Exploratorios. “Se realizan cuando el objeto es examinar un tema o problema de investigación poco estudiado, del cual se tienen muchas dudas o no se ha abordado antes.” (Hernández y cols.; 2010: 79)

2) Descriptivo. “Busca especificar propiedades, características y rasgos importantes de cualquier fenómeno que se analice. Describe tendencias de un grupo o población.” (Hernández y cols.; 2010: 80)

3) Correlacionales. “Pretenden responder a preguntas de investigación.” (Hernández y cols.; 2010: 81)

4) Explicativo. “Pretende establece las causas de los eventos, sucesos o fenómenos que se estudian.” (Hernández y cols.; 2010: 83)

En esta investigación se utilizó un alcance descriptivo. Ya que únicamente se eligió una serie de conceptos a considerar que también se denominan variables, después se midieron y los resultados sirvieron para llevar a cabo el proyecto.

4.3. Diseño de la investigación.

Existen dos tipos de diseño, que son experimental y no experimental. Para este caso se utilizó una investigación no experimental que se define como: “Estudios que se realizan sin la manipulación deliberada de variables y en los que solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos.” (Hernández y cols.; 2010: 149)

El diseño de esta investigación es no experimental, debido a que no se realiza ningún tipo de experimento, simplemente se estudian las variables tal como se comportan.

Continuando con lo dicho por Hernández y cols. (2010), los diseños no experimentales se dividen en transeccionales y longitudinales, para este caso se utilizó el transeccional.

Los diseños de investigación transeccional o transversal recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es descubrir variables y analizarlos en un momento dado.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

Para la elaboración de esta investigación se utilizaron software como: Excel 2013, para la elaboración de hojas de cálculo, SAP 2000 versión 15 para el análisis y diseño del edificio, Auto CAD 2014 para hacer planos estructurales.

A continuación se definen las herramientas utilizadas.

1) AutoCAD.

Es un software computacional, que sirve de herramienta para hacer planos arquitectónicos, estructurales, hidráulico, sanitario, eléctrico, entre otros.

2) SAP2000.

Es un programa computacional, que facilita el análisis de cualquier estructura y que tiene bastante tiempo en el mercado. Reduce bastante tiempo en operaciones que se llevan a cabo en la calculadora, hoja de cálculo, por otra parte deduce el riesgo de cometer errores por la amplitud y número de operaciones que se tienen que hacer para determinar los elementos más desfavorables en una estructura.

3) Excel.

Es un software derivado o componente de Microsoft Office, que permite automatizar operaciones con la simple vinculación de estos, mediante una hoja de cálculo. El programa es usado para la obtención de resultados partiendo de los valores obtenidos en el SAP2000 o viceversa, partiendo de los datos en EXCEL para asignar las características a cada elemento en el SAP2000 y posteriormente analizarlos.

4.5. Descripción del proceso de investigación.

Primeramente se inició con la elección del tema, para luego hacer una investigación bibliográfica de libros relacionados con el tema, de modo que se pueda fundamentar lo dicho en la tesis, mediante el uso de citas textuales y paráfrasis de párrafos.

Para llevar a cabo el análisis del modelo se hizo una consideración de las cargas que actuaran en la estructura, posteriormente se hizo un predimensionamiento de los elementos estructurales del edificio, como: losa, trabes y columnas.

Con los datos del análisis estructural en el SAP2000, se obtuvieron los elementos más desfavorables. Y una vez obtenidos los elementos mecánicos de

diseño, se prosiguió con una serie de pasos para la elaboración de hoja de cálculo y así logra el diseño estructural.

El proceso de análisis y diseño, es un proceso cíclico ya que se pueden introducir datos varias veces, hasta que se obtengan resultados satisfactorios.

Finalmente, se agregó la conclusión por el cumplimiento del objetivo planteado. También la bibliografía para mostrar la fuente o por si el lector busca los datos completos del autor de una cita textual o paráfrasis. Se anexaron planos con el propósito de enriquecer la investigación.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

En el presente capítulo se presentan los lineamientos que se siguieron, para llevar a cabo el análisis estructural y el diseño estructural de la superestructura, así como también se incluyen planos arquitectónicos y demás datos generales del edificio.

5.1. Descripciones y consideraciones generales.

Datos del proyecto.

En esta parte se presenta la composición del edificio de acuerdo con el plano arquitectónico. Dicho edificio se ubicará como se mencionó en el capítulo tres, en la colonia Emiliano Zapata, Paseo de la Revolución esquina con Lázaro cárdenas, sin número, en Uruapan Michoacán.

Uso: Hotel.

Número de niveles: 5

Longitud: 54 m.

Ancho: 32.4 m.

Altura de entre piso: 3.15 m.

Altura total de la estructura: 15.75 m.

Sistema de piso: losa reticular.

Zona sísmica: C De acuerdo a la regionalización sísmica de México figura 2.5.

Tipo de estructura: B1

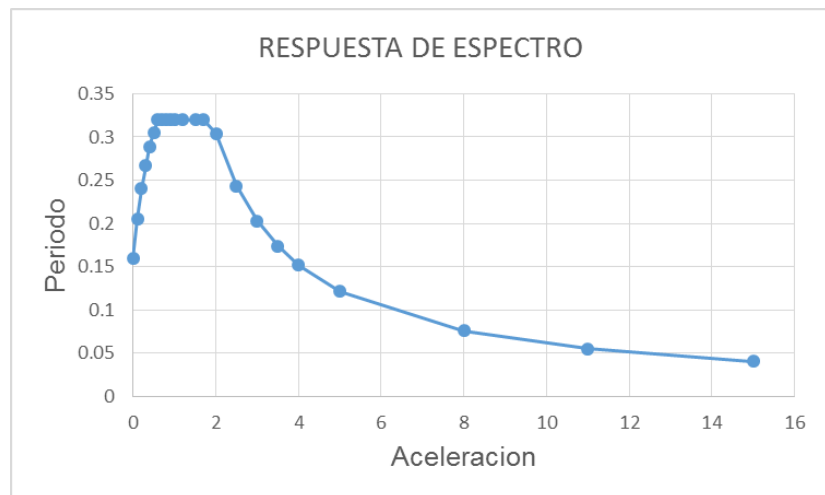
Ubicación: Zona III (De acuerdo al manual de diseño de obras civiles de CFE)

Factor de comportamiento sísmico: $Q=2$

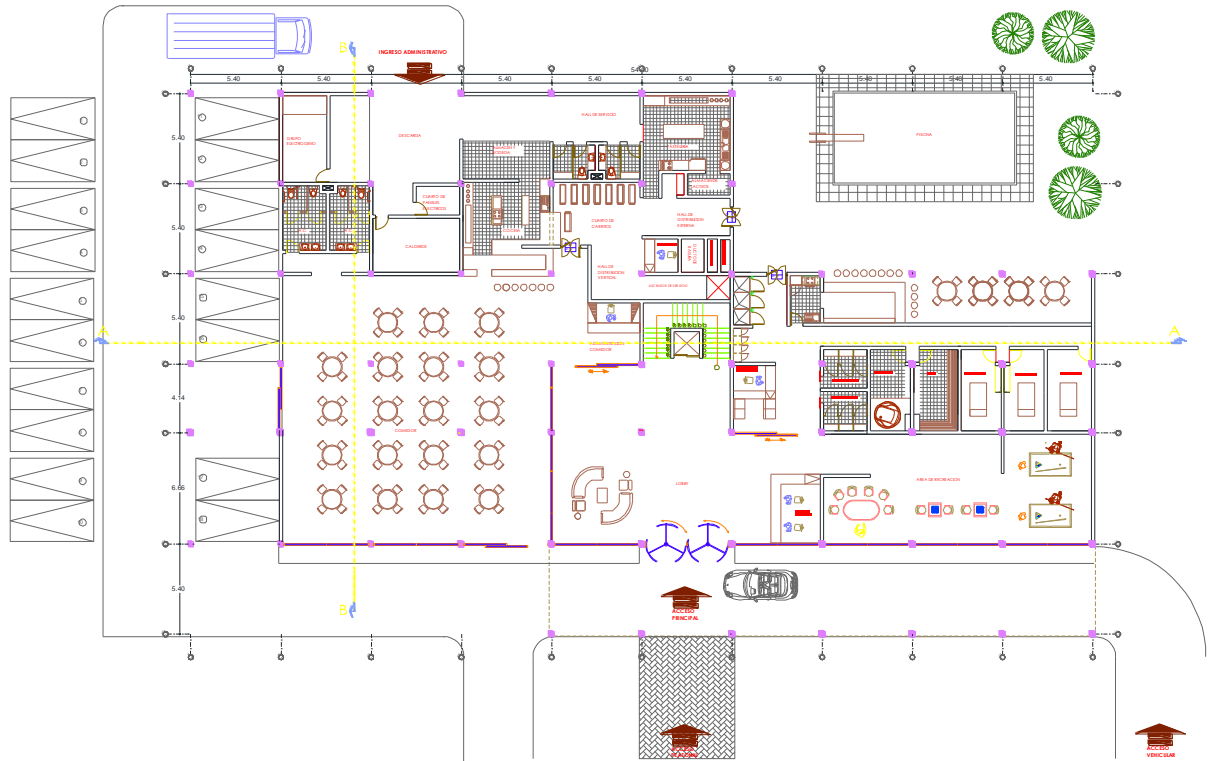
Factor de corrección por irregularidad: 1 (RCDF La estructura es regular)


A continuación se integran los datos para respuesta de espectro, utilizados en el análisis estructural.

Periodo	aceleracion
0	0.16
0.1	0.2057
0.2	0.24
0.3	0.2667
0.4	0.288
0.5	0.3055
0.6	0.32
0.7	0.32
0.8	0.32
0.9	0.32
1	0.32
1.2	0.32
1.5	0.32
1.7	0.32
2	0.304
2.5	0.2432
3	0.2027
3.5	0.1737
4	0.152
5	0.1216
8	0.076
11	0.0553
15	0.0405

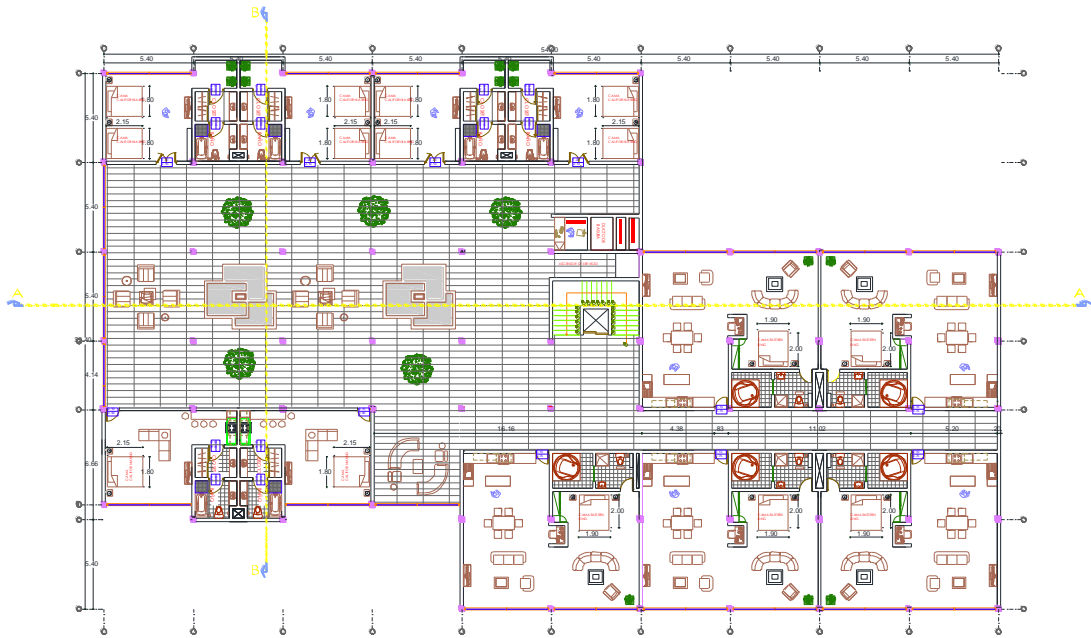



A continuación se presenta el plano del proyecto arquitectónico ya existente, que se utilizará como punto de partida para el análisis y diseño estructural.



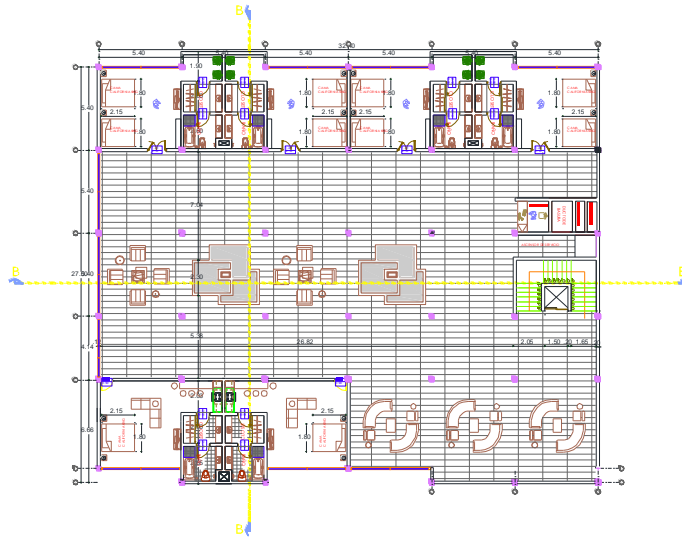
CONTENIDO: ARQUITECTONICO	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	ELABORO: UNIV. GUZMAN HUARIN DENNIS MARTIN DOC. ARQ. MARCO ANTONIO REAS H.	PLANO: PLANTA BAJA	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA Nº: 1
------------------------------	-----------------------------------	--	-----------------------	----------------	--	-----------------

Esta imagen es la planta baja del edificio, donde se visualiza un restaurante, un área de descarga y almacenamiento de productos, cocina, pastelería, sanitarios, una piscina, el acceso principal y estacionamiento.



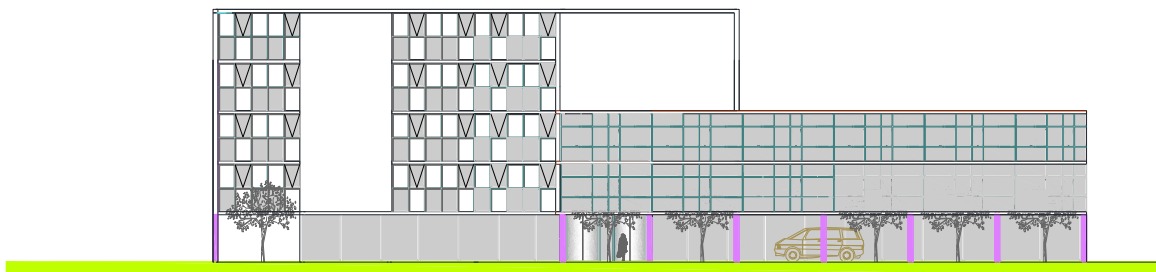
CONTENIDO: ARQUITECTONICO	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	ELABORO: UNIV. GUZMAN HUARIN DENNIS MARTIN DOC. ARQ. MARCO ANTONIO REAS H.	PLANO: PLANTA 2 (TIPO)	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA N°: 2
------------------------------	-----------------------------------	--	---------------------------	----------------	---	-----------------


Aquí en la imagen se aprecia la segunda planta del Hotel, que su distribución se prolonga hasta la tercera planta, y contendrá los dormitorios con su respectivo baño y a otros que se les añade sala y cocina. Además de un amplio espacio con pequeñas fuentes de agua y lugar para plática de negocio u otro asunto.



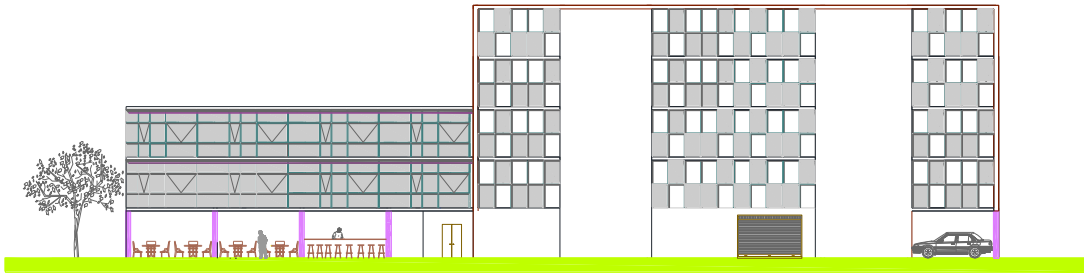
CONTENIDO: ARQUITECTONICO	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	ELABORO: UNIV. GUZMAN HUARIN DENNIS MARTIN DOC. ARQ. MARCO ANTONIO REAS H.	PLANO: PLANTA 4 (TIPO)	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA N°: 3
------------------------------	-----------------------------------	--	---------------------------	----------------	--	-----------------


En la presente imagen se ubica la cuarta planta del edificio con su dormitorio y baño, misma distribución se prolonga hasta la quinta planta.



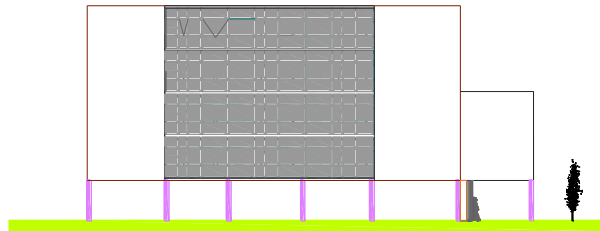
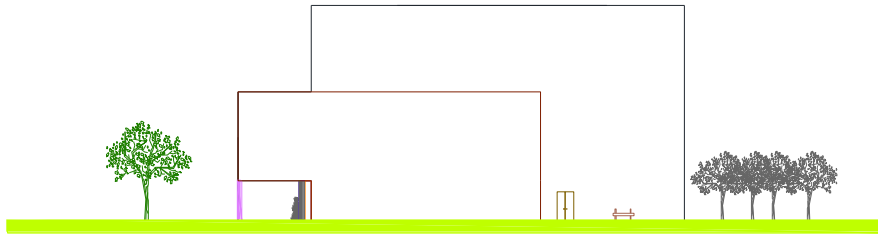
CONTENIDO: ARQUITECTONICO	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	ELABORO: UNIV. GUZMAN HUARIN DENNIS MARTIN DOC. ARQ. MARCO ANTONIO REAS H.	PLANO: ELEVACION PRINCIPAL	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA N°: 4
------------------------------	-----------------------------------	--	-------------------------------	----------------	--	-----------------

Esta imagen contiene la elevación principal del edificio, donde el lado derecho culmina con tres niveles, mientras que el lado izquierdo llega hasta cinco niveles.



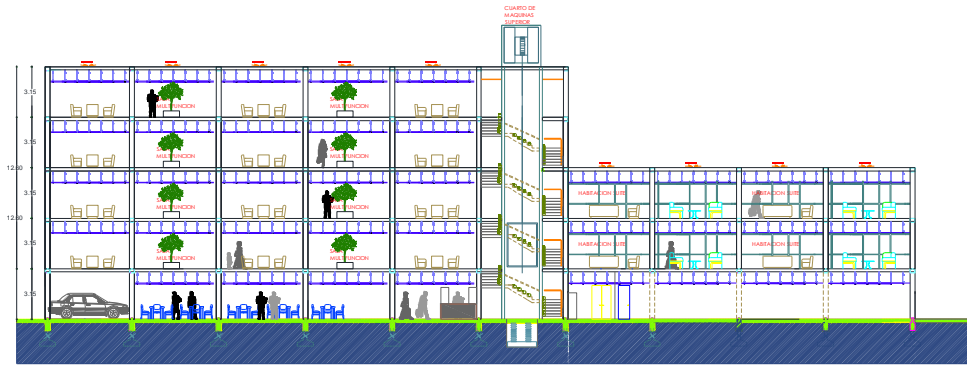
CONTENIDO: ARQUITECTONICO	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	ELABORO: UNIV. GUZMAN HUARIN DENNIS MARTIN DOC. ARG. MARCO ANTONIO REAS H.	PLANO: ELEVACION POSTERIOR	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA N°: 5
------------------------------	-----------------------------------	--	-------------------------------	----------------	--	-----------------


La presente imagen tiene la elevación posterior del Hotel.



CONTENIDO: ARQUITECTONICO	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	ELABORO: UNIV. GUZMAN HUARIN DENNIS MARTIN DOC. ARG. MARCO ANTONIO REAS H.	PLANO: ELEVACION LATERAL (ESTE Y OESTE)	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA N°: 6
------------------------------	-----------------------------------	--	--	----------------	--	-----------------


Aquí en la imagen se visualiza la elevación lateral, donde la de arriba es del lado Sur, mientras que la de abajo es el lado Norte del edificio.



CONTENIDO: ARQUITECTONICO	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	ELABORO: UNIV. GUZMAN HUARIN DENNIS MARTIN DOC. ARQ. MARCO ANTONIO REAS H.	PLANO: CORTE A-A.	ESCALA: SE	 NORTE	LAMINA N°: 7
------------------------------	-----------------------------------	--	----------------------	---------------	--	-----------------

En esta imagen se hace notar un corte de Norte a Sur del Hotel, donde el lado derecho es de tres niveles, mientras que del lado izquierdo de cinco niveles.

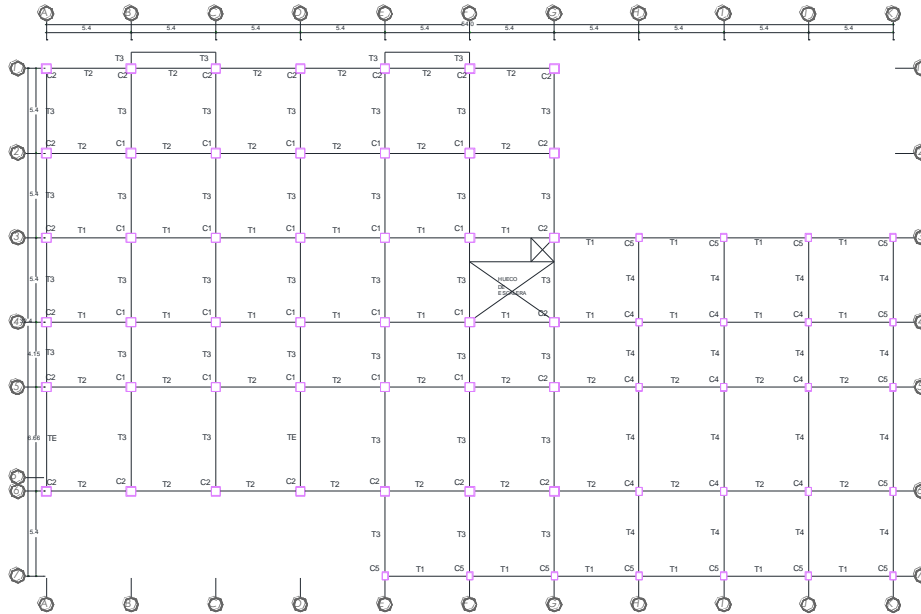


CONTENIDO: ARQUITECTONICO	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	ELABORO: UNIV. GUZMAN HUARIN DENNIS MARTIN DOC. ARQ. MARCO ANTONIO REAS H.	PLANO: CORTE B-B	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA N°: 8
------------------------------	-----------------------------------	--	---------------------	----------------	--	-----------------

La presente imagen contiene el corte de Este a Oeste del edificio, y en esta parte solamente se hace visible los cinco niveles del edificio.

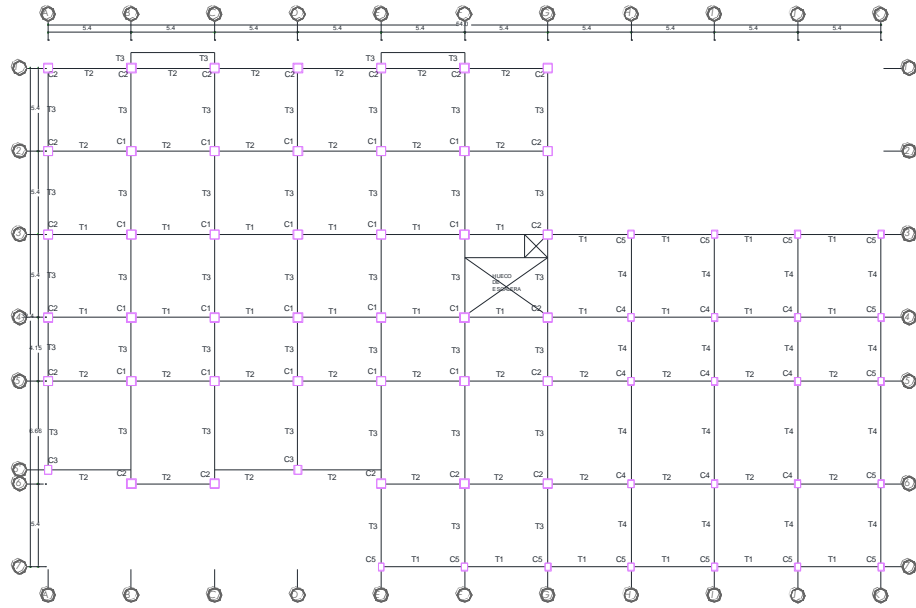
Propuesta de estructuración.

Aquí se determina la ubicación preliminar de los elementos estructurales, que serán dimensionados de acuerdo a los resultados del análisis estructural.



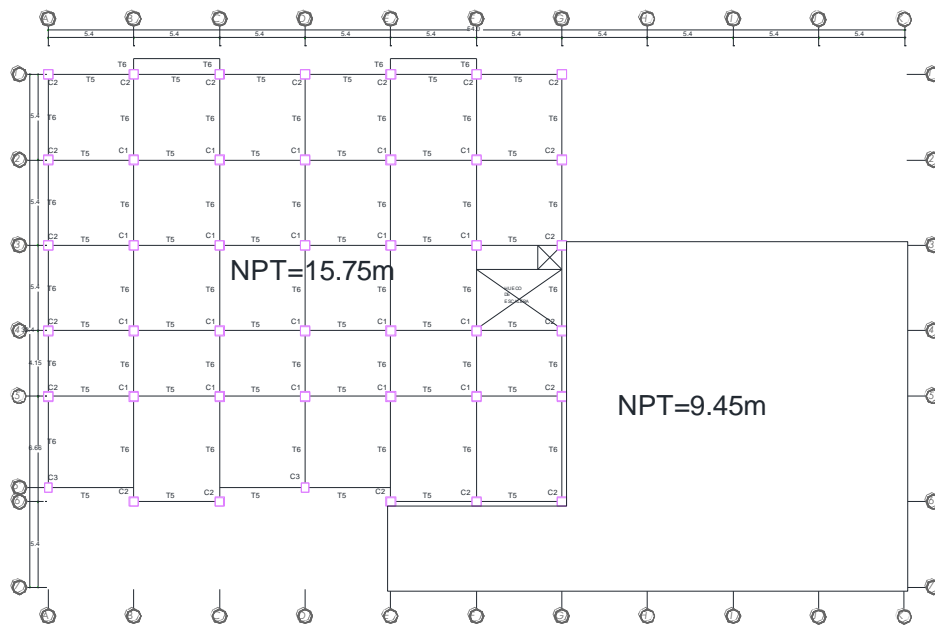
CONTENIDO: ESTRUCTURAL	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	CALCULO: ARQUEOLITICO ROMERO LOPEZ REVISO: M.J. LUIS ARTURO MUÑOZ GALINDO	PLANO: TRABES Y COLUMNAS 1er PISO	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA N°: 1
---------------------------	-----------------------------------	--	--------------------------------------	----------------	--	-----------------

En la presente imagen se aprecia la distribución de las trabes (T1, T2, T3, T4, TE) y columnas (C1, C2, C4, C5) del primer piso.



CONTENIDO: ESTRUCTURAL	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	CALCULO: ARQUEOLITICO ROMERO LOPEZ REVISO: M.I. LUIS ARTURO MUÑOZ GALINDO	PLANO: TRABES Y COLUMNAS 2do PISO (TIPO)	ESCALA: S/E	 N O R T E	LAMINA N°: 2
---------------------------	-----------------------------------	--	---	----------------	--	-----------------

Aquí es donde se visualiza la distribución de las trabes y columnas del segundo piso, que es muy parecida a la del primer piso, ya el cambio es muy poco como el de la trabe TE por la T3, la integración de la columna C3, y esta estructuración se prolonga hasta el tercer piso.



CONTENIDO: ESTRUCTURAL	PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS	CALCULO: ARQUEOLITICO ROMERO LOPEZ REVISO: M.I. LUIS ARTURO MUÑOZ GALINDO	PLANO: TRABES DE AZOTEA Y COLUMNAS	ESCALA: S/E	 NORTE	LAMINA N°: 3
---------------------------	-----------------------------------	--	---------------------------------------	----------------	---	-----------------

En esta última distribución se aprecia las traves y columnas del último nivel, que culmina con la columna C1, C2, C3 y traves denominados T5 y T6. Donde solo se aprecia el de cinco pisos.

Materiales.

Los materiales que conformarán la estructura fueron seleccionados, para así conocer el peso de la misma y sus propiedades mecánicas, la forma general de ésta, es decir, el tipo de estructura que en particular la obra debe tener.

Concreto:

- Se usará una resistencia $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, para losa de entre piso y azotea
- Se usará una resistencia $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, para columnas y trabes.
- El peso volumétrico en estado fresco será superior a 2 ton/m^3
- El tamaño máximo de agregado será 1.9 cm ($3/4''$).
- El revenimiento del concreto en estado fresco será de entre $10\text{-}12 \text{ cm}$.

Acero de refuerzo:

- Las varillas tendrán un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Los estribos serán cerrados de una pieza y deberán rematar en una esquina con dobleces a 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 cm de largo.

Muros:

La estructuración en muros se dispuso en todos los niveles del edificio, que será a base de ladrillo hueco, unidos con mortero clase III, su principal función será dividir los espacios, ya que no se desempeñarán como elementos de carga. Dicho ladrillo tiene las dimensiones de $18 \times 18 \times 33 \text{ cm}$.

Los materiales de recubrimiento para el piso, serán de vitropiso en todo el edificio, excepto en los baños, donde se colocara cerámica antiderrapante.

Cimentación.

La cimentación no se abordará en esta investigación, debido a que solo es la superestructura, pero con los datos obtenidos en esta tesis se podrá lograr en lo posterior.

Reglamento y Normas.

El reglamento que se usará para llevar a cabo la tesis, es el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF), las Normas Técnicas de Construcción del Distrito Federal y también se auxilió del Manual de Diseño de Obras Civiles (CFE)

Criterios de diseño.

Se usará el método de resistencia última del (RCDF) para diseñar trabes y la losa nervada. Diagramas de interacción de la UNAM para columnas.

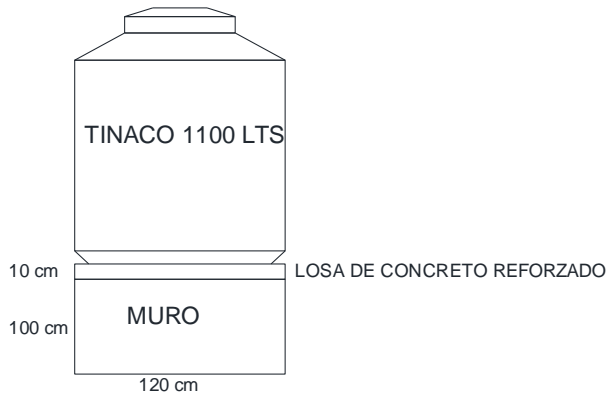
5.2. Análisis de cargas.

Es de gran importancia la consideración de las cargas muertas, cargas vivas y accidentales, esto se facilita con el apoyo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal y las Normas Técnicas de Construcción.

Peso del tinaco.

Se trata de un tinaco Rotoplas con una capacidad de 1100 litros y un peso propio de 40 kg, dicho tinaco se apoya en una losa de concreto armado, de 10 cm de

espesor con dimensiones de 1.2 x 1.2 m. la cual es soportada por dos muros de 1.2 m de largo por 1 m de alto.



$$\text{Peso de la losa} = (1.2\text{m})(1.2\text{m})(0.10\text{m})(2.4\text{t/m}^3) = 0.346 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso del muro} = (2\text{pza})(0.15\text{m})(1.2\text{m})(1\text{m})(1.5\text{t/m}^3) = 0.54 \text{ ton.}$$

El muro es una carga lineal, así que se multiplica por un factor para considerarlo como carga uniformemente equivalente.

W muro (ton)	Factor	W (Ton)
0.54	1.5	0.810

$$\text{Peso del agua} = 1.1 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del tinaco} = 0.027 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de losa} = 0.346 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de muros} = 0.810 \text{ ton}$$

$$\underline{\hspace{1.5cm}} 2.283 \text{ ton}$$

$$7 \text{ Tinacos} = 15.978 \text{ ton}$$

$$\text{Área del tablero} = 22.41 \text{ m}^2$$

W TABLERO =	0.713 ton/m²
--------------------	--------------------------------

PESO DE LOSA PARA AZOTEA.

Para esto se propone una losa reticular, utilizando un tamaño comercial de casetón de 40x40cm, y un ancho de 15 cm para la nervadura, como se aprecia en la siguiente imagen.

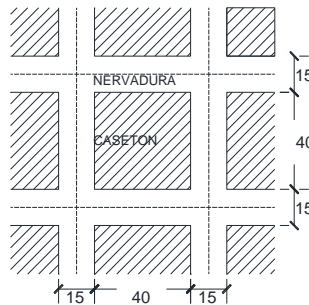


Imagen 5.1.- distribución de retículas.

Fuente: Propia.

Datos:

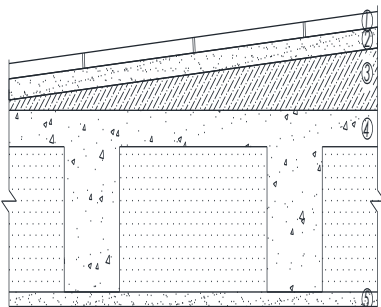
Capa de compresión (C)= 0.05 m

Altura del casetón (D)= 0.20 m

Ancho de la nervadura (N)=0.15 m

Espesor equivalente del concreto (d_{eq})= $C+4ND-4N^2D$

$$= 0.05+4(0.15) (0.20)-4(0.15)^2(0.20) =0.152 \text{ m}$$



Material o elemento	Espesor (m)	Peso vol. (t/m^3)	Peso W (t/m^2)
1. Enladrillado	0.02	1.600	0.032
2. Mortero	0.030	2.100	0.063
3. Relleno	0.060	1.600	0.096
4. Concreto	0.152	2.400	0.365
5. Yeso	0.020	1.500	0.030
Instalación		=	0.030
		W_{adic} =	0.040
		CM =	0.656

De acuerdo a la NTC-E-04 la carga viva unitaria para azoteas, con pendiente no mayor de 5% corresponde a:

Carga viva unitaria media (W) =15 kg/m²

Carga viva unitaria instantánea (W_a) =70 kg/m²

Carga viva unitaria máxima (W_m) =100 kg/m²

A continuación se integran las cargas (W) que actuaran sobre la estructura.

Tableros comunes.

Permanentes + variables	Permanentes + variables + accidental
CM = 0.656 t/m ²	CM = 0.656 t/m ²
CV = 0.100 t/m ²	CV = 0.070 t/m ²
W = 0.756 t/m²	W = 0.726 t/m²

Tableros con tinacos.

Permanentes + variables	Permanentes + variables + accidental
CM = 0.656 t/m ²	CM = 0.656 t/m ²
CM _{tinaco} = 0.713 t/m ²	CM _{tinaco} = 0.713 t/m ²
CV = 0.100 t/m ²	CV = 0.070 t/m ²
W = 1.469 t/m²	W = 1.439 t/m²

PESO DE LOSA PARA ENTREPISO.

Peso de muros.

Para la losa de entrepiso es necesario considerar el peso de los muros.

Muro con terminado por ambos lados.

Material	Espesor (m)	P. especf. (t/m ³)	W (t/m ²)
Ladrillo hueco	0.18	0.585	0.1053
Mortero	0.02	2.1	0.042
peso total			0.147



Muro con terminado en azulejo por un lado y el otro mortero.

Material	Espesor (m)	P. especf. (t/m ³)	W (t/m ²)
Ladrillo hueco	0.18	0.585	0.1053
Mortero	0.02	2.1	0.042
Pega azulejo	0.01	2.1	0.021
Azulejo			0.015
peso total			0.183



Peso del vidrio templado de 8 mm. = 0.025 ton/m²

Cargas lineales.

Son las cargas que actúan sobre trabes.

Material	Peso (t/m ²)	Altura (m)	W (t/m)
Vidrio	0.025	3.15	0.08
Muro 1	0.147	2.2	0.32
Muro 2	0.183	2.2	0.4

A continuación se presenta una estructuración de los tableros del edificio.



Imagen 5.2.- Estructuración de los tableros.

Fuente: Propia.

Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformemente equivalentes según NTC-C-04 sección 6.3.4.

Relación de lados $m=a_1/a_2$	0.5	0.8	1
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Tablero	Paralelo al lado	Longitud (m)	Altura (m)	P.U. (t/m^2)	W muro (ton)	Área tablero (m^2)	Factor	W t/m^2
2,5,34	Corto	6.8	2.9	0.183	3.60	29.16	1.6	0.198
	Largo	5.4	2.9	0.183	2.87	29.16	1.6	0.158
							CM =	0.356

30,31	Corto	1.2	2.9	0.183	0.637	22.35	1.47	0.042
	Largo	4.6	2.9	0.183	2.445	22.35	1.71	0.187
							CM =	0.229
37,39,42	Corto	4.45	2.9	0.147	1.90	35.964	1.51	0.080
	Largo	1.2	2.9	0.183	0.637	35.964	1.7	0.030
							CM =	0.080
38,40,41	Corto	9.65	2.9	0.183	5.129	35.964	1.51	0.215
	Largo	1.2	2.9	0.183	0.637	35.964	1.7	0.030
							CM =	0.246

Se utilizaron los mismos datos propuestos en la losa de azotea que son:

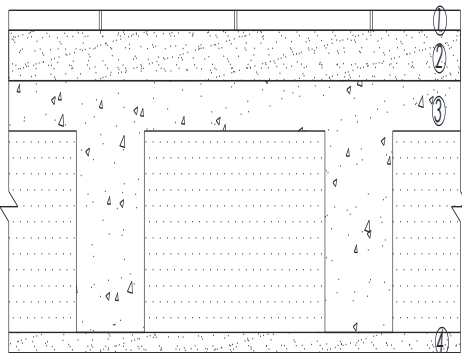
Casetones= 0.4 x 0.4m

Capa de compresión= 0.05m

Altura del casetón = 0.20m

Ancho de la nervadura=0.15m

Esesor promedio del concreto (d_{eq})= 0.152 m



<i>Material o elemento</i>	<i>Espesor (m)</i>	<i>Peso vol. (t/m³)</i>	<i>Peso W (t/m²)</i>
1. Vitropiso	0.010	2.100	0.021
2. Mortero	0.030	2.100	0.063
3. Concreto	0.152	2.400	0.365
4. Yeso	0.020	1.500	0.030
Instalación		=	0.030
		$W_{adic} =$	0.040
		CM =	0.549

Conforme con la NTC la carga viva unitaria para habitación (cuartos de hotel) corresponde a:

Carga viva unitaria media (W) = 70 kg/m²

Carga viva unitaria instantánea (W_a) = 90 kg/m²

Carga viva unitaria máxima (W_m) = 170 kg/m²

Las cargas (W) que actuaran sobre la estructura son:

Tableros sin muros.

Permanentes + variables		
CM =	0.549	t/m ²
CV =	0.170	t/m ²
W =	0.719	t/m²

Permanentes + variables + accidental		
CM =	0.549	t/m ²
CV =	0.090	t/m ²
W =	0.639	t/m²

Tableros 2,5 y 34.

Permanentes + variables		
CM =	0.549	t/m ²
CM _{muro} =	0.356	t/m ²
CV =	0.170	t/m ²
W =	1.074	t/m²

Permanentes + variables + accidental		
CM =	0.549	t/m ²
CM _{muro} =	0.356	t/m ²
CV =	0.090	t/m ²
W =	0.994	t/m²

Tableros 30 y 31.

Permanentes + variables		
CM =	0.549	t/m ²
CM _{muro} =	0.229	t/m ²
CV =	0.170	t/m ²
W =	0.948	t/m²

Permanentes + variables + accidental		
CM =	0.549	t/m ²
CM _{muro} =	0.229	t/m ²
CV =	0.090	t/m ²
W =	0.868	t/m²

Tableros 37,39 y 42.

Permanentes + variables		
CM =	0.549	t/m ²
CM _{muro} =	0.080	t/m ²
CV =	0.170	t/m ²
W =	0.799	t/m²

Permanentes + variables + accidental		
CM =	0.549	t/m ²
CM _{muro} =	0.080	t/m ²
CV =	0.090	t/m ²
W =	0.719	t/m²

Tableros 38,40 y 41.

Permanentes + variables		
CM =	0.549	t/m ²
CM _{muro} =	0.246	t/m ²
CV =	0.170	t/m ²
W =	0.964	t/m²

Permanentes + variables + accidental		
CM =	0.549	t/m ²
CM _{muro} =	0.246	t/m ²
CV =	0.090	t/m ²
W =	0.884	t/m²

5.3. Análisis estructural.

Para el método de análisis la NTC-C-04 menciona que se puede utilizar cualquier procedimiento reconocido, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

Para llevar a cabo la modelación de losa nervada, trabes y columnas se utilizó el programa sap2000 que sus beneficios fueron mencionados en apartados anteriores.

En dicho programa se hicieron las combinaciones de cargas necesarias, para simular el comportamiento de la estructura en la vida real, en condiciones normales de operación y ante cargas accidentales (sismo). Porque la seguridad de una estructura

debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones, que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

CP = Carga permanente.

CV = Carga variable.

CA = Carga accidental.

S = Sismo.

CBn = Combinación de carga.

CB1 CP+CV

CB2 CP+CV+30%SX+SY

CB3 CP+CV+SX+30%SY

Dichas combinaciones fueron afectadas por su respectivo factor de carga, que toma en cuenta posibles sobrecargas, errores en los métodos de análisis.

F.C. = Factor de cargas

F.C = 1.40 para cargas permanentes (C.P.+C.V.)

F.C = 1.10 para cargas accidentales (C.P.+C.V.+C.A)

Modelación de la estructura.

En la imagen 5.3 se aprecian las nervaduras, que conforman la losa del edificio.

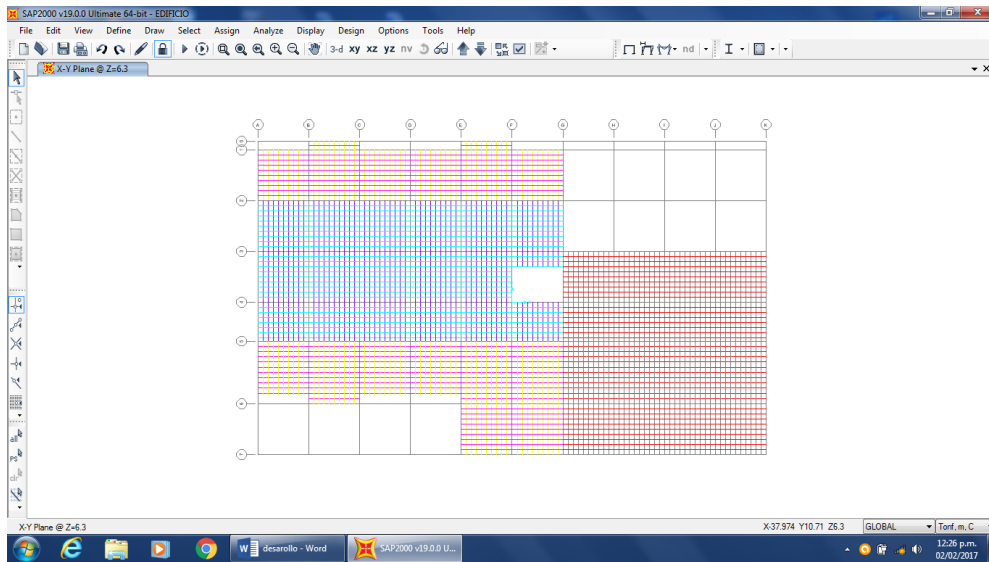


Imagen 5.3.- Modelación de las nervaduras en SAP2000.

Fuente: Propia.

En la imagen 5.4 se hace notar las trabes y las columnas del edificio.

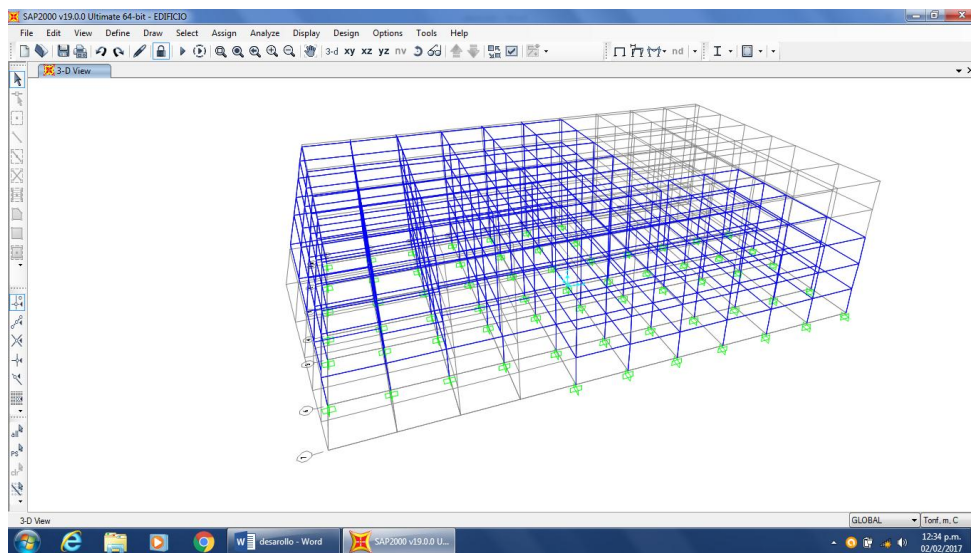


Imagen 5.4.- Modelación de trabes y columnas en SAP2000.

Fuente: Propia.

5.4 Diseño de losas.

Las losas son elementos estructurales, que se usan para cubrir la superficie de entepiso o de azotea, por lo que es de vital importancia su diseño. Su diseño comienza con la relación de aspecto y así poder determinar su clasificación:

$$m = a_1/a_2 \quad a_1 = \text{claro corto}$$

$$a_2 = \text{claro largo}$$

Si $m \leq 0.5$ losa en una dirección.

Si $0.5 < m \leq 1.0$ losa en dos direcciones.

$$m_1 = 5.4/6.66 = 0.81$$

$$m_2 = 4.15/5.4 = 0.77$$

La relación de aspecto es mayor a 0.5 y los tableros están apoyados perimetralmente, por lo que se toma como losa perimetral en dos direcciones. Esto quiere decir que existe flexión en los dos sentidos.

LOSA DE AZOTEA.

Revisión del peralte mínimo por deflexiones según NTC-C-04 sección 6.3.3.5.

Se puede omitir el cálculo de deflexiones en la losa si se cumple que el peralte efectivo no es menor a:

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro del tablero}}{250} \quad \text{para concreto clase I}$$

Para obtener el perímetro anterior, se debe incrementar la longitud de los lados discontinuos de la losa en 50% si los apoyos no son monolíticos con ella, y 25% si los

apoyos son monolíticos. Para este caso se empleara el de 50% ya que los apoyos de la losa, no son monolíticos con ella.

El párrafo anterior es aplicable siempre y cuando;

$$f_s = 0.6f_y \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } W_{\text{losa}} \leq 380 \text{ kg/cm}^2$$

En este caso $f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$, pero $W_{\text{losa}} > 380 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto el peralte efectivo mínimo se debe multiplicar por:

$$0.032^4 \sqrt{f_s w}$$

Así que el peralte mínimo se obtendrá con la fórmula siguiente:

$$d_{\text{min}} = 0.032^4 \sqrt{f_s w} \cdot \frac{\text{perimetro}}{250}$$

A continuación, se representa el cálculo del peralte mínimo requerido en el tablero más desfavorables de la estructura, en este caso resultó ser el;

Tablero 33.

Perímetro continuo = 11.16 m

Perímetro discontinuo = 11.16 m

Perímetro total = 11.16 + 11.16 x 1.5 = 27.90 m

Peso de la losa (w) = 756 kg/m²

$$d_{\text{min}} = 0.032^4 \sqrt{0.6(4200)(756)} \cdot \frac{2790}{250} = 13.27 \text{ cm}$$

Así que el peralte efectivo practico = 14 cm

Por ser elemento expuesto al intemperismo el recubrimiento = 3 cm

Peralte total (H) = 14 + 3 = 17 cm

Debido que el peralte requerido es igual a 17 cm, se aceptan los datos de losa reticular propuesta en el análisis de cargas.

LOSA DE ENTREPISO.

Revisión del peralte mínimo por deflexiones según NTC-C-04 sección 6.3.3.5.

Para esto se emplea la misma fórmula que se utilizó en la losa de azotea, que es;

$$d_{min} = 0.032 \sqrt[4]{f_s w} \cdot \frac{\text{perimetro}}{250}$$

Para la obtención del peralte mínimo requerido en la losa de entrepiso, se utilizó el tablero 42 ya que es el que resulto más desfavorable.

Perímetro continuo = 17.46 m

Perímetro discontinuo = 6.66 m

Perímetro total = 17.46 + 6.66 x 1.5 = 27.45 m

Peso de la losa (w) = 799 kg/m²

$$d_{min} = 0.032 \sqrt[4]{0.6(4200)(799)} \cdot \frac{2745}{250} = 13.23 \text{ cm}$$

Así que el peralte efectivo practico = 14 cm

El recubrimiento = 2 cm

Peralte total (H) = 14+ 2 =16 cm

De forma que el peralte es igual a 16 cm, se aceptan los datos de losa reticular propuesta en el análisis de cargas.

DISEÑO DE NERVADURAS.

La NTC-C-04 sección 6.3.1.2 hace mención que las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas, excepto que, si la losa apoya en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que

se pide en la NTC-C-04 sección 2.5.2.2 cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} .

Para detallar el procedimiento de diseño estructural en nervadura, se eligió la nervadura de entrepiso (N1) su ubicación se aprecia en la siguiente imagen.

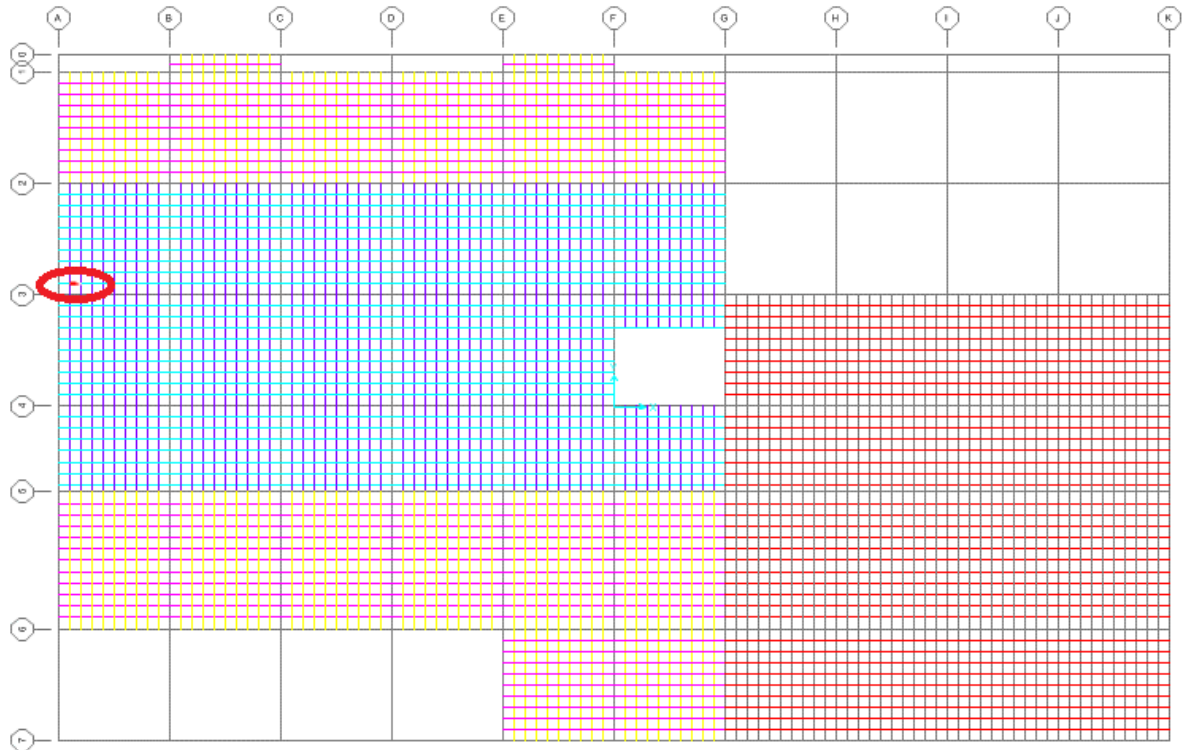


Imagen 5.5.- Ubicación de la nervadura (N1) en SAP2000.

Fuente: Propia.

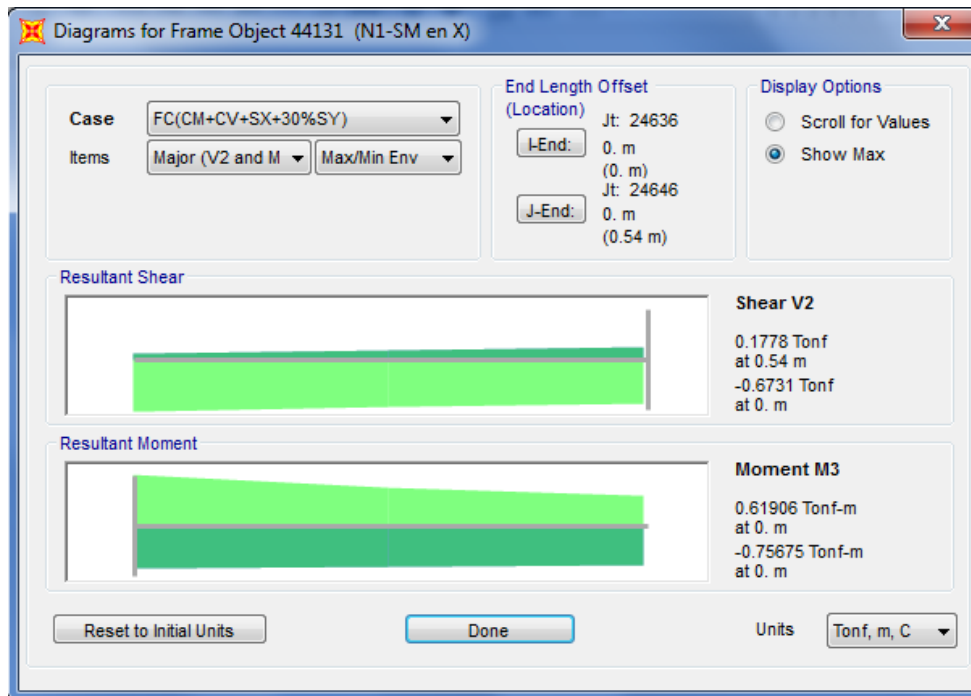
Para el cálculo se utilizó el diseño por flexión y cortante según el criterio de resistencia última (RCDF).

Factores de Resistencia.

FR= 0.9 para flexión.

FR= 0.8 para cortante.

Datos.



$M_u (+) = 0.619 \text{ ton}\cdot\text{m}$ momento ultimo de diseño.

$M_u (-) = 0.756 \text{ ton}\cdot\text{m}$ momento ultimo de diseño.

$V_{\max} = 0.673 \text{ ton}$ fuerza cortante máximo.

$b = 15 \text{ cm}$ base.

$rec = 3 \text{ cm}$ recubrimiento.

$d = 17 \text{ cm}$ peralte efectivo.

$H = 20 \text{ cm}$ peralte + recubrimiento.

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ resistencia del concreto clase I.

$F_Y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo de fluencia del acero grado estructural.

Constantes de diseño.

Medida de la resistencia del concreto.

$$f^*c = 0.8f'c$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Distribución de esfuerzos de compresión de manera uniforme.

$$f'c = 0.85f^*c$$

$$f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DEL ACERO PARA MOMENTO POSITIVO.

$$M_u (+) = 61900.00 \text{ kg}^*\text{cm}$$

a) Porcentaje de acero mínimo.

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

b) Porcentaje de acero necesario.

$$\rho_{nec} = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(61900)}{0.9(15)(17)^2(170)}} \right] = 0.003972$$

c) Porcentaje de acero balanceado.

$$\rho_b = \frac{f'c}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{6000 + 4200} = 0.01904$$

d) Porcentaje de acero máximo por existir sismo.

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.01904) = 0.01428$$

e) Verificando si el acero fluye.

$$\rho_{min} < \rho_{nec} < \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = 0.002635 < \rho_{nec} = 0.003972 < \rho_{max} = 0.01428$$

Esto quiere decir que el acero si fluye.

f) Cálculo del área de acero.

Se toma el porcentaje de acero necesario.

$$A_s = \rho b d = (0.003972)(15)(17) = 1.01 \text{ cm}^2$$

g) Propuesta del número de varillas.

Varilla del # 3 de área (a_o) = 0.71 cm²

$$N = \frac{A_s}{a_o} = \frac{1.01 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 1.43$$

Por lo tanto se usará; 2 varillas del # 3 en el lecho inferior.

CÁLCULO DEL ACERO PARA MOMENTO NEGATIVO.

$$M_u (-) = 75600.00 \text{ kg.cm}$$

a) Porcentaje de acero mínimo.

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

b) Porcentaje de acero necesario.

$$\rho_{nec} = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(75600)}{0.9(15)(17)^2(170)}} \right] = 0.004912$$

c) Porcentaje de acero balanceado.

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{6000 + 4200} = 0.01904$$

d) Porcentaje de acero máximo por existir sismo.

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.01904) = 0.01428$$

e) Verificando si el acero fluye.

$$\rho_{min} < \rho_{nec} < \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = 0.002635 < \rho_{nec} = 0.004912 < \rho_{max} = 0.01428$$

Esto quiere decir que el acero si fluye.

f) Cálculo del área de acero.

Se toma el porcentaje de acero necesario.

$$A_s = \rho b d = (0.004912)(15)(17) = 1.25 \text{ cm}^2$$

g) Propuesta del número de varillas.

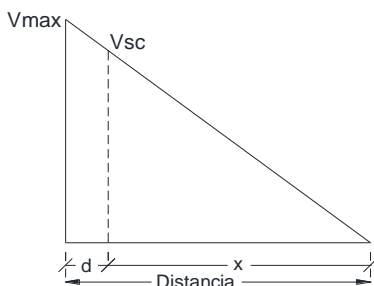
Varilla del # 3 de área (a_o) = 0.71 cm²

$$N = \frac{A_s}{a_o} = \frac{1.25 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 1.76$$

Por lo tanto se usará; 2 varillas del # 3 en el lecho superior.

CALCULO DEL ACERO PARA CORTANTE.

Vmax = 0.673 ton cortante máximo.



d= 0.17 m

Distancia = 0.55 m

Distancia de la sección crítica (x) = 0.55 – 0.17 = 0.38 m

Obtención del cortante en la sección crítica por triángulo semejante.

$$V_{sc} = \frac{V_{max}}{Distancia}(X) = \frac{0.673 \text{ ton}}{0.55 \text{ m}}(0.38 \text{ m}) = 0.465 \text{ ton}$$

El acero que está trabajando en esa sección = 2 varillas del # 3

Por lo tanto el acero en esa sección es;

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{(2)(0.071)}{(15)(17)} = 0.00557$$

El cortante ya fue alterado por un factor de carga en el análisis estructural, de modo que no es necesario multiplicarlo por un factor.

El cortante último de diseño;

$$V_u = V_{sc} = 464.98 \text{ kg}$$

a) cortante que resiste el concreto.

En vigas con relación claro-peralte $L/H > 5$, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.20 + 20\rho) \sqrt{f^* c} \quad (2.19)$$

$$\rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad (2.20)$$

La nervadura tiene por (L)= 0.55 m y Altura (H)= 0.20 m

De tal manera que $0.55/0.20 = 2.75 < 5$; no cumple la condición.

Si $L/H < 4$ y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{CR} será el valor obtenido en la segunda ecuación 2.20 multiplicado por

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0$$

Pero sin que se tome V_{CR} mayor que $1.5F_Rbd\sqrt{f^*c}$

Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicara la ecuación 2.20 sin modificar el resultado.

Así que se aplica la ecuación 2.19

El acero que trabaja en esa sección $\rho = 0.00592 < 0.015$

$$V_{CR} = (0.8)(15)(17)[0.20 + 20(0.00592)](\sqrt{200}) = 898.30 \text{ kg}$$

b) Cortante máximo.

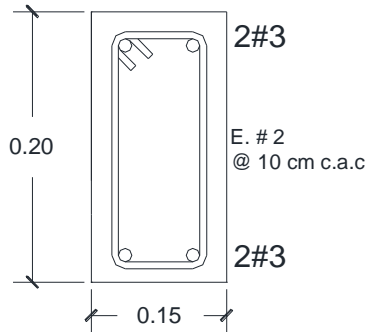
$$V_{Umax} = 2.5F_Rbd\sqrt{f^*c} = 2.5(0.8)(15)(17)(\sqrt{200}) = 7212.48 \text{ kg}$$

Como los cortantes (V_U y V_{CR}) en las secciones críticas son inferiores a $V_{U \text{ Max}}$ la sección se considera adecuada.

Como la fuerza cortante de diseño $V_U = 464.98 < V_{CR} = 898.30 \text{ kg}$. Y la losa apoya en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que pide la NTC-C-04 sección 2.5.2.2. Que hace mención de colocar estribos no menor al de # 2.5, cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

De modo que se, colocarán estribos del # 2 @ 10 cm c.a.c

Aquí se representa el croquis del armado para la nervadura (N1) que se utilizó para ejemplificar el procedimiento.



NERVADURA (N1)

A continuación integra la tabla de distribución del acero para la nervadura (N2).

Nerv.	b	h	d	Mu(+)	Mu(-)	As(+)	As(-)	Vu	Armado	Estribo
	cm	cm	cm	t-m	t-m	cm ²	cm ²	ton		
2	15	20	16	1.072	0.633	1.97	1.11	1.982	Lecho inferior 3 varilla # 3 Lecho superior 2 varilla # 3	Est. # 2.0 @ 10 cm

Recomendaciones.

- Debe correrse al menos la cuarta parte del acero para momento máximo a lo largo de toda la viga. No se deben realizar cortes de más del 50% del acero en la misma sección.
- El acero necesario para cierto momento flexionante debe correrse una longitud de anclaje a partir de la sección donde teóricamente ya no es necesario.
- Es recomendable que las varillas terminen en los extremos con un gancho.
- Cuando se requiere colocar varillas en paquetes estas no deben ser más de tres para que trabajen efectivamente.

Con esto se concluye el diseño de la nervadura, para losa encasetonada, ya que para el análisis estructural se estructuraron varias nervaduras, pero al existir similitud en los resultados, se culmina solamente con el cálculo de dos tipos de nervaduras, aunque en el plano que está en anexos se integra una nervadura denominada N3 para voladizo.

Para llegar al diseño de la losa nervada, fue necesario hacer el análisis de cargas, que comenzó desde la consideración de las cargas muertas, cargas vivas y accidentales (sismo) con el apoyo del programa sap2000.

Ya una vez obtenido los elementos mecánicos de diseño, se pudo determinar la cantidad y distribución del acero de refuerzo tanto en el sentido longitudinal, como en el transversal de las nervaduras, donde se siguió el procedimiento que se utiliza en el diseño por flexión y cortante según el criterio de resistencia última (RCDF), cabe mencionar que dicho procedimiento se facilitó con una hoja de cálculo en el software llamado Excel.

Con la culminación del cálculo, los resultados se trasladaron a un plano con la ayuda del software computacional Auto CAD.

5.5. Diseño de traveses.

En esta parte se incluye el cálculo del acero, que se requiere para el momento positivo, momento negativo y cortante.

Para ejemplificar el diseño de una trabe, se tomó la más desfavorable de todo el edificio, que en este caso resultó la trabe de primer piso denominada (TE) como se aprecia en la siguiente imagen con una longitud de 6.66 metros, sobre ella actúa una carga puntual.

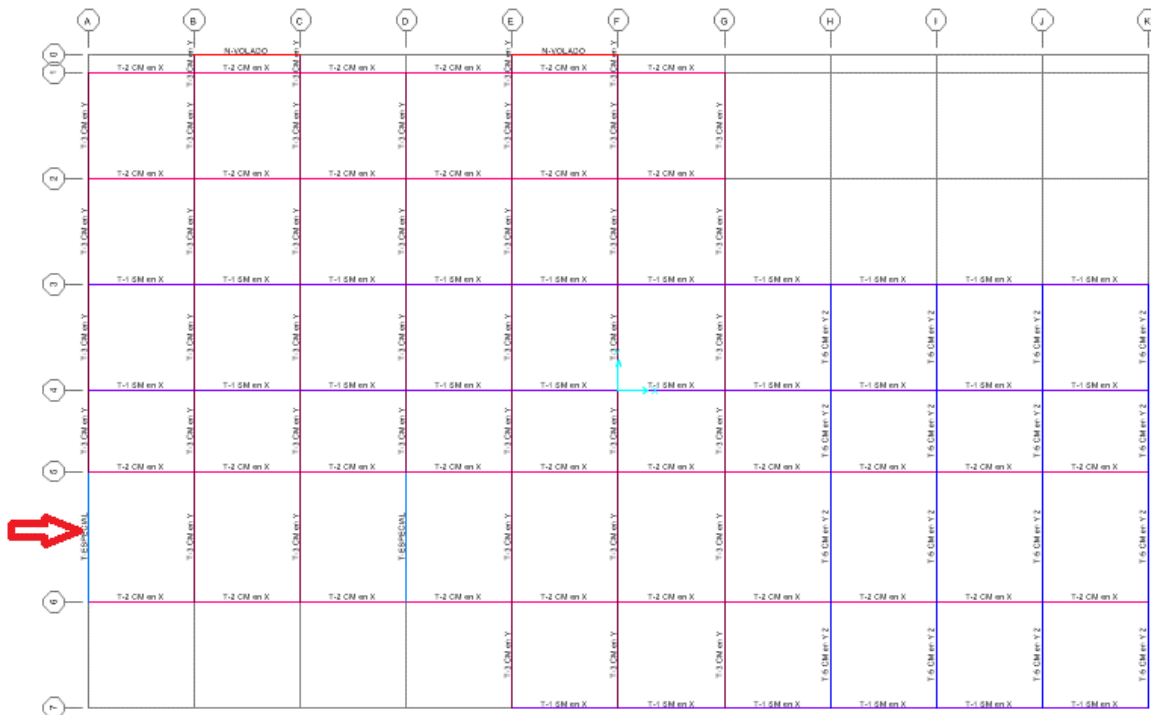


Imagen 5.6.- Ubicación de la trabe (TE) en SAP2000.

Fuente: Propia

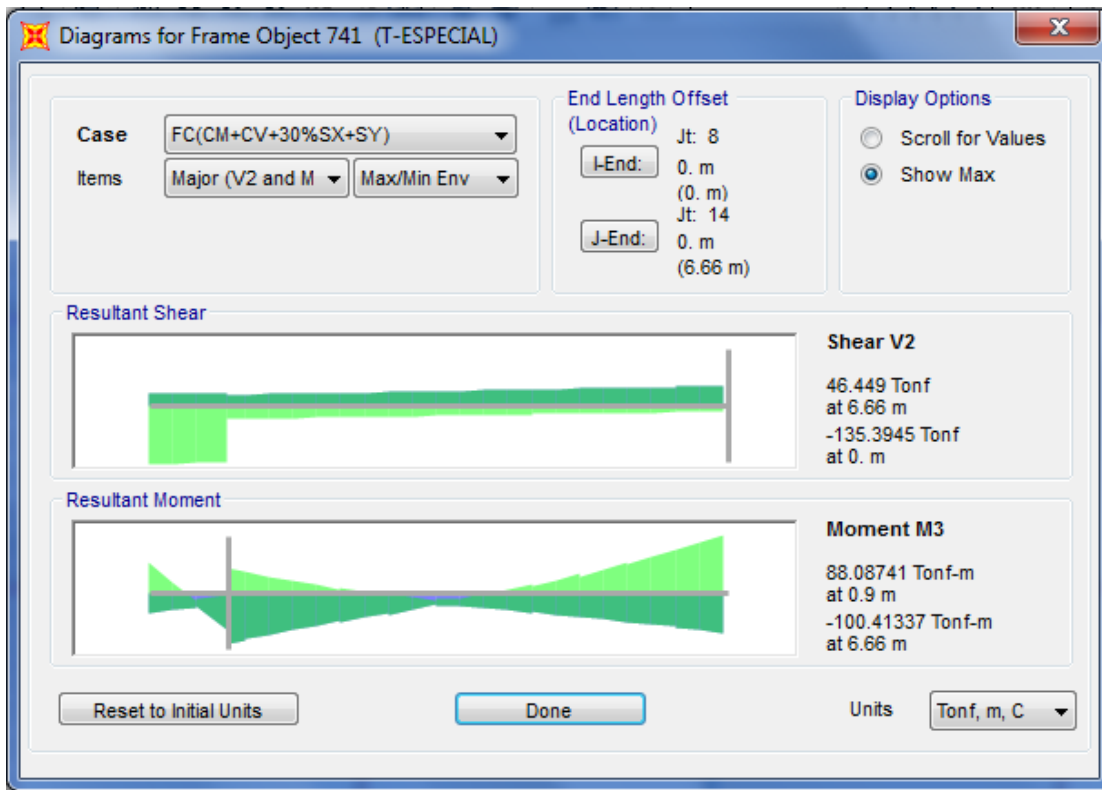
Para esto se utilizó el diseño por flexión y cortante según el criterio de resistencia última (RCDF).

Factores de Resistencia.

FR= 0.9 para flexión.

FR= 0.8 para cortante.

Datos.



$M(+)$ = 88.087 ton*m momento positivo.

$M(-)$ = 100.413 ton*m momento negativo.

V = 46.449 ton fuerza cortante.

b = 50 cm base.

r = 5 cm recubrimiento.

d = 100 cm peralte efectivo.

H = 105 cm peralte + recubrimiento.

L = 666 cm longitud.

$f'c$ = 250 kg/cm² resistencia del concreto clase I.

FY = 4200 kg/cm² esfuerzo de fluencia del acero grado estructural.

Constantes de diseño.

Medida de la resistencia del concreto.

$$f^*c = 0.8f'c$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Distribución de esfuerzos de compresión de manera uniforme.

$$f'c = 0.85f^*c$$

$$f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DEL ACERO PARA MOMENTO POSITIVO.

$$M_u (+) = 8808700.00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

a) Porcentaje de acero mínimo.

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

b) Porcentaje de acero necesario.

$$\rho_{nec} = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(8808700)}{0.9(50)(100)^2(170)}} \right] = 0.00496$$

c) Porcentaje de acero balanceado.

$$\rho_b = \frac{f'c}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{6000 + 4200} = 0.01904$$

d) Porcentaje de acero máximo por existir sismo.

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.01904) = 0.01428$$

e) Verificando si el acero fluye.

$$\rho_{min} < \rho_{nec} < \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = 0.002635 < \rho_{nec} = 0.00496 < \rho_{max} = 0.01428$$

Esto quiere decir que el acero si fluye.

f) Calculo del área de acero.

Se toma el porcentaje de acero necesario.

$$A_s = \rho b d = (0.00496)(50)(100) = 24.83 \text{ cm}^2$$

g) Propuesta del número de varillas.

Varilla del # 8 de área (a_o) = 5.07 cm²

$$N = \frac{A_s}{a_o} = \frac{24.83 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 4.90$$

Por lo tanto se usará en el lecho inferior;

5 varillas del # 8

CALCULO DEL ACERO PARA MOMENTO NEGATIVO.

$$M_u (-) = 10041300.00 \text{ kg.cm}$$

a) Porcentaje de acero mínimo.

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

b) Porcentaje de acero necesario.

$$\rho_{nec} = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(10041300)}{0.9(50)(100)^2(170)}} \right] = 0.00571$$

c) Porcentaje de acero balanceado.

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{6000 + 4200} = 0.01904$$

d) Porcentaje de acero máximo por existir sismo.

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.01904) = 0.01428$$

e) Verificando si el acero fluye.

$$\rho_{min} < \rho_{nec} < \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = 0.002635 < \rho_{nec} = 0.00571 < \rho_{max} = 0.01428$$

Esto quiere decir que el acero si fluye.

f) Calculo del área de acero.

Se toma el porcentaje de acero necesario.

$$A_s = \rho_b d = (0.00571)(50)(100) = 28.58 \text{ cm}^2$$

g) Propuesta del número de varillas.

Varilla del # 8 de área (a_o) = 5.07 cm²

$$N = \frac{A_s}{a_o} = \frac{28.58 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 5.64$$

Por lo tanto se usará en el lecho superior;

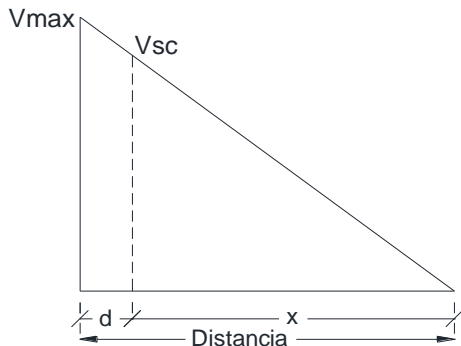
6 varillas del # 8

CÁLCULO DEL ACERO PARA CORTANTE.

Por ser una carga puntual la que se apoya en ésta trabe, se hizo una comparativa del cortante = 135.394 ton con su respectiva distancia de 0.9 m, y el cortante de 46.449 ton con la distancia de 6.66 m, en este caso requiere más área de

acero el cortante que actúa a una mayor distancia aunque con menos valor de cortante, por lo tanto;

V_{max} = 46.449 ton cortante máximo.



Distancia de ½ columna = 0.30 m.

Peralte efectivo d= 1.0 m

Distancia = 6.66 m

Distancia de la sección crítica (x) = 6.66 – 1.0 – 0.30 = 5.36 m

Obtención del cortante en la sección crítica por triángulo semejante.

$$V_{sc} = \frac{V_{max}}{Distancia} (X) = \frac{46.449 \text{ ton}}{6.66 \text{ m}} (5.36 \text{ m}) = 37.382 \text{ ton}$$

El acero que está trabajando en esa sección = 6 varillas del # 8

Por lo tanto el acero en esa sección es;

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{(6)(5.07)}{(50)(100)} = 0.006084$$

El cortante ya fue alterado por un factor de carga en el análisis estructural, de modo que no es necesario multiplicarlo por un factor.

El cortante último de diseño;

$$V_u = V_{sc} = 37382.38 \text{ kg}$$

a) cortante que resiste el concreto.

En vigas con relación claro-peralte $L/H > 5$, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{SI } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.20 + 20\rho) \sqrt{f^* c} \quad (2.19)$$

$$\rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad (2.20)$$

$$L = 6.66 \text{ m}$$

$$H = 1.05 \text{ m}$$

$$6.66/1.05 = 6.342 < 5; \text{ BIEN.}$$

El acero que trabaja en esa sección $\rho = 0.006084 < 0.015$

$$V_{CR} = (0.8) (50) (100) [0.20 + 20(0.006084)] (\sqrt{200}) = 18196.97 \text{ kg}$$

Cuando el peralte (H) es mayor a 70 cm, el cortante que absorbe el concreto debe reducirse por un factor. Ya que en resultados experimentales se ha demostrado que la fuerza cortante que toma el concreto (V_{CR}) se ve reducida conforme aumenta el peralte de la sección y la relación peralte/ancho, por lo tanto V_{CR} debe multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004 (h - 700)$$

El factor no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión h estará en mm.

$$\text{Factor} = 1 - 0.0004 (1050 - 700) = 0.86$$

$$V_{CR} = (0.86) (18196.97 \text{ kg}) = 15649.39 \text{ kg}$$

b) Cortante máximo.

$$V_{Umax} = 2.5 F_R b d \sqrt{f^* c} = 2.5 (0.8) (50) (100) (\sqrt{200}) = 141421.36 \text{ kg}$$

Como los cortantes (V_U y V_{CR}) en las secciones críticas son inferiores a $V_{U \text{ Max}}$ la sección se considera adecuada.

c) separación del estribo.

Proponiendo varilla del # 4 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$ con dos ramas (A_v) = $2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$

Para $V_U > V_{CR}$ la separación del estribo se calculara con;

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}} \leq s = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S_1 = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}} = \frac{0.8(2.54)(4200)(100)}{37382.38 - 15649.39} = 39.27 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(2.54)(4200)}{3.5(50)} = 48.77 \text{ cm}$$

Obtención de la separación máxima;

$$\text{Si } V_U < 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \quad S_{max} = 0.5d$$

$$V_U > 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \quad S_{max} = 0.25d$$

$$V_U = 37382.38 \text{ kg} < 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} = 1.5(0.8)(50)(100)(\sqrt{200}) = 84852.81 \text{ kg}$$

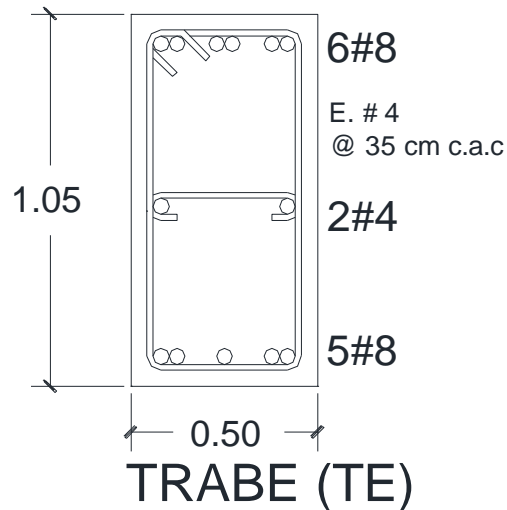
De modo que $S_{max} = 0.5d$

$$S_{max} = 0.5 (100 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

Se elige la separación menor, de las tres separaciones S_1 , S_2 y S_{max} .

Por cuestión practica se colocaran estribos del # 4 @ 35 cm c.a.c

A continuación se integra el croquis del armado completo de la trabe (TE).



Aquí se integra el cálculo del acero que se requiere para cada trabe, de acuerdo a los resultados del análisis estructural en momento positivo, momento negativo y fuerza cortante.

TRABES

TRAB.	b	h	d	Mu(+)	Mu(-)	As(+)	As(-)	Vu	Armado	Estribo
	cm	cm	cm	t-m	t-m	cm ²	cm ²	ton		
1	30	65	60	36.515	46.091	18.43	24.41	25.64	Lecho inferior 4 varilla # 8 Lecho superior 5 varilla # 8	Est. # 3 @ 15 cm
2	30	65	61	42.388	48.591	21.50	25.44	27.422	Lecho inferior 4 varilla # 8 + 1 # 6 Lecho superior 5 varilla # 8	Est. # 3 @ 15 cm
3	35	75	70	51.358	65.082	21.81	28.77	34.172	Lecho inferior 4 varilla # 8 + 1 # 6 Lecho superior 6 varilla # 8	Est. # 3 @ 15 cm
4	30	65	60	23.522	29.397	11.24	14.38	18.281	Lecho inferior 4 varilla # 6 Lecho superior 4 varilla # 6 + 2 # 5	Est. # 3 @ 25 cm
5	20	45	40	3.25	11.331	2.23	8.65	10.956	Lecho inferior 2 varilla # 6 Lecho superior 2 varilla # 6 + 2 # 5	Est. # 3 @ 20 cm
6	20	45	40	3.436	13.136	2.36	10.34	11.8	Lecho inferior 2 varilla # 6 Lecho superior 4 varilla # 6	Est. # 3 @ 20 cm

Recomendaciones.

a) Debe correrse al menos la cuarta parte del acero para momento máximo a lo largo de toda la viga. No se deben realizar cortes de más del 50% del acero en la misma sección.

- b) El acero necesario para cierto momento flexionante debe correrse una longitud de anclaje a partir de la sección donde teóricamente ya no es necesario.
- c) Es recomendable que las varillas terminen en los extremos con un gancho.
- d) Cuando se requiere colocar varillas en paquetes estas no deben ser más de tres para que trabajen efectivamente.
- e) Cuando se coloca acero en más de una capa se debe tener un espaciamiento mínimo de un diámetro de la barra o 2.5 cm

Para este diseño estructural se siguió el mismo procedimiento que para nervaduras, y como el análisis de cargas ya se había hecho en el diseño estructural de la losa, por lo que ya no fue necesario volver a considerar dichas cargas.

De modo que con esto se concluye el diseño estructural de las trabes, utilizando la trabe (TE) como ejemplo ya que resultó ser la más desfavorable, y para no saturar de información con el mismo procedimiento, solo se anexa una simple tabla del armado de las seis trabes restantes, pero el croquis del armado se aprecia mejor en el plano que se integra al último.

De forma que con la obtención de los diagramas de elementos mecánicos de diseño, se pudo determinar la cantidad y distribución del acero de refuerzo tanto en el sentido longitudinal, como en el transversal de las trabes, donde se siguió el procedimiento que se utiliza en el diseño por flexión y cortante según el criterio de resistencia última (RCDF), como dicho procedimiento es cíclico se recurrió a una hoja de cálculo, en el software llamado Excel, para facilitar y evitar errores en el procedimiento de cálculo estructural.

Con la culminación del cálculo estructural en trabes, los resultados se trasladaron a un plano con la ayuda del software computacional Auto CAD, para poder ejecutarse ya en obra.

5.6. Diseño de columnas.

La geometría de la columna será cuadrada y rectangular con refuerzo en todo su perímetro y se diseñará por flexocompresión, que es la acción combinada de flexión y carga axial de compresión en un elemento estructural. Para esto se utilizarán diagramas de interacción propuestos por el instituto de ingeniería de la UNAM, los cuales son para revisar y diseñar columnas. Dichos diagramas tiene la ventaja de ser adimensionales, es decir se puede entrar a la gráfica con cualquier sección, no importa sus dimensiones.

Para ejemplificar el diseño estructural en columna, se eligió la del primer nivel ubicado en el borde de la estructura, como se muestra en la imagen 5.7 ya que resultado ser la más desfavorable para cinco niveles.

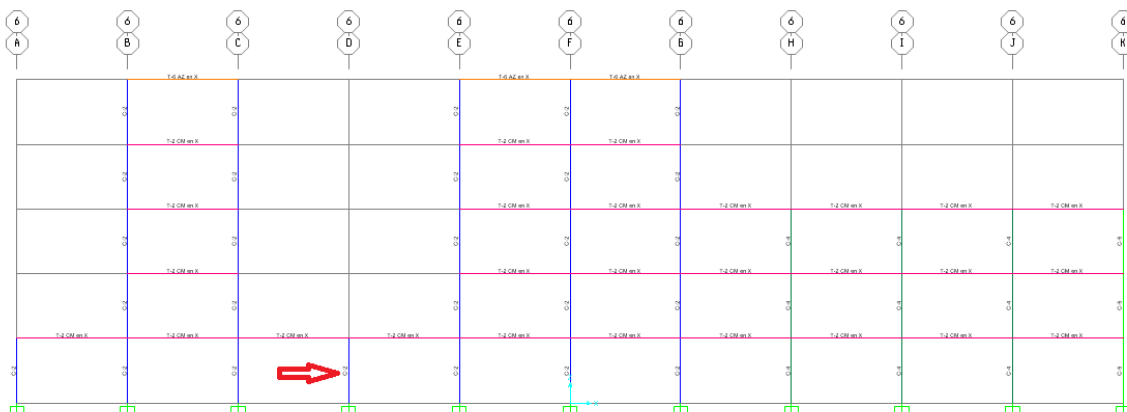


Imagen 5.7.- Ubicación de la columna (C2) en SAP2000.

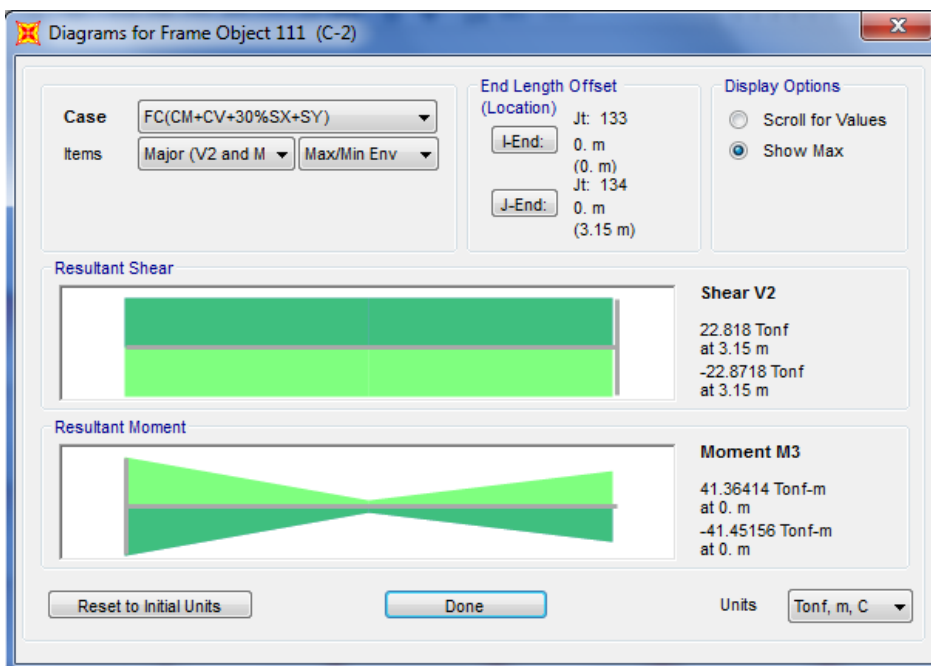
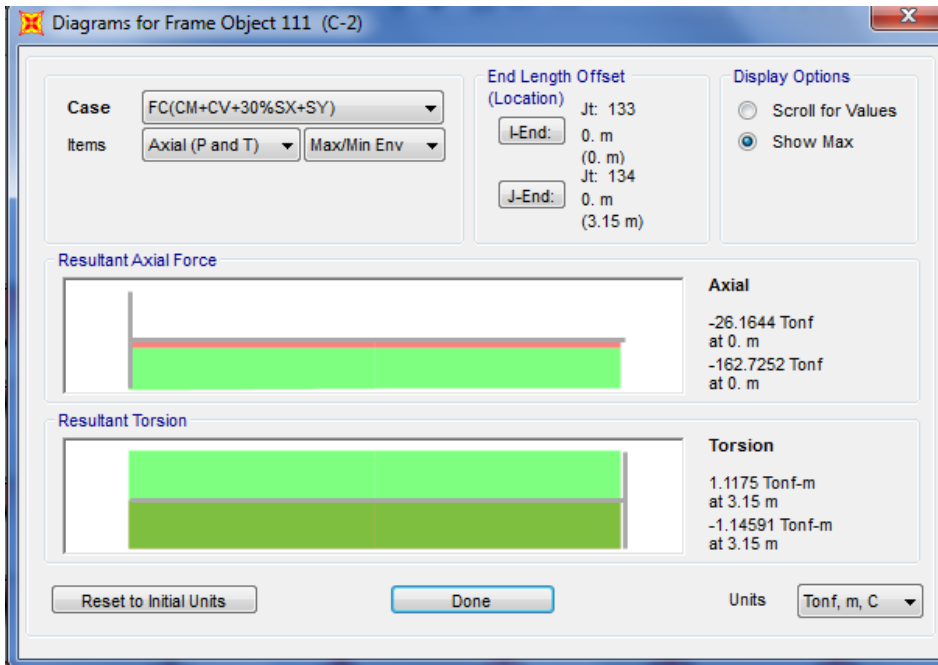
Fuente: Propia

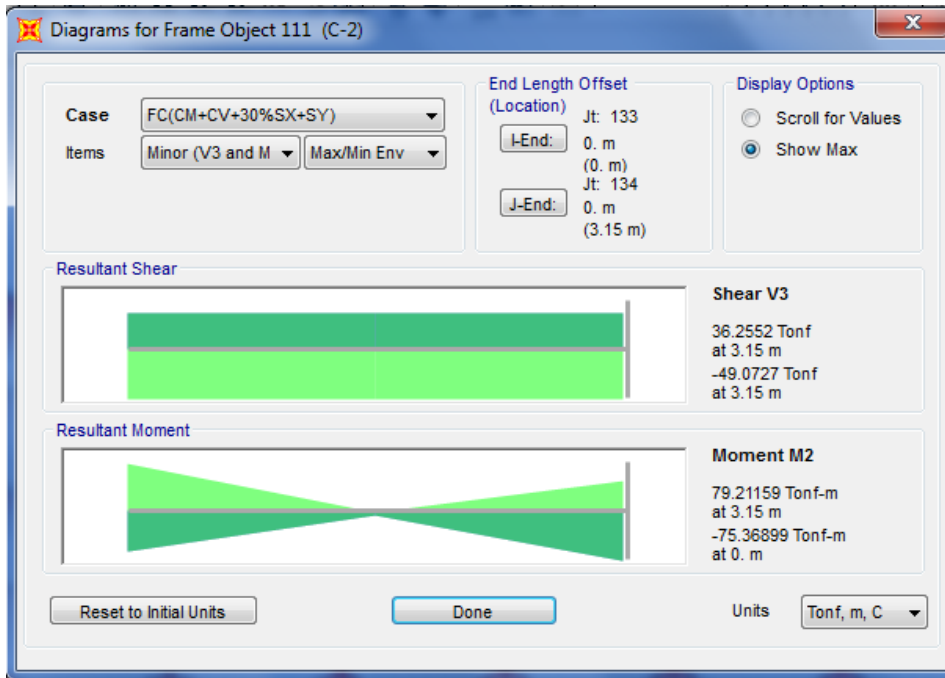
Factores de resistencia para flexocompresion.

FR= 0.8 cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal.

Datos.

Diagramas de los elementos mecánicos de diseño para la C2:





De tal manera que;

$P_u = 162.725$ ton fuerza axial de diseño.

$M_{ux} = 41.451$ ton*m momento flexionante de diseño alrededor del eje X.

$M_{uy} = 79.211$ ton*m momento flexionante de diseño alrededor del eje Y.

$V_{ux} = 22.871$ ton esfuerzo cortante de diseño en X.

$V_{uy} = 49.072$ ton esfuerzo cortante de diseño en Y.

$H = 60$ cm largo + recubrimiento.

$d = 55$ cm largo efectivo.

$b = 60$ cm ancho.

$rec = 5$ cm recubrimiento.

Altura = 315 cm

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ resistencia del concreto (clase I) para compresión.

$FY = 4200 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo de fluencia del acero grado estructural.

Constantes de diseño.

Medida de la resistencia del concreto.

$f^*c = 0.8f'c$; $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Distribución de esfuerzos de compresión de manera uniforme.

$f''c = 0.85f^*c$; $f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$

CALCULO DEL ACERO PARA MOMENTO.

En este apartado el porcentaje de acero propuesto, como mínimo tendrá que ser = 0.01, pero sin excederse del máximo = 0.06.

El porcentaje de acero que se propone para este caso es;

$\rho_{sup} = 0.040$

Área de acero.

$A_s = \rho bh = (0.040)(60)(60) = 144.0 \text{ cm}^2$

Área de la columna.

$A_g = bh = (60)(60) = 3600.0 \text{ cm}^2$

Carga resistente de diseño, aplicado con las excentricidades e_x y e_y .

Los casos de flexocompresión biaxial pueden resolverse con los diagramas para flexocompresión uniaxial utilizando además algún método aproximado para tomar en cuenta las dos direcciones, para este fin, el RCDF permite utilizar la siguiente fórmula de Brester.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

Carga resistente de diseño, suponiendo e_x y e_y

$$P_{RO} = F_R(A_g f''c + A_s f_y) = 0.8((3600)(170) + (144.0)(4200)) = 973440.0 \text{ kg}$$

Para entrar a la gráfica se ocupa;

$$\frac{d}{h} = \frac{55\text{cm}}{60\text{cm}} = 0.9166$$

Por lo tanto será necesario interpolar, con la gráfica $d/h=0.9$ y $d/h=0.95$

$$q = \rho \frac{f_y}{f''c} = 0.040 \frac{4200}{170} = 0.988$$

Calculo de excentricidades.

$$e_x = \frac{M_{UX}}{P_U} = \frac{41.451 \text{ ton} * m}{162.725 \text{ ton}} * 100 = 25.47 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{25.47 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 0.4245$$

Con estos datos se obtiene el valor de K en el diagrama de interacción, de tal manera que con la interpolación de las dos graficas $K_x=0.8$

$$e_y = \frac{M_{UY}}{P_U} = \frac{79.211 \text{ ton} * m}{162.725 \text{ ton}} * 100 = 48.68 \text{ cm}$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{48.68 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 0.811$$

Se hace lo mismo para para obtener el valor de K_y en el diagrama de interacción, de forma que $K_y= 0.51$

Carga resistente considerando la flexión.

De la formula siguiente se despeja P_u

$$K = \frac{P_U}{F_R b h f'' c}$$

Como $P_U = P_R$ la expresión queda como;

$$P_R = F_R k b h f'' c$$

Por lo tanto;

$$P_{RX} = F_R K_X b h f'' c = 0.8(0.8)(60)(60)(170) = 391680.0 \text{ kg}$$

$$P_{RY} = F_R K_Y b h f'' c = 0.8(0.51)(60)(60)(170) = 249696.0 \text{ kg}$$

Los valores anteriores se sustituyen en la fórmula de Brester.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}} = \frac{1}{\frac{1}{391680 \text{ kg}} + \frac{1}{249696 \text{ kg}} - \frac{1}{973440 \text{ kg}}} = 180809.27 \text{ kg}$$

Ahora se procede a verificar que la carga resistente de diseño, sea mayor a la carga última de diseño;

$$P_R > P_U \quad P_R = 180809.27 \text{ kg} > P_U = 162725.0 \text{ kg}$$

Por lo tanto si se cumple.

La fórmula de Brester es aplicable si, se cumple la condición marcada por la ecuación siguiente:

$$\frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.1$$

$$\frac{P_R}{P_{RO}} = \frac{180809.27 \text{ kg}}{973440.0 \text{ kg}} = 0.1857 > 0.1$$

De modo que sí cumple, y el cálculo termina, debiéndose colocar en la columna la cantidad de acero propuesta.

Si en dado caso, no se hubiera cumplido la condición anterior, se deberá revisar la siguiente condición:

$$\frac{M_{UX}}{M_{RX}} + \frac{M_{UY}}{M_{RY}} \leq 1.0$$

Se propone el número de varillas.

Varilla del # 10 de área (a_o) = 7.49 cm²

$$N = \frac{A_s}{a_o} = \frac{144.0}{7.49} = 19.23$$

Por fines prácticos se usará; 20 varillas del # 10

CÁLCULO DEL ACERO PARA CORTANTE.

La falla por cortante tiene como principal característica ser de tipo frágil. Dado que las columnas son elementos verticales de una estructura, los requisitos para determinar la separación de estribos son muy severos. El diseño por cortante en columnas se hace de manera similar al de vigas, con la única diferencia que el cortante que toma el concreto depende de la carga axial.

El área total de acero longitudinal en la columna es;

$$A_s = N a_o = ((16)(7.49)) = 149.8 \text{ cm}^2$$

En miembros a flexocompresión la NTC-C-04 recomienda que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u no tiene que exceder de;

$$F_R (0.7f^*c A_g + 2000A_s)$$

$$F_R (0.7f^*c A_g + 2000A_s) = 0.8(0.7(200)(3600.0) + 2000(149.8)) = 642880.0 \text{ kg}$$

$$P_u = 162725.0 \text{ kg} < F_R(0.7f^*c A_g + 2000A_s) = 642880.0 \text{ kg}$$

Así que, se usarán las expresiones de vigas, modificadas por un factor para calcular el cortante que toma el concreto.

Se procede a calcular el porcentaje de acero, en una de las caras de la columna.

El área de acero de una de las caras es;

$$A_s = 7(7.49) = 52.43 \text{ cm}^2$$

El porcentaje es;

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{52.43}{(60)(55)} = 0.01588$$

La fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se obtiene de la siguiente manera;

$$\text{SI } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R bd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f^*c}(\text{factor})$$

$$\rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c}(\text{factor})$$

$$\text{factor} = \left(1 + 0.007 \frac{P_U}{A_g}\right)$$

El acero en una de las caras de la sección $\rho = 0.01588 > 0.015$

Por lo tanto;

$$\text{factor} = \left(1 + 0.007 \frac{P_U}{A_g}\right) = \left(1 + 0.007 \left(\frac{162725.0}{3600.0}\right)\right) = 1.32$$

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c}(\text{factor}) = 0.5(0.8)(60)(55)\sqrt{200}(1.32) = 24574.23 \text{ kg}$$

Se debe cumplir que:

FY estr. $\geq 0.06F_y$ de la mayor barra o paquete que restringe el estribo.

Para esto se propone el estribo.

Varilla del # 4 de área (a_o) = 1.27 cm²

$$FY \text{ estr.} = a_o(F_y) = (1.27)(4200) = 5334.0 \text{ kg}$$

En las esquinas de la columna se tiene dos varillas del # 10 de área (a_o) = 7.49 cm²

$$0.06F_y = 0.06(a_o)(F_y) = 0.06[(2)(7.49)](4200) = 3774.96 \text{ kg}$$

$$FY \text{ estr.} = 5334.0 \text{ kg} \geq 0.06F_y = 3774.96 \text{ kg}$$

Correcto, el diámetro del estribo es suficiente.

Separación de estribos.

Para la zona central.

El área del estribo # 4 con 4 ramas (A_v)= 4(1.27)=5.08 cm²

La separación necesaria se obtiene de la siguiente ecuación;

$$S_{nec} = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}} = \frac{(0.8)(5.08)(4200)(55)}{49072.0 - 24574.23} = 38.3 \text{ cm}$$

El diámetro de la barra longitudinal más pequeña que es del # 10 con (d_b)=3.18 cm

Diámetro del estribo # 4 (d_b)=1.27 cm

Requisitos para la separación máxima del estribo.

$$S_{1max} = \frac{850 d_{b \text{ long.}}}{\sqrt{f_y}} = \frac{(850)(3.18)}{\sqrt{4200}} = 41.7 \text{ cm}$$

$$S_{1max} = 48 d_{b \text{ estribo.}} = (48)(1.27) = 61.0 \text{ cm}$$

$$S_{1max} = \frac{b_{menor}}{2} = \frac{60 \text{ cm}}{2} = 30.0 \text{ cm}$$

Por lo tanto rige la separación de 30 cm

Para la zona central se utilizará:

Varilla del # 4 @ 30 cm c.a.c.

Revisión de parámetro.

$$\frac{A_g f' c}{10} < P_u$$

$$\frac{A_g f' c}{10} = \frac{(3600)(250)}{10} = 90000.0 \text{ kg} < P_u = 162725.0 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Para la zona de confinamiento.

$$S_{2\ max} = \frac{b_{min.}}{4} = \frac{60\ cm}{4} = 15.0\ cm$$

$$S_{2\ max} = 6d_{b\ longitudinal} = 6(3.18) = 19.1\ cm$$

$$S_{2\ max} = 10\ cm$$

De tal modo que para la zona confinamiento se empleará:

Varilla del # 4 @ 10 cm c.a.c.

Longitud mínima de confinamiento.

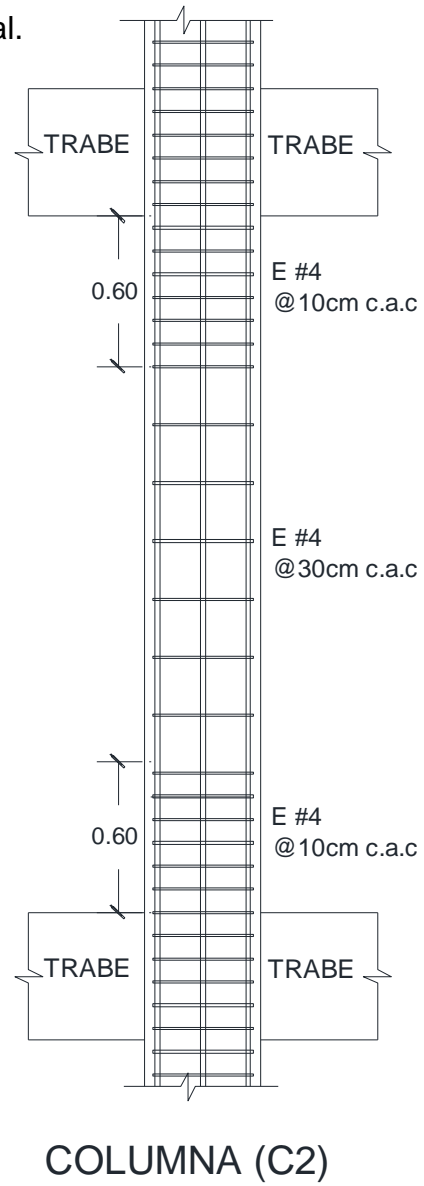
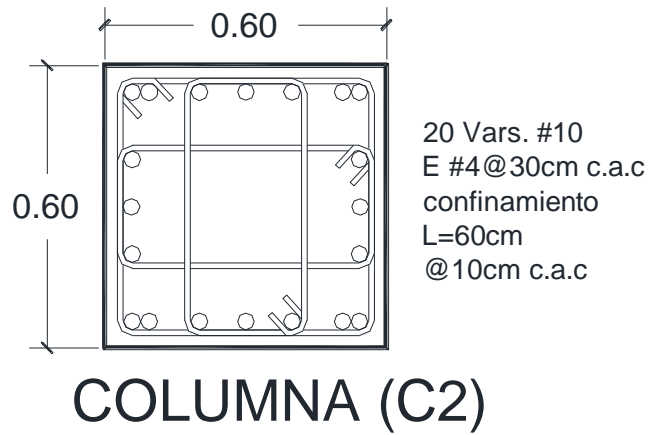
$$b_{max} = 60\ cm$$

$$\frac{H_{libre}}{6} = \frac{290\ cm}{6} = 48.3\ cm$$

Y 60 cm

Para confinamiento rige 60 cm.

A continuación se presenta el croquis del armado en la columna de borde, que se utilizó como ejemplo para el diseño estructural.



A continuación se hace un concentrado en el cálculo de las columnas restantes.

COLUMNAS														
COL.	b	h	d	Pu	Mux	Muy	As	Acero longitudinal		Vux	Vuy	Estribo		Longitud de
	cm	cm	cm	ton	t-m	t-m	cm2			ton	ton	zona central	zona de confinamiento	confinamiento
1	60	60	55	188.9	80.14	26.58	108	12	varilla del # 10	41.71	14.79	varilla del # 3 @ 25 cm	varilla del # 3 @ 10 cm	60 cm
								+ 4	varilla del # 9					
3	50	60	55	103.68	82.453	15.01	120	16	varilla del # 10	43.96	9.25	varilla del # 3 @ 20 cm	varilla del # 3 @ 10 cm	60 cm
4	45	45	40	130.42	31.748	12.792	70.875	12	varilla del # 8	18.78	7.642	varilla del # 3 @ 20 cm	varilla del # 3 @ 10 cm	60 cm
								+ 4	varilla del # 6					
5	45	45	40	95.186	26.454	14.692	60.75	12	varilla del # 8	15.39	8.7	varilla del # 3 @ 20 cm	varilla del # 3 @ 10 cm	60 cm

Con esto se culmina el diseño estructural de la columna de borde del edificio denominada (C2) ya que resultó ser la más desfavorable. Para esto también se integra una tabla que contiene la cantidad y distribución del armado para las cuatro columnas restantes, obteniendo en total cinco tipos de columnas, y para una mejor apreciación de la distribución y el armado se anexa al final de este proyecto.

Con la ayuda del software SAP2000, los diagramas de los elementos mecánicos de diseño se pudieron obtener para seguir el procedimiento del cálculo estructural de la columna, donde se usó el diagrama de interacción de la UNAM. Y así conocer la cantidad de acero que se requiere en el sentido longitudinal y transversal de la columna. Cabe destacar que en el sentido longitudinal el acero parece exagerado pero observando la altura, la forma, y demás características del edificio el armado es congruente.

Como dicho procedimiento es cíclico se recurrió a una hoja de cálculo, en el software llamado Excel. Y se apoyó del software computacional Auto CAD para elaborar del plano.

El diseño de los elementos estructurales culmina aquí, tanto de nervaduras para losa encasetonada así como traveses y columnas, los diagramas de todos los elementos mecánicos de diseño se encuentran en anexos.

CONCLUSIÓN

En la presente tesis, titulada “Análisis y diseño estructural de superestructura para edificio de concreto de cinco niveles en Uruapan, Michoacán”, se tuvo como objetivo general el analizar y diseñar estructuralmente, la superestructura para edificio de concreto en cinco niveles que cumpla con todas las condiciones necesarias para tener un buen funcionamiento y cumpla con la función para la cual le fue asignada, el cual se logró al cumplir los objetivos particulares, así como también se logró dar respuesta a la pregunta de investigación ¿cómo sería la solución adecuada y más confiable, para dar las dimensiones óptimas a los elementos estructurales que van a componer a la superestructura, de tal manera que estos soporten las cargas?. Ya que se buscó obtener la solución más adecuada y confiable en los elementos estructurales que van a componer la superestructura, de tal manera que estos soporten las cargas, los cuales, si cumplieron con soportar las cargas que le fueron asignadas, y cumplen con los requerimientos de seguridad, y está dentro del rango de costo, es funcional, y estético ya que no se modificó la ubicación de los elementos estructurales propuestos en el plano arquitectónico.

Ahora bien, con respecto al primer objetivo particular se planteó usar el concreto armado como material estructural, la cual sí cumple, ya que el presente trabajo se realizó con la finalidad de demostrar la importancia que tiene el análisis, y el diseño estructural para un edificio (hotel) de concreto reforzado en cinco niveles.

En cuando al segundo objetivo consistía en obtener una estructura segura, por lo que el análisis estructural es la base fundamental para obtener un buen diseño

estructural. Puesto que teniendo un adecuado diseño estructural se reducen los factores de riesgo que afectan la estructura durante su vida útil.

Al hacer un análisis y diseño estructural de un edificio se está garantizando la resistencia adecuada de los elementos estructurales ante fenómenos naturales, y brinda confianza de no presentarse colapso, agrietamiento, hundimiento, entre otros, además de que brinda ahorro significativo en materiales y tiempo de construcción.

En lo referente al tercer objetivo, que era diseñar de la mejor manera el edificio, donde el diseño estructural se hizo con los elementos estructurales mayormente solicitados desde losas, trabes y columnas de forma que cuando se diseñan muchos elementos estructurales se genera confusión y es poco práctico al momento de llevarse a cabo el proyecto, incluso confusión en el mismo calculista por emplear tantos detalles.

En cuando al cuarto objetivo, es cumplir con las Normas Técnicas de Construcción en Concreto particularmente la del Distrito Federal. También es importante resaltar que para esto se apoyó de las demás Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal como las de Diseño por Sismo, la de Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Esto para una buena seguridad de la estructura, ya que se afectó el análisis y el diseño estructural por los factores correspondientes y se siguieron sus recomendaciones, para no causar temor en los ocupantes del Hotel.

Cabe también destacar que se apoyó en el Reglamento de Construcciones para del Distrito Federal y se auxilió del Manual de Diseño de Obras Civiles (Diseño por Sismo), por lo que el ingeniero civil tiene la obligación de llevar a cabo el diseño

estructural basándose en Normas y Reglamentos disponibles y que sean congruentes con el problema a resolver.

Acerca del quinto objetivo que era diseñar un edificio con el costo mínimo para su mantenimiento, ya que al ser un edificio de concreto armado será menos costoso su mantenimiento, a comparación del acero que muy a menudo necesita pintarse para no presentar corrosión, no presenta mayor peligro ante el fuego y no se necesita de grandes grúas para su colocación, de forma que este objetivo quedo cubierto.

Respecto al último objetivo particular, determinar la Importancia de los elementos estructurales dentro de las estructuras, donde se finaliza que ningún elemento estructural tiene menos importancia que otro, ya que cada componente estructural desempeña diferente labor, para que el funcionamiento de toda la estructura sea el adecuado.

Como aprendizaje en éste trabajo. Queda demostrado la importancia de considerar todos los factores que afectan una estructura, ya que estos abaratan el proceso constructivo. Y el software además de brindar confianza en los resultados que arroja, agiliza el diseño y análisis estructural que el calculista debe de llevar a cabo.

Para la realización de un proyecto estructural además de basarse en normas, se tiene que hacer uso de criterios y de la ética profesional para poner en práctica los conocimientos a beneficio de la sociedad.

La ingeniería civil no es una ciencia aislada, por lo que para facilitar su estudio y aplicación es indispensable el uso de los conocimientos utilizados en otras ramas. Como la informática, tal es el caso del presente proyecto, que se apoyó de dicha rama para llevar a cabo el análisis y el diseño estructural.

Finalmente se puede afirmar que cuenta mucho un buen criterio estructural y la experiencia acumulada de construcciones anteriores y la comparación con otro cálculo similar, para interpretar los resultados de los distintos métodos de análisis y diseño estructural realizados manualmente o programados en un software computacional para lograr un buen análisis y diseño estructural. Además se pudo notar que las dimensiones de los elementos estructurales y la cantidad de acero requerido se mostraron elevados, por la forma, la altura, la distribución y el tamaño del edificio, de modo que los resultados fueron lógicos y congruentes por el tipo de edificio.

BIBLIOGRAFIA

Arnal Simón, Luis y Betancourt Suárez, Max. (2004)
Reglamento De Construcción para el Distrito Federal.
Ed. Trillas. México.

Avilés L. Javier y cols. (1993)
Manual de Diseño de Obras Civiles CFE (Diseño por Sismo)
Ed. CFE. México

Bazán Enrique y Meli Piralla Roberto. (2002)
Diseño Sísmico de Edificios.
Ed. Limusa. México.

C. McCormac Jack. (2005)
Diseño de Concreto Reforzado.
Ed. Alfaomega. México.

Camba C. José Luis, Chacón G. Francisco, Pérez A, Francisco. (1982)
Apuntes de análisis Estructural I
U.N.A.M. Facultad de Ingeniería. México.

De buen Oscar, López de Heredia y colaboradores. (1993)

Apuntes de Diseño estructural.

U.N.A.M. Facultad de Ingeniería. (México).

Gallo Ortiz Gabriel O. y cols. (2005)

Diseño Estructural de Casa Habitación.

Ed. Mc Graw Hill. Mexico.

González Cuevas, Óscar M. y Robles Fernández- Villegas Francisco. (2005)

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.

Ed. Limusa. México.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2010)

Metodología de la Investigación.

Ed. Mc Graw Hill. Mexico.

Meli Piralla, Roberto. (2004)

Diseño Estructural.

Ed. Limusa. México.

Rojas R. Rafael y Padilla Punzo Helia M. (2009)

Análisis Estructural con Matrices

Ed. Trillas. México.

Tamayo Tamayo, Mario. (2000)

El proceso de la investigación.

Ed. Limusa. México.

W. Fitzgerald Robert. (2007)

Mecánica de Materiales.

Ed. Alfaomega. México.

Otras fuentes de información.

División política de México.

<http://www.paratodomexico.com/geografia-de-mexico/division-politica-de-mexico.html>

Mapa de la República Mexicana, resaltando el Estado de Michoacán.

https://www.google.com.mx/search?q=mapa+de+michoacan&biw=1366&bih=662&source=lnms&tbn=isch&sa=X&sqi=2&ved=0ahUKEwjG1I6rwZrQAhVD8CYKHcl9A9QQ_AUIBygC#tbn=isch&q=mapa+de+mexico+resaltando+michoacan&imgsrc=kPLYb9VgzYI7dM%3A

Mapa del Estado de Michoacán, resaltando a Uruapan.

https://www.google.com.mx/search?q=mapa+de+michoacan&biw=1366&bih=662&source=lnms&tbn=isch&sa=X&sqi=2&ved=0ahUKEwjG1I6rwZrQAhVD8CYKHcl9A9QQ_AUIBygC#tbn=isch&q=mapa+de+michoacan+resaltando+uruapan&imgsrc=rLTJ7WHaTRBikM%3A

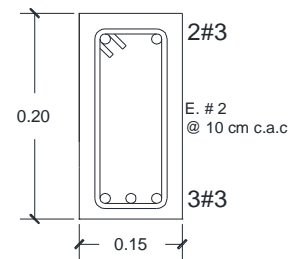
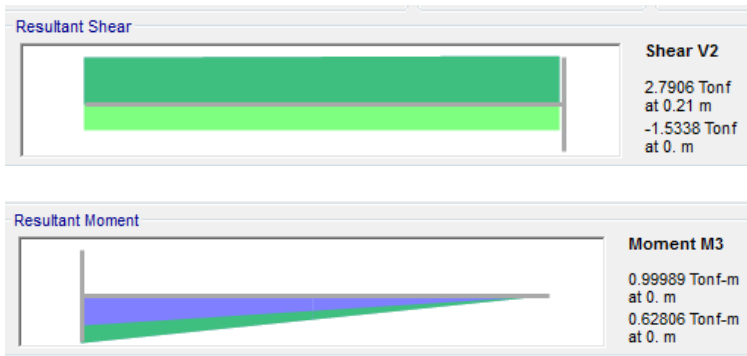
Método matemático.

https://prezi.com/bznofu4ns_mb/modelos-matematicos-aplicados-a-la-investigacion-de-operaciones.

ANEXOS

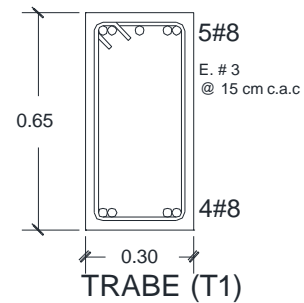
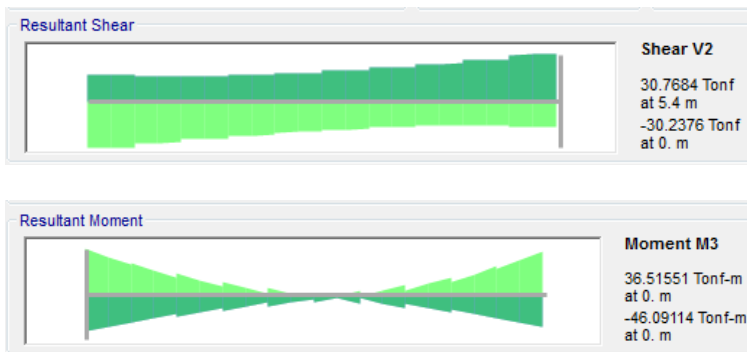
Diagrama de los elemento mecánicos de diseño, con su respectivo croquis de armado.

Anexo 1 Nervadura (N2)



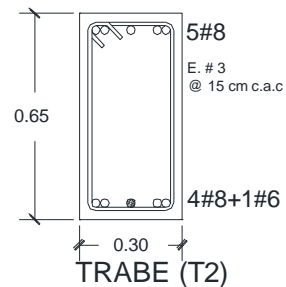
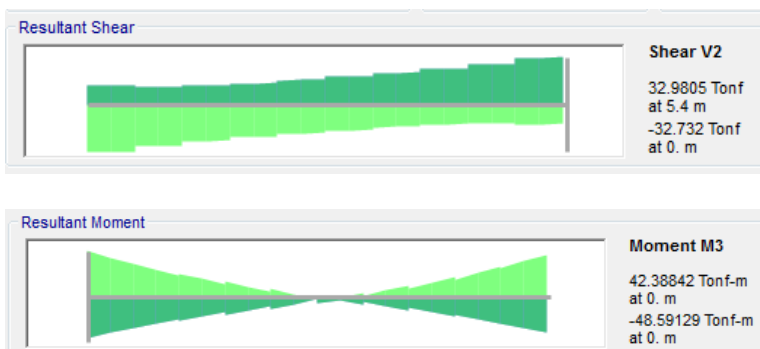
NERVADURA (N2)

Anexo 2 Trabe (T1)



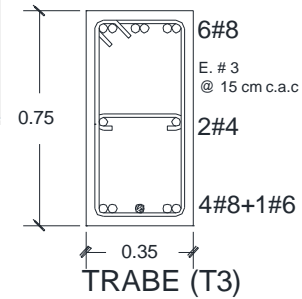
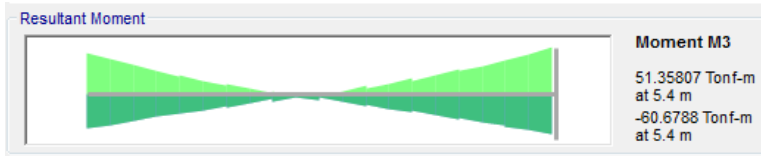
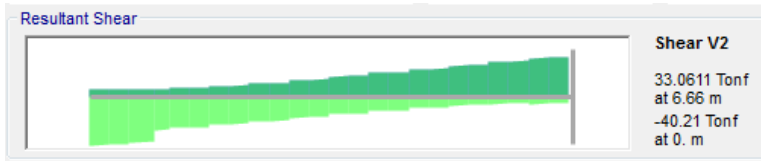
TRABE (T1)

Anexo 3 Trabe (T2)

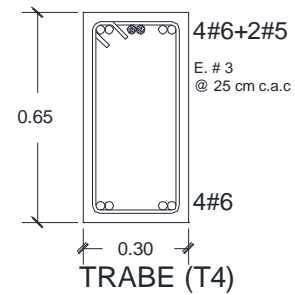
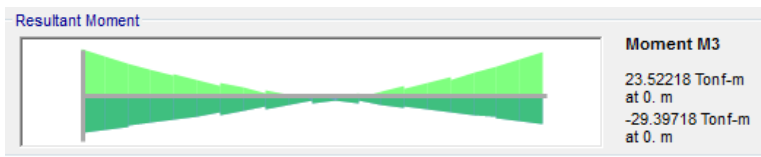
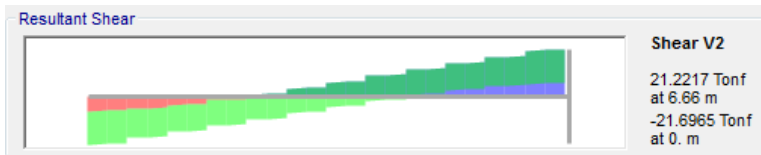


TRABE (T2)

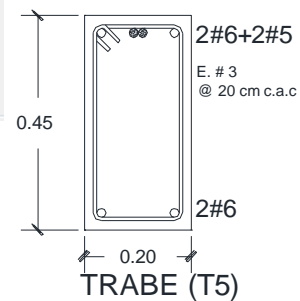
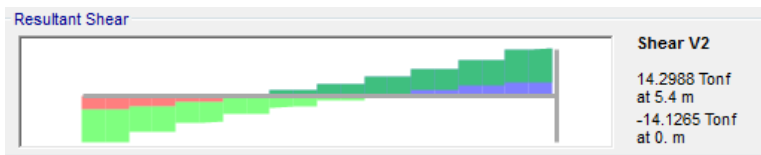
Anexo 4 Trabe (T3)



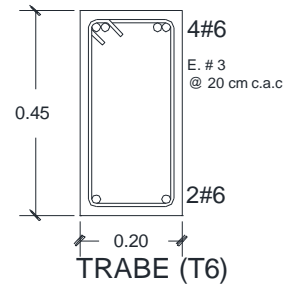
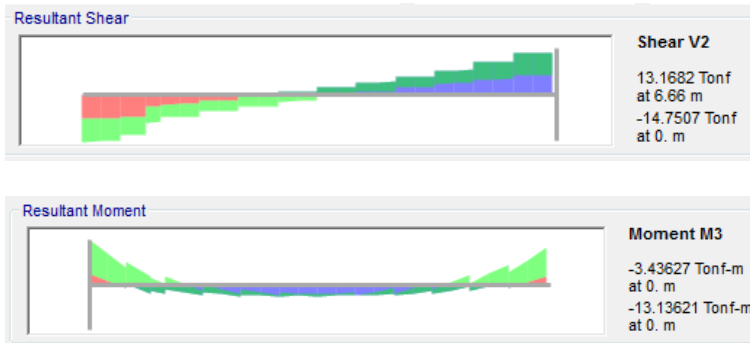
Anexo 5 Trabe (T4)



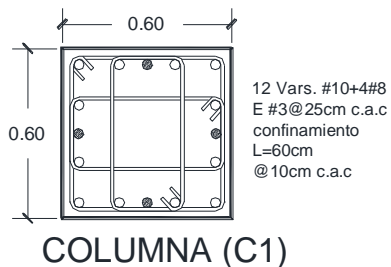
Anexo 6 Trabe (T5)



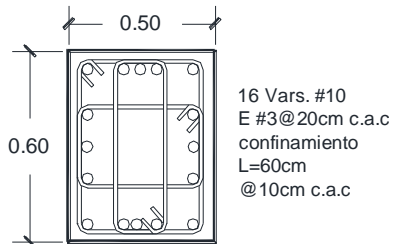
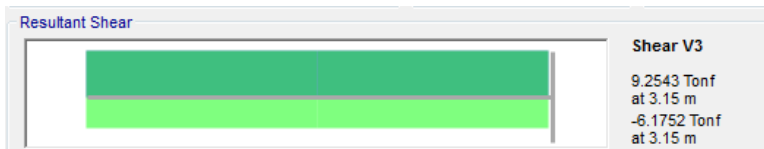
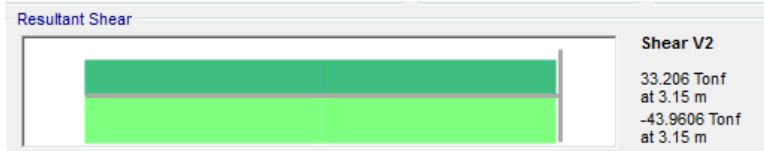
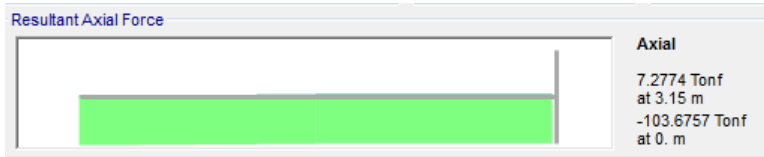
Anexo 7 Trabe (T6)



Anexo 8 Columna (C1)

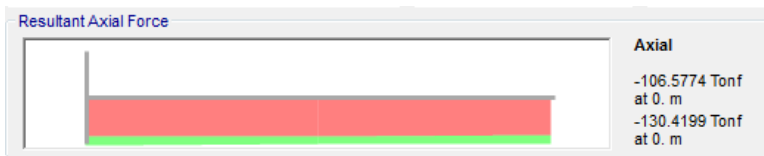


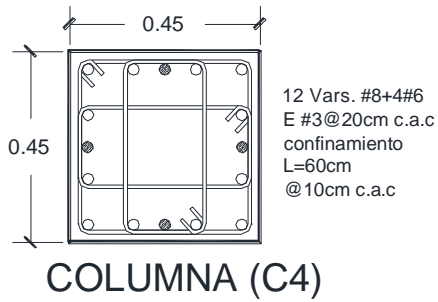
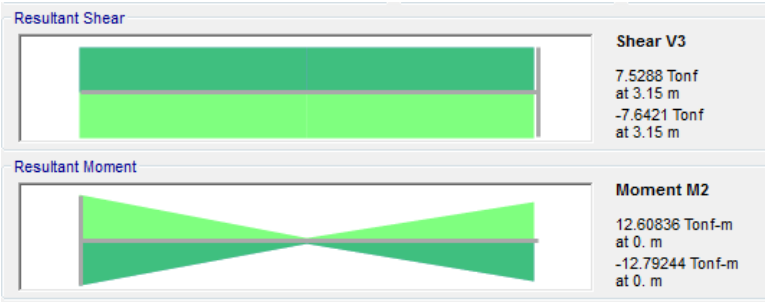
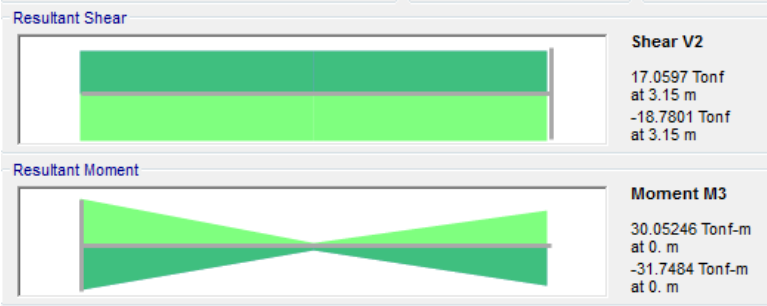
Anexo 9 Columna (C3)



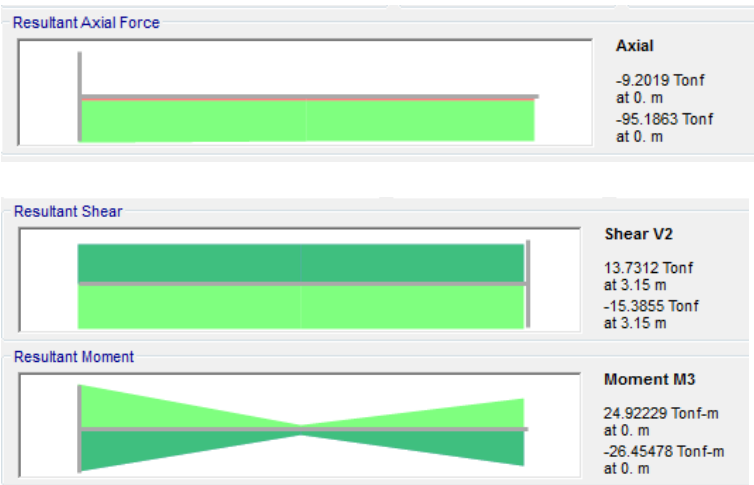
COLUMNA (C3)

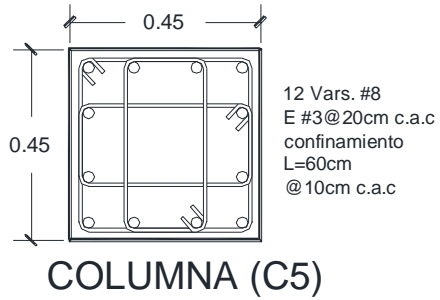
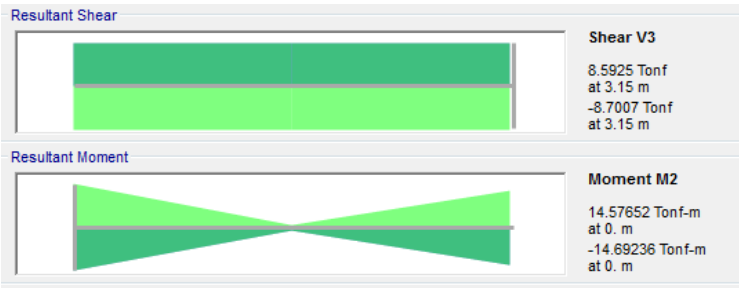
Anexo 10 Columna (C4)

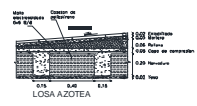
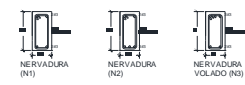
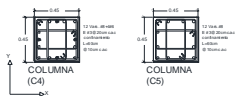
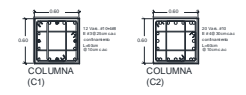
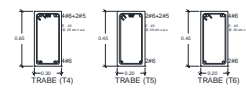
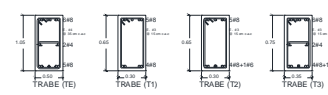
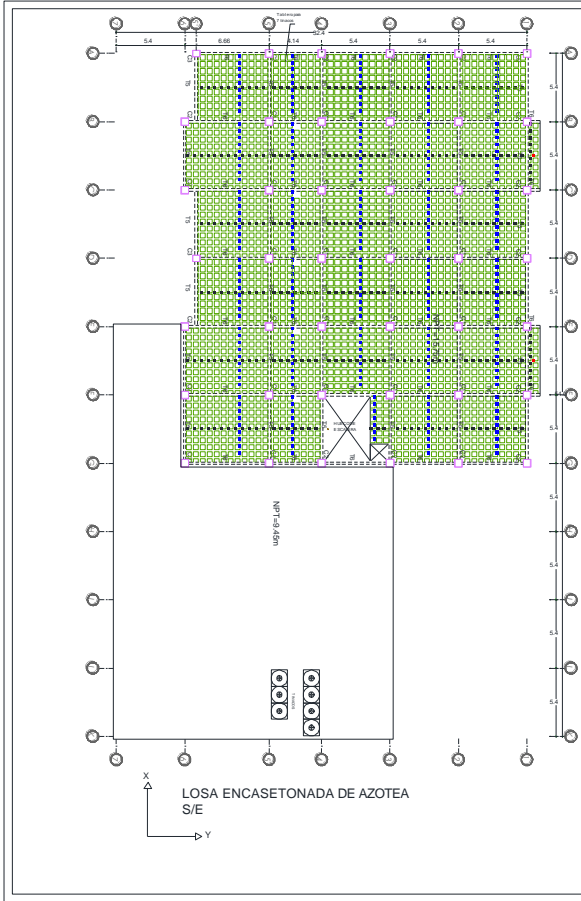




Anexo 11 Columna (C5)







DETALLES:
S/E



Simbología y especificaciones

CS	Columna
TR	Trabe
NS	Nervadura
LA	Losa

REQUISITOS

- SE VERIFICARAN LAS MEDIDAS CON CONFORMIDAD CON EL DISEÑO.
- SE DEBE APLICAR EL DISEÑO DE REFORZAMIENTO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO.
- EL CONCRETO A EMPLEAR PARA TRABE Y COLUMNAS DEBE SER DE CLASE C-20 Y PARA LOS NERVADURAS DE CLASE C-15.
- EL ACERO DE REFORZAMIENTO DEBE SER DE CLASE E-40.

REQUISITOS DE MATERIALES

1. EL CONCRETO A EMPLEAR PARA TRABE Y COLUMNAS DEBE SER DE CLASE C-20 Y PARA LOS NERVADURAS DE CLASE C-15.

2. EL ACERO DE REFORZAMIENTO DEBE SER DE CLASE E-40.

3. EL ACERO DE REFORZAMIENTO DEBE SER DE CLASE E-40.

4. EL ACERO DE REFORZAMIENTO DEBE SER DE CLASE E-40.

PROYECTO: HOTEL TRES ESTRELLAS
UBICACION: EDIFICIO

PROYECTANTE: M. LUIS ARTURO NUÑEZ BALBUENA

CLIENTE: M. LUIS ARTURO NUÑEZ BALBUENA

FECHA: 26 DE MAYO DEL 2017

ESCALA: 1:100

HOJA: 03/03