

UNIVERSIDAD AMERICANA

FACULTAD DE INGENIERIA



**“PROPUESTA PARA EL DISEÑO DE UNA EDIFICACION VERTICAL
DE ACERO DE 3 NIVELES EN CONTRARRESTO DE LA FUERZA
SISMICA CONSIDERADA EN LA LOCALIDAD DEL REPARTO
TISCAPA”**

Br. Roberto Antonio Escorcia Vanegas

Monografía para optar el grado de:

Ingeniero Civil

Profesor Tutor:

Ing. Robert Andy Wood

Managua, Nicaragua Junio 2008



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

Dedicatoria

Les dedico esta monografía a todos mis colegas lectores que buscan de información y superación en el ámbito de la ingeniería civil y por medio de esta tesis poder brindarles una pequeña ayuda o apoyo en la formación de su carrera, ya que nunca dejamos de ser estudiantes en la vasta gama de la rama de la ingeniería.

Br. Roberto Antonio Escorcía Vanegas



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

Agradecimientos

Le agradezco a nuestro padre celestial por todo lo que me ha ofrecido ya que sin su apoyo y bendición no hubiese tenido voluntad para estudiar la carrera que tanto idolatro y asombro.

También agradezco a mis padres Byron Escorcía Villavicencio y Martha Vanegas Pineda que con gran esfuerzo tanto físicamente como emocionalmente se dedicaron en cumplir mis sueños de ser un profesional en la vida.

Agradezco igualmente a mi tutor Robert Andy Wood que sin su vasta enseñanza y dedicación no hubiese podido terminar la monografía ni adquirir valiosos conocimientos para mi carrera profesional.

También deseo agradecerle a mi profesor Manuel González por haberme introducido en la materia de sismorresistencia ya que sin él no hubiese obtenido la visión de formular una monografía de este tema.

Y por último le agradezco a mi hermano Byron Escorcía y mis amigos por haberse involucrado en las enseñanzas que he adquirido y también por el incentivo constante que me han otorgado.

Br. Roberto Antonio Escorcía Vanegas



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

Abreviaturas

ACI: American Institute Concrete

AISC: American Institute of Steel Construction

FEMA: Building Seismic Safety Council

INETER: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales

Ksi: Kilo libras pulgadas cuadradas

Kips: Unidad de medida de peso (mil libras)

LRFD: American National Standard

Plg, in: Unidades en pulgadas

RNC: Reglamento Nacional de la Construcción

SDH: Seismic Design Handbook



Simbología

V: Fuerza lateral total de diseño.

Cs: Coeficiente de respuesta sísmica

W: Carga total de gravedad del edificio asignado según el nivel

S_{DS}: Respuesta de aceleración espectral de diseño en un corto periodo de tiempo (ASCE 7-02 Section 9.4.1.2.5-1)

R: Modificación de factor de respuesta (ASCE 7-02 Table 9.5.2.2)

I: Factor de ocupación importante (ASCE 7-02 Table 9.5.2.2)

S_{MS}: Respuesta de modo espectral que se considera la máxima aceleración por sismo en un corto periodo de tiempo (ASCE 7-02 Section 9.4.1.2.4-1)

Ss: Respuesta de modo espectral que se considera la máxima aceleración por sismo en un corto periodo de tiempo según el mapa del sitio. (ASCE 7-02 Figure 9.4.1.1a)

Fa: Coeficiente de aceleración basado en el sitio. 3s periodo. (ASCE 7-02 Table 9.4.1.2.4a)

S_{d1}: Respuesta de aceleración del diseño espectral a un periodo de 1s (ASCE 7-02 Section 9.4.1.2.5-2)

S_{m1}: Máxima aceleración espectral considerada en un sismo con periodo 1s (ASCE 7-02 Section 9.4.1.2.4)

Fv: Velocidad basado en el coeficiente a un periodo (ASCE 7-02 Table 9.4.1.2.4b)

S₁: Respuesta de modo espectral que se considera la máxima aceleración por sismo en un corto periodo de tiempo según el mapa del sitio en periodo de 1s (ASCE 7-02 Section 9.4.1.1b)

T: Periodo fundamental del edificio (ASCE 7-02 Section 9.5.5.3)

Ta: Periodo fundamental aproximado (ASCE 7-02 Section 9.5.5.3.2-1)

Ct: Coeficiente del periodo del edificio (ASCE 7-02 Table 9.5.5.3.2)

Cu: Coeficiente del periodo superior del periodo calculado (ASCE 7-02 Table 9.5.5.3.1)

Hn: Altura desde arriba de la base hasta nivel más alto del edificio.

Cvx: Factor de distribución vertical

Wx, Wi: carga parcial del peso total del edificio localizado según el nivel.

Hx: La altura de la base al nivel.

Fx: Porción del sismo V de la deformación de la base inducida a un nivel x.

D: Carga muerta



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

E: Carga sísmica del edificio

L: Carga viva sin reducir

S: Carga de ceniza (En este caso se despreciara)

E: fuerzas del terremoto inducido en el eje horizontal y vertical

Q_E: Efecto del sismo horizontal por nivel

S_{DS}: Diseño de aceleración espectral para cortos periodos

ρ: Factor de fiabilidad (depende de la resistencia lateral del sistema, difiere entre 1.0 a 1.5)

Ω_o:Factor de fuerza adicional de la carga horizontal por la forma del edificio



Índice

1. Introducción.....	1
2. Objetivos.....	5
3. Marco Teórico.....	6
3.1. Fenómenos Sísmicos.....	6
3.2. Vulnerabilidad de las fallas de Managua.....	11
3.3. Consecuencias de los fenómenos sísmicos en las obras civiles.....	14
3.4. Interacción del sismo con la estructura.....	17
3.5. Diseño Estructural.....	20
4. Hipótesis.....	28
5. Diseño metodológico.....	29
5.1. Universo.....	29
6. Resultados de objetivos.....	31
6.1. Resolución del primer objetivo.....	31
6.1.1. Fuentes Volcánicas.....	35
6.1.2. Estudio del sitio.....	35
6.1.3. Antecedentes.....	36
6.1.4. Marco Geológico Estructural Regional.....	37
6.1.5. Metodología del trabajo.....	38
6.1.6. Geología Local y Estratigrafía.....	38
6.1.7. Zonificación Sísmica del Terreno.....	40
6.1.8. Conclusiones del Estudio del Sitio.....	41
6.1.9. Aceleraciones en el Terreno.....	41
6.1.10. Consideraciones Geotécnicas.....	42
6.2. Resolución del segundo objetivo.....	42
6.2.1. Interacción Suelo-Estructura.....	42
6.2.2. Respuesta de las Estructuras.....	47
6.2.3. Sismo de Diseño.....	51
6.3. Resolución del tercer objetivo.....	59
6.3.1. Configuración de la estructura.....	59
6.3.2. Análisis Sísmico de la Estructura.....	60
6.3.3. Análisis de Cargas.....	63
6.3.4. Análisis de Distribución de Fuerza Sísmica Lateral por Nivel.....	64



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

6.3.5. Combinaciones de Cargas.....	65
6.3.6. Análisis de Reacciones y Momentos de las Columnas.....	67
6.3.7. Diseño de Elementos estructurales.....	69
6.4. Resolución del cuarto objetivo.....	81
7. Conclusiones.....	87
8. Recomendaciones.....	88
9. Anexos	
10. Bibliografía	



I. INTRODUCCION

La ingeniería civil es la rama de la ingeniería que estudia todo lo referente al entorno constructivo por lo tanto también los fenómenos que inciden en las edificaciones. Es por eso que se hace necesario el estudio de cada uno de estos fenómenos para que se logre contrarrestar y mejorar deficiencias que son producidas a las estructuras por estos.

En este trabajo se enfocará en uno de los fenómenos más devastadores de la naturaleza que afecta todo tipo de estructuras sin excepción alguna, nos referimos a los sismos. Nicaragua se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, su ubicación es muy cercana al área de subducción donde se produce una falla que divide las dos placas, nos referimos a la placa continental Caribe y la placa oceánica del Coco, que está bajo el lecho marino y que están constantemente en movimiento en donde se puede dar origen a ondas sísmicas de gran magnitud.

Es por eso que se considera muy relevante llevar a cabo un estudio que brinde información acerca de cómo se pueden evitar ciertas anomalías en la construcción de edificaciones que se pueden tornar vulnerables al impacto de la fuerza sísmica especialmente estructuras verticales. El ejemplo más claro que se ha tenido en Nicaragua es el terremoto que se vivió el 23 de diciembre de 1972 en la zona de Managua, la cual reflejó que en la época las edificaciones sufrieron las consecuencias de numerosas deficiencias tales como el uso de materiales de poca rigidez y diseños estructurales no sismorresistentes.

Esto condujo a los ingenieros la idea de mejorar el proceso de la construcción y surgió el RNC (reglamento Nacional de la Construcción) que rige desde 1983 aspectos técnicos como el tipo de materiales que deben usarse en las diferentes zonas, distribución de cargas, factores a aplicarse ante las diversas amenazas como el viento, fuerza sísmica, cenizas etc. He ahí entonces donde se dio un cambio como por ejemplo se dejaron de utilizar materiales como el adobe que es, no resistente al impacto de los sismos de gran magnitud y se comenzó a construir con bloque de hormigón que es más rígido el cual brinda mayor sostenibilidad a la carga del techo y las paredes.



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

Se puede decir que dentro de estos cambios se introdujeron a los reglamentos nuevos conceptos que contribuyeron al análisis del comportamiento de estructuras pero desde un punto de vista estático el cual cumple limitadamente con los requerimientos mínimos necesarios para asegurar aunque no en su totalidad a cierta obra.

Es por eso que se hace especial énfasis en estudiar los efectos del sismo desde un enfoque dinámico por lo que existen mecanismos y métodos de diferente índole como los que permiten calcular el grado de libertad de una estructura, o el factor dinámico de carga, el espectro modal que se consideran muy importante e indispensable para llevar a cabo un estudio más completo e informativo a grandes rasgos del comportamiento de una estructura ante un posible efecto de sismo.

Aquí es donde el estudio de la sismoresistencia tiene lugar incluyendo en sus estudios conceptos como el oscilamiento de estructuras, vibraciones, momentos escalares, aceleraciones, etc. Estos son dos importantes factores que determinan la amplitud, la distorsión y otras variables que permiten determinar el comportamiento de la estructura bajo efectos del sismo, para luego implementar márgenes de seguridad ya sea en el dimensionamiento del diseño estructural o la intervención de mecanismos que aseguren la estabilidad de la estructura.



ANTECEDENTES

Actualmente la ciudad de Managua está en una zona que consideran unas de las ciudades de más alto riesgo sísmico en el mundo debido a sus numerosas fallas según INETER, es por eso que se debe tomar precauciones ante la posible amenaza de otro gran sismo.

El último sismo que se produjo en Nicaragua tuvo lugar en la ciudad de Managua el 23 de diciembre de 1972 y se originó por las fallas del centro de Managua cerca de Tiscapa, causando destrucción masiva de muchas edificaciones, la cual fue debido a la poca resistencia de los materiales de construcción ocupados en esa época, dando como resultado el colapso de 62.771 viviendas ocasionado por las vibraciones que se propagaron en la estructura.

En el sismo del 1972 existieron edificios que soportaron la fuerza sísmica del terremoto, pero aun así se tuvieron que demoler alrededor de 27 edificios debido a la peligrosidad que presentaban. Aunque hubieron edificios que no fueron necesarios demolerlos ya que tuvieron un buen comportamiento en el movimiento oscilante, como por ejemplo el banco de las Américas que por un sistema de rodillos, este pudo soportar la excitación dinámica generado por el sismo.

Para el año 2000 se contemplaron estudios del terreno en los diferentes sectores de Managua por medio de acelerógrafos para definir el nivel daño que podrían presentar la ciudad de Managua en los diferentes puntos de estudio.



JUSTIFICACION

En el presente trabajo se tratará específicamente con el efecto que hace que el oscilamiento de una estructura se extiende de manera irrevocable provocando un colapso, limitándolo en la propuesta al estudio de edificaciones de acero de tres niveles en la cual se analizará y diseñará, utilizando medidas de seguridad como elementos de disipadores pasivos la cual se pretenderá reducir la aceleración de las ondas sísmicas.

Por medio de este trabajo daremos a conocer la distorsión o grado de peligrosidad que sufren las estructuras al entrar en un movimiento oscilante que por naturaleza la edificación amortiguará por su fuerza de inercia evitando la resonancia hasta cierto punto dependiendo de la intensidad y propagación del movimiento sísmico.

Estos estudios se realizarán mediante análisis dinámicos, en la que se le someterá a la estructura de acero de tres niveles fuerzas oscilantes provocadas por la acción de la fuerza sísmica obteniendo mediante resultados de diseño que entraran a discusión debido al factor económico.

Mediante este trabajo se podrá establecer distintos métodos constructivos y así poder observar las variaciones que se podrían llevar a cabo, la cual beneficiaran a empresas constructoras ya sea nacionales o extranjeras o entes reguladores de la construcción.

Se espera que mediante este documento se logre instruir e informar de una manera clara el comportamiento dinámico en las estructuras y que nuestras ideas logren ayudar ya sea a ingenieros, maestros, estudiantes a cumplir con algún plan de estudio o proyecto.



II. OBJETIVO GENERAL

Realizar un diseño estructural de una edificación de acero de tres niveles en donde se Introduzca la fuerza sísmica consideradas por ondas superficiales para así poder optimizar las cargas y movimiento de las infraestructuras en el análisis dinámico estructural dando por medio de este, un sistema adecuado para su amortiguamiento en contra de fuerzas externas.

OBJETIVO ESPECIFICOS

1.Describir la localidad del lugar así como también su estudio geológico por fallamiento para poder obtener el nivel de seguridad del terreno.

2.Someter la relación del comportamiento de la onda sísmica en la superficie de la base de la estructura para poder prever los mecanismos a utilizar dentro del análisis.

3.Efectuar un análisis y diseño estructural a lo largo de la edificación por medio de la fuerza externa de la onda expansiva que se somete a la estructura.

4.Realizar un análisis dinámico que permita la oscilación natural de la edificación, dentro de su respuesta modal para su estabilidad en el momento de impacto.

III. MARCO TEORICO

3.1. Fenómeno Sísmico

Los fenómenos sísmicos percibidos por los seres humanos son el resultado de la perturbación producida por el paso de las vibraciones originadas por un choque en la tierra de las placas tectónicas.

Definición de sismos

Los sismos se perciben como temblores y terremotos y los efectos pueden ser de poca importancia o catastróficos. El sitio en que se produce ésta perturbación se denomina Foco, y el sitio ubicado verticalmente encima de éste en la superficie del terreno, Epicentro.

Los fenómenos sísmicos en nuestro país tienen como fuente la interacción de las placas Coco – Caribe, en el fondo marino se produce un choque con la parte continental, dando como resultado el hundimiento del fondo marino. Podemos destacar que ésta es una fuente que puede generar posibles terremotos de gran magnitud del orden de 8.0 en la escala de Richter (escala utilizada para medir la intensidad de los temblores), capaces de causar daño en varias ciudades de modo simultáneo.

La cadena Volcánica del centro del país es otra fuente de riesgo sísmico, su proximidad a los principales centros urbanos de Nicaragua en donde están asentados los mayores núcleos de la población, lo convierte en un riesgo importante a considerar. Este factor es el responsable entre el 10% y el 15% de los sismos que se producen al año en el país. Las magnitudes mayores alcanzadas son moderadas, menores a las producidas por las placas tectónicas (del orden 6.0 en la escala de Richter).

Los fenómenos volcánicos juegan un papel dominante en la formación del suelo de nuestro territorio y en la actualidad la dinámica superficial es muy alta con modificaciones casi constantes. Se adiciona materia al suelo existente mediante deposiciones eruptivas y erosión, se mueven fallas existentes, se forman nuevas fallas (como en Cerro Negro recientemente), se agrieta el suelo como en Apoyo y Masaya, etc.

La actividad volcánica dejó, especialmente en el área de Managua y Masaya, un suelo sumamente fracturado lo cual lo hace físicamente incapaz de soportar grandes deformaciones dando como resultado terremotos de gran magnitud (por eso las afectaciones de estos sismos se reducen a una ciudad o parte de ella). Por otro lado las sacudidas sísmicas influyen en un sector amplio produciendo un efecto dominó, activando las fallas vecinas hasta que se logra un equilibrio de estos pequeños bloques que sustentan el suelo de nuestras ciudades.

El análisis de los sismos mayores de los últimos treinta años indica que el mecanismo de generación de terremotos en Nicaragua se debe principalmente al empuje de placas tectónicas. Este mecanismo de ruptura ha sido repetitivo para los sismos ocurridos en:

- ❖ Managua (1931 y 1972),
- ❖ Granada–Rivas (1985),
- ❖ Apoyo–Granada (2000)

Análisis del Peligro Sísmico

Los parámetros del peligro sísmico pueden ser agrupados en categorías, relacionadas con los movimientos del terremoto:

- aceleración
- velocidad
- desplazamiento
- Frecuencia predominante.
- Duración.

El fenómeno sísmico es fundamentalmente un proceso aleatorio; existen incertidumbres en cuanto a la distribución espacial y temporal de los eventos. Este hecho en primer lugar, y las limitaciones en cuanto a la cantidad y calidad de datos sismológicos con los que se cuenta, en segundo lugar, exige introducir conceptos probabilísticos en los estudios de la Ingeniería Sísmica. La metodología para definir el peligro sísmico comprende la evaluación probabilística de los siguientes factores (Larsson & Mattson, 1987).

Cuándo ocurren los terremotos se calcula: I) Probabilidad de ocurrencia de los terremotos. II) Tamaño de los mismos. III) Máxima magnitud

que puede esperarse en un intervalo de tiempo determinado. IV) dónde ocurren los terremotos. V) distancia entre la fuente y epicentro del sismo que pueden afectar el sitio bajo investigación. VI) Cuál es la influencia local en el sitio.

Los conceptos más importantes para definir la acción sísmica comprenden el periodo de retorno de los terremotos y la probabilidad de excedencia. Estos se asociarán luego con la vida útil (o vida económica) de las estructuras.

Escala de los sismos

La medición o escala de un movimiento sísmico se puede definir a partir de dos parámetros:

- La Magnitud que es la cantidad de energía liberada en el Foco en el instante del choque de las placas tectónicas en el fondo de la superficie terrestre
- La Intensidad que determina la perturbación que ocurre en la superficie terrestre. Y que afecta a las ciudades y a la población

Existen dos escalas a nivel mundial altamente utilizadas para medir la escala de estos fenómenos. La escala de magnitudes normalmente empleada se conoce con el nombre de **Escala Richter**. Mientras que la de intensidades es la **Escala Mercalli**, modificada en 1956. Ambas se utilizan en forma coherente para estudiar y entender los efectos de los movimientos sísmicos en los asentamientos humanos.

Una falla es una grieta en la corteza terrestre. Generalmente, las fallas están asociadas conforme los límites, entre las placas tectónicas de la tierra. En una falla activa las piezas de la corteza de la tierra a lo largo de la falla y se mueven con el transcurrir del tiempo. El tipo de movimiento a lo largo de la falla depende del tipo de falla.

A continuación se describen los principales tipos de fallas.

Partes de una falla

El plano de falla es la superficie sobre la que se ha producido el movimiento, horizontal, vertical u oblicuo. Si las fracturas son frágiles, tienen superficies lisas y pulidas por efecto de la abrasión. Durante el desplazamiento de las rocas fracturadas se pueden desprender fragmentos de diferentes tamaños.

Los labios de falla son los dos bordes o bloques que se han desplazado. Cuando se produce un desplazamiento vertical, los bordes reciben los nombres de labio hundido (o interior) y labio elevado (o superior), dependiendo de la ubicación de cada uno de ellos con respecto a la horizontal relativa.

El salto de falla es la distancia vertical entre dos estratos que originalmente formaban una unidad, medida entre los bordes del bloque elevado y el hundido. Esta distancia puede ser de tan sólo unos pocos milímetros (cuando se produce la ruptura), hasta varios kilómetros. Éste último caso suele ser resultado de un largo proceso geológico en el tiempo.

Tipos de fallas

Falla normal: En una falla normal, producida por tensiones, la inclinación del plano de falla coincide con la dirección del labio hundido. El resultado es un estiramiento o alargamiento de los materiales, al desplazarse el labio hundido por efecto de la fuerza de la gravedad.

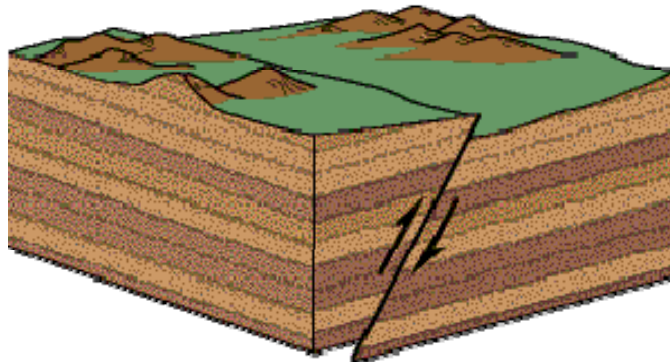


Fig.3.1 Falla normal

Fallas de desgarre: En las fallas de desgarre, además del movimiento ascendente también se desplazan los bloques horizontalmente. Si pasa tiempo suficiente, la erosión puede allanar las paredes destruyendo cualquier traza de ruptura, pero si el movimiento es reciente o muy grande, puede dejar una cicatriz visible o un escarpe de falla con forma de precipicio. Un ejemplo especial de este tipo de fallas son aquellas transformadoras que desplazan a las dorsales oceánicas.

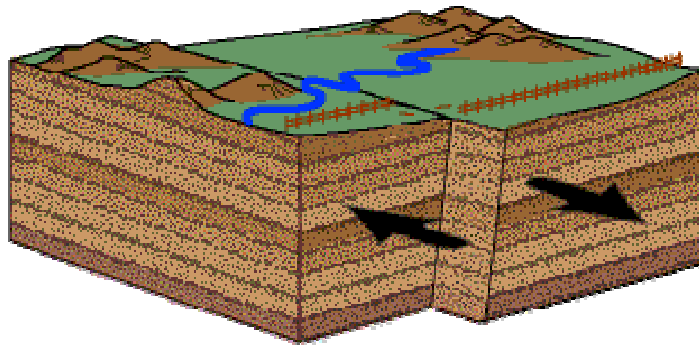


Fig.3.2 Falla de desgarre

Falla inversa: En una falla inversa, producida por las fuerzas que comprimen la corteza terrestre, el labio hundido en la falla normal, asciende sobre el plano de falla y, de esta forma, las rocas de los estratos más antiguos aparecen colocadas sobre los estratos más modernos, dando lugar así a los cabalgamientos.

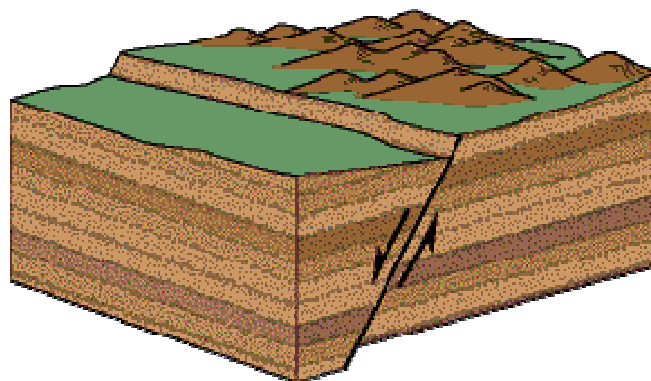


Fig.3.3 Falla inversa

También existen otros fenómenos dentro de las fallas mencionadas las cuales son:

Fallas de rotación o de tijera se forman por efecto del basculado de los bloques sobre el plano de falla, es decir, un bloque presenta movimiento de rotación con respecto al otro. Mientras que una parte del plano de falla aparenta una falla normal, en la otra parece una falla inversa.

Macizo tectónico o pilar tectónico, también llamado “Horst”, es una región elevada limitada por dos fallas normales, paralelas. Puede ocurrir que a los lados del horst haya series de fallas normales; en este caso, las vertientes de las montañas estarán formadas por una sucesión de niveles escalonados. En general, los macizos tectónicos son cadenas montañosas alargadas, que no aparecen aisladas, sino que están asociadas a fosas Tectónicas. Por ejemplo, el centro de la península Ibérica está ocupado por los macizos tectónicos que forman las sierras de Gredos y Guadarrama.

Una fosa tectónica o Graben es una asociación de fallas que da lugar a una región deprimida entre dos bloques levantados. Las fosas tectónicas se producen en áreas en las que se agrupan al menos dos fallas normales. Las fosas forman valles que pueden medir decenas de kilómetros de ancho y varios miles de kilómetros de longitud. Los valles se rellenan con sedimentos que pueden alcanzar cientos de metros de espesor. Así sucede, por ejemplo, en el valle del río Tajo, en la península Ibérica.

3.2. Vulnerabilidad de las fallas de Managua

Diagnóstico de las fallas de Managua

Se conocen al menos cinco Mapas de Fallas activas sobre la cuenca Managua o graben Managua, que se extiende desde Ciudad Sandino al Oeste y hasta Tipitapa al Este, ambos extremos delimitados por dos grandes Fallas, Mateare-Las Nubes al Oeste y Tipitapa-Cofradía al Este. Entre estos dos extremos se conocen hoy en día de una u otra forma diez fallas activas a lo largo de 25 kilómetros. Por cuanto es probable que cualquier parte de la que es

actualmente Managua, sea parte de un foco generador de sismos superficiales de Magnitud intermedia.

La prolongación Sur-Norte de las fallas, también fue estudiada por muchos autores. Estando en el rango de unos cuantos kilómetros hasta decenas de kilómetros. Su rumbo o trayectoria sobre la ciudad cambia de autor a autor, por lo cual la supuesta afectación local o directa es a veces un nodo de restricciones.

Muchas trazas de fallas fueron producto del colapso elástico de muchas capas de suelo por esfuerzos de corte generados por el tren de ondas producidas por el sismo, que en conjunto con las trazas de fallas producidos por diversos fenómenos arréales, amplificaron el ancho y/o largo de algunas de estas o dieron paso a la definición de otras.

El Fallamiento de Managua es indudablemente denso y comparable con otras ciudades del mundo con iguales problemas; entre otras Berkeley, Los Ángeles, Kobe, Guatemala capital etc. Una densidad de 0.6 - 0.7 kms/km² de fallas y/o fracturas es alto, lo cual refuerza que la posibilidad de que en alguna parte o núcleo del área de Managua, puede en el futuro, ser el área epicentral de un terremoto de magnitud 4 ó 6 en la escala de Richter.

La densidad alta de Fallas en Managua, 10 fallas en una longitud de 25 kilómetros, fue el motivo principal para que el Sr. Piere Saint-Amand, en su artículo Estructura geológica y sismicidad de la ciudad de Managua, concluyera en que una micro zonificación para evitar los efectos debido a movimientos en la ciudad de Managua, no es práctico, dada la abundancia de Fallas.

Sismicidad de Managua 1975-1999

Es evidente que Managua se ubica directamente en la zona más sísmica y peligrosa de Nicaragua, donde ocurren los sismos de foco superficial en la cadena volcánica. Podemos observar que es sorprendente que la ocurrencia de los sismos en la propia área de la ciudad fuera relativamente baja en este período de tiempo, si se compara con la densidad de epicentros ubicados en otras partes de la cadena volcánica de Nicaragua, especialmente al Sureste y Noroeste de la capital. Los sismos ocurridos en Managua en los

últimos 25 años fueron de muy baja magnitud y la mayoría de ellos ocurrió en los años 1970, con un único sismo de gran magnitud ocurrido en 1973.

En los últimos años, ha habido calma sísmica en Managua – con relación a sismos con epicentro ubicado directamente en la ciudad. Lo anterior contrasta con la experiencia de los dos terremotos devastadores que destruyeron la ciudad dos veces en este siglo por movimientos de fallas en la propia ciudad. La causa para esta relativa calma sísmica en Managua, que se observó al menos durante la existencia de la red sísmica, todavía no es clara. La falta de sismos podría ser una peligrosa señal de la preparación de un nuevo terremoto.

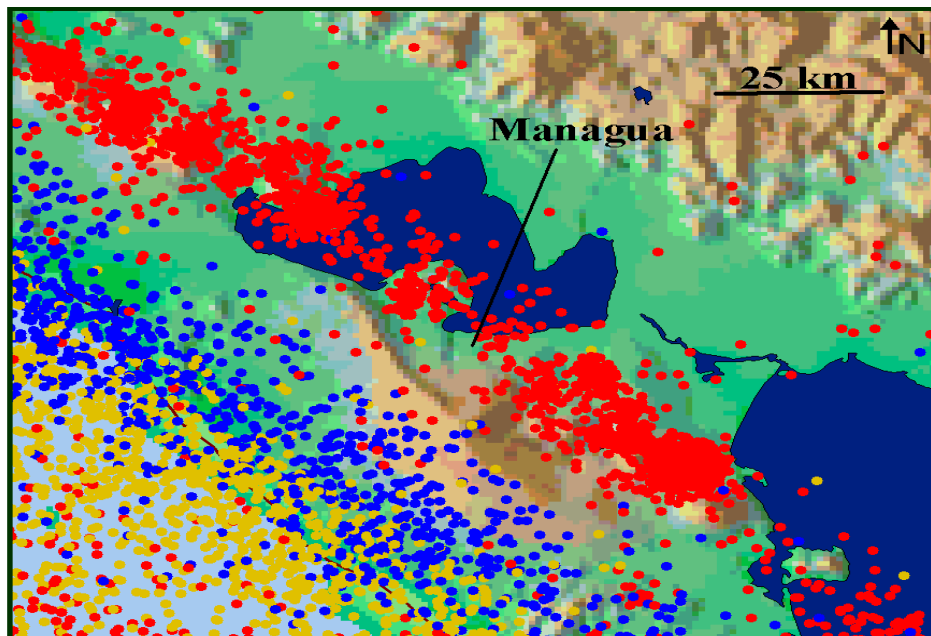


Fig.3.4 Mapa de puntos de fallas sísmicas del pacífico.

Imagen tomada de INETER

En el mapa de sismos localizados en las últimas décadas se observa claramente que los sismos superficiales (puntos rojos) se concentran en una banda muy estrecha de sólo 20 Km. de ancho. Esta banda coincide con la cadena volcánica: sismos y volcanes tienen una causa común. Managua se ubica directamente en el eje de esta banda y es la ciudad más peligrosa en Nicaragua. Los sismos muy profundos (puntos verdes y azules) son menos peligrosos porque la distancia espacial supera los 100 km.

3.3 Consecuencias de los fenómenos sísmicos en las obras civiles

Los daños causados por un terremoto

Los daños causados por un terremoto son el resultado de varios factores:

- La fuerza del movimiento. Es mayor cuanto mayor sea la magnitud del terreno y cuanto más cerca esté del foco sísmico. Esta fuerza decrece a medida que el lugar está más lejos del epicentro.
- La duración de la sacudida. Los daños son mayores cuando más dure la sacudida. Los terremotos de mayor magnitud producen sacudidas de mayor duración.
- El tipo de suelo. Modifica las características de las sacudidas sísmicas. El movimiento del terreno es mayor cuanto más blando sea éste, más gruesa sea la capa del suelo y sobre todo, cuando dicha capa está saturada de agua.
- Tipo de construcciones. Algunos tipos de construcciones no son suficientemente resistentes ante los movimientos laterales a los que les somete un terremoto. Esto se agrava cuando la estructura de la construcción está degradada, su cimentación es mala o se han cometido defectos graves en la edificación.
- Cimentación inadecuada al tipo de terreno, porque sea insuficiente o este mal enlazada entre sí.
- La pendiente del terreno, sobre todo para aquellas construcciones situadas en laderas con gran pendiente o en terrenos poco firmes.
- La falta de separación entre edificios, ya que con el movimiento se golpean entre ellos (fenómeno "aplauso"), fenómeno que se ve incrementado con la altura de los mismos y la diferencia de alturas entre edificios colindantes.
- Otro fenómeno que suele acompañar a muchos terremotos y que a veces ha causado más daños que la propia sacudida es el fuego. Como consecuencia de la vibración pueden romperse las conducciones de gas; una chispa puede desencadenar un incendio que arrase un edificio o incluso un barrio. La falta de suministro de agua y el colapso de los servicios de emergencia (bomberos, protección civil) puede además impedir que se pueda apagar este incendio.

Efectos sobre Construcciones e Infraestructuras

Los daños pueden clasificarse en tres tipos según su magnitud y consecuencia:

Daños graves

- Colapso de construcciones, sobre todo aquellas de mala calidad y sin características sismorresistentes.
- Destrucciones y derrumbamiento parciales de edificaciones (caídas de techos, fachadas, tabiques, balcones, muros exteriores, etc.), grietas en los muros, etc.
- Incendios producidos por cortocircuitos, escapes de gas y materias inflamables.
- Inundaciones por roturas de embalses, conducciones de agua, etc.

Daños ligeros

- Fisuras en muros, chimeneas, juntas, etc.
- Caída de trozos de revestimiento, aleros, chimeneas, tejas, macetas, etc.
- Caída de cristales rotos y aplacados cerámicos, especialmente peligrosos cuando caen desde los pisos altos.
- Caída de muebles, objetos colgados, etc.

Daños en infraestructuras

- Daños en los sistemas de suministro esenciales (electricidad, agua, gas, etc.), e instalaciones.
- Daños parciales en las vías de comunicación (carreteras, puentes, túneles, vías de ferrocarril, etc.) debido a los asentamientos, desprendimientos y deslizamientos.
- Caída de postes y cables de alta tensión.

Efectos sobre el Terreno

Otro efecto que pueden tener los sismos es sobre el terreno donde están edificadas las construcciones. Muchos de estos efectos son los causantes a su vez de destrozos en las construcciones y en las infraestructuras.

- Grietas en el suelo y cambios en el caudal de manantiales y pozos.
- Asentamientos diferenciales del suelo, fundamentalmente en terrenos sueltos y con gran cantidad de agua.
- Licuefacción de terrenos saturados de agua, sobre todo cuando la sacudida tiene gran duración.
- Desplazamiento del terreno a lo largo de la falla.
- Otros daños o situaciones que puede causar un terremoto son:
- Cierre de carreteras y vías férreas.
- Colapso de puentes.
- Cierre de supermercados y comercios en general.
- Contaminación del aire y agua por escapes tóxicos e incendios.
- Colapso de hospitales.
- Falta de zonas de acogida.

Como varia la peligrosidad sísmica según el lugar

El movimiento del terreno es debido a la llegada de ondas sísmicas que se propaga desde el foco sísmico a través de la roca hasta el lugar. La composición de la capa más superficial influye decisivamente en las características finales de la sacudida sísmica o movimiento telúrico. La peligrosidad sísmica varía de una región a otra, dependiendo de la cercanía a las fallas activas, del tipo de terreno y de lo propenso que sea éste a desestabilizarse. Los daños se concentran en áreas donde existen suelos poco firmes y donde hay zonas deslizantes.

Los movimientos sísmicos están gobernados por la composición y las propiedades físicas de la capa cercana a la superficie del terreno, ocurriendo los movimientos vibratorios o telúricos más grandes en los suelos blandos y saturados de aguas.

TIPO DE TERRENO	ACCION SOBRE LA VIBRACIÓN	EFFECTOS PROBABLES
Roca estable	No se incrementa	El terreno se mantiene firme
Roca no estable	Apenas se incrementa	Puede haber desprendimientos
Suelo no consolidado	Se incrementa	El suelo pierde su firmeza, tanto más cuanto más agua contenga
Suelo blando o rellenos	Se incrementa mucho	Asentamientos del suelo, deslizamientos, posible licuefacción

3.4. Interacción del sismo con la estructura

Manifestación del sismo en una edificación

El sismo se manifiesta por vibraciones en cualquier sentido y se traduce a efecto de cálculo en un empuje horizontal por plantas. También pueden existir vibraciones verticales en la estructura que hacen que se produzcan trepidaciones, especialmente cerca del epicentro, estos terremotos son conocidos como terremotos burbujeantes.

El movimiento brusco del suelo, se transmite al edificio a través de la cimentación dando origen a fuerzas de inercia que se oponen a este movimiento. Estas son las fuerzas sísmicas que actúan sobre el edificio.

Si el edificio está lejos del epicentro sufre casi en su totalidad movimientos horizontales, y si está cerca en mayor cuantía vibraciones verticales (terremotos burbujeantes) y también horizontales.

En el gráfico podemos observar la vibración de suelo durante un temblor y como este varía a medida que se acerca al epicentro y la profundidad del hipocentro.

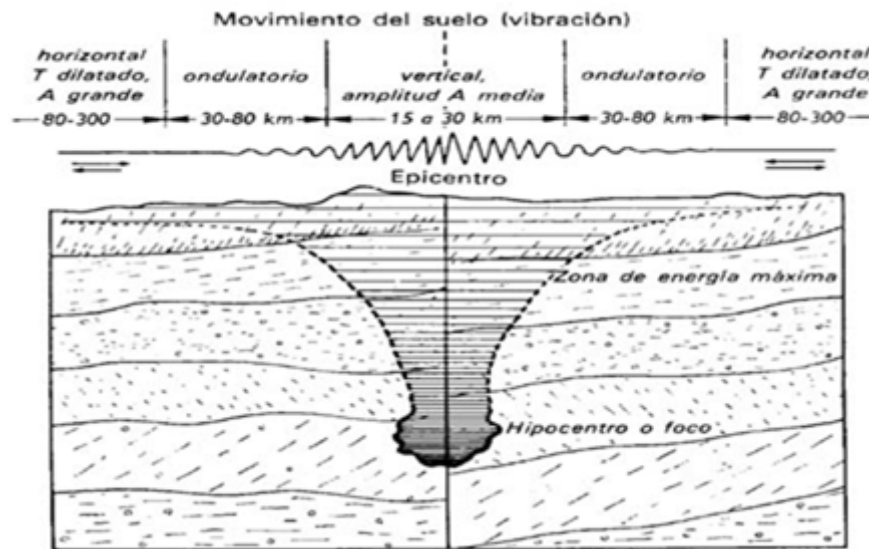


Fig.3.5 Probable distribución del movimiento vibratorio en el epicentro

Imagen tomada por Seismic Design Handbook

Los efectos del sismo pueden incrementarse debido a la resonancia, pudiendo decirse que un movimiento sísmico de baja intensidad y larga duración es a veces más peligroso que otro de intensidad alta y corta duración, pues el primero está más expuesto a entrar en resonancia.

Deformación de la estructura

Una grieta causada por un movimiento sísmico es inconfundible, pues se produce en diagonal en forma de aspa. Para que se pueda comprender mejor el origen de esta grieta, se representa en la figura donde se ha dibujado el pórtico A, deformado por un empuje desde la izquierda, la diagonal que toma mayor medida rompe el plano vertical (cerramientos, muros, otros), con una fisura de tracción. En el pórtico B el empuje es por la derecha, produciéndose también la fisura en la otra diagonal. Una vez transcurrido el movimiento sísmico queda el cerramiento con una fisura o grieta en cada diagonal como se indica en la figura C. esto puede producir desestabilización en la edificación o daños severos que pueden llevar a producir el derrumbe de la misma.



Fig.3.6 Desplazamiento lateral de la estructura

Clasificación de los daños a edificios según sus consecuencias

Grado 1: Daños de despreciables a ligeros

(ningún daño estructural, daños no-estructurales ligeros)

Fisuras en muy pocos muros.

Caída sólo de pequeños trozos de revestimiento.

Caída de piedras sueltas de las partes altas de los edificios en muy pocos casos.

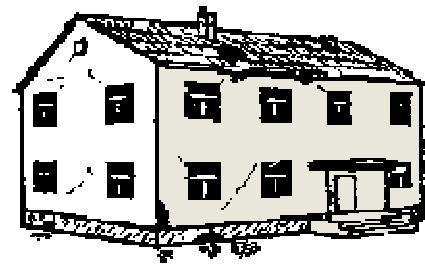


Grado 2: Daños moderados (daños estructurales ligeros, daños no-estructurales moderados)

Grietas en muchos muros.

Caída de trozos bastante grandes de revestimiento.

Colapso parcial de chimeneas.



Grado 3: Daños de importantes a graves

(daños estructurales moderados, daños no-estructurales graves)

Grietas grandes y generalizadas en la mayoría de los muros.

Se sueltan tejas del tejado.

Rotura de chimeneas por la línea del tejado.

Se dañan elementos individuales no-estructurales (tabiques, hastiales y tejados).



<p>Grado 4: Daños muy graves <i>(daños estructurales graves, daños no-estructurales muy graves)</i></p> <p>Se dañan seriamente los muros. Se dañan parcialmente los tejados y forjados.</p>	
<p>Grado 5: Destrucción <i>(daños estructurales muy graves)</i></p> <p>Colapso total o casi total.</p>	

3.5. Diseño Estructural

Principios de diseño constructivos

Los criterios de diseño sísmico adoptados por la mayoría de los reglamentos de los países que tienen problemas sísmicos establecen la necesidad de diseñar las estructuras para resistir sin daños sismos de baja intensidad, de ocurrencia relativamente frecuente, prevenir daños estructurales y minimizar daños no estructurales que pudieran ocurrir en sacudidas de intensidad media y evitar el colapso o daños serios en caso de fuertes sacudidas, pero de probabilidad de ocurrir muy baja.

Existe una serie de recomendaciones elementales para conseguir un mejor comportamiento sísmico:

1. **Bajo peso:**

Se recomienda que las estructuras sean ligeras pues las fuerzas debidas a un terremoto surgen como consecuencia de la inercia de las masas al desplazarse, por lo que cuanto menos pesen, menores serán los efectos de los terremotos sobre ellas.

2. Sencillez, simetría y regularidad tanto en planta como en elevación:

Como quiera que la respuesta de las sacudidas sísmicas es debida a la inercia de las masas que están distribuidas en el edificio, conviene que el diseño del edificio sea sencillo, además el diseño de la planta a de ser simétrico para reducir los efectos de torsión, por lo que se debe evitar las plantas en forma de L, T, C y triangulares, aunque estas disposiciones sean favorables para soportar el empuje del viento.

3. Plantas poco alargadas:

Evitar que sea muy alargada ni en planta ni en la altura; en planta para reducir la posibilidad de que el movimiento de un extremo del edificio sea diferente al del otro extremo, lo que causaría efectos no previstos; en elevación para reducir los efectos de volteo que encarecen considerablemente las cimentaciones.

4. Uniformidad en la distribución de resistencia:

Se debe evitar los cambios de sección en elevación, pues los cambios bruscos en masa o rigidez pueden provocar daños graves al producirse una respuesta incontrolada de la estructura (Planos de transferencia de cortante).

5. Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural:

Cuanto mayor hiperestaticidad tiene una estructura, mayor es el número de secciones estructurales que deben fallar antes de que la estructura colapse; así mismo si se proyecta que haya elementos que fallen antes que otros se puede dar la posibilidad de evitar daños grandes a toda la estructura (líneas escalonadas de defensa). Estos elementos deben colocarse adecuadamente para que su reparación sea sencilla.

6. Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales antes que los verticales:

La influencia de la rigidez en la respuesta a los terremotos es evidente.

7. Congruencia entre lo proyectado y lo construido:

Las soluciones constructivas con que se ejecuta un proyecto deben cumplir con los fines para las que fueron proyectadas

8. Separación entre edificios (Colindancia):

Cuando la separación es insuficiente se puede producir golpe entre ambos (efecto aplauso) debido a la diferencia de fases en la oscilación de cada uno de ellos.

El proceso de diseño estructural

El diseño estructural es un proceso amplio que abarca la concepción de la estructura en base a sus requisitos, la determinación de cargas, el análisis o cálculo (de esfuerzos, tensiones, etc.) y, finalmente, el dimensionado y la elección de los materiales de los elementos que la constituyen. Su finalidad es el logro de una estructura que resista adecuadamente los efectos producidos por las cargas actuantes.

El diseño estructural constituye el paso intermedio de la teoría y la praxis, de la concepción y la materialización de una estructura.

Como todo proceso, en el diseño estructural coexisten una serie de fases interconectadas entre sí, que, aunque no tienen por qué estar secuencializadas, deben tenerse todas presentes para concluirlo con éxito. De esto último puede comprenderse que el diseño estructural es un proceso cíclico, el cual se resuelve por lo general mediante aproximaciones sucesivas, barajando distintas soluciones, estudiando su aptitud en términos numéricos, etc. hasta dar con la solución adecuada.

Independientemente de la estructura que se aborde, la finalidad última del diseño estructural es la seguridad de la estructura, la cual se incumple cuando:

Toda ella, o bien una de sus partes, alcanzan una situación límite: rotura, deformaciones excesivas, etc.

Hablar del diseño estructural en toda su profundidad obligaría a profundizar en el tema hasta límites excesivos. No obstante, es importante tener clara tanto su Importancia como su morfología.

Un proyecto de estructura comienza cuando se determinan las necesidades y los objetivos que debe cumplir el diseño, basados en la finalidad a la cual servirá la estructura a los requisitos que debe cumplir.

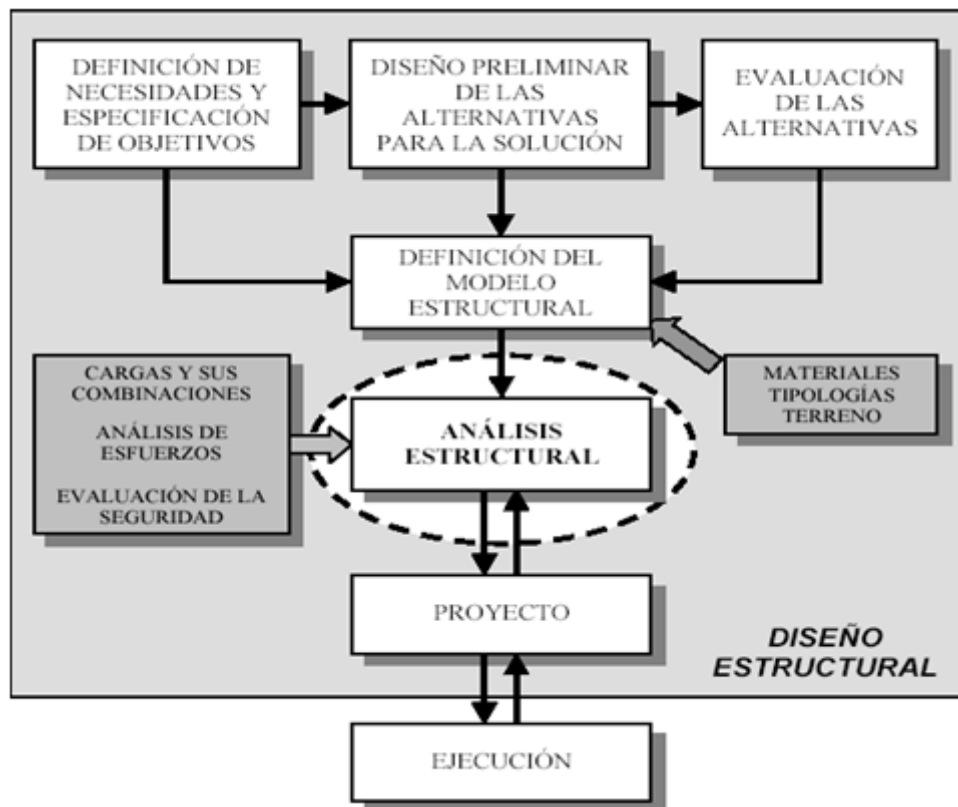


Fig.3.7 El proceso de diseño estructural

Imagen tomada por Sriramulu Vinakota

El diseño preliminar de las alternativas para la solución (anteproyecto) es quizás la fase más importante de todas, puesto que el éxito de la solución estructural adoptada depende directamente del éxito de esta fase. En esta fase preliminar del diseño, la creatividad y la imaginación del especialista en estructuras son cualidades básicas, sin menoscabar el conocimiento de los procesos constructivos: la estructura debe ser, ante todo, realizable físicamente, y esta materialización debe concordar con su finalidad.

A la par que se está realizando el anteproyecto se evalúan las posibles alternativas que hayan superado la criba inicial. Algunas se van descartando de entre todas las posibles soluciones, mientras que aquellas que son aparentemente semejantes hay que compararlas más finamente para decidir cuáles son las más favorables. Es entonces cuando se define la solución estructural que desea proyectarse.

Una vez se ha determinado la forma estructural óptima, deben dimensionarse cada uno de los elementos estructurales, empleado métodos de análisis estructural para estudiar el comportamiento de la estructura.

La última fase del proceso de diseño es la elaboración del proyecto estructural, documento que constituye un vínculo contractual de la propiedad con el ingeniero calculista. Esto comprende la redacción de documentos (memoria, anexos de cálculo, presupuesto, pliego de condiciones, etc.), y el trazado de planos. A la par, debe realizarse el diseño de detalle de aspectos como las uniones entre los elementos, para que la estructura se comporte tal y como se ha proyectado.

No se puede cerrar la explicación del proceso de diseño estructural sin hablar de la ejecución material del proyecto, la culminación de las aspiraciones y la materialización de la estructura. El grado de control que el proyectista ejerce en esta última fase varía según la clase de obra, ya que el ingeniero responsable del diseño de una estructura puede ser también el director del Proyecto de Ejecución de la misma. Con esto, la estructura es susceptible de sufrir modificaciones en la fase de ejecución, que obligan a remodelar el proyecto y, por tanto, a rehacer algunos de los cálculos realizados en la fase de análisis estructural.

Aunque no se ha incluido en el esquema anterior, el diseño de muchas estructuras incluye también un componente de optimización en lo referente a materiales y recursos empleados lo que, finalmente, redundará en el ahorro económico.

Análisis Estructural

Se entiende por Análisis Estructural aquella fase del diseño de estructuras en la que se obtienen las variables que caracterizan el comportamiento resistente (esfuerzos internos, tensiones y movimientos) del modelo idealizado o de cálculo de la estructura, sometido a determinadas condiciones de carga.

La fase de análisis estructural también constituye ella misma un proceso, cuyas fases se ilustran en la figura.

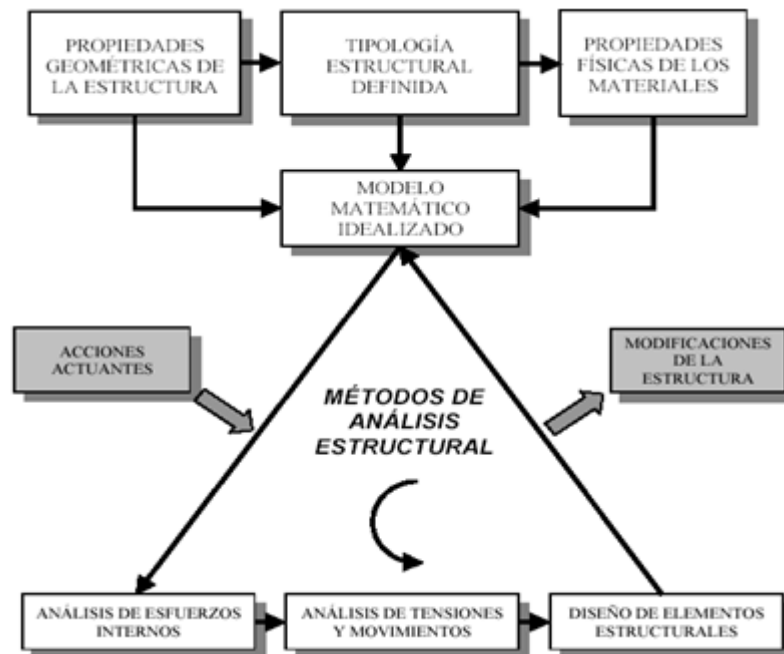


Fig.3.8 La fase de análisis estructural

Imagen tomada por Sriramulu Vinakota

En esta fase, se desea conocer cómo se comportará la estructura diseñada a lo largo de su periodo de existencia; es decir, si será capaz de soportar las cargas a que está sometida y si tendrá o no deformaciones excesivas, etc. En caso de respuesta negativa, se modificarán las premisas de partida, los métodos de cálculo, las propias operaciones, etc. tantas veces como sea necesario antes de proceder a la ejecución material de la estructura.

El análisis estructural tiene diversos aspectos. En primer lugar, la elaboración de un modelo matemático idealizado de la estructura, que debe definirse de forma cualitativa mediante:

- La tipología estructural definida en fases anteriores del proceso de diseño estructural.

- Las propiedades geométricas de la estructura: la incidencia entre los diversos elementos estructurales y su orientación, las coordenadas de los nudos, la situación de los apoyos y su tipo, etc.

- Las propiedades físicas del material del cual se componen los elementos estructurales, tales como el módulo de elasticidad, la densidad, la tensión máxima admisible según la forma prevista de trabajo del material (lineal o no lineal, modelo de grandes o pequeñas deformaciones, etc.), el coeficiente de dilatación térmica, entre otras.

- El modelo idealizado de la estructura más simple y habitual es aquel al que se prestan las estructuras compuestas por elementos resistentes lineales (aquellos en los cuales una de sus dimensiones prevalece sobre las otras dos), que sobre el papel o la pantalla del ordenador adoptan la forma de entramados de barras, también conocidos como estructuras reticulares.

Para su análisis se determinan cuáles serán las acciones (cargas) y otros efectos ambientales (descenso de los apoyos, etc.) que actuarán sobre la estructura a lo largo de su vida útil, así como las posibles combinaciones entre ellas.

Una vez elegido el método de análisis estructural más adecuado, se acomete el cálculo de los esfuerzos internos (axiales, cortantes, flectores, torsores, etc.), tensiones, deformaciones (traducidas en movimientos), para finalizar con el diseño de los elementos estructurales: forma y dimensiones de las secciones transversales, medios de unión entre los elementos estructurales, etc.

Se desprende que el proceso de análisis es cíclico. Según los resultados obtenidos, puede darse la necesidad de modificar el modelo matemático para cumplir con las condiciones de resistencia, rigidez, etc.

impuestas a la estructura y, con ello, variar algunas de las características del modelo estructural real elegido.

Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno se introducen para poder resolver estructuras que no se encuentran completamente definidas. Estas pueden depender de las cargas aplicadas en la estructura o de los movimientos de los nudos. Algunas de estas condiciones de contorno reales se muestran en las figuras.

Uniones viga – pilar en estructuras metálicas: articulada y empotrada.



Fig.3.9 Uniones de vigas y columnas

Imagen tomada por Sriramulu Vinakota

A efectos de modelado las uniones pueden adoptar el aspecto que se presenta en las figuras.

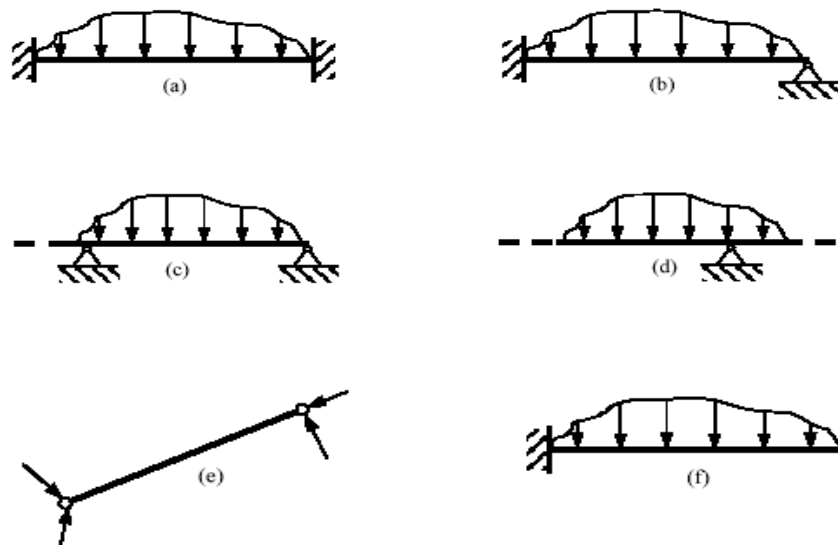


Fig.3.10 Condiciones de contorno de distintas barras

Imagen tomada por Sriramulu Vinakota



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

Las condiciones de apoyo se reflejan en la figura anterior donde se muestran: a) Empotre, b) Empotre y apoyo, c) Continúo con extremo apoyado, d) Continúo con apoyo intermedio, e) Biarticulada, f) En voladizo.



IV. HIPOTESIS

Con el diseño de una edificación vertical de acero según las normas sismorresistentes, mediante un análisis dinámico este preverá la expansión de la oscilación a través de la estructura, evitando daños graves de grado mayor.

PROBLEMATICA

Las infraestructuras actualmente están diseñadas mediante análisis estáticos, los cuales están caracterizados por ser edificios con una respuesta modal inferior, no elementales en la excitación dinámica de la edificación y podría encarecer la obra posterior al sismo.

V. DISEÑO METODOLOGICO

La metodología a utilizar en esta investigación es de carácter cuantitativo debido a que la información que se utiliza es extensa en su dominio pero a su vez se destacan aplican ciertas características del método

El tiempo de ocurrencia de los hechos es **actual** debido a que el estudio se realiza bajo fallas existentes y se diseñará por mecanismos utilizados actualmente.

El estudio de los hechos presenta una secuencia **transversal** debido a que se hace en un periodo corto, en base a hechos referidos en el tiempo presente (actualidad) y no se pretende profundizar demasiado ni tampoco enfocar la investigación a hechos prolongados que permitan extenderse y de esta manera bifurcar la orientación de los objetivos planteados.

El carácter de estudio es del tipo **descriptivo** ya que se desarrolla una representación del fenómeno que se va estudiar.

5.1. Universo

El universo son todas las construcciones de edificios verticales, y la población sería la zona de estudio de la falla y el edificio a analizar, y por último la muestra son las edificaciones de tres niveles.

El tipo de muestra de la investigación es del tipo no probabilísticos ya que no se realizarán encuestas de investigación.

Fuentes primarias:

- ⇒ Entrevista con el Ing. Robert Wood Doc. en Sismorresistencia
- ⇒ Entrevista con el Lic. Mauricio Palacios Sub – Director de la sección de las fallas geológicas de INETER

Fuentes secundarias:

- ⇒ INETER
- ⇒ Visitas a la UNI – RUPAP
- ⇒ Bibliografía
- ⇒ Internet



La recolección de estos datos se realizarán mediante:

- ⇒ Observación en avances
- ⇒ Entrevista a expertos de la materia de sismorresistencia
- ⇒ Análisis documental

Las técnicas para procesar y analizar la información serán por:

- ⇒ Tabulación
- ⇒ Tablas de matrices
- ⇒ Gráficas

VI. RESULTADO DE OBJETIVOS

6.1. Resolución del primer Objetivo

Los terremotos han sido para la humanidad uno de los fenómenos naturales que mayores pérdidas humanas y económicas han generado a través de la historia. La predicción de la ocurrencia de este fenómeno es un área de investigación que aun tiene un largo camino por recorrer para la obtención de aplicaciones prácticas, por ello la súbita y rápida forma de presentación de los terremotos representa una fuerte descarga emocional para el hombre. Dado que la casi totalidad de las muertes ligadas a este fenómeno ocurren por el colapso de las estructuras construidas por el ser humano, la tendencia actual de las sociedades para protegerse consiste en la prevención de sus efectos en la construcción a través del estudio del fenómeno y la elaboración de códigos y normativas que propicien la construcción de mejores estructuras sismorresistentes.

La sismicidad es una realidad en Nicaragua que rebasa el presente siglo y aun mas, todo el periodo poscolonial. Debido a que el fenómeno sísmico está ligado a procesos internos de la tierra de larga duración que implican millones de años, la amenaza sísmica en los territorios ubicados en los bordes tectónicamente activos persistirá a lo largo de muchas generaciones.

Es un hecho que el calor aumenta conforme se penetra hacia las profundidades de la tierra, que exista un gradiente térmico hacia el interior del planeta posibilita que ocurra transporte de masas y formación de celdas conectivas. Debido a esto en el interior de la tierra se dan movimientos lentos de grandes volúmenes de material fundido, esto unido a las fuerzas gravitacionales y de rotación han provocado la ruptura en placas de la envoltura rígida o corteza obligándola a desplazarse e interactuar. Precisamente las zonas de ruptura o fronteras de las placas son reconocidas como los cinturones de gran actividad sísmica y volcánica.

En los puntos de la tierra donde el material fundido se mueve en las direcciones contrarias, es notable el adelgazamiento de la corteza y el magma emerge de esas zonas de rupturas de centenares de kilómetros de longitud llamada dorsales. Este escape de material del interior de la tierra tiene varias

repercusiones, por ejemplo ayuda a aumentar el material constituido de las placas, empuja en sentidos opuestos a las placas contribuyendo al desplazamiento de las mismas, ocasiona vulcanismos genera terremotos y en ocasiones maremotos.

Los fenómenos sísmicos en nuestro país tienen como fuente la interacción de las placas Coco–Caribe, en el fondo marino se produce un choque con la parte continental, dando como resultado el hundimiento del fondo marino. Podemos destacar que ésta es una fuente que puede generar posibles terremotos de gran magnitud del orden de 8.0 en la escala de Richter (escala utilizada para medir la intensidad de los temblores), capaces de causar daño en varias ciudades de modo simultáneo.

El proceso de penetración de la placa Coco bajo la placa Caribe a razón aproximada de 5 a 7 cm./año (Minister and Jordan 1978) genera temblores a partir de unos 10Km de profundidad bajo el manto oceánico frente a la costa del pacífico de Nicaragua y hasta profundidades máximas del orden de 250 Km. bajo la región central del país. Se origina entonces una zona sísmica continua inclinada hacia el noreste que se denomina zona de Wadati – Benioff. Esta se divide en dos segmentos de acuerdo a sus características geométricas e interrelación con la otra placa. A los sismos en estas subzonas se les nombran sismos interplaca y sismos Intraplaca.

Los temblores interplaca ocurren a profundidades entre 15 y 20 Km. dependiendo de la lejanía de la fosa y se deben al acoplamiento entre las placas Coco y Caribe. Las magnitudes máximas varían en diferentes segmentos del borde del pacífico de Nicaragua.

Las fallas en la corteza de la placa Caribe constituye la segunda fuente generadora de sismos en Nicaragua. Tales fallas han sido originadas por movimientos producidos a lo largo de la historia geológica y tectónica del pacífico del país. Dichos movimientos han provocado grandes esfuerzos compresivos y tensionales, que han logrado que en la corteza se formen fracturas y fallas.

Se conoce que como resultado de la convergencia de las placas Coco y Caribe, esta última está sometida a continuos esfuerzos de compresión,

la placa resiste y se deforma acumulándose energía que será liberada cuando cualquiera de los elementos en interacción ceda a los esfuerzos. Siendo las fallas sectores débiles de la corteza, es más probable que una falla ceda a los esfuerzos a lo que está sometida la placa produciéndose el desplazamiento de la falla provocando un movimiento sísmico de poca profundidad que generalmente es muy destructivo y cuyo radio de acción es relativamente pequeño.

Por lo anterior el sistema de fallas que se delimitara el tema es en la ciudad de Managua dentro de la zona 6 que es considerado la fuente sísmica de particular interés en este estudio.

La ciudad de Managua está limitada por el lago Xolotlan hacia el norte y por la sierras de mateare al oeste, hacia el sur por las sierras de Managua en la meseta de Carazo y hacia el este por la planicie de la depresión de Nicaragua, la cual continua hacia la ciudad de Tipitapa, la cual continua hacia la ciudad de Tipitapa a 20Km en donde contiene un sin número de falla geológicas a lo largo de Managua.

Managua se ubica dentro de una depresión (Graben) cuaternaria de morfología plana o semiplanas que se extiende de suroeste al noreste, con rasgos estructurales particulares, empezando con el desplazamiento del frente volcánico y una serie de fallas y sistema de fallas que enmarcan el área capitalina.

Este graben de aproximadamente 40 kilómetros de ancho, se abre a lo largo de dos zonas distintas de fallamiento normal, denominados: sistema de falla mateare al oeste y el sistema falla las nubes al sur, que parecen estar ligando los dos segmentos separados del frente volcánico; el sistema falla Cofradía marca del límite este del graben. Todas las fallas presentan como promedio de noreste para suroeste por su longitud y desplazamiento.

6.1.1. Fuentes Volcánicas

El conocimiento de las fuentes volcánicas es un factor de consideración ya estos pueden ocasionar liberación de presiones dando como resultado temblores o activación de fallas subsecuentes.

La ciudad de Managua y sus alrededores, se ubica sobre una activa cordillera volcánica cuaternaria, que atraviesa el territorio nacional de sureste a noroeste y representa el límite de una estructura deprimida regional, llamada Depresión de Nicaragua.

El Graben de Managua, de orientación norte-sur, se relaciona probablemente con un desplazamiento dextral de la cadena volcánica, asociados a una estructura más joven, de orientación norte-sur, el Alineamiento volcánica Nejapa-Miraflores, que la limita al oeste. En tanto, al este, está limitada otra estructura, también de orientación norte-sur, el llamado Sistema de Falla Cofradía. Hacia el norte el graben se pierde dentro del Lago de Managua, mientras hacia el sur, su límite se reconoce se encuentra dentro de la caldera del Complejo Volcán Masaya.

Sin embargo no se conoce mucho acerca de la cinemática y de la actividad volcánica que se dio a lugar en los terremotos de 1931 y 1972, por lo que no se dará mucha referencia en esta vinculación.

6.1.2. Estudio del sitio

Lo que se presentará a continuación es el detalle del estudio geológico y geotécnico del sitio en que se realizara la propuesta para considerar los riesgos sísmicos que presenta dicho terreno para el respectivo análisis estructural.

El área de estudio se localiza en el reparto Tiscapa en las inmediaciones del centro comercial Metrocentro exactamente al oeste de la rotonda Rubén Darío contiguo a la gasolinera. El terreno abarca un área de 0.04 hectáreas y en él se proyecta la construcción de un edificio para oficinas.

El presente estudio geológico fue realizado por el centro de investigaciones geocientíficas (CIGEO/UNAN Managua).

El objetivo principal del estudio es evaluar el peligro sísmico del sitio por fallamiento superficial y la zonificación sísmica del mismo especificando el uso de suelo de acuerdo a los parámetros establecidos en la matriz de planeamiento de la ciudad de Managua la cual está determinada por:

- a) Ruptura del terreno debido al fallamiento.
- b) Ocurrencia de otras alteraciones geológicas.

El área presenta un relieve plano en su totalidad con altura aproximada de 120 m.s.n.m aunque un poco al norte hace pequeña pendiente.

6.1.3. Antecedentes del terreno

De los alrededores del área se han realizado varios estudios de peligro sísmico dentro de los cuales se encuentra el estudio geológico por fallamiento superficial de un terreno ubicado dentro de la universidad centroamericana destinado a la ampliación de la biblioteca Jose Coronel Urtecho realizado por Moreno. En el lote los estratos encuentran cortados por la presencia de un paleocauce pero no presentan fallamiento alguno.

En el mismo año Moreno realizó una investigación geológica estructural y de peligro sísmico por fallamiento superficial de un lote de terreno ubicado en los robles propiedad de la corporación médica Los Robles, Managua no encontrando evidencias de falla ni estructuras que estuviesen afectando el terreno de estudio, zonificando el terreno como zona 1 buena apto para la construcción.

Moreno 2004 desarrolló un estudio geológico por fallamiento superficial del terreno de un lote destinado a la construcción del hotel y restaurante contacto, Managua. No encontrando ningún fallamiento en el terreno zonificando como zona 1 buena apto para cualquier construcción.

Rodríguez 2004 realizó un estudio geológico para evaluación de peligro por fallamiento donde se construyó el supermercado la Unión Los Robles. No encontrando evidencias de falla geológica.

En el año 2005, Darce realizó un estudio geológico por fallamiento superficial del terreno destinado a la construcción de un edificio de apartamentos en el reparto San Juan. En este estudio no se encontraron evidencias de la ocurrencia de falla geológica.

Las litologías encontradas en los estudios anteriormente mencionados se pueden correlacionar con el área de estudio es igualmente por la presencia de toba el retiro meteorizada formación san Judas y pómez de apoyeque, en algunos casos.

Como resultado de los estudios realizados cerca de esta área, así como el presente estudio se encuentra libre de fallas, sin ningún desplazamiento en los estratos guía.

6.1.4. Marco geológico estructural Regional

En el área estudio se encuentra de manera cercana a las siguientes fallas: Falla Escuela localizada al sureste del sitio 400 metros aproximadamente al noreste se ubica la falla santa Rosa a 250 metros y al noroeste se ubica la falla chico pelón a 750 metros aproximadamente.

Falla chico pelón

Está fallas ubica al noroeste del área de estudio a 750 metros y fue identificada a raíz de las fracturas del suelo durante el terremoto de 1972. Corre aproximadamente paralela a la zona de falla de Tiscapa a unos ciento metros al sureste de esta. Forma uno de los límites del graben de Tiscapa. Este graben mide 5.6 kilómetros de largo y 250 metros de ancho localizada entre la falla Tiscapa y Chico pelón (Mosser y Riva Palacio 1973). Brown y otros resalta que la falla Chico pelón es una estructura compleja que consiste de tres segmentos mayores mostrando desplazamientos en escalón y una variable consideración el rumbo, tiene una longitud verificada de 4.9 Km. El tipo

de fallamiento es normal y lateral izquierdo y presenta un desplazamiento total de cuatro a cinco metros.

Falla escuela

Esta estructura se localiza al sureste del sitio a 400 metros. El escarpe de la falla corre hacia el noroeste, pasando a través de reparto Guadalupe y Metrocentro y la parte norte del barrio la luz. La orientación de esta falla es N50E, una longitud verificada desde 1.5 Km., con fallamiento normal e inverso, con un desplazamiento total mínimo de seis metros. En dirección descendente al oeste. El más reciente desplazamiento fue con el sismo de 1972.

Falla santa Rosa

Está fallas ubica de manera más cercana al terreno a unos 250 metros de su extremo suroeste de acuerdo al mapa de fallas de Managua, y pasa detrás del actual catedral de Managua en dirección noreste para suroeste. Fue descubierto por Altamirano (2002) y se desconoce el tipo de fallamiento. En el área de estudio no encontraron evidencias de esta fallas ni de ninguna otra ya que en los estratos guías no se observan desplazamiento ni de formación por efecto de falla.

6.1.5. Metodología de trabajo

Para la realización de este estudio se revisaron los trabajos anteriores realizado en la proximidades del área y como base para la localización de la zona de estudio fue el mapa topográfico escala 1:10 000. Este mapa está basado en el sistema progresivo mundial de 1984, configurado de acuerdo al datum horizontal de WGS-84 y al esferoide del W. G. S.-84.

Para la investigación geológica se realizó una trinchera exploratoria atravesando todo el lote con orientación N66E a una profundidad de 3.5 y 26 metros de longitud, que permitió la observación directa de la naturaleza de los estratos, que fueron rigurosamente descritos y documentados en la pared norte de la trinchera, el levantamiento se hizo cada 1m.

La orientación de la trinchera se definió en vista que las fallas más cercana tiene una dirección noreste y la guía técnica de INETER 2004 especifica que la orientación adecuada de una trinchera es transversal a los lineamientos fallas o fracturas.

6.1.6. Geología local y estratigrafía

Estratigrafía local

La estratigrafía se encuentra definida por la presencia del estratos guías toba el retiro y formación san Judas. Los estratos se encuentran sin deformación por efecto de fallas activas relativamente, sin dobladuras, y plegamiento. A continuación se describe la secuencia estratigráfica del subsuelo.

Material de relleno: este depósito se encuentra formando los primeros 1.75 metros de espesor y se observa en toda la trinchera en dirección noreste en parte está cubierto por material orgánico. Es subsuelo de color café claro constituido por escombros, fragmentos de pómez y relictos de toba. Además se pueden optar la presencia de bolsas plásticas dentro de suelo. No lógicamente es subsuelo trabajado guías bien compacta.

Suelo fósil tobaceo: este suelo es de color café oscuro su espesor permanece casi constante de 1.20 metros a 1.5 metros de los primeros diez metros de exploración en dirección noreste hasta alcanzar espesor menores de 0.5 metros. El suelo es poco compacta, granulometría de fina a media. Dentro de suelo se pueden observar fragmentos de toba meteorizada de 1 - 2 cm. de diámetro.

Toba El Retiro: con espesor que varía entre 0.24 metros a 0.59 metros en dirección noreste. Se encuentra intensamente en meteorizada evidencia por el color amarillento. Moderadamente consolidadas y permanece casi constante aunque en los 2 y 3 segmentos no se encuentra bien definida producto de la intensa meteorización pero se observaron fragmentos de la roca dentro de suelo. A partir de nivel cuatro se mira bien claro la toba el retiro hasta los 17 metros.

Suelo fósil Hfs - 2: éste suelo es de color café oscuro con espesor que varía desde 18 cm. a 30 cm. de grano fino al medio es poco compacta y se mantiene constante en toda la trinchera.

Formación san Judas: es un depósito de material de caída caracterizado por la alternancia de capas delgadas de toba bien compacta, escorias, tamaño lapilli, arena y ceniza suelta. Permanece constante en los 26 metros de exploración con espesor es que varía en de ocho cm. a 25 cm.

Suelo fósil (Hfs - 1): este suelo es de color café oscuro y permanece casi constante en toda la trinchera, tiene un espesor que varía desde 10 cm. a 50 cm. es poco compacto de grano fino tamaño limo.

Pómez de apoyeque: este depósito es material de caída y se encuentra en la base la trinchera de exploración, con espesor variable que varía desde 10 cm. a 22 cm. aunque el espesor real no se pudo medir debido la profundidad de la trinchera que son 3 metros.

6.1.7. Zonificación Sísmica del Terreno

De acuerdo a la guía técnica para la elaboración de estudios geológicos por fallamiento superficial y obtención del aval correspondiente en la ciudad de Managua y sus alrededores, editada por el instituto nicaragüense de estudios territoriales INETER se obtuvo como resultado final del presente trabajo la siguiente zonificación sísmica: zona 1 buena y zona indefinida las que se pueden observar en el plano de zonificación sísmica a escala 1: 200.

Zona 1 buena

El terreno se encuentra libre de fallas y otras perturbaciones geológicas, no hay rupturas por fallamiento y fracturas en los estratos observados dentro de las zanjas.

El estrato guía de toba el retiro no se observa bien definido en algunos niveles producto de la intensa meteorización pero los estratos de la formación San Judas se encuentra bien claro, fácilmente de edificar, sin deformación por efecto de fallas activas y plegamiento.

En esta zona se permite hacer uso del terreno para todo tipo de edificación, sin embargo para la cimentación de estructuras livianas o estructuras críticas se deberá hacer estudios de mecánica de suelo que se presentaran a continuación para conocer la capacidad de soporte de suelo efecto del sitio para conocer el comportamiento del mismo ante la onda sísmica que lo atraviesa tomando en cuenta las cercanías de las falla santa Rosa.

Zona indefinida

Se aplica a los terrenos adyacentes al terreno a los que no alcanzó estos estudios geológicos del riesgo sísmico.

6.1.8. Conclusiones del estudio del sitio

El área estudio está formada por una lito estratigrafía de material que es de origen volcánico tipo depósito de caída intercalados con suelo fósil y material de relleno.

El terreno se encuentra libre de fallas u otras perturbaciones geológicas mayores. No se observan desplazamiento horizontal en los estratos de la formación el retiro y san Judas que sirven como estratos guías para la detección de fallamiento superficial para esta zona específica. Por lo que se clasifican como zona 1 buena.

La falla santa Rosa que se ubica a 250 metros al noroeste del sitio no tiene ninguna influencia sobre el terreno en estudio. No se encontraron evidencias de fallamiento de los estratos observados dentro de la trinchera de exploración.

6.1.9. Aceleraciones en el Terreno

Para el cálculo de las aceleraciones del suelo sea utilizaron un modelo ajustado para Nicaragua por INETER, considerando fallas locales, con focos someros de 10 kilómetros de profundidad.

Se recomienda. Diseñar las construcciones con aceleraciones entre 0.205 a 0.4 g, con la que la probabilidad de aceleraciones mayores es muy baja.

Se concluye que el riesgo sísmico por fallamiento superficial es normal, considerando las cercanías del lote a una zona de fallas activas, con probabilidades de fuertes aceleraciones al momento de un sismo.

Se hace necesario atender las normas sísmicas vigentes en el reglamento nacional de la construcción.

6.1.10. Consideraciones Geotécnicas

La sutura del suelo, tanto en el lote como los sitios vecinos investigados indican que se trata de un conjunto de capas de las cuales la más superficial es de alrededor de un metro espesor están caracterizadas por su oposición suelta y meteorizada, con valores de soporte medios.

A partir de la profundidad de un metro se encuentran los horizontes que pueden ser definidos como roca con valores de soporte más consistentes, incluyendo a mayor profundidad la cual es alrededor de seis metros medidos desde la superficie natural actual, la presencia de formación de sierras con rocas muy consistentes contraparte del código de la construcción de Nicaragua clasifica el suelo del lote como suelo medio y en diferentes referencias esto se clasifican como suelo de capacidad media a compacta.

Las capas superiores de suelo hasta un metro profundidad presentan comportamiento sueltos, con consistencia de muy blanda a blanda y versión admisible de contacto menor a 0.7 kilogramos sobre cm^2 con excepción del sector de la construcción actual en donde por razones de corte del terreno está expuesto a una capa de arena gravelítica con consistencia dura y versión admisible de contacto de alrededor de 1 a 1.5 kilogramos sobre cm^2 .

Las capas inferiores de arena limosa compacta y del limo arenoso, de color pardo rojizo, hasta la profundidad de la investigación presentan comportamiento con consistencia creciente de consistente a dura y presión

admisibles de contacto de 1.4 kilogramos sobre cm^2 y superiores de hasta dos kilogramos sobre cm^2 .

6.2. Resolución del Segundo Objetivo

6.2.1. Interacción Suelo-Estructura

El movimiento de la superficie del terreno durante un sismo es un dato de gran interés a la hora de proyectar estructuras que hayan de soportar tal sismo. Hoy es difícil predecir con alguna precisión el movimiento sísmico esperado; se puede únicamente adelantar algunas características típicas de ese movimiento.

El primer paso que parece lógico dar, para iniciar el estudio del movimiento de la superficie del terreno durante los sismos, sería el análisis de los movimientos ocurridos en el pasado interpretados a la luz de una teoría suficientemente aproximada del fenómeno de propagación de ondas, que en este caso se basara en el terremoto de 1972.

La respuesta sísmica está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan a la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho que no se tome la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacentes en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por las razones anotadas es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo- estructura en el análisis sísmico de la edificación.

Dependiendo de las características de la estructura, de su cimentación y del suelo subyacente, la respuesta de la estructura ante sollicitaciones estáticas verticales y dinámicas puede variar con respecto al estimativo que se realiza sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura en los siguientes aspectos:

- La presencia de suelos blandos y comprensibles en la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de cargas verticales como de fuerzas horizontales.
 - Variaciones en los periodos de vibración de la edificación.
 - Aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo.
 - Aumento de las derivas de la estructura ante solicitaciones sísmicas.
 - Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistemas de apoyo en la cimentación diferentes como puede ser el caso combinación de pórticos y muros estructurales.

Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura, la cimentación y el suelo, a niveles compatibles con las deformaciones esperadas. En los modelos estructurales utilizados en el análisis de la estructura deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación, consistencia con las rigideces supuestas para obtener la respuesta de la estructura teniendo en cuenta los efectos suelo estructura.

El modelo matemático empleado debe utilizarse en la evaluación de las características propias de la respuesta de la estructura ante las diferentes solicitaciones. La distribución de las fuerzas internas de la estructura que se utilice en el diseño de la misma debe ser la que se obtiene a través del análisis que incluye los efectos de interacción suelo-estructura.

En 1997 se realizó un proyecto de microzonificación en la ciudad de Managua patrocinado por **CEPREDENAC** llevado a cabo en la Central Sísmica de nuestro Instituto (**INETER**). Con el objetivo de realizar una evaluación de la repuesta de sitio para lugares escogidos de la ciudad de Managua. El término de repuesta del sitio, comprende los efectos que las diversas propiedades físicas del suelo (geometría de los estratos sedimentarios, densidad, velocidad de corte, módulos elásticos, etc.) utilizando el modelo matemático de Nakamura. Los datos recopilados fueron extraídos mediante acelerogramas

en donde se obtuvo las variaciones en las propiedades físicas de los sitios que escogieron a lo largo de Managua, la cual existe un cambio de transmisión de las ondas sísmicas particularmente en la atenuación o amplificación de la amplitud en función de la frecuencia.

Los acelerogramas son leyes de evolución temporal de la aceleración que resultan bastante complejas. La visión directa de un acelerograma permite deducir directamente cuál ha sido la duración de la fase fuerte del sismo (por encima de cierto umbral de aceleración) o cuál fue la máxima aceleración, pero no permite, al menos de una forma sencilla, deducir otros parámetros de interés en lo relativo a los efectos que ese mismo tuvo sobre las estructuras.

Cuando un sismo mueve esta estructura en sólo una dirección horizontal, precisamente esa en la que están situados el muelle y el amortiguador y suponiendo que el suelo no se deforma por mover a la estructura, entonces se podría calcular el movimiento de la masa M en función del acelerograma del sismo $U(t)$.

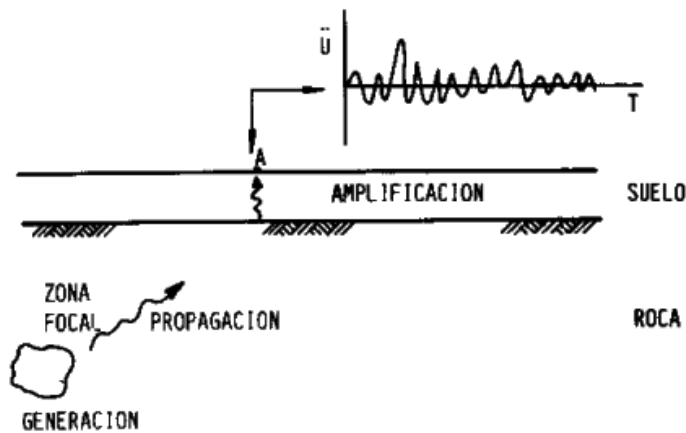


Fig.6.2.1 Aceleración del sismo con respecto al tiempo $U(t)$

Imagen tomada del Seismic Design Handbook

En efecto, la ecuación básica de la dinámica permite escribir:

$$M \cdot (\ddot{x} + \ddot{u}(t)) + C \cdot \dot{x} + K \cdot x = 0 \quad \text{Ecuación 6.2.1}$$

En esta ecuación, la variable y y sus derivadas respecto al tiempo t y x miden el desplazamiento, la velocidad y la aceleración de la masa M

respecto al terreno; definen el movimiento relativo. La suma $\ddot{X} + \ddot{U}(t)$ sería la aceleración absoluta de dicha masa.

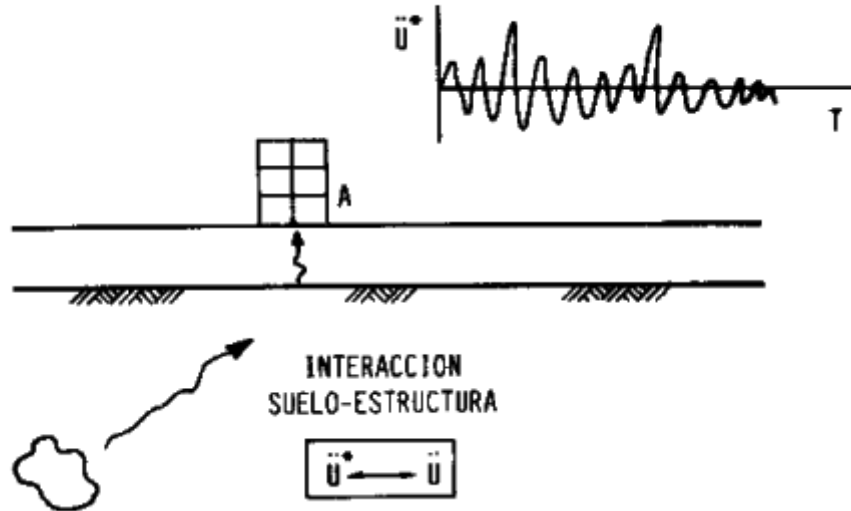


Fig.6.2.2 Entrada del sismo en la base de la estructura (\ddot{U})

Imagen tomada del Seismic Design Handbook

Tres tipos básicos de las ondas elásticas componen la agitación que se siente y causa daños en un terremoto. Estas ondas son similares en muchas e importantes formas de las ondas del sonido, el agua, y la gelatina. De los tres, sólo dos se propagan dentro de un cuerpo de roca sólida.

El más rápido de estas ondas es llamada la primaria o la onda P. Su movimiento es el misma que la de una onda sonora se extiende, que empuja alternativamente (comprime) y tira (dilata) la roca. Estas ondas P, al igual que las ondas sonoras, son capaces para viajar a través de roca sólida, como montañas de granito, material y líquidos, tales como magma volcánico o el agua de los océanos.

La ola más lento a través del cuerpo de la roca es La llamada onda secundaria o S. Como una onda S Propaga, cizallas las rocas de lado a la derecha Perpendicular a la dirección de viaje (véase la figura 1 -12). Así, en la superficie del suelo puede ondas S Producen tanto vertical como horizontal de las mociones.

Las ondas S no pueden propagarse en el líquido es decir partes de la Tierra, como los océanos y su amplitud se reduce significativamente en el suelo licuado. Esta onda S es más efectiva en dañar las estructuras.

La velocidad real de P y S ondas sísmicas depende de la densidad y las propiedades elásticas de Las rocas y el suelo a través de los cuales pasan.

Los requerimientos de diseño convencionales requieren que la estructura resista los sismos a través de la combinación de fuerza, deformación y absorción de energía.

Una alternativa para la mitigación de los efectos de los sismos es la consideración de la distribución de energía dentro de la estructura. Durante un sismo una cantidad finita de energía es introducida a la estructura. Esta energía de entrada es transformada en energía cinética y potencial la cual debe ser absorbida o disipada en forma de calor. Si no existiera amortiguamiento las vibraciones pueden existir infinitamente. Existe un nivel de amortiguamiento inherente de la estructura que reduce la amplitud de la vibración.

6.2.2. Respuesta de las estructuras

La base de un edificio tiende a seguir el movimiento del suelo producido por las ondas sísmicas, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que pueden poner en grave peligro la seguridad de la estructura. Dada la irregularidad del movimiento del suelo y la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, se hacen necesarias grandes simplificaciones para poder abordar el análisis estructural de las mismas.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma muy distinta a la del suelo sobre el que se sustenta. Las fuerzas que se inducen en la estructura no sólo son función del movimiento del suelo, sino que dependen, de forma muy importante, de las propiedades dinámicas de la propia estructura. Así, las fuerzas de inercia son proporcionales, por un lado, a la masa del edificio, y por otro, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar. Una

aproximación a la respuesta sísmica de una estructura la proporciona un sistema simple de un solo grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento. Este sistema se caracteriza por su período natural de vibración, que es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la masa y la rigidez en donde se ocupara en el análisis dinámico (IV objetivo).

Los movimientos del suelo son amplificados de una forma muy importante por la vibración de la estructura, de forma que las aceleraciones que se presentan en ésta pueden ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación dependerá del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el período de la estructura y el período dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos, con predominio de las ondas de período corto, resultan mucho más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Contrariamente, cuando el movimiento del terreno es lento, con períodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se producen las mayores amplificaciones de las vibraciones y donde se generan las aceleraciones más altas y las fuerzas de inercia mayores.

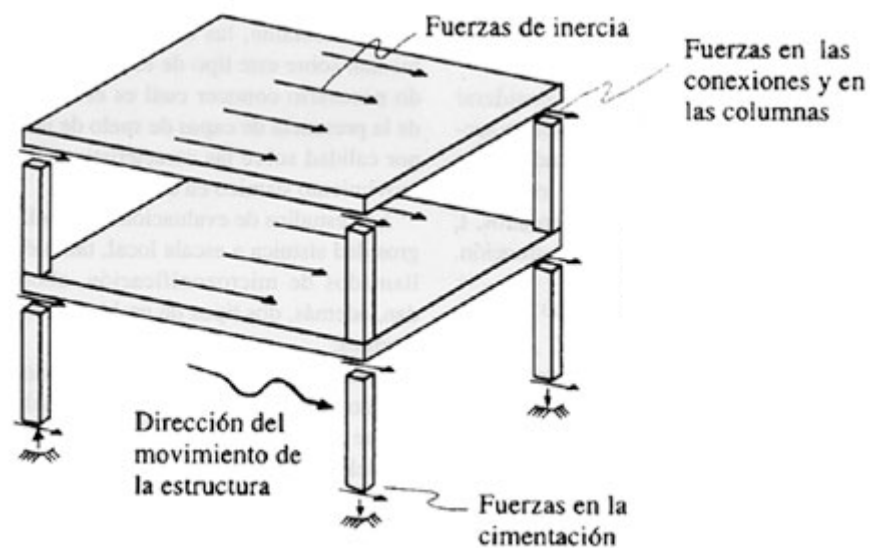


Fig.6.2.3 Respuesta del edificio ante el sismo

Imagen tomada del Seismic Design Handbook

Las fuerzas de inercia, que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio, se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la propia configuración

estructural de aquél. Estas fuerzas pueden generar grandes fatigas y deformaciones que pongan en peligro la estabilidad de la construcción.

Las características esenciales de la respuesta de un edificio se pueden llegar a estimar, con una precisión aceptable, al modelar la estructura mediante un sistema simple de un solo grado de libertad con un periodo de vibración igual al fundamental de la estructural.

Por otro lado, y a medida que la intensidad de las vibraciones inducidas por el sismo aumenta, el comportamiento de la estructura deja de ser lineal, y al entrar los materiales en su fase de fluencia la rigidez tiende a disminuir, activándose por el contrario nuevas fuentes de amortiguamiento, mucho mayores que las que presentaba la estructura en su etapa de comportamiento lineal, por lo que se considera el sismo mayor en los niveles superiores del edificio.

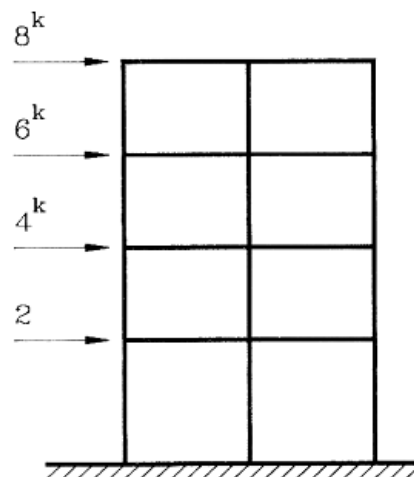


Fig.6.2.4 El sismo aumenta en cada nivel de la estructura

La disipación de energía debida al comportamiento no lineal de la estructura se relaciona con una propiedad física llamada ductilidad, que se refiere a la capacidad de los materiales y de la estructura para mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a las que corresponderían a su límite elástico, momento en el que se inicia la fase de fluencia del material.

La ductilidad es una propiedad sumamente importante en una estructura sometida a los efectos del sismo, ya que elimina o reduce en gran medida, la posibilidad de un fallo súbito de tipo frágil, poniendo además en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

Las estructuras bien diseñadas y construidas deben ser capaces de absorber y disipar la energía, y de sufrir un daño mínimo durante terremotos moderados y daños limitados y controlados durante terremotos fuertes.

El comportamiento no lineal de la estructura está generalmente asociado a un cierto tipo de daño, inicialmente sólo en los elementos no estructurales y después también en la propia estructura. También, por otro lado, la simulación numérica del proceso de deterioro de las estructuras durante la acción sísmica es realmente complicada, y requiere la utilización de procedimientos muy sofisticados de cálculo no lineal.

La descripción más simple que se puede dar del comportamiento no lineal de una estructura, puede ser mediante la relación existente entre la carga lateral total aplicada, es decir la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en el piso superior del edificio.

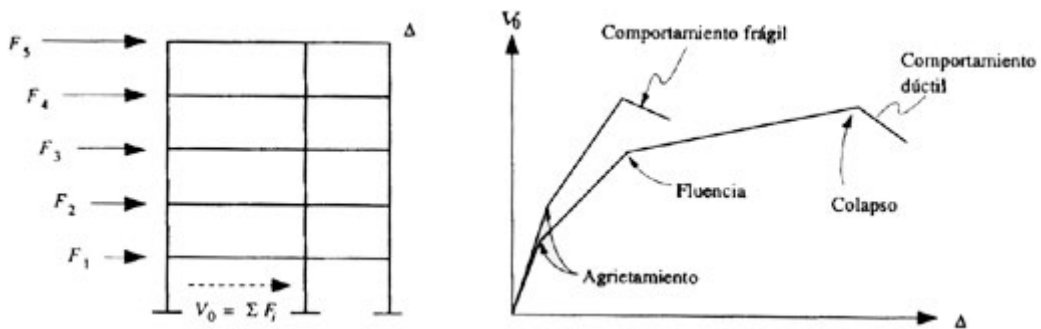


Fig.6.2.5 Comparación en comportamiento frágil y dúctil

Imagen tomada del Seismic Design Handbook

En la fig.6.2.5 una de las curvas del diagrama corresponde a una estructura con ductilidad considerable, y la otra manifiesta un comportamiento frágil. Se observan también en las curvas, los puntos o estados de carga en que la rigidez cambiaría drásticamente, y que corresponden a cambios importantes de comportamiento, como la iniciación del agrietamiento de la estructura, la primera fluencia de un elemento estructural, y la pérdida de capacidad de carga que marca el inicio del colapso.

De todo lo anterior puede deducirse que es posible dar a una estructura una seguridad adecuada contra el colapso, con una resistencia elevada aunque no se cuente con mucha ductilidad, o con una resistencia mucho menor siempre que se proporcione a la estructura una gran capacidad

de deformación inelástica o ductilidad. De esta segunda manera se aprovecha el nuevo amortiguamiento inelástico para disipar una parte muy importante de la energía introducida por el sismo.

Las ondas se propagan y van pasando las diferentes capas del suelo, cuando llegan a la capa de roca se pueden producir fenómenos que las hacen más fuertes. Para entender dichos fenómenos primero hay que tener presente que todos los materiales vibran a una determinada frecuencia, esto quiere decir que hay un punto en el que un cuerpo al ser sometido a una fuerza externa vibra. Cuando una onda que interactúa con un material lleva de antemano esa frecuencia, hace que el material vibre fuertemente ya que toda la energía de la onda es absorbida por el material. Esto se conoce como el fenómeno de resonancia.

Todo el fenómeno de la propagación de las ondas se traduce en el rigor con el que se presenta un sismo que se ha generado a partir de estas. Para establecer la medición de la severidad con la que se ha presentado un sismo se utilizan dos parámetros: la magnitud y la intensidad.

6.2.3. Sismo de diseño

Conociendo el comportamiento del movimiento de las placas tectónicas que originan los sismos en una localidad, así como los estudios de liberación de energía producida durante un evento sísmico, los especialistas pueden estimar el mayor sismo probable que podría ocurrir en dicha localidad, realizando estimaciones en sentido estadístico de los niveles de movimiento sísmico ocurridos en periodos de tiempo determinado.

Para el caso particular de Managua es de mucha importancia el análisis y estudio del sistema de fallas locales sobre el graben en el que se asienta dicha ciudad.

Es importante comprender que la carga sísmica es capaz de generar grandes esfuerzos y deformaciones en la estructura principal de una determinada edificación, sin embargo la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico dentro de la vida útil de la estructura es muy baja. En orden a satisfacer efectivamente esta combinación de carga extrema y baja

probabilidad, usualmente es adoptada una estrategia basada en el criterio de diseño dual (Clough y Penzien, 1978):

- Un sismo moderado, el cual razonablemente puede ser esperado en el sitio de construcción durante la vida útil de la estructura, es tomado como la base del diseño. La edificación debe ser capaz de resistir esta intensidad de movimiento sin sufrir daños significativos en su estructura principal.
- El sismo más severo que probablemente podría ocurrir en el sitio de construcción, el cual debe ser aplicado como una prueba de seguridad estructural, en donde la edificación puede sufrir daños estructurales significativos pero evitando el colapso y por tanto la pérdida de vidas.

Esta estrategia es empleada en el presente estudio para el análisis del sismo de diseño cuyas características principales son la magnitud, frecuencia y duración, procediendo a definir ahora tales parámetros.

Estimación de magnitud

Se ha recopilado información sobre la historia de sismos locales ocurridos en la ciudad de Managua, la cual puede observarse en la tabla 6.2.6

Tabla.6.2.1 Historia de los sismos locales ocurridos en la ciudad de Managua

Año	Magnitud Estimada
1876	5.30 – 5.99
1907	5.30 – 5.99
1928	5.30 – 5.99
1931	5.60
1968	4.60
1972	4.20
1972	6.20

Estimación de duración

Se emplea una duración de 16 segundos, correspondiente a la duración del movimiento sísmico ocurrido en la ciudad de Managua en el año de 1972.

Estimación de aceleraciones

Para la estimación de la aceleraciones del sitio se deberá tomar en cuenta todos los estudios de suelo y registros acelerografico elaborados cercanos al sitio de construcción.

A continuación se reflejara los sondeos realizados en la ciudad de Managua en la Figura 6.2.6 (Facultad de tecnología de la construcción, “Microzonificación sísmica de la ciudad de Managua”) en donde se alcanzara el análisis estipulado para el sitio, dando valores a la aceleración del sitio de acuerdo al más cercano de los sondeos.

Según nuestro sitio de estudio se basara en el sondeo F14 con una aceleración de **$A_0 = 0.297g$** .

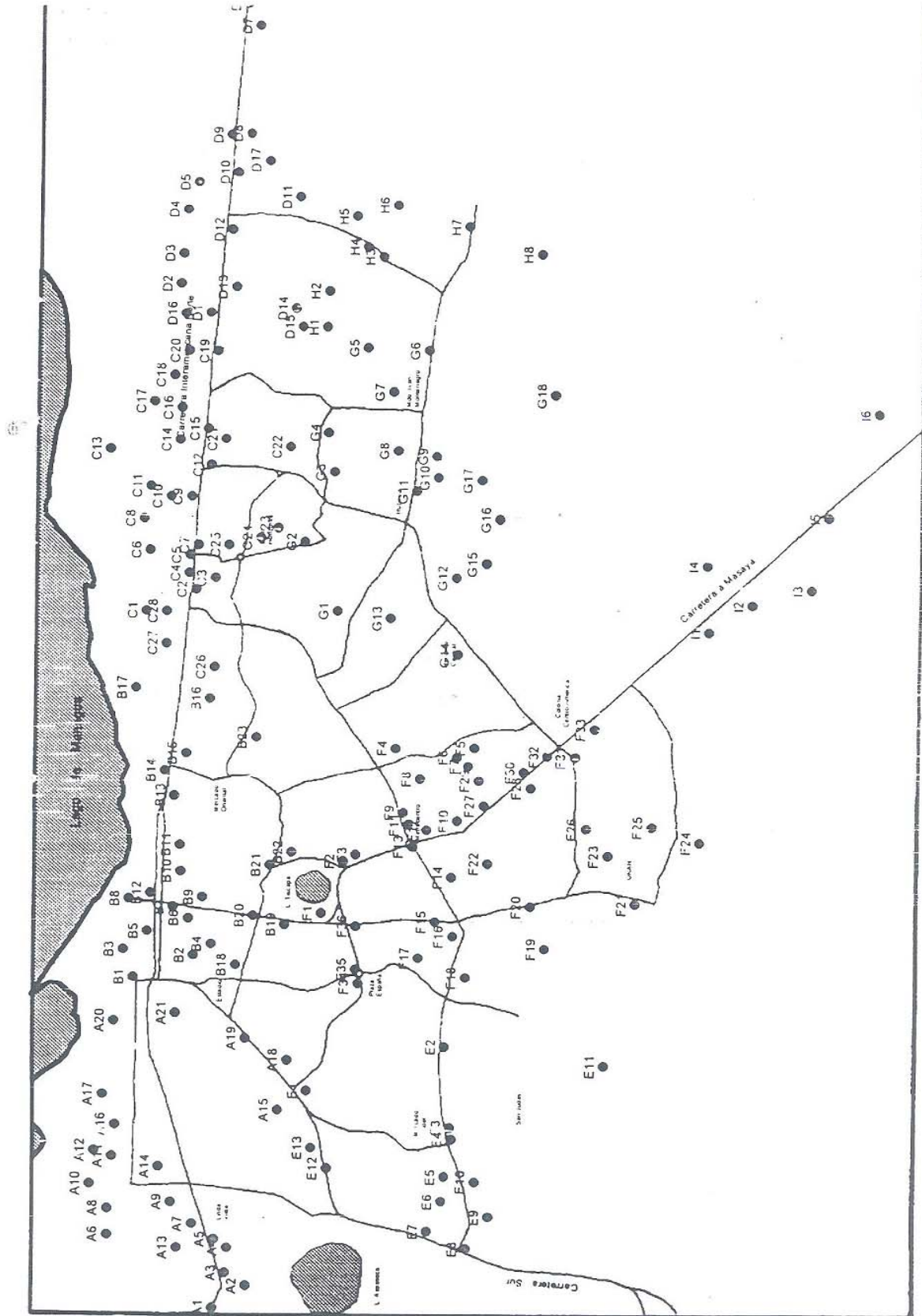


Fig.6.2.6 Sondeos realizados en la ciudad de Managua

Imagen tomada de Microzonificación de Managua

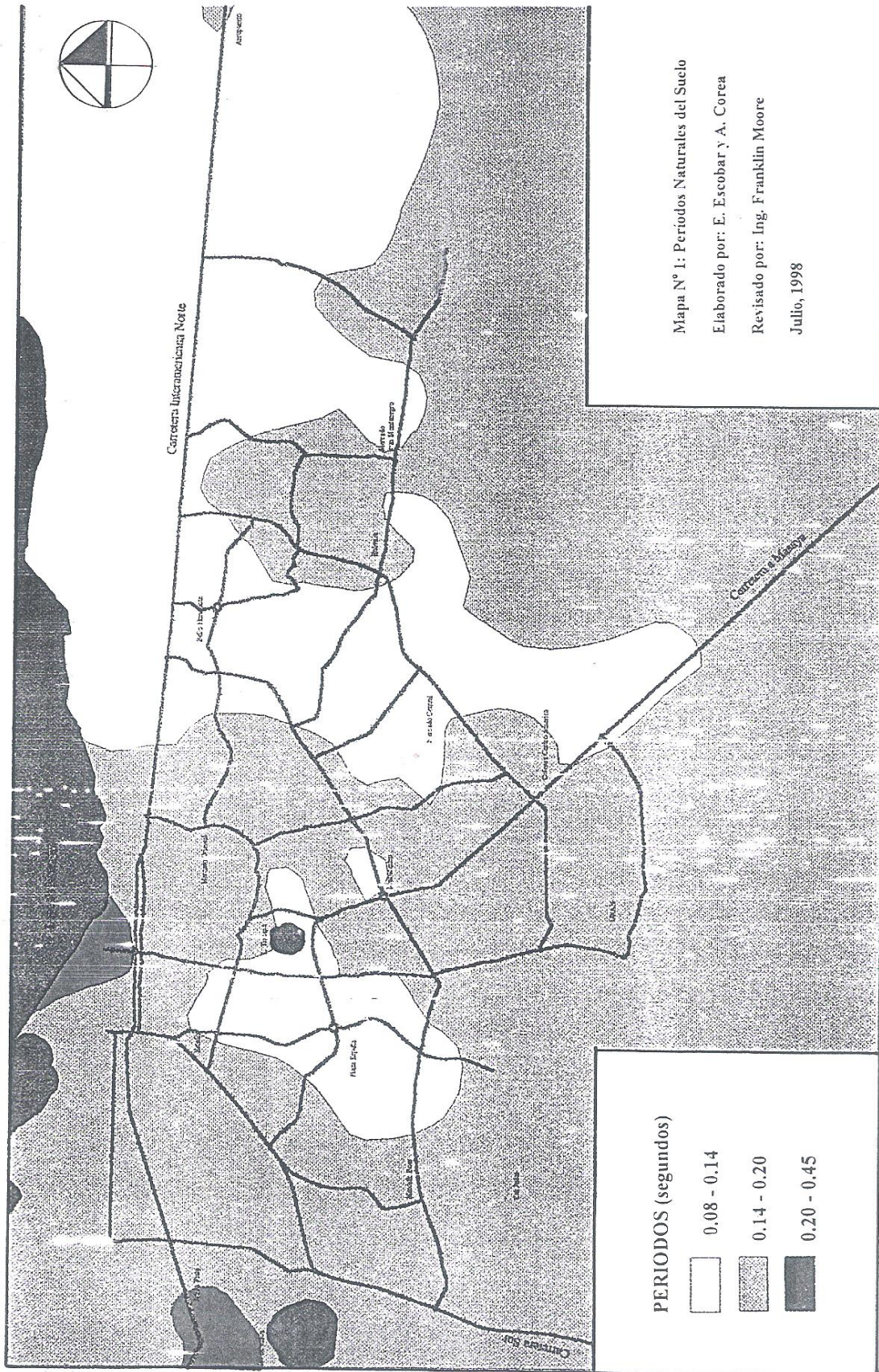


Fig.6.2.7 Periodo natural del suelo según estudio de sondeos

Imagen tomada de Microzonificación de Managua

“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Fig.6.2.8 Aceleraciones máximas en superficie del suelo según estudios de sondeos

Imagen tomada de Microzonificación de Managua

“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Fig.6.2.9 Aceleraciones máximas del subsuelo según estudios de sondeos

Imagen tomada de Microzonificación de Managua

“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Fig.6.2.10 Amplificaciones máximas según estudio de sondeos

Imagen tomada de Microzonificación de Managua

6.3. Resolución del Objetivo III

Se realizara un análisis y diseño estructural que constituirá en base de los códigos de sismo resistencia de los edificios de acero, provisiones sísmicas del AISC y se detallara la configuración según la asociación de ingenieros estructurales de California (SEAO).

El objetivo del diseño es la prevención de colapsos que podría ocurrir en el sitio del edificio debido a un factor externo tales como la de un terremoto. Para que esto ocurra la edificación entera se deberá evaluar por su deformación inelástica la cual dependerá del factor de ductilidad por la cual se le aplicara tensores en los marcos para evitar el movimiento vibratorio.

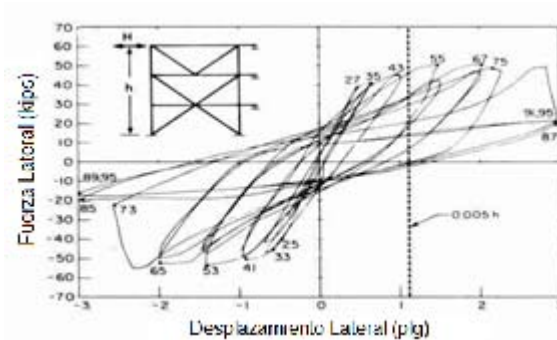


Fig.6.3.1 Comportamiento más dúctil

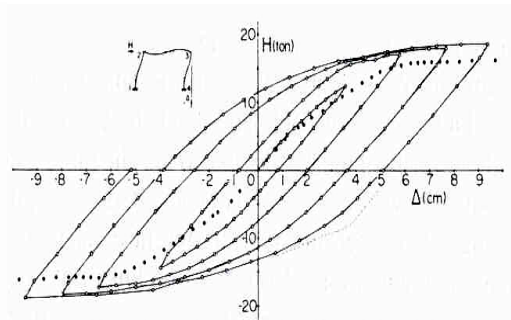


Fig.6.3.2 Comportamiento menos dúctil

Imagen tomada de Seismic Design Handbook

Para las cargas laterales se ocupara el diseño mínimo para las cargas del edificio según el ASCE-7 (véase bibliografía) y para detalles de ductibilidad se ocupara las provisiones sísmicas para estructuras de edificios de acero (AISC).

6.3.1. Configuración de la estructura

El edificio será de ocupación de oficinas con un espacio de 0.04 hectáreas. Poseerá una crujía de 59.04' y una bahía de 65.6' con una altura de entrepiso de 10'-9'.

El plan de posición de marcos estará constituido por la dirección del eje fuerte en el extremo de mayor longitud con vigas y columnas de tipo H con viguetas de cercha.

6.3.2. Análisis Sísmico de la Estructura

Para realizar dicho análisis se iniciara con el valor de la fuerza lateral total de diseño que provoca un sismo y estará en dependencia del coeficiente sísmico y el peso total de la estructura.

$$V = C_s W \quad \text{Ecuación 6.3.1}$$

El coeficiente sísmico es el limitante de carga que se le someterá al edificio según el riesgo próximo a una falla y de su respuesta a dicho movimiento en caso de su ocupación. Para conocer nuestro coeficiente final debemos establecer limitantes entre coeficiente máximo y mínimo.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)} \leq \frac{S_{D1}}{T(R/I)} \quad \text{Ecuación 6.3.2}$$

Para obtener el coeficiente sísmico mínimo se debe de conocer la respuesta de aceleración espectral máxima al igual que el factor de importancia del edificio al igual que su respuesta ante un sismo.

Para obtener la respuesta de aceleración espectral máxima se debe de tener el diseño de respuesta espectral que se obtiene por el terreno de la localidad del sitio la cual en este caso se sitúa en el **F14** según el trabajo investigativo de la microzonificación sísmica de la ciudad de Managua de la universidad nacional de ingeniería y que tiene como periodo natural 0.18s, aceleración máxima 0.297 – 0.539(fracciones g), amplificación máxima 2.52 - 2.33, y frecuencia 18.13 – 9.75.

Por tanto nuestra respuesta espectral se asumirá de para periodo corto 0.297 y 0.539 para periodo normal.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \quad \text{Ecuación 6.3.3}$$

Para encontrar nuestro diseño de aceleración de respuesta espectral necesitamos el coeficiente de aceleración basado en el sitio, es decir el tipo de suelo (F_a para mínimo y F_v para máximo) con la cual lo conseguimos con la tabla 6.3.1

Perfiles de suelo definidos por el FEMA 302 (véase bibliografía)

A= material rocoso donde las ondas de corte se propagan a velocidades mayores de 5000 pies por segundo.

B= material rocoso donde las ondas de corte se propagan a velocidades mayores de 2500 pies por segundo y menores de 5000 pies por segundo.

C= Suelo muy denso con roca suave donde las ondas de corte se propagan a velocidades 1200 pies por segundo.

D= Suelo rígido a mas de 200 pies de profundidad donde las ondas de corte se propagan a velocidades de 600 pies por segundo.

E= Suelo blando con 10 pies de arcilla donde las ondas de corte se propagan a velocidades menores de 600 pies por segundo.

F= Estos suelos requieren evaluaciones específicas en el sitio debido a que poseen un alto nivel de plasticidad con posibilidades de fallas o colapso por movimiento sísmico o licuefacción.

Tabla 6.3.1 Valores del F_a en función del sitio del lugar y frecuencia de cortos periodos considerados en la aceleración espectral del sismo. FEMA 303

Clase del Sitio	Valores Maximos Considerado en la Respuesta Espectral de un Sismo con Aceleraciones de Corto Periodo				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	<i>a</i>
F	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>

Tabla 6.3.2 Valores del F_a en función del sitio del lugar y frecuencia de periodos de un segundo considerados en la aceleración espectral de sismo. FEMA 303

Clase del Sitio	Valores Maximos en la Respuesta Espectral del Sismo con Aceleraciones de un Segundo de Periodo				
	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	<i>a</i>
F	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>

Clasificaremos el tipo de suelo como clase D por ser suelos rígidos dado por los estudios realizados por el **CIGEO** (Centro de Investigaciones Geocientíficas).

Por lo tanto tendremos un coeficiente de aceleración basado en el sitio de periodo corto de 1.6 y de periodo normal de 1.5.

Por medio de las ecuaciones tenemos una respuesta de aceleración espectral máxima de $S_{DS} = 0.3168$

El edificio se encontrará en el grupo II (según el **FEMA 302**) ya que es una facilidad esencial de conglomerado de personas de aproximadamente 300 ocupantes. Por tanto tiene un factor de importancia de 1.25 según tabla 1.4 del **ASCE**.

Tabla 6.3.3 Factores según la importancia de la función del edificio. FEMA 303

Factor de Grupo Sísmico	<i>I</i>
I	1.0
II	1.25
III	1.5

Para la modificación de respuesta según la estructura tenemos $R = 8$ debido a que el edificio contendrá marcos de resistencia para momentos tales como los tensores (**SMF** según el **ASCE7**).

Por tanto nuestro coeficiente sísmico será de 0.0495 para aceleraciones de corto periodo.

A los coeficientes mínimos y máximos se le aplican una reducción según el ASCE-7 mediante la fórmula:

$$C_s \text{ min} = 0.0495 * I * SDS \quad \text{Ecuación 6.3.4}$$

Por lo cual el coeficiente mínimo se reduce a 0.0196.

Para calcular el coeficiente sísmico para aceleraciones de periodo normal o máximo se debe de tener en cuenta el periodo fundamental del edificio (T), la respuesta espectral, factor de importancia del edificio y la modificación de respuesta de la estructura.

Para calcular el periodo fundamental del edificio se debe de tener el coeficiente de uniformidad que se muestra por la forma del edificio que es 1.7 según el ASCE por el periodo fundamental próximo del edificio.

$$T = C_u * T_a \quad \text{Ecuación 6.3.5}$$

El periodo próximo del edificio se calcula mediante el coeficiente del periodo del edificio la cual es 0.02 a la $\frac{3}{4}$ de la altura de la base al nivel máximo del edificio que es 39 pies.

$$T_a = C_T * h_n^{3/4} \quad \text{Ecuación 6.3.6}$$

Una vez obtenido el periodo fundamental del edificio incluimos valores en la fórmula del coeficiente máximo.

$$C_s \text{ max} = SD1 / T (R / I) \quad \text{Ecuación 6.3.7}$$

Debido a que Managua presenta un nivel de riesgo alto en lo que se refiere a la actividad sísmica elegiremos el coeficiente sísmico máximo para el cálculo de la fuerza lateral del sismo ejercida en el edificio.

6.3.3. Análisis de cargas

Para el análisis de cargas se tendrá en cuenta todos los pesos que soportará el edificio en los diferentes niveles o áreas aferentes de la estructura. Esto pesos son tomados por el reglamento nacional de la construcción.

Se presentan primero las cargas muertas que poseerá la columna de los pisos tales como la densidad del concreto, elementos mecánicos, electricidad, tuberías, cielo raso la cual esto será asumido por las viguetas y posteriormente esto será cargado por las traveses y por ultimo con la sumatoria de cargas muertas, viguetas, y traveses se le someterá a la columna de dicha área tributaria.

En segundo lugar se presentan las cargas muertas del techo para el análisis de la columna de techo la cual poseerá cargas tales como espesor del concreto, aislamiento térmico, elementos mecánicos, electricidad, tuberías, etc.

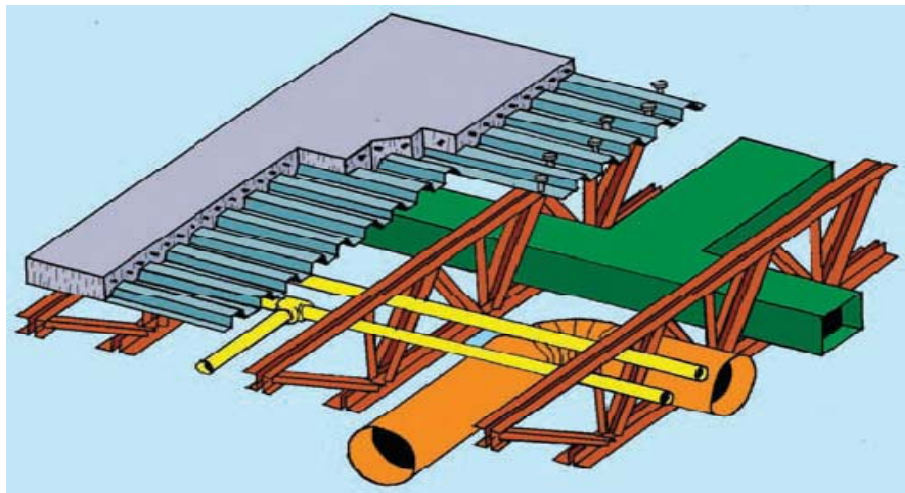


Fig.6.3.3 Elementos estructurales y no estructurales que contienen la carga muerta

Imagen tomada de páginas web

En tercer lugar se carga el peso lateral del edificio en cuyo caso son bloques de concreto que serán analizados por áreas aferentes tomados desde una altura de la mitad del primer nivel por su ancho tributario.

En cuarto lugar se asume la carga vivas del edificio que por mediante el reglamento nacional de la construcción tabla 7 por ser un edificio para oficinas se le carga un mínimo de 50 psf y 30 psf para carga de corredor. Para el análisis se diseñara con el mayor (50 psf) en toda la estructura.

6.3.4. Análisis de distribución de fuerza sísmica lateral por nivel

Una vez obtenidas las cargas realizamos el análisis sísmico por el método lateral equivalente según el ASCE 7-02 en donde la carga del sismo es

el coeficiente sísmico obtenido en dependencia según la localidad del sitio y la ocupación del edificio por la sumatoria de las cargas verticales que soportara la estructura.

La carga sísmica lateral del edificio se encuentra en su totalidad pero se deberá distribuir de formas descendente en cada nivel por lo que se multiplicara la carga lateral por un coeficiente de distribución vertical.

$$F_x = C_{vx} * V \quad \text{Ecuación 6.3.8}$$

El coeficiente se calcula mediante el peso de la estructura de cada nivel por su altura elevado por K entre la sumatoria de estos productos, en donde K es una constante que se obtiene mediante el periodo fundamental del edificio en donde se escoge una de las condiciones:

$$C_{vx} = \frac{W_x * h_x^K}{\sum W_i * h_i^K} \quad \text{Ecuación 6.9}$$

Si $T < 0.5 \rightarrow K = 1.0$

Si $0.5 < T < 2.5 \rightarrow K = 2.0$

Si $T > 2.5 \rightarrow K = 2.0$

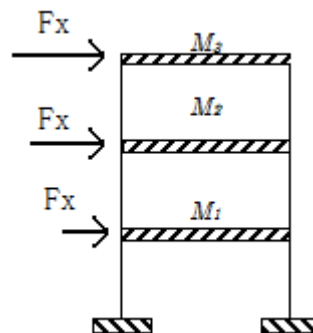


Fig.6.3.4 Distribución del sismo en los niveles del edificio

6.3.5. Combinaciones de cargas

El edificio se somete a cargas verticales provocadas por el peso de la estructura por lo que se le deben de cargar a los elementos estructurales que soportaran dicha fuerza.

Estos elementos son diseñados en base de la resistencia que engendrarán por lo que se le debe añadir además del peso de la estructura otros factores que pueden influir en el movimiento vertical tales como carga de ceniza, carga por lluvia y carga por terremoto.



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

Estos factores se encuentran incluidos en el diseño de combinaciones de carga dadas por el AISC Seismic Provisions Section 4 en donde tenemos 7 tipos de combinaciones que a continuación se detallan:

1)1.4D	Combinación 1
2)1.2D + 1.6L + 0.5(L_r or S or R)	Combinación 2
3)1.2D + 1.6(L_r or S or R) + (0.5L or 0.8W)	Combinación 3
4)1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r or S or R)	Combinación 4
5)0.9D + 1.6W	Combinación 5
6)1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S	Combinación 6
7)0.9D + 1.0E	Combinación 7

Las combinaciones 1 y 2 son para análisis estático, las 3, 4 y 5 son para análisis vibratorio y las 6 y 7 son para análisis sísmico.

En este caso se ocupara la combinación 6 en donde influirá la carga muerta más la carga por sismo mas la carga viva, la carga por ceniza se despreciara.

Para analizar la carga por sismo debemos de ocupar la siguiente ecuación:

$$E = \Omega_o Q_E + 0.2 S_{DS} D \quad \text{Ecuación 6.3.10}$$

En donde Ω_o estará en base del tipo de estructura con respecto al movimiento sísmico.

$$\Omega_o = SMF = 3 \quad (\text{Según ASCE-07}) \quad \text{Ecuación 6.3.11}$$

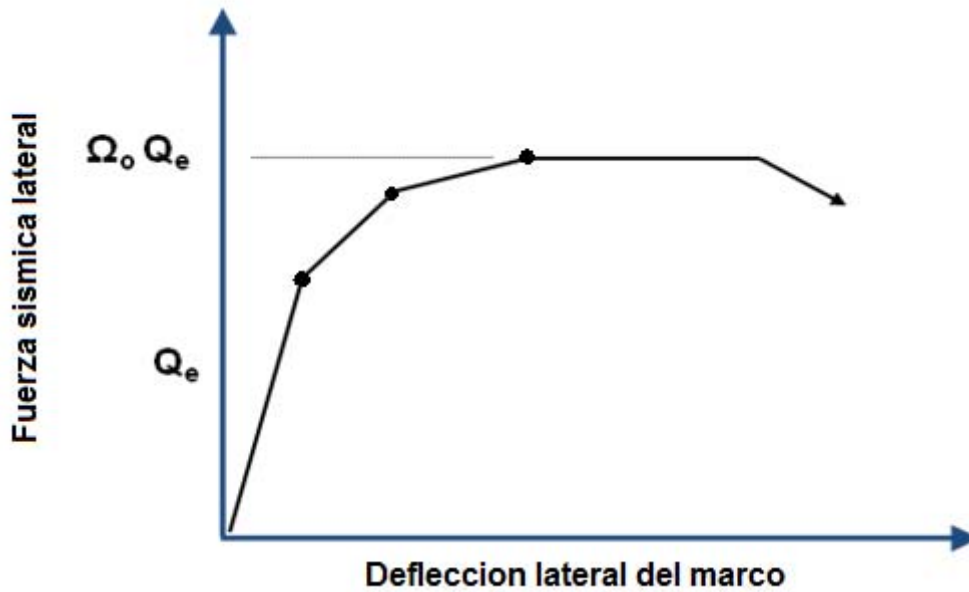


Fig.6.3.5 Deflexión del marco estructural según su resistencia

Imagen tomada de *Dinamic Response of Buildings*

Se deberá analizar las combinaciones de carga para cada uno de los entresijos y utilizarlos para el diseño de los elementos estructurales.

6.3.6. Análisis de reacciones y momentos de las columnas

Para poder obtener las cortantes y momentos que se producirá en las columnas se aplicara el método del portal voladizo en donde se considera como cuerpo libre la parte del pórtico situados en los puntos de inflexión.

Se le deberá someter la fuerza lateral producida por el sismo en el eje más débil del edificio o en la perpendicular de la falla de mayor riesgo o próximo al sitio de estudio, y la combinación de carga puntual en la columna.

Como la falla más próxima se encuentra al noreste, las ondas de corte de mayor riesgo entraran al suroeste del costado del edificio.

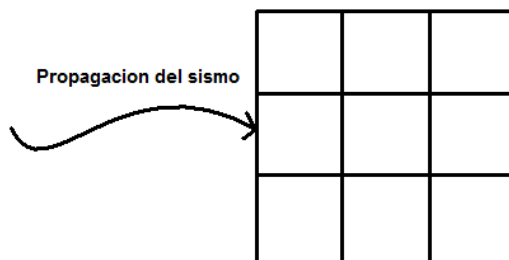


Fig.6.3.6 Entrada del sismo en la vista de planta del edificio

El marco de la estructura poseerá cuatro líneas defensivas por donde el sismo se deberá de disipar. La fuerza lateral del sismo será igual a 6 veces la reacción horizontal que deberá ejercer las columnas. Las columnas interiores deberán soportar dos veces más que la reacción de las columnas exteriores

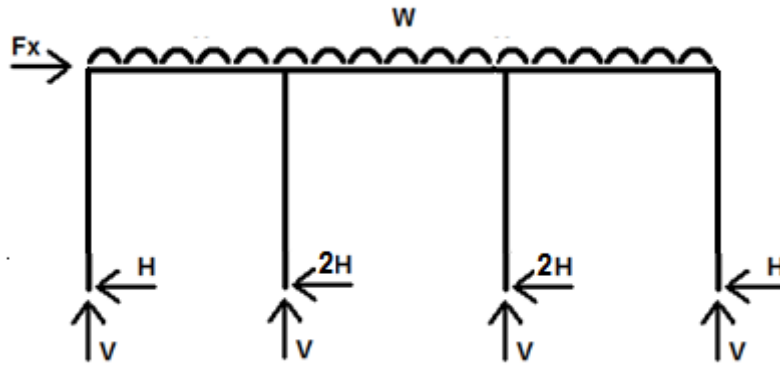


Fig.6.3.7 Modelo de las reacciones de la estructura

Este método consiste en la sumatoria de las reacciones verticales en cuyo caso es la combinación de carga por su área tributaria de cada columna. También consiste en la sumatoria de las reacciones horizontales en donde el sismo se deberá ir disminuyendo de forma gradual en cada línea de defensa.

La estructura poseerá dos tipos de columnas, una abarcará la tercera planta y la segunda columna abarcará la primera y segunda planta por tanto el análisis de la columna superior se incluirá las cargas de techo y el análisis de la columna inferior deberá soportar las cargas del primer y segundo nivel además de la reacción vertical del tercer nivel.

Asimismo para el cálculo de las reacciones la columna superior soportará la fuerza lateral del sismo inducida en el tercer nivel mientras que la inferior se le deberá de adicionar la fuerza lateral de todos los niveles.

También se calcula las reacciones de las columnas exteriores por motivos de cambio de sección de columnas la cual en este caso se aplicara la columna de mayor rigidez tanto interna como externa.

El resultado final del análisis deberá ser los momentos que engendrará cada columna en respuesta de todas las cargas que serán inducidas en ella.

6.3.7. Diseño de elementos estructurales

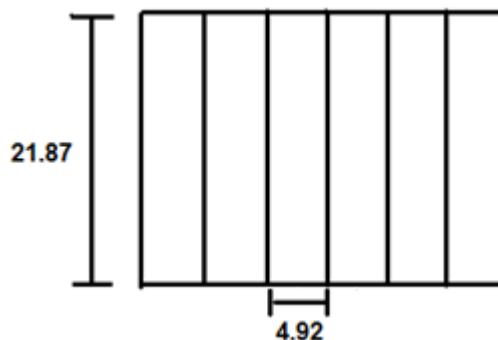
Diseño de cerchas

Las cerchas son las viguetas que soportaran las cargas provocadas por las losas y otros elementos suspendidos y estarán situadas de manera perpendicular a las trabes.

Debido a que las cargas de techo y las cargas de cada uno de los entresijos son similares se diseñara un tipo de cercha para toda la estructura.

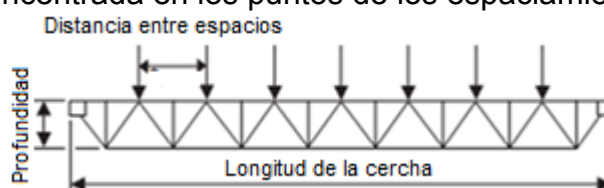
Para el diseño de las cerchas se usará el **Load and Resistance Factor Design (LRFD)** para proponer la sección y el tamaño de la vigueta.

Las cerchas poseen un largo de 21.87 pies y estarán espaciadas cada 4.92 pies



Para calcular el diseño de la cercha, el primero se debe especificar el determinado número de espacios dentro de la cercha. En los puntos del panel son calculadas las cargas concentradas y después se escoge una profundidad. Según las tablas del LRFD (Véase anexos sección 5) dan al peso de la vigueta en libras por pie lineal para varias profundidades y cargas.

El diseño de la vigueta en la estructura le será asignado una cercha clasificada como **24G6N3.4F** a criterio del diseñador donde 24G se refiere a la profundidad de la viga, 6N a los números de espacios dentro de la cercha y 3.4F a la carga concentrada en los puntos de los espaciamentos.



Para asegurarse del diseño se le deberá de revisar la cercha por el movimiento vibratorio de la carga viva es decir su capacidad de deflexión.

La deflexión de la cercha será igual a cinco veces la carga combinada lineal por su longitud elevado cuatro veces entre las constantes de las especificaciones del acero multiplicado todo a su vez por una constante de seguridad.

$$1.15 \left[\frac{5wL^4}{384EI} \right]$$

Ecuación 6.3.10

Deflexión de la cercha < 0.73 plg (**Condición del LRFD**)

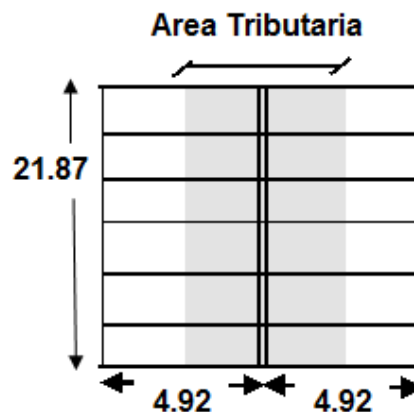
La deflexión actuante de la cercha debe cumplir la condicionalidad del LRFD que debe ser menor que su deflexión permitida que es igual a su longitud al cuadrado entre una constante de la capacidad de la cercha.

Diseño de vigas

Las vigas son los elementos estructurales que se encontraran adjuntas a las columnas mediante conexiones, paralelas a las cerchas y soportarán una carga lineal igual que el de las viguetas debido a su área tributaria de soporte.

Para el diseño de la viga se ocupará el **American Institute of Steel Construction (AISC)** sexta edicion para proponer una sección.

La viga poseerá un largo de 21.87 pies, un ancho tributario de 4.92 pies y estarán separados cada 19.68 pies.



Para poder proponer el diseño de la viga se deberá de calcular el momento de la viga que en este caso será la carga lineal por su longitud al cuadrado entre ocho. Se ocupará esta fórmula debido a que sus extremos serán del tipo apoyo simple (según el AISC).

$$M_u = \frac{W_u \times L^2}{8} \quad \text{Ecuación 6.3.12}$$

Mediante el momento se calcula el modulo de sección que es lo que nos va permitir proponer la sección de la viga y este será igual al momento de flexión sobre la constante de la plasticidad del acero por un factor de seguridad.

$$S_x = \frac{M}{0.6 F_y} \quad \text{Ecuación 6.3.13}$$

Una vez obtenido la sección requerida se buscara en el manual del acero una sección igual o mayor al encontrado y que cumpla los valores de lo siguiente establecido:

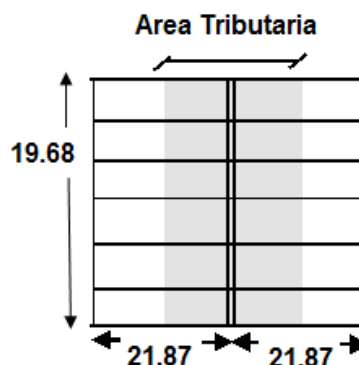
- La cortante de la viga que será la reacción que deberá soportar la viga como mínimo y que es igual a la carga lineal por su longitud entre dos
- Se deberá conocer el momento de inercia de la viga que es la que verifica la carga y longitud de la viga en relación con su capacidad de deflexion.

Debido a que las cargas de techo y las cargas de cada uno de los entresijos son similares se diseñara un tipo de viga para toda la estructura.

Diseño de trabes

Las trabes son los elementos estructurales que soportaran las cargas de todas las viguetas dentro su área tributaria por lo que tendrán una mayor sección y su labor es transmitir las fuerzas generadas por la losa y otros elementos hacia la columna. La dirección de la trabes estarán dirigidos al eje fuerte del edificio, perpendicularmente a las vigas.

Las trabes poseerán una longitud de 19.68 pies y estarán separados cada 21.87 pies.



En el diseño de las trabes se diseñaran mediante la misma metodología que las vigas debido a su función.

Debido a que las cargas de techo y las cargas de cada uno de los entresijos son similares se diseñara un tipo de trabes para toda la estructura.

Diseño de columnas

Las columnas son los elementos estructurales que soportaran las cargas totales del techo, entresijos, viguetas, vigas, trabes, etc. que a su vez transmitirán las cargas a las columnas inferiores y estos le transmitirán las cargas a la zapata.

Para el diseño de columna se realizara de acuerdo el American Institute of Steel Construction (AISC) sexta edición para la propuesta de sección.

Las columnas se encontraran posicionadas en dirección al norte con respecto a su eje fuerte debido a que las ondas de corte por propagación del sismo se peligran en la dirección sureste del edificio.

Columnas del tercer nivel

En la tercera planta la columna poseerá una altura de 13 pies en teoría para su análisis, pero en práctica este deberá ser situado a 4 pies como mínimo del nivel del segundo entresijo.



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero
contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad d

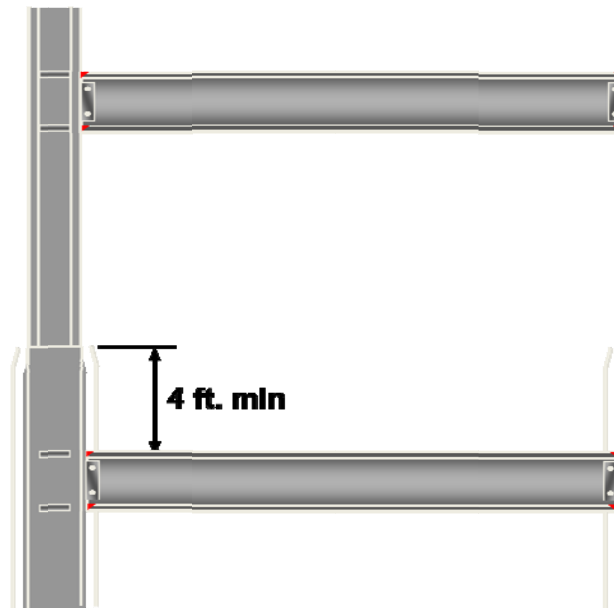
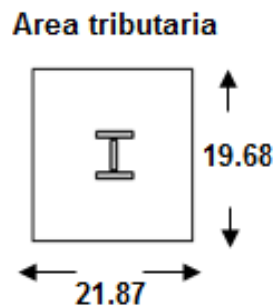


Fig.6.3.8 Altura estipulada para cambio de rigidez entre
Imagen tomada de *Dinamic Response of Buildings*

Las columnas poseen una área tributaria de 19.68 de ancho



En el análisis de las columnas se obtuvieron
ejercerá cada columna y mediante esto se calculara el moc
poder proponer por el manual del acero.

Una vez ya propuesta la columna se debe
condiciones establecidas por el manual del acero:

- El esfuerzo axial actuante del acero sobre
permisible del acero debe ser menor o igual que 0.85

— — — E



IX. ANEXOS

Índice de Tablas y Figuras

Tablas

6.2.1 Historia de los sismos locales ocurridos en la ciudad de Managua.....	52
6.3.1 Valores del F_a en función del sitio del lugar y frecuencia de cortos periodos considerados en la aceleración espectral del sismo.....	61
6.3.2 Valores del F_a en función del sitio del lugar y frecuencia de periodos de un segundo considerados en la aceleración espectral de sismo.....	62
6.3.3 Factores según la importancia de la función del edificio	62

Figuras

3.1 Falla Normal.....	9
3.2 Falla de desgarre.....	10
3.3 Falla Inversa.....	10
3.4 Mapa de puntos de fallas sísmicas del pacifico (INETER).....	13
3.5 Probable distribución del movimiento vibratorio en el epicentro.....	18
3.6 Desplazamiento lateral de la estructura (SDH).....	18
3.7 El proceso de diseño estructural.....	23
3.8 La fase de análisis estructural.....	25
3.9 Uniones de vigas y columnas.....	27
3.10 Condiciones de contorno de distintas barras.....	27
6.1.1 Mapa de puntos sísmicos en la región del pacifico.....	37
6.2.1 Aceleración del sismo con respecto al tiempo $U(t)$	45
6.2.2 Entrada del sismo en la base de la estructura.....	46
6.2.3 Respuesta del edificio ante el sino.....	48
6.2.4 El sismo aumenta en cada nivel de la estructura.....	49
6.2.5 Comparación en comportamiento frágil y dúctil.....	50
6.2.6 Sondeos realizados en la ciudad de Managua.....	54
6.2.7 Periodo natural del suelo según estudio de sondeos (INETER)....	55
6.2.8 Aceleraciones máximas en superficie del suelo según estudios de sondeos (INETER).....	56
6.2.9 Aceleraciones máximas del subsuelo según estudios de sondeos (INETER).....	57



6.2.10 Amplificaciones máximas según estudio de sondeos (INETER)....	58
6.3.1 Comportamiento más dúctil en el acero.....	59
6.3.2 Comportamiento menos dúctil en el acero.....	59
6.3.3 Carga muerta que presentan todos los niveles.....	64
6.3.4 Distribución del sismo en los niveles del edificio.....	65
6.3.5 Deflexión del marco estructural según su resistencia.....	67
6.3.6 Entrada del sismo en la vista de planta del edificio (SD.....	67
6.3.7 Modelo de las reacciones de la estructura.....	68
6.3.8 Altura estipulada para cambio de rigidez entre los niveles.....	73
6.3.9 Conexión de columna a columna.....	75
6.3.10 Vistas de la placa de base.....	76
6.3.11 Pernos de anclaje colocados en las orejas de ángulo.....	77
6.3.13 Dimensiones de la placa de base.....	78
6.3.14 Vistas de las fundaciones de la edificación.....	79
6.4.1 Modelo de edificio para análisis dinámico.....	83
6.4.2 Definición de altura de edificios para el cálculo dinámico.....	84
6.4.3 Desplazamiento lateral de un determinado nivel de análisis.....	85



Índice de Anexos

1. Memoria de cálculo

- 1.1. Información General
- 1.2. Análisis sísmico por el método lateral equivalente según el **ASCE 7-02**
- 1.3. Combinaciones de carga en la estructura
- 1.4. Análisis de las reacciones y momentos de las columnas del edificio
- 1.5. Diseño de las cerchas
- 1.6. Selección de vigas
- 1.7. Selección de trabes
- 1.8. Selección de columnas
- 1.9. Placa de base de las columnas
- 1.10. Pernos de anclaje para placa de base
- 1.11. Diseño de viga a sísmica
- 1.12. Diseño de pedestal
- 1.13. Diseño de zapata

2. Análisis Dinámico

- 2.1. Clasificación del edificio para análisis modal
- 2.2. Análisis Dinámico Funcional
- 2.3. Respuesta Modal
- 2.4. Nivel de desplazamiento máximo del edificio

3. Datos Geotécnicos del terreno

4. Galería de imágenes

5. Planos



1. Memoria de cálculo

1.1. Información general

Edificio de 3 niveles

Reparto Tiscapa oeste de la rotonda Rubén Darío

Managua, Nicaragua

Equipo de diseñadores:

Diseño arquitectónico: Roberto Escorcía

Diseño estructural: Roberto Escorcía

Estudios Geotécnicos: INETER

Códigos para la construcción:

Reglamento Nacional

ASCE 7-02

AISC y LRFD

Vibración de piso: De 3 ½” espesor de concreto ligero en las áreas tributarias no esperándose vibraciones severas para que se considere una problemática.

Configuración de la estructura:

Función: Edificio para oficinas con un espacio de 22.6 hectáreas. Entrada con lobby en la vista central y terraza con una bahía para elevador.

Layout:

- Edificio con bahías de 59.04’ x 65.6’
- altura de cielo de 13’

Plan de posición de marcos:

- Dirección del eje fuerte en la bahía de mayor longitud
- Vigas y columnas de tipo H con viguetas de cercha



1.2. Análisis sísmico por el método lateral equivalente

Perfil del suelo tipo D

$$V = C_s * W$$

ASCE 7-02 Eq. 9.5.4.1

$$C_s = \text{For } S_{DS}: \quad S_{DS} = 2 / 3 * S_{MS}$$

ASCE 7-02 Eq. 9.4.1.2.5-1

$$S_{MS} = F_a * S_s \quad S_s = 0.297 \quad F_a = 1.6$$

$$S_{MS} = 0.4752$$

ASCE 7-02 Eq. 9.4.1.2.4-1

$$S_{DS} = 0.3168$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)} \leq \frac{S_{D1}}{T(R/I)}$$

$$R = 8$$

$$I = 1.25$$

$$C_s = 0.0495$$

Revisar limitantes según el ASCE -7

$$C_s \text{ min} = 0.0495 * I * S_{DS}$$

$$C_s \text{ max} = S_{D1} / T (R / I)$$

$$C_s \text{ min} = 0.0196$$

$$S_{D1}: \quad S_{D1} = 2/3 * S_{M1}$$

ASCE 7-02 Eq. 9.4.1.2.5-2

$$S_{M1} = F_v * S_1 \quad S_1 = 0.539 \quad F_v = 1.5$$

$$S_{M1} = 0.81$$

ASCE 7-02 Eq. 9.4.1.2.4-2

$$S_{D1} = 0.54$$

$$T = C_u * T_a \quad C_u = 1.7 \quad T_a = C_T * h_n^{3/4} \quad C_T = 0.02$$

$$h_n = 39 \text{ pies}$$

$$T_a = 0.31$$

$$T = 0.53$$



Cs max = 0.16

Cs FINAL = 0.16

Tabla de cargas – Carga muerta en entrepisos

Carga muerta en la columna de los pisos (LB/FT²)		Cargas
Concreto de 8” de espesor	98.75	▼
Lamina troquelada	1.25	Viguetas
Mecánica, electricidad, tuberías	10	▼
Cielo Raso fibrocemento liso con aluminio	1.5	Vigas
Viguetas tipo cercha (asumir 16 LB/L.F. @ 4.92' O.C.)	3.25	▼
Vigas (asumir 65 LB/L.F. @ 19.68' O.C.)	3.30	Columna
Trabe (asumir 75 LB/L.F. @ 21.87' O.C.)	3.43	

La estructura posee un dimensionamiento de 59’ de crujía y de 65.5’ de bahía en donde las vigas se espaciaron cada 19.68’ y las trabes cada 21.87’. Las viguetas tipo cercha estarán posicionadas en dirección paralela de las vigas debido a que descansaran sobre las trabes que están en dirección del eje débil de la estructura y estarán colocadas a cada 4.92 pies.

Primero se analiza la carga que soportan las cerchas de los entrepisos cuyo caso tenemos el concreto, lámina troquelada, elementos de mecánica, tubería, electricidad y cielo raso.

$$DL \text{ viguetas} = 98.75 + 1.25 + 10 + 1.5 = 111.50 \text{ lb/ft}^2$$

Las cerchas posee un área tributaria de:

$$\text{Ancho} = 4.92 \text{ ft}$$

$$\text{Longitud} = 21.87 \text{ ft}$$

$$AT = (4.92 \times 21.87) = 107.60 \text{ ft}^2$$

$$\text{Carga muerta distribuida de cercha} = (4.92 \times 111.50) = 548.58 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Carga muerta puntual de cercha} = (111.50 \times 107.60) = 11997.40 \text{ lb}$$

Segundo se calcula las vigas la cual en este caso posee las mismas cargas que las viguetas pero con un distinto ancho tributario por tanto:

$$DL \text{ Vigas} = 98.75 + 1.25 + 10 + 1.5 = 111.50 \text{ lb/ft}^2$$



La viga posee una carga tributaria de:

Ancho= 4.92 ft

Longitud= 21.87 ft

AT= 107.60 ft²

Carga muerta distribuida de viga= (4.92 x 111.50)= 548.58 lb/ft

Carga muerta puntual de viga= (107.60 x 111.50)= 11997.40 lb

Tercero se analiza la carga que soportan las trabes de los entrepisos cuyos pesos será el concreto, lamina troquelada, elementos de mecánica, tubería, electricidad, cielo raso y la cercha que se encuentra apoyada sobre la misma.

DL Trabe= 98.75+1.25+ 10+1.5+ 3.25= 114.75 lb/ft²

La trabe posee una carga tributaria de:

Ancho= 21.87 ft

Longitud= 19.68 ft

AT= 430.40 ft²

Carga muerta distribuida de trabes= (21.87 x 114.75)= 2509.58 lb/ft

Carga muerta puntual de trabes= (430.40 x 114.75)= 49388.40 lb

Cuarto se analiza el soporte que realiza la columna a través de las cargas puestas de manera puntual cuyos pesos será el concreto, lamina troquelada, elementos de mecánica, tubería, electricidad, cielo raso, y cerchas. La columna también soportara una unidad de viga y una unidad de trabe.

DL Columna (Sin contar vigas y trabes)=98.75+1.25+10+1.5+3.25=114.75 lb/ft²

La columna posee una carga tributaria de:

Ancho= 21.87 ft

Longitud= 19.68 ft

AT= 430.40 ft²

La carga puntual de los pesos= (114.75 x 430.40)= 49388.40 lb

Carga puntual de la viga= (65 x 21.87)= 1421.55 lb

Carga puntual de la trabe= (75 x 19.67)= 1475.25 lb

Carga total ejercida sobre la columna= 52285.20 lb



Resumen de cargas en cada entrepiso

Carga muerta en pisos (LB/FT ²)	Vigueta	Trabe	Columnas	Entrepiso
Losa de 8” de espesor	98.75	98.75	98.75	98.75
Lamina Troquelada	1.25	1.25	1.25	1.25
Mecánica, elec, tubería	10	10	10	10
Cielo raso	1.5	1.5	1.5	1.5
Viguetas (asumir 16 LB/L.F. @ 4.92' O.C.)		3.25	3.25	3.25
Vigas (asumir 65 LB/L.F. @ 19.68' O.C.)			3.30	3.30
Trabe (asumir 75 LB/L.F. @ 21.87' O.C.)			3.43	3.43
Columnas (asumir 130LB./L.F.* 13'/430.40FT ²)				3.93
Carga muerta total en piso	111.50	114.75	121.48	125.41

Tabla de cargas – Carga muerta en techo

Carga muerta del techo para análisis en la columna (LB/FT ²)		Techo
Concreto de 4” de espesor	49.07	▼
Aislamiento Térmico (2” grosor)	1	Viguetas
Lamina Troquelada	1.25	▼
Mecánica, electricidad, tubería	5	Viga
Cielo Raso	1.5	▼
Viguetas (asumir 11 LB/L.F. @ 4.92' O.C.)	2.25	Columna
Vigas (asumir 65 LB/L.F. @ 19.68' O.C.)	2.30	

Al igual que los pisos la estructura de techo posee viguetas de cercha que irá espaciados cada 4.92’ en donde soportaran las cargas de concreto, aislamiento térmico, elementos mecánicos, tubería, electricidad y cielo raso.

$$DL \text{ viguetas} = 49.07 + 1 + 1.25 + 5 + 1.5 = 57.82 \text{ lb/ft}^2$$



Las cerchas posee un área tributaria de:

Ancho= 4.92 ft

Longitud= 21.87 ft

AT= (4.92 x 21.87) = 107.60 ft²

Carga muerta distribuida de cercha= (4.92 x 57.82)= 284.47 lb/ft

Carga muerta puntual de cercha = (57.82 x 107.60)= 6221.43 lb

Segundo se calcula las vigas la cual en este caso posee las mismas cargas que las viguetas pero con un distinto ancho tributario por tanto:

DL Vigas= 49.07+1+5+1.5+1.25=57.82 lb/ft²

La viga posee una carga tributaria de:

Ancho= 4.92 ft

Longitud= 21.87 ft

AT= 107.60 ft²

Carga muerta distribuida de viga= (4.92 x 57.82)= 284.47 lb/ft

Carga muerta puntual de viga= (107.60 x 57.82)= 6221.43 lb

Tercero se analiza la carga que soportaran las traveses de los entresijos cuyos pesos será el concreto, aislamiento térmico a base de poliestireno, lamina troquelada, elementos de mecánica, tubería, electricidad, cielo raso y la cercha que se encuentra apoyada sobre la misma.

DL Trabe= 49.07+1+1.25+5+1.25+2.25= 59.82 lb/ft²

La trabe posee una carga tributaria de:

Ancho= 21.87 ft

Longitud= 19.68 ft

AT= 430.40 ft²

Carga muerta distribuida de traveses= (21.87 x 59.82)= 1308.26 lb/ft

Carga muerta puntual de traveses= (430.40 x 59.82)= 25746.53 lb

Cuarto se analiza el soporte que realiza la columna a través de las cargas puestas de manera puntual cuyos pesos será el concreto, aislamiento térmico a base de poliestireno, lamina troquelada, elementos de mecánica,



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

tubería, electricidad, cielo raso, y cerchas. La columna también soportara una unidad de viga y una unidad de trabe.

DL Columna (Sin contar vigas y trabes)= $49.07+1+1.25+5+1.25+2.25+2.30=62.12 \text{ lb/ft}^2$

La columna posee una carga tributaria de:

Ancho= 21.87 ft

Longitud= 19.68 ft

AT= 430.40 ft^2

La carga puntual de los pesos= $(62.12 \times 430.40)= 26736.448 \text{ lb}$

Resumen de cargas en techo

Carga muerta de techo (LB/FT²)	Viguetas	Trabes	Columnas	Techo
Concreto de 4" de espesor	49.07	49.07	49.07	49.07
Aislante termico	1	1	1	1
Lamina Troquelada	1.25	1.25	1.25	1.25
Mecánica, electricidad, tubería, cielo raso	5	5	5	5
Cielo Raso	1.5	1.5	1.5	1.5
Viguetas (asumir 16 LB/L.F. @ 4.92' O.C.)		2.25	2.25	2.25
Vigas (asumir 65 LB/L.F. @ 19.68' O.C.)			2.30	2.30
Trabe (asumir 75 LB/L.F. @ 21.87' O.C.)			2.43	2.43
Columnas (asumir 130LB./L.F.* 13'/430.40FT²)				2.93
Carga muerta total de techo	57.82	60.07	64.80	67.73



Peso total del edificio (sin carga de paredes)

Área total del edificio= 3873.02 ft²

Nivel del Edificio	Peso Total (Kips)
3	262.32
2	485.72
1	485.72
Total	1233.76

Carga viva y cargas exteriores

Estas cargas son dadas a criterio del diseñador rigiéndose del reglamento nacional de la construcción del **ASCE** y del **LRFD**.

El uso del área de piso está dada por:

- Carga de equipos de oficina + particiones = 50 psf
- Carga de corredor = 30 psf
- Se usara el máximo que es de 50 psf

La carga viva de techo es de 30 psf

Paredes exteriores con una carga de 15 psf (cargas gravitacionales para las fundaciones, cargas laterales para dicho nivel)

Carga de paredes total en el edificio= 145.83 kips

Fuerza sísmica en cada uno de los niveles

$$V = C_s * W$$

$$W = 1233.76 + 145.83$$

$$W = 1379.59 \text{ kips}$$

$$V = 0.16 \times 1379.59$$

$$V = 220.73 \text{ kips}$$

$$F_x = C_{vx} * V \quad \text{Para K: En base del periodo fundamental del edificio T}$$

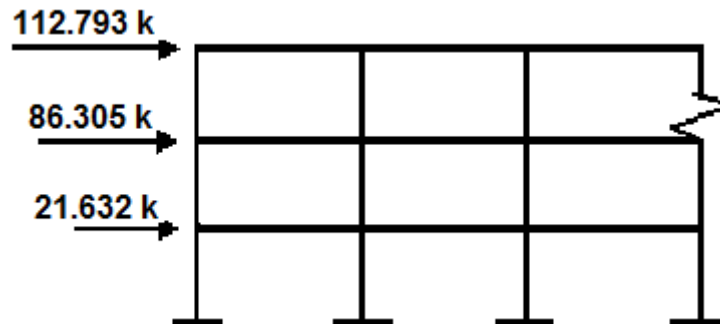


$$C_{vx} = \frac{W_x * h_x^K}{\sum W_i * h_i^K}$$

Si $T < 0.5 \rightarrow K = 1.0$
 Si $0.5 < T < 2.5 \rightarrow K = 2.0$
 Si $T > 2.5 \rightarrow K = 2.0$

$K = 2.0$

Nivel	W_x	h_x	h_x^K	$W_x * h_x^K$	C_{vx}	F_x
3	310.93	39	1521.0	472,924.53	0.511	112.793 k
2	534.33	26	676.0	361,207.08	0.391	86.305 k
1	534.33	13	169.0	90,301.77	0.098	21.632
			$\Sigma =$	924,433.38	1.00	220.73 k



1.3. Combinaciones de carga en la estructura

Se ocupara la combinación de carga 6 del AISC

$$1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S$$

$$E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D$$

$$(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + 1.0 \rho Q_E + 0.5L + 0.2S$$

$$E = \Omega_o Q_E + 0.2 S_{DS} D$$

$$(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + \Omega_o Q_E + 0.5L + 0.2S$$

Por el ASCE 7 estructura tipo SMF $\Omega_o = 3$

Combinación de carga por nivel (Sin carga de paredes)

$$(1.2 + 0.2 * 0.3168) * 262.32 + 3 * 112.793 + 0.5 * 116.191 = 727.87 \text{ kips}$$

$$(1.2 + 0.2 * 0.3168) * 485.72 + 3 * 86.305 + 0.5 * 193.65 = 969.38 \text{ kips}$$

$$(1.2 + 0.2 * 0.3168) * 485.72 + 3 * 21.632 + 0.5 * 193.65 = 775.36 \text{ kips}$$



Combinación de carga por nivel (Con carga de paredes)

$$(1.2 + 0.2*0.3168)*310.93+ 3*112.793 + 0.5*116.191= 789.29 \text{ kips}$$

$$(1.2 + 0.2*0.3168)*534.33+ 3*86.305+ 0.5*193.65= 1030.79 \text{ kips}$$

$$(1.2 + 0.2*0.3168)*534.33+ 3*21.632+ 0.5*193.65= 836.77 \text{ kips}$$

Nivel del edificio	Combinación de carga (Sin carga de paredes)(kips)
3	727.87
2	969.38
1	775.36

Nivel del edificio	Combinación de carga total(kips)
3	789.29
2	1030.79
1	836.77



1.4. Análisis de las reacciones y momentos de las columnas

Método del Voladizo

Reacciones verticales y horizontales del tercer nivel

$$F_x = 112.793 \text{ kips}$$

$$F_x = 6H$$

$$H = 18.99 \text{ (Columnas exteriores)}$$

$$2H = 37.598 \text{ (Columnas interiores)}$$

$$W = (789.29 / 3873.02) \times 19.68$$

$$W = 4.011 \text{ k/ft (Columnas externas)}$$

$$W = (727.87 / 3873.02) \times 19.68$$

$$W = 3.699 \text{ k/ft (Columnas internas)}$$

$$\sum F_v = 0$$

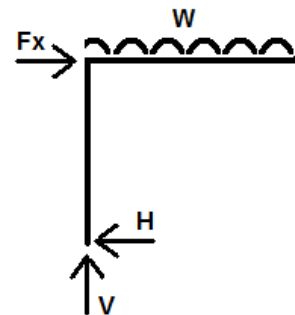
$$4.011 (9.34) - V = 0$$

$$V = 37.463 \text{ k}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$112.793 - 18.99 - H = 0$$

$$H = 93.803 \text{ k}$$



$$\sum F_v = 0$$

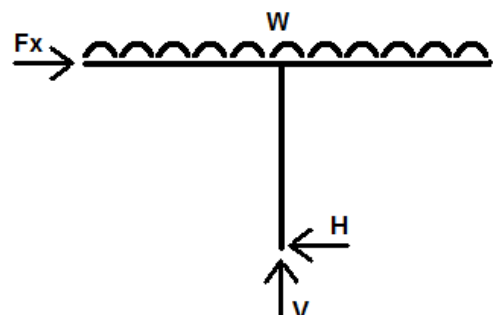
$$3.699 (19.68) - V = 0$$

$$V = 72.796 \text{ k}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$93.803 - 37.598 - H = 0$$

$$H = 56.205 \text{ k}$$





$$\sum F_V=0$$

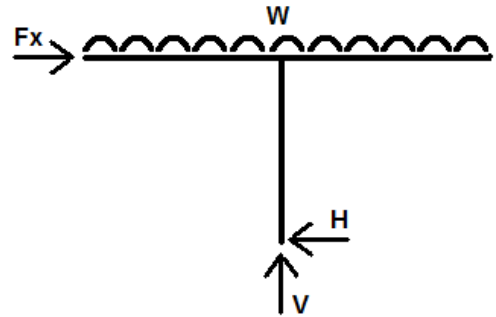
$$3.699 (19.68) - V=0$$

$$V= 72.796 \text{ k}$$

$$\sum F_H=0$$

$$56.205 - 37.598 - H=0$$

$$H= 18.99 \text{ k}$$



$$\sum F_V=0$$

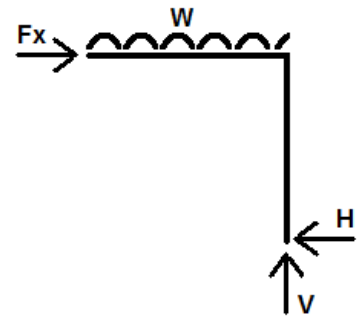
$$4.011 (9.34) - V=0$$

$$V= 37.463 \text{ k}$$

$$\sum F_H=0$$

$$18.99 - 18.99 - H=0$$

$$H= 0$$



Reacciones verticales y horizontales del primero al segundo nivel

Nota: una sola columna para primer nivel y segundo nivel

$$F_x=112.793+86.305+21.632$$

$$F_x= 220.73$$

$$F_x= 6H$$

$$H= 36.788 \text{ (Columnas exteriores)}$$

$$2H = 73.577 \text{ (Columnas interiores)}$$

$$W= ((1030.79 + 836.77/ 3873.02) \times 19.68$$

$$W= 9.49 \text{ k/ft (Columnas externas)}$$

$$W= ((969.38 + 775.36)/ 3873.02) \times 19.68$$

$$W= 8.866 \text{ k/ft (Columnas internas)}$$



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

$$\sum F_V=0$$

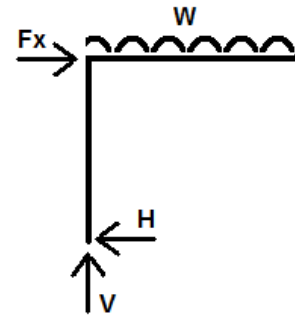
$$37.463 + (9.49)(9.34) - V=0$$

$$V= 126.1 \text{ k}$$

$$\sum F_H=0$$

$$220.73 - 36.788 - H=0$$

$$H= 183.942 \text{ k}$$



$$\sum F_V=0$$

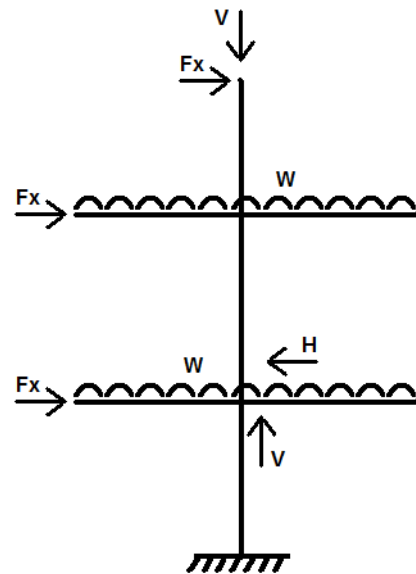
$$72.796 + (8.866) (19.68) - V=0$$

$$V= 247.28 \text{ k}$$

$$\sum F_H=0$$

$$183.942 - 73.577 - H=0$$

$$H= 110.365 \text{ k}$$



$$\sum F_V=0$$

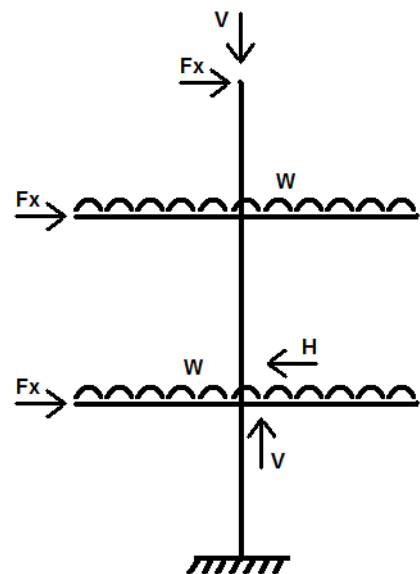
$$72.796 + (8.866) (19.68) - V=0$$

$$V= 247.28 \text{ k}$$

$$\sum F_H=0$$

$$110.365 - 73.577 - H=0$$

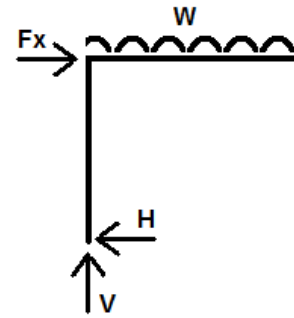
$$H= 36.788 \text{ k}$$





$$\begin{aligned} \sum F_v &= 0 \\ 37.463 + (9.49)(9.34) - V &= 0 \\ V &= 126.1 \text{ k} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum F_H &= 0 \\ 36.788 - 36.788 - H &= 0 \\ H &= 0 \text{ k} \end{aligned}$$



Momento de las columnas del tercer nivel

$\begin{aligned} \sum M &= 0 \\ 18.99 (6.50) - M &= 0 \\ M &= 123.435 \text{ k-ft (Columnas exteriores)} \end{aligned}$	$\begin{aligned} \sum M &= 0 \\ 37.98 (6.50) - M &= 0 \\ M &= 246.87 \text{ k-ft (Columnas interiores)} \end{aligned}$
---	--

Momento de las columnas del primero al segundo nivel

$\begin{aligned} \sum M &= 0 \\ 36.788 (6.50) - M &= 0 \\ M &= 239.122 \text{ k-ft (Columnas exteriores)} \end{aligned}$	$\begin{aligned} \sum M &= 0 \\ 73.576 (6.50) - M &= 0 \\ M &= 478.24 \text{ k-ft (Columnas interiores)} \end{aligned}$
--	---



1.5. Diseño de las cerchas

Las cerchas poseen un largo de 21.87 pies con un espaciamiento de 4.92 pies.

Combinación de carga (mayor)= 969.38 kips

Área tributaria= 107.60 ft²

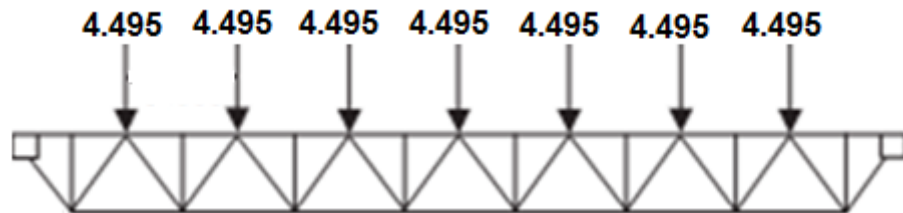
Numero de espacios de cercha= 6 (Criterio del diseñador)

Carga lineal dentro de la cercha= (969.38 / 3873.02) x 4.92= 1.231 k/ft

Separación entre espacios de centro de paneles= 3.65'

Carga concentrada en el centro de los espaciamientos de la cercha

= (969.38/ 3873.02) x 4.92 x 3.65= 4.495



Según el **LRFD** por cada pie de longitud de la cercha agregamos una pulgada de altura de la sección por tanto:

Altura de sección de cercha= 24” (Se le agrega o disminuye a criterio del diseñador)

Peso de la cercha= 16 lb/ft según **LRFD Joist Girder Design Guide Weight Table**.

Según las especificaciones la cercha será clasificada como 24G6N3.4F donde la letra F se refiere a la carga factorizada.

Notificación

N: Numero de espacios en la cercha

P: Carga concentrada en espaciamientos de la cercha

L: Longitud de la cercha

d: Altura de la sección de la cercha



Chequeo de deflexión de la carga viva

$$\text{Carga viva lineal} = 50 \times 4.92 = 246 \text{ lb/ft}$$

Momento aproximado de inercia de la cercha

$$= 0.018 \text{ NPLd}$$

$$= 0.018 \times 6 \times 4.495 \times 21.87 \times 24 = 254.80 \text{ plg}^4$$

Deflexión permitida por el entrepiso o techo

$$= L/360 = (21.87 \times 12) / 360 = 0.73 \text{ plg}$$

Deflexión de la cercha

$$1.15 \left[\frac{5wL^4}{384EI} \right] \quad \text{Deflexión de la cercha} < 0.73 \text{ plg (Condición del LRFD)}$$

$$= 1.15 (5)(246/12)(21.87 \times 12)^4 / 384(29000) (192.71) = 0.26$$

$$0.26 \text{ plg} < 0.73 \text{ plg} \quad \text{OK}$$



1.6. Selección de vigas del tercer nivel

Longitud de bahía= 21.87 ft

Ancho tributario= 4.92 ft

Viga $F_y = 36$ ksi

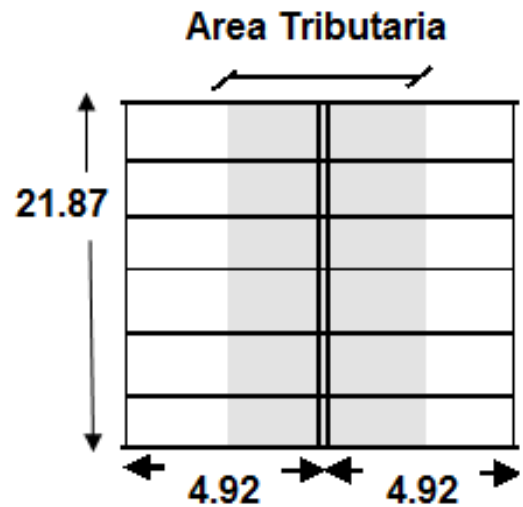
Area tributaria= 107.60 ft^2

KLL= 1 (ASCE-7 02 Table 4-2)

Cargas lineales de la viga serán de:

Carga de la viga= $(969.38 / 3873.02) \times 4.92$

$$W = 1.23 \text{ k/ft}$$



Calculo del momento de la viga

$$M_u = [W_u \times (\text{Longitud de la viga})^2] / 8$$

$$M_u = 73.54 \text{ k-ft}$$

Calculo del momento de inercia

$$I = 5wL^4 / 384 ED$$

$$D = L^2 / 360$$

Nota: E es una constante del acero que es 30,000 y D es la máxima deflexión del acero

$$D = 21.87 \times 12 / 360 = 0.73 \text{ plg}$$

$$I = [5(1231.43)(21.87)^4 / 384(30,000 \times 0.73)] \times 1728 / 1000 = 289.43 \text{ plg}^4$$

Calculo de la cortante de la viga

$$V = W \times L / 2$$

$$V = 1.23 \times 21.87 / 2$$

$$V = 13.45 \text{ Kips}$$

Selección de la viga

$$0.6 F_y = M / S_x$$

$$\text{Modulo de sección: } S_x \text{ requerido} = M / 0.6 F_y = 40.856 \text{ in}^3$$

Según el manual del acero tabla 2-27

Viga propuesta

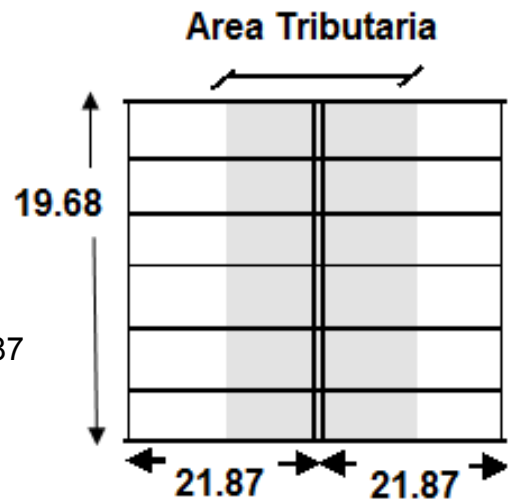
W 12x36



1.7. Selección de traveses del tercer nivel

Longitud de bahía= 19.68 ft
Ancho tributario= 21.87 ft
Viga $F_y = 36$ ksi
Área tributaria= 430.40 ft²
KLL= 1 (ASCE-7 02 Table 4-2)

Cargas lineales de la viga serán de:
Carga de la viga= $(969.38 / 3873.02) \times 21.87$
= 5.474 k/ft



Cálculo del momento de la trabe
 $M_u = [W_u \times (\text{Longitud de la viga})^2] / 8$
 $M_u = 265$ k-ft

Cálculo del momento de inercia

$$I = 5wL^4 / 384 ED$$

$$D = L^2 / 360$$

Nota: E es una constante del acero que es 30,000 y D es la máxima deflexión del acero

$$D = 19.68 \times 12 / 360 = 0.66 \text{ plg}$$

$$I = [5(5473.85)(19.68)^4 / 384(30,000 \times 0.66)] \times 1728 / 1000 = 933.06 \text{ plg}^4$$

Cálculo de la cortante de la trabe

$$V = W \times L / 2$$

$$V = 5.474 \times 19.68 / 2$$

$$V = 53.864 \text{ kips}$$

Selección de la trabe

$$0.6 F_y = M / S_x$$

Módulo de sección: $S_x \text{ requerido} = M / 0.6 F_y = 147.22 \text{ in}^3$

Según el manual del acero tabla 2-26

Viga propuesta

W 14x103



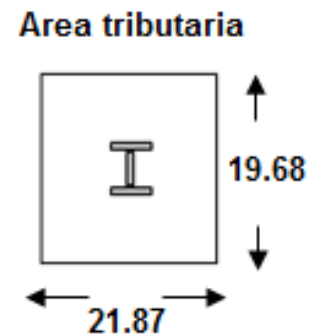
1.8. Selección de Columnas del tercer nivel

Area Tributaria= 430.40 ft²

Carga puntual sobre la columna

$$W = (969.38 / 3873.02) \times 21.87 \times 19.68$$

$$= 107.725 \text{ kips}$$



Momento de las columnas del tercer nivel (Columnas exteriores)

$$M = 123.435 \text{ k-ft}$$

Columnas exteriores

$$S_x = M/F_b$$

$$F_b = 0.6F_y$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$S_x = [(123.435)/(0.6 \times 36)] \times 12$$

$$S_x = 68.575 \text{ in}^4$$

De la tabla página 1-17 del AISC se propone **W 10 x 100**

$$A_g = 29.43 \text{ in}^2$$

$$R_x = 4.61 \text{ in}$$

$$S_x = 112.4$$

$$f_b = (123.435 \times 12) / 112.4$$

$$f_b = 13.18$$

$$f_b/F_b = 13.18 / 21.6$$

$$f_b/F_b = 0.61 \text{ OK}$$

$$f_a = V / A_g$$

$$f_a = 37.463 / 29.43$$

$$f_a = 1.273$$

$$R = M/A_g$$

$$R = 123.435 \times 12 / 29.43 = 50.33$$

$$KL/r = 0.65 \times 13 \times 12 / 50.33 = 2.015$$

Según el AISC tabla 1-36 (5-68) obtenemos el F_a . Interpolamos el f_a



$$F_a = 21.52$$

$$f_a/F_a = 0.059 < 0.15 \quad \text{OK}$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b = 0.059 + 0.61 = 0.67 < 1 \quad \text{OK}$$

Momento de las columnas del tercer nivel (Columnas interiores)

$$M = 246.87 \text{ k-ft}$$

Columnas interiores

$$S_x = M/F_b$$

$$F_b = 0.6F_y$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$S_x = [(246.87)/(0.6 \times 36)] \times 12$$

$$S_x = 137.15 \text{ in}^4$$

De la tabla página 1-13 del AISC se propone **W 14 x 136**

$$A_g = 39.98 \text{ in}^2$$

$$R_x = 6.31 \text{ in}$$

$$S_x = 216$$

$$f_b = (246.87 \times 12) / 216$$

$$f_b = 15.94$$

$$f_b/F_b = 15.94 / 21.6$$

$$f_b/F_b = 0.74 \quad \text{OK}$$

$$f_a = V / A_g$$

$$f_a = 72.796 / 39.98$$

$$f_a = 1.821$$

$$R = M/A_g$$

$$R = 246.87 \times 12 / 39.98 = 74.098$$

$$KL/r = 0.65 \times 13 \times 12 / 74.098 = 1.368$$

Según el AISC tabla 1-36 (5-68) obtenemos el F_a . Interpolamos el f_a

$$F_a = 21.54$$



$$f_a/F_a = 0.085 < 0.15 \quad \text{OK}$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b = 0.085 + 0.74 = 0.825 < 1 \quad \text{OK}$$

Selección de Columnas del tercer nivel por el ASCE

Notificación:

ϕP_n - diseño de fuerza de compresión, kips

F_{cr} -fuerza de diseño crítica

λ_c -- relación de grosor de anchura

A_g - área del miembro, in²

F_y - el límite elástico especificado, |ksi|

E -- módulo de elasticidad, |ksi|

k -- el factor de longitud efectivo

L - longitud del miembro, plg

r -- el radio de giro que ejerce sobre el eje de pandeo, plg

$W_u =$	67.73	Kips
$A_T =$	430.40	Ft ²
$F_y =$	36	ksi
$K =$	0.65	
$L =$	13	ft
$KL/r =$	1.368	
$E =$	30000	ksi

Calculo de la relación de grosor de anchura

$$\lambda_c = (K * L / \pi * r) * (F_y / E)^{0.5} \quad \text{(Ecuacion E2-4 LRFD p.16.1-27)}$$

$$\lambda_c = (1.368 / 3.14) (36 / 30000)^{0.5}$$

$$\lambda_c = 0.015$$



Calculo de la fuerza de diseño crítico

$F_{cr} = (.658^{\lambda_c^2}) * F_y$ para $\lambda_c \leq 1.5$ (Ecuación E2-2 LRFD p.16.1-27)

$F_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) * F_y$ para $\lambda_c > 1.5$ (Ecuación E2-3 LRFD p.16.1-27)

$F_{cr} = (.658^{(0.015)^2}) * 36$

$F_{cr} = 36$

Calculo de diseño de fuerza de compresión

$\phi P_n = 0.85 * A_g * F_{cr}$ (Ecuación E2-1 LRFD p.16.1-27)

$\phi P_n = 0.85 * 39.98 * 36$

$\phi P_n = 1223.39$

Seleccionar	W14 x 136	KL/rx =		1.34
Ag =	39.98 in²	KL/ry =		2.24
ry =	3.77 in	λc =		0.02
rx/ry =	1.67 in	Fcr =		36
rx =	6.31 in	φPn =		1223.39
		φPn ≥ Wu ?		Sección OK



Selección de Columnas de la primera a la segunda planta

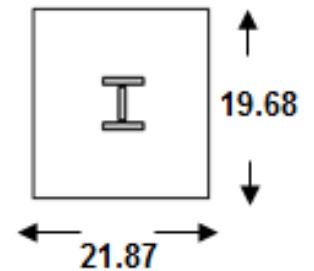
Area Tributaria= 430.40 ft²

Carga puntual sobre la columna

$$W = ((789.29 + 1030.79 + 836.77) / 3873.02) \times 21.87 \times 19.68$$

$$= 295.25 \text{ kips}$$

Area tributaria



Momento de las columnas del primero al segundo nivel (Columnas exteriores)

M= 239.122 k-ft

Columnas exteriores

Sx= M/Fb

Fb= 0.6Fy

Fy= 36 ksi

Sx=[(239.122)/(0.6 x 36)] x 12

Sx= 132.846 in⁴

De la tabla página 1-13 del AISC se propone **W 14 x 111**

Ag= 34.99 in²

Rx= 6.26 in

Sx= 189.4

fb= (239.122 x 12)/ 189.4

fb= 15.15

fb/Fb= 15.15 / 21.6

fb/Fb= 0.70 OK

fa= V / Ag

fa= 126.1 / 34.99

fa= 3.604

R=M/Ag

R=239.122 x 12/ 34.99= 82

KL/r= 0.65 x 13 x 12 / 82= 1.236

Según el AISC tabla 1-36 (5-68) obtenemos el Fa. Interpolamos el fa



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

$$F_a = 21.55$$

$$f_a/F_a = 0.167 < 0.15 \quad \text{No da por cortante}$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b = 0.167 + 0.70 = 0.867 < 1 \quad \text{OK}$$

Nota: Seguimos con la columna propuesta ya que nos da la última condición

Momento de las columnas del primero al segundo nivel (Columnas interiores)

$$M = 478.24 \text{ k-ft}$$

Columnas interiores

$$S_x = M/F_b$$

$$F_b = 0.6F_y$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$S_x = [(478.24)/(0.6 \times 36)] \times 12$$

$$S_x = 265.69 \text{ in}^4$$

De la **tabla página 1-13 del AISC** se propone **W 14 x 228**

$$A_g = 67.06 \text{ in}^2$$

$$R_x = 6.62 \text{ in}$$

$$S_x = 367.8$$

$$f_b = (478.24 \times 12) / 367.8$$

$$f_b = 15.60$$

$$f_b/F_b = 15.60 / 21.6$$

$$f_b/F_b = 0.722 \quad \text{OK}$$

$$f_a = V / A_g$$

$$f_a = 247.28 / 67.06$$

$$f_a = 3.687$$

$$R = M/A_g$$

$$R = 478.24 \times 12 / 67.06 = 85.58$$

$$KL/r = 0.65 \times 13 \times 12 / 85.58 = 1.185$$

Según el AISC tabla 1-36 (5-68) obtenemos el F_a . Interpolamos el f_a

$$F_a = 21.56$$



$$f_a/F_a = 0.17 < 0.15 \quad \text{No satisface por cortante}$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b = 0.17 + 0.722 = 0.893 < 1 \quad \text{OK}$$

Nota: Seguimos con la columna propuesta ya que satisface la última condición

Selección de Columnas del tercer nivel por el ASCE

Notificación:

ϕP_n - diseño de fuerza de compresión, kips

F_{cr} -fuerza de diseño crítica

λ_c -- relación de grosor de anchura

A_g - área del miembro, in²

F_y - el límite elástico especificado, |ksi|

E -- módulo de elasticidad, |ksi|

k -- el factor de longitud efectivo

L - longitud del miembro, plg

r -- el radio de giro que ejerce sobre el eje de pandeo, plg

W_u=	304.06	Kips
A_T=	430.40	Ft²
F_y =	36	ksi
K =	0.65	
L =	13	ft
KL/r=	1.185	
E =	30000	ksi

Calculo de la relación de grosor de anchura

$$\lambda_c = (K * L / \pi * r) * (F_y / E)^{0.5} \quad \text{(Ecuacion E2-4 LRFD p.16.1-27)}$$

$$\lambda_c = (1.185 / 3.14) (36 / 30000)^{0.5}$$

$$\lambda_c = 0.013$$



Calculo de la fuerza de diseño crítico

$F_{cr} = (.658^{\lambda_c^2}) * F_y$ para $\lambda_c \leq 1.5$ (Ecuacion E2-2 LRFD p.16.1-27)

$F_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) * F_y$ para $\lambda_c > 1.5$ (Ecuacion E2-3 LRFD p.16.1-27)

$F_{cr} = (.658^{(0.013)^2}) * 36$

$F_{cr} = 36$

Calculo de diseño de fuerza de compresión

$\phi P_n = 0.85 * A_g * F_{cr}$ (Ecuacion E2-1 LRFD p.16.1-27)

$\phi P_n = 0.85 * 67.06 * 36$

$\phi P_n = 2664.04$

Seleccionar	W14 x 228		KL/rx =		1.28
Ag =	67.06	in²	KL/ry =		2.06
ry =	4.10	in	λc =		0.01
rx/ry =	0.62	in	Fcr =		36
rx =	6.62	in	φPn =		2664.04
			φPn ≥ Wu ?		Sección OK



1.9. Placa de base de las columnas

Se diseñara una placa para todas las columnas por la que se toma la columna con mayor cortante y momento. La placa se diseñara en base del LRFD 3^o edición.

$$V = 61.707k$$

$$M = 1330.65 \text{ K-ft}$$

$$W_u = 295.25 \text{ kips}$$

$$\phi = 0.6$$

$$f_y = 36 \text{ ksi}$$

$$\text{Asumir } f'_c = 3 \text{ ksi}$$

$$\mathbf{W 14 \times 228}$$

$$d = 14$$

$$bf = 16$$

$$\text{Área requerida} = W_u / \phi(0.85 * f'_c) * 2 = 295.25 / (0.6 * 0.85 * 3 * 2) = 96.49 \text{ in}^2$$

Optimización del dimensionamiento de la placa de base

$$\Delta = (0.95 * d - 0.8 * bf) / 2 = 0.25$$

$$N = (A \text{ req'd})^{1/2} + \Delta = 10.07 \leq bf \text{ por tanto es } N = 16$$

$$\text{Se propone } N = 20 \quad B = 18$$

Calculo del requerimiento del grosor de la placa (t)

$$m = (N - 0.95 * d) / 2 = 3.35$$

$$n = B - 0.8 * bf / 2 = 2.60$$

$$\phi_c P_p = 0.6 * (0.85 * f'_c * N * B * 2) = 1101.60 \text{ kips}$$

$$X = (4d * bf) W_u / [(d + bf)^2 (\phi_c P_p)] = 0.267$$

$$\lambda = 2 * X^{0.5} / (1 + (1 - X)^{0.5}) = 0.557 > 1$$



$$\lambda n' = \lambda * (d * b_f)^{0.5} / 4 = 2.08$$

$$l = (m, n, \lambda n') \quad l = 3.35$$

$$n = 2.60$$

$$\lambda n' = 2.12$$

$$m = 3.35$$

Nota: Se toma el máximo para l

$$t \text{ req'd} = l * (2 * W_u / 0.9 * f_y * B * N)^{0.5}$$

$$= 0.754 \text{ plg}$$

Usar placa 20" x 18" x 1" de 36 ksi

1.10. Pernos de anclaje para placa de base

Para los pernos de anclaje **A-325** se usará esfuerzo de cortante de Fv permisible de 21 ksi.

$$V = 247.28 \text{ k}$$

$$M = 478.24 \text{ K-ft}$$

Calculo del área del perno

$$\text{Área requerida} = V / F_v$$

$$= (247.28 / 21) = 11.77 \text{ in}^2$$

Se usaran tres pernos a cada lado de la placa base

$$D = \sqrt{\frac{A \times 4}{\text{Numero de pernos} \times \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{(11.77 * 4)}{6 * 3.14}} = 1.58 \text{ in}$$

Se propone pernos de 1 5/8 (1.625 plg de diámetro) a cada lado

$$F_v = \frac{V}{\text{Numero de pernos} * \frac{\pi * d^2}{4}}$$



$$F_v = 247.28 / (6 \times (3.14 \times 1.625^2 / 4)) = 19.88 \text{ ksi} < 21 \text{ ksi} \quad \text{OK}$$

Tornillos A325 de 1 5/8 plg $A = 0.589 \text{ in}^2$ (Análisis estructural **método ASD** Mc Cormack)

Esfuerzo actuante permisible = 21 ksi

Distancia del borde $> 1.5d$ donde $d =$ diámetro del perno

Distancia centro a centro del agujero $> 3d$ donde $d =$ diámetro del perno

$F_p = 1.2 F_u$ (esfuerzo permisible de aplastamiento)

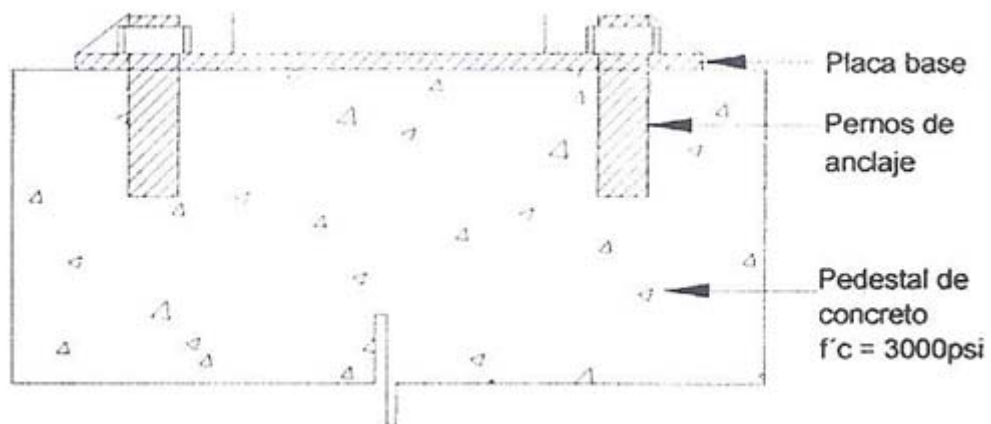
$F_u = 58 \text{ ksi}$

Cortante simple = área del tornillo $\times F_v$

$$= 0.589 \times 21 = 12.36 \text{ kips}$$

$$N^{\circ} \text{ requerido de tornillos} = 247.28 / 12.36 = 19.99$$

Se usaran 8 tornillos a cada lado de la placa.



Vista lateral de los pernos de anclaje

Chequeo de resistencia al aplastamiento (Ecuación ASD – J3-6a)

$$\begin{aligned} P \text{ por aplastamiento} &= F_p \times d \times t \times N^{\circ} \text{ pernos} \\ &= 1.2(58)(0.589)(1)(6) \\ &= 245.96 \text{ kips} \end{aligned}$$

Chequeo de resistencia por cortante (Ecuación ASD – J3-1)

$$\begin{aligned} P \text{ por cortante simple} &= \text{área} \times F_v \times N^{\circ} \text{ tornillos} \\ &= 0.589 \times 21 \times 20 \\ &= 247.38 \text{ kips} \end{aligned}$$



P diseño= 247.38 kips

$$\begin{aligned} \text{Distancia mínima centro a centro} &= \frac{2P}{F_u \times t} + \frac{d}{2} \text{ (Ecuacion ASD J3-5)} \\ &= 2(247.38)/(58 \times 1.625) + (1.625/2) \\ &= 4.82 \text{ in} \end{aligned}$$

Chequeo de distancia de centro a centro

$$3d = 3(1.625) = 4.875 > 4.82 \quad \text{OK}$$

Distancia mínima al borde en la dirección de la fuerza transmitida

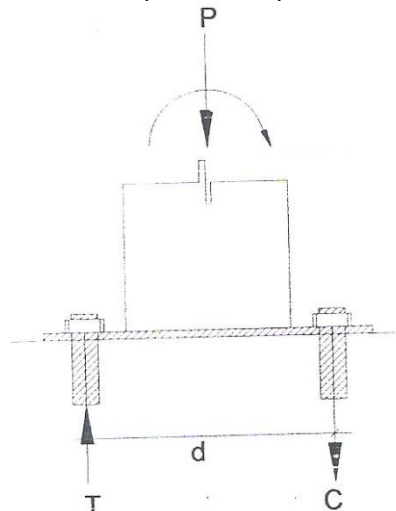
$$1.5d = 1.5(1.625 \text{ in}) = 2.437 < 4.875 \quad \text{OK}$$

$$\text{Chequeo de distancia mínima al borde} = \frac{2P}{F_u \times t}$$

$$\begin{aligned} &= 2(247.38)/(58 \times 1) \\ &= 8.53 > 2.437 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Determinación de la longitud del anclaje de los pernos

El momento de vuelco de 478.24 k-ft induce a fuerzas de T y C en los pernos de anclaje iguales a: $M/d = 478.24 / (20 - 4.875) = 31.61$ kips



Momento de volcamiento que se inducen en los pernos

Como estamos usando tres pernos a cada lado de la placa base, la fuerza por cada perno sería: $34.16 / 3 = 10.54$ kips por cada perno.



La circunferencia de un perno de 1.625 in es de 2.551 in con un esfuerzo de adherencia admisible de 160 lb/in²

La longitud de los pernos de anclaje debe ser:

$$L = 10.54 / (0.16 \times 2.551) = 25.82 \text{ in} = \mathbf{26 \text{ in longitud de anclaje}}$$

1.11. Diseño de la viga a sísmica

Se tomara la carga más fuerte de los ejes del edificio.

Carga total del edificio = 2736.11 kips

Carga en el eje = 2656.85 / 65.60 = 40.50 k/ft

$$\begin{aligned} \text{Momento en la viga} &= 40.50 \times (21.87 - (0.007 \times 21.87 \times 2))^2 / 12 = 1569.37 \text{ k-ft} \\ &= 2,491,552 \text{ kg - cm} \end{aligned}$$

Cortante de la viga = 2736 x 21.87 / 2 = 29,918.16 k

Diseño de viga a sísmica por flexión

B = 90 cm

h = 60 cm

d' = 8 cm

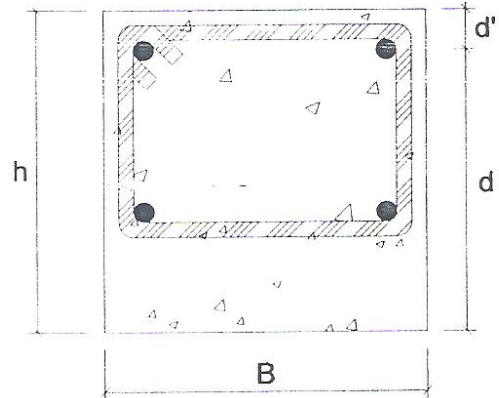
d = 52 cm

F_y = 4200 kg/cm²

F'c = 210 kg/cm²

Φ = 0.90

Varillas de acero = 4 de #8 = 20.28 cm²



Chequeo de relación de acero con concreto

$$\rho \text{ propuesto} = 20.28 / (90 \times 60) = 0.38\%$$

$$\rho \text{ min} = 14 / 4200 = 0.33\%$$

$$\rho \text{ balanceado} = (0.9 \times 0.85 \times 210 / 4200) \times (6000 / (6000 + 4200)) = 2.25\%$$

$$\rho \text{ min} < \rho \text{ min} < \rho \text{ balanceado}$$

$$0.33 < 0.38 < 2.25 \quad \text{Ok}$$



$$a = A_s \times F_y / \Phi \times b \times F'_c$$

$$A = 20.28 \times 2800 / 0.9 \times 35 \times 210 = 3.338 \text{ cm}$$

$$C = 3.338 / 0.9 = 3.709 \text{ cm}$$

$$M_n = \Phi \times A_s \times F_y (d - a/2)$$

$$M_n = 3,858,293.9$$

$$M_{ult} = \Phi \times M_n$$

$$= 3,672,464.53$$

$$M_{act} < M_{ult} \quad \text{OK}$$

$$M_{ult} / M_{act} = 1.5 - 3$$

Diseño de la viga a sísmica por cortante

$$\square V_c = \square 0.5 \times \sqrt{F'_c} \times b \times d < \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 28,823.3$$

$$\square V_c < V_u \quad \text{OK}$$

La separación máxima de los estribos será: $S_{max} = d/2 = 26 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$ cuando $V_n - V_c < \sqrt{f'_c} \times b \times d$ según el **ACI 318 sección 11.5.4**

$$A_v \text{ min} = 3.5 \times b \times S / F_y$$

$$= 1.95 \text{ cm}^2$$

1.12. Diseño del pedestal

Propiedades mecánicas:

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

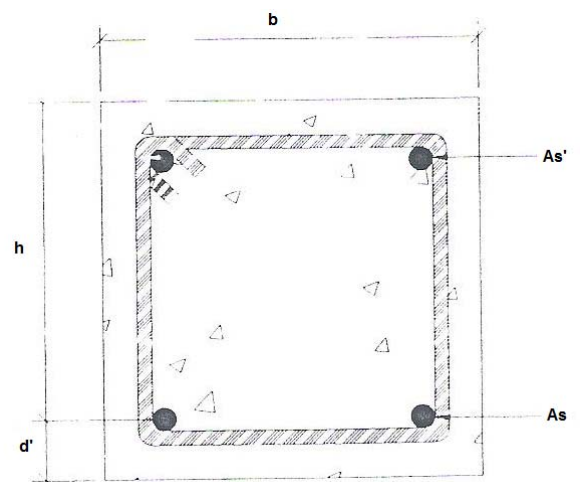
$$\Phi = 0.70$$

$$\text{Peso del concreto} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$M = 1330.65 \text{ k-ft} = 400,893 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V = 61.707 \text{ k} = 25,425 \text{ kg}$$

$$W_u = 295.25 \text{ k} = 131,222.2 \text{ kg/cm}^2$$





Dimensiones del pedestal propuesto

Ancho=0.8 m

Largo=0.8 m

Recubrimiento= 5 cm

Altura= 1.65 m

Acero de refuerzo= Varillas de acero 4 de # 8 =20.28 cm²

Ag = Largo x Ancho= 0.8 x 0.8 = 6,400 cm²

Capacidad del pedestal (Ecuación 10.1 cap 10 ACI 318)

$$\square P(\max) = 0.80 \square [0.85F'c \times (Ag - As) + As \times Fy]$$

$$\square P(\max) = 860,806.09 \text{ kg}$$

Revision del esfuerzo minimo. Ecuacion del ACI 318

$$As \text{ min} = 0.010 Ag$$

$$As \text{ min} = 64 \text{ cm}$$

Determinacion del acero en el alma (Ecuacion 11.4 – ACI 318 2002)

$$Vc = 0.5 \left[1 - 0.007 \left(\frac{Nr}{Ag} \right) \right] \sqrt{F'c} \leq 0.90 \sqrt{F'c \left(1 + 0.028 \left(\frac{Nr}{Ag} \right) \right)}$$

$$16.77 < 21.54$$

$$Vc = Vc \times b \times d = 107328 \text{ kg}$$

Factor de sobre diseño

$$Fsd = Vc/V = 107,328 / 25425 = 4.22$$

$$\square Vc = 0.85 \times 107,328 = 91,228.8$$

$$\square Vc > V$$

Separación máxima de los aceros

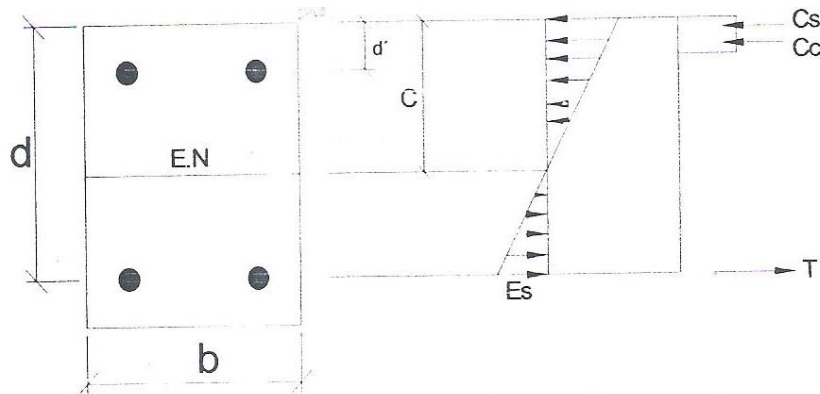
$$Smax = d/2 = 75/2 = 37.5 = 38 \text{ cm}$$

Determinamos el área por refuerzo mínimo para estribos por medio de la expresión:

$$A_v = 3.5 b \times S / F_y$$

La separación vertical de los estribos según el **ACI 318 - Cap 7 sección 7.10.5.2**

- A) 48 veces el diámetro del estribo
- B) 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal
- C) La menor dimensión lateral de la columna



1.13.

Diseño de zapata

$$M = 1330.65 \text{ k-ft} = 182,224.29 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V = 61.707 \text{ k} = 25,425 \text{ kg}$$

Criterios para el diseño

$$ND = 4 \text{ m}$$

El suelo es del tipo D y se asumirá su peso

$$Q \text{ admisible} = 1.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso del suelo} = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Pedestal: } B = 80 \text{ cm}$$

$$L = 80 \text{ cm}$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

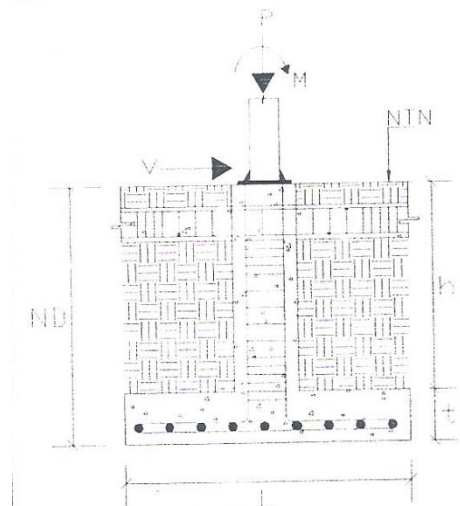
$$\text{Peso del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Estimando } t = 0.60 \text{ m}$$

$$B = 1.95$$

$$L = 1.95$$

$$\square t = 0.85$$





Presión neta admisible del suelo

$$q_a = q \text{ admisible} - (\text{peso del suelo} \times h + \text{peso del concreto} \times t) \\ = 1.292 \text{ kg/cm}^2$$

Propuesta de la sección de la zapata

Carga de la zapata

Este cálculo se realiza para determinar la presión transferida de la estructura al terreno, cuando la sollicitación sísmica ocurre en dirección perpendicular a sus planos.

Peso del pedestal= 2534.4 kg
Peso del suelo= 5069.2 kg
Peso de la losa de la zapata=5475.6 kg
Peso total de fundacion= 13,079.2 kg
Peso de la estructura= 11,348.31 kg
Peso Total= 24,427.51

Calculo del momento último debido al vuelco sísmico

M=momento debido a la cortante + momento flexionante

Momento debido a la cortante= $V \times ND$

$$M = 182,224.29 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Calculo de la excentricidad

$$e = M/P$$

$$e = 13.93$$

Primera condición $e=0$

$$W = P/B \times L \quad \text{Según Ec.16.3 – ACI 318}$$

Segunda condición $e < B/6$

$$\sigma = P/A [1 \pm 6e/L] \quad \text{Según Ec.16.3 – ACI 318}$$

Tercera condición $e > B/6$

$$W = 2P/L \times a, \quad a = 3[B/2 - e]$$

$$\text{Localización de la resultante en la zapata} = B/6 = 1.95/6 = 0.325$$

Tercera condición cumple

Calculo de la presión de apoyo

$$Q = P/A = 24,427.51 / (1.95 \times 1.95) = 6424.06 \text{ kg/m}$$



Considerando una distribución uniforme de las presiones en el suelo para simplificar los cálculos, sin embargo este criterio es válido siempre y cuando las cargas estén aplicadas en el tercio medio del ancho de la zapata.

Calculo de los esfuerzos máximos y mínimos

$$\sigma = 0.6424 (1 + (6 + 32.5/195)) = 1.2848 \text{ kg/cm}^2 < 1.292 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad en cortante

$$P_u = 1.7(131,222.2) = 223,077.74$$

$$Q_u = 223077.74 / 38025 = 5.86$$

Recubrimiento de 5 plg = 12.5 cm

$$d = 60 \text{ cm} - 12.5 \text{ cm} = 47.5$$

$$m = (195 \text{ cm} - 80 \text{ cm}) / 2 - 47.5 = 10 \text{ cm}$$

Fuerza cortante aplicada

$V_u = Q \times m \times \text{ancho de franja}$

$$V_u = 11,427$$

Se verifica el peralte requerido por el cortante último

$$d = \frac{V_u}{0.5\phi\sqrt{F'_c} \times b \times l}$$

$$d = 8.986 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Cortante disponible (ϕV_c)

Se calcula la capacidad del cortante (ϕV_c) y se compara con el aplicado (V_u) para un metro de ancho (b_w)

$$\phi V_c = \phi 0.5 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times L$$

$$\phi V_c = 65,211 > 11,427 \quad \text{Cumple}$$

Selección de la varillas de acero grado 40

Proponiendo varillas: # 8

Numero de varillas propuestas: 10

As total: 50.67 cm²

Diseño por flexión

$$\rho_b = 0.85 \phi F'_c / F_y (87000 / (87000 + F_y)) = 0.0525$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.0788$$



$$\rho = 0.54 > 14/F_y$$

Cumple

El código del **ACI - 318 sección 15.4.1** indica que el momento externo de cualquier sección de una zapata debe determinarse al pasar un plano vertical a través de la zapata y calcular el momento de las fuerzas que actúa sobre el área total de la zapata situada a un lado de dicho plano. La zapata bajo estas condiciones presenta la analogía de una viga en voladizo, por lo que el momento será obtenido bajo este análisis.

Calculo del momento flexionante requerido

La sección crítica se encuentra en la cara del pedestal

$$\text{Brazo de palanca} = L/2 - t/2$$

$$= 67.50$$

Se calcula el momento último (M_u) en la cara del pedestal considerando la analogía de una viga en voladizo.

$$M_u = Q \times b_w \times (\text{brazo})^2 / 2 = 595,028.55 \text{ k-cm}$$

Se calcula el momento resistente (M_n) de la sección de la zapata, considerando un metro de ancho de franja (b) para el suministro de acero.

Longitud de colocación de varillas = 15 cm

Longitud de desarrollo del refuerzo a tensión

$$L_d = \left[\left(\frac{3F_y}{40\sqrt{F'_c}} \right) \times \left(\frac{x \text{ } \theta \text{ } \times \text{ peso } \times \lambda}{C + \frac{k}{d_b}} \right) \right] d_b$$

Cap. 4 sección 12.2 ACI 318

$\theta = \theta = \lambda = 1$ hormigón de peso normal

Peso = 0.8 para varillas menores del #9

C = recubrimiento lateral = 23.75 cm

C = media separación entre centro de barras

C es el menor valor de los dos datos anteriores

$C = 14$ cm

Haciendo $k_{tr} = 0$ se permite $k_{tr} = 0$ como una simplificación del diseño aun si existe armadura transversal (**ACI 318-12.2.4**)

$$\frac{C + k_{tr}}{d_b} = 8.9 > 2.5 \text{ Se usara } 2.5$$

Sustituyendo los valores:

$$L_d = \frac{0.06 \times A_v \times F_y}{\sqrt{F'_c}} > 0.0057 d_b \times f_y \text{ (para varillas menores del \#9)}$$



0.0057 d_b F_y

L_d = 14.5 cm

La longitud de cada varilla que se proyectara más allá de la cara de la columna es:

L_d = 0.5 (L-ancho del pedestal) – recubrimiento

Se tomara el mayor valor para L_d, de los datos anteriores, por lo tanto:

L_d = 44.5 cm

La longitud de anclaje para barras a compresión, según la sección 12.3.2 de; código se determina a partir de:

$$l_{db} = \frac{0.02 d_b f_y}{\sqrt{F'c}} > 0.0003 d_b f_y$$

El diámetro (d_b) de las barras de refuerzo en el pedestal es de 5.067 cm (Varilla #8) se utiliza acero de 4200 kg/cm² y un concreto de 210 kg/cm².

d_b = 5.067 cm diámetro de la barra en espera.

Se selecciona el mayor de los valores anteriores de L_{db} así:

L_{db} = 14.5 cm

En la zapata

Posee la misma longitud de desarrollo del pedestal, ya que la resistencia al concreto es la misma.

Longitud disponible para el desarrollo dentro de la zapata

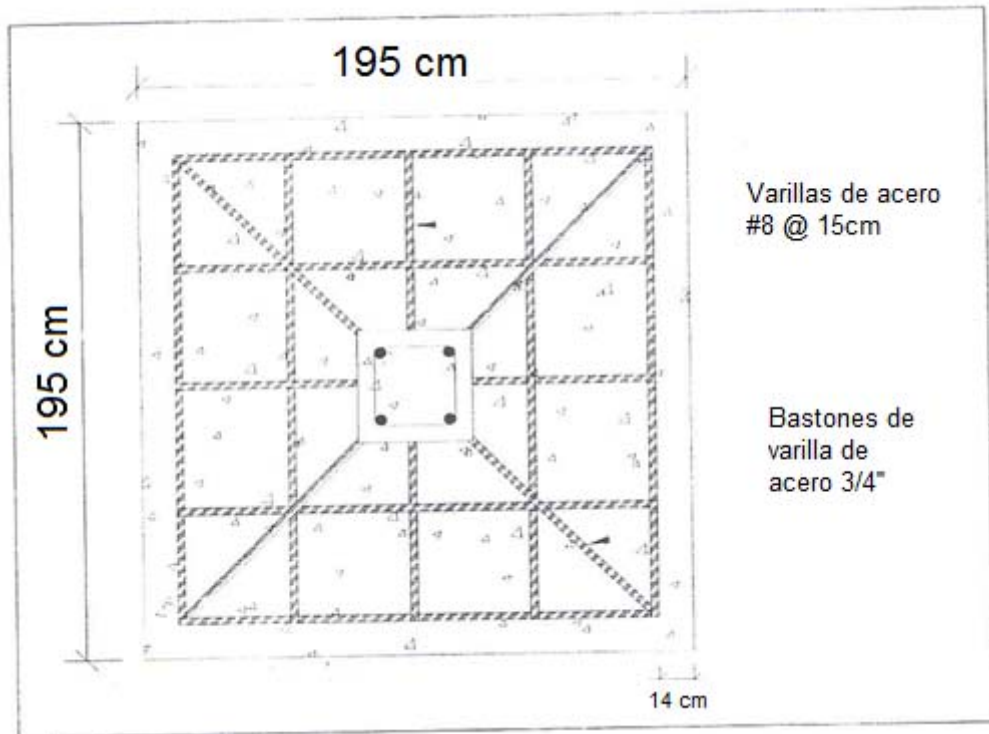
L_d = espesor de la zapata – recubrimiento – 2(□ varilla de zapata) – (□ varilla en espera).

L_d = 15.7 cm > 14.5 cm

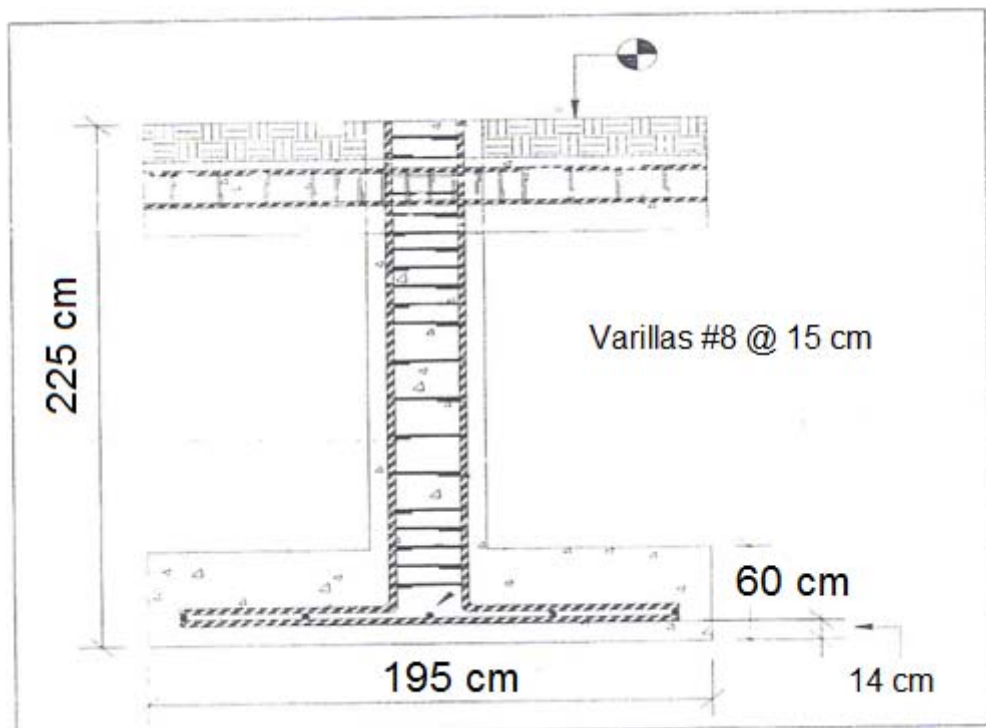
Por lo tanto las barras en espera se pueden desarrollar plenamente dentro de la zapata.



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Detalle en planta del armado en zapata



Detalle en elevación del armado en zapata

2. Análisis Dinámico

2.1. Clasificación del edificio para análisis modal

Area total del edificio = 3873.02 ft²

Nivel del edificio	Combinación de carga total(kips)
3	789.29
2	1030.79
1	836.77

$$m = Wu/g$$

$$g = 386.12 \text{ plg/ s}^2$$

$$m_1 = 836.77 / 386.12 = 2.167 \text{ k- s}^2/\text{plg}$$

$$m_2 = 1030.79 / 386.12 = 2.67 \text{ k- s}^2/\text{plg}$$

$$m_3 = 789.29 / 386.12 = 2.044 \text{ k- s}^2/\text{plg}$$

$$K = \frac{12 EI}{h^3}$$

Columnas del primer y Segundo nivel

$$W 14 \times 228 \quad I = 2942.4 \text{ plg}^3$$

Columnas del tercer nivel

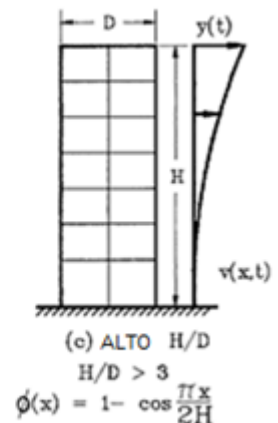
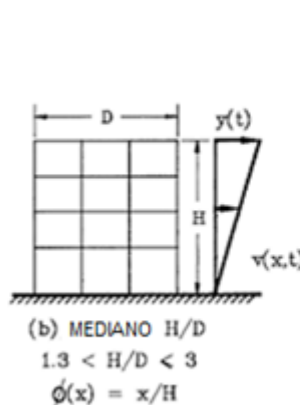
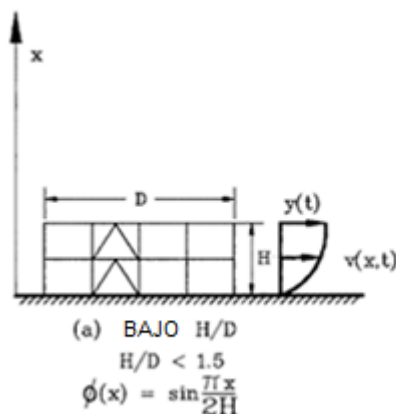
$$W 14 \times 136 \quad I = 1593 \text{ plg}^3$$

$$K_1 = 4(12)(30,000)(2942.4) / (156)^3(1000) = 1.12 \text{ k/plg}$$

$$K_2 = 4(12)(30,000)(2942.4) / (156)^3(1000) = 1.12 \text{ k/plg}$$

$$K_3 = 4(12)(30,000)(1593) / (156)^3(1000) = 0.60 \text{ k/plg}$$

$K_1 \geq K_2 \geq K_3$ Cumple





Calculo para edificio bajo

$$\Phi(x) = \sin(\pi x / 2L)$$

L = 39 ft

X = altura de nivel

Nivel	K	M	ϕ_i	$\Delta\phi_i$	$M \phi_i^2$	$K \Delta\phi_i^2$
3		2.82	1		2.82	
	0.60			0.134		0.11
2		2.60	0.866		1.950	
	1.12			0.366		0.150
1		2.15	0.5		0.538	
	1.12			0.5		0.280
M* = 5.308		K* = 0.540				

$$\omega = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}}$$

$$\omega = \sqrt{0.540 / 5.308} = 0.319$$

Calculo para edificio medio

$$\Phi(X) = X/L$$

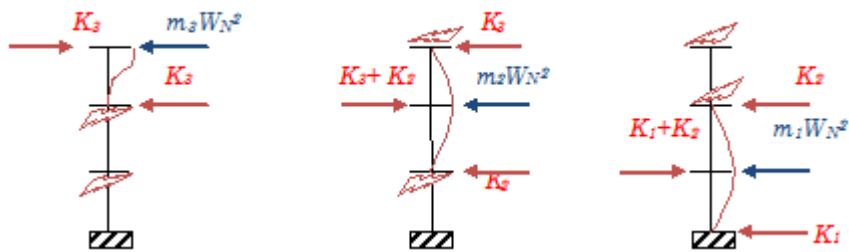
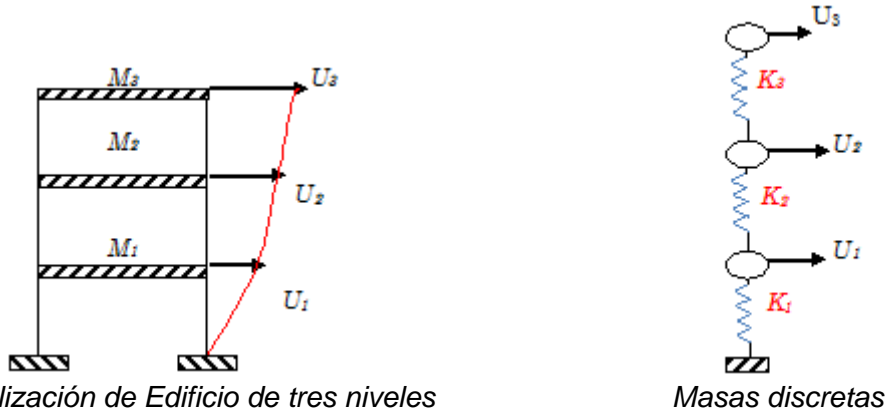
Nivel	K	M	ϕ_i	$\Delta\phi_i$	$M \phi_i^2$	$K \Delta\phi_i^2$
3		2.82	1		2.82	
	0.60			0.333		0.067
2		2.60	0.667		1.734	
	1.12			0.334		0.125
1		2.15	0.333		0.716	
	1.12			0.333		0.124
M* = 5.270		K* = 0.316				

$$\omega = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}}$$

$$\omega = \sqrt{0.316 / 5.270} = 0.245$$

0.319 > 0.245 por tanto es edificio medio condición del Seismic Design Book capitulo 4.

Se idealizara el edificio en tres tipos de masas en la que poseerán un movimiento funcional según su rigidez.



Idealización matemática

2.2. Análisis dinámico funcional

$$M \ddot{X} + K\ddot{X} = 0$$

$$X = A_{iN} \sin W_N t$$

$$\ddot{X} = -W_N^2 A_{iN} \sin W_N t$$

$$\rightarrow \ddot{X} = -W_N^2 X$$

$$\lambda = W_N^2$$

$$\ddot{X} + W_N^2 X = 0$$

$$-MW_N^2 A_{iN} \sin W_N t + KA_{iN} \sin W_N t = 0$$

$$[K - MW_N^2] A_{iN} = 0$$



[D] → Matriz dinámica

$$\begin{bmatrix} K_3 - \lambda M_3 & -K_3 & 0 \\ -K_3 & K_3 + K_2 - \lambda M_2 & -K_2 \\ 0 & -K_2 & K_1 + K_2 - \lambda M_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_{3N} \\ A_{2N} \\ A_{1N} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Por el método de cofactores

$$\begin{bmatrix} K_3 - \lambda M_3 & -K_3 & 0 \\ -K_3 & K_3 + K_2 - \lambda M_2 & -K_2 \\ 0 & -K_2 & K_1 + K_2 - \lambda M_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{31} \\ C_{21} \\ C_{11} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Análisis para λ

$$\begin{aligned} & \left(\frac{K_3}{M_2}\right) \begin{bmatrix} -\frac{K_3}{M_3} & 0 \\ \frac{K_2 + K_3}{M_2} - \lambda & -\frac{K_2}{M_2} \end{bmatrix} + \left(\frac{K_2 + K_3}{M_2} - \lambda\right) \begin{bmatrix} -\frac{K_3}{M_3} & 0 \\ -\frac{K_2}{M_1} & \frac{K_1 + K_2}{M_1} - \lambda \end{bmatrix} \\ & - \frac{K_2}{M_2} \begin{bmatrix} \frac{K_2 + K_3}{M_2} - \lambda & -\frac{K_2}{M_2} \\ -\frac{K_2}{M_1} & \frac{K_1 + K_2}{M_1} - \lambda \end{bmatrix} = 0 \\ & \left(-\frac{K_3}{M_2}\right) \left(-\frac{K_3}{M_3}\right) \left(-\frac{K_2}{M_2}\right) + \left(\frac{K_2 + K_3}{M_2} - \lambda\right) \left(-\frac{K_3}{M_3}\right) \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} - \lambda\right) \\ & - \frac{K_2}{M_2} \left[\left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} - \lambda\right) \left(\frac{K_2 + K_3}{M_2} - \lambda\right) - \frac{K_2^2}{M_1 M_2} \right] = 0 \\ & - \frac{K_2 K_3^2}{M_2^2 M_3} - \frac{K_3}{M_3} \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} - \lambda\right) \left(\frac{K_2 + K_3}{M_2} - \lambda\right) - \frac{K_2}{M_2} \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} - \lambda\right) \left(\frac{K_2 + K_3}{M_2} - \lambda\right) \\ & + \frac{K_2^3}{M_1 M_2^2} = 0 \\ & \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} - \lambda\right) \left(\frac{K_2 + K_3}{M_2} - \lambda\right) \left(\frac{K_2}{M_2} + \frac{K_3}{M_3}\right) = \frac{K_2^3}{M_1 M_2^2} - \frac{K_2 K_3^2}{M_2^2 M_3} \\ & \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1}\right) \left(\frac{K_2 + K_3}{M_2}\right) - \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2}\right) \lambda + \lambda^2 = \frac{\frac{M_3 K_2^3 - M_1 K_2 K_3^2}{M_1 M_2^2 M_3}}{\frac{M_2 K_3 + M_3 K_2}{M_2 M_3}} \\ & \frac{(K_1 + K_2)(K_2 + K_3)}{M_1 M_2} - \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2}\right) \lambda + \lambda^2 = \frac{M_3 K_2^3 - M_1 K_2 K_3^2}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} \\ & \frac{K_1 K_2 + K_1 K_3 + K_2^2 + K_2 K_3}{M_1 M_2} - \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2}\right) \lambda + \lambda^2 \\ & + \frac{M_1 K_2 K_3^2 - M_3 K_2^3}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} = 0 \end{aligned}$$



$$\lambda^2 - \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right) \lambda + \left[\frac{(M_2 K_3 + M_3 K_2)(K_1 K_2 + K_1 K_3 + K_2^2 + K_2 K_3)}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} + M_1 K_2 K_3^2 - M_3 K_2^3 \right] = 0$$

$$\lambda^2 - \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right) \lambda + \left[\frac{M_2 K_1 K_2 K_3 + M_2 K_1 K_3^2 + M_2 K_2 K_3^2 + M_3 K_1 K_2^2 + M_3 K_1 K_2 K_3 + M_3 K_2^2 K_3 - M_1 K_2 K_3^2}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} \right] = 0$$

$$\lambda^2 - \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right) \lambda + \left[\frac{M_2 (K_1 K_2 K_3 + K_1 K_3^2 + K_2^2 K_3) + M_3 (K_1 K_2^2 + K_1 K_2 K_3 + K_2^2 K_3) - M_1 K_2 K_3^2}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} \right] = 0$$

$$\lambda^2 - \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right) \lambda + \left[\frac{M_2 K_3 (K_1 K_2 + K_1 K_3 + K_2 K_3) + M_3 K_2 (K_1 K_3 + K_1 K_2 + K_2 K_3) - M_1 K_2 K_3^2}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} \right] = 0$$

$$\lambda^2 - \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right) \lambda + \frac{(M_2 K_3 + M_3 K_2)(K_1 K_2 + K_1 K_3 + K_2 K_3) - M_1 K_2 K_3^2}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} = 0$$

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right) \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right)^2 - 4 \left[\frac{(M_2 K_3 + M_3 K_2)(K_1 K_2 + K_1 K_3 + K_2 K_3) - M_1 K_2 K_3^2}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} \right]}$$

Mediante esta fórmula obtenemos λ_1 y λ_2

Como hace falta λ_3 volvemos a calcular

Por el método de cofactores

$$\begin{bmatrix} K_3 - \lambda M_3 & -K_3 & 0 \\ -K_3 & K_3 + K_2 - \lambda M_2 & -K_2 \\ 0 & -K_2 & K_1 + K_2 - \lambda M_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{31} \\ C_{21} \\ C_{11} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\left(\frac{K_3}{m_3} - \lambda \right) \left(-\frac{K_3}{m_3} \right) \left(-\frac{K_2}{m_2} \right) - \frac{K_3}{m_3} \left(-\frac{K_3}{m_3} \right) \left(\frac{K_1 + K_2}{m_1} - \lambda \right) = 0$$



$$-\frac{K_2 K_3}{m_2 m_3} + \frac{K_2}{m_2} \lambda - \frac{K_3 (K_1 + K_2)}{m_1 m_3} + \frac{K_3}{m_3} \lambda = 0$$

$$\lambda \left(\frac{K_2}{m_2} + \frac{K_3}{m_3} \right) = \frac{K_2 K_3}{m_2 m_3} + \frac{K_3 (K_1 + K_2)}{m_3 m_1}$$

$$\lambda = \omega^2_N = \frac{\frac{(K_1 + K_2) K_3}{m_1 m_3} + \frac{K_2 K_3}{m_2 m_3}}{\frac{K_2}{m_2} + \frac{K_3}{m_3}} = \frac{m_2 (K_1 + K_2) K_3 + m_1 K_2 K_3}{m_1 m_2 m_3 \left(\frac{K_2}{m_2} + \frac{K_3}{m_3} \right)}$$

Frecuencia Natural

$$\lambda = \omega^2_N = \frac{m_2 (K_1 + K_2) K_3 + m_1 K_2 K_3}{m_1 (m_2 K_3 + m_3 K_2)}$$

$$m_1 = 2.167 \text{ k} \cdot \text{s}^2/\text{plg}$$

$$m_2 = 2.67 \text{ k} \cdot \text{s}^2/\text{plg}$$

$$m_3 = 2.044 \text{ k} \cdot \text{s}^2/\text{plg}$$

$$K_1 = 1.12 \text{ k/plg}$$

$$K_2 = 1.12 \text{ k/plg}$$

$$K_3 = 0.60 \text{ k/plg}$$

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right)$$

$$\pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{K_1 + K_2}{M_1} + \frac{K_2 + K_3}{M_2} \right)^2 - 4 \left[\frac{(M_2 K_3 + M_3 K_2) [K_1 K_2 + K_3 (K_1 + K_2)] - M_1 K_2 K_3^2}{M_1 M_2 (M_2 K_3 + M_3 K_2)} \right]}$$

$$\lambda_3 = 1.923$$

$$1.678$$

$$1.641$$

$$\lambda_1 = 0.235$$

$$\lambda = \omega^2_N = \frac{m_2 (K_1 + K_2) K_3 + m_1 K_2 K_3}{m_1 (m_2 K_3 + m_3 K_2)}$$

$$\lambda_2 = 0.598$$

$$\begin{bmatrix} K_3 - \lambda m_3 & -K_3 & 0 \\ -K_3 & K_3 + K_2 - \lambda m_2 & -K_2 \\ 0 & -K_2 & K_1 + K_2 - \lambda m_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_{3N} \\ A_{2N} \\ A_{1N} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Mediante la matriz dinámica tenemos 3 ecuaciones:



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

- 1) $(K_3 - m_3\lambda)A_{3N} - K_3A_{2N} = 0$
- 2) $-KA_{3N} + (K_3 + K_2 - \lambda m_2) A_{2N} - K_2A_{1N} = 0$
- 3) $-K_2A_{2N} + (K_1 + K_2 - \lambda m_1) A_{1N} = 0$

Dando valores a $A_{1N}=1$ se obtienen

	λ_1	λ_2	λ_3
A_{3N}	7.725	-0.876	0.310
A_{2N}	1.545	0.909	-1.721
A_{1N}	1	1	1

$$[A_{iN}] = \begin{vmatrix} 7.725 & -0.876 & 0.310 \\ 1.545 & 0.909 & -1.721 \\ 1 & 1 & 1 \end{vmatrix} \quad \text{Matriz de amplitudes relativas}$$

$$M^e = \sum m_i A_{iN}^2$$

$$M^e_1 = 2.167 (1)^2 + 2.67 (1.545)^2 + 2.044 (7.725)^2 = 130.517$$

$$M^e_2 = 2.167 (1)^2 + 2.67 (0.909)^2 + 2.044 (-0.876)^2 = 5.942$$

$$M^e_3 = 2.167 (1)^2 + 2.67 (-1.721)^2 + 2.044 (0.310)^2 = 10.272$$

$$\Phi_i = \frac{A_{iN}}{\sqrt{M^e}} \quad \Phi_i = \begin{vmatrix} -0.676 & -0.359 & 0.097 \\ 0.135 & 0.373 & -0.537 \\ 0.088 & 0.410 & 0.312 \end{vmatrix} \quad \text{Matriz Modal}$$

Principio de Ortonormalidad

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I]$$

$$[\Phi]^T [K] [\Phi] = [\lambda] \quad \text{Cumple}$$

Factor de partición sísmica

$$\alpha_n = \frac{\sum m_i x A_{iN}}{\sum M_i x A_{iN}^2}$$

$$\alpha_1 = 22.255 / 136.657 = 0.163$$

$$\alpha_2 = 2.758 / 6.925 = 0.398$$

$$\alpha_3 = -0.840 / 8.294 = 0.101$$

$$S_{di} = 0.297 \text{ g} / \lambda$$

Aceleración según sitio = 0.297

$$S_{d1} = 0.297 (386.12) / 0.235 = 487.99$$

(Objetivo II)

$$S_{d2} = 0.297 (386.12) / 0.598 = 191.769$$

$$S_{d2} = 0.297 (386.12) / 1.923 = 59.635$$



2.3. Respuesta Modal

Parámetro modal	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
λ	0.235	0.598	1.923
α_n	0.163	0.398	0.101
S_{dN}	487.99	191.769	59.635
Φ_3	0.676	-0.359	0.097
Φ_2	0.135	0.373	-0.537
Φ_1	0.088	0.410	0.312

$U_N = \Phi_n^* \alpha_n^* S_{dN}$	Nivel	Desplazamiento			Combinación Modal	
		SAV	SRSS			
	3	53.771	-27.4	0.584	81.755	60.352
	2	10.738	28.469	-3.234	42.441	30.598
	1	7	31.293	1.879	40.172	32.121

$\ddot{U}_N = U_N^* \lambda$	Nivel	Aceleración			Combinación Modal	
		SAV	SRSS			
	3	12.636	-16.385	1.123	30.144	20.722
	2	2.523	17.024	-0.327	19.874	17.213
	1	1.645	18.713	3.613	23.971	19.129

$I = M * \ddot{U}_N$	Nivel	Momento de Inercia			Combinación Modal	
		SAV	SRSS			
	3	27.382	-35.506	2.434	65.322	44.904
	2	6.736	45.454	-0.873	53.063	45.959
	1	3.362	38.249	7.385	48.996	39.10



$V = \sum I$	Nivel	Cortante			Combinación Modal	
		SAV	SRSS			
	3	27.382	-35.506	2.434	65.322	44.904
	2	34.118	9.948	1.561	45.627	35.573
	1	37.48	48.197	8.946	94.623	61.707

$M = V * h$	Nivel	Momento Basal			Combinación Modal	
		SAV	SRSS			
	3	355.966	-461.57	31.642	848.212	583.746
	2	799.50	-332.24	51.935	1183.675	867.341
	1	1286.74	294.321	168.233	1749.294	1330.65

Se utilizara el momento basal de la combinación modal del método SRSS para el momento del diseño de las fundaciones.

2.4 Nivel de desplazamiento máximo del edificio

$$\square = \frac{U_N}{h^2} \quad \square < 0.002$$

Se toma el desplazamiento máximo de cada nivel por el método de SRSS.

Primer Nivel

$$\square_1 = 32.121 / (13 \times 12)^2 = 0.0013 \quad \text{Cumple}$$

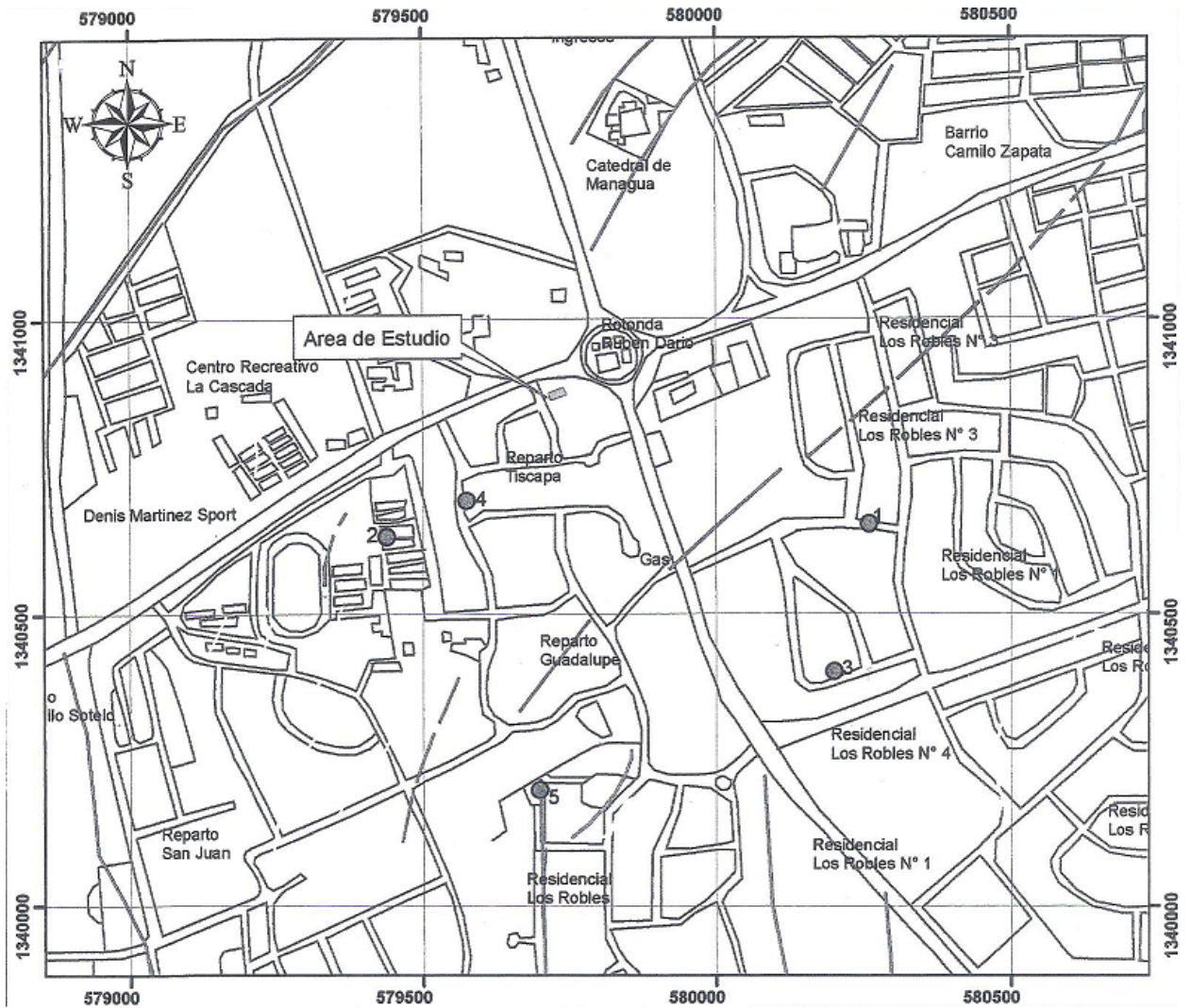
Segundo Nivel

$$\square_2 = 30.598 / (13 \times 12)^2 = 0.0012 \quad \text{Cumple}$$

Tercer Nivel

$$\square_3 = 60.352 / (13 \times 12)^2 = 0.002 \quad \text{Cumple}$$

3. Datos Geotécnicos del terreno



Microzonificación del área del estudio



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

Columna Litológica, Proyecto EXIMOSA

Profundidad (m)	Edad	Litología	Espesor(m)	Descripción
3.5 m	Holoceno	Relleno	1.75	Relleno
		Hsf3	0.30	Hsf3 Suelo Fósil Tobaceo
		Hrt(w)	0.30	Hrt(w) Toba El Retiro Meteorizada
		Hsf2	0.59	Hsf2 Suelo Fósil
		Hsj	0.25	Hsj Formación San Judas
		Hsf1	0.51	Hsf1 Suelo Fósil
		Haq	0.10	Haq Pomez Apoyeque

Figura # 2

Escala 1:20

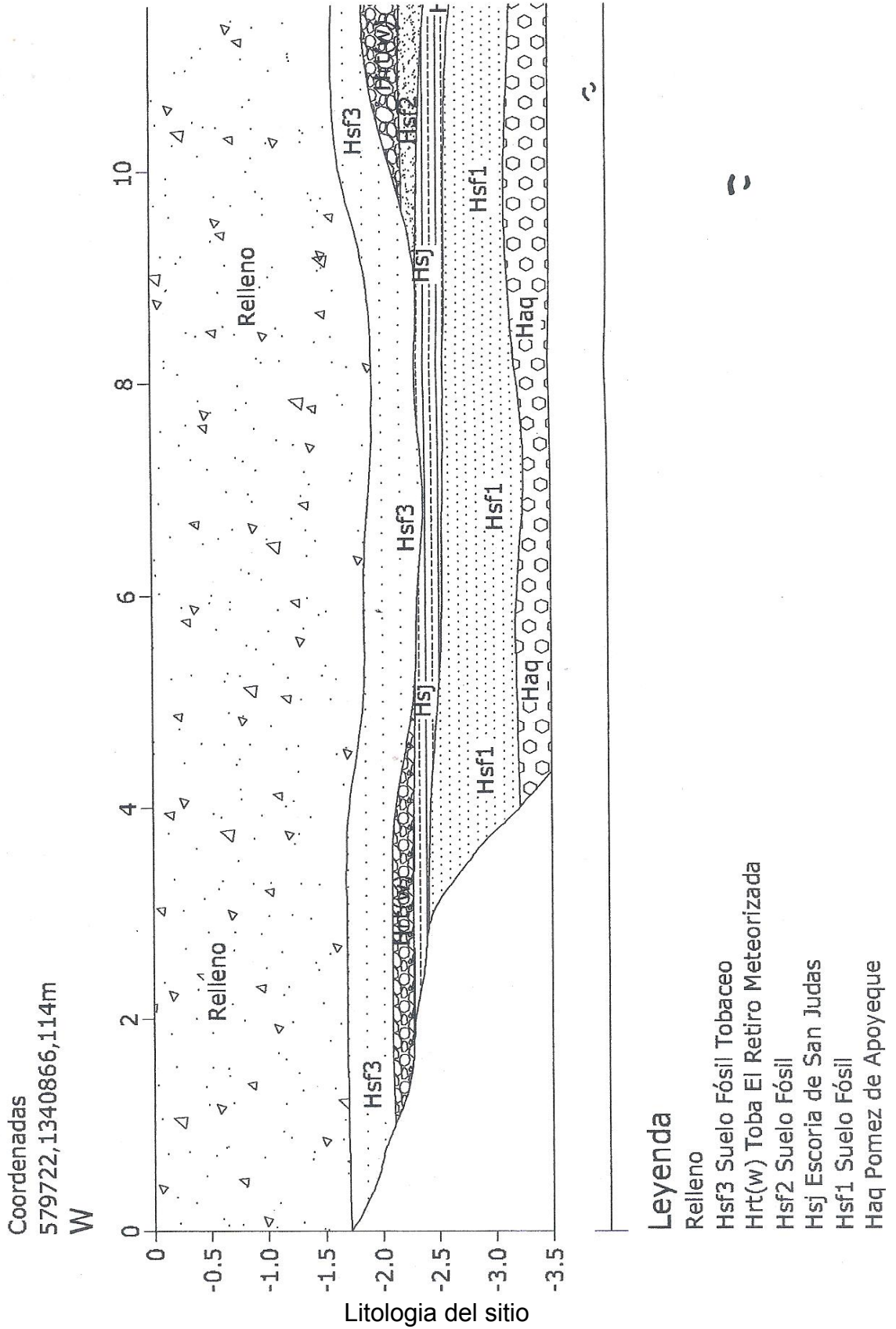
Dibujo: M Herrera



Litología del sitio

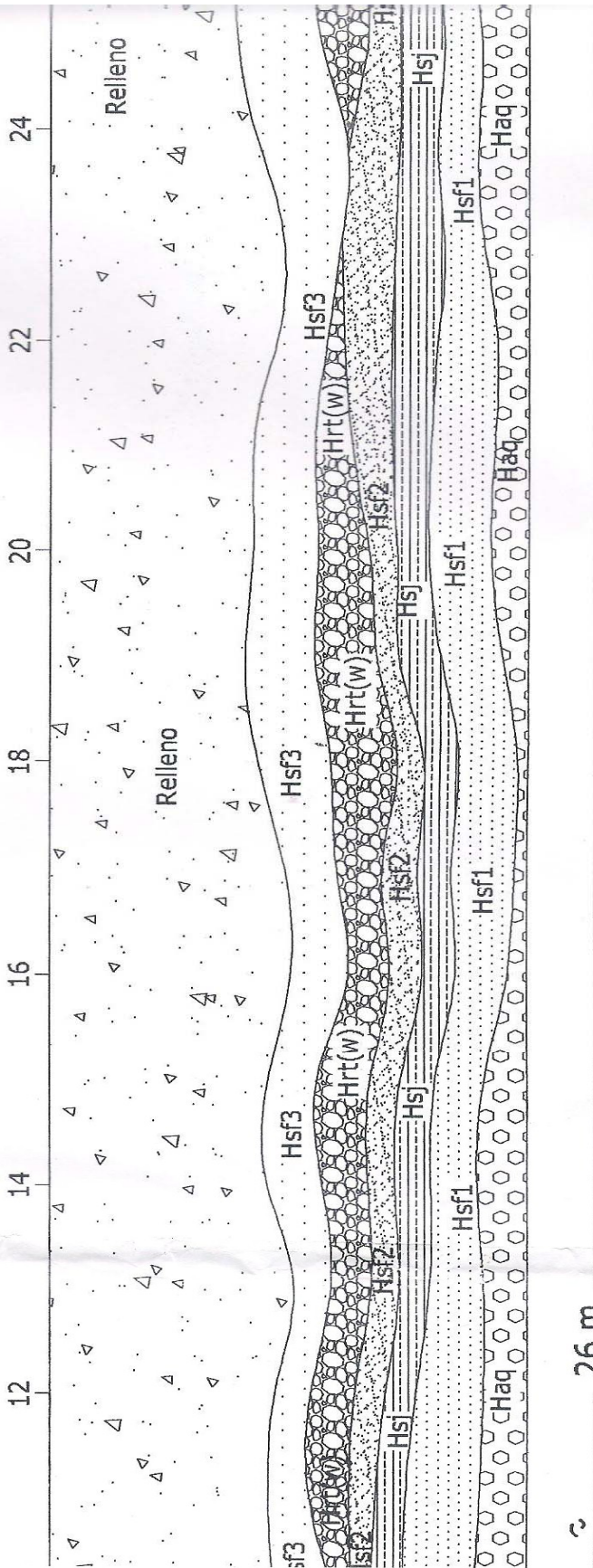


“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Trinchera Proyecto EXIMOSA

Coo
579743,13408



Escala 1:50
Figura #3

Litología del sitio

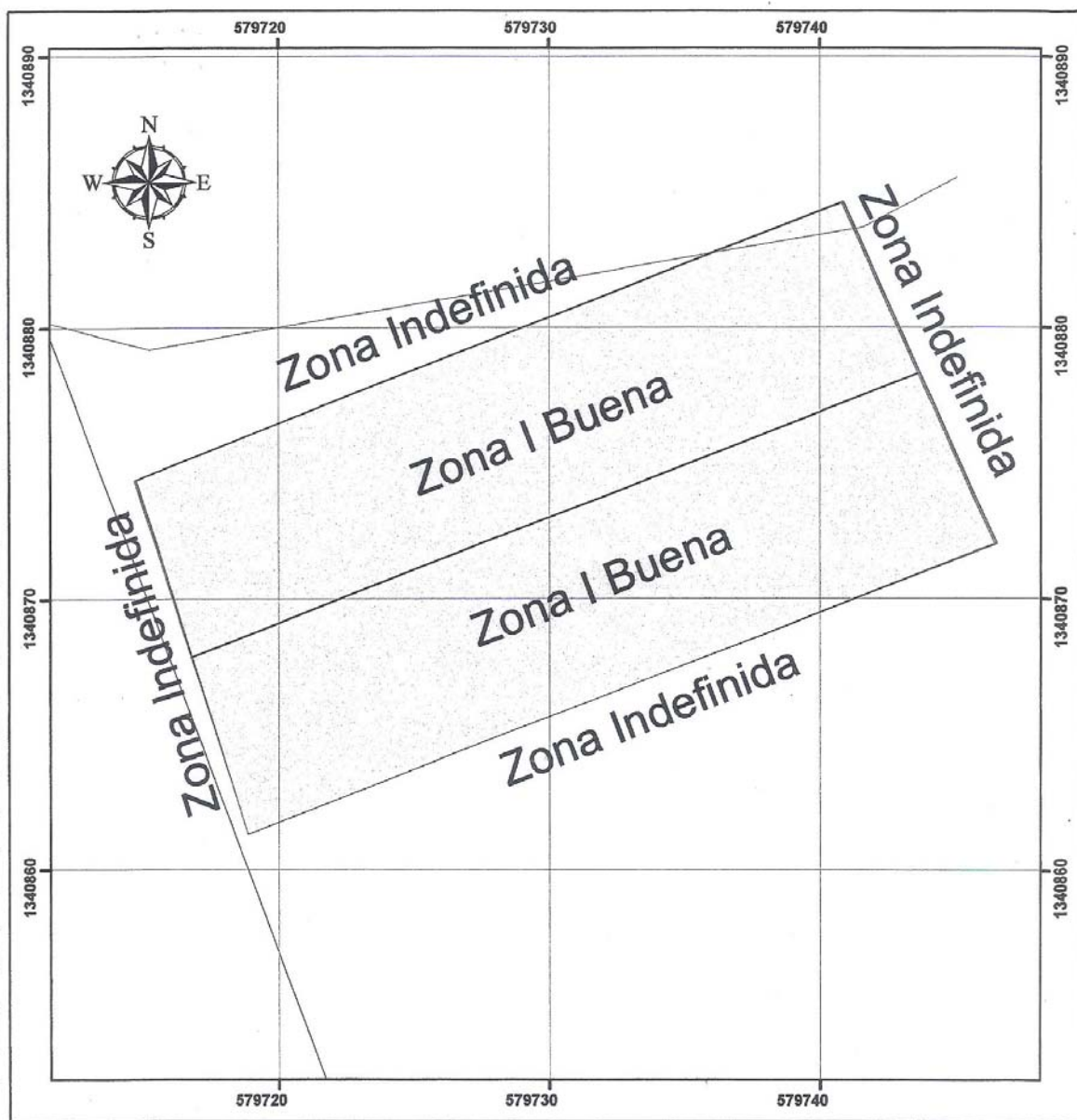


Fig.4. Mapa de Zonificación Sísmica del área de estudio EXIMOSA
Fuente: Mapa Topográfico INETER, 2002 (Hoja 2952-4)



Leyenda

- trinchera
- Zonificación
- Área de estudio
- Curvas de Nivel



Tipo de zona del sitio



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Foto 1: Vista panorámica de la trinchera, Proyecto EXIMOSA, Reparto Tiscapa.



Foto2: Material de relleno (R), formado por suelo, bloques, papel plástico y relictos de toba y escoria.





“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Foto 3: Toba el retiro meteorizado (Hrt-w).

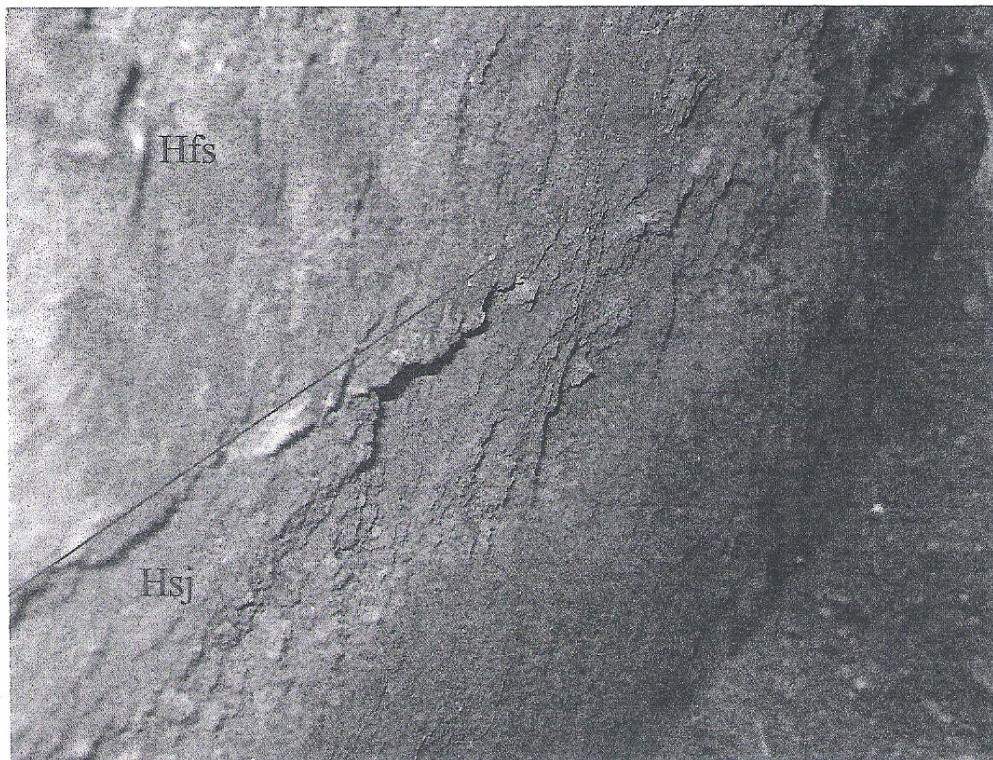
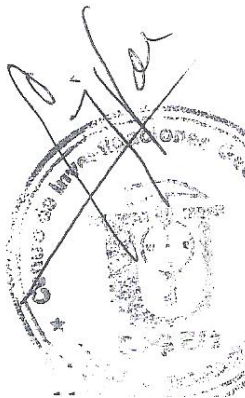


Foto 4: Muestra la parte inferior de la trinchera, Suelo fósil (Hfs) y Formación San Judas (Hsj).

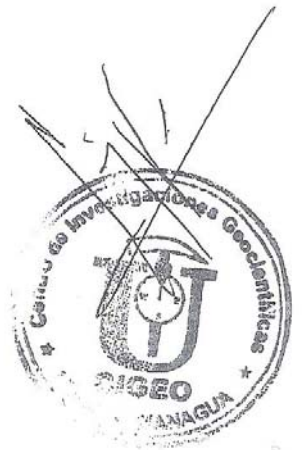




“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

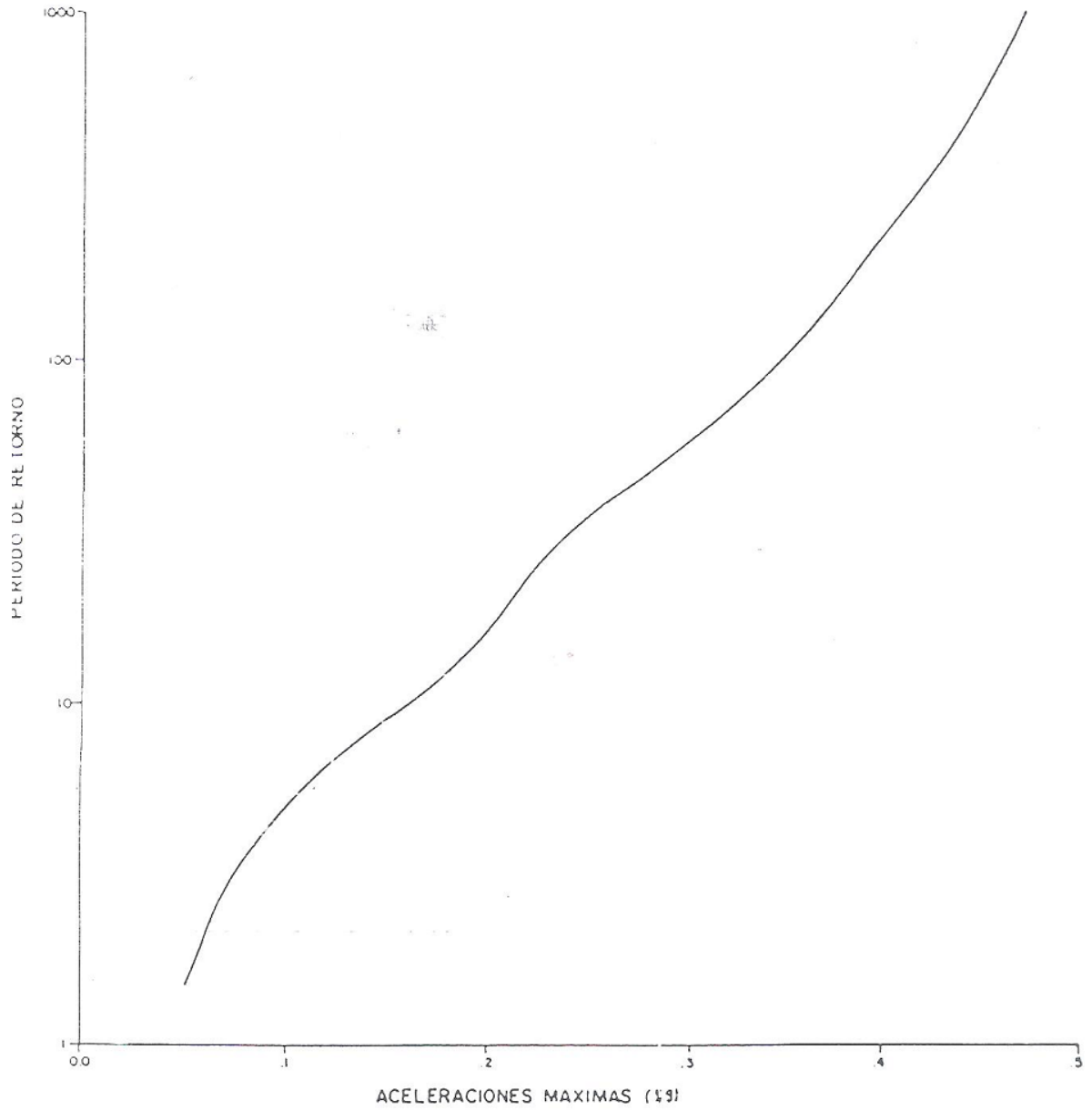


Foto 5: Muestra la base de la trinchera, Suelo Fósil (Hfs) y pomez de Apoyeque (Haq).





“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Aceleraciones de la ciudad de Managua segun el period de Retorno



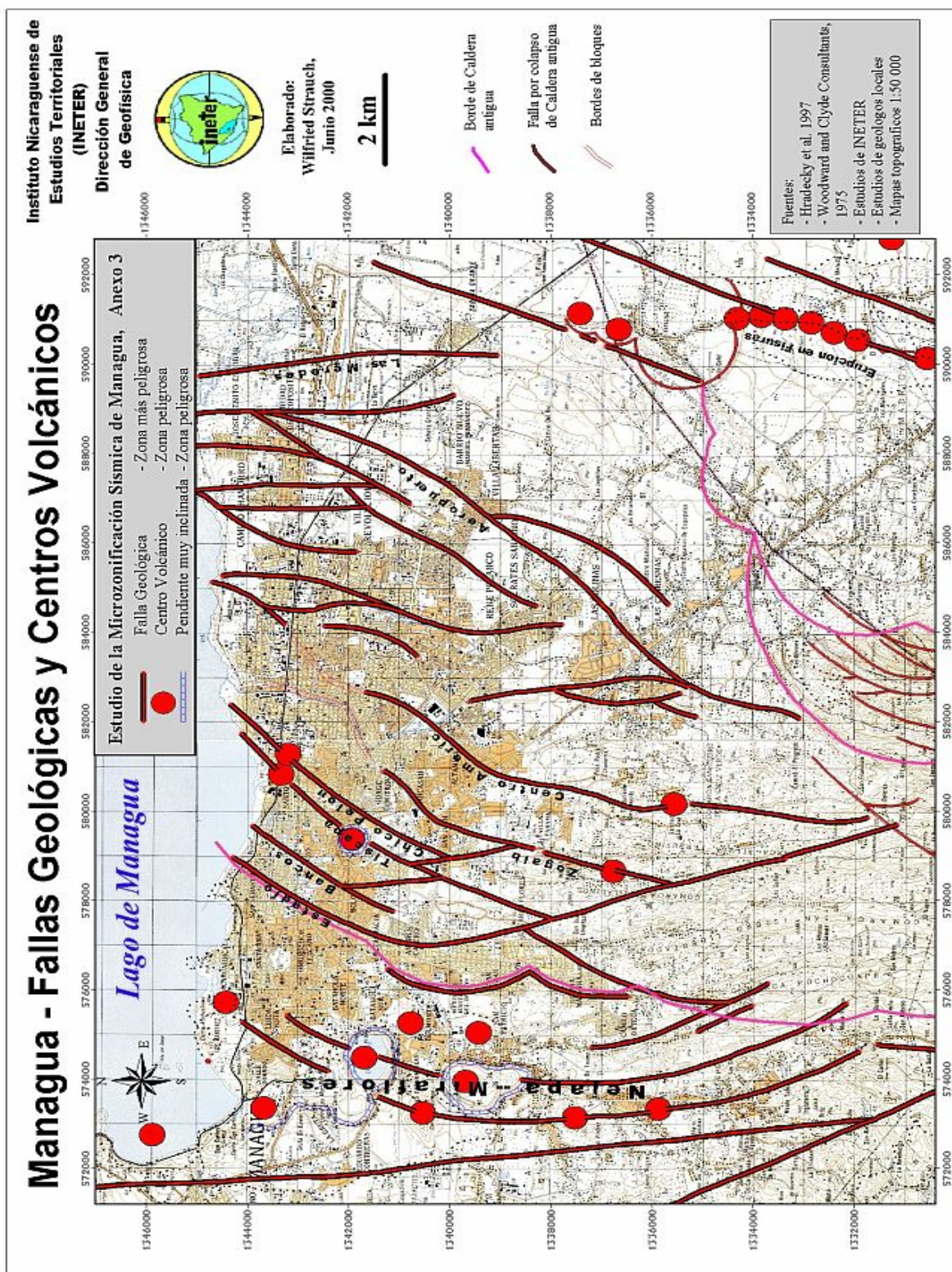
“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

DESIGN GUIDE LRFD WEIGHT TABLE FOR JOIST GIRDERS

Based on a 50 ksi Maximum Yield Strength

GIRDER SPAN (ft.)	JOIST SPACES (ft.)	GIRDER DEPTH (in.)	JOIST GIRDER WEIGHT – POUNDS PER LINEAR FOOT																	
			FACTORED LOAD ON EACH PANEL POINT – KIPS																	
			8.0	9.0	12.0	15.0	18.0	21.0	24.0	27.0	30.0	36.0	42.0	48.0	54.0	60.0	66.0	72.0	78.0	84.0
20	2N @ 10.00	20	18	19	19	19	19	20	24	24	25	30	37	41	48	50	56	62	70	75
		24	18	19	19	19	19	20	21	21	25	28	32	36	41	42	49	52	53	68
	3N @ 6.67	28	16	19	19	19	19	20	20	21	23	26	28	32	39	40	42	46	48	49
		20	15	16	19	19	20	23	24	27	31	36	44	48	54	74	75	81	84	89
	4N @ 5.00	24	15	16	16	16	17	19	22	25	28	30	34	39	49	50	59	63	72	86
		28	16	16	17	19	22	25	28	30	34	39	49	50	59	63	72	86	91	91
	5N @ 4.00	20	15	17	21	26	31	36	39	48	51	62	71	82	99	99	109	120	141	142
		24	16	16	20	23	26	30	35	39	43	53	60	68	80	91	101	103	110	120
	6N @ 3.33	28	16	16	18	22	27	28	33	37	39	48	55	64	68	77	93	95	107	111
		20	18	19	25	29	36	41	50	57	68	72	82	99	107	118	135	141		
	8N @ 2.50	24	17	22	29	36	42	50	54	61	69	86	103	107	128	149	153			
		28	18	22	29	34	40	47	54	61	67	76	88	107	112	124	135	155	166	
22	2N @ 11.00	20	21	21	21	22	22	23	24	24	28	34	39	43	49	55	62	69	78	78
		24	18	21	21	22	22	22	23	24	24	30	33	41	41	45	51	55	61	73
	3N @ 7.33	28	18	21	21	22	22	22	22	23	24	24	30	33	41	42	46	48	51	58
		20	15	18	18	19	22	24	28	29	33	42	45	53	55	70	78	84	88	94
	4N @ 5.50	24	15	16	19	20	23	24	26	30	35	40	45	48	55	61	74	81	81	84
		28	15	16	16	16	19	20	23	24	27	32	36	45	47	52	64	69	74	82
	5N @ 4.40	20	15	16	19	23	26	30	36	39	44	55	62	71	82	95	95	106	119	134
		24	15	16	17	20	25	27	29	34	38	48	52	58	71	79	89	98	101	107
	6N @ 3.67	28	16	16	18	19	22	25	28	32	35	40	49	54	60	72	79	87	90	97
		20	16	21	27	33	39	49	55	57	65	79	97	108	118	137				
	8N @ 2.75	24	16	19	23	28	32	39	45	51	58	66	82	98	101	109	120	142	144	
		28	18	18	22	26	30	34	39	44	50	61	70	76	89	102	104	113	127	148
26	3N @ 8.33	20	18	18	19	22	26	27	30	37	41	49	59	66	70	76	86	89	97	102
		24	15	18	19	20	22	25	26	28	32	39	43	51	59	67	71	81	84	89
	4N @ 6.25	28	15	15	19	19	20	23	24	27	29	34	39	45	47	55	59	67	81	82
		32	15	16	16	16	20	21	23	24	27	32	36	44	46	52	54	58	74	81
	5N @ 5.00	36	16	16	16	17	17	20	24	24	26	32	36	40	45	48	53	54	68	79
		20	15	18	20	25	29	35	39	42	49	55	70	78	93	99	109	119	134	135
	6N @ 4.17	24	15	16	19	21	26	29	33	37	40	50	57	64	72	88	97	100	106	120
		28	15	16	17	20	24	25	29	34	37	43	51	58	66	72	89	90	101	102
	8N @ 3.12	32	16	16	17	19	21	25	28	32	35	40	49	54	60	69	79	86	91	96
		36	16	16	17	19	21	26	26	29	34	38	49	50	56	63	73	85	88	92
	10N @ 2.50	20	15	18	26	31	38	43	51	55	58	73	93	100	109	125	134			
		24	15	17	23	26	32	36	42	47	53	61	75	81	98	102	112	129	140	
12N @ 2.08	28	16	16	20	24	28	31	37	41	47	56	62	72	79	93	101	106	117	125	
	32	16	16	19	23	28	30	33	38	41	51	57	65	73	83	93	102	105	111	
14N @ 1.79	36	16	17	18	22	26	28	31	36	39	49	54	64	69	75	88	96	101	108	
	20	18	24	29	38	45	55	58	69	78	94	104	118	134						
16N @ 1.56	24	18	20	26	31	37	44	50	58	64	75	97	99	107	118	136				
	28	16	18	23	28	32	38	44	51	55	67	73	87	101	104	120	134	143	145	
18N @ 1.39	32	16	18	22	26	30	34	39	44	50	61	69	77	89	102	105	113	127	148	
	36	18	18	24	26	30	36	39	43	49	58	67	74	84	96	106	116	117	129	
20N @ 1.25	20	21	29	39	45	55	70	78	94	99	115	134								
	24	19	26	33	41	50	57	65	75	81	99	118	138							
22N @ 1.14	28	18	23	30	36	44	53	60	67	75	86	103	116	127	147					
	32	18	24	26	34	39	47	54	65	71	78	87	105	117	129	152	154			
24N @ 1.04	36	18	22	29	34	40	48	52	61	63	76	87	101	114	121	136	148	166	167	
	20	26	38	49	63	75	94	100	115	134										
26N @ 0.96	24	23	33	42	54	65	75	89	99	104	130									
	28	21	30	38	48	58	64	74	84	101	109	134	147							
28N @ 0.89	32	21	28	36	43	52	62	69	76	87	107	118	130	153						
	36	22	28	37	44	52	64	71	77	85	100	116	130	151	157					

4. Galería de Imágenes



Fallas Geológicas y Centros Volcánicos de Managua



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Ciudad de Managua después del Terremoto de 1972



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Placa de Base con Agujeros para Pernos de Anclaje



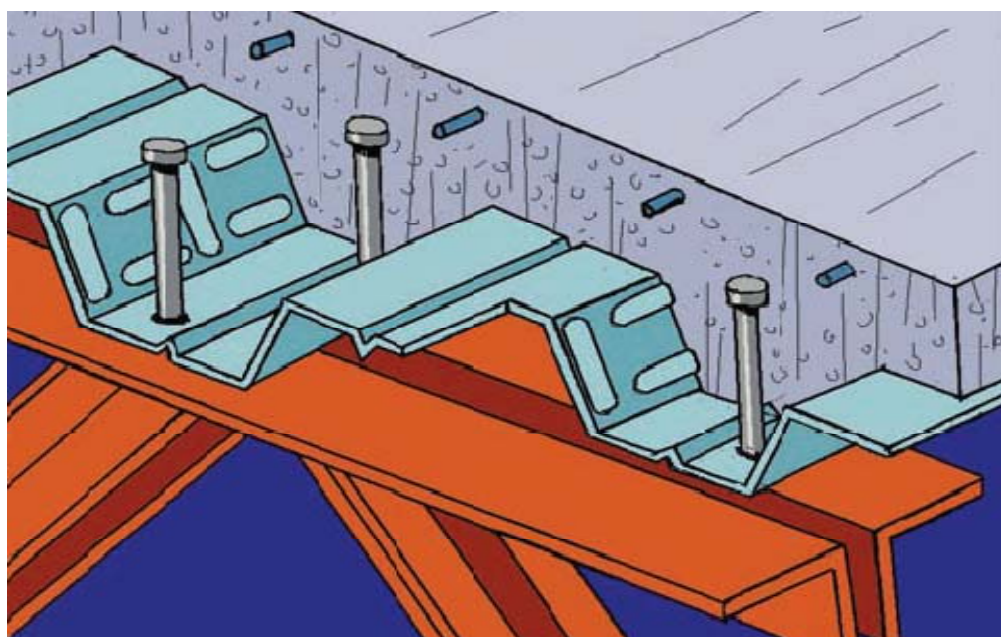
Viguetas tipo H sobre las trabe



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Carga Muerta situada sobre las Viguetas



Conectores de cortantes situadas en la lamina troquelada



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”



Viguetas tipo Cercha



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

5. Sección de Planos



GLOSARIO

Acelerograma: Indicador máxima de aceleración del sismo.

Análisis Estructural: Fase de diseño en la que se obtiene las variables que caracterizan el comportamiento resistente del modelo idealizado sometido a determinadas condiciones de carga.

Bahía: Longitud de ancho de un elemento.

Cimentación: Fundar o poner los cimientos de un edificio u obra.

Cortante: Fuerza axial sobre un elemento.

Crujía: Distancia frontal de un elemento

Deflexión: Desviación de la dirección de un elemento.

Discretizado: Elementos estructurales idealizados matemáticamente.

Distorsión: Deformación en los niveles de la estructura debido a una fuerza externa.

Ductibilidad: Que admite grandes deformaciones mecánicas en frío sin llegar a romperse.

Empotre: Conexión local rigidizando mediante soldadura y platinas.

Epicentro: Centro superficial del área de perturbación de un fenómeno sísmico, que cae sobre el hipocentro.

Espectro Modal: Simulación del sismo a través de modelos matemáticos en base del impacto en los diferentes modos de la estructura.

Estratigrafía: Disposición seriada de las rocas sedimentarias de un terreno o formación.

Excitación Dinámica: Respuesta del edificio en su nivel de plasticidad ante un fenómeno físico.

Falla: Quiebra que los movimientos geológicos han producido en un terreno generalmente asociados conforme los límites entre las placas tectónicas.



Geotécnico: Aplicación de principios de ingeniería a la ejecución de obras públicas en función de las características de los materiales de la corteza terrestre.

Grado de libertad: Dirección del movimiento de la estructura provocado por fuerzas externas.

Graben: Depresión cuaternaria.

Hormigón: Mezcla compuesta de piedras menudas y mortero de cemento y arena.

Inercia: Propiedad de los cuerpos de no modificar su estado de reposo o movimiento si no es por la acción de una fuerza.

Licuefacción: Acción de licuar un terreno sólido no conformado.

Momento: Magnitud resultante del producto del valor de una fuerza por su distancia a un punto de referencia.

Onda: propagación circular o elíptica sobre un terreno con una velocidad no uniforme.

Oscilación: Efectuar movimientos de vaivén a la manera de un péndulo o de un cuerpo colgado de un resorte o movido por él.

Pedestal: Cimiento superior a la zapata que se conecta con la columna.

Puntos de inflexión: Punto crítico de la columna o elemento para responder ante fuerzas externas.

Resonancia: Fenómeno que se produce al coincidir la frecuencia propia de un sistema mecánico con la frecuencia de una excitación externa.

Sondeo: Averiguar la naturaleza del subsuelo con una sonda.

Subducción: Deslizamiento del borde de una placa de la corteza terrestre por debajo del borde de otra.

Zapata: Base elemental de las fundaciones en donde descansa la estructura con relación al suelo.



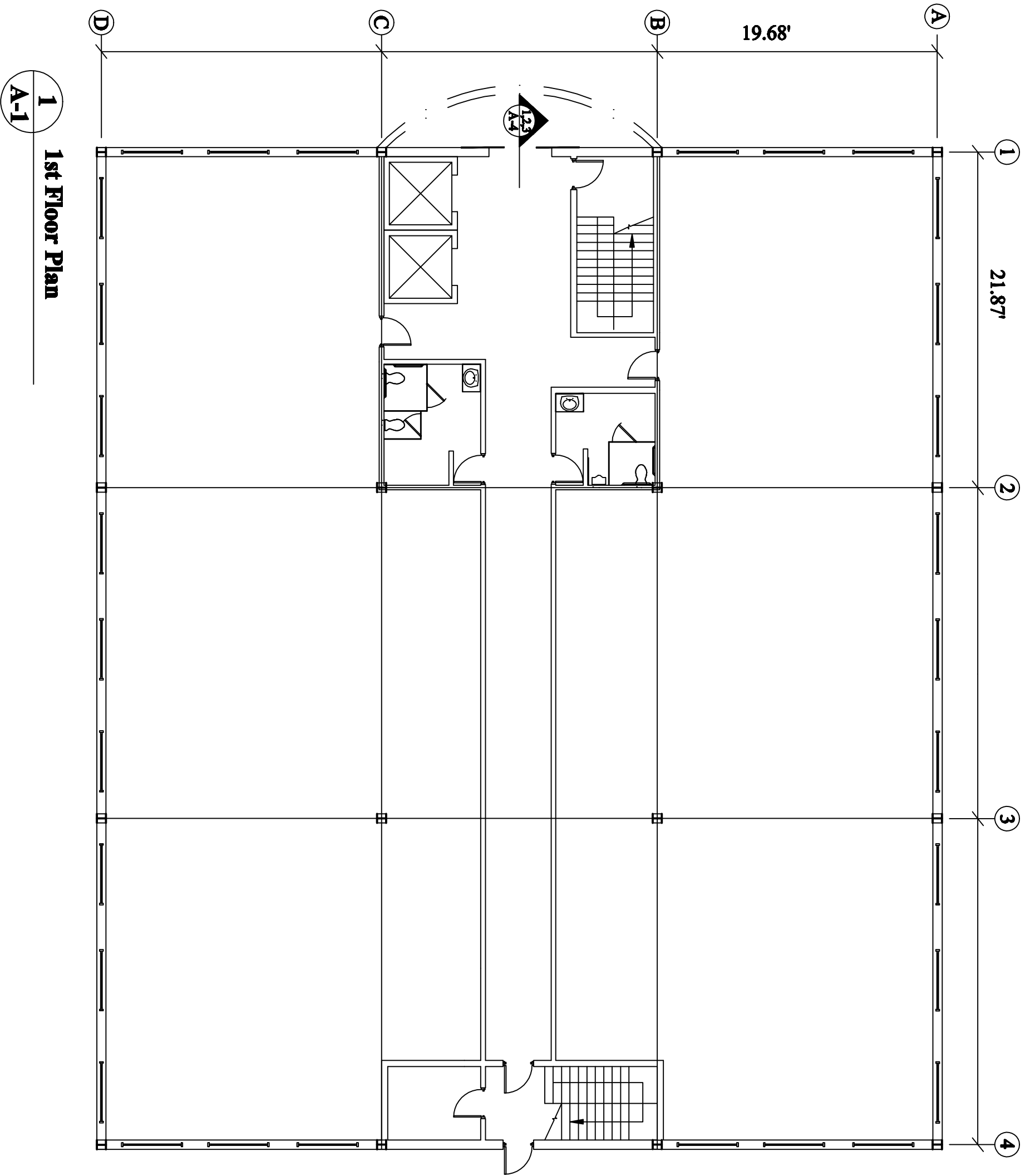
BIBLIOGRAFIA

- ACI – 318 Building code requirement for Structural Concrete
Edición 2008, Capitulo 21
- AISC American Institute of Steel Construcción
Sexta Edicion
- Amenaza Sísmica para el centro de la ciudad de Managua, Nicaragua.
Informe Preliminar como contribución a comisión de actualización del
código sísmico de Nicaragua (INETER)
Segura, F. y Rojas W. (1996) Pag. 28
- Dynamic Response of Buildings
Edición 2005, Capitulo 4
- Estratigrafía y Tectónicas de Managua, Nicaragua
Instituto Geográfico Nacional. Ministerio de obras publicas
Kuan, J. (1973)
- Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD
Sriramulu Vinakota
Edición 2006
- FEMA 302 Building Seismic Safety Council
Edición 1997, Capitulo 4
- LRFD American National Standard, Standard Specifications for Joist
Girders
Edicion 2005
- Reglamento Nacional de la Construcción
Edición 2006
- Seismic Design Handbook
Segunda Edición



“Propuesta para el diseño de una edificación vertical de acero de 3 niveles en contrarresto de la fuerza sísmica considerada en la localidad del reparto Tiscapa”

- Sismicidad de Nicaragua.
Dirección de Geofísica. Departamento de sismología. Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER)
Segura F. (1996) Pág. 41



1
A-1
1st Floor Plan



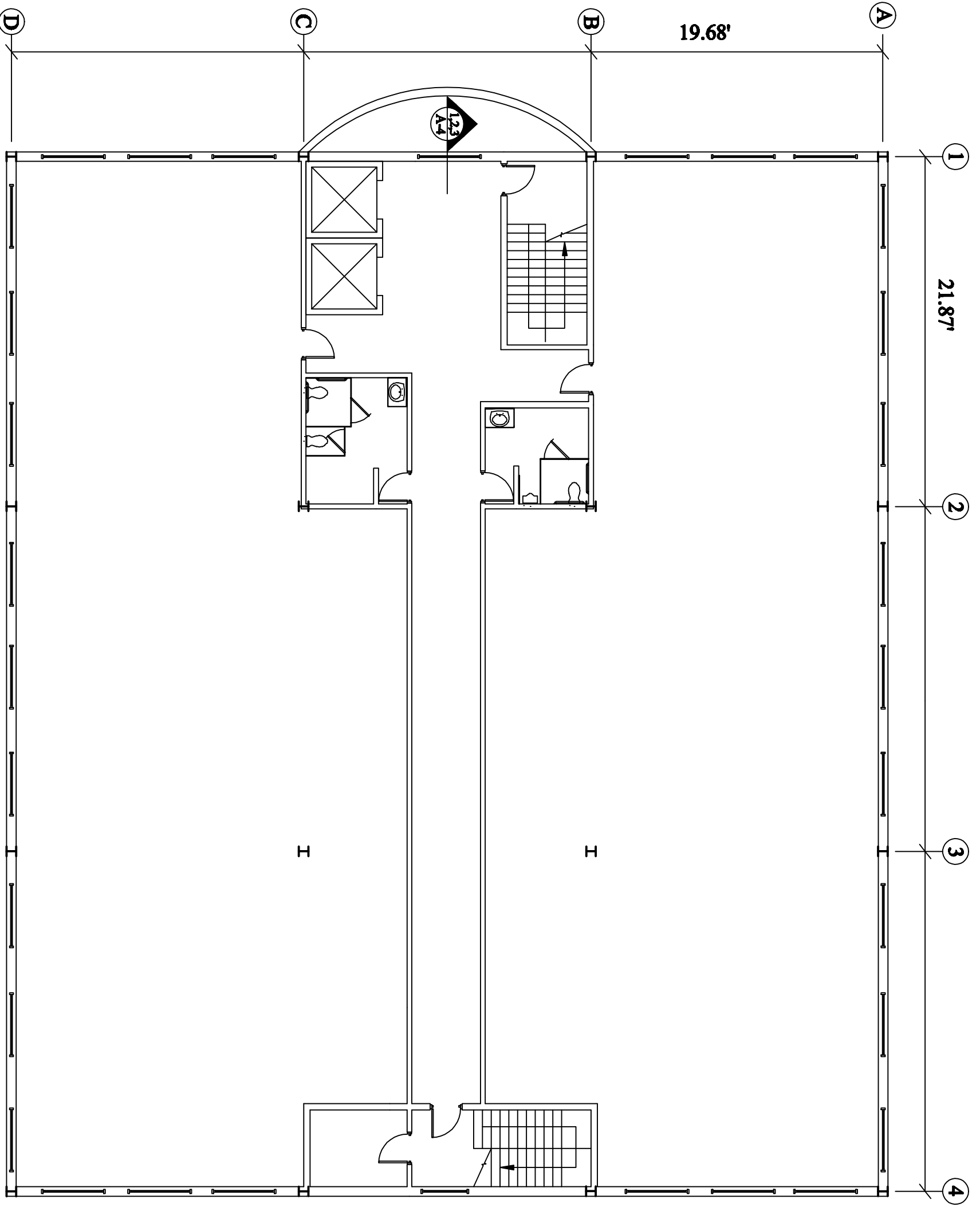
PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA
EDIFICACION VERTICAL DE
ACERO DE 3 NIVELES

UNIVERSIDAD AMERICANA UAM
FACULTAD DE INGENIERIA
ROBERTO ESCORCIA VANEGAS

PLANO #

A-1

PLANO
1-5



1
A-2

Planta arquitectonica segundo piso



PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA
EDIFICACION VERTICAL DE
ACERO DE 3 NIVELES

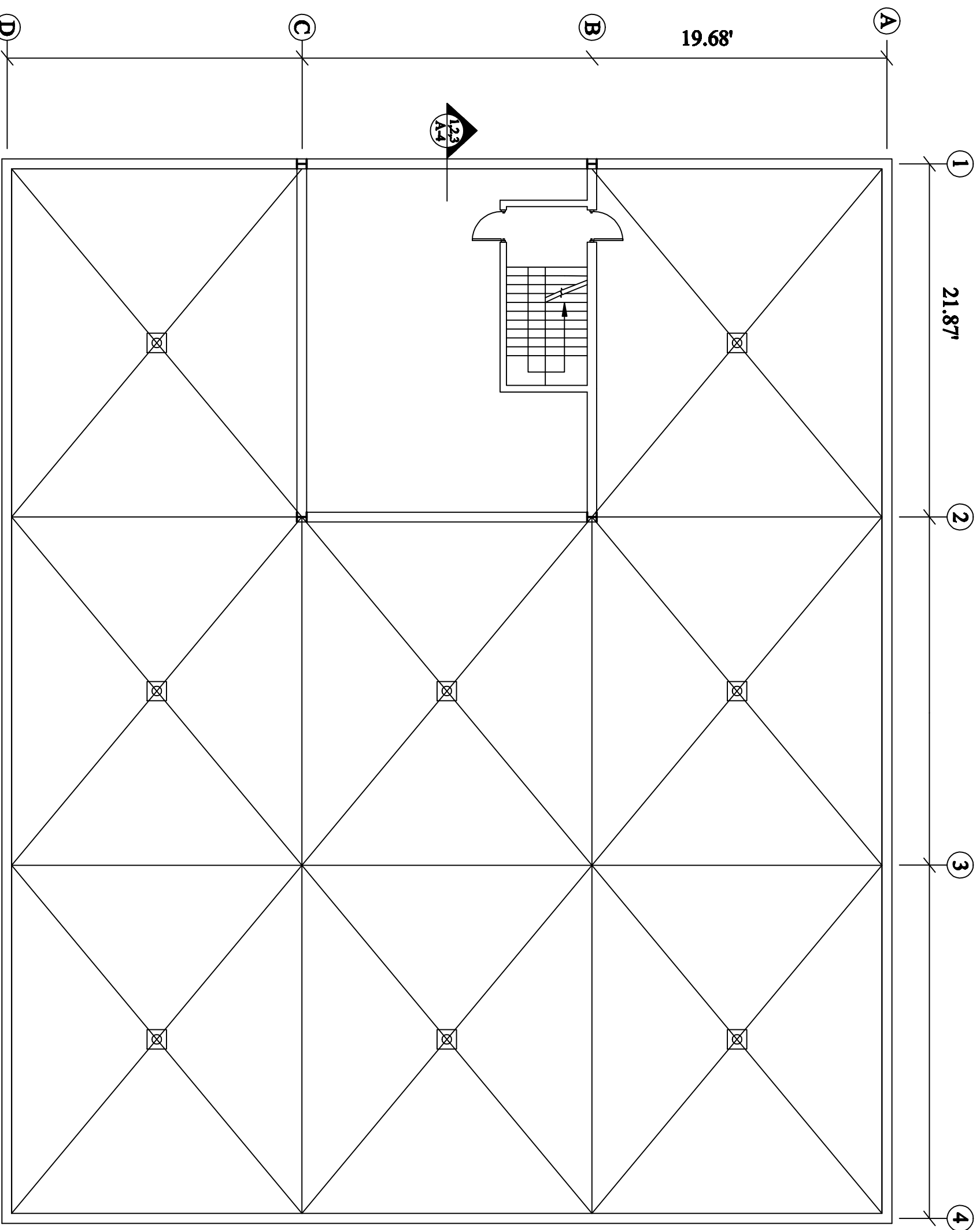
UNIVERSIDAD AMERICANA UAM
FACULTAD DE INGENIERIA
ROBERTO ESCORCIA VANEGAS

PLANO #

A-2

PLANO

2-5



Planta arquitectonica del techo

1
A-3



**PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA
EDIFICACION VERTICAL DE
ACERO DE 3 NIVELES**

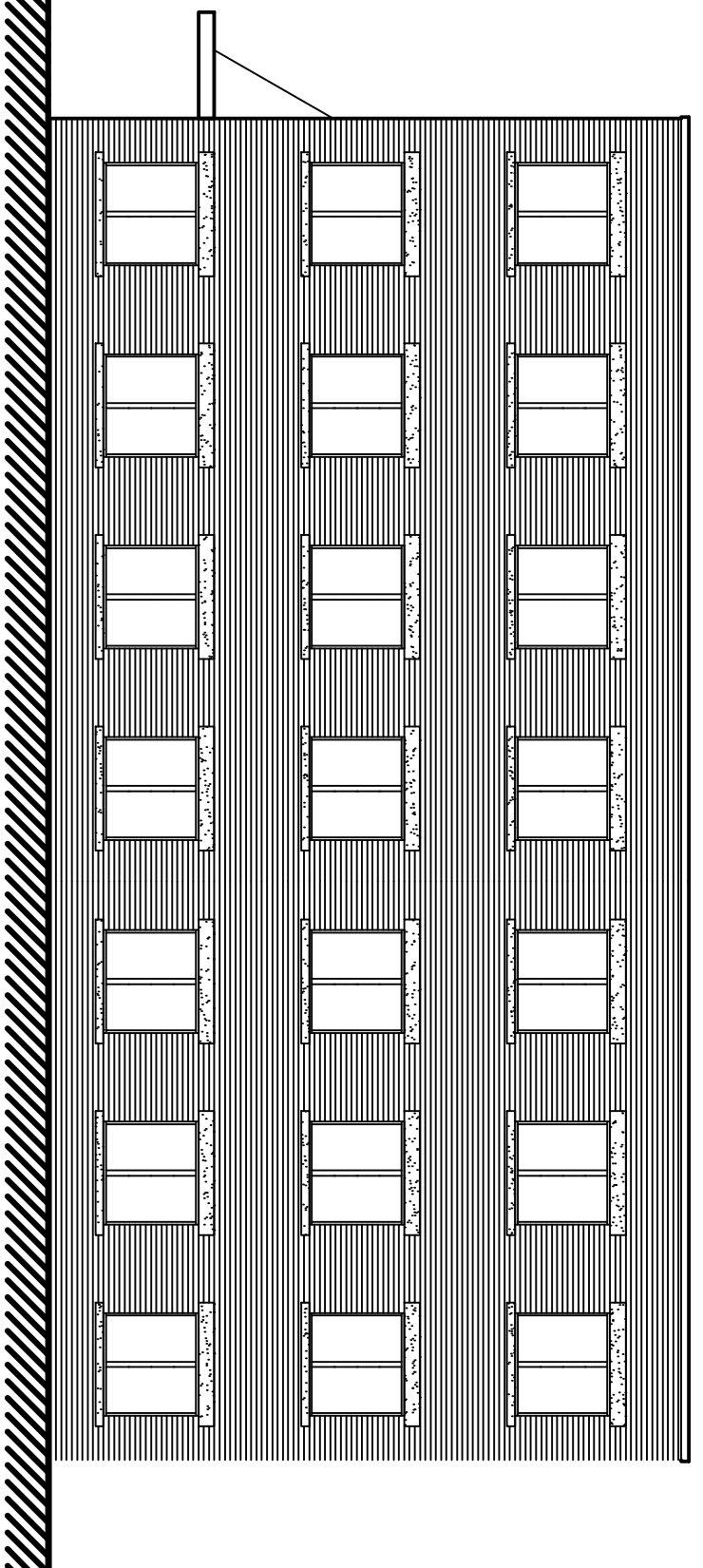
**UNIVERSIDAD AMERICANA UAM
FACULTAD DE INGENIERIA
ROBERTO ESCORCIA VANEGAS**

PLANO #

A-3

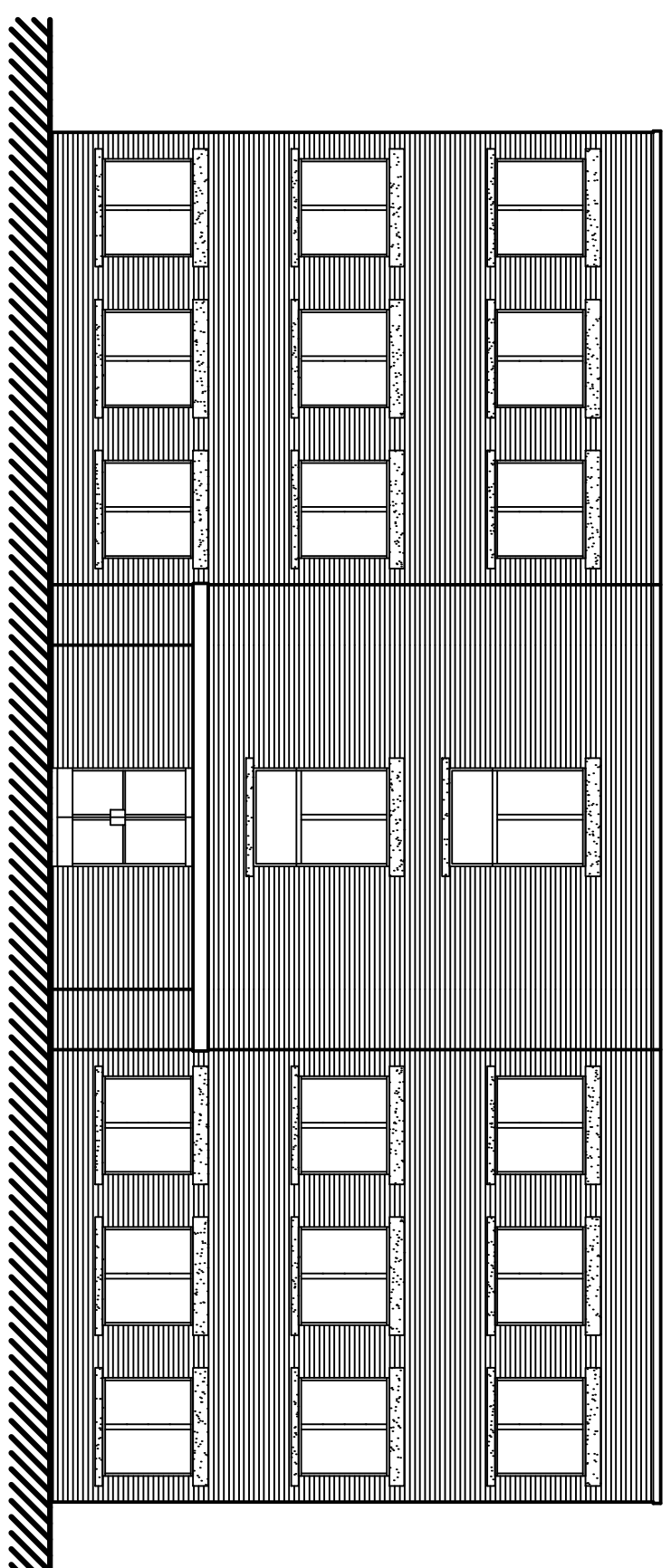
PLANO

3-5



1
A-4

Elevacion Seccion N-S



2
A-4

Elevacion Seccion E-W



PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA
EDIFICACION VERTICAL DE
ACERO DE 3 NIVELES

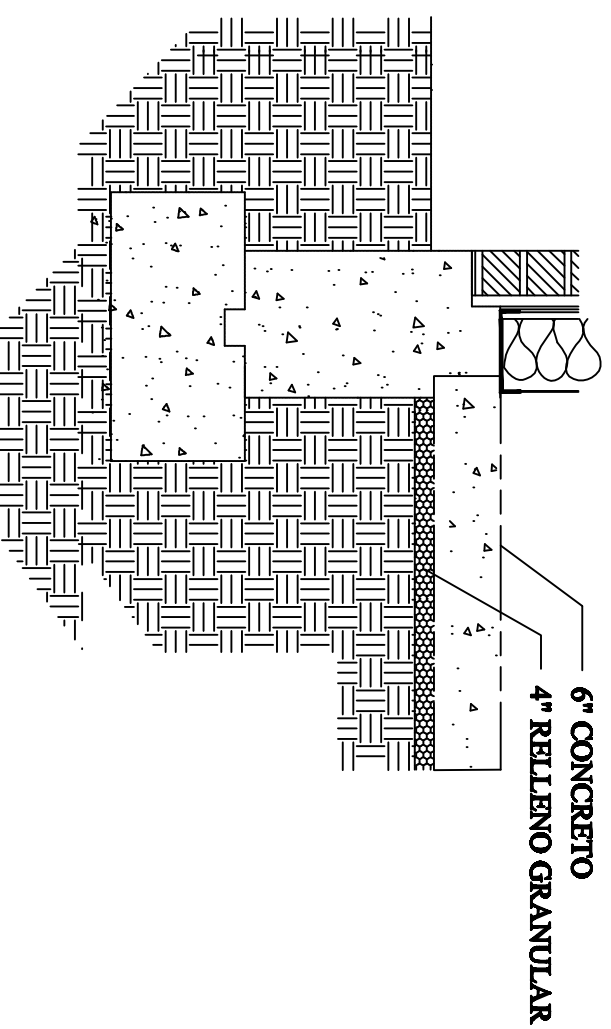
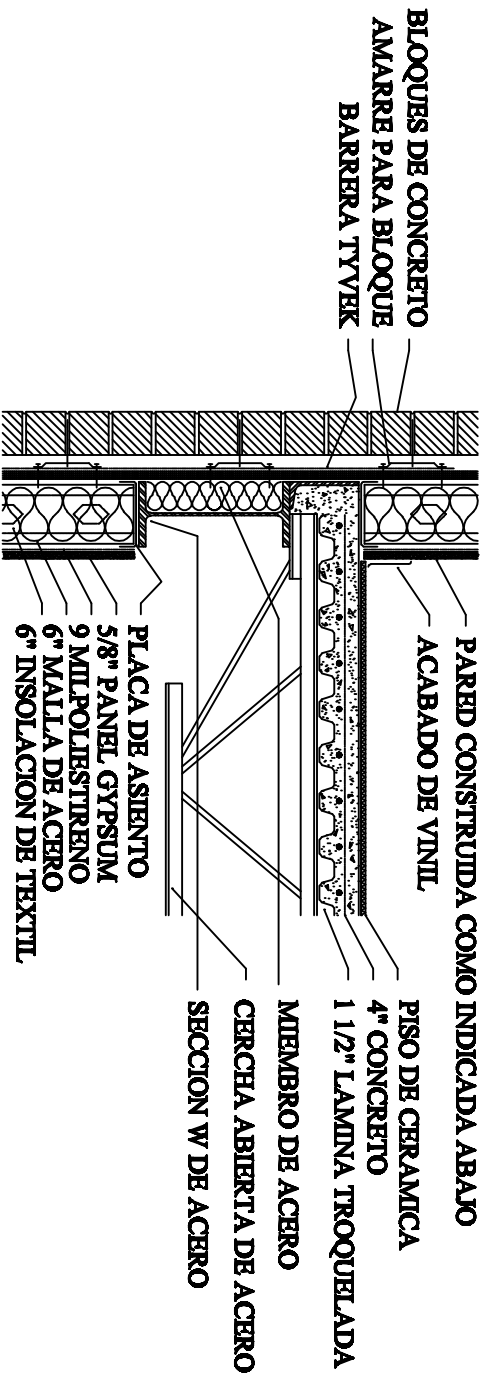
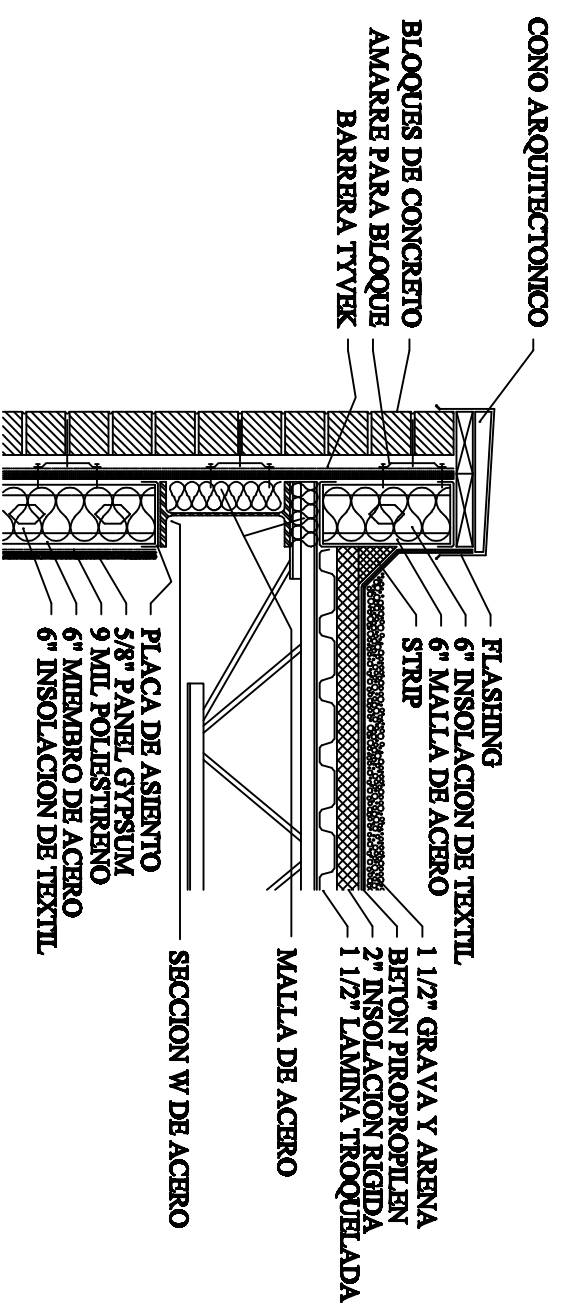
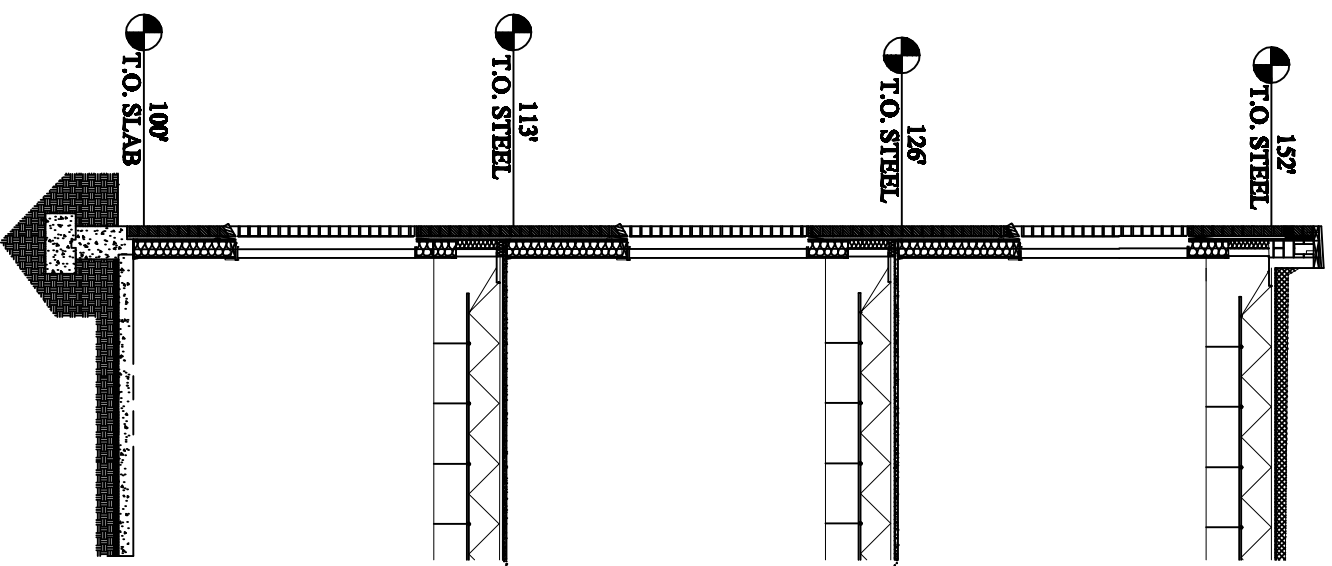
UNIVERSIDAD AMERICANA UAM
FACULTAD DE INGENIERIA
ROBERTO ESCORCIA VANEGAS

PLANO #

A-4

PLANO

4-5



1 Vista lateral de las conexiones por nivel

A-5



PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA EDIFICACION VERTICAL DE ACERO DE 3 NIVELES

UNIVERSIDAD AMERICANA UAM
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ROBERTO ESCORCIA VANEGAS

PLANO #

A-5

PLANO

5-5