

872715



UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.
INCORPORACIÓN No. 8727-15 A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

TESIS PROFESIONAL PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

Tema:

Análisis, diseño y cimentación de anuncios
espectaculares para la ciudad de Uruapan Mich.

PRESENTA:

BERNARDINO MARTÍNEZ GUZMÁN



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

Uruapan, Michoacán, Noviembre de 2001.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

ESTE TRABAJO REPRESENTA EL FRUTO DE ESFUERZOS Y SACRIFICIOS DURANTE MUCHOS AÑOS, POR LO TANTO QUIERO DEDICÁRSELOS A MIS PADRES.

AGRADECIMIENTOS

- ❖ **A Dios por haberme permitido llegar hasta donde ahora he llegado.**
- ❖ **A mis padres, hermanos y a toda la familia en general por estarme apoyando incondicionalmente.**
- ❖ **A mis maestros**
- ❖ **A el Ing. Guillermo Martínez Ruiz por tener toda la disposición y asesoramiento en mi tesis.**
- ❖ **A todos los que me han ayudado.**

CONTENIDO

	Página
INTRODUCCIÓN	3
CAPÍTULO 1.- ANTECEDENTES DE LOS ANUNCIOS ESPECTACULARES	
1.1.- HISTORIA	5
1.2.- TIPOS DE ANUNCIOS	9
1.3.- EL MERCADO MEXICANO	11
1.4.- EVALUACIÓN DEL ANUNCIO	13
CAPÍTULO 2.- EFECTOS DEL VIENTO	
2.1.- COMPORTAMIENTO DEL VIENTO	16
2.2.- CONSIDERACIONES GENERALES	17
2.3.- PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS	19
2.4.- ESPECIFICACIONES SEGÚN RCEM(1990)	21
2.5.- ESPECIFICACIONES SEGÚN NTC 98 D.F.	27
2.6.- MÉTODO ESTÁTICO DE DISEÑO POR VIENTO	28
CAPÍTULO 3.- EFECTOS DEL SISMO	
3.1.- OBJETIVOS DEL DISEÑO POR SISMO	32
3.2.- LA SISMICIDAD Y SUS CAUSAS	33
3.3.- LAS FALLAS QUE AFECTAN A MICHOACÁN	34
3.4.- FACTORES QUE DETERMINAN LA ACCIÓN SÍSMICA	35
3.5.- ESTRUCTURAS EN FORMA DE PÉNDULO INVERTIDO	37
3.6.- REQUISITOS GENERALES SEGÚN REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL DISTRITO FEDERAL	37
3.7.- REQUISITOS GENERALES SEGÚN REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL ESTADO DE MICHOACÁN	38
CAPÍTULO 4.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL	
4.1.- EL PROCESO DE ESTRUCTURACION	42
4.2.- ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES	43
4.3.- EL MÉTODO DE RIGIDECES	43
4.4.- DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE VIENTO DE ANUNCIO TRIANGULAR	56
4.5.- ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEL ANUNCIO TRIANGULAR	66
4.6.- DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE VIENTO DE ANUNCIO TRES VISTAS RECTANGULAR SENCILLO	67
4.7.- ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEL ANUNCIO RECTANGULAR	73
4.8.- DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE VIENTO DE ANUNCIO TRES DOBLE VISTA RECTANGULAR SENCILLO	75
4.9.- ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEL ANUNCIO DOBLE	80
CAPÍTULO 5.- DISEÑO	
5.1.- CRITERIO DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES	82
5.2.- CRITERIO DE DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA	83

CAPÍTULO 6.- CIMENTACIÓN	
6.1.- ZAPATAS	84
6.2.-PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ZAPATAS	84
6.3.- PILOTES	86
6.4.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PILOTES	87
6.5.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	90
6.6.- PLACA BASE DE ANUNCIO TRIANGULAR	117
6.7.- PLACA BASE DE ANUNCIO DOBLE	121
6.8.- PLACA BASE DE ANUNCIO RECTANGULAR	125
CAPÍTULO 7.- LOCALIZACIÓN	
7.1.- UBICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	130
CAPÍTULO 8.- ANÁLISIS DE COSTOS	
8.1.- COSTOS DE ANUNCIO ESPECTACULAR TRIANGULAR	133
8.2.- COSTOS DE ANUNCIO ESPECTACULAR DOBLE	133
8.3.- COSTOS DE ANUNCIO ESPECTACULAR RECTANGULAR	134
CONCLUSIONES	135
BIBLIOGRAFIA	137

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS.

	Página
TABLA	
A-1	20
A-2	23
A-3	30
A-4	88
A-5	89
A-6	90
A-7	99
A-8	108
M1	26
M2	36
FIGURA	
Figuras 1 a 22	S/N
Figuras P1 a P9	S/N

INTRODUCCIÓN

Sabemos que una construcción u obra puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema un conjunto de elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función. La aplicación de la ingeniería en la elaboración de proyectos, ha requerido la interacción con otros especialistas de diversas ramas para llevar a cabo un determinado trabajo. En el caso de los anuncios espectaculares que es el tema que trataremos intervienen como elementos constitutivos la mercadotecnia, el cálculo estructural, el diseño estructural el aspecto financiero y la toma de decisiones para elegir la mejor alternativa entre muchas otras. Esto implica pensar en todos los demás factores de una estructura como son la estructuración misma, los materiales a utilizar, el método de análisis a emplear, en la economía y rentabilidad de ella, así como en la mejor ubicación en la ciudad sujetándonos a las restricciones de los reglamentos en materia de seguridad estructural, localizaciones y otros más, que son problemas a los que les debemos encontrar la solución más apropiada.

Pensamos que actualmente en la ciudad de Uruapan no está desarrollado éste tipo de publicidad exterior y que puede ser una fuente de ingresos el instalar una agencia de publicidad exterior, en la cual se realicen proyectos integrales desde la creación gráfica hasta el cálculo estructural, construcción, supervisión y operación de ésta fuente de comunicación. Sin embargo, el objetivo principal de ésta tesis es el de proponer, analizar y diseñar estructuras de dimensiones no tan comunes y de formas variadas que se puedan utilizar en el campo de la publicidad y que al mismo tiempo este trabajo pueda ser un proyecto más en el libre ejercicio profesional del ingeniero civil, por tal motivo creemos que es altamente importante la presentación de ésta obra, ya que constituye la base de encargos posteriores en los que tendrá participación el profesionista de la construcción.

El contenido del presente texto lo podemos presentar de la manera siguiente:

En el primer capítulo trataremos el tema de la importancia que tiene la publicidad exterior como medio de comunicación masiva así como sus orígenes y evolución; posteriormente en el capítulo 2 nos introducimos en los efectos del viento sobre las estructuras, planteamos como se debe tratar ese problema y las previsiones que hay que observar para después pasar al tema sísmico en el capítulo 3, donde abordamos aspectos que intervienen en la acción sísmica sobre las estructuras de péndulo invertido y hacemos comparaciones entre reglamentos. En el cuarto capítulo, hablamos sobre el análisis estructural, explicamos la importancia de la estructuración y presentamos el método de las rigideces con el cual podemos resolver una estructura formada por elementos barra tal es el caso de las armaduras tridimensionales que nos ocupan, evaluamos las fuerzas inducidas y obtenemos

valores de diseño para introducirlos en el programa de cómputo y modelar la estructura completa obteniendo una serie de resultados como diagramas, desplazamientos, fuerzas etc.

Ya obtenidos esos valores pasamos al capítulo 5 donde llevamos a cabo el diseño estructural en base a los requerimientos observados en el capítulo anterior; en el capítulo 6 se trata todo lo referente a la cimentación, procedimientos de diseño y las conexiones a través de las placas base; en el capítulo 7, explicamos sobre la localización planeada de nuestros anuncios en la ciudad y sus ventajas, además se incluye un último capítulo dedicado a los costos sin tomar en cuenta la cimentación ni el trabajo de diseño gráfico.

CAPÍTULO 1

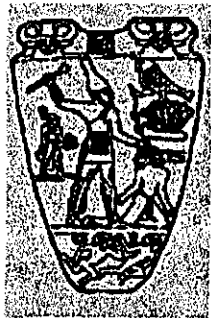
ANTECEDENTES DE LOS ANUNCIOS ESPECTACULARES

Para dar inicio a éste tema, es necesario conocer los orígenes de la publicidad exterior y como se fue desarrollando; sin embargo, sabemos que se remontan a las primeras formas de expresión gráfica realizadas por el hombre, basándose en la necesidad humana de comunicar sus ideas.

Para esto, se realizó una investigación acerca de la historia de la comunicación del hombre antiguo, en la que se explica como su creatividad la fue desarrollando, hasta que sus trabajos llegaron a alcanzar la calidad de arte, y al mismo tiempo comunicando un mensaje por medio de la asociación de ideas. El desarrollo de nuevos métodos y materiales gracias a la tecnología, hace que se revolucione la publicidad y llegue a ser motivo de estudio de técnicas de persuasión hacia los consumidores, y a diversificar la manera de colocación de tales anuncios, de tal forma que por su ubicación, forma y efectos sobre la gente llegan a ser muy bien cotizados.

1.1.- HISTORIA

Aún cuando no existe prueba fehaciente de las verdaderas razones que motivaron a nuestros antepasados a pintar dentro de cavernas escenas de su vida cotidiana, existe la teoría de que así lograban transmitir a sus semejantes algún concepto o idea, iniciando así el arte público de la persuasión.



3200 años antes de Cristo, en la época en que se inscribían los nombres de los Faraones en los templos Egipcios, los mercaderes recurrían a piedras labradas (llamadas estelas), las cuales colocaban junto a los caminos para promover sus ventas.

Más tarde aparecieron los anuncios pintados. En las ciudades de Roma y Pompeya se asignaron paredes para mostrar murales decorados para este propósito. En Grecia se mostraba al público el orden de las competencias en los juegos en los exteriores de las arenas.

Con el papiro, y posteriormente el papel, los anuncios gozaron de mayor flexibilidad, ahora podían ser colocados en casi cualquier parte. La invención de la imprenta en el siglo XV y de la litografía tres siglos después facilitaron el nacimiento del cartel publicitario.



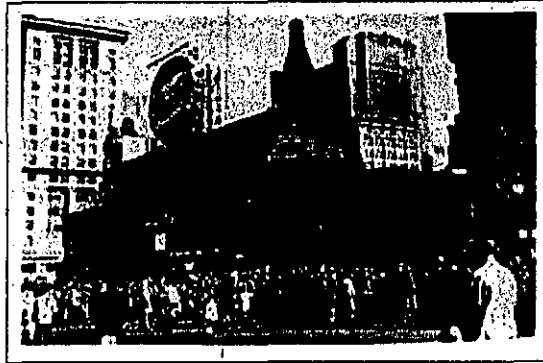
Los pregoneros, que recorrían los pueblos y paraban en las esquinas para hacer anuncios oficiales del Monarca, la Iglesia o las Hermandades, personifican los inicios de la publicidad.

En 1539, bajo el reinado en Francia de Francisco I, los edictos reales dejaron de ser emitidos por pregoneros para ser fijados en carteleras, marcando el inicio formal de la publicidad en exteriores.

La Revolución Francesa, en 1789, trajo consigo el despegue de los medios de comunicación: discursos, periódicos, boletines y por supuesto, el diseño de carteles disfrutaron de un dramático desarrollo.



La idea de presentar imágenes en los anuncios surgió del hecho de que la mayoría de la población no sabía leer, de manera que el mensaje era transmitido por asociación de ideas al presentar las imágenes al negocio o su denominación.



El proceso de la litografía impulsó la actividad publicitaria permitiéndole mayor creatividad y posibilidades de diseño, al grado de que los posters publicitarios fueron encomendados a pintores de renombre y son todavía considerados como obras de arte.

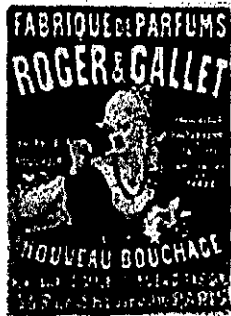
El cartel pintado por Frederick Walker en 1871 para anunciar la obra "La mujer en blanco" se considera como uno de los mejores ejemplos de arte publicitario.

La Revolución Industrial en el siglo XIX marcó el inicio de una nueva era con avances tecnológicos en la mecanización y organización de la producción. La productividad y el consumo se convirtieron en los criterios de la economía moderna, dando impulso a la sociedad de consumo.

El desarrollo de nuevos productos gracias a los avances tecnológicos, como la banda sin fin y el automóvil permitieron la producción en masa y distribución de artículos hasta entonces considerados de lujo.

La variedad de satisfactores disponibles al público presentó un nuevo reto: había que idear y transmitir los mensajes publicitarios de manera que el consumidor prefiriera un artículo en vez de otro similar manufacturado por un competidor, lo que sentó las bases para la creación de la agencia de publicidad moderna.

Con el inicio de la Primera Guerra Mundial, los gobiernos se convirtieron en anunciantes. Los Estados Unidos, Francia y otros países crearon campañas para promover la venta de bonos, conservar los recursos y mantener la moral en alto. La publicidad en exteriores adquirió entonces un papel importante como medio efectivo de propaganda (OUTDOOR SYSTEMS INC,PAGINA WEB).



Hoy en día, el diseño en computadora, la impresión digitalizada, la iluminación con lámparas especiales y la posibilidad de crear figuras y modelos a gran escala comienzan a dominar el mercado. El número de anunciantes utilizando este medio es cada vez mayor, y aunque muchos aspectos del diseño y producción de anuncios han cambiado, permanece constante su objetivo: comunicar mensajes eficiente y efectivamente a los consumidores.

1.2.- TIPOS DE ANUNCIOS

El término " Publicidad Exterior" se refiere de manera colectiva a muchas y variadas formas de medios en donde se exhiben mensajes publicitarios a la audiencia, mientras ésta se encuentra fuera de casa.

En los Estados Unidos, se distingue a lo que conocemos en Español como carteleras, espectaculares o vallas (los anuncios colocados sobre azoteas o en terrenos para ser vistos por la gente que circula por calles y carreteras) bajo el concepto de "Outdoor", mientras que el concepto "Out of Home" engloba a todos los tipos de estructura para soportar publicidad fuera de casa.



Por su naturaleza, los anuncios colocados en exteriores se dividen en dos categorías: Los anuncios denominativos, que son aquellos que se colocan en o afuera de las instalaciones de un negocio, y los publicitarios que se refieren a los que se colocan en instalaciones distintas a las propias, de los cuales nos ocuparemos.

Básicamente, existen tres tipos de anuncios publicitarios "fuera de casa"

Carteleras

Transporte

Mobiliario Urbano

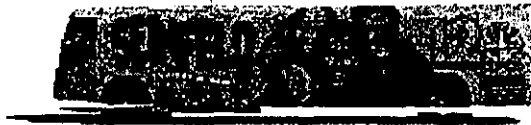
Carteleras, espectaculares o Vallas

Son estructuras metálicas, construidas sobre terrenos o azoteas con un plano vertical sobre el que se coloca un anuncio para transmitir un mensaje publicitario a las personas que transitan por calles, avenidas y carreteras. Por efectos prácticos se procura que las áreas de exhibición tengan tamaños estandarizados para facilitar la producción y operación de los anuncios, algunas medidas son: 12.90 x 7.20 m y 12.90 x 3.60 m.



Transporte

Son anuncios colocados en la carrocería de vehículos de carga y colectivos, aprovechando tanto el tamaño de las áreas planas como el hecho de que recorren rutas definidas y grandes distancias como es el caso de los camiones de carga, y está dirigido tanto a quienes circulan por carretera como a los habitantes de las poblaciones que se atraviesan.



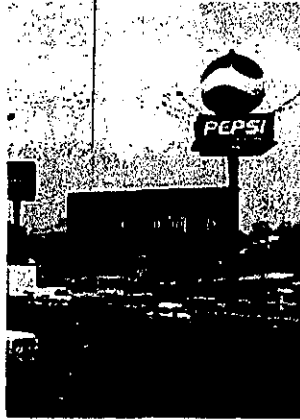
Mobiliario Urbano

Son refugios colocados en las paradas de autobuses, trolebuses y microbuses para que los usuarios de transporte colectivo esperen al vehículo que los transportará.



1.3.- EL MERCADO MEXICANO

Se estima que actualmente existen alrededor de 40 000 áreas de exhibición para publicidad exterior en el país, de las cuales 25% se encuentra en la zona metropolitana de la Ciudad de México, donde también se ubica 70% de las empresas dedicadas a la colocación y operación de los anuncios espectaculares.





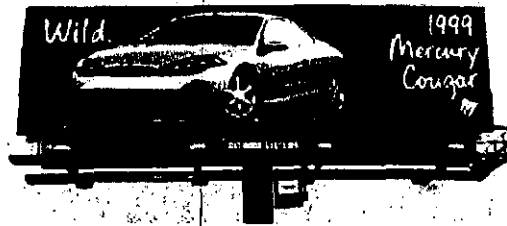
Dado que la actividad se realiza sobre propiedades privadas, no existe una normatividad que regule en el ámbito federal y cada municipio está facultado para emitir el reglamento correspondiente en su territorio.

Las compañías de publicidad exterior, mediante un contrato de arrendamiento, obtienen el permiso del propietario de un inmueble para colocar sobre su terreno o azotea una estructura, visible desde una avenida o carretera, sobre la que eventualmente se colocarán anuncios comerciales.



Una vez construida la estructura, la compañía ofrece en renta esos espacios durante un intervalo de tiempo definido, al que se llama periodo de exhibición, formalizándose en un contrato de servicio entre la compañía y el anunciante. Los contratos de exhibición se realizan normalmente en base semestral o anual.

A diferencia de lo que ocurre en países más desarrollados, en México los anunciantes que más utilizan a la publicidad exterior son grandes corporaciones que transmiten un mensaje institucional. Se calcula que la publicidad exterior recibe alrededor del 4 % del total de la inversión publicitaria.



Las zonas metropolitanas de las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara concentran la mayor cantidad de anuncios espectaculares, mientras que poblaciones medianas y pequeñas cuentan con una mejor distribución dentro de su territorio.

1.4.- EVALUACIÓN DE LOS ANUNCIOS

En relación al costo de la publicidad exterior varía en función de las oportunidades de venta que creará para un producto o servicio determinado. Una vez definido el perfil de la gente a la que se desea comunicar un mensaje, se buscan la cantidad y ubicación de las estructuras que mejor cumplan con ese propósito.

Uno de los factores que más determinan el valor de un anuncio es la localización que tiene, es decir, en cuál ciudad se encuentra y desde que calle o avenida puede apreciarse. Tradicionalmente los anunciantes solicitan anuncios en las avenidas más transitadas de las ciudades más pobladas, sobre la teoría de que a mayor número de personas que vean el anuncio, mayores oportunidades de venta existirán.

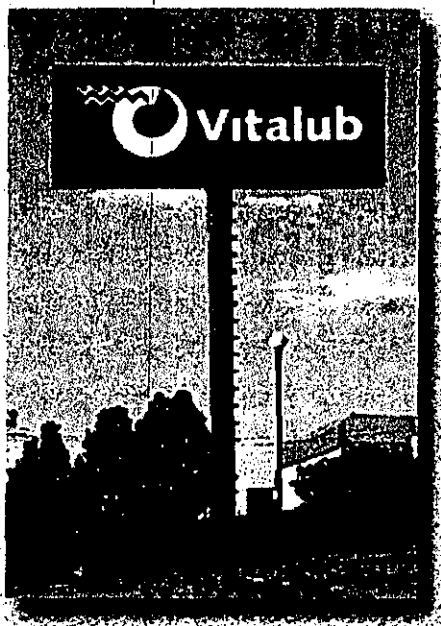


Siendo que las avenidas con mayor tráfico tienen más demanda por parte de los anunciantes para colocar ahí sus mensajes, el costo es muy superior al de anuncios en otras vialidades, por lo que las compañías de publicidad exterior buscan más y mejores posiciones en las mismas calles, creando en algunos casos una saturación visual que va en detrimento de todos (OUTDOOR SYSTEM INC; PÁGINA WEB).

Hoy en día, las campañas publicitarias en nuestras áreas de exhibición están aprovechando las ventajas tecnológicas que facilitan el manejo de información estadística de tráfico y población, de manera que pueden distribuir mejor sus anuncios para lograr un mayor impacto en el segmento al que desean comunicar sus mensajes.



Tomando en consideración las características e imagen de un producto, se determinan las calles y barrios por donde circula, trabaja o vive la gente que puede comprarlo, y en ellas se distribuye el número de anuncios que el presupuesto y necesidades del anunciante determinan.



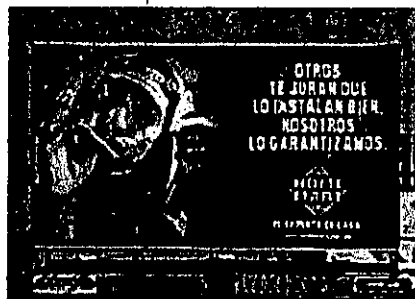
El método de producción con impresión sobre lona que se utiliza actualmente, permite también el cambiar un anuncio de un lugar a otro después de un tiempo determinado, con lo que se crean circuitos en los que varias versiones de una misma campaña pueden intercambiar puestos y así mostrar una imagen más fresca al público.

Una vez en exhibición, la efectividad de una campaña (reflejada en niveles de recordación, preferencia y en última instancia en la venta del producto) depende enteramente de la calidad del mensaje que muestra, de ahí la importancia de un diseño profesional planeado para éste medio en particular.

La publicidad exterior representa el arte de la persuasión en su estado más puro. Parece sencillo, sólo una imagen y unas cuantas palabras. En tan solo 7 segundos



se debe contar una historia, atraer la atención, motivar la imaginación y estimular los sentidos para provocar un deseo de compra en el espectador.



Se ha dado razón de cómo la publicidad influye en la conducta humana, de la variedad de procedimientos que contribuyen a la transmisión de mensajes y que es determinante que la calidad de la comunicación expresada en tan poco tiempo, representa un estímulo hacia el espectador, así mismo, es de igual importancia las ubicaciones de tales estructuras comunicadoras para que el consumidor se familiarice con lo que le están ofreciendo, y tenga un grado de recordación tal que posteriormente pueda ser motivo de compra (VENDOR, PAGINA WEB).

CAPÍTULO 2 EFECTOS DEL VIENTO

En esta segunda parte trataremos lo referente al análisis de las fuerzas producidas por el viento sobre las estructuras.

El viento fundamentalmente se considera como movimientos horizontales de masas de aire debido a diferencias de presión en distintas zonas de la atmósfera y a la rotación de la tierra. En el diseño estructural nos interesan principalmente los vientos que tienen velocidades altas y que son asociados a fenómenos atmosféricos de gran magnitud, de tal forma que es indispensable considerarlo en el cálculo ya que se le trata como una carga accidental. En este capítulo, se hablará de las previsiones que se deben tener con esta carga accidental para el diseño de un anuncio espectacular y de cómo el viento se comporta, además de los efectos que tiene sobre una estructura.

2.1 COMPORTAMIENTO DEL VIENTO

En las diferentes regiones que tenemos en México existen diferentes probabilidades de que se presenten vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. Por ejemplo, las costas del Golfo de México son afectadas en el verano y el otoño por huracanes que transitan de Sur a Norte y provocan vientos de muy altas velocidades. Al penetrar estos huracanes tierra adentro pierden rápidamente su potencia; por lo tanto la probabilidad de que se presenten vientos de muy altas velocidades es mucho menor en el interior del país que en las costas.

El flujo de aire de éstos fenómenos naturales no es uniforme, las variaciones de temperatura y la rugosidad de la superficie del terreno causan turbulencias. El movimiento de las masas del aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno que hace que la velocidad sea nula prácticamente en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamada velocidad gradiente. La rapidez con que la velocidad crece con la altura y, por tanto la altura con la que se alcanza la velocidad gradiente dependen de la rugosidad de la superficie del terreno. Para un terreno muy liso como en campo abierto con vegetación muy baja, el viento mantiene una velocidad muy alta aún muy cerca de la superficie, mientras que en el centro de ciudades con edificaciones altas, la velocidad disminuye muy rápidamente.

Actualmente existe una Ley que describe la variación de la velocidad del viento con la altura, que es de tipo semiempírico, ya que se utilizan anemómetros colocados en diferentes posiciones, y es la siguiente:

$$V = V_0 (Z/Z_0)^\alpha$$

Que quiere decir que la velocidad V , a una altura Z , se relaciona con la velocidad V_0 a una altura de referencia Z_0 que es multiplicada por una potencia α de la relación z/z_0 , donde α depende de lo accidentado del terreno.

Cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, debido a esto, produce presiones sobre el objeto.

Las partículas de aire golpean en la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de barlovento, ejerciendo sobre ella un empuje. En la cara opuesta, de sotavento, las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión. Los dos efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto. En las caras laterales se presenta una distribución de presiones que varía de empuje a succión según la geometría del objeto. En una sección como en un ángulo, la succión del viento en la cara superior produce una fuerza resultante hacia arriba, llamada fuerza de sustentación, ésta es importante considerarla en el diseño de secciones pequeñas.

En cuanto a la velocidad de aire podemos decir que tiene fluctuaciones importantes de un instante a otro, por lo tanto la velocidad del aire que está afectando en un instante dado a diferentes puntos de la estructura dependerá de velocidades originales en flujo libre distintas, ya que el aire emplea cierto tiempo en transitar a lo largo de toda la estructura. Entonces, para determinar la fuerza total sobre una estructura de dimensiones usuales no interesa la máxima velocidad que puede alcanzar el viento en un instante dado, sino el máximo promedio en un lapso suficiente para que la masa de aire pueda rodear la estructura. Por ésta razón, los reglamentos definen la velocidad de diseño como promedio en un periodo del orden de algunos minutos pero consideran factores de incremento para el diseño de elementos de dimensiones pequeñas. De esta forma el efecto del viento se trata normalmente como un problema estático con consideraciones diferentes para el efecto global sobre la estructura completa y para el diseño local sobre elementos estructurales aislados (MELI, 2000; 211)

2.2 CONSIDERACIONES GENERALES

No obstante, existen situaciones en que el viento llega a tener efectos dinámicos significativos por diferentes razones.

Como ya anteriormente mencionamos que la velocidad del viento tiene componentes importantes cuyas variaciones con el tiempo dependen de la velocidad máxima del flujo, pero que para los vientos de interés tienen periodos superiores a dos segundos si el periodo natural de la estructura excede de ese límite inferior, algunos componentes de la fluctuación de la velocidad pueden entrar en sincronía con la vibración del edificio y producir amplitudes de deformación perjudiciales, sea porque

incrementan las solicitaciones en la estructura arriba de las estáticas. La mayoría de las construcciones civiles tiene periodos naturales inferiores a los dos segundos, sin embargo, son muchos los casos donde se exceden éstos valores y especialmente en estructuras de bajo amortiguamiento deben tomarse en cuenta las amplificaciones dinámicas. Algunos ejemplos, son torres y edificios muy esbeltos, antenas y cubiertas colgantes.

La perturbación que los cuerpos ocasionan al flujo se manifiesta normalmente sólo por desviaciones de las trayectorias de las partículas dando lugar a presiones y succiones sobre el objeto. Para algunas formas geométricas particulares, la perturbación implica la formación de vórtices que se generan periódicamente y en la forma asimétrica produciendo vibraciones en el cuerpo.

En estructuras muy flexibles y de formas geométricas peculiares pueden presentarse problemas dinámicos especiales como lo es la inestabilidad aeroelástica, que ocurre en estructuras que por la acción estática del viento pueden sufrir grandes deformaciones que las lleven a una forma geométrica para la cual el efecto del viento es más desfavorable y ocasiona que el fenómeno se amplifique hasta el posible colapso. Otro de estos casos especiales es el de aleteo que ocurre en estructuras muy planas y flexibles donde pueden excitarse simultáneamente diversos modos, de manera que las vibraciones de un modo pueden amplificar los efectos del viento del otro modo.

En la estructura que se va a tratar, se hará un análisis para determinar las fuerzas de viento que actúan sobre la misma, y que nos darán la pauta para el dimensionamiento de los elementos estructurales, a reserva que resulten todavía más críticos los efectos del sismo. En éste caso, el viento es una acción crítica, ya que el sistema contiene porciones que son muy ligeras y tiene grandes áreas expuestas a su acción.

Sabemos que los empujes estáticos del viento, aumentan con el cuadrado de su velocidad, por lo tanto el parámetro básico que se requiere estudiar para fijar la intensidad de la acción de diseño, es la velocidad máxima con la que el viento puede actuar. En los cálculos, hay que tener en cuenta la precisión, ya que una falta de aproximación en la determinación de dicha velocidad de diseño, se reflejará en el cuadrado de dicho error en lo que respecta a la magnitud de la fuerza.

La velocidad que se usará para diseño, es aquella que tiene una probabilidad pequeña de ser excedida durante un periodo determinado. Este valor característico es expresado más claramente como aquel que tiene un periodo medio de recurrencia determinado. La mayoría de los reglamentos recientes afirman que las velocidades que establecen para el diseño de las estructuras comunes, corresponden a un periodo de recurrencia de alrededor de 50 años.(MELI, 2000: 214)

Actualmente se cuenta con información que consiste usualmente en los resultados de los registros de anemómetros colocados en estaciones meteorológicas, pero las mediciones de velocidades y direcciones del viento son con intereses meteorológicos y con propósitos distintos a los de diseño estructural. Por consiguiente, los datos no son medidos y registrados en la forma más adecuada para éste caso. Los anemómetros están colocados a distintas alturas y en diferentes condiciones de terreno; a veces encima de edificios y a veces en campo abierto, por tal motivo, las lecturas deben ser corregidas por éste efecto.

La corrección más razonable sería la de referir todas las lecturas a la velocidad gradiente, haciéndolas así independientes de la altura y del terreno. Sin embargo, las normas suelen especificar una velocidad base para una altura de referencia de 10 m y para campo abierto. Para otras condiciones se proporcionan factores correctivos.

La velocidad de diseño pretende representar usualmente el componente estático y, por lo tanto, se define como el promedio en un lapso de varios minutos de la velocidad instantánea registrada.

En México la regionalización eólica está basada en un análisis estadístico con la ayuda de 30 estaciones meteorológicas, sin embargo, la información es poco confiable y no se conocen con precisión las condiciones en que estaban situados los aparatos de registro, ni el periodo en que se promedió la velocidad registrada.

2.3.- PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

Actualmente, la gran variedad de formas geométricas y de problemas específicos hace necesario un gran número de requisitos detallados. No obstante, nos referiremos esencialmente a lo que nos marcan las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal para Diseño por Viento, en su edición 1996, así como en los Reglamentos de Construcciones del Estado de Michoacán (1990) y del Distrito federal (1993).

El efecto del viento debe analizarse en relación con las fuerzas que se inducen sobre el sistema principal de la estructura y que por lo tanto afectan la estabilidad global del mismo, pero también deben considerarse los efectos locales en elementos estructurales aislados y en elementos no estructurales tanto en el exterior como en el interior de la construcción.

El viento puede actuar en cualquier dirección, y debe averiguarse cuál es la dirección que produce los efectos más desfavorables en la estructura.

En el caso de este anuncio espectacular, como se trata de una estructura común, es suficiente revisar en forma independiente, la acción del viento en dos direcciones ortogonales que coinciden con los ejes principales del sistema estructural, y a 45° también, y basta considerar el efecto estático del viento determinando las presiones o succiones que actúan en dirección perpendicular a la superficie expuesta al viento. (MELI, 2000: 217)

**Coefficientes de arrastre y empuje
para diferentes perfiles.**

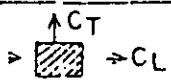

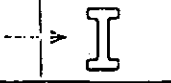
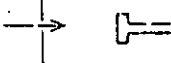
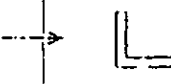


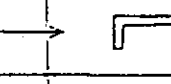



NUMERO	FORMA Y DIRECCION DEL VIENTO	C_L	C_T
1		2.03	0
2		2.00	0
3		2.04	0
4		1.81	0
5		2.00	0.30
6		1.83	2.07
7		1.99	-0.09
8		1.62	-0.48
9		2.01	0
10		1.99	-1.19
11		2.19	0

TABLA A-1
Fuente: Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán

2.4.- ESPECIFICACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL ESTADO DE MICHOACÁN (1990)

ARTÍCULO 407.- GENERALIDADES

Las estructuras se analizarán suponiendo que el viento actúa en dos direcciones ortogonales, sin considerar la protección que pudieran darles las estructuras vecinas.

Se acepta la existencia simultánea del viento, las cargas muertas y las cargas vivas más desfavorables para la estructura.

No se considera la acción simultánea de sismo y viento.

Los esfuerzos permisibles bajo la acción de cargas permanentes más viento, podrán incrementarse en un 33%.

Después de analizar la estabilidad general, se revisarán las condiciones necesarias para garantizar la estabilidad local, considerando el efecto de presiones interiores y los incrementos de presión exterior que más adelante se señalan.

ARTÍCULO 408.- CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES

Según su destino, las construcciones se clasifican en los grupos A, B y C que se consideraron en el análisis sísmico, Artículo 420.

Según su respuesta a la acción del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos principales:

Tipo 1 .- Construcciones cuyo periodo fundamental de vibración es inferior a 0.7 segundos.

Dentro de este tipo, se consideran las casas, los edificios hasta de siete pisos, y generalmente aquellas construcciones cuya altura sea inferior a 21 m.

Nota: El anuncio espectacular se considerará dentro de este tipo.

Tipo 2 .- Construcciones sensibles a efectos dinámicos del viento, cuyo periodo fundamental se encuentre entre 0.7 y 2 segundos.

En general, quedan en este tipo, edificios entre 8 y 20 pisos.

Tipo 3 .- Construcciones también con periodo entre 0.7 y 2 segundos, en los que se presenta la aparición periódica de vórtices .

Se consideran dentro de este tipo, torres y chimeneas.

Tipo 4 .- Construcciones con periodo mayor de 2 segundos, en las cuales se puede presentar inestabilidad aeroelástica. Generalmente, corresponden a este tipo, edificios altos mayores de veinte pisos.

Para el cálculo del periodo fundamental de una estructura, puede seguirse el método que aparece en el artículo 427 de Análisis Sísmico.

ARTÍCULO 409.- VELOCIDAD DE DISEÑO VELOCIDAD DE DISEÑO BÁSICA

Se define como velocidad básica, la que se supone actuando horizontalmente a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno.

Se calculará mediante:

$$V = K_1 K_2 V_0$$

Donde:

K_1 = Factor de topografía. Se tomará igual a 1 en terreno plano, a 1.5 en promontorios y a 0.6 en zonas del centro de ciudades y en zonas Residenciales o industriales.

K_2 = Factor de recurrencia. Se tomará igual a 1 en construcciones del grupo A. Las construcciones del grupo C no requerirán análisis
Por viento.

V_0 = Velocidad regional en Km/h. Se tomará del mapa adjunto de acuerdo con la localización de la obra.

ARTÍCULO 410.- VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO CON LA ALTURA.

Para analizar construcciones altas, se aceptará que la velocidad de diseño a una altura Z sobre el terreno queda definida por:

$$V_z = (0.1Z)^x V$$

Donde:

Z = Altura sobre el suelo en metros

x = Exponente cuyo valor depende de la velocidad del viento y de la topografía del terreno que rodea la construcción.

Su valor se tomará de la siguiente tabla:

Valores para el exponente x

Topografía	Velocidad del viento menor a 100 km/h	Velocidad del viento mayor a 100 km/h
Terreno plano	0.15	0.065
Promontorios	0.10	0.100
Zonas accidentadas (Centro de ciudades, zonas arboladas)	0.35	0.175

TABLA A-2

Fuente: Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán 1990.

ARTÍCULO 411.- EMPUJES ESTÁTICOS DE VIENTO EN ESTRUCTURA TIPO 1

La magnitud de las presiones estáticas se estimará mediante:

$$P = NCV^2$$

Donde:

P = Presión en kg/m²

C = Coeficiente de empuje

N = Coeficiente de densidad del aire, igual a : $0.005(8+a)/(8+2a)$

V = Velocidad de diseño en km/h

Nota: Para el caso de Uruapan Mich, "a" vale 1.6 km

El coeficiente C será positivo cuando el viento empuje contra la superficie y negativo cuando provoque succión.

Las fuerzas resultantes se calcularán multiplicando la presión de diseño por el área expuesta equivalente.

Por área expuesta equivalente se entiende:

- En superficies planas, el área total de la superficie.
- En techos en forma de diente de sierra, la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los restantes.
- Para el cálculo de la succión vertical, la proyección horizontal del techo de la construcción.

- d) En estructuras reticulares del tipo de armaduras, 20% del área limitada por las aristas exteriores.
- e) En construcciones tipo torres de sección circular, la proyección vertical de la sección transversal.

La posición de la resultante se supondrá coincidente con el centro de presiones. Para tomar en cuenta cambios en la dirección del viento, se aceptará además la existencia de una excentricidad accidental.

En dirección horizontal, la excentricidad accidental se valuará mediante $\pm \left(0.3 \frac{L^2}{8H} + 0.05L \right)$ Cuando la relación L/H sea inferior a 2; se usará $\pm 0.125L$ Cuando la relación L/H sea superior a 2.

En las expresiones anteriores, L es la longitud horizontal del área expuesta y H la altura sobre el suelo del área expuesta.

En la dirección vertical se considerará la posibilidad de una excentricidad accidental igual a $\pm 0.05H$.

Se debe considerar la combinación de signos que simultáneamente provoque la excentricidad accidental más desfavorable.

ARTÍCULO 412.- VOLTEO.

Para verificar la seguridad de las construcciones contra volteo, se analizará este efecto considerando simultáneamente la acción de cargas vivas que tiendan a incrementarlo; se revisará que todas las construcciones tengan como mínimo un factor de seguridad de 1.5 por este concepto.

ARTÍCULO 413.- COEFICIENTES DE EMPUJE.

Para valuar los efectos de la presión exterior, se usarán los coeficientes que se mencionan a continuación:

1).- Paredes rectangulares verticales.

Cuando el viento actúa perpendicularmente a la superficie expuesta se tomará $C = 0.75$ en el lado de barlovento y $C = -0.68$ en sotavento; para analizar la estabilidad de paredes aisladas, como bardas, se sumarán los efectos de succión y presión, tomando en consideración los efectos de excentricidades accidentales.

7).- Estructuras cilíndricas.

Para estructuras cilíndricas en las cuales se intenta revisar la estabilidad general, y que tengan una altura H y un diámetro D, el coeficiente de empuje dependerá de la relación H/d y de la rugosidad de la superficie del cilindro.

A continuación se definen los coeficientes de empuje para relaciones H/d iguales a 1, 7 y 25.

- a) Cuando la superficie exterior esté lisa, siendo de metal, madera o concreto:
 $C_1 = 0.45$; $C_7 = 0.5$; $C_{25} = 0.55$
- b) Cuando la superficie presente rugosidad o barras cilíndricas contra vórtices:
 $C_1 = 0.7$; $C_7 = 0.8$; $C_{25} = 0.9$
- c) Cuando la superficie sea muy rugosa o con barras contra vórtices formadas con placas:
 $C_1 = 0.8$; $C_7 = 1.0$; $C_{25} = 1.2$
- d) Cuando la sección transversal del cilindro sea poligonal:
 $C_1 = 1.0$; $C_7 = 1.2$; $C_{25} = 1.4$

En los incisos anteriores, el subíndice del C, indica el valor de la relación H/d para la cual fueron establecidos. Para valores intermedios, la relación H/d podrá interpolarse linealmente.

8).- Traveses y armaduras

En traveses y armaduras aisladas, se usará un coeficiente $C = 2.0$

Cuando alguna trabe o armadura, se encuentra protegida en el lado de barlovento, el coeficiente de empuje puede reducirse hasta rx , siendo $r = 0.1$ en traveses de alma llena y 1.5 en armaduras; x es la relación entre la separación y el peralte de las trabes.

Para el diseño de estructuras continuas, se deberá analizar cada sección crítica, considerando que en cada claro actúa la acción del viento de manera independiente, usando entre 75 y 100% del valor máximo para C, como condición alterna de diseño.

Para el diseño de armaduras, se deberá considerar en adición al empuje en el sentido del viento, la acción transversal calculada mediante el empleo de los coeficientes C_L y C_T definidos en la tabla A-1 (REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1990 :282-291)

Las fuerzas se estimarán mediante las expresiones:

$$F_L = C_L V^2 A$$

$$F_T = C_T V^2 A$$

Siendo A el área expuesta por el perfil que se analice.

Mapa de zonificación por viento del Estado de Michoacán.

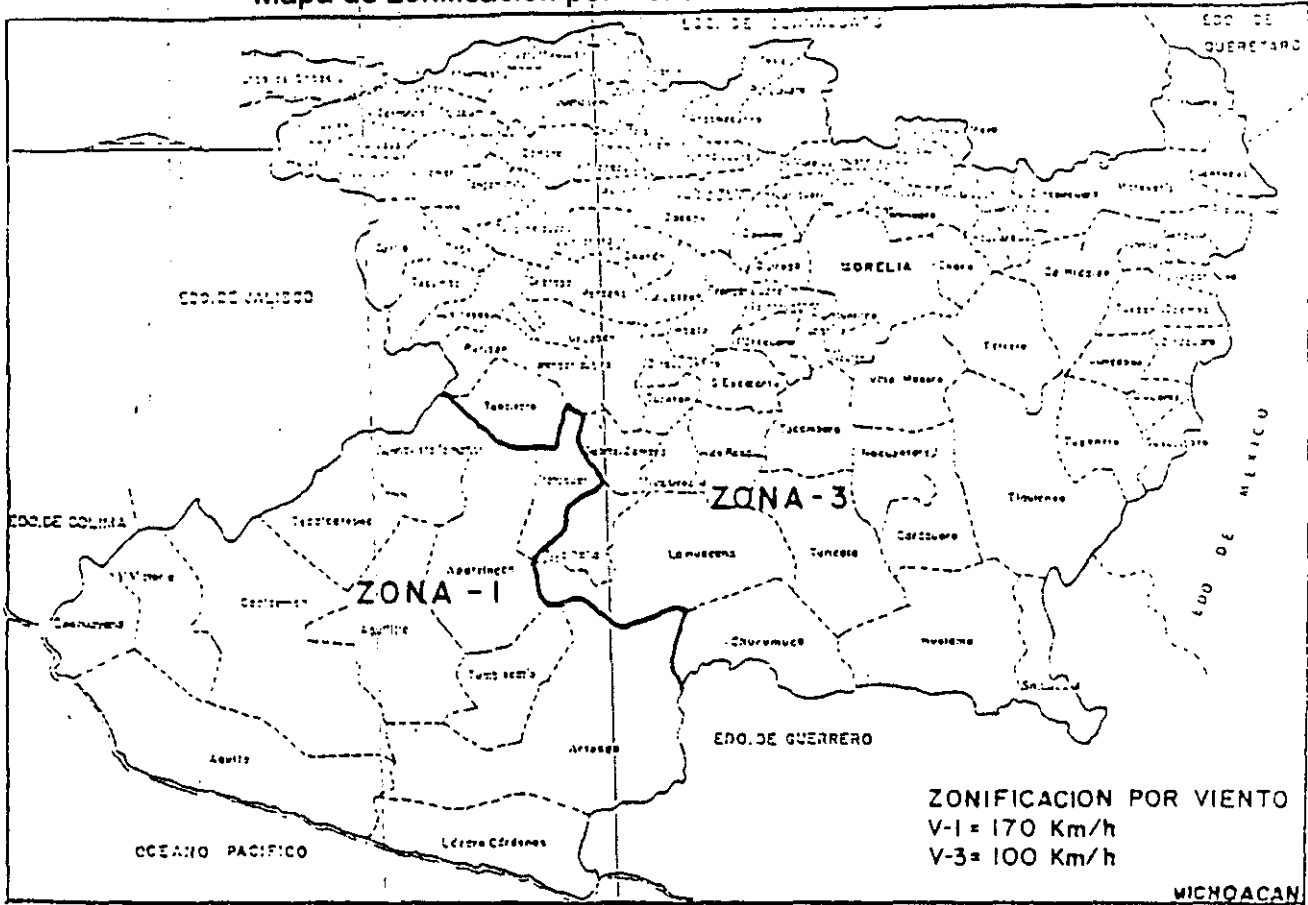


FIGURA M-1
Fuente: Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán 1990.

2.5.- ESPECIFICACIONES SEGÚN NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL DISTRITO FEDERAL, EDICIÓN 96.

2.- CRITERIOS DE DISEÑO

2.1- CONSIDERACIONES GENERALES

Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural.

Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte del sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras reticulares expuestas al viento, como a los que constituyen solo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada o vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios del capítulo 4 de estas normas

2.2 Clasificación de las estructuras

De acuerdo con la naturaleza que los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en 4 tipos:

Tipo 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento, sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre la altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 o cuyo periodo natural de vibración excede de dos segundos. Se excluyen también las cubiertas flexibles como las de tipo colgante a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

Tipo 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, o cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo los edificios con esbeltez definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5 o con periodo fundamental mayor de 2 segundos. Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los tipos 3 y 4.

Tipo 3. Comprende estructuras como las definidas en el tipo 2, en que además la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos y de pequeño diámetro tales como tuberías y chimeneas.

Tipo 4. Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el tipo I.

2.3 Efectos a considerar

En el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- I.- Empujes y succiones estáticos
- II.- Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia.
- III.- Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes.
- IV.- Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras tipo I bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento de acuerdo con el capítulo 3 de estas normas.

Para el diseño de las estructuras tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse con un método estático equivalente, de acuerdo con las secciones correspondientes de los capítulos 3 y 5 de estas normas, o con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes, según se especifica en el capítulo 6 de estas normas. Para estructuras tipo 4 los efectos de viento se valuarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el tipo 1. los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales.(NTCDF, 1996; 4-7)

2.6.- MÉTODO ESTÁTICO DE DISEÑO POR VIENTO.

3.1.- PRESIÓN DE DISEÑO

El efecto del viento se considerará equivalente a una presión (empuje o succión) que actúa en forma estática en dirección perpendicular a la superficie expuesta. Su intensidad se determinará con la expresión:

$$P = C_p C_z K P_0$$

En la cual:

P_0 = Es la presión básica de diseño; se tomará igual a 30 kg/m^2 para las estructuras comunes y a 35 kg/m^2 para aquellas clasificadas como del grupo A en el artículo 174 del título sexto del reglamento.

K = Es un factor correctivo por condiciones de exposición del predio en que se ubica la construcción; se determina según la sección 3.2.

C_z = es un factor correctivo por la altura, sobre la superficie del terreno de la zona expuesta; se calcula como se indica en 3.2.

C_p = Es el factor de presión, depende de la construcción y de la posición de la superficie expuesta. Sus valores se indican en la sección 3.3. Los valores positivos de C_p corresponden a empuje y los negativos a succión.

3.2. CORRECCIÓN POR EXPOSICIÓN Y POR ALTURA.

Los factores K y C_z dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio; para su determinación se consideran tres zonas de ubicación.

- A. Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos, la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene una altura superior a 20 m.
- B. Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del caso A.
- C. Zona de terreno abierto. Poco o nulas obstrucciones al flujo del viento, como en campo abierto o en promontorios.
La tabla I indica los valores de K que deben adoptarse para las zonas anteriores.

El factor C_z se tomará igual a 1 para alturas hasta de 10 m sobre el nivel del terreno y, para alturas mayores, igual a :

$$C_z = \left(\frac{Z}{10} \right)^{2/a}$$

donde: Z es la altura del área expuesta sobre el nivel del terreno y el coeficiente "a" se indica en la siguiente tabla:

Factores de corrección de la presión de viento por condiciones de exposición.

	Zona		
	A	B	C
K	0.65	1	1.6
a	3.6	4.5	7.0

TABLA A-3

Fuente: Normas Técnicas complementarias del Distrito Federal (1996).

3.3.- Factores de presión

Los factores de presión C_p se determinan según el tipo y la forma de construcción de acuerdo a la clasificación siguiente:

Caso II Paredes aisladas y anuncios

La fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará a partir de: $P = C_p C_z K P_0$ y utilizando un factor de presión calculado con la expresión siguiente:

$$C_p = 1.3 + m/50 < 1.7$$

m es la relación lado mayor entre lado menor para anuncios sobre el suelo y la relación lado vertical entre lado horizontal para anuncios elevados.

Se considerarán elevados aquellos anuncios planos con aberturas, se aplicarán los mismos coeficientes y las presiones se considerarán solamente sobre el área expuesta.

3.5. Área expuesta

El área sobre la que actúa la presión calculada se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, excepto en techos y en elementos de recubrimiento en que se tomará el área total. La dirección de las presiones de viento será normal a la superficie considerada.

En superficies con vanos, como las de estructuras reticulares, solo se considerará el área proyectada de las partes sólidas.

Cuando se tengan elementos reticulares en diversos planos podrá tomarse en cuenta la proyección que algunos de los miembros proporcionan a otros mediante el criterio indicado, en el caso III de la sección 3.3.

4. Diseño de elementos de recubrimiento

Se diseñarán con los criterios establecidos en este capítulo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción del viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones que correspondan a la dirección más desfavorable del viento.

Adicionalmente se considerarán los efectos de las presiones interiores calculadas como se indica en la sección 3.4 de estas normas para construcciones en cuyas paredes pueda haber aberturas que abarquen más de 30% de su superficie. Cuando este porcentaje no excede de 30 se considerará para el diseño de los elementos de recubrimiento un factor de presión de ± 0.25 .

A quedado de manifiesto, que en una estructura como la que es un anuncio espectacular, la acción fundamental que sobre él actúa es sin duda alguna el viento, por lo cual ya vimos que se deben de cumplir todos los requisitos que las normas correspondientes nos marcan, con el fin de que nuestra obra quede segura y resistente ante en este caso el viento.

CAPÍTULO 3 EFECTOS DEL SISMO.

Las estructuras de acero diseñadas de acuerdo con la práctica moderna poseen características muy favorables de capacidad de disipación de energía que las hacen muy idóneas para resistir los efectos sísmicos. Sin embargo, hay que poner atención en que la ductilidad intrínseca de este material no se anule por la ocurrencia de algún modo de falla frágil, ya sea en soldadura, pandeo o alguna concentración de esfuerzos en alguna zona del elemento, y que pueda dar lugar al colapso, afectando así construcciones alternas o que pueda poner en riesgo vidas humanas y objetos valiosos. Por esta razón, una estructura debe comportarse adecuadamente ante un evento sísmico. Y precisamente, en este capítulo se tratará lo relacionado a las precauciones que se deben tomar en el diseño, sujetándonos rigurosamente a lo que nos marca el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán. Así también, se dan algunas generalidades de los orígenes de los sismos, y de cómo nuestro estado está ubicado en la corteza terrestre y las fallas que lo afectan.

3.1 OBJETIVOS DEL DISEÑO POR SISMO

En la ingeniería, el diseño se fundamenta en la necesidad social de optimizar. Esto se basa en comparar los costos iniciales de mantenimiento y de reparación para las diferentes alternativas estructurales.

En el estudio de la ingeniería sísmica, los coeficientes del cortante basal y los espectros de respuesta de diseño, se consideran como medidas de parámetros de respuesta, ya que los últimos se expresan generalmente en términos de aceleraciones y fuerzas laterales equivalentes actuando en sistemas lineales. Pero estas variables no son más que medidas indirectas del comportamiento del sistema durante la ocurrencia de sismos; sirven para controlar los valores de variables de mayor significación, tales como las deflexiones laterales, ductilidades y márgenes de seguridad con respecto a fallas por inestabilidad (efectos de 2° orden).

Puesto que las relaciones de las variables de control a las respuestas reales son efectuadas por el tipo y características del sistema estructural, podemos obtener mejores diseños si estas relaciones se entienden y se toman en cuenta en lugar de aplicar ciegamente las recomendaciones de los Reglamentos o Normas, que puede suceder que aunque se cumplan, la estructura puede quedar destinada a un comportamiento deficiente. Es decir, debemos observar las leyes, pero con criterio.

El diseño sísmico tiende a proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso frente a sismos excepcionalmente intensos, así como con respecto al daño a construcciones vecinas; busca también proteger las estructuras contra daños materiales excesivos bajo la acción de sismos de intensidad moderada y poder asegurar simplicidad en las reparaciones o reconstrucciones requeridas, así como proporcionar protección contra la acumulación de daño estructural durante una

serie de sismos, contando con la seguridad de que la respuesta estructural durante sismos de intensidad moderada no exceda de ciertos niveles dados de tolerancia. Es indispensable pues, que tengamos claros los conceptos sobre la naturaleza de las acciones sísmicas por un lado, y por otro, sobre las características de los materiales y miembros estructurales que definen la respuesta sísmica. (MARTÍNEZ, 2000).

3.2 LA SISMICIDAD Y SUS CAUSAS

México por su ubicación geográfica está sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden derivar en una situación de desastre; entre las calamidades a las que mayormente está expuesto el territorio nacional resaltan los sismos. La presencia de fallas geológicas y la acción de las placas continentales son factores siempre presentes en la variada naturaleza de nuestro país.

En general, llamamos temblor o sismo a cualquier vibración o estremecimiento del suelo. La tierra puede temblar por razones muy diversas, entre las que se tienen explosiones, colapsos del subsuelo o cualquier otro tipo de deslizamiento o acomodamiento que se produzca por debajo de la superficie del terreno. Los sismos producidos por las explosiones volcánicas pueden ser bastante fuertes. Sin embargo, la mayor parte de los temblores, sobre todo los más fuertes tienen origen tectónico.

La Tierra, está formada por capas concéntricas. La más superficial es la corteza cuyo espesor es de alrededor de 30 km en los continentes y se reduce a 20 km en los océanos. El límite inferior de la corteza se conoce como " Discontinuidad de Mohorovic". Por debajo está el manto que se extiende hasta una profundidad de 2900 km donde se encuentra el núcleo de la tierra. Si consideramos que el radio de la tierra es de 6378 km, resulta que el núcleo terrestre es una esfera de 3478 km de radio.

El cascarón más externo de la tierra se comporta como un cuerpo rígido. Esta porción tiene un espesor de aproximadamente 100 km y forma la litósfera, constituida por la corteza y parte del manto que flota sobre el resto del manto. El comportamiento de éste, desde una perspectiva geológica, es similar al de un líquido.

Dicho recubrimiento sólido no es continuo sino que está partido en pedazos similares a los gajos de una pelota de fútbol; a estas porciones se les llama placas. Las que forman o colindan con nuestro país son: la del Pacífico, la de Norteamérica, la de Cocos y la del Caribe. Las placas están en contacto y se aprietan entre sí, con movimientos relativos. A veces se deslizan paralelamente sobre sus márgenes, pero otras veces una se sumerge por debajo de la otra, dando lugar al fenómeno de subducción. En este caso, una de ellas cabalga sobre la otra. Las causas de los movimientos de las placas se desconocen, pero se conjetura que se deben a lentas corrientes de convección en el manto, el cuál arrastraría a las placas al desplazarse.

3.3 FALLAS QUE AFECTAN A MICHOACÁN

La frontera o contacto entre las placas, en una zona de subducción es una gigantesca falla o sistema de fallas. Así por ejemplo, frente a las costas de Michoacán y Guerrero se encuentra el contacto entre las placas de Norteamérica y de Cocos, lo que origina la profundidad oceánica conocida como trinchera de Acapulco.

El movimiento de una placa bajo la otra no es continuo, pues la fricción origina discontinuidades en el desplazamiento. Por ello, el esfuerzo se acumula hasta llegar a un nivel mayor que la fuerza de fricción entre las placas, lo que produce un deslizamiento súbito que genera las ondas sísmicas o vibraciones del terreno, mismas que constituyen el temblor o terremoto. Así, cada movimiento repentino es un temblor, pero al mismo tiempo ese movimiento es el que mantiene a la placa continental por encima del océano. De ésta manera el motor de los sismos es el mismo que origina los cambios geológicos: sin él no tendríamos continentes, valles, ni atmósfera, o vida sobre la Tierra.

En la actualidad se reconoce, que en las placas existen segmentos llamados brechas, que tienen relativa independencia de movimiento. En México, que es un país altamente sísmico debido a que su costa del pacífico está en el borde de una zona de subducción, en la que la placa de Norteamérica se encima sobre la de Cocos, existen varias de estas brechas, entre ellas están las de Jalisco, Michoacán, Guerrero, Ometepec y Tehuantepec. En la zona de subducción mexicana se generan sismos característicos con magnitud del orden de 7.8 a 8.2 y cuya longitud de ruptura tiene cierta correlación con el tamaño de las brechas y puede alcanzar unos 200 km. Por otra parte, los sismos ordinarios son más pequeños y más frecuentes, pero rara vez producen daños.

Suelen transcurrir muchos años antes de que se repita un sismo característico en una misma brecha. Por ejemplo en el caso de México, los periodos de recurrencia se han estimado entre 32 y 56 años. Durante este tiempo la brecha esta quieta, en el sentido de que no presenta actividad sísmica mayor, por lo que se habla de una zona de quietud. En general, una zona de quietud, que se localiza en un área de subducción sísmica indica que se está acumulando energía que finalmente tendrá que liberarse en forma de sismos. Es por eso, que estas zonas de quietud sísmica constituyen los indicios más significativos para realizar la predicción de los temblores. Es evidente que si fuera posible determinar, a través de la observación directa de las fallas, el momento en que ésta energía será liberada, la predicción de los temblores sería una realidad. Sin embargo hasta ahora no ha sido posible que la ciencia logre dar este paso (MARTÍNEZ; 2000).

3.4 .- FACTORES QUE DETERMINAN LA ACCION SÍSMICA.

Los temblores, los podemos clasificar de acuerdo con el fenómeno que los origina. Los más frecuentes y de mayor interés en la ingeniería, se originan por desplazamientos relativos súbitos dentro de la corteza terrestre, resultantes de la acción de fuerzas geológicas, y se denominan tectónicos. Otros temblores ocurren debido a la erupción de volcanes, y por ello se llaman volcánicos. La falla de los techos de cavernas o minas o el desplazamiento de volúmenes importantes de tierra, da lugar a temblores de colapso, que son en general de menor magnitud que los tectónicos. También existen temblores artificiales como los debidos a explosiones, o aquellos inducidos por el llenado de las presas.

Aunque un temblor se origina en un cierto volumen de la corteza terrestre, se le llama foco al punto donde se consideran que emanan primero las ondas sísmicas. La proyección de este punto en la superficie de la tierra se conoce como epicentro o epífoco.

Del foco de un temblor se emiten distintos tipos de ondas sísmicas, que debido a la complejidad de los mecanismos focales, a la irregularidad de las formaciones geológicas por las que viajan, a múltiples reflexiones y refracciones en distintas capas de terreno, etc., dan como resultado que las vibraciones en el terreno donde interesa desplantar una estructura sean muy irregulares. Entre los aparatos que existen para medir el movimiento de la superficie del terreno, los que mas nos interesan son los acelerógrafos, que miden la historia de las aceleraciones en el lugar donde están colocados; esta historia se conoce con el nombre de acelerograma.

En lo que se refiere a la magnitud, podemos decir que es una medida de la energía liberada durante un temblor, la cual se determina tomando el logaritmo en base 10 del mayor movimiento registrado durante la llegada de cierto tipo de ondas sísmicas y aplicando una corrección estándar para tomar en cuenta la distancia del lugar donde se tomó el registro al epicentro (a veces también se corrige para considerar las características del aparato).

Los tres tipos más comunes de magnitud empleados por los sismólogos son la local (M_L), la de ondas de cuerpo (M_b) y la de ondas de superficie (M_s) entre otras, pero la más utilizada para efectos de cálculo en las construcciones es M_L .

La intensidad, es una medida de la severidad de un temblor en cierto lugar. Un mismo temblor tiene distintas intensidades en diferentes lugares. La escala de intensidades más comúnmente usada en el medio es la de Mercalli modificada, la cual es una escala de tipo subjetivo que, con base en informes de cómo fue sentido el temblor, de cómo dañó a las estructuras, de qué cambios de produjeron en la superficie de la tierra en el lugar en cuestión, etc., asigna a la intensidad valores entre 1 y 12.

Mapa de Regionalización Sísmica

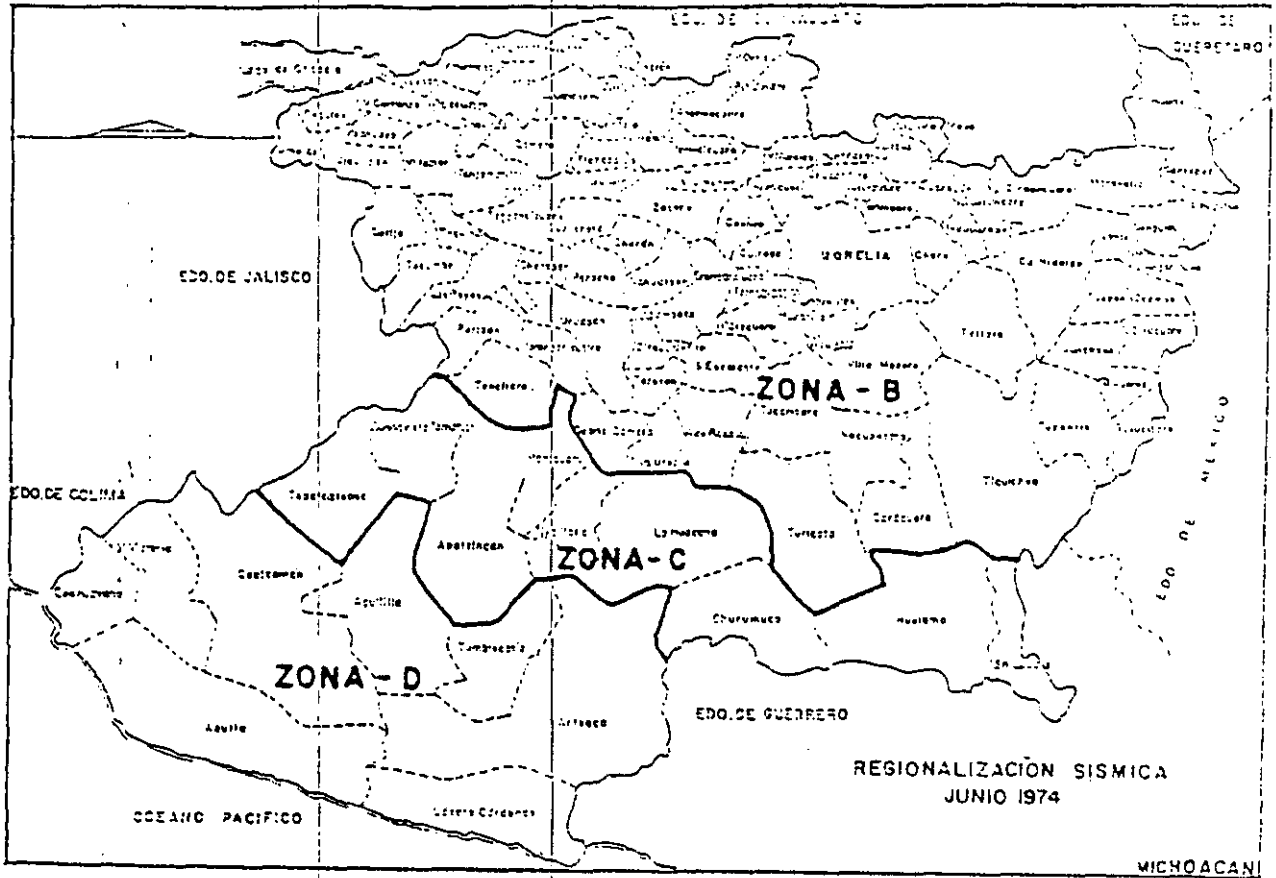


FIGURA M-2
Fuente: Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán 1990.

3.5.- ESTRUCTURAS EN FORMA DE PÉNDULO INVERTIDO.

Las condiciones que llevan a un comportamiento adecuado sismorresistente se pueden satisfacer en estructuras de acero autosoportadas si se toman en cuenta los problemas que pudiese representar el pandeo de la columna y otros elementos.

Los péndulos consisten en estructuras de torre o columnas con una gran concentración de masa en la parte superior y se prestan corrientemente en formas tales como cobertizos, plataformas de observación, restaurantes elevados, anuncios espectaculares y torres para agua. Pueden tener uno o más soportes que en algunos casos formen marcos. La gran masa en la parte superior, hace a estas estructuras especialmente vulnerables a los sismos, debido a las fuerzas horizontales de inercia que los acompañan y al llamado efecto P- Δ . Es por esta razón que la mayoría de los códigos de práctica son aún más conservadores con los péndulos invertidos que con otro tipo de chimeneas y torres.

Los momentos sísmicos de flexión en los topes de las columnas pueden ser determinantes para el diseño de las columnas y de las secciones de la estructura que están más arriba. La asimetría de la carga viva y la asimetría no planeada de la distribución de la masa estructural, pueden inducir momentos significativos alrededor de los ejes horizontales y verticales.

En estas estructuras, los inconvenientes mencionados con anterioridad, con respecto al comportamiento inelástico, se acentúan a causa de la gran masa en la parte alta. Considerando un péndulo invertido simple, Newmark y Rosenblueth hallaron que los momentos de diseño de la columna, incluyendo los efectos de gravedad, era casi el doble que el momento determinado sin tener en cuenta la gravedad.

3.6 REQUISITOS GENERALES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL DISTRITO FEDERAL.

A decir de los requisitos que el mencionado Reglamento nos marca, y que pueden ser aplicables al análisis del anuncio espectacular, dentro del capítulo VI se tienen los siguientes artículos:

ART.203.- Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre si como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece el capítulo III de este título.

Según sean las características de la estructura que se trate, esta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los

dinámicos que describan las Normas Técnicas Complementarias y las limitaciones que ahí establezcan.

En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo el elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, Cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos estos como los de fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales.

Se verificará que la estructura y su cimentación no alcance ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere este reglamento.

ART. 207.- Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para el análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ellos los criterios que fijen las NTC, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas normas.

3.7 REQUISITOS GENERALES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL ESTADO DE MICHOACÁN.

Para poder hacer un adecuado análisis sísmico, necesitamos conocer las características del terreno en donde se cimentará la estructura, para ello debemos considerar los siguientes requisitos:

ARTÍCULO 419.- Clasificación de terrenos de cimentación.

Atendiendo a su rigidez, se considerarán los siguientes tipos de terreno de cimentación:

Tipo I.- Terreno firme, tal como tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla preconsolidada, muy compacta o suelos de características similares.

Tipo II.- Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas, limos de mediana o alta compacidad, arcillas preconsolidadas de compacidad media o suelos de características semejantes.

Tipo III.- Arenas y limos de baja compacidad o arcillas blandas muy compresibles.

Para clasificar un terreno se hará de la siguiente manera:

1°).- Se localizará la base firme del terreno; debajo de este nivel todos los suelos tendrán módulos de rigidez a cortante mayores que 50 000 Ton/m². O requerirán más de 50 golpes por cada 30 cm de avance en la prueba de penetración estándar.

2°).- Para los estratos de suelo comprendidos desde la base firme hasta el nivel en que las aceleraciones horizontales del terreno se transmiten a la construcción (la profundidad de desplante, en el caso de cimentaciones someras) se calculará el coeficiente ψ como:

$$\psi = \sum H_i \sqrt{\gamma_i / G_i}$$

donde:

H_i = Espesor del i-esimo estrato, en metros.

γ_i = Peso volumétrico del estrato i-esimo, en ton/m³.

G_i = Módulo de rigidez a cortante, en ton/m².

3°).- Si el coeficiente Ψ es menor que 0.20, el terreno de cimentación se considerará del tipo I.

Si el coeficiente Ψ es igual o mayor que 0.20 y menor que 0.45, el terreno de cimentación se clasificará como del tipo II.

Si el coeficiente Ψ es igual o mayor que 0.45, el terreno se clasificará como del tipo III.

4°).- Cuando en el terreno analizado aparezca un estrato arcilloso blando muy compresible, con espesor igual o mayor de 10 m, el terreno de cimentación se clasificará como del tipo III, cualquiera que sea el valor de coeficiente Ψ del perfil estratigráfico.

5°).- A falta de información más precisa, al calcular el coeficiente Ψ puede tomarse γ_i igual a 1.5 t/m³. y los valores del módulo de rigidez G_i pueden estimarse como $G_i = 0.35E_i$, siendo E_i la pendiente inicial de la curva esfuerzo deformación de pruebas triaxiales consolidadas rápidas o de compresión simple.

6°).- Si se desconocen las propiedades mecánicas del terreno de cimentación, se clasificará como del tipo III.

ARTÍCULO 425.- CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS

Toda construcción que deba diseñarse por sismo, se analizará bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno según las direcciones principales de rigidez de la estructura.

Adicionalmente, en construcciones localizadas en las zonas sísmicas C y D del estado de Michoacán, se considerará la acción de una componente vertical cuya pseudoaceleración sea igual a 0.5 en la zona C y 0.75 en la zona D, de la mayor pseudoaceleración horizontal de la construcción.

Los efectos sísmicos correspondientes (desplazamiento y elementos mecánicos) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales que se especifican en el capítulo XXIII.

En el caso de tanques elevados, chimeneas, torres, péndulos invertidos y estructuras semejantes, la combinación en cada sección crítica se obtendrá sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de una componente horizontal, los de la componente vertical y 0.5 de los efectos de la otra componente horizontal. En la zona B deberá tomarse en cuenta, la componente vertical del movimiento del suelo, Cuando se analicen estructuras colgantes, techos de grandes claros, volados extensos o muy pesados y estructuras semejantes. Se supondrá que la componente vertical es igual a 0.25 de la mayor componente horizontal del movimiento del suelo.

En todos los casos se diseñará de acuerdo con la combinación más desfavorable, asignando a los efectos sísmicos el sentido más desfavorable.

El análisis de los efectos debidos a cada componente horizontal o vertical del movimiento del terreno, deberá satisfacer los siguientes requisitos, con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis:

I.- La influencia de las fuerzas sísmicas se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales y verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura, así como la continuidad y rigidez de los mismos. En particular se considerarán los efectos de inercia rotacional de las estructuras semejantes a péndulos invertidos.

IV.- Se revisará la estabilidad de la cimentación. Se supondrá que no obran tensiones entre las subestructuras y el terreno. Se podrán admitir tensiones entre la subestructura y elementos tales como pilotes y pilas, siempre que estos elementos estén específicamente para recibir dichas tensiones.

Se pondrá especial cuidado en analizar la posibilidad de licuación de terrenos de cimentación constituidos, por arenas uniformes, finas y saturadas, así como la posibilidad de colapso de los depósitos eólicos que poseen peso volumétrico bajo y límite líquido reducido.

X.- En las estructuras cuyas capacidades o relaciones fuerza deformación sean diferentes para cada sentido analizado, se aplicará algún procedimiento de diseño que tome en cuenta en que tal diferencia afecte los requisitos de ductilidad del conjunto.

ARTÍCULO 426.- ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS.

Las construcciones con altura menor de 13 m, podrán analizarse de acuerdo con el método estático a que se refiere el inciso B de este artículo o con los métodos dinámicos mencionados en el inciso C. En las construcciones con altura superior a 13 m deberá emplearse invariablemente el análisis dinámico del inciso C.

1.- En el análisis de estructuras semejantes a péndulos invertidos (estructuras con más del 50 % de su masa situada en su extremo superior, y tengan un solo elemento resistente en la dirección del análisis), además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección del análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y elemento resistente.

El efecto de dicha aceleraciones verticales es equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente cuyo valor es:

$$1.5 \quad V r_0^2 A/x$$

Siendo:

- V Es la fuerza lateral actuante sobre la masa
- r_0 Es el radio de giro de dicha masa respecto del eje horizontal en cuestión
- A Es el giro del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la Fuerza lateral
- x Es el desplazamiento lateral de dicho extremo.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El aspecto probablemente mas importante del proceso de diseño es la selección del sistema estructural, es decir esta etapa denominada estructuración. La bondad del resultado final del diseño dependerá en gran medida del acierto que se haya tenido en adoptar la estructuración más adecuada para soportar las acciones a la que va a estar sujeta la estructura y la que mejor se adapte a las funciones que esta debe cumplir y a los procedimientos de construcción.

Este capítulo trata de todo lo relacionado al análisis estructural, así como a la estructuración y presentamos las fuerzas de viento actuantes en la estructura para con ellas introducir los valores al programa Staad y obtener los resultados, tales como desplazamientos, diagramas, fuerzas en las barras etc. Así mismo se incluye el análisis sísmico estático para cada anuncio espectacular en donde las fuerzas de sismo las discretizamos en una fuerza horizontal y un momento flexionante actuando en la parte superior del poste en diferentes direcciones.

4.1.- EL PROCESO DE ESTRUCTURACIÓN.

En la etapa de la estructuración se seleccionan los materiales que van a constituir la estructura, el sistema estructural principal y el arreglo de dimensiones preliminares de los elementos. El objetivo debe ser el adoptar la solución óptima entre un conjunto de posibles opciones.

Muchas veces no es posible realizar un proceso de optimización que nos de lugar a un costo mínimo y que a la vez cumpla con los requerimientos externos.

Debemos de tomar en cuenta que se nos pueden fijar las características geométricas mencionadas en las normas pertinentes, las condiciones de carga que deben adoptarse en el diseño y los límites de respuesta que deben de ser respetados.

Al elegir un sistema estructural es posible mejorar la configuración geométrica de los distintos elementos constitutivos así como las dimensiones de cada uno de ellos aceptando como meta del mejoramiento, hacer mínimo el peso total de la estructura siempre y cuando cumpla con las restricciones impuestas y que parezca aceptable en su eficiencia y desempeño. Para cada modificación se repite el análisis y comparamos los resultados obtenidos con los anteriores, y en la medida que deseemos refinar nuestro diseño, la labor numérica se vuelve cada vez más iterativa.

4.2.- ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES.

Con el arreglo de barras podemos formar esquemas estructurales muy diversos y los que ahora nos interesan son los de tipo triangular. En estos, las cargas externas se resisten esencialmente por fuerzas axiales en los miembros.

La triangulación es el aspecto clave de una armadura; del arreglo apropiado de los elementos depende la eficiencia de la transmisión de cargas. Conviene evitar que los lados de los triángulos formen ángulos muy agudos para lograr alta rigidez y la longitud de los elementos a compresión debemos de tratar de reducirla para que la resistencia no se vea disminuida por efectos de pandeo (MELI, 2000: 299).

Para este tipo de armaduras es necesario analizar en conjunto la estructura completa mas que considerar individualmente los sistemas alojados en varios planos.

Antes de presentar el método con el que trabaja el programa computacional con el que se analizaron y diseñaron las estructuras propuestas, corroboramos que las estructuras están compuestas por elementos sujetos únicamente a fuerza axial, que son rectos entre nudo y nudo y que están sujetas solo a cargas aplicadas en los nudos.

4.3.- EL METODO DE RIGIDECES.

Este es un método muy antiguo del tipo matricial muy poderoso de análisis estructural capaz de resolver cualquier tipo de estructura formada por elementos barra, para esto es necesario conocer la definición de rigidez.

Rigidez: es la carga necesaria para producir un desplazamiento unitario o también la podemos entender como acciones causadas por desplazamientos unitarios.

En este caso la rigidez de una barra está definida por:

$$K = \frac{P}{\Delta} \quad \text{donde: } K = \text{Rigidez}$$

P= Carga externa aplicada
Δ= Desplazamiento

Es de observar que estamos tratando con una rigidez lineal, es decir, antes de la fluencia porque las cargas son proporcionales a los desplazamientos y este método es aplicable a estructuras tipo linealmente elásticas con pequeños desplazamientos.

Las incógnitas de este método son por tanto, los desplazamientos.

Si consideramos que:

$\Delta = \frac{PL}{AE}$ denota la deformación de una barra e longitud L sujeta a una carga axial P.

Y aplicando la definición de rigidez, si hacemos $K=P$ y $\Delta=1$ entonces:

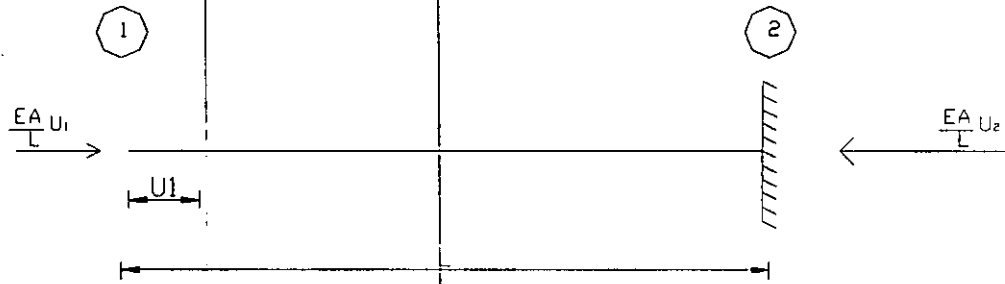
$1 = \frac{KL}{AE}$; $K = \frac{AE}{L}$ Esta es la rigidez de una barra sujeta a una carga axial.

Este método requiere de las acciones de empotramiento que nos restrinjan todos los desplazamientos.

Si consideramos la siguiente barra:



Y liberamos el nudo 1 para empezar a establecer una ecuación de equilibrio para cada nudo y hacemos actuar los desplazamientos unitarios (rigideces).



donde:

U = Desplazamiento unitario en X

V = Desplazamiento unitario en Y

θ = Giro

Y por equilibrio tenemos que: $P_1 = P_2$

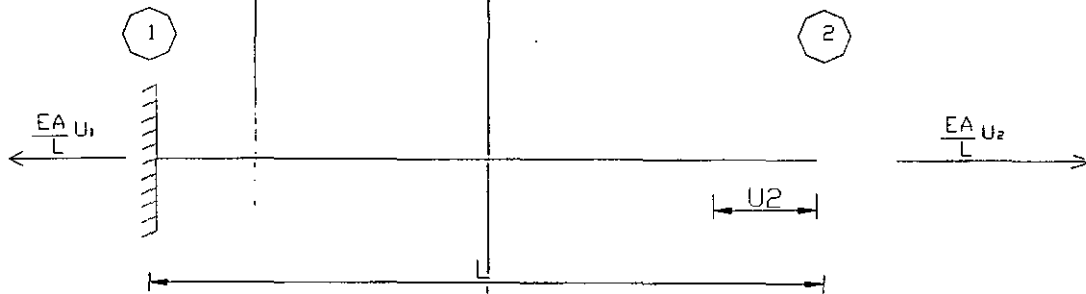
Si $P=KD$; y si a P le llamamos X_1 tenemos:

$$X_1 = \frac{EA}{L}U_1 - \frac{EA}{L}U_2 \quad \text{Ecuación 1}$$

Esta es la primer ecuación de equilibrio para el nudo 1.

*Nota: la convención de signos adoptada es: hacía la derecha y hacía arriba es positivo.

Para el nudo 2 ...



El desplazamiento en el nudo 2 debe ser en la misma dirección que en el 1 y para generarlo, debemos de tener una fuerza de tensión.

$$P = KD ; P = X_2$$

$$X_2 = -\frac{EA}{L}U_1 + \frac{EA}{L}U_2$$

Esta es la ecuación de equilibrio número 2 para el nudo 2.

Sumando 1 y 2:

$$X_1 = \frac{EA}{L}U_1 - \frac{EA}{L}U_2$$

$$X_2 = -\frac{EA}{L}U_1 + \frac{EA}{L}U_2$$

Ordenando matricial y vectorialmente.

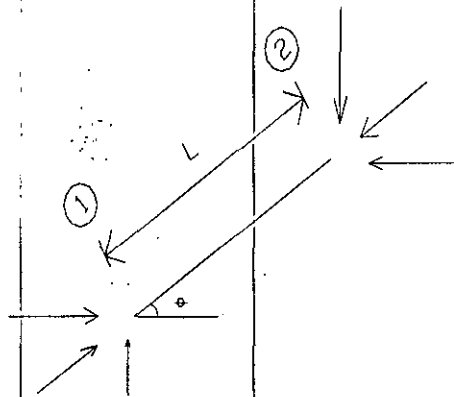
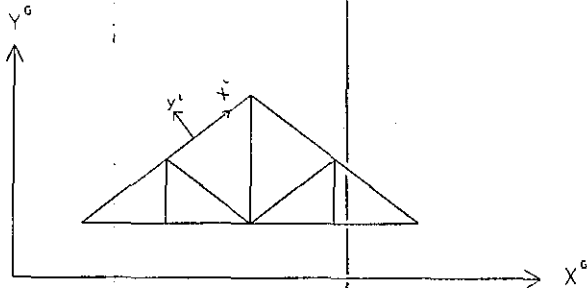
$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & -\frac{EA}{L} \\ -\frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{Bmatrix}$$

Donde:

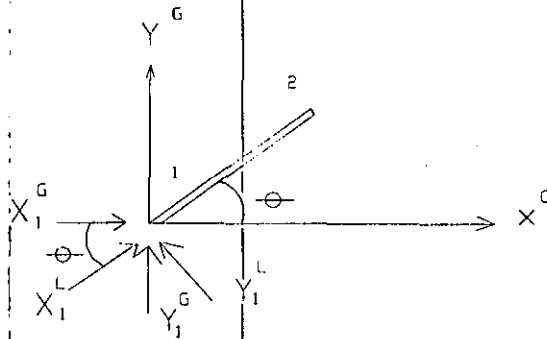
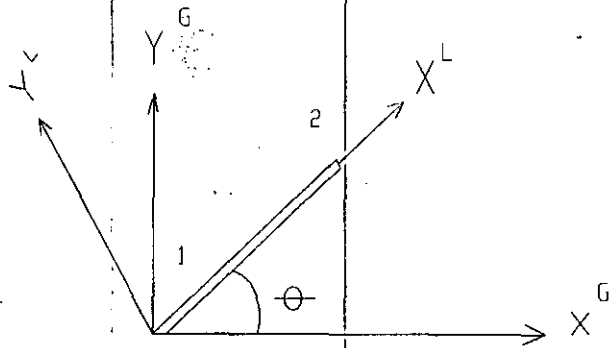
$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & -\frac{EA}{L} \\ \frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{bmatrix}$$

Es la matriz de rigideces para un elemento
armadura plana en el sistema local.

Pero para clarificar mejor esta explicación de los sistemas globales y locales y para poder entrar posteriormente a las armaduras tridimensionales vamos a considerar la siguiente barra inclinada en el sistema local de la siguiente armadura:



Es decir



Pero como queremos todo referido al sistema global, entonces rotamos las componentes locales a globales

$$X_1^G = X_1^L \cos \theta - Y_1^L \sin \theta$$

$$Y_1^G = X_1^L \sin \theta + Y_1^L \cos \theta$$

Matricialmente:

$$\begin{Bmatrix} X_1^G \\ Y_1^G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & -\sin \theta \\ \sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1^L \\ Y_1^L \end{Bmatrix}$$

En forma generalizada:

$$\hat{X}_1^G = [T'] \hat{X}_1^L \quad \text{Donde: } [T'] \text{ es una matriz de transformación o matriz transpuesta.}$$

Ecuación "a"

Ahora referiremos las componentes globales a locales.

$$\begin{aligned} X_1^L &= X_1^G \cos \theta + Y_1^G \sin \theta \\ Y_1^L &= -X_1^G \sin \theta + Y_1^G \cos \theta \end{aligned}$$

Matricialmente:

$$\begin{Bmatrix} X_1^L \\ Y_1^L \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1^G \\ Y_1^G \end{Bmatrix}$$

En forma generalizada:

$$\hat{X}_1 = [T] \hat{X}_1^G \quad \text{Ecuación "b"}$$

Multiplicando la ecuación "a" por la inversa de $[T']$

$$[T']^{-1} \hat{X}_1^G = [T']^{-1} [T'] \hat{X}_1^L$$

$$[T']^{-1} \hat{X}_1^G = [1] \hat{X}_1^L$$

$$[T']^{-1} \hat{X}_1^G = \hat{X}_1$$

Sustituyendo en ec. "b"

$$[T']^{-1} \hat{X}_1^G = [T] \hat{X}_1^G$$

$$[T']^{-1} = [T]$$

$$[T] = [T']^{-1}$$

Por otro lado, para los dos extremos de la barra, aplicando la definición de rigidez ($P = K D$)

$$\begin{Bmatrix} \hat{X}_1^L \\ \hat{X}_2^L \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1^L \\ U_2^L \end{Bmatrix}$$

$$\{P\} = [K]\{D\}$$

Rotando al sistema global; para esto nos basamos en las ecuaciones a y b, es decir, hacemos uso de la matriz de transformación para pasar de un sistema a otro.

$$\begin{Bmatrix} TX_1^G \\ TX_2^G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} TU_1^G \\ TU_2^G \end{Bmatrix}$$

Lo cual lo podemos escribir de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1^G \\ X_2^G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1^G \\ U_2^G \end{Bmatrix}$$

Despejando el vector de fuerzas...

$$\begin{Bmatrix} X_1^G \\ X_2^G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1^G \\ U_2^G \end{Bmatrix}$$

Pero como la inversa es igual a la transpuesta

$$\begin{Bmatrix} X_1^G \\ X_2^G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T' & 0 \\ 0 & T' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1^G \\ U_2^G \end{Bmatrix}$$

Realizando operaciones:

$$\begin{Bmatrix} X_1^G \\ Y_1^G \\ X_2^G \\ Y_2^G \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} \cos^2 \theta & \frac{EA}{L} \sin \theta \cos \theta & -\frac{EA}{L} \cos^2 \theta & -\frac{EA}{L} \sin \theta \cos \theta \\ \frac{EA}{L} \sin \theta \cos \theta & \frac{EA}{L} \sin^2 \theta & -\frac{EA}{L} \sin \theta \cos \theta & -\frac{EA}{L} \sin^2 \theta \\ -\frac{EA}{L} \cos^2 \theta & -\frac{EA}{L} \sin \theta \cos \theta & \frac{EA}{L} \cos^2 \theta & \frac{EA}{L} \sin \theta \cos \theta \\ -\frac{EA}{L} \sin \theta \cos \theta & -\frac{EA}{L} \sin^2 \theta & \frac{EA}{L} \sin \theta \cos \theta & \frac{EA}{L} \sin^2 \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1^G \\ V_1^G \\ U_2^G \\ V_2^G \end{Bmatrix}$$

Tomando en cuenta que estamos en el sistema global, factorizando EA/L y haciendo $\text{sen} \theta = S$ y $\text{cos} \theta = C$, tenemos lo siguiente:

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ X_2 \\ Y_2 \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} C^2 & SC & -C^2 & -SC \\ SC & S^2 & -SC & -S^2 \\ -C^2 & -SC & C^2 & SC \\ -SC & -S^2 & SC & S^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ V_1 \\ U_2 \\ V_2 \end{Bmatrix}$$

Esta es la ecuación de rigideces

para una armadura en el sistema global.

La metodología para la aplicación del método de rigideces para armaduras planas a seguir es la que se enumera a continuación:

- 1.- Se enumeran los nudos y barras de la armadura
- 2.- Se fija un inicio y terminación de cada barra
- 3.- Se calculan las submatrices de rigidez de cada barra (sist.local)
- 4.- Se realiza el ensamble de todas las barras en el sistema global
- 5.- Se resuelve el sistema de ecuaciones resultante obteniéndose así los desplazamientos en los nudos.
- 6.- Se obtienen las fuerzas en las barras en el sistema global multiplicando la submatriz de rigidez de cada uno por los desplazamientos de sus correspondientes nudos en el sistema global
- 7.- Se verifica el equilibrio
- 8.- Se rotan las fuerzas en las barras del sistema global al local.

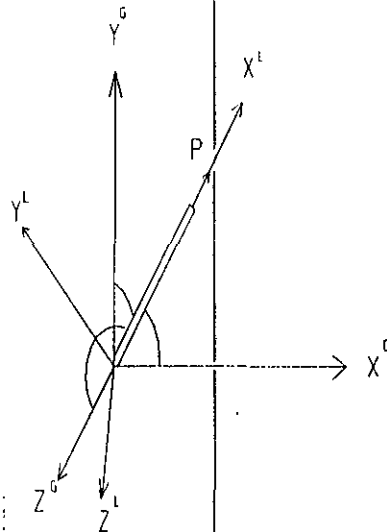
Ahora si, quedando ya citado lo anterior y que era necesario para poder ubicarnos mas fácilmente en la comprensión de las estructuras que nos ocupan, entonces procederemos a explicar el procedimiento a seguir para las armaduras espaciales.

Análogamente al método anterior, pero con la diferencia que ahora se rota en tres ejes ya que la barra ocupa un lugar en el espacio, por lo tanto ahora usamos cosenos directores para ubicar la posición de la barra.

$$\begin{Bmatrix} X_1^G \\ X_2^G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} TK_{11}T' & TK_{12}T' \\ TK_{21}T' & TK_{22}T' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1^G \\ U_2^G \end{Bmatrix}$$

sabemos que:

$$K = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & -\frac{EA}{L} \\ -\frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{bmatrix}$$



P = Carga axial aplicada a la barra
 α β γ son los cosenos directores.

Si obtenemos las proyecciones de la fuerza en el sistema global tenemos:

$$P_X^G = P \cos \alpha$$

$$P_Y^G = P \cos \beta$$

$$P_Z^G = P \cos \gamma$$

Escribiéndolo matricialmente

$$\begin{Bmatrix} P_X^G \\ P_Y^G \\ P_Z^G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha \\ \cos \beta \\ \cos \gamma \end{bmatrix} P$$

Si llamamos:

$$\cos \alpha = l$$

$$\cos \beta = m$$

$$\cos \gamma = n$$

Entonces:

$$\begin{Bmatrix} P_X^G \\ P_Y^G \\ P_Z^G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l \\ m \\ n \end{bmatrix} P$$

Donde la matriz de transformación es:

$$T = \begin{bmatrix} l \\ m \\ n \end{bmatrix}$$

Entonces:

$$TK_{11}T^t = \begin{bmatrix} l \\ m \\ n \end{bmatrix} \frac{EA}{L} [l \ m \ n]$$

$$K_{11}^G = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} l^2 & lm & ln \\ ml & m^2 & mn \\ nl & nm & n^2 \end{bmatrix}$$

Esta es la matriz de rigideces para una Armadura en el espacio.

De igual forma:

$$K_{12} = K_{21} = -K_{11}$$

$$K_{11} = K_{22}$$

Y el procedimiento de resolución es el siguiente:

- 1.- Se enumeran los nudos y barras de la armadura
- 2.- Se fija un inicio y terminación de cada barra
- 3.- Se definen las coordenadas de cada nudo
- 4.- Se calculan las submatrices de rigidez de cada barra (sist.local)
- 5.- Se realiza el ensamble de todas las barras en el sistema global
- 6.- Se resuelve el sistema de ecuaciones resultante obteniéndose así los desplazamientos en los nudos.
- 7.- Se obtienen las fuerzas en las barras en el sistema global multiplicando la submatriz de rigidez de cada uno por los desplazamientos de sus correspondientes nudos en el sistema global
- 8.- Se verifica el equilibrio
- 9.- Se rotan las fuerzas en las barras del sistema global al local.(MARTÍNEZ, 2000)

Los cosenos directores son:

Para las abcisas: $l = \cos \alpha = \frac{x_2 - x_1}{L}$

Para las ordenadas: $m = \cos \beta = \frac{y_2 - y_1}{L}$

Para las espaciales: $n = \cos \gamma = \frac{z_2 - z_1}{L}$

Dist. Entre dos puntos : $L_i = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2 + (Z_2 - Z_1)^2}$

4.4.- DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE VIENTO ANUNCIO TRIANGULAR.

Este anuncio espectacular estará ubicado en la ciudad de Uruapan, fundamentalmente en la periferia y accesos principales.

Por viento se clasificará según el artículo 408 del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (1990) en tipo 3, (construcciones con periodo entre 0.7 y 2 seg. en los que se presenta la aparición periódica de vórtices. Se consideran dentro de este tipo torres y chimeneas.) y por su importancia se clasificará como clase B.

- **Velocidad básica de diseño.**

$$V = K_1 K_2 V_0$$

donde:

$K_1 = 1.5$ (promontorios)

$K_2 = 1$ (est. Tipo B)

$V_0 =$ Velocidad regional (zona 3) = 100 km/h

Por lo tanto:

$$V = (1.15)(1)(100) = 115 \text{ km/h}$$

- **Variación de la velocidad con la altura.**

$$V_z = (0.1z)^x V$$

en donde:

$z =$ altura sobre el suelo en m.

$X =$ exponente cuyo valor depende de la velocidad del viento y de la topografía del terreno que rodea a la construcción.

Para nuestro caso: $x = 0.100$ (promontorios)

$$\begin{aligned}V_{10} &= 115 \text{ km/h} \\V_{11} &= (0.10 \cdot 11)^{0.10} \cdot 115 = 116.101 \text{ km/h} \\V_{12} &= (0.10 \cdot 12)^{0.10} \cdot 115 = 117.116 \text{ km/h} \\V_{13} &= (0.10 \cdot 13)^{0.10} \cdot 115 = 118.058 \text{ km/h} \\V_{14} &= (0.10 \cdot 14)^{0.10} \cdot 115 = 118.935 \text{ km/h} \\V_{15} &= (0.10 \cdot 15)^{0.10} \cdot 115 = 119.759 \text{ km/h} \\V_{16} &= (0.10 \cdot 16)^{0.10} \cdot 115 = 120.534 \text{ km/h} \\V_{17} &= (0.10 \cdot 17)^{0.10} \cdot 115 = 121.267 \text{ km/h} \\V_{17.8} &= (0.10 \cdot 17.8)^{0.10} \cdot 115 = 121.826 \text{ km/h} \\V_{19} &= (0.10 \cdot 19)^{0.10} \cdot 115 = 122.623 \text{ km/h} \\V_{20.2} &= (0.10 \cdot 20.2)^{0.10} \cdot 115 = 123.377 \text{ km/h} \\V_{21.4} &= (0.10 \cdot 21.4)^{0.10} \cdot 115 = 124.091 \text{ km/h} \\V_{22.6} &= (0.10 \cdot 22.6)^{0.10} \cdot 115 = 124.77 \text{ km/h} \\V_{23.8} &= (0.10 \cdot 23.8)^{0.10} \cdot 115 = 125.417 \text{ km/h} \\V_{25} &= (0.10 \cdot 25)^{0.10} \cdot 115 = 126.035 \text{ km/h}\end{aligned}$$

Para valorar los efectos de la presión exterior no se tomarán en cuenta los coeficientes de empuje para el caso de paredes rectangulares verticales que valen:

$$C = 0.75 ; \text{ lado de barlovento}$$

$$C = -0.68 ; \text{ lado de sotavento}$$

Pero si suponemos que las carteleras no son una pared aislada en este caso, para considerar los efectos de presión y succión se tendrá en cuenta un valor conservador de $C=0.75$ para valorar los efectos antes mencionados. Para el caso de estructuras cilíndricas en las cuales se intenta revisar la estabilidad general y que tengan una altura H y un diámetro d , el coeficiente de empuje dependerá de la relación H/d y de la rugosidad de la superficie del cilindro.

Los coeficientes de empuje para una superficie exterior lisa metálica son:

$$C_1 = 0.45 ; C_7 = 0.5 ; C_{25} = 0.55$$

*el subíndice indica la relación de aspecto H/d .

Si tentativamente suponemos un diámetro de tubo de 0.90 m y sabemos que $H = 17.8$ m ; por lo tanto:

$$\frac{H}{d} = \frac{17.8}{0.9} = 19.78$$

interpolando linealmente tenemos que: $C_{19.78} = 0.5145$

Presiones ($P = 0.0048C_pV_D^2$)

Presiones abajo de 10 m:

$$P_{10} = 0.0048(0.5145)(115)^2 = 32.660 \text{ kg/m}^2$$

Presiones arriba de 10 m y hasta 17.80 m:

$$P_{11} = 0.0048 (0.5145)(116.101)^2 = 33.289 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{12} = 0.0048 (0.5145)(117.116)^2 = 33.873 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{13} = 0.0048 (0.5145)(118.058)^2 = 34.421 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{14} = 0.0048 (0.5145)(118.935)^2 = 34.934 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{15} = 0.0048 (0.5145)(119.759)^2 = 35.420 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{16} = 0.0048 (0.5145)(120.534)^2 = 35.880 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{17} = 0.0048 (0.5145)(121.267)^2 = 36.317 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{17.8} = 0.0048 (0.5145)(121.826)^2 = 36.653 \text{ kg/m}^2$$

Presiones arriba de 17.8 m y hasta 25 m:

$$P_{17.8} = 0.0048 (0.75)(121.826)^2 = 53.43 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{19} = 0.0048 (0.75)(122.623)^2 = 54.13 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{20.2} = 0.0048 (0.75)(123.377)^2 = 54.80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{21.4} = 0.0048 (0.75)(124.091)^2 = 55.43 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{22.6} = 0.0048 (0.75)(124.77)^2 = 56.04 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{23.8} = 0.0048 (0.75)(125.417)^2 = 56.62 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{25} = 0.0048 (0.75)(126.035)^2 = 57.18 \text{ kg/m}^2$$

Promedio de presiones:

Para nudos 1 a 7:

$$\frac{p_{19} + p_{17.8}}{2} = \frac{54.13 + 53.43}{2} = 53.78 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 8 a 14:

$$\frac{p_{21.4} + p_{19}}{2} = \frac{55.43 + 54.13}{2} = 54.78 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 15 a 21:

$$\frac{p_{23.8} + p_{21.4}}{2} = \frac{56.62 + 55.43}{2} = 56.025 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 22 a 28:

$$\frac{p_{25} + p_{23.8}}{2} = \frac{57.18 + 56.62}{2} = 56.90 \text{ kg/m}^2$$

Fuerzas en los nudos con el viento actuando a 90°.

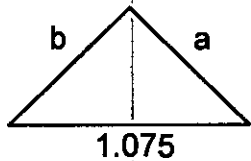
N1=N7;	$F_{1=7} = (53.78)(1.075)(1.20) = 69.38 \text{ kg}$
N2=N3=N4=N5=N6;	$F_{2 \text{ a } 6} = (53.78)(2.15)(1.20) = 138.75 \text{ kg}$
N8=N14;	$F_{8=14} = (54.78)(1.075)(2.4) = 141.33 \text{ kg}$
N9=N10=N11=N12=N13;	$F_{9 \text{ a } 13} = (54.78)(2.15)(2.4) = 282.67 \text{ kg}$
N15=N21;	$F_{15 \text{ a } 21} = (56.03)(1.075)(2.4) = 144.54 \text{ kg}$
N16=N17=N18=N19=N20;	$F_{16 \text{ a } 20} = (56.03)(2.15)(2.4) = 289.09 \text{ kg}$
N22=N28;	$F_{22=28} = (56.90)(1.075)(1.20) = 73.40 \text{ kg}$
N23=N24=N25=N26=N27;	$F_{23 \text{ a } 27} = (56.90)(2.15)(1.20) = 146.80 \text{ kg}$

$$F_t = 5143.85 \text{ Kg}$$

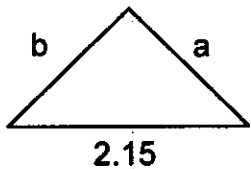
Fuerzas en los nudos con el viento actuando a 45°.

Esto se realiza con el fin de considerar cambios en la dirección del viento y así obtener otras sollicitaciones que las compararemos con el análisis anterior para así saber en que sentido el viento puede producir efectos más desfavorables sobre la estructura.

Se obtuvieron las proyecciones perpendiculares de la cartelera a la dirección de la fuerza de viento en el nudo y así se obtuvo el área tributaria para cada fuerza en cada nudo actuando con una dirección de 45°.



$$\cos 45^\circ = a/1.075; \quad a = 0.760 \text{ m}$$



$$\cos 45^\circ = a/2.15; \quad a = 1.520 \text{ m}$$

- F1=F7 = (53.78)(0.760)(1.20) = 49.05 kg
- F2 a F6= (53.78)(1.520)(1.20) = 98.09 kg
- F8=F14= (54.78)(0.760)(2.40) = 99.92 kg
- F9 a F13= (54.78)(1.520)(2.40) = 199.83 kg
- F15 = F21=(56.03)(0.760)(2.40) = 102.19 kg
- F16 a F20=(56.03)(1.520)(2.40) = 204.38 kg
- F22 = F28=(56.90)(0.760)(1.20) = 51.89 kg
- F23 a F27=(56.90)(1.520)(1.20) = 103.78 kg

$$F_T = 3636.5 \text{ kg}$$

Se puede observar que los empujes son más desfavorables cuando el viento actúa perpendicularmente a la superficie expuesta que cuando actúa a 45°, ya que estas fuerzas son del orden del 70% del viento actuando a 90° y esto se debe a que tenemos una menor área de contacto producto del cambio de dirección del aire.

Si hacemos una comparación de la forma en que se determinaron las presiones usando el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán y las Normas Técnicas Complementarias para análisis por viento del Distrito Federal (1996), podemos darnos cuenta de varios aspectos que influyen en la magnitud de los empujes obtenidos.

Realizando el cálculo tenemos que:

$$P = C_p C_z K P_0$$

P_0 = Presión básica de diseño = 30 kg/m² para estructuras comunes.

K = Factor correctivo por condiciones de exposición de la estructura en el predio.

C_z = Factor correctivo por altura

$$C_z = 1 \text{ para alturas hasta de 10 m y para alturas mayores igual a } C_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{2/a}$$

C_p = Factor de presión depende de la forma de construcción y de la superficie expuesta.

z = altura expuesta sobre el nivel del terreno

$$C_p = 1.3 + \frac{m}{50} < 1.7 \text{ (para anuncios)}$$

$$\text{Donde: } m = \frac{\text{ladoVertical}}{\text{ladoHoriz.}}$$

● Obtención de presiones:

Sobre el tubo hasta 10 m :

Utilizando factores de presión para chimeneas y silos, y suponiendo un lado menor de la estructura (en este caso el tubo) de 0.90 m se calculará la relación de esbeltez:

$$H/d = 17.8/0.9 = 19.78;$$

Interpolando linealmente tenemos que: $C_p = 0.829$ (coeficiente de empuje para sección transversal circular rugosa).

Entonces:

$$P = (0.829)(1)(1.6)(30) = 39.792 \text{ kg/m}^2$$

Sobre el tubo de 10 m hasta 17.8 m:

$$C_{z11} = \left(\frac{11}{10}\right)^{2/7} = 1.028$$

$$P_{11} = (0.829)(1.028)(1.6)(30) = 40.91 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{z12} = \left(\frac{12}{10}\right)^{2/7} = 1.053$$

$$P_{12} = (0.829)(1.053)(1.6)(30) = 41.90 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{z13} = \left(\frac{13}{10}\right)^{2/7} = 1.078$$

$$P_{13} = (0.829)(1.078)(1.6)(30) = 42.90 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{z14} = \left(\frac{14}{10}\right)^{2/7} = 1.10$$

$$P_{14} = (0.829)(1.10)(1.6)(30) = 43.77 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{z15} = \left(\frac{15}{10}\right)^{2/7} = 1.123$$

$$P_{15} = (0.829)(1.123)(1.6)(30) = 44.690 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{z16} = \left(\frac{16}{10}\right)^{2/7} = 1.144$$

$$P_{16} = (0.829)(1.144)(1.6)(30) = 45.522 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{z17} = \left(\frac{17}{10}\right)^{2/7} = 1.164$$

$$P_{17} = (0.829)(1.164)(1.6)(30) = 46.318 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{z17.8} = \left(\frac{17.8}{10}\right)^{2/7} = 1.179$$

$$P_{17.8} = (0.829)(1.179)(1.6)(30) = 46.915 \text{ kg/m}^2$$

Presiones sobre la cartelera:

En este caso; $C_p = 1.3 + m/50 < 1.7$; por lo tanto, $m = 0.558$ y $C_p = 1.311$

$$P_{17.8} = (1.311) \left(\frac{17.8}{10} \right)^{2/7} (1.6)(30) = 74.199 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{19} = (1.311) \left(\frac{19}{10} \right)^{2/7} (1.6)(30) = 75.594 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{20.2} = (1.311) \left(\frac{20.2}{10} \right)^{2/7} (1.6)(30) = 76.925 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{21.4} = (1.311) \left(\frac{21.4}{10} \right)^{2/7} (1.6)(30) = 78.207 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{22.6} = (1.311) \left(\frac{22.6}{10} \right)^{2/7} (1.6)(30) = 79.436 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{23.8} = (1.311) \left(\frac{23.8}{10} \right)^{2/7} (1.6)(30) = 80.619 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{25} = (1.311) \left(\frac{25}{10} \right)^{2/7} (1.6)(30) = 81.760 \text{ Kg/m}^2$$

Fuerzas en los nudos:

$$\begin{aligned} F_{1=7}; & \quad F = (74.199)(1.075)(1.20) = 95.717 \quad \text{kg} \\ F_{2 \text{ a } 6}; & \quad F = (74.199)(2.15)(1.20) = 191.433 \quad \text{kg} \\ F_{8=14}; & \quad F = (76.925)(1.075)(2.4) = 198.467 \quad \text{kg} \\ F_{9 \text{ a } 13}; & \quad F = (76.925)(2.15)(2.4) = 396.933 \quad \text{kg} \\ F_{15=21}; & \quad F = (79.436)(1.075)(2.4) = 204.945 \quad \text{kg} \\ F_{16 \text{ a } 20}; & \quad F = (79.436)(2.15)(2.4) = 409.90 \quad \text{kg} \\ F_{22=28}; & \quad F = (81.760)(1.075)(1.20) = 105.47 \quad \text{kg} \\ F_{23 \text{ a } 27}; & \quad F = (81.760)(2.15)(1.20) = 210.941 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

$$F_T = 7255.233 \text{ kg}$$

Fuerzas a 45:

$$\begin{aligned} F_{1=7}; & \quad F = (74.199)(0.76)(1.20) = 67.70 \quad \text{kg} \\ F_{2 \text{ a } 6}; & \quad F = (74.199)(1.52)(1.20) = 135.340 \quad \text{kg} \\ F_{8=14}; & \quad F = (76.925)(0.760)(2.4) = 140.311 \quad \text{kg} \\ F_{9 \text{ a } 13}; & \quad F = (76.925)(1.52)(2.4) = 280.622 \quad \text{kg} \\ F_{15=21}; & \quad F = (79.436)(0.76)(2.4) = 144.890 \quad \text{kg} \\ F_{16 \text{ a } 20}; & \quad F = (79.436)(1.52)(2.4) = 289.783 \quad \text{kg} \\ F_{22=28}; & \quad F = (81.760)(0.76)(1.20) = 74.570 \quad \text{kg} \\ F_{23 \text{ a } 27}; & \quad F = (81.760)(1.52)(1.20) = 49.740 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

$$F_T = 5132.367 \text{ kg}$$

Como podemos observar en el criterio seguido por las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (1996), consideran una presión de diseño para las estructuras del tipo B igual a 30 kg/m^2 y en cambio el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán no la propone, si no que hay que obtenerla a partir de la variación de velocidades y los coeficientes de empuje.

Sin embargo, en el primer caso tratado, no se analizó la estructura con los coeficientes de presión y succión para paredes aisladas ($C_p=1.43$) puesto que este tipo de anuncio por ser triangular y por tener el arreglo de barras también triangular y además por que esta formación de carteleras no forma una estructura sólida ni es

delgada, adicionalmente porque los Reglamentos no dicen qué valores adoptar para este tipo de casos. Por tal motivo se adoptó un valor de $C=0.75$.

RESULTADOS DE SALIDA PARA EL ANUNCIO TRIANGULAR

TIPO DE ESTRUCTURA	ARMADURA ESPACIAL
No DE NUDOS	147
No DE BARRAS	478
No DE CASOS DE CARGA BÁSICOS	5
No DE COMBINACIONES DE CARGA	10

TIPO	EDO.CARGA	NOMBRE
PRIMARIA	1	CARGAS PERMANENTES
PRIMARIA	2	VIENTO PERPENDICULAR
PRIMARIA	3	VIENTO DIAGONAL
PRIMARIA	4	SISMO EN X
PRIMARIA	5	SISMO EN Z
COMBINACIÓN	6	C.PERM + VIENTO PERP.
COMBINACIÓN	7	C.PERM + VIENTO DIAG.
COMBINACIÓN	8	CP+SX+0.5SZ
COMBINACIÓN	9	CP+SX-0.5SZ
COMBINACIÓN	10	CP-SX+0.5SZ
COMBINACIÓN	11	CP-SX-0.5SZ
COMBINACIÓN	12	CP+SZ+0.5SX
COMBINACIÓN	13	CP+SZ-0.5SX
COMBINACIÓN	14	CP-SZ+0.5SX
COMBINACIÓN	15	CP-SZ-0.5SX

SUMARIO DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN BARRAS

	NUDO	EDO.CARGA	X (M)	Y (M)	Z (M)
MAX X	71	4	0.0063	-0.021	0
MIN X	124	10	-0.046	-0.011	-0.022
MAX Y	12	2	0.021	0.063	-0.098
MIN Y	4	2	-0.019	-0.063	-0.074
MAX Z	104	15	-0.017	-0.01	-0.052
MIN Z	26	2	0.002	0.003	-0.175

4.5.- ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEL ANUNCIO TRIANGULAR.

Descripción de la estructura: Se trata de una estructura constituida por tres segmentos dispuestos de tal forma que constituyen un triángulo equilátero cuyas proyecciones verticales contienen un ordenamiento triangular de barras que resistirán las fuerzas impuestas principalmente por el viento. El elemento soportante es un tubo de acero de sección constante.

El peso total despreciando la masa de la columna es de 10.638 toneladas.

Aplicaremos la sección III del Artículo 240, a fin de tomar en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección del análisis y que pasa por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente como ya anteriormente en el capítulo 3 habíamos comentado.

Si consideramos que Uruapan está dentro de la zona sísmica B según el Reglamento de Michoacán y muchas zonas de la ciudad tienen un terreno blando, es decir, tipo III (RCEM, tabla 422-1) entonces nos corresponde utilizar :

$$c = 0.24 \text{ y } Q = 2$$

Entonces

$$V = C_s \cdot W_t; \quad C_s = \frac{c}{Q}$$

Donde: C_s = coeficiente sísmico reducido por el factor Q.

$$C_s = \frac{0.24}{2} = 0.12$$

$$V = (0.12)(10.638) = 1.28 \text{ Ton}$$

$$r_0^2 = \frac{1}{3}(H^2 + h^2)$$

donde: H = altura del poste (m).
h = altura de carteleras (m).

$$r_0^2 = \frac{1}{3} \left((17.8)^2 + (7.20)^2 \right) = 122.89 \text{ cm}$$

$$A = \frac{1}{2} \frac{VH^2}{EI}$$

$$x = \frac{1}{3} \frac{VH^3}{EI}$$

por lo tanto:

$$M = 1.5(1.28)(122.89) \frac{3}{2(17.8)} = 19.883 \text{ T-m}$$

Este es el momento que se aplicará en el extremo superior. De aquí, el diagrama de momentos resulta formado por la superposición de los efectos de la carga lateral $V=1.28$ ton, que origina la parte triangular del diagrama y el momento de 19.883 t-m, cuyo efecto es constante en toda la altura de la columna.

4.6- DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE VIENTO ANUNCIO TRES VISTAS RECTANGULAR SENCILLO.

Este anuncio espectacular está formado por tres carteleras de 12.90 m x 3.60 m y un poste soportante de 15 m de altura y estará ubicado en la ciudad de Uruapan, fundamentalmente en la periferia y accesos principales.

Por viento se clasificará según el artículo 408 del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (1990) en tipo 3, (construcciones con periodo entre 0.7 y 2 seg. en los que se presenta la aparición periódica de vórtices. Se consideran dentro de este tipo torres y chimeneas.) y por su importancia se clasificará como clase B.

• Velocidad básica de diseño.

$$V = K_1 K_2 V_0$$

donde:

$$K_1 = 1.5 \text{ (promontorios)}$$

$$K_2 = 1 \text{ (est. Tipo B)}$$

$V_0 =$ Velocidad regional (zona 3) = 100 km/h

Por lo tanto:

$$V = (1.15)(1)(100) = 115 \text{ km/h}$$

• **Variación de la velocidad con la altura.**

$$V_z = (0.1z)^X V$$

en donde:

$z =$ altura sobre el suelo en m.

$X =$ exponente cuyo valor depende de la velocidad del viento y de la topografía del terreno que rodea a la construcción.

Para nuestro caso: $x = 0.100$ (promontorios)

$V_{10} = 115 \text{ km/h}$	
$V_{11} = (0.10 \cdot 11)^{0.10} \cdot 115 = 116.101 \text{ km/h}$	
$V_{12} = (0.10 \cdot 12)^{0.10} \cdot 115 = 117.116 \text{ km/h}$	
$V_{13} = (0.10 \cdot 13)^{0.10} \cdot 115 = 118.058 \text{ km/h}$	
$V_{14} = (0.10 \cdot 14)^{0.10} \cdot 115 = 118.935 \text{ km/h}$	
$V_{15} = (0.10 \cdot 15)^{0.10} \cdot 115 = 119.759 \text{ km/h}$	
$V_{16} = (0.10 \cdot 16)^{0.10} \cdot 115 = 120.534 \text{ km/h}$	
$V_{17} = (0.10 \cdot 17)^{0.10} \cdot 115 = 121.267 \text{ km/h}$	
$V_{17.8} = (0.10 \cdot 17.8)^{0.10} \cdot 115 = 121.826 \text{ km/h}$	
$V_{19.6} = (0.10 \cdot 19.6)^{0.10} \cdot 115 = 123.005 \text{ km/h}$	
$V_{21.4} = (0.10 \cdot 21.4)^{0.10} \cdot 115 = 124.091 \text{ km/h}$	
$V_{23.2} = (0.10 \cdot 23.2)^{0.10} \cdot 115 = 125.097 \text{ km/h}$	
$V_{25} = (0.10 \cdot 25)^{0.10} \cdot 115 = 126.035 \text{ km/h}$	

Análogamente con el propósito de valuar los efectos de la presión exterior, en este caso se consideró un coeficiente de empuje con un valor de $C_p = 1.0$ por la misma razón que en el caso anteriormente expuesto.

Para el caso de estructuras cilíndricas en las cuales se intenta revisar la estabilidad general y que tengan una altura H y un diámetro d , el coeficiente de empuje dependerá de la relación H/d y de la rugosidad de la superficie del cilindro.

Los coeficientes de empuje para una superficie exterior lisa metálica son:

$$C_1 = 0.45 ; C_7 = 0.5 ; C_{25} = 0.55$$

*el subíndice indica la relación de aspecto H/d.

Si tentativamente suponemos un diámetro de tubo de 0.90 m y sabemos que H = 17.8 m , por lo tanto:

$$\frac{H}{d} = \frac{17.8}{0.9} = 19.78$$

interpolando linealmente tenemos que: $C_{19.78} = 0.5145$

Presiones ($P = 0.0048C_p V_D^2$)

Presiones abajo de 10 m:

$$P_{10} = 0.0048(0.5145)(115)^2 = 32.660 \text{ kg/m}^2$$

Presiones arriba de 10 m y hasta 17.80 m:

$$P_{11} = 0.0048 (0.5145)(116.101)^2 = 33.289 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{12} = 0.0048 (0.5145)(117.116)^2 = 33.873 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{13} = 0.0048 (0.5145)(118.058)^2 = 34.420 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{14} = 0.0048 (0.5145)(118.935)^2 = 34.950 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{15} = 0.0048 (0.5145)(119.759)^2 = 35.420 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{15.9} = 0.0048 (1.0)(120.460)^2 = 69.651 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{16.8} = 0.0048 (1.0)(121.120)^2 = 70.416 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{17.7} = 0.0048 (1.0)(121.760)^2 = 71.162 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{18.6} = 0.0048 (1.0)(122.360)^2 = 71.865 \text{ kg/m}^2$$

Promedio de presiones:

Para nudos 1 a 10:

$$\frac{p_{15} + p_{15.9}}{2} = \frac{35.420 + 69.651}{2} = 52.535 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 11 a 20:

$$\frac{p_{15.9} + p_{17.7}}{2} = \frac{69.651 + 71.162}{2} = 70.406 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 21 a 30:

$$\frac{p_{17.7} + p_{18.60}}{2} = \frac{71.162 + 71.86}{2} = 71.513 \text{ kg/m}^2$$

Fuerzas en los nudos con el viento actuando a 90°.

N1;	F_1	=	$(52.535)(0.775)(0.90)$	=	36.64 kg
N2 a N8;	F_{2a8}	=	$(52.535)(1.550)(0.90)$	=	73.29 kg
N9;	F_9	=	$(52.535)(1.025)(0.90)$	=	48.46 kg
N10;	F_{10}	=	$(52.535)(0.250)(0.90)$	=	11.82 kg
N11;	F_{11}	=	$(70.406)(1.800)(0.77)$	=	97.66 kg
N12 a N18;	F_{12a18}	=	$(70.406)(1.800)(1.55)$	=	196.43 kg
N19;	F_{19}	=	$(70.406)(1.025)(1.80)$	=	129.90 kg
N20;	F_{20}	=	$(70.406)(1.800)(0.25)$	=	31.68 kg
N21;	F_{21}	=	$(71.513)(0.900)(0.77)$	=	49.56 kg
N22 a N28;	F_{22a28}	=	$(71.513)(0.900)(1.55)$	=	99.76 kg
N29;	F_{29}	=	$(71.513)(0.900)(1.02)$	=	65.65 kg
N30;	F_{30}	=	$(71.513)(0.900)(0.25)$	=	16.09 kg

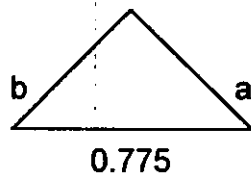
$$F_t = 3073.82 \text{ Kg}$$

FUERZAS EN LOS NUDOS CON EL VIENTO ACTUANDO A 45°.

Esto se realiza con el fin de considerar cambios en la dirección del viento y así obtener otras sollicitaciones que las compararemos con el análisis anterior para así saber en que sentido el viento puede producir efectos más desfavorables sobre la estructura.

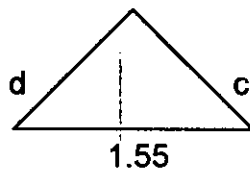
Se obtuvieron las proyecciones perpendiculares de la cartelera a la dirección de la fuerza de viento en el nudo y así se obtuvo el área tributaria para cada fuerza en cada nudo actuando con una dirección de 45°.

Nudos 1,11 y 21:



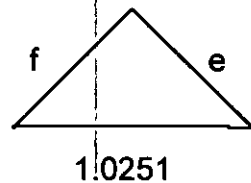
$$\cos 45^\circ = a/0.775; a = 0.55 \text{ m}$$

Nudos 2 a 8; 12^a 18 y 22 a 28:



$$\cos 45^\circ = c/1.55; c = 1.09 \text{ m}$$

Nudos 9,19 y 29:



$$\cos 45^\circ = e/1.0251; e = 0.72 \text{ m}$$

Nudos 10, 20 y 30:



$$\cos 45^\circ = g/0.25; g = 0.18 \text{ m}$$

		0.25	
N1;	F_1	$= (52.535)(0.55)(0.90)$	$= 26.00 \text{ kg}$
N2 a N8;	F_{2a8}	$= (52.535)(1.09)(0.90)$	$= 51.54 \text{ kg}$
N9;	F_9	$= (52.535)(0.72)(0.90)$	$= 34.04 \text{ kg}$
N10;	F_{10}	$= (52.535)(0.18)(0.90)$	$= 8.51 \text{ kg}$
N11;	F_{11}	$= (70.406)(0.55)(1.80)$	$= 69.70 \text{ kg}$
N12 a N18;	F_{12a18}	$= (70.406)(1.09)(1.80)$	$= 138.14 \text{ kg}$
N19;	F_{19}	$= (70.406)(0.72)(1.80)$	$= 94.25 \text{ kg}$
N20;	F_{20}	$= (70.406)(0.18)(1.80)$	$= 22.81 \text{ kg}$
N21;	F_{21}	$= (71.513)(0.55)(0.90)$	$= 35.40 \text{ kg}$
N22 a N28;	F_{22a28}	$= (71.513)(1.09)(0.90)$	$= 70.15 \text{ kg}$
N29;	F_{29}	$= (71.513)(0.72)(0.90)$	$= 46.34 \text{ kg}$
N30;	F_{30}	$= (71.513)(0.18)(0.90)$	$= 11.58 \text{ kg}$

Ft = 2167.44 Kg

Se puede observar que los empujes son más desfavorables cuando el viento actúa perpendicularmente a la superficie expuesta que cuando actúa a 45° , ya que estas fuerzas son del orden del 70% del viento actuando a 90° y esto se debe a que tenemos una menor área de contacto producto del cambio de dirección del aire.

RESULTADOS DE SALIDA PARA EL ANUNCIO RECTANGULAR.

TIPO DE ESTRUCTURA	ARMADURA ESPACIAL
No DE NUDOS	159
No DE BARRAS	498
No DE CASOS DE CARGA BÁSICOS	5
No DE COMBINACIONES DE CARGA	10

TIPO	EDO.CARGA	NOMBRE
PRIMARIA	1	CARGAS PERMANENTES
PRIMARIA	2	VIENTO PERPENDICULAR
PRIMARIA	3	VIENTO DIAGONAL
PRIMARIA	4	SISMO EN X
PRIMARIA	5	SISMO EN Z
COMBINACIÓN	6	C.PERM + VIENTO PERP.
COMBINACIÓN	7	C.PERM + VIENTO DIAG.
COMBINACIÓN	8	CP+SX+0.5SZ

COMBINACIÓN	9	CP+SX-0.5SZ
COMBINACIÓN	10	CP-SX+0.5SZ
COMBINACIÓN	11	CP-SX-0.5SZ
COMBINACIÓN	12	CP+SZ+0.5SX
COMBINACIÓN	13	CP+SZ-0.5SX
COMBINACIÓN	14	CP-SZ+0.5SX
COMBINACIÓN	15	CP-SZ-0.5SX

SUMARIO DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN BARRAS

	NUDO	EDO.CARGA	X (M)	Y (M)	Z (M)
MAX X	72	9	0.051	-0.048	0.014
MIN X	37	10	-0.008	-0.022	-0.01
MAX Y	146	2	0	0.027	-0.043
MIN Y	129	8	0.041	-0.071	-0.012
MAX Z	83	14	0.036	-0.035	0.029
MIN Z	79	2	0	0.027	-0.061

4.7.- ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEL ANUNCIO RECTANGULAR.

Descripción de la estructura: Se trata de una estructura constituida por tres segmentos dispuestos de tal forma que constituyen un cuadrado abierto por uno de sus lados cuyas proyecciones verticales contienen un ordenamiento triangular de barras que resistirán las fuerzas impuestas principalmente por el viento. El elemento soportante es un tubo de acero de sección constante.

El peso total despreciando la masa de la columna es de 10.638 toneladas.

Aplicaremos la sección III del Artículo 240, a fin de tomar en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección del análisis y que pasa por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente como ya anteriormente en el capítulo 3 habíamos comentado.

Si consideramos que Uruapan está dentro de la zona sísmica B según el Reglamento de Michoacán y muchas zonas de la ciudad tienen un terreno blando, es decir, tipo III (RCEM, tabla 422-1) entonces nos corresponde utilizar :

$$c = 0.24 \text{ y } Q = 2$$

Entonces

$$V = C_s \cdot W_t; \quad C_s = \frac{c}{Q}$$

Donde: C_s = coeficiente sísmico reducido por el factor Q.

$$C_s = \frac{0.24}{2} = 0.12$$

$$V = (0.12)(11.065) = 1.328 \text{ Ton}$$

$$r_0^2 = \frac{1}{3}(H^2 + h^2)$$

donde: H = altura del poste (m).
h = altura de carteleras (m).

$$r_0^2 = \frac{1}{3}((15.0)^2 + (3.60)^2) = 79.32 \text{ cm}$$

$$A = \frac{1}{2} \frac{VH^2}{EI}$$

$$x = \frac{1}{3} \frac{VH^3}{EI}$$

por lo tanto:

$$M = 1.5(1.328)(79.32) \frac{3}{2(15)} = 15.80 \text{ T-m}$$

Este es el momento que se aplicará en el extremo superior. De aquí, el diagrama de momentos resulta formado por la superposición de los efectos de la carga lateral $V=1.328$ ton, que origina la parte triangular del diagrama y el momento de 15.80 t-m, cuyo efecto es constante en toda la altura de la columna.

4.8.- DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE VIENTO ANUNCIO DOBLE VISTA RECTANGULAR SENCILLO.

Por viento se clasificará según el artículo 408 del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (1990) en tipo 3, (construcciones con periodo entre 0.7 y 2 seg. en los que se presenta la aparición periódica de vórtices. Se consideran dentro de este tipo torres y chimeneas.) y por su importancia se clasificará como clase B.

- Velocidad básica de diseño.

$$V = K_1 K_2 V_0$$

donde:

$K_1 = 1.5$ (promontorios)

$K_2 = 1$ (est. Tipo B)

$V_0 =$ Velocidad regional (zona 3) = 100 km/h

Por lo tanto:

$$V = (1.15)(1)(100) = 115 \text{ km/h}$$

- Variación de la velocidad con la altura.

$$V_z = (0.1z)^x V$$

en donde:

$z =$ altura sobre el suelo en m.

$X =$ exponente cuyo valor depende de la velocidad del viento y de la topografía del terreno que rodea a la construcción.

Para nuestro caso: $x = 0.100$ (promontorios)

$$V_{10} = 115 \text{ km/h}$$

$$V_{11} = (0.10 \cdot 11)^{0.10} \cdot 115 = 116.101 \text{ km/h}$$

$$V_{11.15} = (0.10 \cdot 11.15)^{0.10} \cdot 115 = 116.259 \text{ km/h}$$

$$V_{11.30} = (0.10 \cdot 11.30)^{0.10} \cdot 115 = 116.414 \text{ km/h}$$

$$\begin{aligned}
V_{11.45} &= (0.10 \cdot 11.45)^{0.10} \cdot 115 = 116.568 \text{ km/h} \\
V_{11.60} &= (0.10 \cdot 11.60)^{0.10} \cdot 115 = 116.720 \text{ km/h} \\
V_{12.35} &= (0.10 \cdot 12.35)^{0.10} \cdot 115 = 117.453 \text{ km/h} \\
V_{13.10} &= (0.10 \cdot 13.10)^{0.10} \cdot 115 = 118.148 \text{ km/h} \\
V_{13.85} &= (0.10 \cdot 13.85)^{0.10} \cdot 115 = 118.808 \text{ km/h} \\
V_{14.6} &= (0.10 \cdot 14.6)^{0.10} \cdot 115 = 119.435 \text{ km/h}
\end{aligned}$$

Al igual que en los casos anteriores no podemos considerar los coeficientes de presión y succión para paredes aisladas, porque estamos en la incertidumbre de que si éste anuncio se pudiera tratar como una pared aislada o no debido a su espesor, es decir, es hueco y la presión de aire que pudiera entrar en el interior de éste, se disminuye porque el arreglo de las barras absorbe una parte y entonces ya no succiona con la misma fuerza que si la pared fuera sólida. Es por eso creo que si tomamos no el valor correspondiente a la presión y succión de $C=1.43$ si no otro un poco menos conservador que éste, como $C=1.0$ tenemos que se nos reducen notablemente las presiones actuantes, las dimensiones y tipo de cimentación y por ende los costos de construcción.

Para el caso del tubo autosoportante en el cual se revisa la estabilidad general y que tenga una altura H y un diámetro d , el coeficiente de empuje dependerá de la relación H/d y de la rugosidad de la superficie del cilindro.

Los coeficientes de empuje para una superficie exterior lisa metálica son:

$$C_1 = 0.45 ; C_7 = 0.5 ; C_{25} = 0.55$$

*el subíndice indica la relación de aspecto H/d .

Si tentativamente suponemos un diámetro de tubo de 0.90 m y sabemos que $H = 17.8$ m , por lo tanto:

$$\frac{H}{d} = \frac{17.8}{0.9} = 19.78$$

interpolando linealmente tenemos que: $C_{19.78} = 0.5145$

$$\text{Presiones (} P = 0.0048 C_p V_D^2 \text{)}$$

Presiones abajo de 10 m:

$$P_{10} = 0.0048(0.5145)(115)^2 = 32.660 \text{ kg/m}^2$$

Presiones arriba de 10 m y hasta 14.6 m:

$$\begin{aligned}P_{11} &= 0.0048 (1)(116.101)^2 = 64.70 \text{ kg/m}^2 \\P_{11.15} &= 0.0048 (1)(116.259)^2 = 64.88 \text{ kg/m}^2 \\P_{11.30} &= 0.0048 (1)(116.414)^2 = 65.05 \text{ kg/m}^2 \\P_{11.45} &= 0.0048 (1)(116.568)^2 = 65.22 \text{ kg/m}^2 \\P_{11.60} &= 0.0048 (1)(116.720)^2 = 65.39 \text{ kg/m}^2 \\P_{12.35} &= 0.0048 (1)(117.453)^2 = 66.22 \text{ kg/m}^2 \\P_{13.10} &= 0.0048 (1)(118.148)^2 = 67.00 \text{ kg/m}^2 \\P_{13.85} &= 0.0048 (1)(118.808)^2 = 67.75 \text{ kg/m}^2 \\P_{14.60} &= 0.0048 (1)(119.435)^2 = 68.47 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

Promedio de presiones:

Para nudos 1 a 6:

$$\frac{p_{11} + p_{11.15}}{2} = \frac{64.70 + 64.91}{2} = 64.805 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 7 a 12:

$$\frac{p_{11.15} + p_{11.45}}{2} = \frac{64.91 + 65.22}{2} = 65.065 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 13 a 18:

$$\frac{p_{11.45} + p_{12.35}}{2} = \frac{65.22 + 66.22}{2} = 65.72 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 19 a 24:

$$\frac{p_{12.35} + p_{13.85}}{2} = \frac{66.22 + 67.75}{2} = 66.97 \text{ kg/m}^2$$

Para nudos 25 a 30:

$$\frac{p_{13.85} + p_{14.6}}{2} = \frac{67.75 + 68.47}{2} = 68.11 \text{ kg/m}^2$$

Fuerzas en los nudos con el viento actuando a 90°.

N1=N6;	$F_{1=6} = (64.805)(0.15)(1.3)$	= 12.64 kg
N2=N3=N4=N5;	$F_{2 \text{ a } 5} = (64.805)(2.6)(0.15)$	= 25.27 kg
N7=N12;	$F_{7=12} = (65.065)(1.3)(0.3)$	= 25.37 kg
N8=N9=N10=N11;	$F_{8 \text{ a } 11} = (65.065)(2.6)(0.3)$	= 50.75 kg
N13=N18;	$F_{13=18} = (65.72)(0.9)(1.30)$	= 76.89 kg
N14=N15=N16=N17;	$F_{14 \text{ a } 17} = (65.72)(0.9)(2.6)$	= 153.78 kg
N19=N24;	$F_{19=24} = (66.97)(1.3)(1.5)$	= 130.60 kg
N20=N21=N22=N23;	$F_{20 \text{ a } 23} = (66.97)(1.5)(2.6)$	= 261.18 kg
N25=N30;	$F_{25=30} = (68.11)(0.75)(1.3)$	= 66.41 kg
N26=N27=N28=N29;	$F_{26 \text{ a } 29} = (68.11)(0.75)(2.6)$	= 132.81 kg

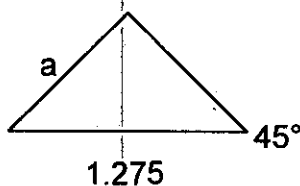
$$F_t = 3118.89 \text{ Kg}$$

Fuerzas en los nudos con el viento actuando a 45°.

Esto se realiza con el fin de considerar cambios en la dirección del viento y así obtener otras solicitaciones que las compararemos con el análisis anterior para así saber en que sentido el viento puede producir efectos más desfavorables sobre la estructura.

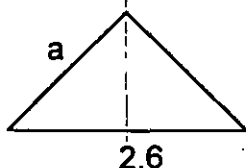
Se obtuvieron las proyecciones perpendiculares de la cartelera a la dirección de la fuerza de viento en el nudo y así se obtuvo el área tributaria para cada fuerza en cada nudo actuando con una dirección de 45°.

Nudos 1,6,7,12,13,18,19,24,25 y 30.



$$\cos 45^\circ = a/1.30; \quad a = 0.92\text{m}$$

Nudos 2 a 5, 8 a 11, 14 a 17, 20 a 23, 26 a 29.



$$\cos 45^\circ = a/2.60; \quad a = 1.84 \text{ m}$$

F1=F6	=	(64.805)(0.92)(0.15)	=	8.94 kg
F2 a F5	=	(64.805)(1.84)(0.15)	=	17.89 kg
F7=F12	=	(65.065)(0.92)(0.30)	=	17.96 kg
F8 a F11	=	(65.065)(1.84)(0.30)	=	35.91 kg
F13 = F18	=	(65.72)(0.90)(0.92)	=	54.42 kg
F14 a F17	=	(65.72)(0.90)(1.84)	=	108.83 kg
F19=F24;	=	(66.97)(1.5)(0.92)	=	92.42 kg
F20 a F23;	=	(66.97)(1.5)(1.84)	=	184.84 kg
F25=F30;	=	(68.11)(0.75)(0.92)	=	47.00 kg
F26 a F29;	=	(68.11)(0.75)(1.84)	=	94.00 kg

$$F_T = 2207.32 \text{ Kg}$$

Se puede observar que los empujes son más desfavorables cuando el viento actúa perpendicularmente a la superficie expuesta que cuando actúa a 45°, ya que estas fuerzas son del orden del 70% del viento actuando a 90° y esto se debe a que tenemos una menor área de contacto producto del cambio de dirección del aire.

RESULTADOS DE SALIDA PARA EL ANUNCIO ESPECTACULAR DOBLE.

TIPO DE ESTRUCTURA				ARMADURA ESPACIAL
No DE NUDOS				82
No DE BARRAS				294
No DE CASOS DE CARGA BÁSICOS				5
No DE COMBINACIONES DE CARGA				10

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

TIPO	EDO.CARGA	NOMBRE
PRIMARIA	1	CARGAS PERMANENTES
PRIMARIA	2	VIENTO PERPENDICULAR
PRIMARIA	3	VIENTO DIAGONAL
PRIMARIA	4	SISMO EN X
PRIMARIA	5	SISMO EN Z
COMBINACIÓN	6	C.PERM + VIENTO PERP.
COMBINACIÓN	7	C.PERM + VIENTO DIAG.
COMBINACIÓN	8	CP+SX+0.5SZ
COMBINACIÓN	9	CP+SX-0.5SZ
COMBINACIÓN	10	CP-SX+0.5SZ
COMBINACIÓN	11	CP-SX-0.5SZ
COMBINACIÓN	12	CP+SZ+0.5SX
COMBINACIÓN	13	CP+SZ-0.5SX
COMBINACIÓN	14	CP-SZ+0.5SX
COMBINACIÓN	15	CP-SZ-0.5SX

SUMARIO DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN BARRAS

	NUDO	BARRA	EDO.CARGA	X (M)	Y (M)	Z (M)
MAX X	92	124	2	0.067	0.006	0
MIN X	79	125	10	-0.013	0.004	0.007
MAX Y	22	114	5	0	0.012	0.012
MIN Y	54	130	5	0	-0.012	0.012
MAX Z	86	127	5	0	-0.002	0.018
MIN Z	79	115	13	-0.007	-0.01	-0.013

4.9.- ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEL ANUNCIO SENCILLO DOBLE.

Descripción de la estructura: Se trata de una estructura típica de doble vista con unas dimensiones de carteleras de 12.90 m x 3.60 m soportadas por un tubo de acero de sección constante de una altura de 11.0 m.

El peso total despreciando la masa de la columna es de 6.575 toneladas.

Aplicaremos la sección III del Artículo 240, a fin de tomar en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección del análisis y que pasa por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente.

Si consideramos que Uruapan está dentro de la zona sísmica B según el Reglamento de Michoacán y muchas zonas de la ciudad tienen un terreno blando, es decir, tipo III (RCEM, tabla 422-1) entonces nos corresponde utilizar :

$$c = 0.24 \text{ y } Q = 2$$

Entonces

$$V = C_s \cdot W_t; \quad C_s = \frac{c}{Q}$$

Donde: C_s = coeficiente sísmico reducido por el factor Q.

$$C_s = \frac{0.24}{2} = 0.12$$

$$V = (0.12)(6.575) = 0.79 \text{ Ton}$$

$$r_0^2 = \frac{1}{3}(H^2 + h^2)$$

donde: H = altura del poste (m).
h = altura de carteleras (m).

$$r_0^2 = \frac{1}{3}((11.0)^2 + (3.60)^2) = 44.653 \text{ cm}$$

$$A = \frac{1}{2} \frac{VH^2}{EI}$$

$$x = \frac{1}{3} \frac{VH^3}{EI}$$

por lo tanto:

$$M = 1.5(0.79)(44.653) \frac{3}{2(11.0)} = 7.215 \text{ T-m}$$

Este es el momento que se aplicará en el extremo superior. De aquí, el diagrama de momentos resulta formado por la superposición de los efectos de la carga lateral $V = 0.79$ ton, que origina la parte triangular del diagrama y el momento $M = 7.215$ t-m, cuyo efecto es constante en toda la altura de la columna.

CAPÍTULO 5 DISEÑO.

En esta parte de la tesis comentamos acerca de los criterios que existen para el diseño estructural de los elementos, sus requisitos, ventajas y desventajas que ofrecen. Actualmente contamos con dos criterios que se utilizan para el diseño, que son el criterio de esfuerzos permisibles y el de resistencia última, éste último, ofrece mayores ventajas en cuanto a los resultados de las dimensiones de las secciones pero es más elaborado que el anterior. Sin embargo, en nuestro diseño emplearemos el criterio de esfuerzos permisibles ya que nos inclinamos por el lado de la seguridad. También, anexamos los diferentes diagramas arrojados por el análisis en el modelado de nuestras estructuras.

5.1.- CRITERIO DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES.

Con base en las propiedades de los materiales, la función estructural, las condiciones ambientales y estéticas, podemos hacer modificaciones geométricas y estructurales que nos lleven a un objetivo básico que es el de obtener una seguridad adecuada para posteriormente lograr un comportamiento satisfactorio en condiciones normales de operación, de construcción y también ante ciertas acciones accidentales que es de esperarse ocurran diversas veces durante la vida útil de esta. Si consideramos que un incremento en el factor de seguridad implica siempre un aumento en el costo de la estructura, entonces aquí estaremos ante un problema de optimización en el cual debemos equilibrar costo-seguridad.

La observancia de los requisitos de servicio es un paso básico que se debe cumplir, tanto cuando se realiza el diseño por un criterio de esfuerzos admisibles como cuando se hace por resistencia última o cualquier otro método.

En este caso, se utilizará el criterio de los esfuerzos permisibles, también llamado de esfuerzos de trabajo o simplemente diseño elástico, que es un procedimiento de diseño tradicional ya anteriormente usado y que todavía muchos ingenieros lo siguen utilizando por el factor de seguridad que implica, sin embargo para la estructura que analizaremos podemos optar por cualquier otro método más elaborado como el de resistencia última o diseño plástico que nos arroje secciones más reducidas y por lo tanto lograr una economía mayor.

El criterio de diseño elástico consiste fundamentalmente en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura bajo las supuestas acciones de servicio.

Estos esfuerzos se comparan con esfuerzos permisibles especificados como una fracción de la resistencia del material, en este caso el acero. Se supone que así se logra un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen de seguridad aceptable.

Entonces, podemos ver que este criterio es muy conservador ya que parte de una hipótesis que relaciona carga y deformación como una dependencia lineal que provoca que las estructuras así diseñadas resulten más costosas y por ende nos da mayor seguridad en el diseño de los elementos de una estructura dimensionados por el método de esfuerzos permisibles. (ROBLES, 1998: 23)

5.2 CRITERIO DE DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA.

Es un procedimiento más comúnmente usado en la actualidad, también conocido como diseño plástico, según el cual los elementos o secciones se diseñan para que tengan una resistencia determinada.

El procedimiento consiste en definir las acciones interiores correspondientes a las condiciones de servicio mediante un análisis elástico y multiplicarlas por un factor de carga que puede ser constante o variable según los distintos elementos para así obtener las resistencias de dimensionamiento. El factor de carga puede introducirse también incrementando las acciones exteriores y realizando después un análisis elástico de la estructura. El dimensionamiento se hace con la hipótesis de comportamiento inelástico.

La ductilidad del acero ha sido usada como una reserva de resistencia y la utilización de este hecho constituye la base de la teoría ya mencionada ya que la mayor porción de la curva esfuerzos deformación queda más allá del límite elástico; además las pruebas realizadas durante años han puesto de manifiesto que los aceros dúctiles pueden resistir esfuerzos apreciablemente mayores correspondientes a su límite de fluencia y que en caso de sobrecargas las estructuras hiperestáticas tienen la propiedad de redistribuir las cargas debido a su ductilidad. Teniendo en cuenta esta observación se han hecho recientemente muchas proposiciones de diseño plástico e indudablemente que en algunos tipos de estructuras el diseño por plasticidad conduce a la utilización más económica del acero que la que se logra con el diseño elástico.

Probablemente la decisión de mantener esta diferencia en los factores de seguridad involucrados se deba a la intención de impulsar el empleo del método de diseño por resistencia que se considera más racional, castigando el diseño por esfuerzos admisibles al ocasionar que como ya se mencionó, estructuras más costosas.

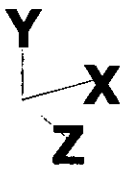
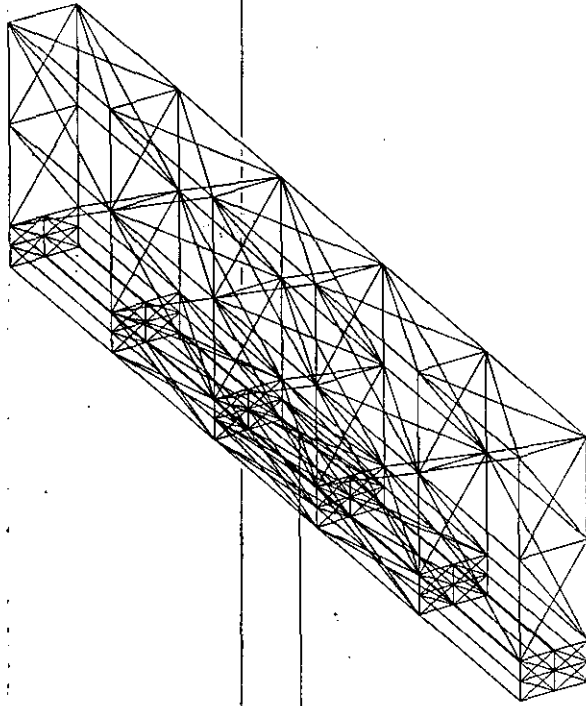


FIGURA No 1.
ANUNCIO ESPECTACULAR DE DOBLE VISTA.
ALTURA DE POSTE 11,0 M
DIMENSIONES DE CARTELERAS: 12.90X3.60 M

FIGURA No 2,
DIAGRAMAS QUE MUESTRAN LAS CARGAS DE VIENTO PERPENDICULAR, LA VARIACIÓN
DEL MOMENTO FLEXIONANTE EN EL POSTE Y ESFUERZOS EN LAS BARRAS.

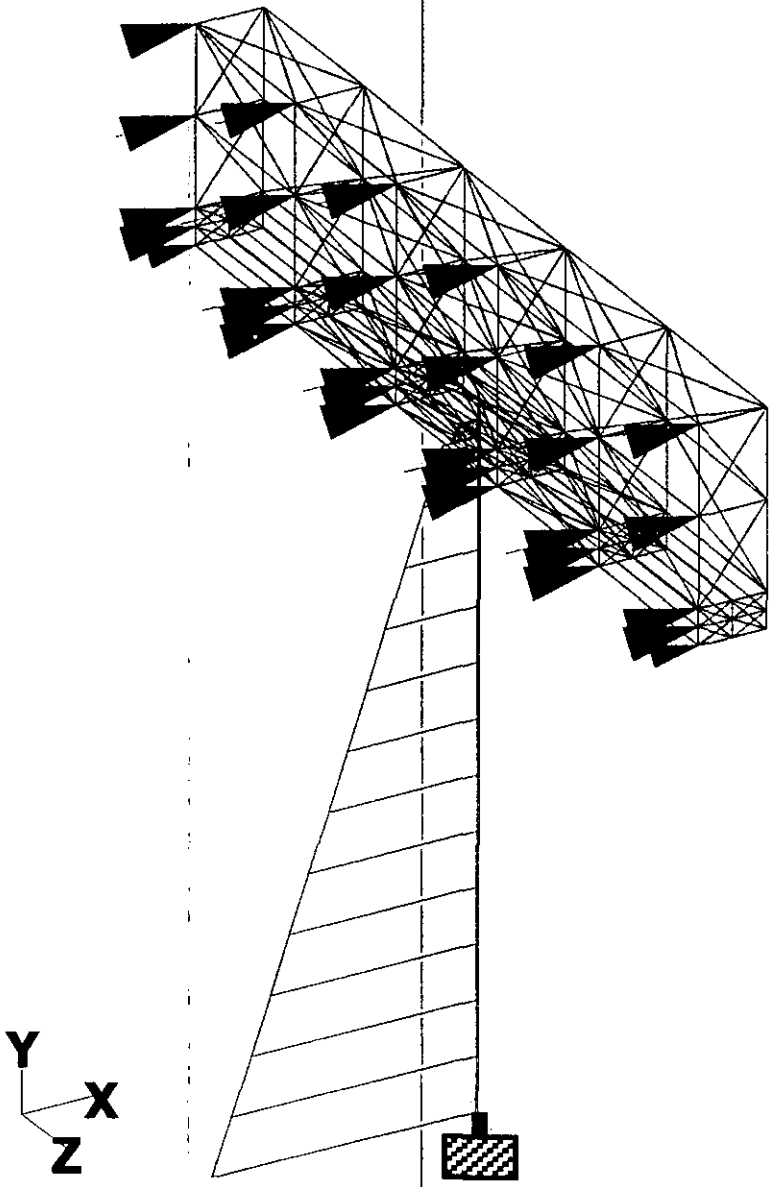


FIGURA No 3.
DIAGRAMA QUE MUESTRA LA VARIACIÓN DEL MOMENTO FLEXIONANTE EN EL TUBO, LOS
ESFUERZOS EN LAS BARRAS, LAS CARGAS DE VIENTO EN LOS NUDOS PARA LA
CONDICIÓN DE VIENTO
DIAGONAL.

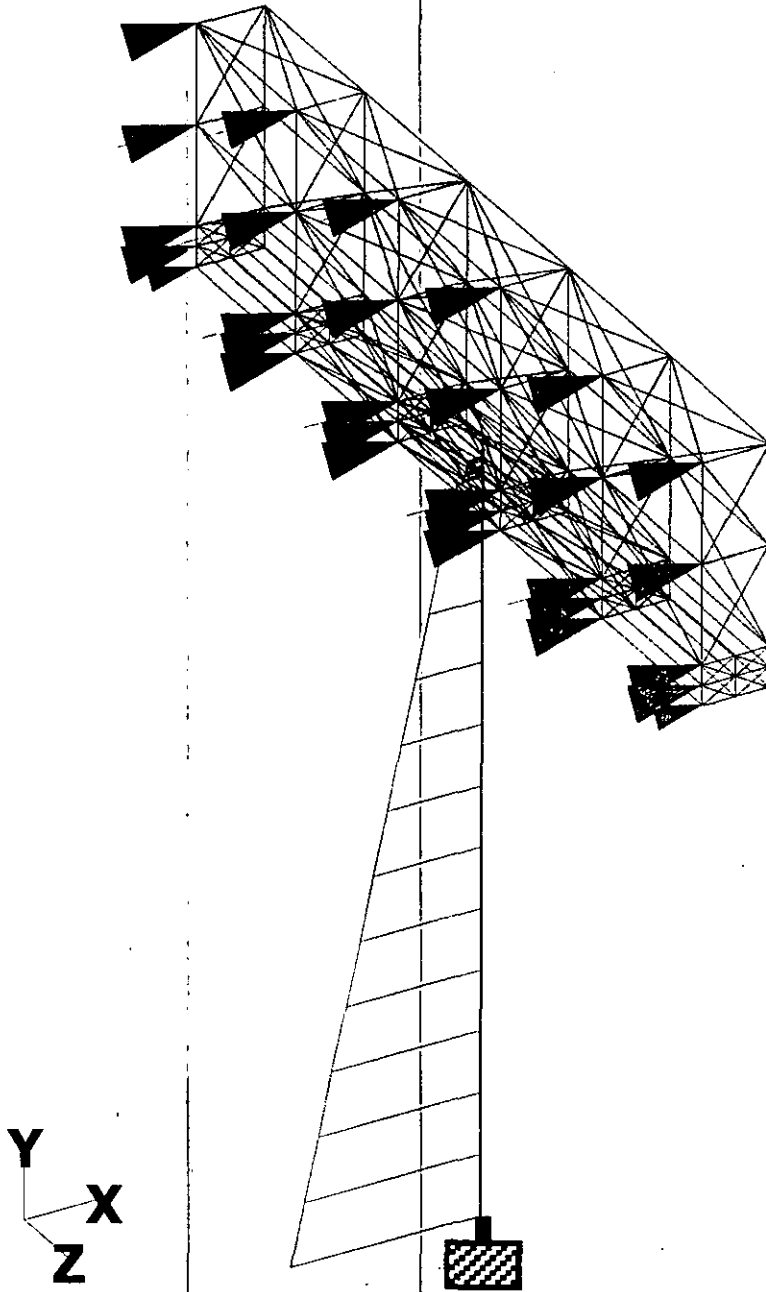


FIGURA No 4.
GRÁFICO QUE MUESTRA LOS ESFUERZOS EN LAS BARRAS, LA VARIACIÓN DEL MOMENTO FLEXIONANTE EN EL TUBO, LOS ESFUERZOS DE TENSION Y COMPRESIÓN POR EFECTO DE LAS FUERZAS DE SISMO EN DIRECCIÓN X, DISCRETIZADAS EN EL NUDO INDICADO.

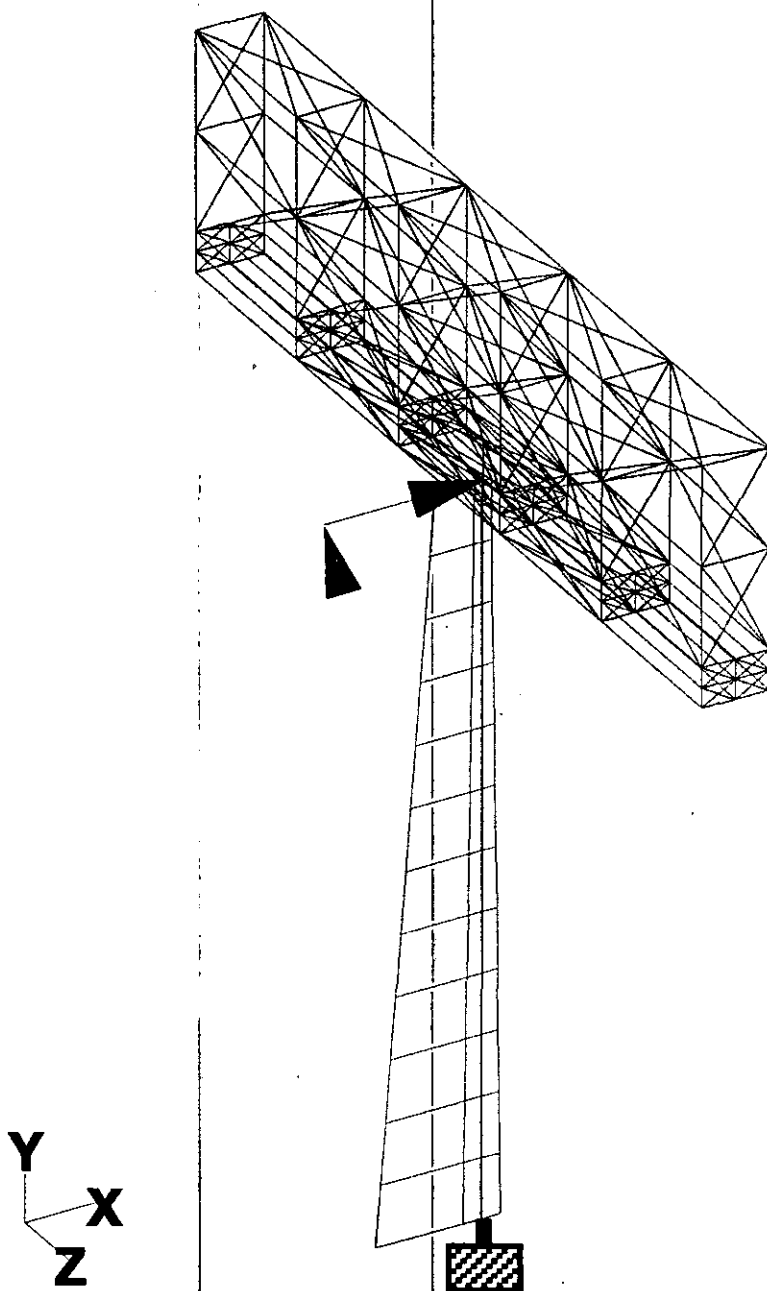


FIGURA No 5.
ESQUEMA QUE MUESTRA LA VARIACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE TENSIÓN Y COMPRESIÓN EN EL TUBO Y EN LAS BARRAS POR EFECTO DE LAS FUERZAS DE SISMO EN LA DIRECCIÓN Z.

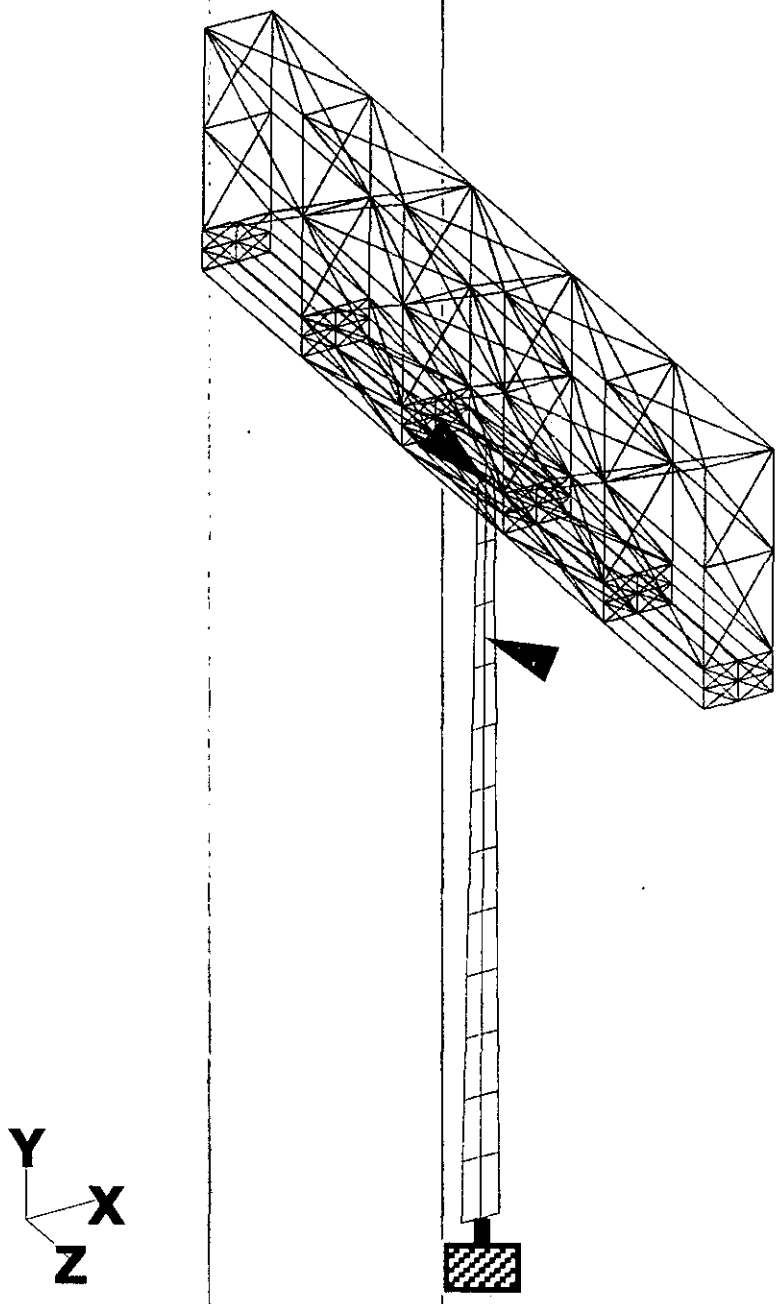
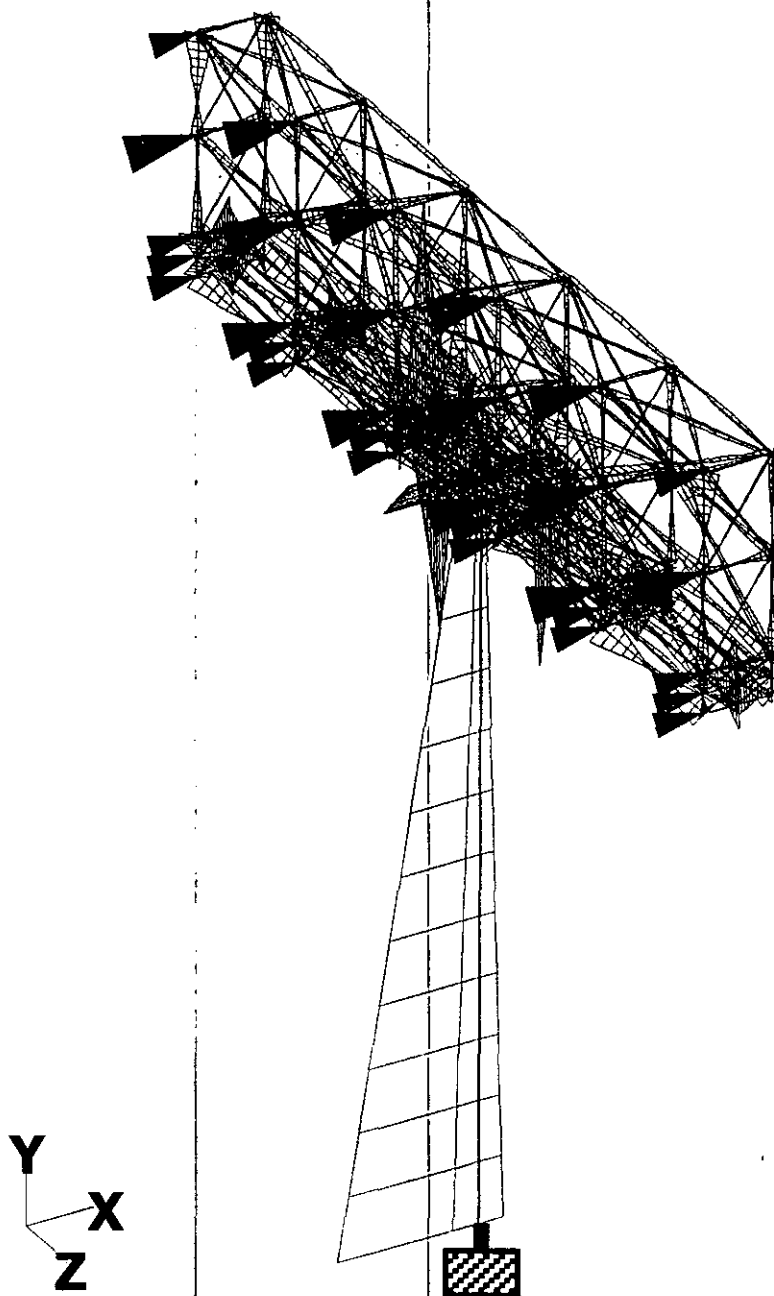


FIGURA No 6.
FIGURA INDICANDO LAS CARGAS Y DIAGRAMAS DE ESFUERZOS POR EFECTO DE LA
COMBINACIÓN DE CARGAS PERMANENTES MÁS VIENTO PERPENDICULAR.



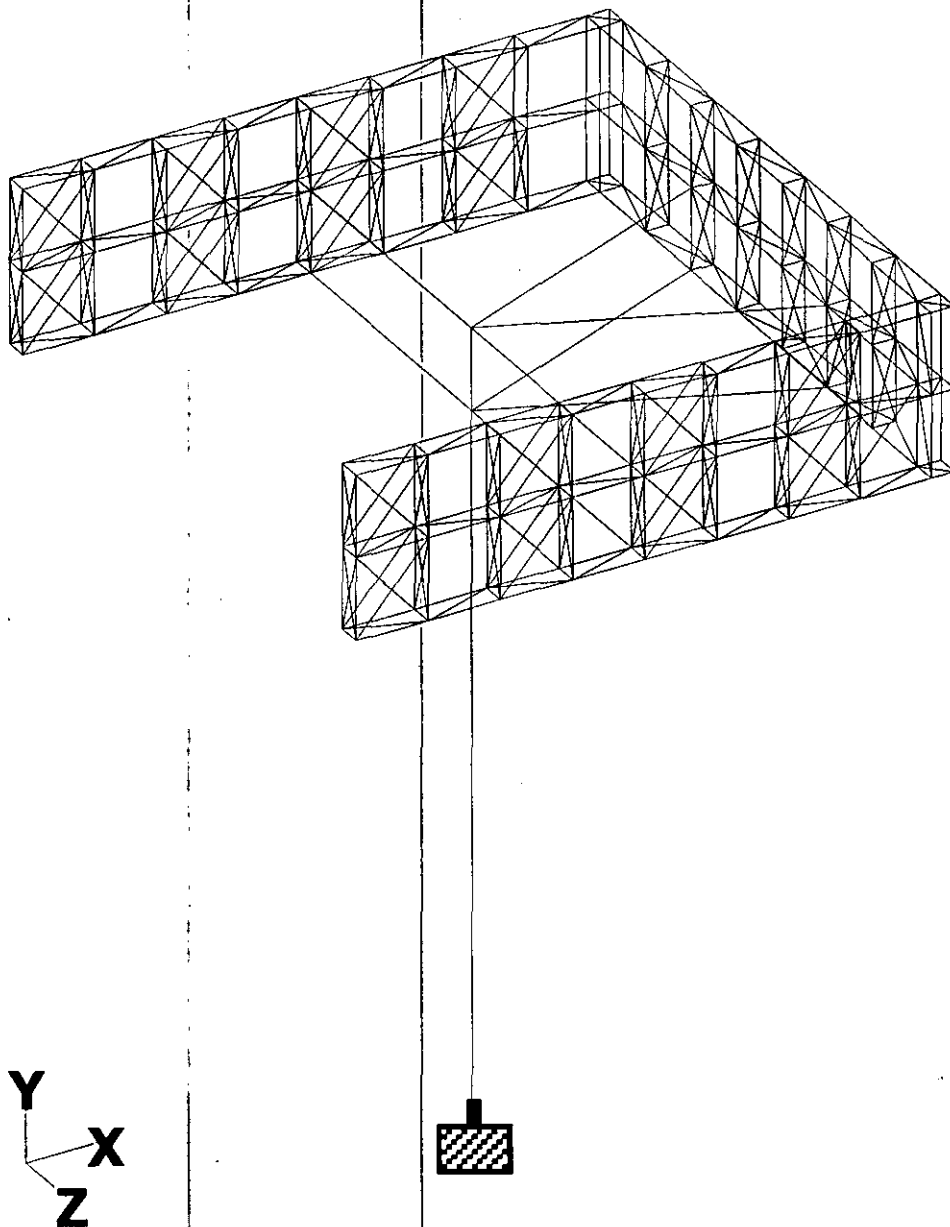


FIGURA No 8.
ANUNCIO ESPECTACULAR RECTANGULAR DE TRES VISTAS.
ALTURA DE POSTE: 15.0 M
DIMENSIONES DE CARTELERAS: 12.90 X 3.60 M

FIGURA No 9.
FIGURA QUE MUESTRA LAS CARGAS POR EFECTO DEL VIENTO PERPENDICULAR, LA VARIACIÓN DE MOMENTO FLEXIONANTE EN EL TUBO Y LOS ESFUERZOS EN LAS BARRAS.

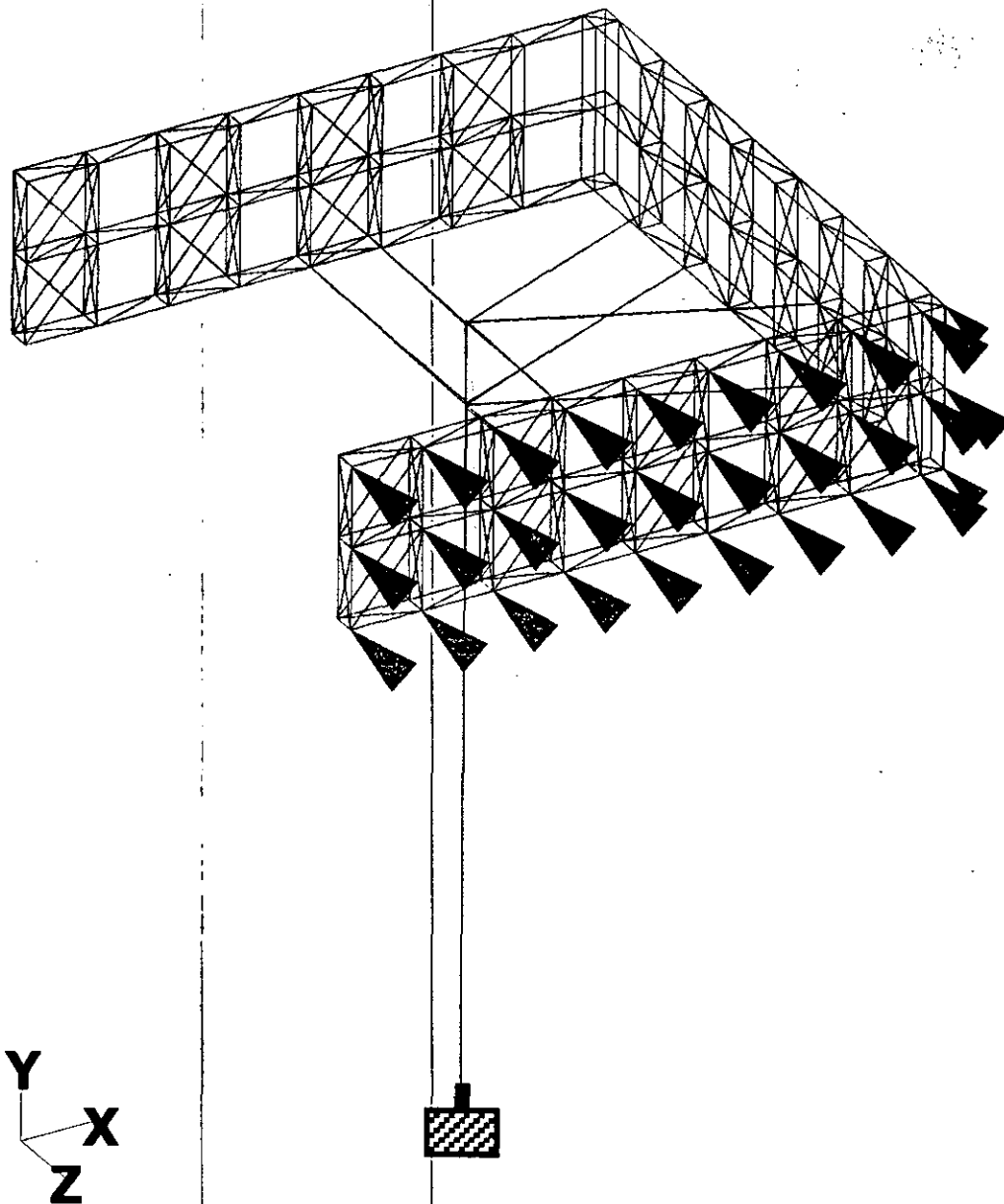


FIGURA No 10.
FIGURA EN LA QUE SE VEN LOS EFECTOS DEL SISMO EN DIRECCIÓN X SOBRE LAS BARRAS Y SOBRE EL POSTE, ASÍ COMO LOS ESFUERZOS DE TENSION Y COMPRESIÓN EN LA ESTRUCTURA.

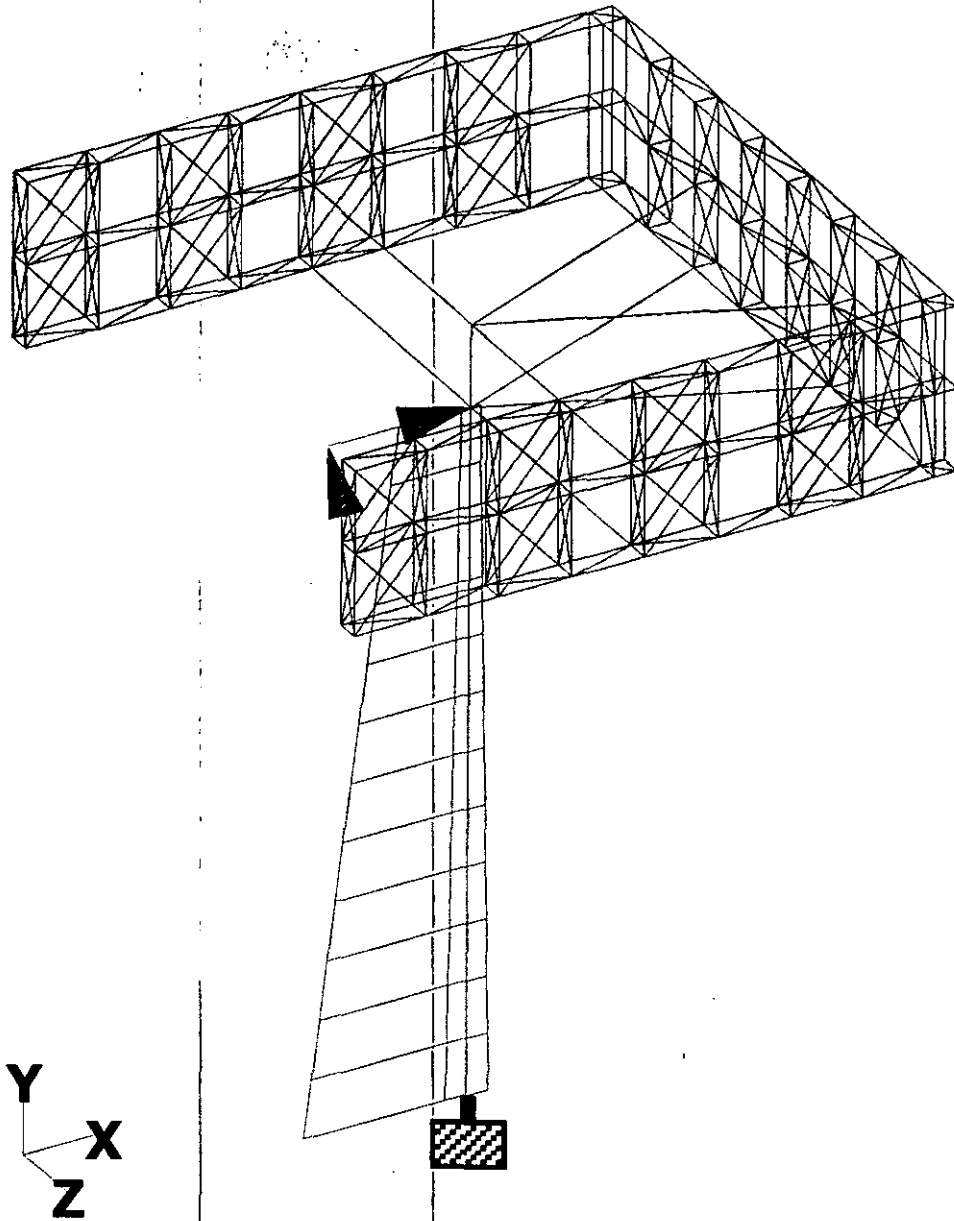


FIGURA No 11.
ILUSTRACIÓN MOSTRANDO LOS EFECTOS DEBIDOS AL SISMO EN DIRECCIÓN Z.

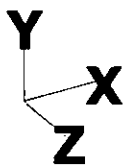
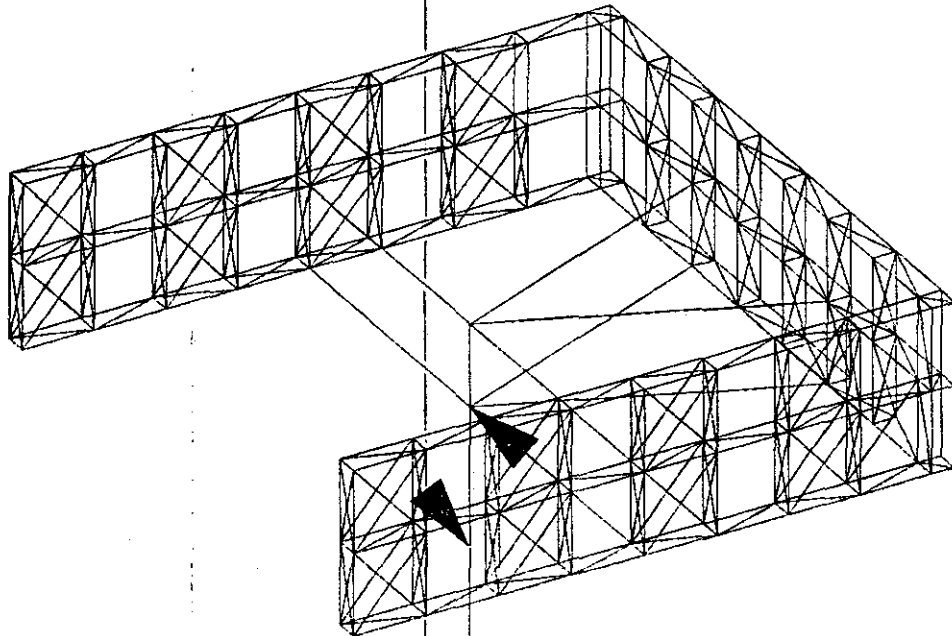


FIGURA 12. DIAGRAMAS DEBIDOS A LA COMBINACIÓN DE CARGAS PERMANENTES MÁS VIENTO NORMAL.

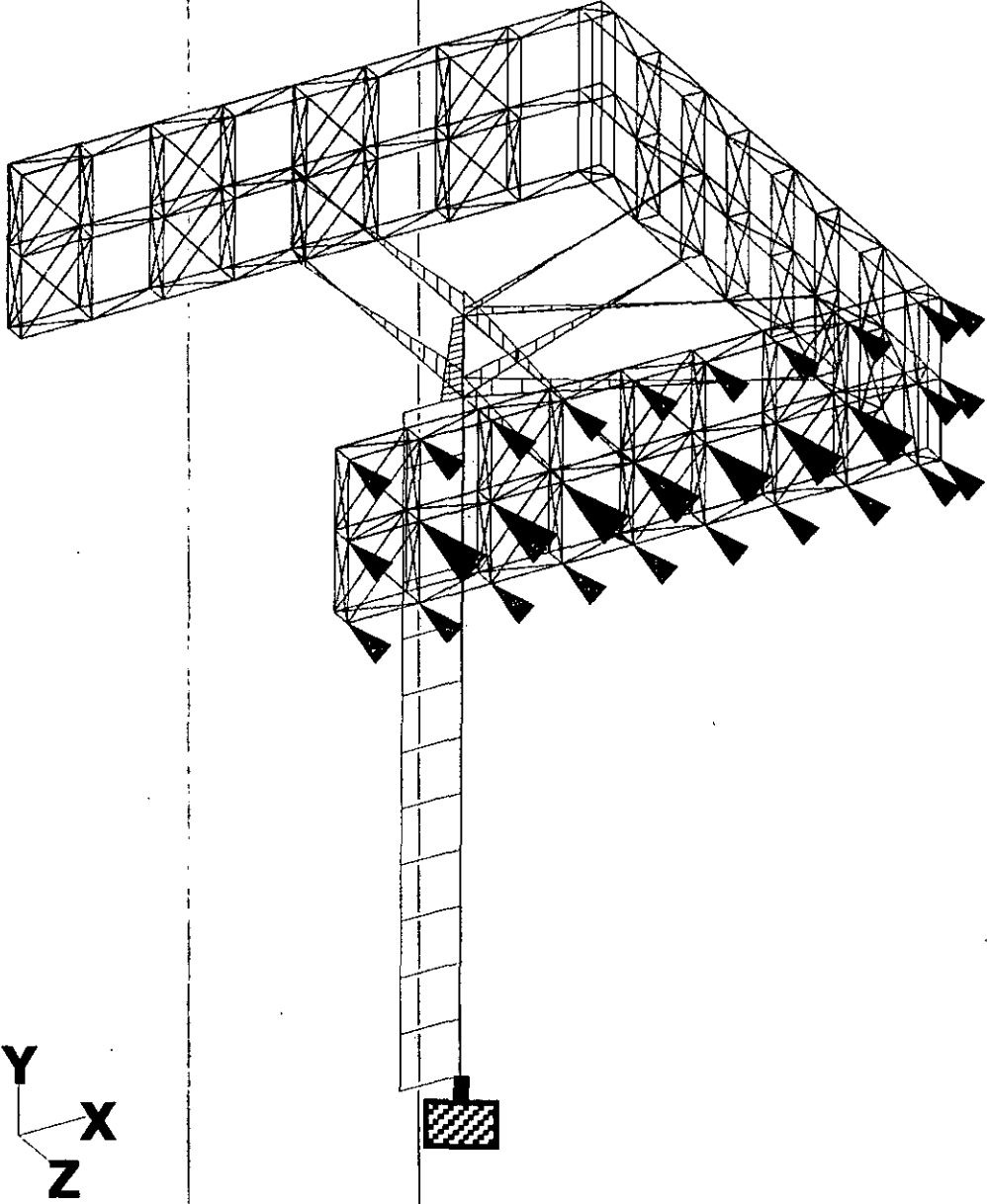


FIGURA No 13.
INDICA LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA COMBINACIÓN DE CARGAS
PERMENENTES MÁS EL 100% DEL SISMO EN X MÁS EL 50% DEL SISMO EN Z.

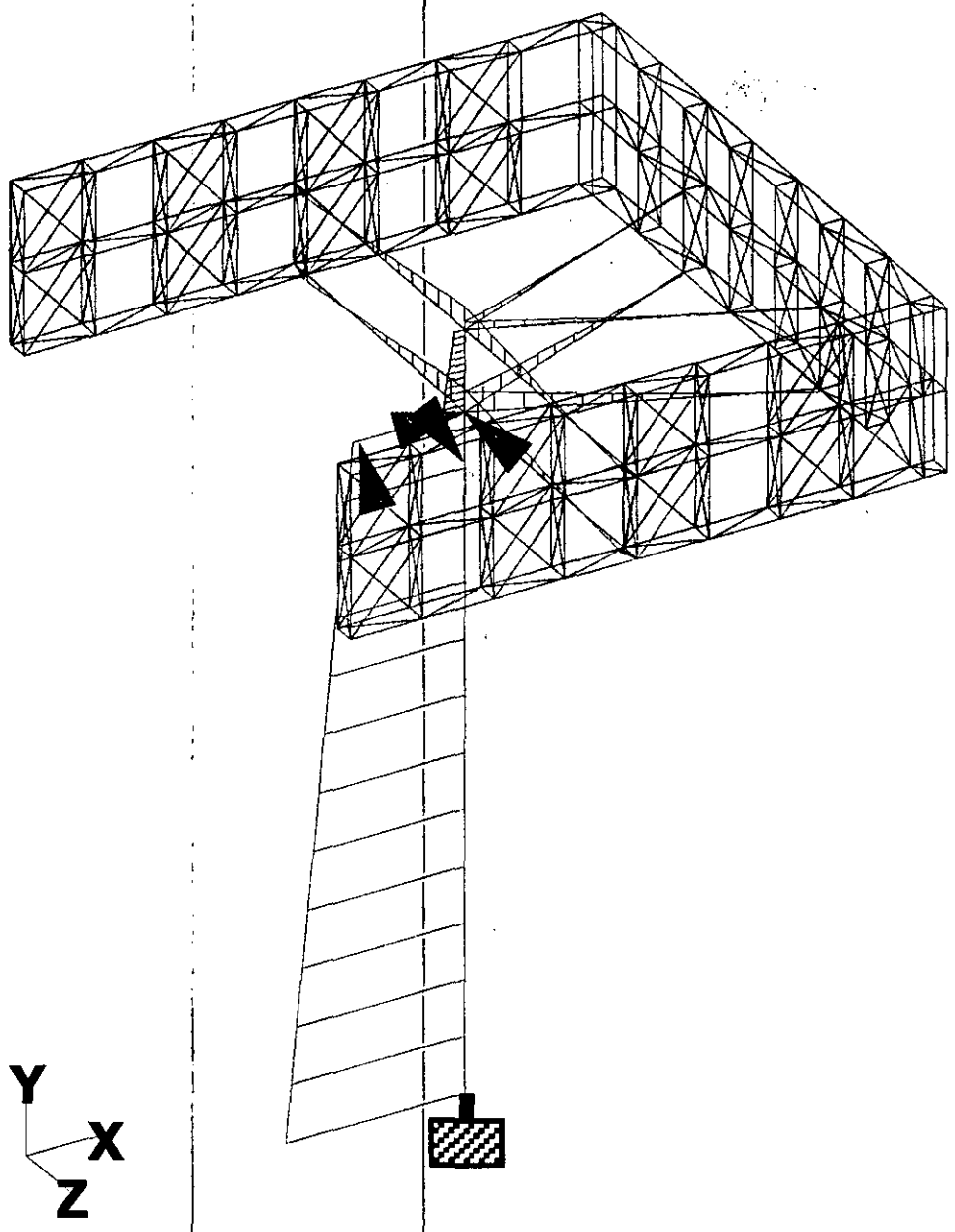


FIGURA No 14.
MUESTRA LOS DIAGRAMAS PRODUCTO DEL LA COMBINACIÓN DE CARGAS
PERMANENTES MENOS EL 100% DEL SISMO EN X MENOS EL 50% DEL SISMO EN Z.

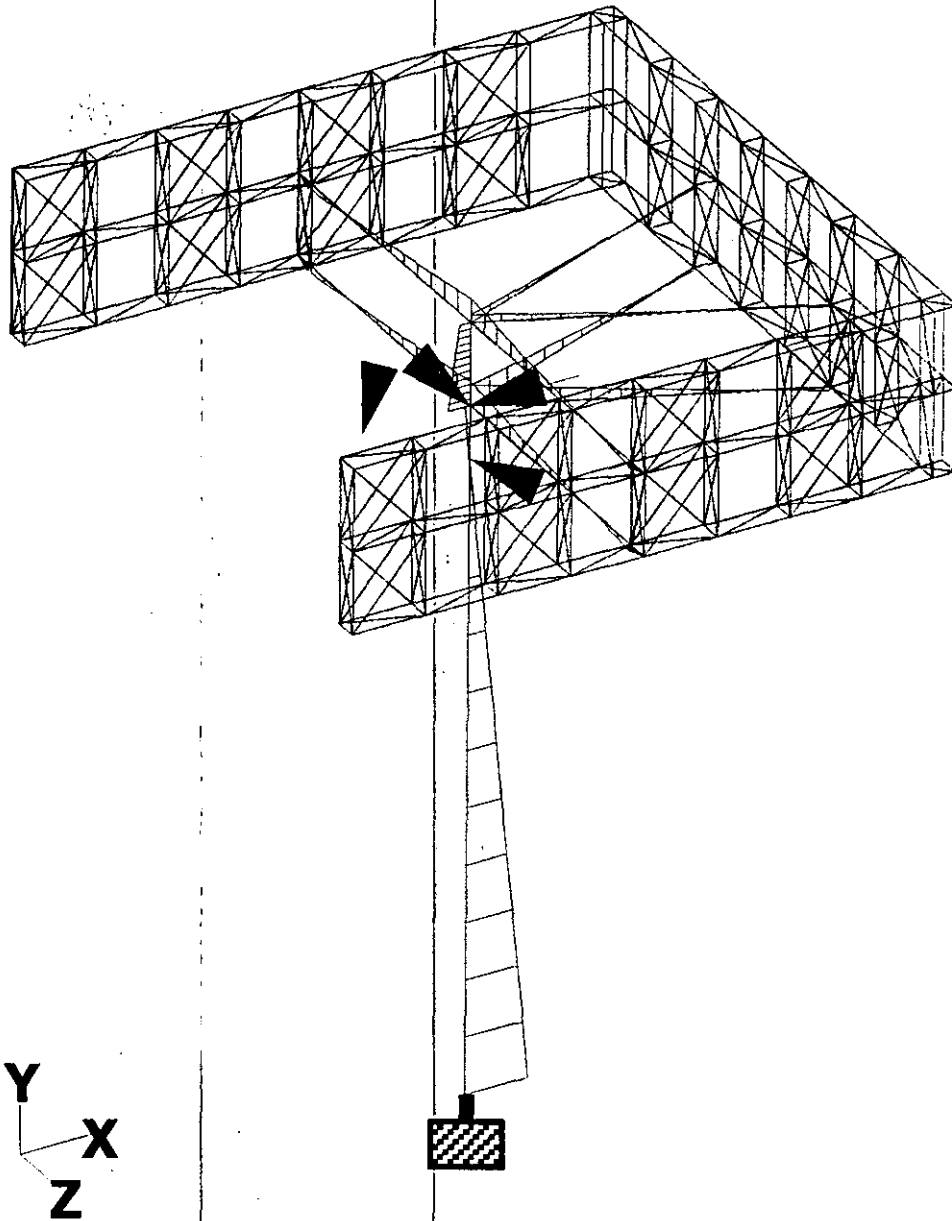
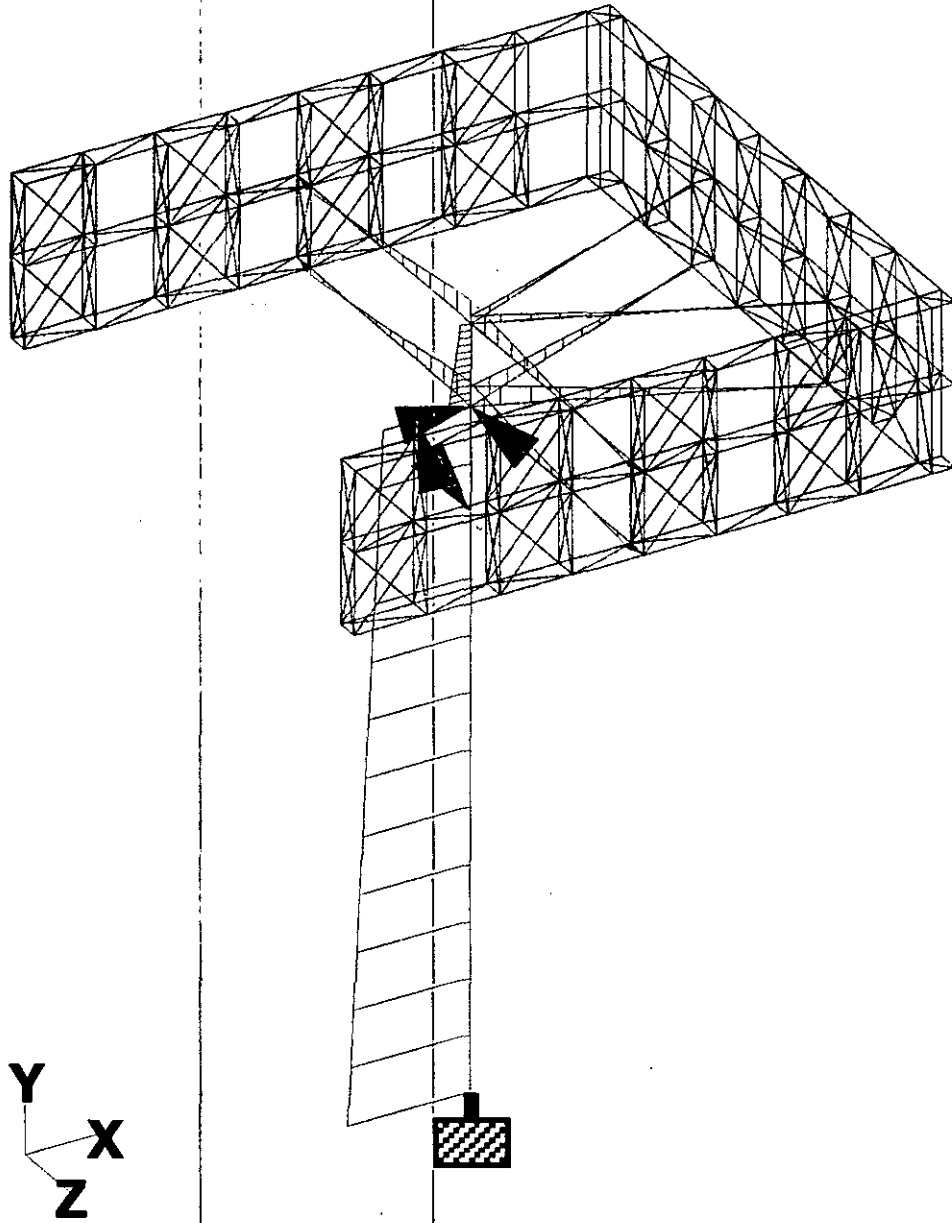


FIGURA No 15.
COMBINACIÓN DE CARGAS PERMANENTES MÁS EL 100% DEL SISMO EN Z MÁS EL 50 %
DEL SISMO EN X.



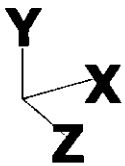
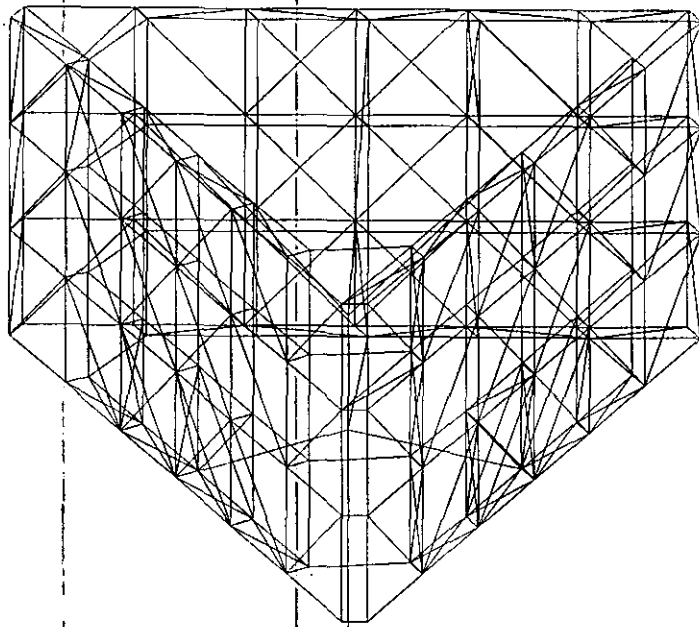


FIGURA No 16.
ANUNCIO ESPECTACULAR TRIANGULAR .
ALTURA DE POSTE: 17.80 M
DIMENSIONES DE CARTELERAS 12.90 M X 7.20 M

FIGURA No 17.
DIAGRAMAS DE VIENTO PERPENDICULAR MÁS PESO PROPIO, CARGAS EN LOS NUDOS Y
ESFUERZOS EN LAS BARRAS, ASÍ COMO EL DE MOMENTO EN EL TUBO.

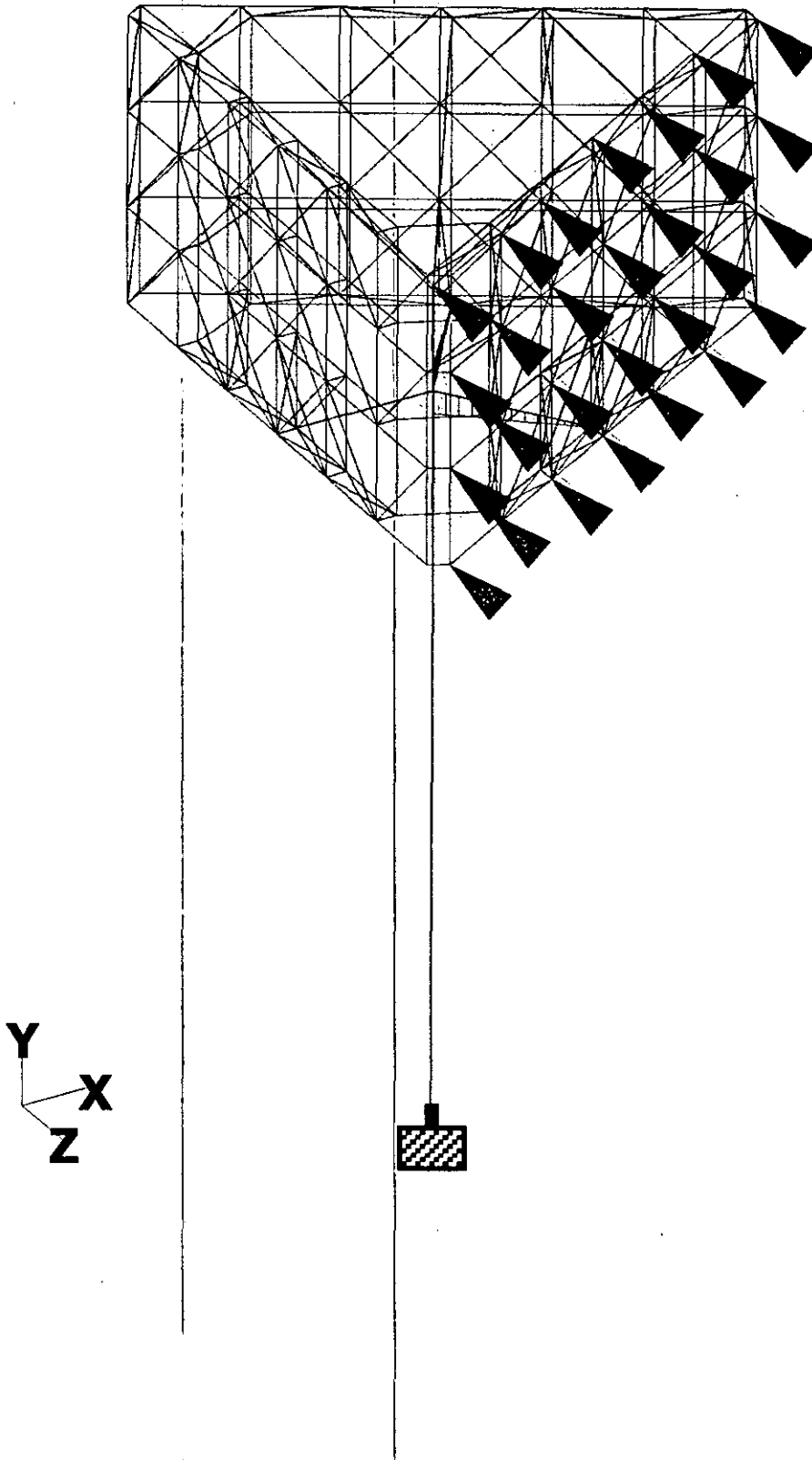


FIGURA No 18.
SISMO EN DIRECCIÓN X.

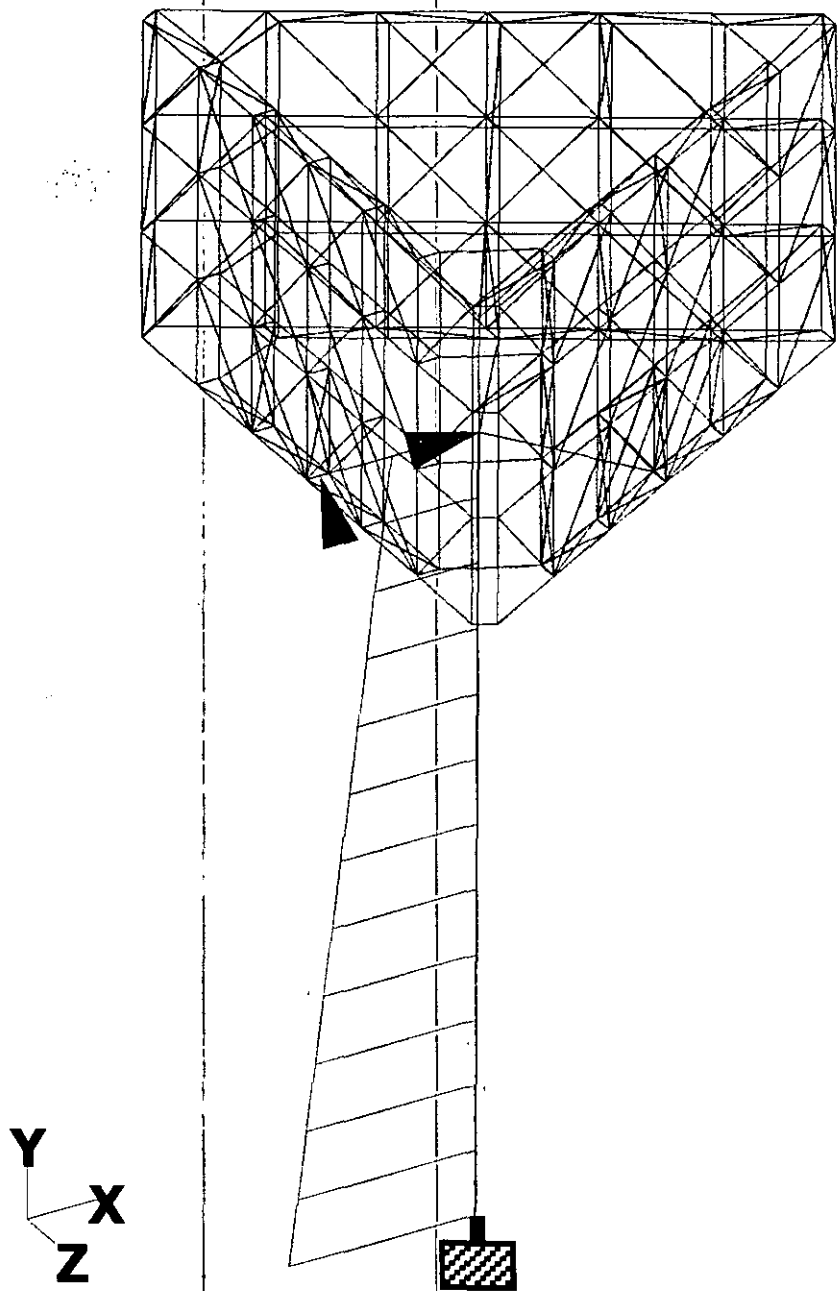


FIGURA No 19.
SISMO EN DIRECCIÓN Z, MOSTRANDO LOS ESFUERZOS DE TENSION Y COMPRESIÓN EN
LAS BARRAS Y POSTE, ASÍ COMO LA VARIACIÓN DE MOMENTOS FLEXIONANTES.

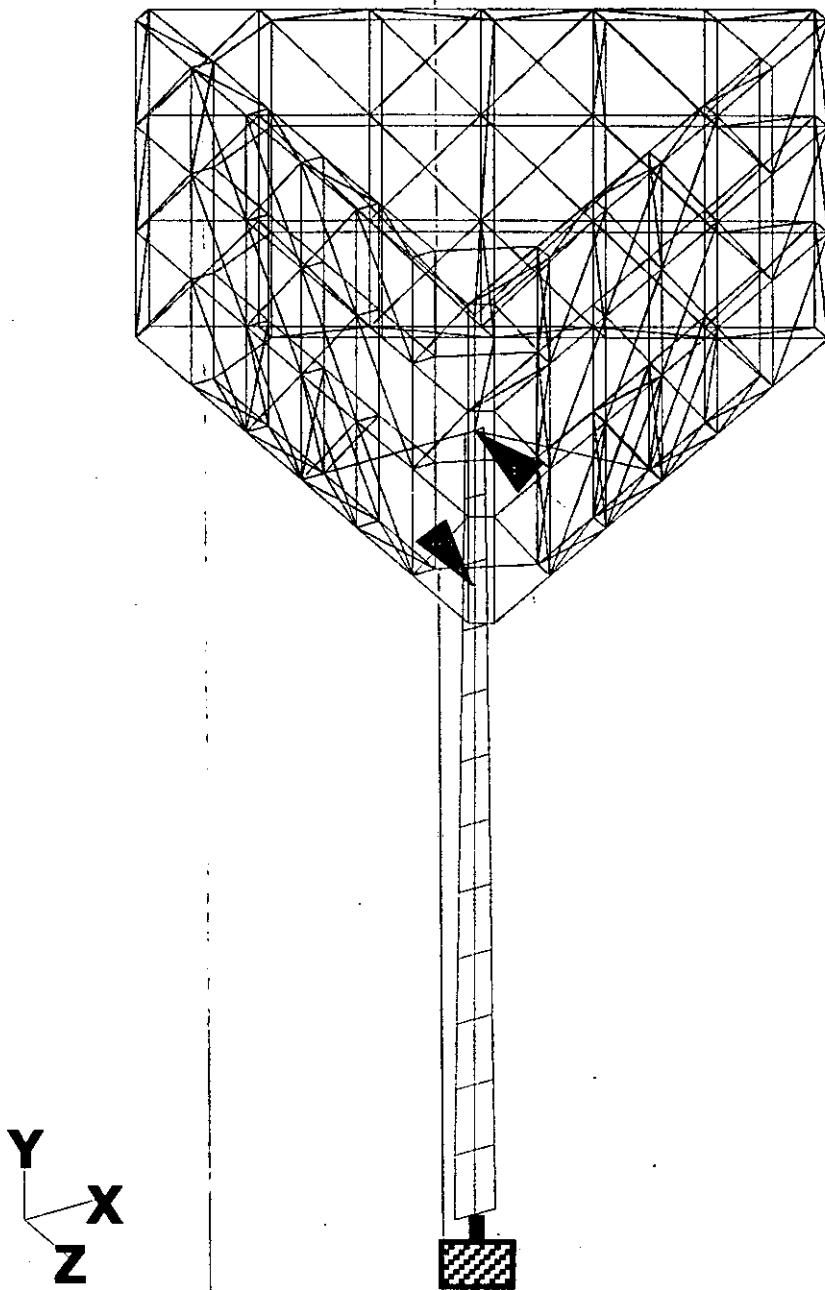


FIGURA No 20.
COMBINACIÓN DE CARGAS PERMANENTES MÁS SISMO EN X MAS EL 50 % DEL SISMO EN
LA DIRECCIÓN Z.

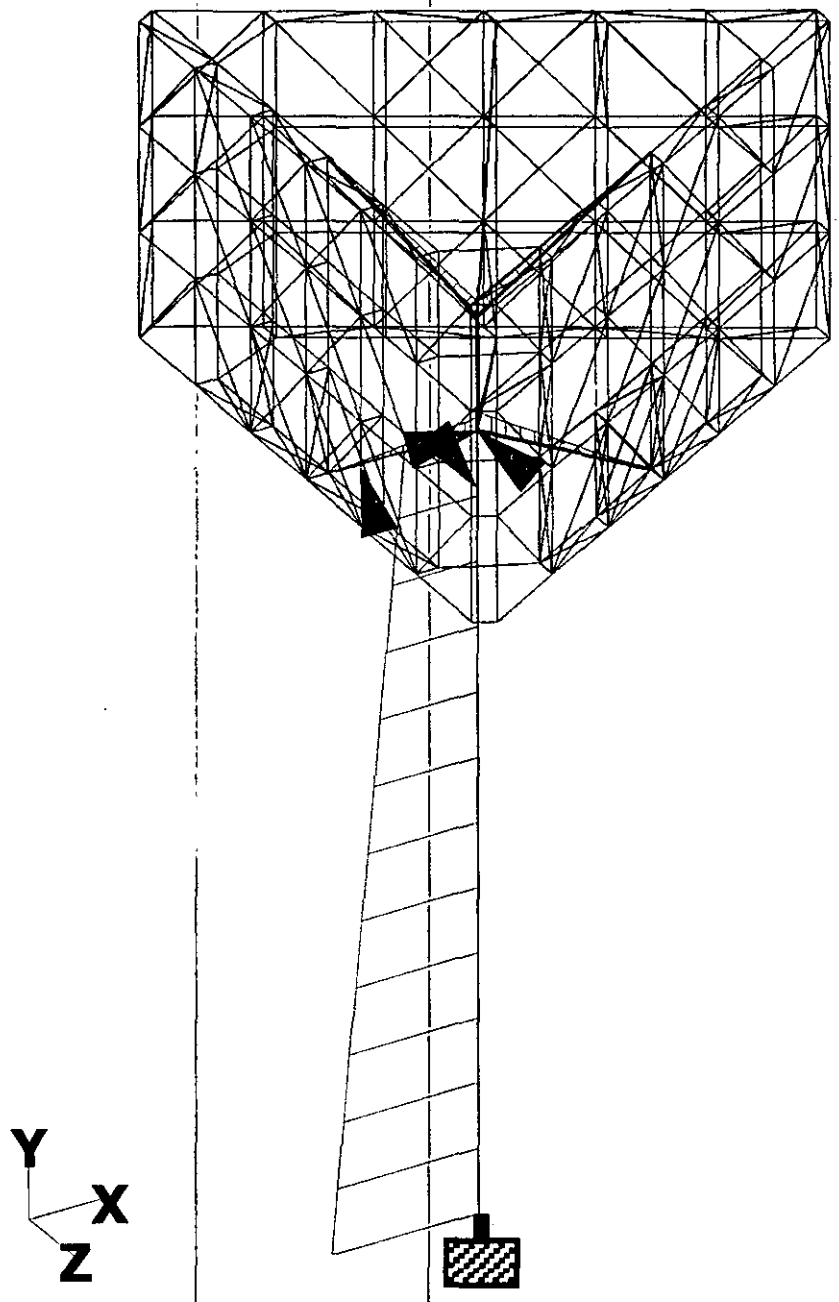


FIGURA No 21.
COMBINACIÓN DE CARGAS PERMANENTES MENOS EL 100% DE SISMO EN X MENOS EL
50% DE SISMO EN Z.

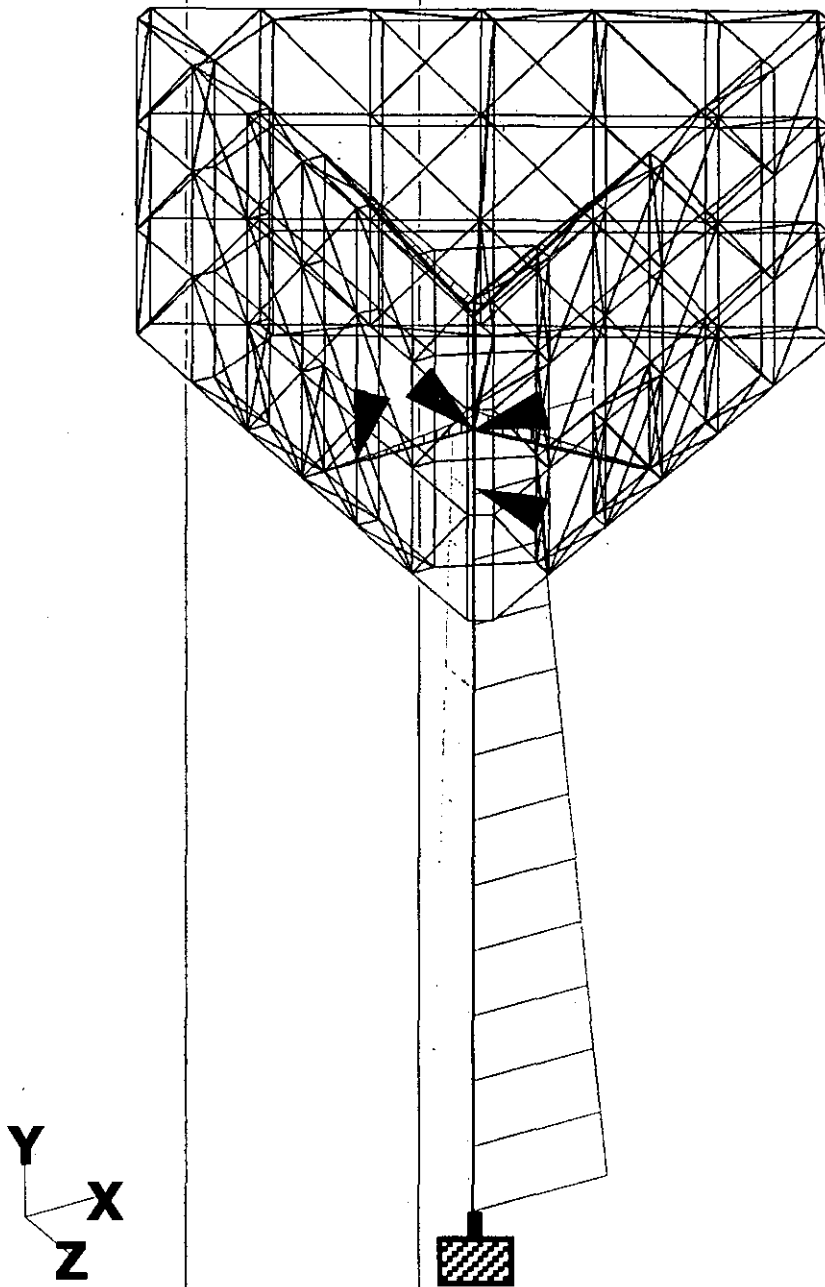
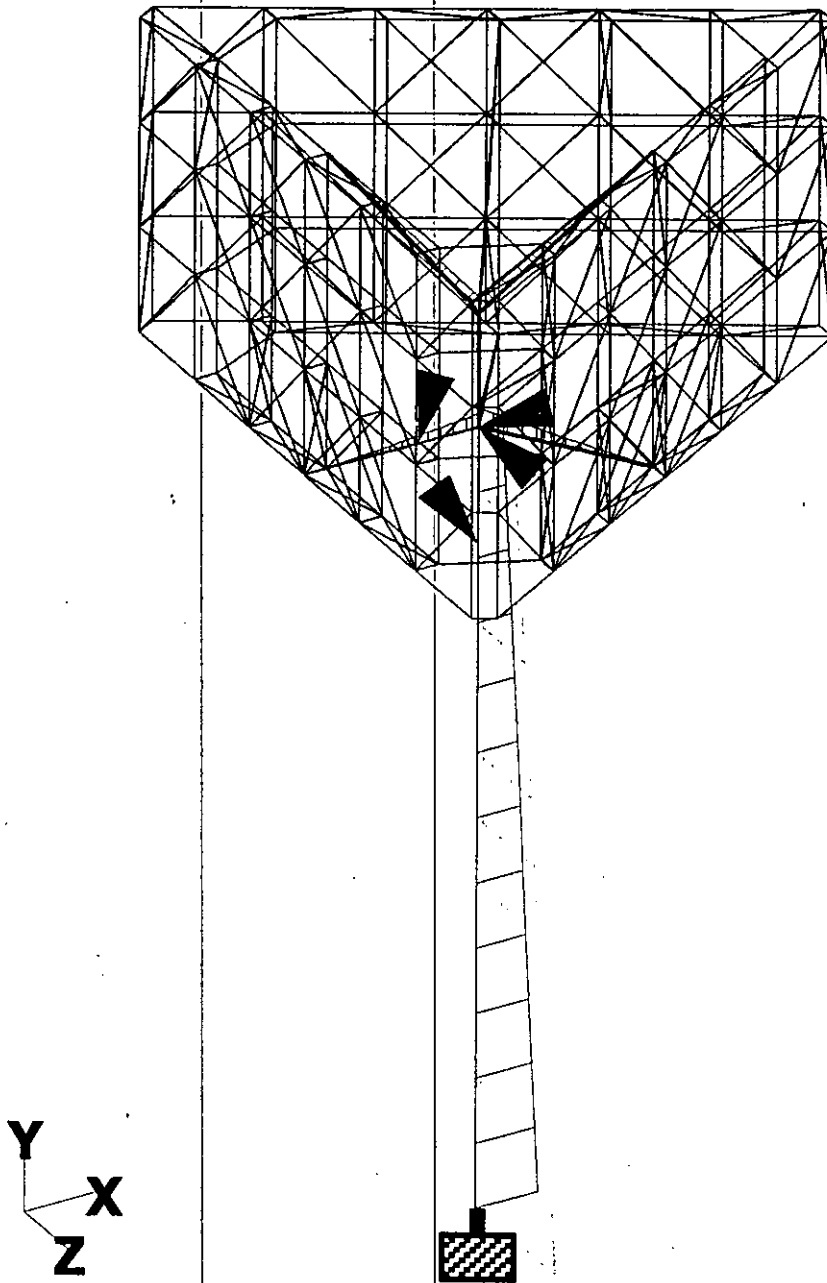


FIGURA No 22.
COMBINACIÓN DE CARGAS PERMANENTES MÁS EL 100% DE SISMO EN Z MENOS EL 50 %
DE SISMO EN LA DIRECCIÓN X.



CAPÍTULO 6. CIMENTACIÓN.

En este capítulo se toma el problema de las cimentaciones, hacemos un esbozo del procedimiento de diseño de zapatas y pilotes y los criterios que hay que tomar en cuenta para el diseño de la cimentación más adecuada a la carga que tenemos, y al tipo de suelo de que se trate. Se presentan además, los resultados de las reacciones en los apoyos de cada anuncio, de los cuales se tomaron los elementos mecánicos más desfavorables para diseñar la cimentación, también se anexan las ilustraciones de los diferentes tipos de zapatas piloteadas resultados del diseño junto con sus armados y sus placas base.

6.1.- ZAPATAS

Esta es una cimentación somera, se usa cuando las descargas de la estructura son suficientemente pequeñas y existen a poca profundidad estratos del suelo con la capacidad de carga y rigidez necesarias para aceptar las presiones transmitidas por las zapatas sin que ocurran fallas o hundimientos excesivos.

Nos conviene que como en este caso de una zapata aislada, las pongamos cuadradas en planta, ya que esta es la forma para la cual los momentos flexionantes son menores y se recurriría a formas rectangulares solo cuando las condiciones del predio nos impidan extendernos en otra dirección o cuando la columna transmita además de carga axial momentos flexionantes importantes. A este respecto hay que señalar que la zapata no es un elemento eficiente para transmitir al suelo momentos flexionantes de consideración ya que ello implica aumentos importantes en el tamaño de zapatas lo cual las hace ineficientes. Además cuando el suelo de apoyo no tiene gran rigidez la distribución excéntrica de presiones ocasiona giros en la zapata que dan lugar generalmente a deformaciones indeseables de la construcción o a condiciones de continuidad diferentes de las supuestas en el análisis, en este caso es necesario auxiliarnos de otro tipo de cimentación o bien hacer combinaciones de zapatas.

6.2.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ZAPATAS

La distribución de presiones bajo una zapata depende de factores difíciles de tomar en cuenta con precisión, como son las características del suelo si granular o cohesivo, y como es la rigidez relativa de la zapata y el suelo; la distribución varía

además con el tiempo y con el nivel de las cargas aplicadas. Por sencillez y por acercarse a la real en condiciones límite cerca de la falla resulta conveniente suponer una distribución de presiones uniforme bajo la zapata para fines de determinar el área de ésta. La presión será igual al esfuerzo resistente del suelo incluyendo los factores de seguridad especificados por las normas, y la zona cargada será tal que la resultante de presiones coincida con la de las cargas aplicadas.

Con esa hipótesis el área de una zapata se determinará a partir de la carga de diseño transmitida por la estructura dividida entre la presión resistente del suelo con las variantes correspondientes.

Cuando el punto de aplicación de la carga coincide con el centroide de la zapata supuesta rectangular de lados A y B , la longitud requerida será:

$$B = \frac{P}{Aq_{adm}}$$

En donde P_u es la carga total transmitida al estrato de suelo, incluyendo el peso de la cimentación y los factores de carga especificados por la norma, y p_R es el esfuerzo resistente afectado también por los factores de reducción de resistencia correspondientes.

El esfuerzo resistente del suelo, p_r , está regido con frecuencia no por la capacidad de carga de este, si no por la limitación de los asentamientos bajo la estructura. Este esfuerzo se determina bajo estudios de mecánica de suelos. Hay que tomar en cuenta que para suelos de tipo arcilloso los asentamientos bajo una zapata sujeta a una presión constante aumentan linealmente con el tamaño de la misma. Así, el hundimiento de una zapata de 4 m de lado, será el doble que el que sufre una zapata de dos metros de lado, si las dos ejercen la misma presión sobre el suelo.

En zapatas que sostienen elementos estructurales aislados, como en nuestro caso, el tamaño puede quedar regido por la seguridad que se requiere contra la ocurrencia de volteo o de deslizamiento de la zapata sobre el suelo.

Ya que se determinó el área de la zapata, es necesario analizar las fuerzas internas que se introducen en la zapata bajo las cargas de diseño. Para dicho análisis hay que restar de las presiones ejercidas por el suelo sobre la zapata la fracción que se debe al peso propio de la misma, ya que esta se encuentra equilibrada directamente sección por sección, por el mismo peso de la zapata y no produce por tanto momento ni otras fuerzas internas. Las secciones críticas deben revisarse y dependen del tipo de material y zapata a utilizar. Entonces utilizaremos el criterio de Navier para el diseño de la zapata. (MARTÍNEZ, 2000)

6.3.- PILOTES

Son elementos comparados con un poste que se introducen en el terreno para transmitir las cargas de la cimentación a los estratos más resistentes. Cuando tienen dimensiones grandes en su sección transversal, es decir, que sean mayores de 60 cm se les llama generalmente pilas.

Los pilotes se utilizan cuando el terreno superficial tiene baja capacidad de carga, cuando se tienen requisitos muy estrictos de asentamientos admisibles y cuando se quieren evitar cimentaciones muy voluminosas apoyadas en estratos de suelo poco favorables para la construcción, como en obras marítimas o en suelos saturados.

Estos elementos, desarrollan resistencia por apoyo directo en su punta y/o por fricción en la superficie de contacto con el suelo. Los pilotes que se apoyan en un estrato de suelo muy firme y que por tanto desarrollan la mayor parte de su resistencia por dicho apoyo directo, se denominan pilotes de punta, en cambio, los que quedan totalmente embebidos en estratos de baja capacidad de carga y por tanto, desarrollan su resistencia casi exclusivamente por adherencia y rozamiento entre su superficie y el suelo se llaman pilotes de fricción.

En variados casos, los dos componentes de la resistencia son significativos y deben tomarse en cuenta, de manera que la profundidad a que se apoyará un pilote, será tal que su resistencia total debida al efecto combinado de los dos componentes de la resistencia, sea la necesaria para las cargas que debe soportar. Además de la capacidad de carga, existen otros aspectos que pueden influir en la selección del tipo del pilote, como son la posibilidad de asentamientos generales de los estratos del subsuelo y las variaciones del nivel freático.

En cuanto a su proceso constructivo, los pilotes los podemos agrupar en dos partes a saber, y son los prefabricados y los colados en sitio. El proceso constructivo influye en forma importante en el comportamiento de los pilotes; los prefabricados se hincan en el terreno generalmente por impacto produciendo el desplazamiento del suelo para dar paso al pilote; esto provoca una perturbación del suelo que altera sus propiedades mecánicas. Además un pilote prefabricado está sujeto a esfuerzos adicionales que se producen durante su transporte, izado e hincado; especialmente estos últimos suelen ser más severos que los que se presentan una vez colocado el pilote y determinan por tanto sus características estructurales. Los pilotes colados en el lugar requieren una perforación previa que no implica desplazamiento del suelo y por tanto produce una menor perturbación de las propiedades de éste.

6.4.- CRITERIOS DE DISEÑO DE PILOTES

Esencialmente los pilotes son elementos estructurales aptos para resistir cargas esencialmente axiales; su capacidad está regida por la carga que puede aceptar el suelo sin que ocurra penetración del pilote y por la carga que es capaz de resistir el pilote mismo sin presentar una falla estructural.

En el proceso para la determinación de la resistencia de un pilote por capacidad del suelo, están involucrados factores de seguridad elevados congruentes con las incertidumbres que se tienen en las propiedades del subsuelo.

En los pilotes prefabricados e hincados, los efectos de impacto durante el hincado son siempre más desfavorables que los que se presentan cuando el pilote está ya en su posición definitiva. En este caso debe dársele al pilote una capacidad mayor que la carga necesaria para hacerlo penetrar en la capa más dura que tendrá que atravesar, además de que se proporciona una resistencia a compresión elevada, mayor capacidad de para resistir fuerzas de impacto, y esfuerzos dinámicos por la transmisión de ondas de vibración a lo largo del pilote.(JUÁREZ; 1998:459)

Cualitativamente, es importante que el refuerzo longitudinal del pilote sea generoso para absorber las tensiones que se presentan durante el hincado y, especialmente tenga refuerzo transversal de confinamiento cerca de la punta y del extremo donde se aplica el impacto, para que disponga en esas partes de mayor resistencia y de la ductilidad necesaria para disipar la energía introducida por el equipo de hincado.

Aunque la carga transmitida al pilote sea teóricamente axial, es necesario considerar en el dimensionamiento una excentricidad accidental, debido a la incertidumbre en la posición exacta del pilote, a su posible falta de verticalidad, y en pilotes colados en sitio a la irregularidad de su sección transversal. Se recomiendan las siguientes excentricidades accidentales:

Para pilotes prefabricados.....	$t/10$
Para pilotes colados en sitio.....	$t/8$

En donde t es la dimensión del pilote en la dirección en que se considera la excentricidad.

Un pilote enterrado en toda su longitud cuenta con el suficiente apoyo lateral para que puedan ignorarse los problemas de pandeo ante carga vertical excepto cuando se trate de un suelo extraordinariamente blando y de pilotes de gran longitud. Por eso los pilotes pueden dimensionarse generalmente como columnas cortas.

El pandeo puede ser una condición crítica en ciertos casos en los cuales el pilote sobresale del suelo y para su revisión debe tomarse como longitud de pandeo, no solo la longitud libre sobre el suelo sino además una longitud equivalente dentro del

suelo por debajo de la cual el pilote puede considerarse empotrado. Esta longitud equivalente suele fijarse con reglas burdas como la de considerarla igual a un determinado número de diámetros del pilote (desde tres para terreno firme hasta quince para terreno muy blando). En realidad dicha longitud debe depender de la rigidez relativa del suelo y pilote.(MELI, 2000: 584)

Davisson y Robinson realizaron análisis de la interacción suelo-pilote, modelando el suelo con resortes independientes y empleando el concepto de módulo de reacción o módulo de balasto. Para suelos cohesivos, como las arcillas, adoptaron la hipótesis de que el módulo de reacción del suelo es constante con la profundidad y obtuvieron resultados que pueden reproducirse con una precisión muy aceptable, si se adopta la longitud libre equivalente dada por la expresión siguiente:

$$L_e = 1.4 \left(\frac{EI}{K_s b} \right)^{1/4}$$

En que E e I son el módulo de elasticidad y el momento de inercia del pilote, respectivamente, k_s es el módulo de reacción del suelo, que a falta de una determinación directa tomándolo de la tabla anexa, y b es el ancho del pilote.

Módulos de reacción propuestos por Terzaghi.

TIPO DE SUELO	MÓDULO DE REACCIÓN K_s (KG/CM ³)
Suelo fangoso	0.50 a 1.50
Arena suelta (N_s 9 a 30)	1.20 a 3.60
Arena densa (N_s 30 a 50)	3.60 a 12.0
Arcilla blanda ($q_u=0.25$ a 0.5 kg/cm ²)	0.65 a 1.30
Arcilla media ($q_u =0.5$ a 2.0 kg/cm ²)	1.30 a 4.0
Arcilla compacta ($q_u=2$ a 4 kg/cm ²)	4 a 8
Marga arenosa rígida	21 a 44
Arcilla margosa dura ($q_u=4$ a 10 kg/cm ²)	8 a 21

TABLA A-4
Fuente: Libro Diseño Estructural; Meli Piralla Roberto.

En suelos no cohesivos, como las arenas, la rigidez aumenta con el confinamiento y por tanto con la profundidad del estrato en consideración. Para esto, Davisson y

Robinson adoptaron la hipótesis de que la rigidez aumenta linealmente con la profundidad x desde la superficie, o sea

$$K_S = n_h x$$

En que n_h es una constante de proporcionalidad. Los resultados de los análisis con esta hipótesis son aproximadamente los mismos que se obtienen si se toma una longitud libre equivalente

$$L_e = 1.8 \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5}$$

Valores de n_h para arenas de diferente grado de densidad se proporcionan en la tabla anexa.

Propiedades típicas de suelos arenosos.

Compacidad de la arena	N _s número de golpes	Ángulo de fricción interna	n _h (tn/m ³)	
			Arena seca o húmeda	Arena sumergida
Muy poco compacta	0 - 4	30°	155	95
Poco compacta	4 - 10	30° - 35°	230	170
Medianamente compacta	10 - 30	35° - 40°	400	300
Bastante compacta	30 - 50	40° - 45°	750	500
Muy compacta	>50	> 45°	1200	730

TABLA A-5

Fuente: Libro Diseño Estructural; Meli Piralla Roberto

Entonces, con las ecuaciones de Davisson y Robinson puede por tanto encontrarse la profundidad a la cual el pilote puede considerarse empotrado, en arcillas y arenas respectivamente y con la cual pueden realizarse análisis ante cargas laterales y revisiones por pandeo.

Los pilotes pueden verse sujetos a cargas laterales importantes en estructuras por efectos de sismo o viento, por empuje de tierras, por fuerzas de oleaje etc etc. Sin embargo, los pilotes verticales no son elementos eficientes para resistir cargas laterales, de manera que cuando éstas tienen magnitud apreciable (10% o más de la carga vertical) es recomendable resistirlas de otra forma. Esto se logra enterrando la estructura a cierta profundidad para que el empuje pasivo del suelo sobre la parte

estructura a cierta profundidad para que el empuje pasivo del suelo sobre la parte enterrada equilibre las fuerzas laterales, o mediante pilotes inclinados en los que la componente horizontal de la fuerza axial aplicada a ellos equilibra la carga lateral.

Para determinar las fuerzas internas inducidas en un pilote vertical por las cargas laterales se puede recurrir a la misma idealización de la longitud libre equivalente usada para la revisión por pandeo.

6.5.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Debido a que tenemos momentos flexionantes muy altos y a que tenemos suelos relativamente suaves, al analizar una zapata como posible solución se observó que nos arrojaban dimensiones grandes con peraltes altos, lo cual no es nada económico, y muchas veces no se tendría el espacio suficiente para colar una zapata de dimensiones no tan comunes. Entonces, se optó por la alternativa de pilotes de punta colados en sitio ya que estos elementos han demostrado ser una buena solución para cuando se requiere resistir momentos flexionantes elevados y cargas laterales además de la carga gravitacional en suelos malos.

A continuación se presentan las reacciones en los apoyos de cada estructura para cada caso y su cálculo correspondiente.

Para el anuncio de tres vistas triangular:

REACCIONES EN EL APOYO.

NUDO	EDO.CARGA	NOMBRE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	Cargas perm.	0	24.64	0	-1.03	0	2.61
	2	Viento perp.	0	0	5.14	108.21	-12.7	0
	3	Viento diagonal	0	0	3.64	77.25	8.38	0
	4	Sismo x	-1.28	0	0	0	0	42.67
	5	Sismo z	0	0	1.28	42.67	0	0
	6	C.perm.+V90°	0	18.48	3.86	80.39	-9.5	1.96
	7	C.perm.+V45°	0	18.48	2.73	57.17	-6.29	1.96
	8	Cp+sx+0.5sz	-0.96	18.48	0.48	15.23	0	33.96
	9	Cp+sx-0.5sz	-0.96	18.48	-0.48	-16.77	0	33.96
	10	Cp-sx+0.5sz	0.96	18.48	0.48	15.23	0	-30
	11	Cp-sx-0.5sz	0.96	18.48	-0.48	-16.77	0	-30
	12	Cp+sz+0.5sx	-0.48	18.48	0.96	31.23	0	17.96
	13	Cp+sz-0.5sx	0.48	18.48	0.96	31.23	0	-14
	14	Cp-sz+0.5sx	-0.48	18.48	-0.96	-32.77	0	17.96
	15	Cp-sz-0.5sx	0.48	18.48	-0.96	-32.77	0	-14

TABLA A-6

Fuente: Elaboración propia.

Nota: las fuerzas están en toneladas y los momentos en toneladas-metro.

Diseño de pilotes para esta estructura localizada en la Calzada Benito Juárez salida a Carápan km 0+300 del eje anillo de circunvalación.

Los elementos mecánicos de diseño son entonces:

Carga axial $P_u = 24.64$ Ton
Fuerza lateral $F_z = 5.14$ Ton
Momento $M_x = 108.21$ Ton - m

Calculando la capacidad de carga en la punta de un pilote de 0.40 m de diámetro que atraviesa tres estratos diferentes para apoyarse en otro de arena gruesa compacta que está a 4.5 m de profundidad con espesor indefinido y nivel freático no detectado.

Estrato # 1:

Depósito transportado por medio pluvial tipo areno-gravo arcilloso, café granos redondeados finos compactos cementados con arcilla.

$\gamma = 1.70$ Tn/m³; $D_f = 0.50$ m

Estrato # 2:

Depósito residual de arcilla limosa de consistencia media de alta plasticidad.

$\gamma = 1.63$ Tn/m³; $D_f = 1.50$ m

Estrato # 3:

Arena arcillo gravosa amarilla de grano fino y redondeado cementado con arcilla plástica.

$\gamma = 1.72$ Tn/m³; $D_f = 2.5$ m

Para la arena gruesa compacta

$\gamma = 1.60$ Tn/m³; $N = 35$; $\phi = 37^\circ$

Si consideramos que el pilote no penetra en el estrato de la arena gruesa compacta, tenemos que los factores de capacidad de carga para el criterio de Meyerhof son los siguientes:

$N_q = 75$; $N_\gamma = 55$

Según la fórmula de Meyerhof:

$$q_c = \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

$$q_c = [1.7(0.5) + 1.63(1.50) + 1.72(1.0)]75 + \frac{1}{2}(1.60)(0.40)(55) = 376.13 + 17.6 = 393.73 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_c = 393.73 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_c = \frac{393.73}{2} = 196.87 \text{ Tn/m}^2$$

$$A = \frac{\Pi(0.40)^2}{4} = 0.1257 \text{ m}^2$$

$$Q_{adm.} = (0.1257)(196.87) = 24.75 \text{ Ton /pilote} \times 4 \text{ pilotes} = 98.98 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso prop. Pilote} = (0.1257 \text{ m}^2)(3 \text{ m})(2.4) = 0.905 \text{ Ton} \times 4 = 3.62 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso zapata supuesta} = (2.80)(2.80)(0.30)(2.4) = 5.65 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso dado supuesto} = (1.40)(1.40)(0.80)(2.4) = 3.76 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga axial} = 24.64 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga total} = 24.64 + 3.62 + 5.65 + 3.76 = 37.67 \text{ Ton}$$

$$P_t = 37.67 \text{ Ton}$$

Longitud de empotramiento

Como los pilotes están hincados sobre arena gruesa compacta, entonces:

$$L_e = 1.8 \left(\frac{EI}{N} \right)^{0.20}$$

Donde para la arena compacta; $N = 400$

Considerando $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$E = 10\,000 \sqrt{f'c}$ para el Estado de Michoacán

$$E = 10\,000 \sqrt{250} = 158\,113 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{\Pi D^4}{64} \text{ para una sección circular}$$

$$I = \frac{\Pi(40)^4}{64} = 125,663.71 \text{ cm}^4$$

$$EI = (158,113)(125,663.71) = 1.9869 \times 10^{10}$$

Entonces:

$$L_e = 1.8 \left[\frac{1.9869 \times 10^{10}}{400} \right]^{0.20} = 62.30 \text{ cm}$$

Considerando una excentricidad accidental por ser pilotes colados en sitio igual a $D/8$.

$$e_{acc.} = \frac{0.40}{8} = 0.05 \text{ m}$$

$$M_{exc.} = (37.67)(0.05) = 1.88 \text{ T-m}$$

Momento por efecto de la fuerza cortante:

$$M_v = (5.14)(0.6230) = 3.20 \text{ T-m}$$

$$M_{tot.} = 108.21 + 1.88 + 3.20 = 113.29 \text{ T-m}$$

Fuerzas internas de diseño:

$$P_i = \frac{W}{n} + \frac{Mx_i}{\sum x_i^2}$$

donde "n" es el número de pilotes que es igual a 4.

X_i es la distancia de cada pilote al centroide del grupo, y como los pilotes críticos son los de una hilera; entonces sumamos los efectos de la carga axial más los del momento flexionante.

$$\sum x_i^2 = 2[(-0.60)^2 + 0 + (0.60)^2] = 1.44$$

$$x_i = 0.60 \text{ m}$$

$$P_i = \frac{37.67}{4} + \frac{113.29(-0.60)}{1.44} = -37.78 \text{ Ton}$$

La fuerza cortante es absorbida en partes iguales por cada uno de los cuatro pilotes, y produce un momento flexionante de:

$$M_v = VL = \frac{5.14}{4} * 0.6230 = 0.80 \text{ T-m}$$

$$M_t = 0.80 + 1.88 + 3.20 = 5.88 \text{ T-m}$$

Dimensionamiento de los pilotes

$$K = \frac{P}{F_r D^2 f''_c}; \quad K = \frac{37670}{(0.7)(40)^2 (170)} = 0.20$$

$$R = \frac{M}{f_r D^3 f''_c} = \frac{5.88 \times 10^5}{(0.7)(40)^3 (170)} = 0.08$$

suponiendo 5 cm de recubrimiento

D = 40 cm

d = 30 cm

$$d/D = 30/40 = 0.75$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{5.88 \times 10^5}{37670} = 15.61 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{D} = \frac{15.61}{40} = 0.39$$

$$q = 0.20$$

$$p = \frac{q f''_c}{f_y} = \frac{(0.20)(170)}{4200} = 0.0081 > P_{\min} = 20/f_y = 0.00476$$

$$p = \frac{4 A_s}{\pi D^2}; \quad A_s = \frac{p \pi D^2}{4} = \frac{(0.0081)(\pi)(40)^2}{4} = 10.17 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se proponen 8 varillas # 4 para los pilotes.

Cálculo de la zapata piloteada:

Proponiendo una altura h de la zapata igual a 30 cm y un peralte efectivo de 25 cm, es decir:

h = 30 cm

d = 25 cm

La sección crítica está a $d/2$ del eje del pilote, es decir a 12.5 cm, por lo tanto, queda dentro del pilote y no es necesario revisar la zapata como viga ancha ya que este efecto no es significativo cuando sucede esta condición en la zapata piloteada.

Entonces para revisar cortante por penetración procedemos de la manera siguiente:

$$P = \frac{P_t \left(\frac{dp}{2} \pm X \right)}{dp} \quad \text{donde: } dp = \text{diámetro del pilote}$$

X = distancia del eje del pilote a la sección crítica por penetración

$$P = \frac{37.67 \left(\frac{40}{2} - 12.5 \right)}{40} = 7.06 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4P_u = 4 (7.06) = 28.25 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\alpha C_{AB} M_u}{J_c} \leq v_{CR}$$

$$b_o = 2 [(C_1 + d) + (C_2 + d)]$$

b_o = perímetro de penetración

C_1 y C_2 son los lados corto y largo del dado.
 d es el peralte efectivo de la zapata.

$$b_o = 2 [(140 + 25) + (140 + 25)] = 660 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{165}{165}}} = 0.401$$

$$C_{AB} = \frac{C_1 + d}{2} = \frac{165}{2} = 82.5 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{d(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

Donde: J_c es el momento polar de inercia de la sección penetrada.

$$J_c = \frac{(25)(165)(25)^3}{6} + \frac{(165)(25)^3}{6} + \frac{(25)(165)(165)^2}{2} = 67,583,854.17 \text{ cm}^4$$

$$v_u = \frac{28250}{(660)(25)} + \frac{(0.401)(82.5)(113.24 \times 10^5)}{67,583,854.17} = 7.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^* c} = 0.7 \sqrt{212.5} = 10.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 7.25 \text{ kg/cm}^2 < v_{CR} = 10.20 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se acepta el peralte mínimo permitido para zapatas piloteadas y no necesita refuerzo adicional por cortante.

Acero por flexión de la zapata:

$$p = \frac{f'' c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f'' c}} \right]$$

$$p = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(113.24 \times 10^5)}{0.9(280)(25)^2(170)}} \right] = 0.0144 \cong p_{\max} = 0.75 p_b = 0.75(0.01904) = 0.1428$$

$$p_b = \frac{f'' c}{f_y} * \frac{4800}{6000 + f_y} = \frac{170}{4200} * \frac{4800}{10200} = 0.01904$$

$$A_s = (0.014476)(280)(25) = 101.33 \text{ cm}^2$$

Si proponemos varilla del # 8, entonces:

$$N_o \text{ Vars.} = \frac{101.33}{5.07} = 20 \text{ Varillas}$$

La separación:

$$S = \frac{280 a_o}{A_s} = \frac{280(5.07)}{101.33} = 13.73 \text{ cm}$$

Entonces:

Se usarán 20 varillas de 1"φ @ 14 cm c.a.c. ambos sentidos.

Acero por temperatura:

$$A_{st} = \frac{660X1}{f_y(X1+100)}(100)$$

$$A_{st} = \frac{660(30)}{4200(130)}(100)(1.5)(1.5) = 8.16 \text{ cm}^2$$

Nota: Para el acero por cambios volumétricos se está considerando un factor de 1.5 por ser concreto bombeado, y el otro valor de 1.5 por estar en contacto con el terreno.

Por lo tanto se usarán varillas del # 3 @ 20 cm c.a.c.

Obteniendo el armado transversal de los pilotes:

$$P = \frac{1.32A_s}{\pi D^2}; \quad P = \frac{1.32(10.17)}{\pi(40)^2} = 0.00267$$

como $P=0.00267 < 0.01$

$$V_{cr} = Frbd(0.20 + 30p)\sqrt{f'_c} \left[1 - 0.03 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$$

$$V_{\text{diseño}} = 5.14 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{pilote}} = 1.285 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = (0.80)(1256.64)(0.20 + 30(0.00267))\sqrt{212.5} \left[1 - 0.03 \left(\frac{7060}{1256.64} \right) \right] =$$

$$V_{cr} = 1180 \text{ kg} < V_u = 1285 \text{ kg}$$

Separación de estribos:

$$S_{nec} = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

Considerando que "d" es el diámetro del núcleo
Y $A_v = 2(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$S_{nec} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(30)}{1285 - 1180} = 1313 \text{ cm}$$

Teóricamente no ocupan estribos
Pero

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} (0.95) = 12.5 \text{ cm} \\ 48 \phi_{est.} = 48(0.56) = 27 \text{ cm} \\ 1/2 \phi_{pila} = 1/2(40) = 20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Por lo tanto se usarán estribos del # 2.5 @ 12 cm c.a.c.

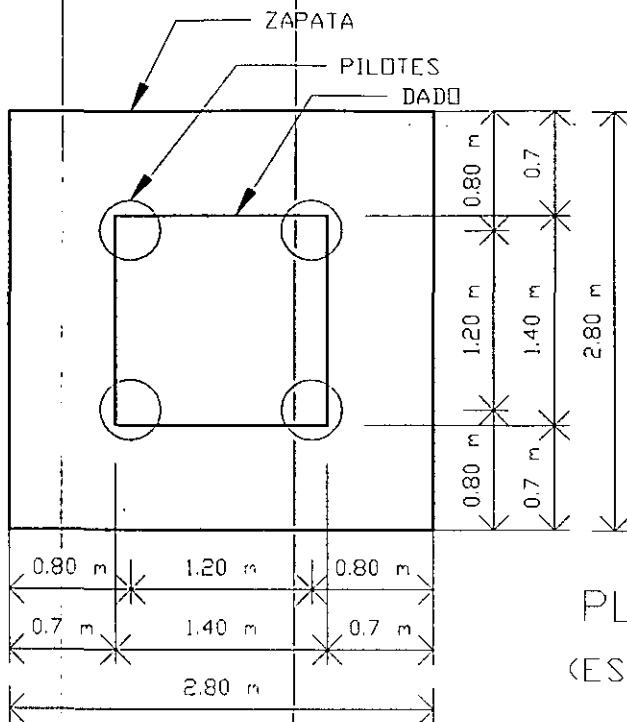
En las zonas de confinamiento la separación máxima será la mitad de la separación anterior, que es $S_{max} = 6 \text{ cm}$.

Ubicación de zonas de confinamiento:

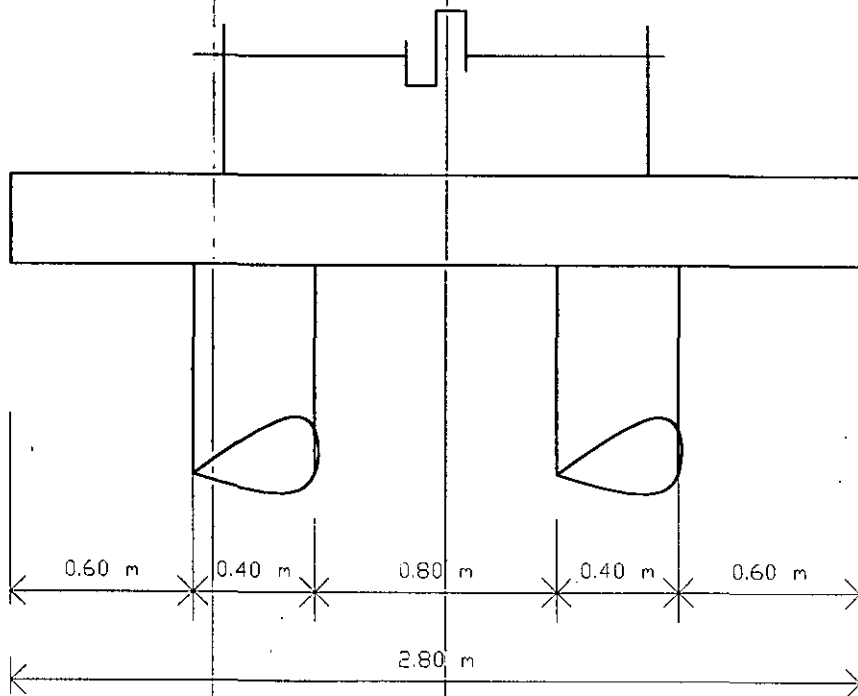
$$Z_c \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{Dimensión transversal máxima del pilote} = 40 \text{ cm} \\ 1/6 \text{ de altura libre} = 75 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Rige $Z_c = 75 \text{ cm}$ en extremos del pilote.

CIMENTACIÓN DEL ANUNCIO TRIANGULAR.



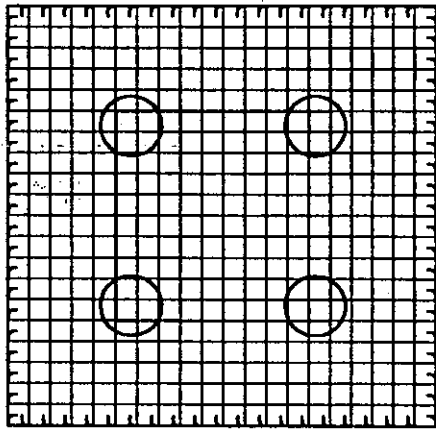
PLANTA
(ESCALA: 1:50)



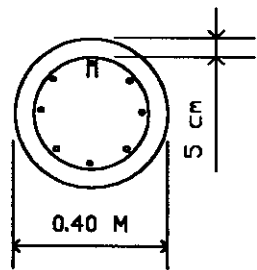
ELEVACIÓN
(ESCALA: 1:25)

FIGURA No P-1.

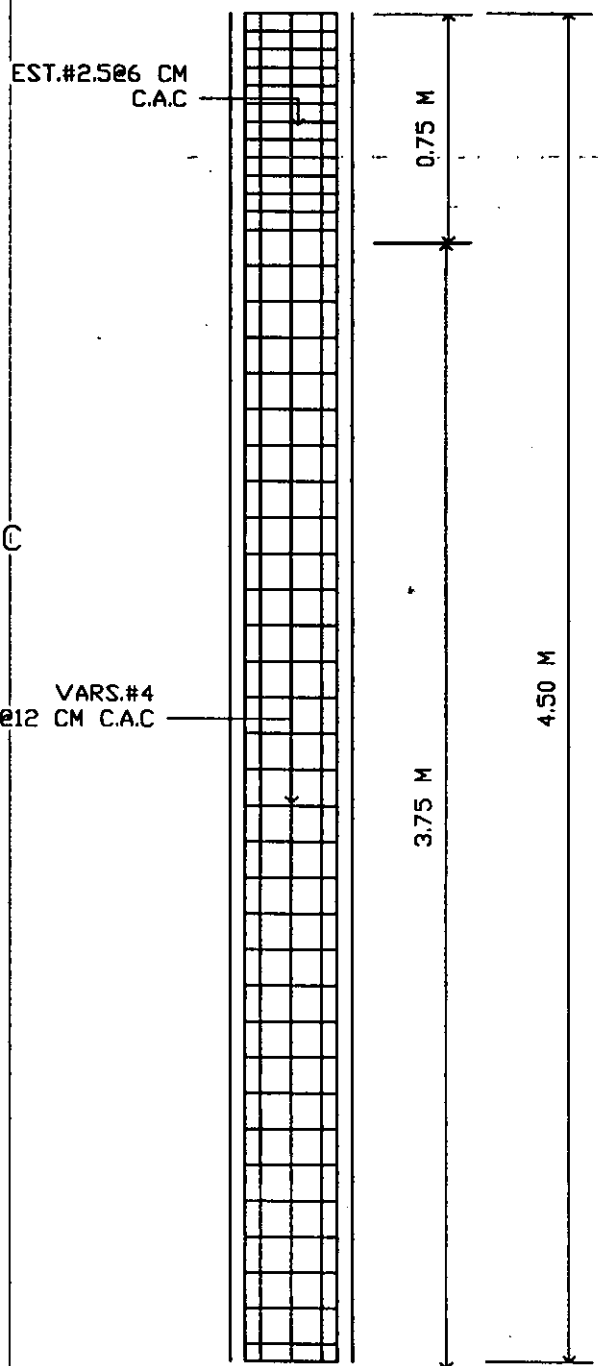
DETALLE DE ARMADO DE ZAPATA Y PILOTES.



ZAPATA
VARILLA #8 @ 14 CM C.A.C
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
AMBOS SENTIDOS.
(ESCALA: 150)



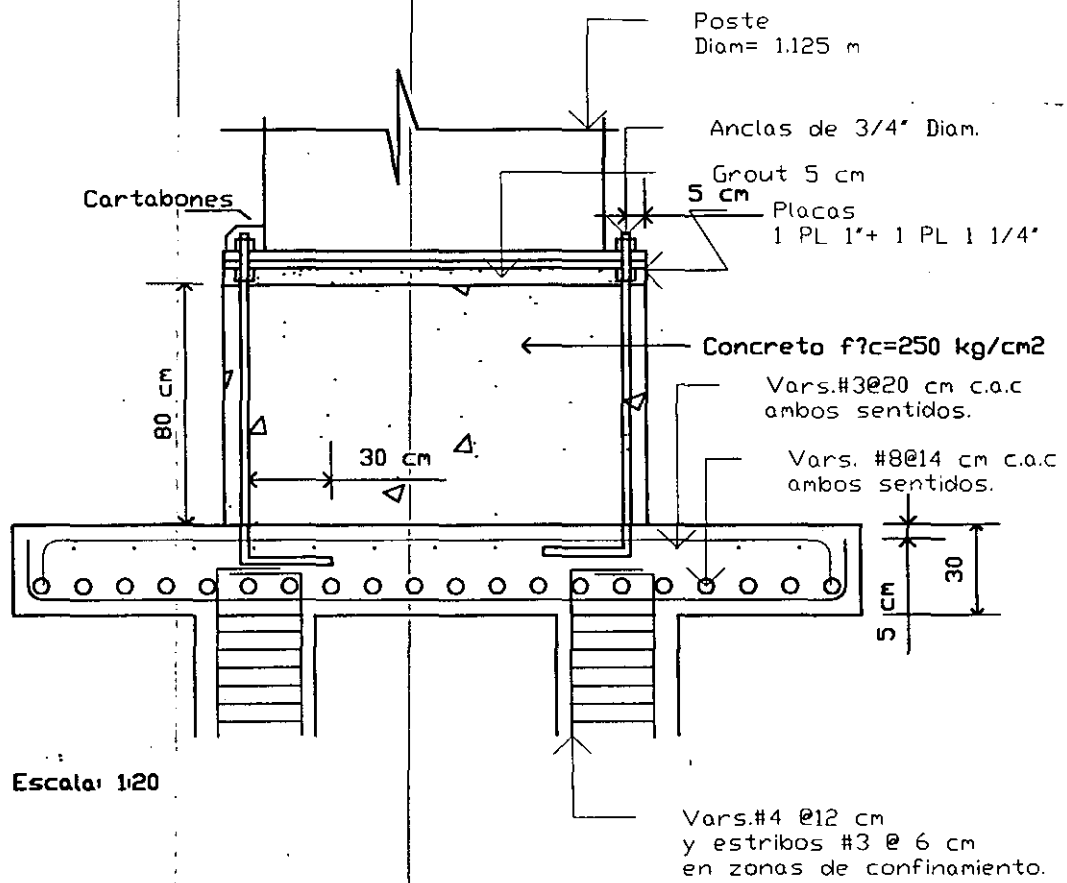
VARILLA # 4
EST. # 2.5
 $f_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$
(ESCALA: 120)



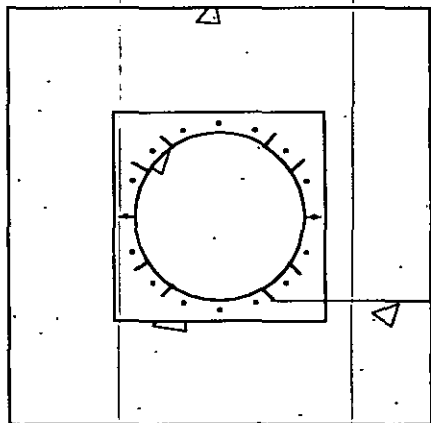
PILOTES

ESC. 120

FIGURA No P-2.



Escala: 1:20



Placa base con tornillos
y cartabones.
(Escala 1: 50)

FIGURA No P-3.

REACCIONES EN EL APOYO PARA ANUNCIO DOBLE.

NUDO	EDO.CARGA	NOMBRE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	Cargas perm.	0	14.16	0	0.01	0	-0.02
	2	Viento perp.	-3.12	0	0	0	0	39.98
	3	Viento diagonal	-2.21	0	0	0	0	28.29
	4	Sismo x	-0.79	0	0	0	0	15.9
	5	Sismo z	0	0	-0.79	-15.9	0	0
	6	C.perm.+V90°	-1.66	10.62	0	0.01	0	21.2
	7	C.perm.+V45°	-1.66	10.62	0	0.01	0	21.2
	8	Cp+sx+0.5sz	-0.59	10.62	-0.3	-5.95	0	11.91
	9	Cp+sx-0.5sz	0.3	10.62	0	0.01	0	-5.98
	10	Cp-sx+0.5sz	0.59	10.62	-0.3	-5.95	0	-12
	11	Cp-sx-0.5sz	0.59	10.62	0.3	5.98	0	-12
	12	Cp+sz+0.5sx	-0.3	10.62	-0.59	-11.92	0	5.95
	13	Cp+sz-0.5sx	0.3	10.62	0.59	11.94	0	-5.98
	14	Cp-sz+0.5sx	-0.3	10.62	0.59	11.94	0	5.95
	15	Cp-sz-0.5sx	0.3	10.62	-0.59	-11.92	0	-5.98

TABLA A-7

Fuente: Elaboración propia

Esta estructura se ubicará en la comunidad de Jicalán a la salida a San Juan Nuevo, e igualmente se propondrá una zapata piloteada por la razón de altos momentos flexionantes y cargas axiales relativamente pequeñas. Los pilotes o mejor llamados micropilotes por su diámetro de 0.30 m serán de fricción y atravesarán los estratos que a continuación se indican:

Estrato # 1:

Limo café amarillento suave con poca materia orgánica con intercalaciones de limo café muy compacto.

Df=2.30 m

C =2.25 T/m³

φ = 14.7°

γ = 1.53 T/m³

Estrato # 2:

Arcilla roja suave (CH)

Df=1.0 m

C =2.17 T/m³

φ = 10.5°

γ = 1.43 T/m³

Estrato # 3:
 Arcilla firme
 Df= indefinido
 $C = 12.2 \text{ T/m}^3$
 $\phi = 6.3^\circ$
 $\gamma = 1.5 \text{ T/m}^3$

Como podemos observar, tenemos suelos que tienen cohesión y fricción y contamos con métodos para calcular la adherencia en suelos cohesivos o friccionantes, pero no para materiales que contengan ambos, cohesión y fricción. Entonces, lo que haremos es estimar por separado la adherencia que tendría cada estrato en el fuste del micropilote, primero como tipo friccionante y después como del tipo cohesivo, para después combinar ambos valores para así obtener la capacidad total.

Según la siguiente expresión, que nos da el valor de la fricción actuando normal al fuste del pilote, a lo largo de éste y a una profundidad z ; tenemos

$$F_R = \alpha K_0 \gamma z \tan \delta$$

Donde:

F_R = Esfuerzo de adherencia en T/m^2

α = Coeficiente de corrección por profundidad que varía de 2 para z hasta 6 m y de 0.5 para z de 6 en adelante.

γ = Peso específico del estrato en T/m^3

z = Profundidad en m

δ = Coeficiente de adherencia que vale $2/3\phi$ aprox.

ϕ = Angulo de fricción interna

K_0 = Coeficiente de empuje del suelo en reposo.

Para el estrato 1.

$$F_R = \alpha K_0 \gamma z \tan \delta$$

$$\alpha = 2$$

$$K_0 = 0.5$$

$$\delta = 2/3(14.7) = 9.8^\circ$$

$$\gamma = 1.70 \text{ T/m}^3$$

$$z = 2.30 \text{ m}$$

$$F_R = (2)(0.5)(1.70)(2.30)\tan 9.8^\circ = 0.675$$

$$Q = \pi D F_R L$$

$$Q = \pi(0.30)((0.675)(2.30) = 1.464 \text{ Ton}$$

Ahora como tipo cohesivo:

$$C = 2.25 \text{ T/m}^3 ; f_r = 2.19 \text{ T/m}^2$$

$$Q = \pi D f_r L$$

$$Q = \pi(0.30)(2.30)(2.25) = 4.88 \text{ Ton}$$

Combinando

$$Q = 1.464 + 4.88 = 6.33 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso pilote} = \frac{\Pi(0.30)^2}{4} (2.30)(2.4) = 0.39 \text{ Ton}$$

$$6.33 - 0.39 = 5.94 \text{ Ton}$$

$$f.s. = 2$$

$$Q_{adm} = 5.94/2 = 2.97 \text{ Ton.}$$

Para estrato 2.

$$F_R = \alpha K_0 \gamma z \tan \delta$$

$$\alpha = 2$$

$$K_0 = 0.5$$

$$\delta = 2/3(10.5) = 7^\circ$$

$$\gamma = 1.43 \text{ T/m}^3$$

$$z = 1.0 \text{ m}$$

$$F_R = (2)(0.5)(1.43)(1.0) \tan 7^\circ = 0.1756$$

$$Q = \Pi D F_R L$$

$$Q = \Pi(0.30)((0.1756)(1.0) = 0.1655 \text{ Ton}$$

Ahora como del tipo cohesivo

$$C = 2.17 \text{ T/m}^3 ; f_r = 1.94 \text{ T/m}^2$$

$$Q = \Pi D f_r L$$

$$Q = \Pi(0.30)(1.0)(1.94) = 1.833 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso del pilote} = \frac{\Pi(0.30)^2}{4} (1)(2.4) = 0.17 \text{ Ton}$$

Combinando

$$0.165 + 1.833 = 2.0 \text{ Ton}$$

$$2.0 - 0.17 = 1.83 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = 1.83/2 = 0.92 \text{ Ton}$$

Para el estrato 3.

$$F_R = \alpha K_0 \gamma z \tan \delta$$

$$\alpha = 2$$

$$K_0 = 0.5$$

$$\delta = 2/3(6.3) = 4.2^\circ$$

$$\gamma = 1.50 \text{ T/m}^3$$

$$z = 1.20 \text{ m}$$

$$F_R = (2)(0.5)(1.50)(1.20) \tan 4.2^\circ = 0.211$$

$$Q = \Pi D F_R L$$

$$Q = \Pi(0.30)((0.211)(1.20) = 0.24 \text{ Ton}$$

Como cohesivo

$$c = 12.2 \text{ T/m}^3 \quad f_r = 6 \text{ T/m}^2$$

$$Q = \pi D f_r L$$

$$Q = \pi (0.30)(1.20)(6) = 6.78 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso pilote} = \frac{\pi(0.30)^2}{4} (1.20)(2.4) = 0.20 \text{ Ton}$$

$$6.78 + 0.24 = 7.02 \text{ Ton}$$

$$7.02 - 0.20 = 6.82 \text{ Ton}$$

$$6.82 - 2 = 3.41 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm.} = 3.41 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm_{tot}} = 2.97 + 0.92 + 3.41 = 7.3 \text{ Ton/pilotex 4 pilotes} = 29.2 \text{ Ton}$$

Calculando la longitud equivalente de empotramiento

$$P = 14.16 \text{ Ton}$$

$$F_x = -3.12 \text{ Ton}$$

$$M_z = 39.98 \text{ T-m}$$

$$\text{Zapata supuesta} = 2.10 \times 2.10 \times 0.30 \times 2.40 = 3.17 \text{ Ton}$$

$$\text{Dado supuesto} = 0.8 \times 0.80 \times 0.80 \times 2.4 = 1.23 \text{ Ton}$$

$$\text{Descarga total} = 14.16 + 3.17 + 1.23 = 18.56 \text{ Ton}$$

$$P_t = 18.56 \text{ Ton}$$

Debido a que los pilotes atraviesan estratos que no son solamente suelos cohesivos o friccionantes, la longitud de empotramiento se obtendrá como un promedio de valores de entre suelos cohesivos y friccionantes.

Como suelo friccionante:

$$L_e = 1.80 \left(\frac{EI}{N} \right)^{0.20}$$

N = 400 para arena compacta

Sabemos que E = 158113 kg/cm²

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (30)^4}{64} = 39,760.78 \text{ cm}^4$$

$$EI = 6,286,696,528 \text{ kg/cm}^2 = 628.265 \text{ T/m}^2$$

$$Le = 1.8 \left(\frac{6286,696,528}{400} \right)^{0.20} = 50 \text{ cm}$$

como suelo cohesivo:

$$K_{sv} = 4 \text{ kg/cm}^3$$

$$K = K_s/B; B = 0.30 \text{ m}; K = \frac{4000 \text{ t/m}^3}{0.3} = 13,333.33 \text{ T/m}^3$$

$$K_v = 13,333 \text{ T/m}^2$$

Considerando $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$:

$$K_h = 1.5 K_v = 1.5(13333.33) = 20,000 \text{ T/m}^3$$

$$Le = 1.4 \left(\frac{628.265}{(20000)(0.3)} \right)^{1/4} = 0.80$$

$$\text{promedio} = \frac{80 + 50}{2} = 65 \text{ cm}$$

considerando una excentricidad accidental por ser pilotes colados en sitio = $D/8$

$$e_{acc} = 0.30/8 = 0.0375 \text{ m}$$

$$\text{Momento por excentricidad} = (18.56)(0.0375) = 0.696 \text{ T-m}$$

Momento por efecto de la fuerza cortante

$$V = 3.12 \text{ Ton}$$

$$M_v = (3.12)(0.65) = 2.03 \text{ T-m}$$

$$\text{Momento total} = 39.98 + 0.696 = 40.70 \text{ T-m}$$

Fuerzas internas de diseño

$$P_i = \frac{W}{n} + \frac{Mx_i}{\sum x_i^2}$$

$$n = 4$$

$$\sum x_i^2 = 2[(-0.45)^2 + 0 + (0.45)^2] = 0.81$$

$$x_i = 0.45$$

$$P_i = \frac{18.56}{4} + \frac{40.70(-0.45)}{0.81} = -17.97 \text{ Ton}$$

La fuerza cortante es absorbida en partes iguales por cada uno de los cuatro pilotes y produce un momento flexionante de:

$$M_i = VL = \frac{(3.12)}{4}(0.65) = 0.507 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{tot}} = 0.507 + 0.696 + 2.03 = 3.233 \text{ T-m}$$

Dimensionamiento

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

Recubrimiento = 5 cm

Acero perimetral

$$D = 30 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$d/D = 0.20/0.30 = 0.667 < 0.75 \text{ por tanto } d/D = 0.75$$

$$M = P e; \quad e = \frac{M}{P}; \quad e = \frac{3.233 \times 10^5}{18.56 \times 10^3} = 17.42 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{D} = \frac{17.42}{30} = 0.87$$

por tanto, $q = 0.20$

$$p = \frac{(0.2)(170)}{4200} = 0.0081 > P_{\text{min}} = 0.00476$$

$$A_s = \frac{p \Pi D^2}{4} = \frac{(0.0081)(\Pi)(30)^2}{4} = 5.72 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se ocuparán 8 vars # 3.

Diseño de la zapata piloteada:

Proponiendo el peralte efectivo mínimo de $d=25 \text{ cm}$ y $h=30 \text{ cm}$

No se revisará por cortante como viga ancha, ya que este efecto no es significativo debido a que la sección crítica queda a $d/2$ y queda dentro de la influencia del eje del pilote.

Cortante por penetración:

$$P = \frac{P_t \left(\frac{dp}{2} \pm X \right)}{dp}$$

$$P = \frac{(18.56) \left(\frac{30}{2} - 12.5 \right)}{30} = 1.55 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4 P_u = 4(1.55) = 6.20 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\alpha C_{AB} M_u}{J_c} \leq v_{CR}$$

$$b_o = 2 [(C_1 + d) + (C_2 + d)]$$

$$b_o = 2 [(80 + 25) + (80 + 25)] = 420 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{105}{105}}} = 0.401$$

$$C_{AB} = \frac{C_1 + d}{2} = \frac{105}{2} = 52.5 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{d(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{(25)(105)(25)^3}{6} + \frac{(105)(25)^3}{6} + \frac{(25)(105)(105)^2}{2} = 21,579,687.5 \text{ cm}^4$$

$$v_u = \frac{6200}{(420)(25)} + \frac{(0.401)(52.5)(40.7 \times 10^5)}{21,579,687.5} = 4.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^* c} = 0.7 \sqrt{212.5} = 10.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 4.56 \text{ kg/cm}^2 < v_{CR} = 10.20 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se acepta el peralte propuesto y no necesita adicional por cortante.

Diseño por flexión

$$p = \frac{f'' c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f'' c}} \right]$$

$$p = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(40.70 \times 10^5)}{0.9(210)(25)^2(170)}} \right] = 0.009263 < P_{\max} = 0.75 P_b = 0.01428$$

$$A_s = (0.009263)(210)(25) = 48.63 \text{ cm}^2$$

Si proponemos varilla del # 6; $a_0 = 2.85 \text{ cm}^2$ entonces se utilizarán 17 varillas .

Entonces: Vars # 6 @ 12 cm c.a.c ambos sentidos

Acero por temperatura:

$$A_{s_t} = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} (100)$$

$$A_{s_t} = \frac{660(30)}{4200(130)} (100)(1.5)(1.5) = 8.16 \text{ cm}^2$$

Nota: Los factores de 1.5 son debido a que se está considerando concreto bombeado y a que la zapata está en contacto directo con el terreno.

se usarán var # 3 @ 20 cm c.a.c

El armado transversal:

$$p = \frac{1.32 A_s}{\pi D^2}; \quad p = \frac{1.32(45.94)}{\pi(85)^2} = 0.00267$$

$$p = 0.00267 < 0.01$$

$$V_{cr} = F_R b d (0.20 + 30p) \sqrt{f^* c} \left[1 - 0.03 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$$

$$V_{cr} = (0.8)(706.86)(0.2 + 30(0.00267)) \sqrt{212.5} \left[1 - 0.03 \left(\frac{1550}{706.86} \right) \right] = 729.95 \text{ kg}$$

$$V_u = 780 \text{ kg}$$

$$V_{cr} > V_u$$

$$S_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{4200}} (0.95) = 12.5 \text{ cm} \\ 48\phi_{est} = 48(0.56) = 27 \text{ cm} \\ \frac{1}{2}\phi_{pila} = 15 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Por lo tanto, se usarán estribos del # 3 a cada 12 cm.

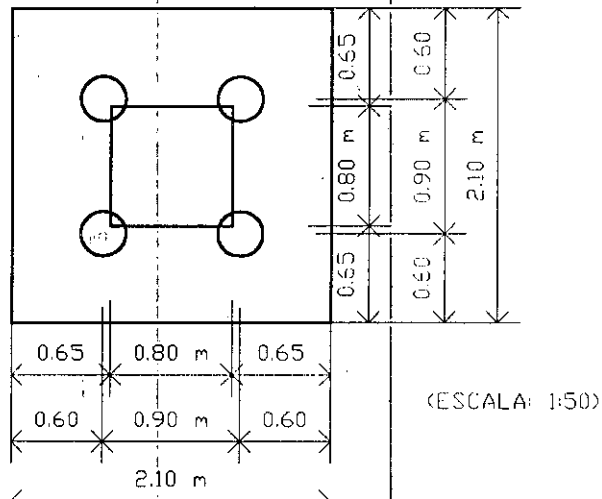
En las zonas de confinamiento la separación anterior se reduce a la mitad.

Ubicación de zonas de confinamiento.

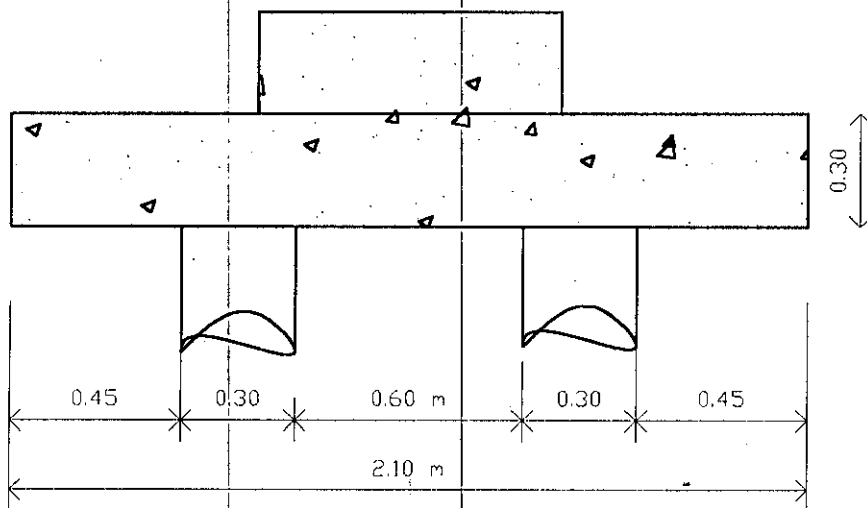
$$Z_c \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{Dimensión transversal máxima del pilote} = 40 \text{ cm} \\ 1/6 \text{ de altura libre} = 75 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Rige $Z_c = 75 \text{ cm}$ en extremos del pilote

CIMENTACIÓN DEL ANUNCIO DE DOBLE VISTA.



PLANTA.

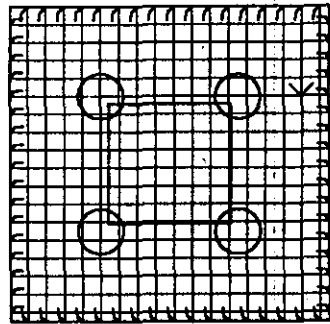


ELEVACIÓN

(ESCALA: 1:20)

FIGURA No P-4.

DETALLE DE ARMADO.



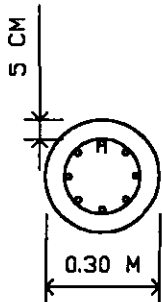
ZAPATA

EST.#2.5@6CM C.A.C
Y VARS#3

VARILLA #6
@ 12 C.M C.A.C
AMBOS SENTIDOS.

(ESCALA 1:50)

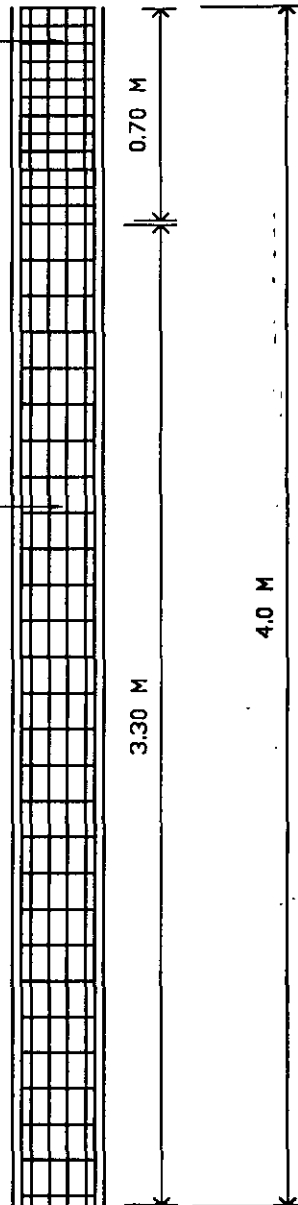
VAR.S.#3 Y EST#2.5@12 CM



VARILLAS #3

(ESCALA 1:20)

PILOTES



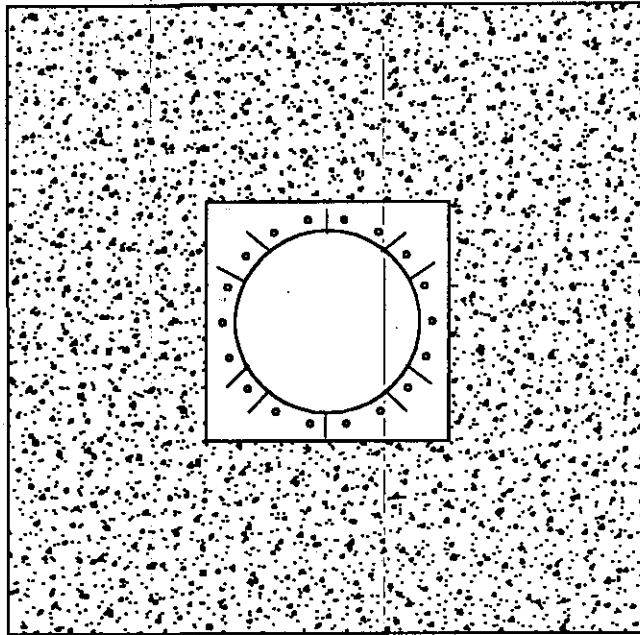
0.70 M

3.30 M

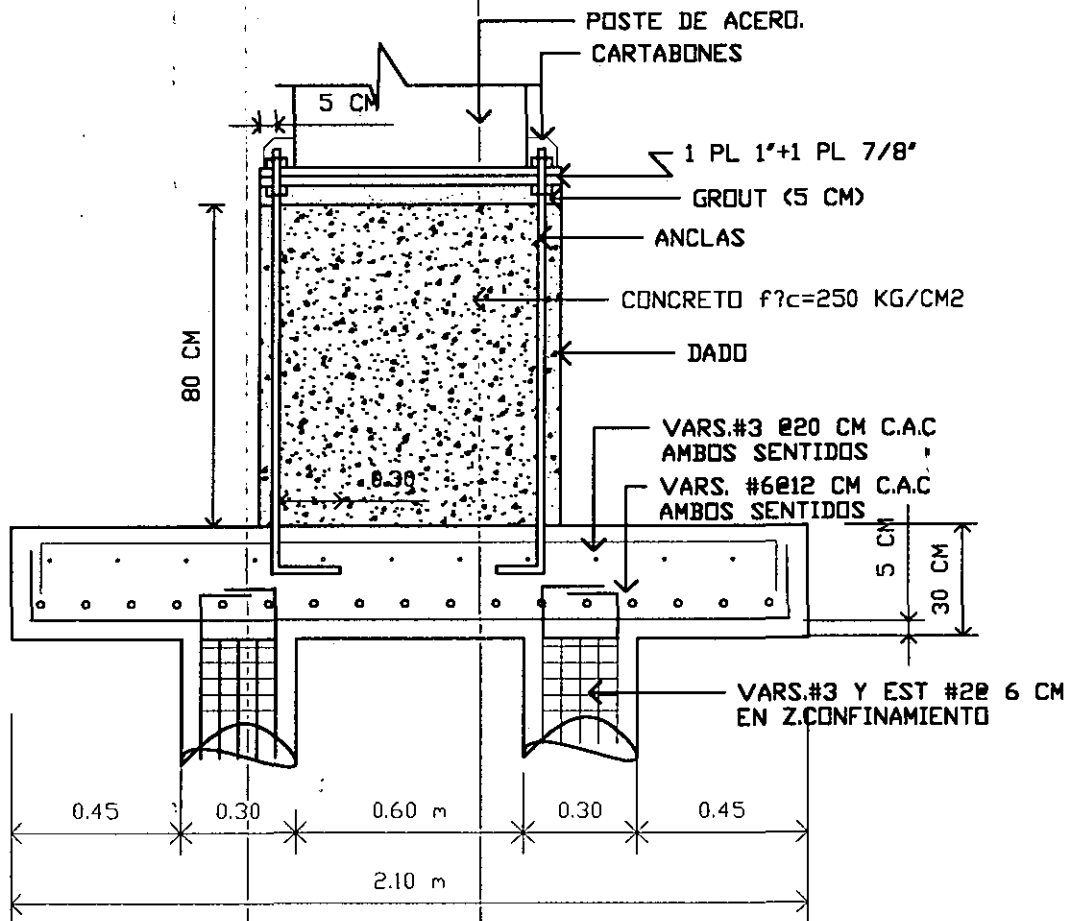
4.0 M

ESC. 1:25

FIGURA No P-5.



PLACA BASE CON
CARTABONES Y
TORNILLOS.
(ESCALA 1:25)



ELEVACIÓN

(ESCALA: 1:20)

FIGURA No P-6.

Para el anuncio de tres vistas rectangular:

REACCIONES EN EL APOYO PARA ANUNCIO TRES VISTAS RECTANGULAR.

NUDO	EDO.CARGA	NOMBRE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	Cargas perm.	0	20.84	0	-0.18	0	17.41
	2	Viento perp.	0	0	3.07	52.01	-0.78	0
	3	Viento diagonal	0	0	2.17	36.09	-0.56	0
	4	Sismo x	-1.33	0	0	0	0	35.72
	5	Sismo z	0	0	1.33	35.72	0	0
	6	C.perm.+V90°	0	15.63	2.3	38.87	-0.59	13.06
	7	C.perm.+V45°	0	15.63	1.63	27.39	-0.42	13.06
	8	Cp+sx+0.5sz	-1	15.63	0.5	13.26	0	39.85
	9	Cp+sx-0.5sz	-1	15.63	-0.5	-13.53	0	39.85
	10	Cp-sx+0.5sz	1	15.63	0.5	13.26	0	-13.7
	11	Cp-sx-0.5sz	1	15.63	-0.5	-13.53	0	-13.7
	12	Cp+sz+0.5sx	-0.5	15.63	1	26.66	0	26.45
	13	Cp+sz-0.5sx	0.5	15.63	1	26.66	0	-0.34
	14	Cp-sz+0.5sx	-0.5	15.63	-1	-26.92	0	26.45
	15	Cp-sz-0.5sx	0.5	15.63	-1	-26.92	0	-0.34

TABLA A-8.

Fuente: Elaboración propia.

Este se ubicará en el libramiento entronque Pátzcuaro, también se propusieron pilotes de fricción de 0.40 m de diámetro, y los estratos por los que atraviesa son los siguientes:

Estrato # 1.

Limo arenoso plástico (MH) color café oscuro amarillento de consistencia natural muy firme.

Df=1.0 m

c=4.4 T/m²

φ=12.5°

γ =1.61 T/m³

Estrato # 2.

Limo arenoso plástico (MH) color café rojizo de consistencia natural muy firme.

Df=1.5 m

c=4.7 T/m²

φ=9°

γ =1.57 T/m³

Estrato # 3.

Arcilla limosa color amarillento de consistencia media de alta plasticidad.

$$D_f = 1.5 \text{ m}$$

$$c = 5.3 \text{ T/m}^2$$

$$\phi = 12^\circ$$

$$\gamma = 1.63 \text{ T/m}^3$$

Continuando con el mismo procedimiento anterior.

Para el estrato 1.

$$F_R = \alpha K_0 \gamma z \tan \delta$$

$$\alpha = 2$$

$$K_0 = 0.5$$

$$\delta = 2/3(12.5) = 8.33^\circ$$

$$\gamma = 1.61 \text{ T/m}^3$$

$$z = 1.0 \text{ m}$$

$$F_R = (2)(0.5)(1.61)(1.0) \tan 8.33^\circ = 0.24$$

$$Q = \Pi D F_R L$$

$$Q = \Pi(0.40)((0.24)(1.0)) = 0.30 \text{ Ton}$$

Ahora como cohesivo

Ahora como tipo cohesivo:

$$c = 4.4 \text{ T/m}^3 ; f_r = 4.4 \text{ T/m}^2$$

$$Q = \Pi D f_r L$$

$$Q = \Pi (0.40)(1.0)(4.4) = 5.53 \text{ Ton}$$

Combinando

$$Q = 0.30 + 5.53 = 5.83 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso pilote} = \frac{\Pi(0.40)^2}{4} (1.0)(2.4) = 0.301 \text{ Ton}$$

$$5.83 - 0.30 = 5.53 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = 5.53/2 = 2.77 \text{ Ton}$$

Para el estrato 2.

$$F_R = \alpha K_0 \gamma z \tan \delta$$

$$\alpha = 2$$

$$K_0 = 0.5$$

$$\phi = 9^\circ$$

$$\delta = 2/3(9) = 6^\circ$$

$$\gamma = 1.57 \text{ T/m}^3$$

$$z = 1.5 \text{ m}$$

$$F_R = (2)(0.5)(1.57)(1.5) \tan 6^\circ = 0.25$$

$$Q = \pi D F_R L$$

$$Q = \pi(0.40)((0.25)(1.5)) = 0.47 \text{ Ton}$$

Ahora como cohesivo

Ahora como tipo cohesivo:

$$c = 4.7 \text{ T/m}^3 ; f_r = 4.33 \text{ T/m}^2$$

$$Q = \pi D f_r L$$

$$Q = \pi (0.40)(1.5)(4.33) = 8.15 \text{ Ton}$$

Combinando

$$Q = 0.47 + 8.15 = 8.62 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso pilote} = \frac{\pi(0.40)^2}{4} (1.5)(2.4) = 0.45 \text{ Ton}$$

$$8.62 - 0.45 = 8.17 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = 8.17 / 2 = 4.085 \text{ Ton}$$

Estrato 3.

$$F_R = \alpha K_0 \gamma z \tan \delta$$

$$\alpha = 2$$

$$K_0 = 0.5$$

$$\phi = 12^\circ$$

$$\delta = 2/3(12) = 8.0^\circ$$

$$\gamma = 1.63 \text{ T/m}^3$$

$$z = 1.5 \text{ m}$$

$$F_R = (2)(0.5)(1.63)(1.5) \tan 8.0^\circ = 0.34$$

$$Q = \pi D F_R L$$

$$Q = \pi(0.40)((0.34)(1.5)) = 0.64 \text{ Ton}$$

Ahora como cohesivo

Ahora como tipo cohesivo:

$$c = 5.3 \text{ T/m}^3 ; f_r = 4.17 \text{ T/m}^2$$

$$Q = \pi D f_r L$$

$$Q = \pi (0.40)(1.5)(4.17) = 7.87 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso pilote} = \frac{\pi(0.40)^2}{4} (1.5)(2.4) = 0.45 \text{ Ton}$$

$$7.87+0.64=8.51 \text{ Ton}$$

$$8.51-0.45=8.06 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = 8.06/2=4.03 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm_{tot}} = 4.03+4.085+277=10.89 \text{ Ton/pilotex4pilotes}=43.56 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga axial} = 20.84 \text{ Ton}$$

$$\text{Zapata supuesta} = 2.8 \times 2.8 \times 0.30 \times 2.4 = 1.92 \text{ Ton}$$

$$\text{Dado supuesto} = 1 \times 1 \times 0.8 \times 2.4 = 1.92 \text{ Ton}$$

$$\text{Descarga total} = 20.84 + 5.65 + 1.92 = 28.41 \text{ Ton}$$

$$P = 28.41 \text{ Ton}$$

La longitud equivalente de empotramiento se obtendrá como el procedimiento anterior.

Como suelo friccionante:

$$L_e = 1.80 \left(\frac{EI}{N} \right)^{0.20}$$

N = 400 para arena compacta
Sabemos que E = 158113 kg/cm²

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (40)^4}{64} = 125,663.71 \text{ cm}^4 = 0.0012566 \text{ m}^4$$

$$EI = 1.9869 \times 10^{10} \text{ kg/cm}^2 = 1986.906 \text{ T/m}^2$$

$$L_e = 1.8 \left(\frac{1.9869 \times 10^{10}}{400} \right)^{0.20} = 62.30 \text{ cm}$$

como suelo cohesivo:

$$K_{sv} = 1.3 \text{ kg/cm}^3$$

$$K = K_s/B; B = 0.40 \text{ m}; K = \frac{1300 \text{ t/m}^3}{0.4} = 3250 \text{ T/m}^3$$

$$K_v = 3250 \text{ T/m}^2$$

Considerando f'c = 250 kg/cm²

$$K_h = 1.5 \quad K_v = 1.5(3250) = 4875 \text{ T/m}^3$$

$$L_e = 1.4 \left(\frac{1986.906}{(4875)(0.4)} \right)^{1/4} = 1.40 \text{ m}$$

$$\text{promedio} = \frac{1.4 + 0.623}{2} = 1.0 \text{ m}$$

considerando una excentricidad accidental por ser pilotes colados en sitio = $D/8$

$$e_{acc} = 0.40/8 = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Momento por excentricidad} = (28.41)(0.05) = 1.42 \text{ T-m}$$

Momento por efecto de la fuerza cortante

$$V = 3.07 \text{ Ton}$$

$$M_v = (3.07)(1.0) = 3.07 \text{ T-m}$$

$$\text{Momento total} = 52.01 + 1.42 + 3.07 = 56.5 \text{ T-m}$$

Fuerzas internas de diseño

$$P_i = \frac{W}{n} + \frac{Mx_i}{\sum x_i^2}$$

$$n = 4$$

$$\sum x_i^2 = 2[(-0.60)^2 + 0 + (0.60)^2] = 1.44$$

$$x_i = 0.60$$

$$P_i = \frac{28.41}{4} + \frac{56.5(-0.60)}{1.44} = -16.44 \text{ Ton}$$

La fuerza cortante es absorbida en partes iguales por cada uno de los cuatro pilotes y produce un momento flexionante de:

$$M_i = VL = \frac{(3.07)}{4}(1.0) = 0.768 \text{ T-m}$$

$$M_{tot} = 0.768 + 1.42 + 3.07 = 5.26 \text{ T-m}$$

Dimensionamiento

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

Recubrimiento = 5 cm

Acero perimetral

$$D = 40 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$K = \frac{P}{F_r D^2 f'c}; \quad K = \frac{28410}{(0.7)(40)^2 (170)} = 0.15$$

$$R = \frac{M}{f_r D^3 f'c} = \frac{5.26 \times 10^5}{(0.7)(40)^3 (170)} = 0.07$$

$$d/D = 0.30/0.40 = 0.75$$

$$M = P e; \quad e = \frac{M}{P}; \quad e = \frac{5.26 \times 10^5}{28.4 \times 10^3} = 18.51 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{D} = \frac{18.51}{40} = 0.46$$

por tanto, $q = 0.20$

$$p = \frac{q f'c}{fy} = \frac{(0.20)(170)}{4200} = 0.0081$$

$$p = \frac{4 A_s}{\pi D^2}; \quad A_s = \frac{p \pi D^2}{4} = \frac{(0.0081)(\pi)(40)^2}{4} = 10.17 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se proponen 8 varillas #4 para los pilotes...

Cálculo de la zapata piloteada:

Proponiendo una altura h de la zapata igual a 30 cm y un peralte efectivo de 25 cm, es decir:

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

La sección crítica está a $d/2$ del eje del pilote, es decir a 12.5 cm, por lo tanto, queda dentro del pilote y no es necesario revisar la zapata como viga ancha ya que este efecto no es significativo cuando sucede esta condición en la zapata piloteada.

Entonces para revisar cortante por penetración procedemos de la manera siguiente:

$$P = \frac{P_t \left(\frac{dp}{2} \pm X \right)}{dp}$$

donde: dp = diámetro del pilote

X = distancia del eje del pilote a la sección crítica por penetración

$$P = \frac{28.41 \left(\frac{40}{2} - 12.5 \right)}{40} = 5.33 \text{ Ton}$$

$$Vu = 4Pu = 4 (5.33) = 21.32 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{Vu}{b_o d} + \frac{\alpha C_{AB} Mu}{J_c} \leq v_{CR}$$

$$b_o = 2 [(C_1 + d) + (C_2 + d)]$$

b_o = perímetro de penetración

C_1 y C_2 son los lados corto y largo del dado.
 d es el peralte efectivo de la zapata.

$$b_o = 2 [(100 + 25) + (100 + 25)] = 500 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{125}{125}}} = 0.401$$

$$C_{AB} = \frac{C_1 + d}{2} = \frac{125}{2} = 62.5 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{d(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

Donde: J_c es el momento polar de inercia de la sección penetrada.

$$J_c = \frac{(25)(125)(25)^3}{6} + \frac{(125)(25)^3}{6} + \frac{(25)(125)(125)^2}{2} = 32,877,604.17 \text{ cm}^4$$

$$v_u = \frac{21310}{(500)(25)} + \frac{(0.401)(62.5)(56.5 \times 10^5)}{32,877,604.17} = 6.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^* c} = 0.7 \sqrt{212.5} = 10.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 6.01 \text{ kg/cm}^2 < v_{CR} = 10.20 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se acepta el peralte propuesto y no necesita adicional por cortante.

Diseño por flexión

$$p = \frac{f'' c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f'' c}} \right]$$

$$p = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(56.5 \times 10^5)}{0.9(280)(25)^2 (170)}} \right] = 0.0075 < P_{\max} = 0.01428$$

$$A_s = (0.0075)(280)(25) = 52.53 \text{ cm}^2$$

Si proponemos varilla del # 6; $a_0 = 2.85 \text{ cm}^2$ entonces se utilizarán 18 varillas .
Entonces: Vars # 6 @ 14 cm c.a.c ambos sentidos

Acero por temperatura:

$$A_{st} = \frac{660X1}{f_y(X1+100)}(100)$$

$$A_{st} = \frac{660(30)}{4200(130)}(100)(1.5)(1.5) = 8.16 \text{ cm}^2$$

Nota: Los valores de 1.5 corresponden a que se consideró concreto bombeado ya que el elemento está en contacto directo con el suelo.

se usarán var # 3 @ 20 cm c.a.c

Obteniendo el armado transversal de los pilotes:

$$P = \frac{1.32A_s}{\pi D^2}; \quad P = \frac{1.32(10.17)}{\pi(40)^2} = 0.00267$$

como $P=0.00267 < 0.01$

$$V_{cr} = F_r b d (0.20 + 30P) \sqrt{f'_c} \left[1 - 0.03 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$$

$$V_{\text{diseño}} = 3.07 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{pilote}} = 0.7675 \text{ Ton}$$

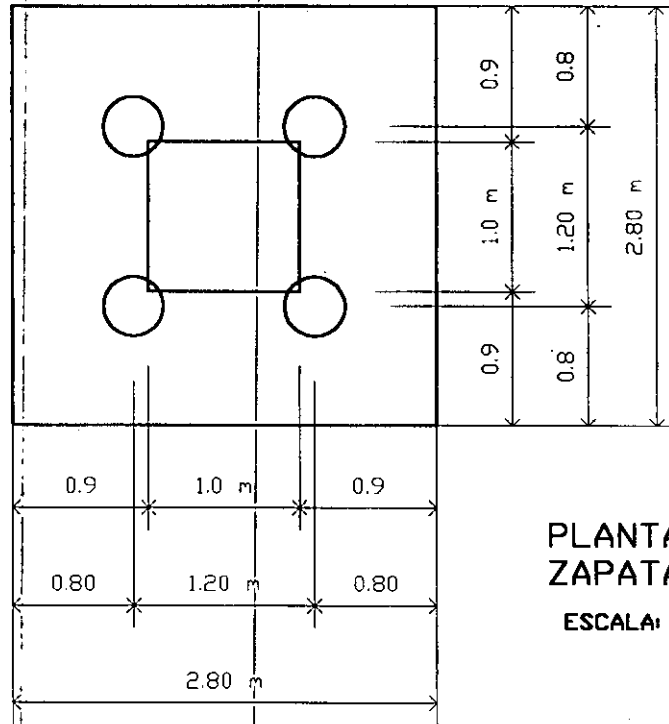
$$V_{cr} = (0.80)(1256.64)(0.20 + 30(0.00267)) \sqrt{212.5} \left[1 - \left(\frac{5330}{1256.64} \right) \right] =$$

$$V_{cr} = 1220 \text{ kg} > V = 767.5 \text{ kg}$$

Separación de estribos:

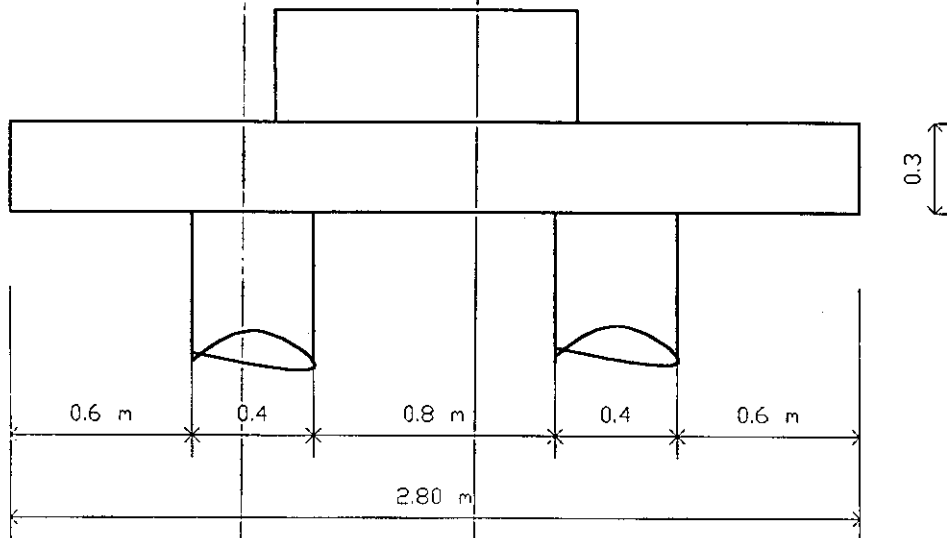
$$S_{nec} = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

CIMENTACIÓN DE ANUNCIO DE TRES VISTAS RECTANGULAR.



PLANTA
ZAPATA PILOTEADA.

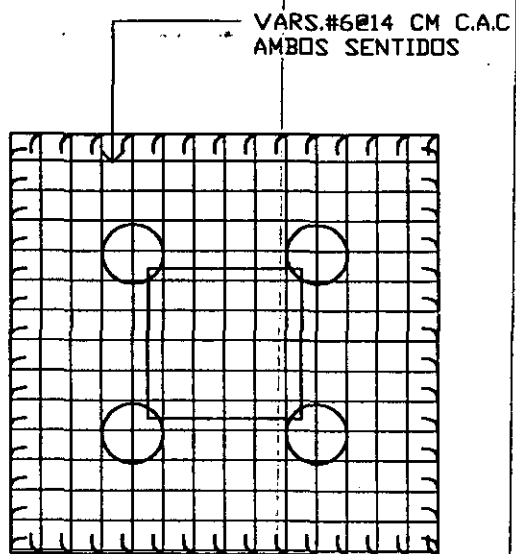
ESCALA: 1:50



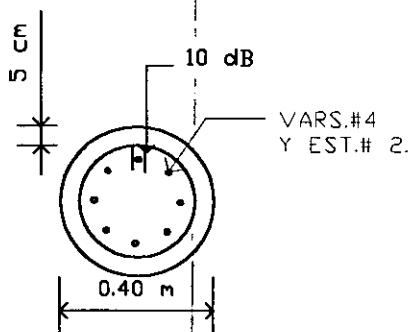
ELEVACIÓN
(ESCALA: 1:25)

FIGURA No P-7.

DETALLE DE ARMADO.

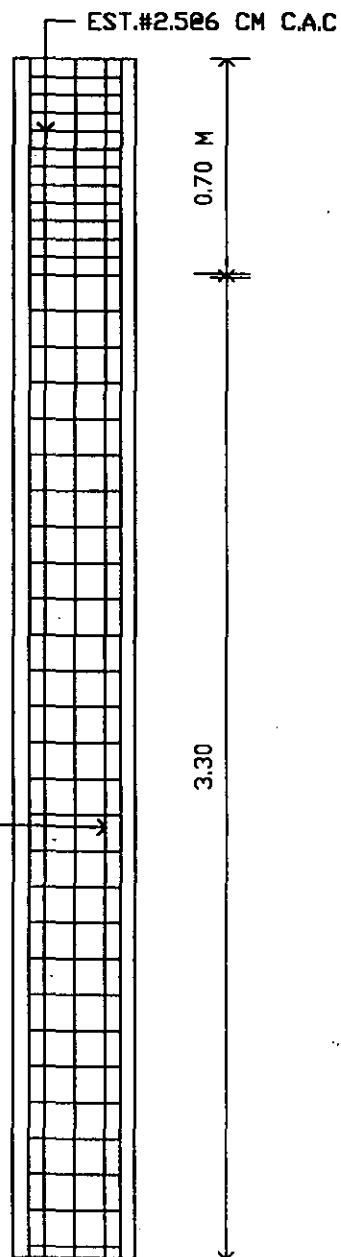


ZAPATA
(ESCALA: 150)



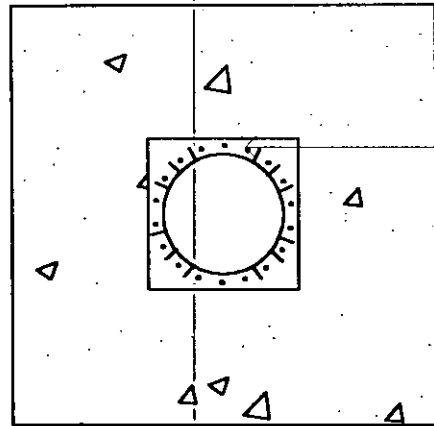
(ESCALA: 120)

EST.#2.5@12 CM C.A.C
Y VARS.#4

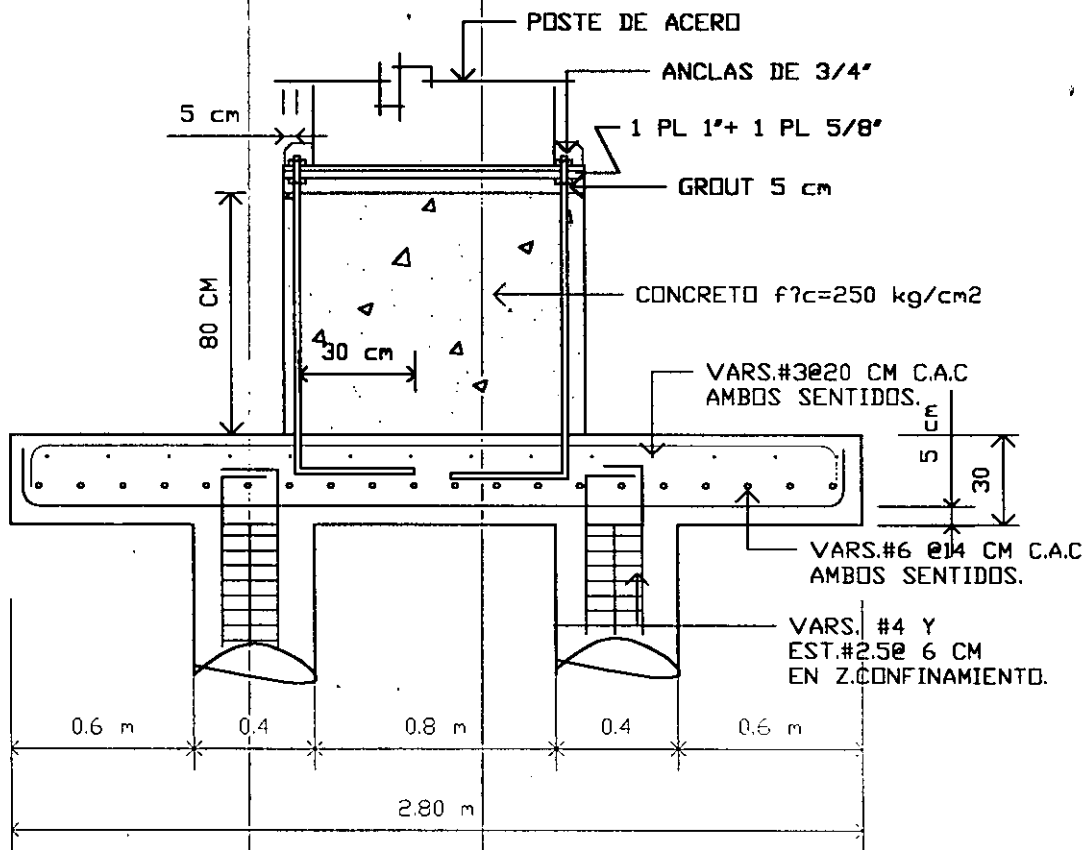


PILOTES.

ESC. 1.25



PLACA BASE CON
CARTABONES
(ESCALA: 1:50)



ELEVACIÓN
(ESCALA: 1:25)

FIGURA No P-9.

$$S_{\max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} (0.95) = 12.5 \text{ cm} \\ 48\phi_{est.} = 48(0.56) = 27 \text{ cm} \\ 1/2\phi_{pila} = 1/2(40) = 20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Por lo tanto se usarán estribos del # 3 @ 12 cm c.a.c.

En las zonas de confinamiento la separación máxima será la mitad de la separación anterior, que es $S_{\max} = 6 \text{ cm}$.

Ubicación de zonas de confinamiento:

$$Z_c \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{Dimensión transversal máxima del pilote} = 40 \text{ cm} \\ 1/6 \text{ de altura libre} = 70 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Rige $Z_c = 70 \text{ cm}$ en extremos del pilote.

PLACAS BASE

Para el anuncio triangular.

$$\begin{aligned} P &= 24.64 \text{ Ton} \\ M &= 108.21 \text{ T-m} \\ F'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ V &= 5.14 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{BD^2}{6} = \frac{(140)(140)^2}{6} = 457,333.33 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{24640}{(140)^2} \pm \frac{108.21 \times 10^5}{457,333.33} = \left\{ \begin{array}{l} f_1 = 1.26 + 23.66 = 24.92 \text{ kg/cm}^2 \\ f_2 = 1.26 - 23.66 = -22.40 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

Esfuerzo a compresión del concreto:

$F_p = 0.25(250) = 62.5 \text{ kg/cm}^2$ (porque la placa ocupa mas del 33% de la superficie del dado).

$$f = 24.92 \text{ kg/cm}^2 < F_p = 62.5 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando :

$F = 5 \text{ cm}$ (Distancia del borde de la placa al centro del agujero más próximo)

$G = 67.5 \text{ cm}$ (Distancia del agujero para el ancla al centro de la placa)

Por equilibrio:

$$\Sigma F_y = 0;$$

$$T + P - C = 0$$

$$T + 24640 - \frac{1}{2} Kd(24.92)(140) = 0$$

$$T + 24640 - 1744.4Kd = 0 \quad \text{Ec.\#1}$$

$$\Sigma M_{\text{centroplaca}} = 0; \curvearrowright +$$

$$TG + C \left(\frac{D}{2} - \frac{Kd}{3} \right) - 108.21 \times 10^5 = 0$$

$$67.5T + 1744.4Kd \left(70 - \frac{Kd}{3} \right) - 108.21 \times 10^5 = 0$$

$$67.5T + 122,108Kd - 581.47Kd^2 - 108.21 \times 10^5 = 0$$

$$T + 1809.0Kd - 8.614Kd^2 - 160,311.11 = 0 \quad \text{Ec.\#2}$$

despejando "T" de ec#1 y sust. en ec.#2.

$$T = 1744.4Kd - 24,640$$

$$1744Kd - 24640 + 1809Kd - 8.614Kd^2 - 160,311.11 = 0$$

$$-8.614Kd^2 + 3553.4Kd - 135,671.11 = 0$$

$$8.614Kd^2 - 3553.4Kd + 135,671.11 = 0$$

Resolviendo...

$$Kd = 42.57 \text{ cm}$$

sust. en ec.#1

$$T + 24640 - 1744.4(42.57) = 0$$

$$T = 49,619.11 \text{ Kg}$$

Como se consideró una distribución lineal de presiones bajo la placa, obtendremos la pendiente de esa distribución para proceder a calcular el espesor de la placa.

$$m = \frac{24.92}{42.57} = 0.58$$

La ecuación de carga será entonces :

$$q = 24.92 - 0.58X$$

Por integración, obtenemos la ecuación de cortante:

$$V = 24.92X - \frac{0.58X^2}{2}$$

Por integración obtenemos la de momentos

$$M = \frac{24.92X^2}{2} - \frac{0.58X^3}{6}$$

en $X = 32 \text{ cm}$

$$M = \frac{24.92(32)^2}{2} - \frac{0.58(32)^3}{6} = 9591.5 \text{ kg} - \text{cm}$$

Esfuerzo permisible de flexión: $F_b = 1897.5 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Espesor de placa :

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6(9591.5)}{1897.5}} = 5.50 \text{ cm}$$

Por tanto, se usarán: 1 placa de 1" esp. + 1 placa de 1 ¼" de espesor.

Anclas:

Se proponen anclas de $\frac{3}{4}$ " de diámetro.

$$A_e = 0.7854 \left[\phi - \frac{2.4747}{N} \right]^2 = 0.7854 \left[1.91 - \frac{2.4747}{10} \right]^2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

N = número de roscas por cada 25mm

A_e = Area efectiva de una sola ancla

$$F_t = 0.6 f_y = 0.6(2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{No de anclas} = \frac{T}{A_e F_t} = \frac{49619.11}{(2.17)(1518)} = 15.27 = 16 \text{ anclas}$$

Verificand o esfuerzo por cor tan te :

$$F_v = 0.4 f_y = (0.4)(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{5140}{(16)(2.17)} = 148.04 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Longitud de anclas :

$$\mu = \frac{6.4\sqrt{f'c}}{\phi} \leq 17$$

$$\mu = \frac{6.4\sqrt{250}}{1.91} = 53.26 > 17$$

por lo tanto : $\mu = 17$

$$L_a = \frac{\phi f_y}{4\mu}$$

$$L_a = \frac{(1.91)(2530)}{(4)(17)} = 70.7 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

Cartabones:

Utilizando los esfuerzos de la distribución lineal de presiones, tenemos que:

$$f_1 = 24.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -22.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 f_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Interpolando para una distancia de 17.57 cm nos resulta un esfuerzo de 13.15 kg/cm².

Entonces, el esfuerzo promedio será:

$$f_p = \frac{22.4 + 13.15}{2} = 17.78 \text{ kg/cm}^2$$

Área tributaria del cartabón mas critico = 360 cm^2

$$F_{za} = (17.78)(360) = 6400 \text{ kg}$$

$$F_{za} = V = 6400 \text{ kg}$$

$$F_v = 0.4f_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo un espesor de cartabón de: $t = 3/8" = 10 \text{ mm}$ y una longitud de 10 cm .

$$A_{V_{\text{cartabón}}} = (1.0)(10) = 10 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{6400}{(10)(10)} = 64 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Resumiendo:

Se utilizarán 16 anclas de $3/4"$ de acero redondo con una longitud de 70 cm cada una y 10 cartabones con una longitud de 10 cm y un espesor de $3/8"$

Para el anuncio de doble vista.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{BD^2}{6} = \frac{(80)(80)^2}{6} = 85,333.33 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{14160}{(80)^2} \pm \frac{39.98 \times 10^5}{85,333.33} = \left\{ \begin{array}{l} f_1 = 2.21 + 46.85 = 49.06 \text{ kg/cm}^2 \\ f_2 = 2.21 - 46.85 = -44.64 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

Esfuerzo a compresión del concreto:

$F_p = 0.25(250) = 62.5 \text{ kg/cm}^2$ (porque la placa ocupa mas del 33% de la superficie del dado).

$$f = 49.06 \text{ kg/cm}^2 < F_p = 62.5 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando :

F= 5 cm

G= 35 cm

Por equilibrio:

$$\Sigma F_y = 0;$$

$$T + P - C = 0$$

$$T + 14160 - \frac{1}{2} Kd(49.06)(80) = 0$$

$$T + 14160 - 1962.4Kd = 0 \quad Ec.\#1$$

$$\Sigma M_{centroplaca} = 0; \curvearrowright +$$

$$TG + C\left(\frac{D}{2} - \frac{Kd}{3}\right) - 39.98 \times 10^5 = 0$$

$$35T + 1962.4Kd\left(40 - \frac{Kd}{3}\right) - 39.98 \times 10^5 = 0$$

$$35T + 78496Kd - 654.13Kd^2 - 39.98 \times 10^5 = 0$$

$$T + 2242.74Kd - 18.69Kd^2 - 114,228.57 = 0 \quad Ec.\#2$$

despejando "T" de ec.#1 y sust. en ec.#2.

$$T = 1962.4Kd - 14160$$

$$1962.4Kd - 14160 + 2242.74Kd - 18.69Kd^2 - 114228.57 = 0$$

$$-18.69Kd^2 + 4205.14Kd - 128388.57 = 0$$

$$18.69Kd^2 - 4205.14Kd + 128388.57 = 0$$

Re solviendo...

$$Kd = 36.43 \text{ cm}$$

sust. en ec.#1

$$T + 14160 - 1962.4(36.43) = 0$$

$$T = 57,330.23 \text{ Kg}$$

Como se consideró una distribución lineal de presiones bajo la placa, obtendremos la pendiente de esa distribución para proceder a calcular el espesor de la placa.

$$m = \frac{49.06}{36.43} = 1.35$$

La ecuación de carga será entonces :

$$q = 49.06 - 1.35X$$

Por integración, obtenemos la ecuación de cortante:

$$V = 49.06X - \frac{1.35X^2}{2}$$

Por integración obtenemos la de momentos

$$M = \frac{49.06X^2}{2} - \frac{1.35X^3}{6}$$

en $X = 18 \text{ cm}$

$$M = \frac{49.06(18)^2}{2} - \frac{1.35(18)^3}{6} = 6635.52 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Esfuerzo permisible de flexión: $F_b = 1897.5 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Espesor de placa :

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6(6635.52)}{1897.5}} = 4.58 \text{ cm}$$

Por tanto, se usarán: 1 placa de 1" esp. +1 placa de 7/8" de espesor.

Anclas:

Se proponen anclas de 3/4" de diámetro.

$$A_e = 0.7854 \left[\phi - \frac{2.4747}{N} \right]^2 = 0.7854 \left[1.91 - \frac{2.4747}{10} \right]^2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

N = número de roscas por cada 25mm

A_e = Area efectiva de una sola ancla

$$F_t = 0.6 f_y = 0.6(2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{No de anclas} = \frac{T}{A_e F_t} = \frac{57330.23}{(2.17)(1518)} = 17.64 = 18 \text{ anclas}$$

Verificando esfuerzo por cortante:

$$F_v = 0.4 f_y = (0.4)(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3120}{(18)(2.17)} = 81 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Longitud de anclas:

$$\mu = \frac{6.4 \sqrt{f'c}}{\phi} \leq 17$$

$$\mu = \frac{6.4 \sqrt{250}}{1.91} = 53.26 > 17$$

por lo tanto: $\mu = 17$

$$L_a = \frac{\phi f_y}{4 \mu}$$

$$L_a = \frac{(1.91)(2530)}{(4)(17)} = 70.7 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

Cartabones:

Utilizando los esfuerzos de la distribución lineal de presiones, tenemos que:

$$f_1 = 49.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -44.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 f_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Interpolando para una distancia de 26.43 cm nos resulta un esfuerzo de 32.39 kg/cm².

Entonces, el esfuerzo promedio será:

$$f_p = \frac{44.64 + 32.39}{2} = 38.67 \text{ kg/cm}^2$$

Área tributaria del cartabón mas critico = 252 cm²

$$Fza = (38.67)(252) = 9744.84 \text{ kg}$$

$$Fza = V = 9744.84 \text{ kg}$$

$$Fv = 0.4fy = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo un espesor de cartabón de: $t = 3/8" = 10 \text{ mm}$ y una longitud de 10 cm.

$$AV_{\text{cartabón}} = (1.0)(10) = 10 \text{ cm}^2$$

$$fv = \frac{9744.8}{(10)(10)} = 97.5 \text{ kg/cm}^2 < Fv = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Resumiendo:

Se utilizarán 18 anclas de $3/4"$ de acero redondo con longitud de 70 cm cada una y 10 cartabones de $3/8"$ de espesor con una longitud de 10 cm.

Para el anuncio rectangular de tres vistas.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{BD^2}{6} = \frac{(100)(100)^2}{6} = 166,666.67 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{20840}{(100)^2} \pm \frac{52.01 \times 10^5}{166,666.67} = \left\{ \begin{array}{l} f_1 = 2.084 + 31.21 = 33.29 \text{ kg/cm}^2 \\ f_2 = 2.084 - 31.21 = -29.13 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

Esfuerzo a compresión del concreto:

$F_p = 0.25(250) = 62.5 \text{ kg/cm}^2$ (porque la placa ocupa mas del 33% de la superficie del dado).

$$f = 33.29 \text{ kg/cm}^2 < F_p = 62.5 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando :

$$F = 5 \text{ cm}$$

$$G = 45 \text{ cm}$$

Por equilibrio:

$$\Sigma F_y = 0;$$

$$T + P - C = 0$$

$$T + 20840 - \frac{1}{2} Kd(33.29)(100) = 0$$

$$T + 20840 - 1664.5Kd = 0 \quad \text{Ec. \#1}$$

$$\Sigma M_{\text{centroplaca}} = 0; \curvearrowright +$$

$$TG + C\left(\frac{D}{2} - \frac{Kd}{3}\right) - 52.01 \times 10^5 = 0$$

$$45T + 1664.5Kd\left(50 - \frac{Kd}{3}\right) - 52.01 \times 10^5 = 0$$

$$45T + 83225Kd - 554.83Kd^2 - 52.01 \times 10^5 = 0$$

$$T + 1849.44Kd - 12.33Kd^2 - 115577.78 = 0 \quad \text{Ec. \#2}$$

despejando "T" de ec.#1 y sust. en ec.#2.

$$T = 1664.5Kd - 20840$$

$$1664.5Kd - 20840 + 1849.44Kd - 12.33Kd^2 - 115577.78 = 0$$

$$-12.33Kd^2 + 3513.94Kd - 136417.78 = 0$$

$$12.33Kd^2 - 3513.94Kd + 136417.78 = 0$$

Re solviendo...

$$Kd = 46.36 \text{ cm}$$

sust. en ec.#1

$$T + 20840 - 1664.5(46.36) = 0$$

$$T = 56326.22 \text{ Kg}$$

Como se consideró una distribución lineal de presiones bajo la placa, obtendremos la pendiente de esa distribución para proceder a calcular el espesor de la placa.

Área tributaria del cartabón mas crítico = 330 cm²

$$F_{za} = (24.11)(330) = 7950.30 \text{ kg}$$

$$F_{za} = V = 7950.30 \text{ kg}$$

$$F_v = 0.4f_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo un espesor de cartabón de: $t = 3/8" = 10 \text{ mm}$ y una longitud de 10 cm.

$$A_{V_{\text{cartabón}}} = (1.0)(10) = 10 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{7956}{(10)(10)} = 79.56 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Resumiendo:

Se utilizarán 18 anclas de $3/4"$ de acero redondo de 70 cm de longitud, y 10 cartabones de $3/8"$ de espesor con 10 cm de longitud.

CAPÍTULO 7 LOCALIZACIÓN

Una vez que se ha tomado la decisión de utilizar la publicidad exterior, la selección de ubicaciones donde se colocarán los anuncios dependerá prácticamente de la disponibilidad de áreas en ese momento.

El tema de la localización es el que trataremos en este apartado, explicando las razones de instalación en las diferentes zonas de la ciudad.

7.1.- UBICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Tradicionalmente pensamos que la mejor ubicación es aquella que es visible desde una de las principales avenidas de la ciudad donde circula la mayor cantidad de vehículos y peatones posible. Este enfoque es válido para muchos productos y servicios aunque la disponibilidad en esas ubicaciones es muy limitada y el costo de exhibición es mayor.

Aquí en Uruapan dado que es una ciudad media con aproximadamente 297,000 habitantes existe un alto porcentaje de áreas y predios disponibles para la colocación de los anuncios, ya sean sobre azoteas o autosoportados; y como el número de habitantes va incrementándose, así como la mancha urbana, podemos ubicar las estructuras de publicidad por segmentación geográfica o demográfica al concentrarlos en regiones y rutas por donde la gente comúnmente se desplaza, habita o trabaja.

Según el Reglamento de Anuncios para el Municipio de Uruapan, (art. 6) autoriza la colocación de anuncios dentro del perímetro del primer cuadro de la ciudad a reserva de la opinión que emita la Junta para la conservación del aspecto típico y colonial para la ciudad, pero no especifica sus características y dimensiones, siendo el mencionado perímetro el siguiente:

De entre las calles de Independencia hasta Culver City; Emilio Carranza, Álvaro Obregón, Francisco Sarábia, Paseo Lázaro Cárdenas, Juan Delgado, Calzada Benito Juárez, Avenida Madero, Avenida Morelos hasta Paseo Lázaro Cárdenas, y Avenida Chiapas.

Entonces tenemos sin mayor restricción toda la demás superficie que rodea a la ciudad y que es factible por sus características de tránsito y de densidad de población; nos referiremos a cada una de ellas por zonas.

Zona Norte

Desde donde empieza la escuela Cetis 27, en predios a orillas de la carretera en ambos lados, podemos poner estructuras de dos carteleras debido a que el tránsito

está en dos sentidos hasta llegar a la colonia La Quinta; en ese entronque se pueden colocar estructuras de tres vistas dado que la población se desplaza y habita en todas direcciones. Posteriormente podemos colocar a lo largo de la Calzada Benito Juárez y hasta Toreo El Alto. Esto es en cuanto a estructuras autosoportadas, pero también existe en gran medida la posibilidad de anuncios sobre azoteas que se pueden rentar, ya que se tiene una buena visibilidad desde más puntos.

Zona Sur

En esta parte también existe un entronque, que es el de la Colonia Zumpimito y la carretera a Apatzingán; donde se puede instalar un autosoportado triangular que sería visible desde cualquier punto de tránsito humano y de igual manera podemos rentar algunas azoteas y predios para anuncios dobles a lo largo del tramo comprendido del entronque de Zumpimito hasta la glorieta de la Facultad de Agrobiología, que es un acceso importante a la ciudad muy visible para la gente .

Zona Oriente

Refiriendonos a la zona en que es más viable instalar este tipo de publicidad por las razones ya expuestas, está el libramiento oriente en el cual podemos poner anuncios de doble cartelera ya que existen muchos predios baldíos que se pueden rentar a todo lo largo de esa vialidad, y además de que es un acceso principal a la ciudad, y por lo tanto toda la publicidad ahí instalada tendría gran influencia en todos los visitantes y habitantes. Tenemos además el camino a Tejerías, que aunque tiene poca infraestructura urbana ya existe un hospital y por ese hecho, podemos aprovechar toda esa zona, ya que tiene un gran potencial de desarrollo a futuro.

En la calzada La Fuente desde la Avenida Chiapas hasta el Libramiento Oriente hay pocos lugares para espectaculares autosoportados, pero en cambio existe la posibilidad de la renta de muchas azoteas. Igualmente se encuentra la carretera a Tarétan en el tramo llamado Boulevard Industrial, que va desde la Calzada la Fuente a la altura de la colonia Inguambo, hasta las instalaciones de PEMEX, y con la posibilidad de prolongarse hasta los primeros kilómetros de la autopista a Morelia.

Zona Poniente

En este caso tenemos gran campo de acción en lo que se refiere a la carretera Uruapan-Nuevo San Juan Parangaricutiro, ya que aquella población es muy frecuentada por el turismo religioso y por ende ya es bastante conocida, así que en todo el trayecto que comunica ambas poblaciones, tenemos un gran potencial de colocación ya sea de espectaculares de dos y tres vistas autosoportados instalados en huertas contiguas a la carretera y de los colocados en las azoteas de las casas.

Además de todo lo anterior, por seguridad nos sujetaremos a algunas normas del Reglamento de Anuncios para el Distrito federal, como son el artículo 22, que dice que los anuncios deben de ser de material incombustible, anticorrosivo y antirreflejante, así como garantizar estabilidad y seguridad. La colocación deberá

hacerse bajo la supervisión de un Director Responsable de Obra; el artículo 12 señala:

- I. Se permiten hasta tres carteleras a un mismo nivel formando un triángulo que estén montados sobre la misma estructura, teniendo cada cartelera como dimensiones máximas 12.9 m de longitud por 7.20 m de altura.
- II. La altura máxima debe ser de 25 m medida sobre el nivel de banquetta a la parte superior de las carteleras.
- III. Se permitirá un anuncio por inmueble, siempre y cuando la construcción de este cumpla con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y la superficie del terreno no sea menor a 250 m². El anuncio por ningún motivo podrá instalarse en las zonas de restricción conforme a los planos de alineamientos, números oficiales y derechos de vía en los estacionamientos y accesos.
- IV. No se permitirá que los anuncios o sus estructuras invadan físicamente o en su plano virtual la vía pública o los predios colindantes.
- V. La distancia mínima entre un anuncio de estos respecto de otro igual o de azotea deberá ser de 100m con una tolerancia de 10 m.
- VI. No se permitirá instalar este tipo de anuncios en zonas históricas, arqueológicas, artísticas, en inmuebles catalogados por el INAH o por el INBA .

CAPÍTULO 8 ANÁLISIS DE COSTOS

De una manera sencilla daremos a conocer el costo que implica elaborar una estructura metálica de este tipo, y nos basaremos en el precio por kilogramo de acero calculado, armado y montado que actualmente es de aproximadamente \$17.00.

Con este dato conoceremos los costos que conlleva la sola estructura metálica sin considerar transporte ni cimentación.

8.1.- COSTOS DE ANUNCIO ESPECTACULAR TRIANGULAR.

ELEMENTO	PESO(kg)	COSTO INTEGRADO	IMPORTE
Tubo (0.812x0.042)	14007	\$ 17.00	\$238,119.00
Angulo 3 1/4"	7754	\$ 17.00	\$131,818.00
Angulo 3 1/2"	7	\$ 17.00	\$ 119.00
Angulo 3 3/8"	23	\$ 17.00	\$ 391.00
TOTAL			\$418,965.00

8.2.- COSTOS PARA ANUNCIO ESPECTACULAR DOBLE

ELEMENTO	PESO(kg)	COSTO INTEGRADO	IMPORTE
Tubo (0.610x0.050)	7588	\$ 17.00	\$128,996.00
Tubo (0.219x0.010)	4022	\$ 17.00	\$ 68,374.00
Tubo (0.219x0.008)	2268	\$ 17.00	\$ 38,556.00
Angulo 2 3/8"	16	\$ 17.00	\$ 272.00
Angulo 3 3/8"	228	\$ 17.00	\$ 3,876.00
Angulo 3 1/2"	41	\$ 17.00	\$ 697.00

TOTAL \$240,074.00

8.3.- COSTOS PARA ANUNCIO RECTANGULAR

ELEMENTO	PESO(kg)	COSTO INTEGRADO	IMPORTE
Tubo (0.802x0.035)	9774	\$ 17.00	\$166,158.00
Tubo (0.324x0.010)	4152	\$ 17.00	\$ 70,584.00
Angulo 2 3/8"	2199	\$ 17.00	\$ 37,383.00
Angulo 2 1/2 3/8"	237	\$ 17.00	\$ 4,029.00
Angulo 3 1/2	47	\$ 17.00	\$ 799.00
Angulo 4 5/8"	144	\$ 17.00	\$ 2,448.00
Angulo 4 3/8"	40	\$ 17.00	\$ 680.00
Angulo 3 3/8"	4246	\$ 17.00	\$ 72,182.00

TOTAL \$278,953.00

CONCLUSIONES

Como nos hemos podido dar cuenta, para poner en funcionamiento un anuncio espectacular se tienen que hacer distintos análisis desde los llamados de mercado o publicitarios pasando por encuestas, estadísticas y costumbres para poder proyectar con éxito un medio de comunicación masiva, hasta los que son mas numéricos como el análisis estructural, la determinación de cargas, el diseño de miembros y cimentaciones y para ello es menester hoy en día contar con herramientas computacionales para facilitarnos la labor numérica iterativa de análisis y diseño de nuestras estructuras. No obstante no podemos depositar toda nuestra confianza en los resultados obtenidos por tal o cual programa ya que es obligación conocer los métodos que éste utiliza para la resolución de los problemas planteados, y así mismo interpretarlos apoyándonos siempre en nuestros conocimientos técnicos y científicos para que con unos buenos cálculos y un buen criterio del Ingeniero, poder llegar a lo que casi siempre determina la ejecución de un trabajo que aparte de ser la optimización estructural muy importante, lo que en realidad define la acción es el impacto económico que nuestra obra implique.

Lo que en este caso nosotros realizamos, primeramente fue adentrarnos en el mundo de lo que la publicidad exige, las formas, los tamaños, las ubicaciones de las estructuras y las tendencias que estas van adquiriendo conforme se va requiriendo un impacto social mucho mayor. Sabido esto, pues ya contábamos con antecedentes para proceder a proponer otras alternativas de comunicación publicitaria, para posteriormente ingresar al análisis estructural de nuestras propuestas, se pudo realizar el diseño y tratar de refinar el peso lo mas posible para que con una estructura relativamente no tan costosa, en función del impacto que se quiere lograr en la población en este caso, se proyectaron anuncios que tienen varias vistas es decir, que son rentables tres veces en una, en el caso de los anuncios con tres caras. Pensamos que el tonelaje logrado en cada una de ellas es bueno, o sea, el peso de un anuncio espectacular de grandes dimensiones con tres carteleras no difiere en mucho con los de otras de dimensiones menores, y que sólo tienen una o dos vistas. Sin embargo, nosotros estamos influyendo lo doble o lo triple en los consumidores del producto anunciado.

Nos auxiliamos para el análisis y el diseño de el programa Staad III, con el fin de facilitar los cálculos como ya dijimos, iterativos, y presentamos también el método con el que las armaduras tridimensionales se pueden analizar en caso de que prescindieramos de programas computacionales, nos referimos al método de rigideces con el cual hicimos alusión a las armaduras planas primeramente, para ubicarnos matemáticamente y así poder adentrarnos en el sistema tridimensional.

Con referencia a la determinación de las presiones de viento, éstas se obtuvieron con base en las velocidades de diseño indicadas en los reglamentos y normas correspondientes, realizando un cálculo aproximado para obtenerlas.

Y para la cimentación, nos vimos en la necesidad de optar por pilotes circulares de punta y de fricción coladas en sitio, ya que en nuestra localidad que fue para donde se consideraron los anuncios, contamos con suelos blandos que hacen un poco difícil la cimentación y principalmente, el problema que nos regía era el de soportar momentos flexionantes altos sin que ocurriese el volteo, o que nuestra zapata tuviera dimensiones grandes y peraltes considerables sin obviamente sobrepasar la capacidad de carga del suelo. Entonces para resistir estos momentos tan enormes creímos que la mejor alternativa eran los pilotes.

Por último, presentamos opciones de ubicación de los anuncios espectaculares en la ciudad, en predios donde seguramente pudieran dar un buen resultado y ser económicamente rentable la inversión, no obstante que al principio es cara es un hecho que con el tiempo como todo negocio sea recuperable.

BIBLIOGRAFÍA

- ❖ Tavera Montiel Fernando; Moreno González Jorge A.
Diseño Estructural II (Estructuras Metálicas)
Escuela de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H.
Morelia Michoacán; Septiembre 1998

- ❖ Bowles E. Joseph
Diseño de Acero Estructural
Limusa
México D.F. 1980

- ❖ Meli Piralla Roberto
Diseño Estructural
Limusa
México D.F; 2000

- ❖ Gaceta oficial del Distrito Federal
Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal para diseño por sismo y por viento.
Berbera editores, S.A de C.V
México D.F ;1996

- ❖ Gonzales Cuevas Oscar; Robles Francisco
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Limusa;
México D.F ,1998

- ❖ Juárez Badillo Eulalio; Rico Rodríguez Alfonso
Mecánica de Suelos (Tomo 2)
Limusa
México D.F , 2000

- ❖ Gobierno del Estado de Michoacán
Reglamento de Construcciones del Estado
Morelia Michoacán, 1990

- ❖ **Gobierno Municipal de Uruapan Mich**
Reglamento de Construcciones para el Municipio de Uruapan
Uruapan Michoacán

- ❖ **Jefatura de Gobierno del Distrito Federal**
Reglamento de Anuncios para el Distrito Federal.
Distrito Federal, 1999.

- ❖ **Miranda Domínguez Betzabé; Rodríguez Corona Ma. Isabel.**
Tesis Profesional Propiedades Índice y mecánicas en suelos de Uruapan
Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Don Vasco
Uruapan Mich, 2000.

- ❖ **Camba C. José Luis; Chacón G. Francisco; Pérez A. Francisco.**
Apuntes de Análisis Estructural
UNAM F.I
México D.F

- ❖ **Martínez Ruiz Guillermo**
Apuntes de Análisis Estructural
Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Don Vasco, A.C. 2000

- ❖ **Martínez Ruiz Guillermo**
Apuntes de Cimentaciones
Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Don Vasco, A.C. 2000

- ❖ **Martínez Ruiz Guillermo**
Apuntes de Estructuras de Concreto
Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Don Vasco, A.C. 2000

- ❖ **Martínez Ruiz Guillermo**
Apuntes de Diseño Estructural
Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Don Vasco, A.C. 2000