



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES.

“CAMPUS ARAGON”

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO PARA  
TOLVAS DE FABRICACIÓN DE CEMENTO UBICADA  
EN TEPEZALA, AGUASCALIENTES”.

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A :**  
**OCTAVIO ROCHA RAYA**

ASESOR :  
RICARDO HERAS CRUZ



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

Agradezco a dios por lo que me ha brindado...

A mis padres, quienes me han dado lo mejor de sí...  
Y me han mostrado el mejor camino en la vida...

A mi hija Ingrid quien es mi nueva enseñanza e inspiración.....

A mi esposa Karina quien me apoya,  
motiva y ama diariamente.....

A Profesores, compañeros y amigos que  
me han brindado su amistad con sus grandes actitudes...

A la Universidad que me ha dado mucho  
y por lo que le estaré en deuda siempre...

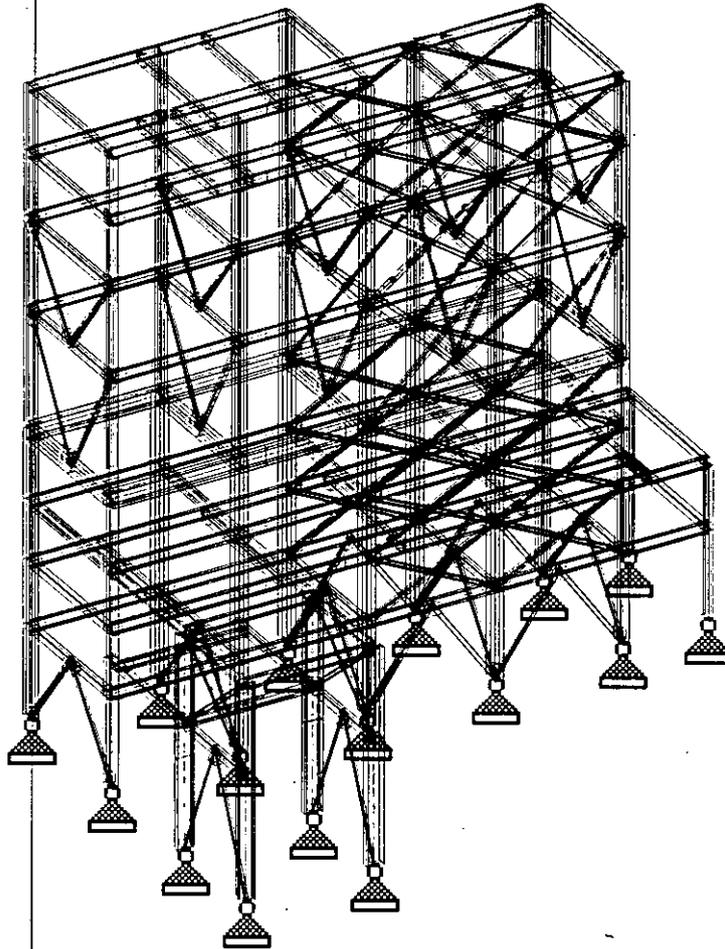


U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :





## **CAPITULO I "INTRODUCCION"**

- I.1 Antecedentes.
- I.2 Objetivos y Alcances.

## **CAPITULO II "CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO."**

- II.1 Criterios de estructuración.
- II.2 Recomendaciones generales para edificios de múltiples pisos
- II.3 Diseño de conexiones
- II.4 Daños en estructuras de acero.
- II.5 Requerimientos mínimos de diseño de conexiones (RCDF).
- II.6 Requisitos que deben cumplir las estructuras de acero.
  - a) Requisitos para elementos principales.
  - b) Requisitos para uniones viga-columna
- II.7 Consideraciones adicionales de diseño.
- II.8 Conclusiones del diseño de conexiones.
- II.9 Métodos de análisis sísmico.
- II.10 Consideraciones especiales para edificios regulares
- II.11 Criterios de clasificación de estructuras para diseño por sismo (según CFE).
- II.12 Criterios de clasificación de estructuras para diseño por viento (según CFE).

## **CAPITULO III "DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA"**

- III.1 Antecedentes.
- III.2 Descripción general del edificio de tolvas.
- III.3 Estructuración del edificio de tolvas.
  - III.3.1 Condiciones de irregularidad.
  - III.3.2 Clasificación del edificio de tolvas para diseño sísmico (según CFE).
  - III.3.3 Clasificación del edificio de tolvas para diseño por viento (según CFE).

## **CAPITULO IV. "ANÁLISIS ESTRUCTURAL"**

- IV.1 Cargas gravitacionales para edificio.
- IV.2 Bajada de cargas.
- IV.3 Análisis sísmico estático.
  - IV.3.1 Obtención de rigideces relativas en cada nivel.
  - IV.3.2 Obtención de centros de masas en cada nivel.
  - IV.3.3 Análisis sísmico estático (debido a cargas de cada marco)
- IV.4 Análisis sísmico estático (debido a efectos de torsión)
- IV.5 Fuerzas sísmicas definitivas.
- IV.6 Fuerzas de viento en estructura.
- IV.7 Presentación de modelo matemático del edificio.
- IV.8 Demostración de cargas en estructura.
- IV.9 Consideraciones especiales en estructura.
- IV.10 Combinaciones de carga para análisis final.
- IV.11 Análisis estructural.



## **CAPITULO V. "DISEÑO ESTRUCTURAL"**

- V.1 Antecedentes.
  - V.1.1 Esfuerzos permisibles en el diseño elástico.
  - V.1.2 Esfuerzos permisibles en miembros sujetos a flexión.
  - V.1.3 Esfuerzos permisibles en cortante.
  - V.1.4 Resistencia básica de las columnas.
  - V.1.5 Longitud efectiva de las columnas.
  - V.1.6 Diseño con el uso de las fórmulas de interacción.
  - V.1.7 Diseño de conexiones.
  - V.1.8 Diseño de atiesadores de carga.
- V.2. Resumen de diseño en acero.
- V.3. Diseño en acero de estructura principal (programa Staad).
- V.4. Revisión de desplazamientos máximos en estructura principal.
- V.5 Revisión de periodo natural de vibración en estructura principal.
- V.6 Diseño estructural de elementos secundarios en edificio de tolvas.

## **CAPITULO VI "CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES"**

- VI.2. Conclusiones.
- VI.3. Recomendaciones.



## CAPITULO I

### I. INTRODUCCION

#### I.1 ANTECEDENTES.

En la construcción de edificios u otro tipo de estructuras se requiere diseñar para soportar diferentes tipos de cargas, para cumplir eficientemente la función de oficina, vivienda, almacenaje, incluso soporte de equipos para algún tipo de proceso industrial. Es tarea de los ingenieros civiles lograr un análisis, diseño y construcción de una edificación con la mayor seguridad y eficiencia de trabajo para obtener resultados que reflejen un costo de construcción económico.

Así mismo, es necesario obtener datos de las cargas, usos, equipos o acciones accidentales de forma mas exacta posible, (datos que generalmente son proporcionados por el arquitecto o por otras diciplinas involucradas en la ingeniería). Sin embargo, muchas de las veces es difícil tener consideraciones de cargas en forma certera, especialmente las cargas accidentales son difíciles de conocer, ya que el estudio teórico que se tiene referente a los fenómenos de: sismo, Viento, incluso cargas dinámicas por equipos, no es fácil de predecir.

Aun pese a esto, se diseñan las estructuras para que su comportamiento sean lo más apegado a las acciones accidentales que se llegaran a presentar.

El objetivo de este trabajo, no enfoca principalmente a la experimentación de un modelo estructural o la determinación analítica de cargas o efectos accidentales de un fenómeno determinado, sin embargo, es necesario aplicar en forma práctica y con criterio los métodos actuales y del uso común del área estructural para inducir a una estructura determinada cargas laterales o verticales causadas por un fenómeno determinado considerando el peso de la estructura junto con las cargas actuantes de servicio.

Como ya se mencionó una de las cargas accidentales más difíciles de evaluar son las producidas por equipos; las cuales generalmente son cargas dinámicas, cargas de impacto y vibraciones que afectan poco a poco a la estructura a tal grado de hacer colapsar la estructura. Generalmente las estructuras que se encuentran sometidas a cargas de equipo se ubican en complejos industriales, tal es el caso del edificio de tolvas para la fabricación de cemento, el cual es una estructura de acero que soporta cuatro tolvas con una altura de veinte y dos metros, esta estructura suministra los siguientes agregados: caliza, hematita y pizarra para la fabricación del cemento.



## I.2 OBJETIVOS Y ALCANCES.

Por lo que el objetivo de este trabajo es analizar y diseñar el edificio de tolvas para fabricación de cemento, el cuál se ubica en Tepezala, Aguascalientes. Y el procedimiento a seguir para cumplir el objetivo de este trabajo es:

- a) **Estudio preliminar de la estructura.** En este proceso se debe observar la estructura para poder definir la estructuración mas aceptable, el material que llegue ser mas económico, incluso, el tipo de análisis a desarrollar, puesto muchas veces un cierto edificio debe de ser analizado en forma dinámica y tal vez requiera un análisis mas detallado. Por eso mismo este se define como el primer paso en forma muy general.
- b) **Estructuración.** Parte del proceso del diseño en el cual se determinan los materiales mas económicos y eficientes para constituir principalmente la edificación, el arreglo de sus elementos, dimensiones y características particulares. De esta forma, se requiere la mejor elección para un sistema estructural apropiado para el cual demuestre sus facultades y bondades ante el trabajo. Así mismo, se requiere desempeñar preponderantemente la creatividad y el criterio, incluso, la intuición de un sistema estructural globalmente.
- c) **Análisis.** Se denomina a la etapa en que la estructura, los elementos estructurales y los soportes, determinan su respuesta ante las cargas exteriores que pueden afectarla durante la vida útil.

Este proceso se subdivide en:

- *Modelar la estructura.* Idealizando una estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con procedimientos de cálculo disponibles. Haciendo practica de conceptos básicos de estructuración, como lo es marcos rígidos en ambas direcciones con traves y losas con propiedades similares. Evitando los errores de simplificar demasiado un modelo que no represente el comportamiento real en forma global de la edificación.
- *Determinar las acciones de diseño.* Algunas veces, se ha simplificado el trabajo en determinar cargas de servicio en las edificaciones, esto en base a códigos, reglamentos o practicas generales que representan las cargas exteriores mas cercanas a la realidad y que tienen un cierto rango en seguridad. Cabe aclarar que en estos códigos o reglamentos se deben aplicar bajo ciertas condiciones en cuanto a cargas se refiere. Es muy común, que en este proceso exista incertidumbre o se comentan errores graves en la aplicación de cargas que difieran de la realidad.



- *Aplicación de los efectos en la estructura elegida.* En esta etapa se desarrolla el análisis propio de los elementos principales, obteniendo con las cargas exteriores, efectos internos como momentos flexionantes, cortantes, torsiones, etc. así como deflexiones y deformaciones de los mismos. En general, los métodos de análisis suponen comportamientos elásticos-lineales, aunque actualmente se comienza la etapa de comportamientos plásticos de los materiales. También, estos avances en el análisis de estructuras, se deben gracias a métodos numéricos asociados a programas de computadoras avanzados que simulan con mayor precisión las deformaciones, desplazamientos, etc. en modelos planos o tridimensionales.

**c) Dimensionamiento.** En esta etapa se define en función del análisis antes practicado, se requiere de proporcionar secciones de los elementos principales y que cumplan con los requisitos mínimos de seguridad. Además, se elaboran los croquis, dibujos o planos definitivos con las especificaciones de construcción de la estructura. Tales especificaciones de construcción cumplirán la practicas generales a los reglamentos y códigos que rigen el diseño.

**d) Revisión de resultados.** Una vez que plasma la idea estructural, se analiza un modelo, se revisan elementos principales y secundarios, y finalmente se dibujan para construir la estructura. Muchas de las veces, no es posible hacer un análisis a detalle de la mejor estructuración posible, (casi siempre se cae en estas fallas no por falta de capacidad, sino por tener cierta premura para obtener resultados, ya que el cliente esta siempre muy interesado en el tiempo de construcción), por eso mismo se descuidan algunas soluciones que pueden ser factibles. Algunas veces puede suceder que realmente se estén tomando valores erróneos en cuestión de seguridad, o mala interpretación de los requisitos de los códigos, incluso, una mala consideración de cargas. Por eso mismo, la recomendación mas funcional es realizar un prediseño, generar planos y croquis con un cierto grado de terminación y someter esos resultados a un análisis de costos y una revisión de criterios por parte de un especialista en cimentaciones, constructor, etc. para determinar finalmente un calculo estructural definitivo y emitir planos para la construcción final debidamente revisados.



## CAPITULO II

### II. CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO.

#### II.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.

Es importante tener una idea principal de la estructura en cuestión de su funcionamiento global, es decir, el comportamiento ante las cargas permanentes o accidentales que se llegaran a presentar. La forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales, así como la distribución o concentración de masas en partes de la construcción, determinan en forma principal la bondad de un diseño, sea este para las acciones primarias o incluso de diseño sísmoresistente.

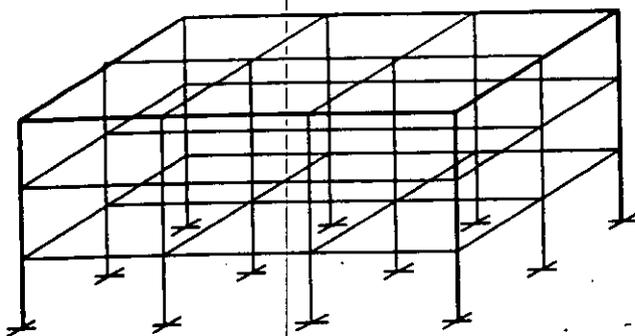
La sencillez, uniformidad y simetría, son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de falla ante un mal comportamiento de la estructura a las sollicitaciones actuantes.

Una estructura que tenga estas consideraciones simplificaría el análisis de los elementos principales y secundarios que la conformaran, desde el concepto de bajar cargas hasta la forma de colocarlas en los modelos matemáticos que se llegaran a concebir.

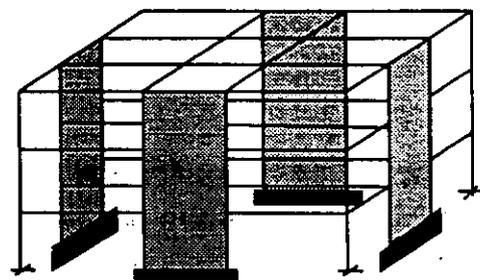
Las recomendaciones en forma general son las siguientes :

A) *Ser simple* en cuestiones de geometría, es decir, simetría en los marcos y plantas de cada nivel (como se observa en la figura 1). Esta consideración permite al proyectista entender claramente la forma en la que resiste las cargas laterales y en la que puede disipar la energía inducida por el sismo.

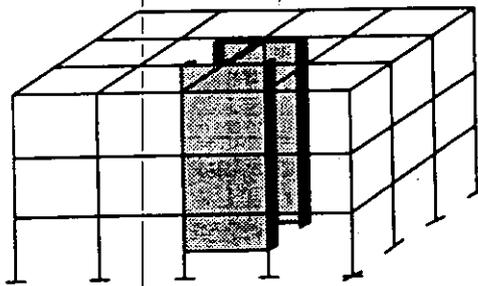
Fig.1.1. Modelo matemático con simetría en planta y elevación.



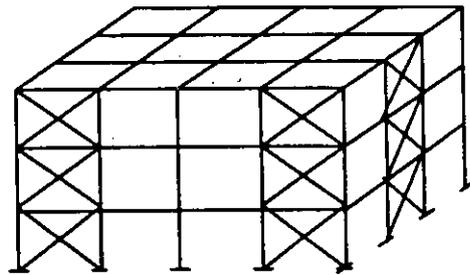
1.a) Marcos ortogonales



1.b) Muros de rigidez



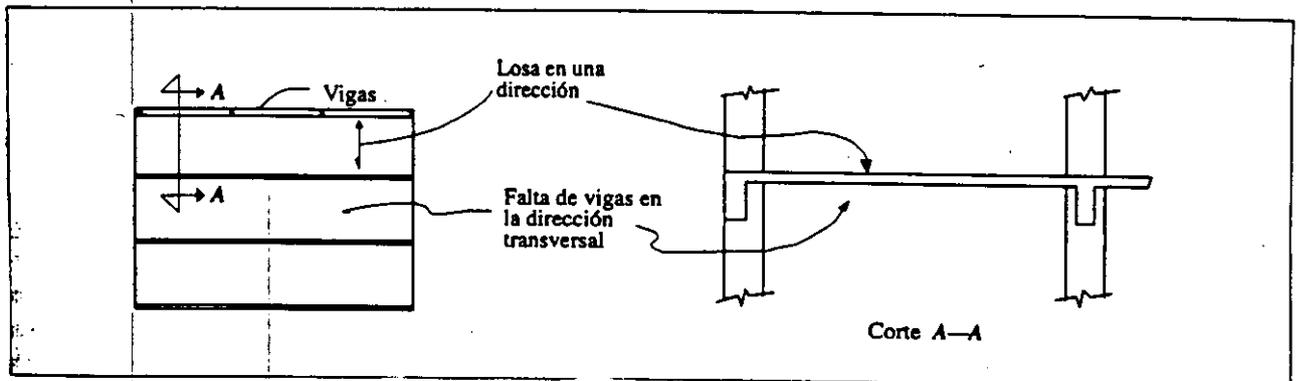
1.c) Muros de rigidez



1.d) Con contravientos

B) Cuidar *dimensiones de elementos* lo mas similares posible, es decir, hacer una estructura sea lo mas homogénea posible. Por lo que se proporcionaría un sistema estructural rígido y resistencia en dos direcciones ortogonales y requisito obvio para absorber cargas sísmicas en ambas direcciones. Sin embargo es común hacer caso omiso de esta recomendación, tal es el caso de la fig. 2) donde se simplifica un análisis en un marco transversal y logrando hacer trabajar una losa en una sola dirección, lo cual ante cargas verticales no tendría problemas. Pero se olvida un aspecto, la dirección longitudinal no proporciona rigidez, porque la losa con las columnas longitudinales, no generan un sistema rígido y las columnas trabajan en voladizo.

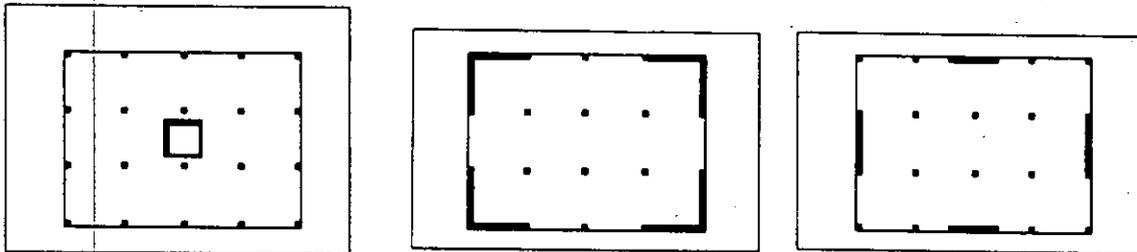
Fig. 2) Estructuración realizada con marcos trabajando en un solo sentido.





C) Cuidar con la *homogeneidad* mencionada, una rigidez en los marcos y en las plantas de cada nivel similar o lo mas simétrica posible. Esto con el fin de evitar que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a concentración de esfuerzos en algunos elementos y provocar la falla. Muros de colindancia y cajones en planta para alojar elevadores, son cuerpos que proporcionan altas rigideces y absorben las cargas en forma considerable, aunque pueden tener un comportamiento diferente a el de la estructura en forma global. Ver figura 3).

Fig. 3) Plantas con simetría en los dos ejes ortogonales



3.a) Localización concentrada de elementos rigidizantes.

3.b) Distribución mas uniforme de elementos rigidizantes.

D) Evitar hacer estructuras alargadas y zonas estrechas, con esto evitar perder la rigidez del entrepiso en el plano para trabajar como diafragma rígido y así se aumentan las posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces, como se muestra en la figura 4.a), 4.b) y 4.c).

Fig. 4.a) Problemas en edificios muy alargados en planta.



a) Movimiento diferente del suelo en distintos apoyos.

b) Deformación de la planta del edificio.



Fig. 4.b) Limite de edificios con partes estrechas en planta.

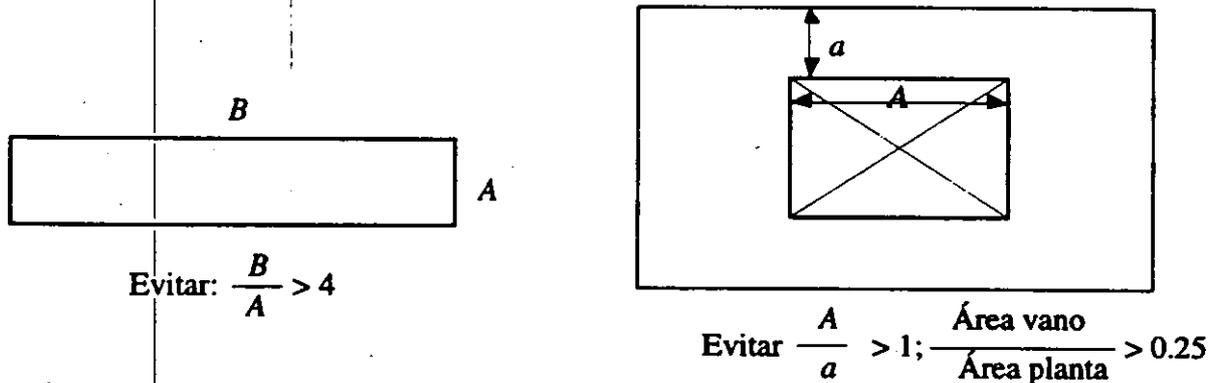
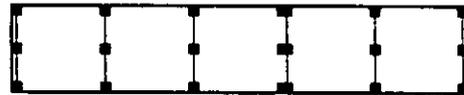


Fig. 4.c) Posibles soluciones en edificios alargados y zonas estrechas en planta.



a) Separación con juntas sísmicas.



b) Distribución uniforme de elementos resistentes transversales y sistema de piso rígido en planta.

Así mismo son poco deseables la estructuras en forma de T y L, así como aquellas que tengan fuertes entrantes o salientes, que provocan generalmente torsiones (Figuras 5.a y 5.b)

Fig. 5.a) Plantas de edificios con fuertes entrantes y salientes.

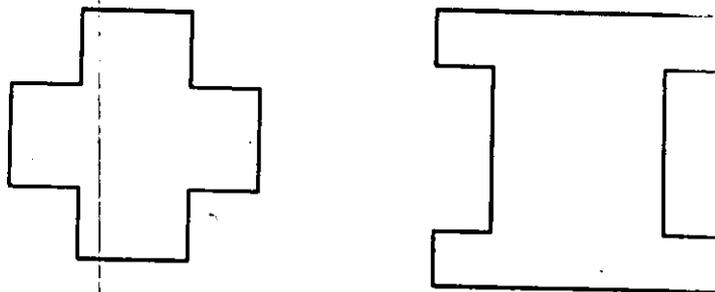
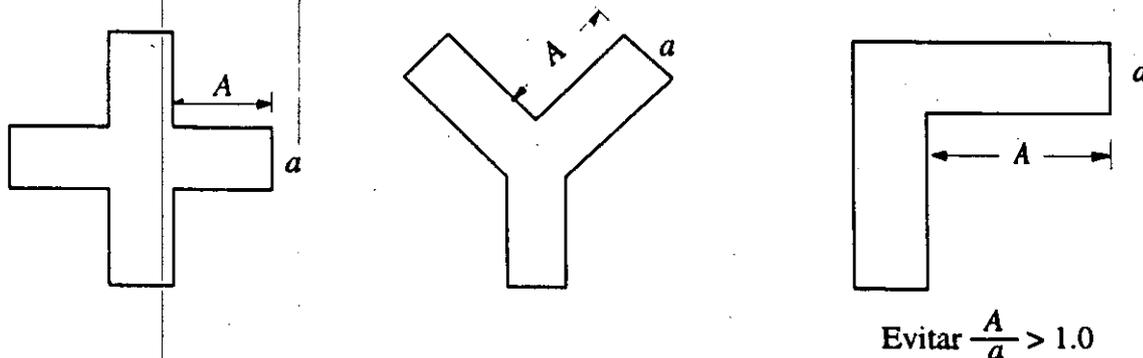


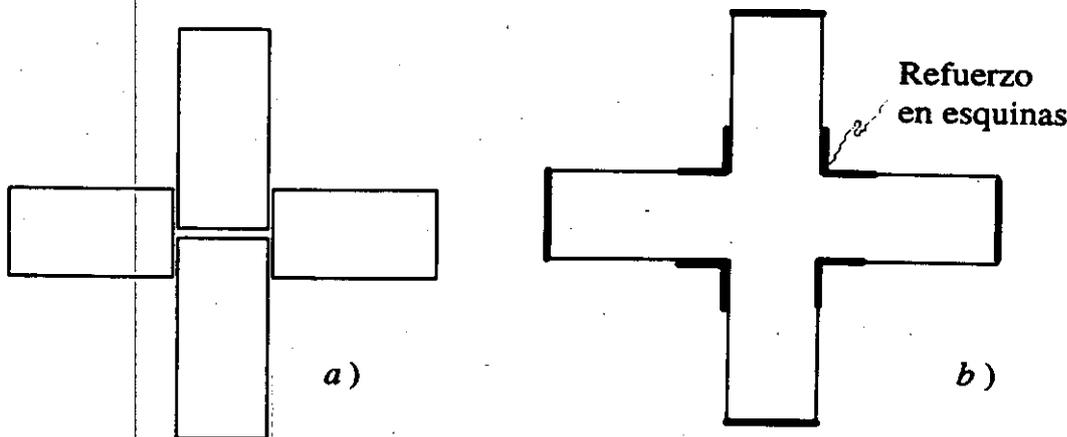


Fig. 5.b) Edificios estructurados con alas demasiado alargadas.



El caso de ser edificio alargado, se recomienda dividir la estructura en partes cuadradas considerándose como edificios independientes (figura 6).

Fig.6) Plantas de edificios con fuertes entrantes y salientes (posible solución).



Separación con juntas sísmicas.

Rigidización de los extremos de las alas y refuerzo en las esquinas entrantes.

Para evitar las fuertes reducciones de tamaño en planta después de un cierto número de pisos provocando amplificaciones locales de movimiento que no están cubiertas por los procedimientos de diseño usuales recomendados por los códigos. La concentración de masas importantes a diferentes alturas es obviamente poco adecuada ya que con esto se incrementan las fuerzas de inercia y los momentos de volteo, como se muestra en la figura 7 y 8.



Fig.7) Edificios estructurados con bruscos cambios de dimensiones en planta de los entrepisos en pisos superiores.

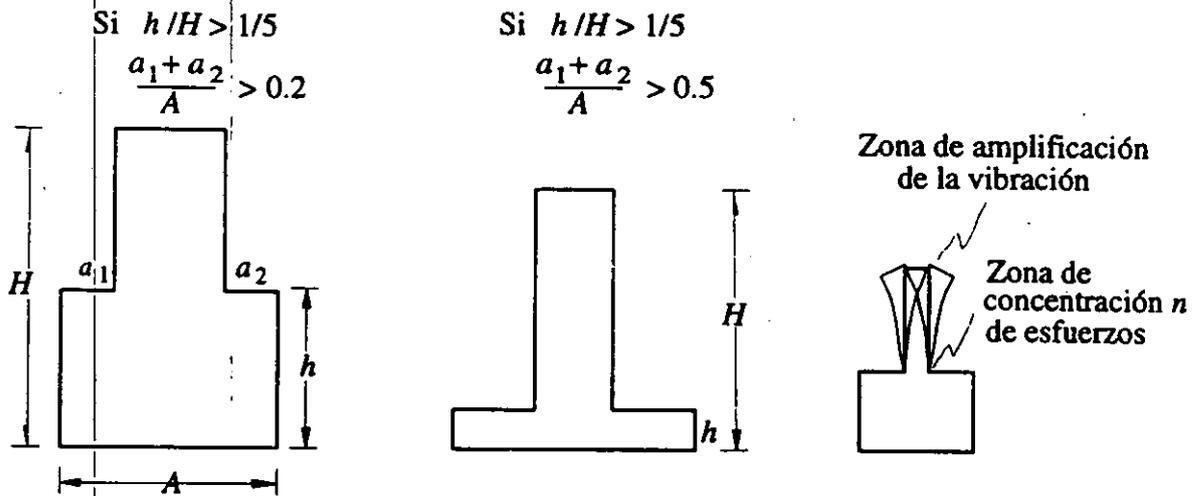
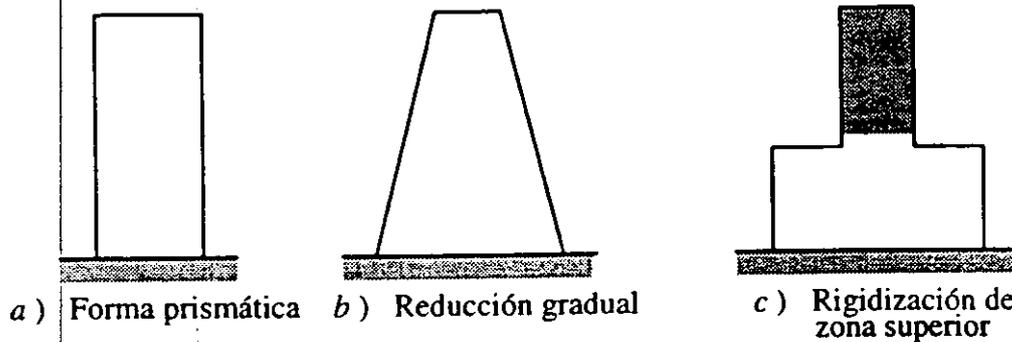


Fig.8) Soluciones aceptables para edificios de reducciones bruscas, evitando así el chicoteo en la parte superior del edificio.



Estas recomendaciones son parte esencial para el comportamiento de la estructura, por lo que se tiene que recordar que en los códigos se considera un factor reductor de las cargas sísmicas entonces, sería más evidente cumplir los requisitos para un cierto sistema de estructuración y con eso lograr disipar energía en el intervalo inelástico.

Por eso mismo la capacidad de disipación de energía de la estructura depende del número de secciones y elementos que pueden llegar a la fluencia, pues mayor sea esta, habrá más disipación de energía y menos demanda de deformación inelástica en las secciones individuales. Así mismo deberemos tomar consideraciones en el análisis como las siguientes:



- 1) Proporcionar la máxima hiperestaticidad. Así mientras más sea el número de secciones que tengan que llegar a la fluencia antes de que puedan fallar, la estructura redistribuye esfuerzos en cada uno de los elementos hasta que llegan a la fluencia.
  - 2) Evitar zonas o elementos sobrediseñados. El sobrediseño, o sea el proporcionar a algunas partes de la estructura resistencia superior a la mínima exigida por el reglamento y el análisis. Se incrementa el factor de seguridad contra la falla de algunos elementos es superior al de otros, y así se logra obtener un efecto de las secciones en forma frágil, y la ductilidad no se logra fácilmente, así la estructura no es completamente sismoresistente, ya que las secciones sobrediseñadas no participarían en la deformación inelástica y dejarán a un número reducido de secciones la función de disipar energía.
  - 3) Es importante que un entrepiso no tenga una rigidez inferior al resto de los niveles, aunque en este se logre absorber las fuerzas de diseño. Así el entrepiso deberá en un sismo disipar por sí solo la energía inducida por un sismo y estará sujeto a una demanda de ductilidad que no sea capaz de cumplir. Cuando se presente esta necesidad estructural, es importante revisar los factores de reducción por ductilidad menores que los normalmente adoptados para la estructura.
  - 4) De igual forma, deben evitarse las zonas del edificio que sean notablemente débiles. Ya que al reducirse significativamente la rigidez el efecto sísmico localizará inmediatamente las zonas vulnerables de resistencia, ya que el resto del edificio no trabajaría aún cuando la zona débil ya esté fallando, así se lograría una falla local que tal vez sea costosa y difícil de realizar. Ejemplos de esta vulnerabilidad en la estructura son los huecos para ductos, los cambios bruscos de sección las juntas constructivas, y detalles especiales de conexión de elementos.
- E) Es muy importante asegurarse que los entrepisos garanticen resistir las fuerzas que se apliquen en su plano a fin de poder distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez. En el caso de losas de concreto generalmente garantizan la rigidez adecuada para tomar fuerzas en su plano excepto los edificios más alargados. Sin embargo, el caso de pisos estructurados de acero soportando una lamina antiderrapante ó losacero, deben colocarse elementos secundarios que arriostren adecuadamente los miembros principales y distribuyan las fuerzas en su plano a los demás elementos, de tal forma que se pueda garantizar la transmisión de cargas de piso a las columnas y este funcione globalmente como diafragma rígido.
- F) Finalmente, los efectos de la estructura en sus apoyos principales (elementos mecánicos), deberá ser transmitida de manera que el suelo actúe con fuerzas directamente aplicadas en dos o tres planos y no generen los apoyos deformaciones locales importantes entre suelo y estructura. Procurando así que la cimentación en su plano sea rígida y no haya



desplazamientos relativos en sus apoyos. Si se permite que el suelo absorba los esfuerzos verticales y longitudinales, se logrará que la cimentación distribuya adecuadamente estos esfuerzos al suelo en uno o dos planos, esto se logra con una base demasiado rígida.

Así se ha expuesto un criterio general de estructuración y puntos a cuidar de la forma de conceptualizar un edificio, existen diferentes puntos de vista acerca de la utilización de marcos contraventeados o de muros de rigidez de un sentido, sin embargo, la manifestación de las carencias o virtudes de una estructura dependen mucho de el criterio de utilizar recursos estructurales según el tipo de suelo, la forma de la estructura, la distribución de cargas y la clasificación de la estructura en cuestión de usos.

Es por eso que las estructuras que se consideran demasiado rígidas ante cargas laterales y con ductilidad baja, conviene o no que tengan disipación de energía inelástica. Otro aspecto que habría que cuidar es que con una estructura con muros de cortante (rígida), es muy diferente su comportamiento con respecto a un edificio con marcos rígidos (flexible), logrando caer en diferentes puntos del espectro de respuesta y correspondiendo ordenadas espectrales distintas.

El hecho de aprovechar la ductilidad se limita directamente a el control de deformaciones laterales. El tener una estructura que posea una rigidez lateral mínima que impide en la mayoría de los casos el aprovechar grandes factores de ductilidad. Logra un incremento de costos "mayor" que si se utilizara un sistema de marcos contraventeados y rigidizar un poco menos la estructura de tal forma que realmente disminuya el costo de construcción con desplazamientos al limite de seguridad.

En breve se mencionarán recomendaciones en los materiales de los miembros principales y secundarios (incluyendo su unión), sin embargo daremos antes comentarios importantes principalmente para lograr realizar un análisis de la estructura en forma mas sencilla, y ante las solicitaciones accidentales de sismo y viento en que no sean evidentes las debilidades de la estructura.

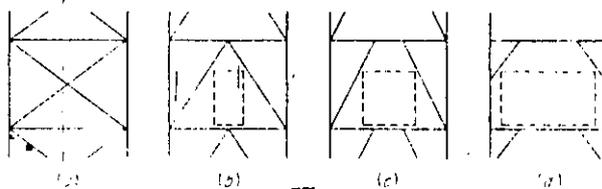


## II.2 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EDIFICIOS DE MÚLTIPLES PISOS

La estructura de acero de un edificio de pisos múltiples se simplifica en cuestión de la experiencia, el buen juicio y el criterio de un estructurista, para poder lograr un diseño óptimo. El estructurista puede caer en tres tipos de características en los edificios: Una estructura libremente apoyada, semirígida y rígida. En muchos de los casos se logra este tipo de estructuras en función del sistema lateral que se emplea, es decir, la utilización de muros de cortante completamente ligados a la estructura principal, logra proporcionar un edificio rígido, sin embargo, si utilizamos marcos contraventeados con elementos diagonales, o conexiones rígidas que absorban los momentos, serían en consecuencia un edificio semirígido o flexible.

Cuando el edificio se debe arriostrar para resistir fuerzas debidas a cargas accidentales como sismo y viento, la solución mas obvia es un sistema de arriostramientos en diagonal que en conjunto con traveses y columnas formen un sistema de armadura vertical. Este tipo de sistema es el mas eficiente (fig. 9.a), sin embargo, los requerimientos de la arquitectura moderna han relegado su uso solamente a los muros perimetrales de los cubos de elevadores o áreas de servicio, en donde no existen huecos de interferencia. El sistema de armadura vertical en K (fig. 9.b) en el cual la trabe de piso se apoya a la mitad del claro, es muy eficiente. Este tipo de contraviento permite tener mayor libertad en el uso de los espacios libres, ya que es posible alojar huecos en el vértice.

Fig.9) Distintos tipos de contravientos en marcos de edificios.



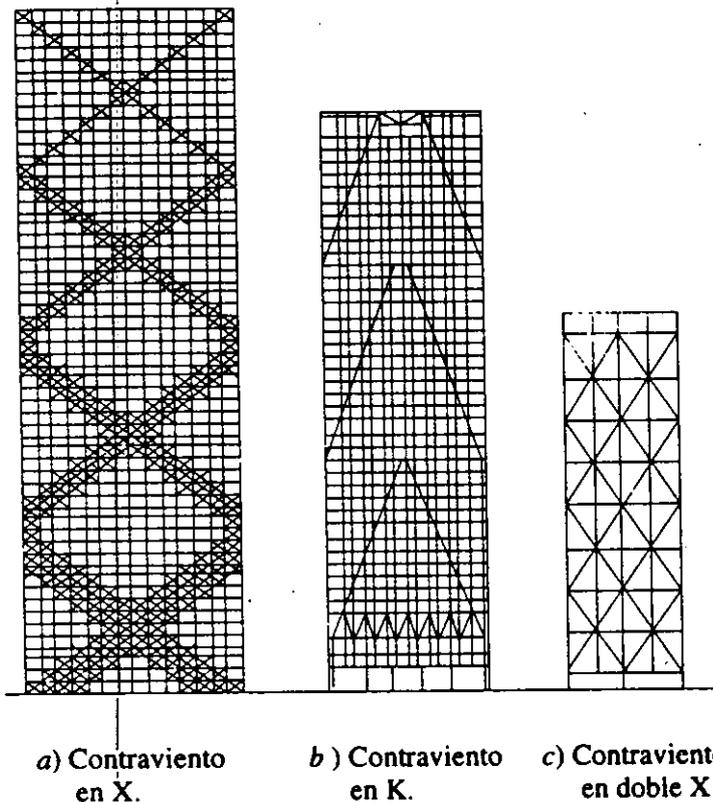
9.a) contraviento "X" 9.b) contraviento "K<sub>1</sub>" 9.c) "K<sub>2</sub>" 9.d) "K<sub>3</sub>"

Cuando se presenta el caso de variar la distancia central entre los elementos diagonales se puede garantizar de alguna forma el sistema de armadura (fig. 9.c), incluso la utilización de patas de gallo (fig. 9.d.) son eficientes hasta cierto punto, pero el garantizar que se comporta en forma rígida es solamente para la conexión viga-columna, porque al transmitir a la columna una fuerza diagonal se concentrarían esfuerzos entre elemento diagonal y trabe o columna difíciles de predecir. Finalmente, si los requerimientos del edificio es tener el



máximo de espacios libres, la solución de debe realizar a base de traveses que se conecten a momento con las columnas principales, aunque se presente en cierto grado un incremento en la flexibilidad (fig. 9.e).

Fig.9.e) Edificios estructurados contraventeados simétricamente.



Estas son las partes más frecuentes para que se logre la rigidez de un edificio ante las cargas laterales que se llegaran a presentar. No es una obligación del proyectista lograr utilizar un solo sistema de los anteriormente presentados, sin embargo, la combinación desmedida de los diferentes tipos de contravientos no son una práctica frecuente, además, tenemos que recordar que cuanto más homogénea sea la estructura, sería más fácil predecir el comportamiento global ante las sollicitaciones de carga que presente.



## II.3) DISEÑO DE CONEXIONES

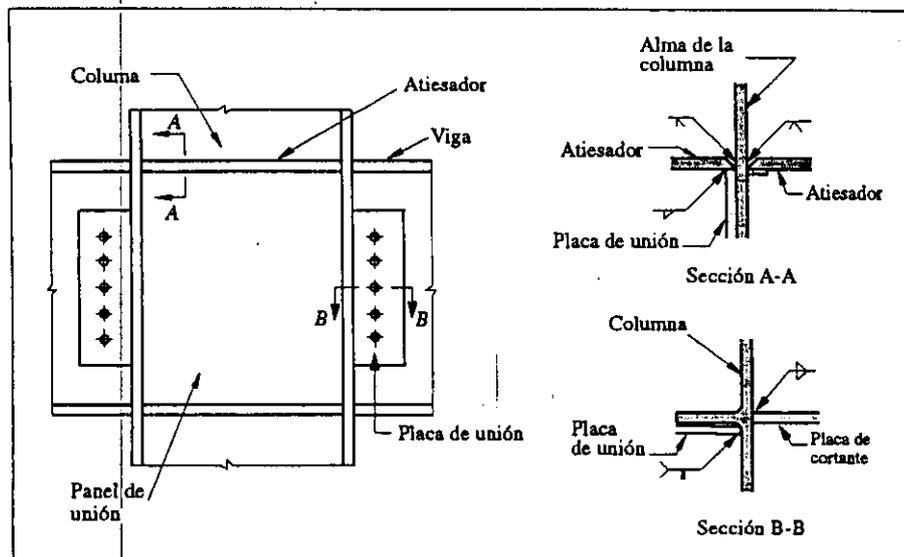
### CLASIFICACION DE LAS CONEXIONES.

Las conexiones se pueden clasificar en función de los siguientes elementos en que influye el buen desarrollo de la misma:

- 1.- Por el método de sujeción. Son los elementos que tienen generalmente una capacidad diferente que los miembros que se conectan, tales como los tornillos o soldadura. Según el tipo se diseñan por fricción, aplastamiento o máxima capacidad de soldadura.
- 2.- La rigidez de la conexión, puede ser simple, rígida o por rigidez intermedia, el AISC clasifica a las conexiones como:
  - a) Conexiones rígidas las cuales desarrollan la capacidad total del momento de los miembros que se conectan y que mantienen un ángulo relativo constante entre las partes conectadas, bajo cualquier rotación de la junta.
  - b) Conexiones de rigidez simple sin transferencia de momentos entre las partes conectadas (también llamadas articuladas). En realidad, se desarrollara una pequeña cantidad de momento, pero que no tomara parte en el diseño. Se desprejara toda excentricidad que sea menor de 2 ½ pulgadas.
  - c) Conexiones semirígidas, en donde se transfiere menos de la capacidad total de momento de los miembros conectados. El diseño de estas conexiones requiere la suposición de una cantidad adecuada de momentos, por ejemplo un 30, 40 o 70% de la capacidad total del elemento.
- 3.- El tipo de fuerzas transferidas a través de la conexión estructural:
  - a) Fuerzas cortantes: Demasiado comunes en conexión de vigas de piso a traves principales.
  - b) Momentos actuantes: Generalmente esfuerzos flexionantes en vigas, debido a carga de diseño o accidentales aunque también existen por torsión.
  - c) Cortante y momento: Conexiones combinadas en trabe-columna.
  - d) Tensión o compresión: como conexión de contravientos en traves o columnas.
- 4.- La geometría de la conexión: En donde intervienen algunos elementos secundarios como los ángulos, placas, atiesadores, etc.
  - a) Conectores a base de ángulos que se usan para unir vigas de piso, a cortante simple o doble.
  - b) Conectores a base de placas soldadas y atornilladas.



- c) Angulos o placas de asiento, para recibir en forma primaria algún elemento de conexión.
- 5.- El sitio en donde se fabrican:
- a) Conexiones realizadas principalmente en taller de fabricación.
  - b) Conexiones realizadas en campo: Partes que se realizan en el taller, pero se conectan en el sitio de la obra.
- 6.- Finalmente, la resistencia de la conexión, considerando dos métodos principalmente:
- a) **Conexión de Fricción:** En las conexiones que se diseñan como juntas de fricción, en que se supone que su resistencia primaria se desarrolla como cortante en los conectores (tornillos o remaches) en el plano potencial de deslizamiento entre las partes conectadas. En las cuales no se genera un movimiento relativo entre las partes conectadas hasta que no exceda substancialmente la carga de diseño.
  - b) **Conexiones de aplastamiento:** Donde la resistencia de la junta se toma como una combinación de la resistencia a corte del conector y el aplastamiento del material conectado contra el conector. Este tipo de comportamiento se desarrolla según ocurre suficiente deslizamiento para lograr la carga de trabajo de el conector con los tornillos.





## II.4) DAÑOS EN ESTRUCTURAS DE ACERO.

Por lo general, después de algún incidente sea generalmente un sismo, las estructuras presentan algunas fallas, en caso de haber resistido satisfactoriamente, estas fallas que no son graves, generalmente son difíciles de detectar. Debido a que algunos elementos de la estructura están cubiertos por elementos no estructurales como son recubrimientos arquitectónicos y plafones. Por lo que algunos edificios pueden ser primeramente declarados como seguros, pues no se revelan en detalle sus problemas estructurales. Por lo que sería necesario remover estos recubrimientos y detectar los problemas de falla en los miembros, los cuales pueden ser únicamente problemas locales.

Ahora, se ha observado que los elementos en que importa mucho su falla son los contravientos concéntricos, los cuales toman un porcentaje muy importante de las cargas laterales debido a su alta rigidez en comparación a la de los marcos (columna-trabe).

Su primer falla se presenta en:

- 1) Pandeo global de los contravientos fuera de su plano, provocado por el pandeo local de las placas de conexión. Ver figura 10).

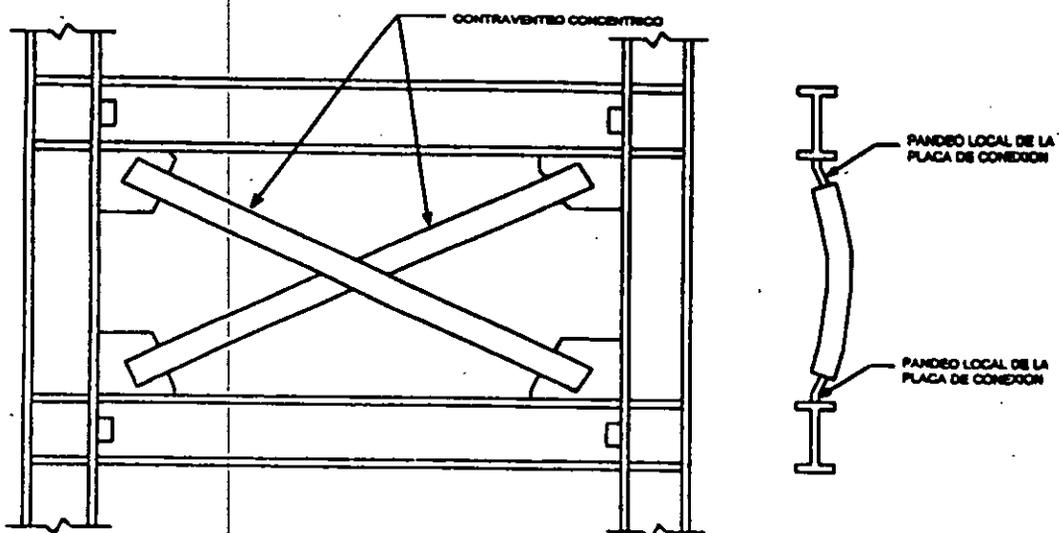


Figura 10)



2) y los que fallan en su plano de acción. Ver figura 11)

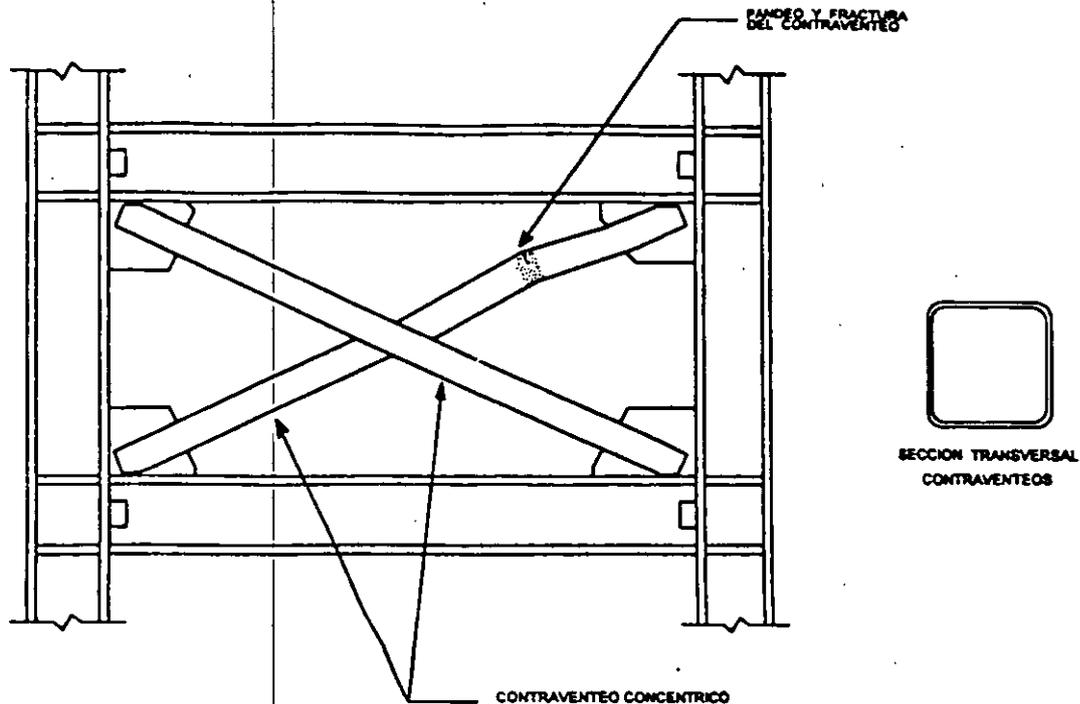


Figura 11)

Ahora, es bien conocido que los contravientos actúan y se comportan satisfactoriamente en el rango elástico del acero. Pero su comportamiento cuando sus esfuerzos entran en el rango inelástico se caracteriza principalmente por el pandeo en el eje de menor resistencia, lo que logra un ciclo histérico no simétrico y de poca disipación de energía.

El pandeo es también particularmente común en contravientos hechos a base de perfiles tubulares de sección cuadrada ver figura 12)

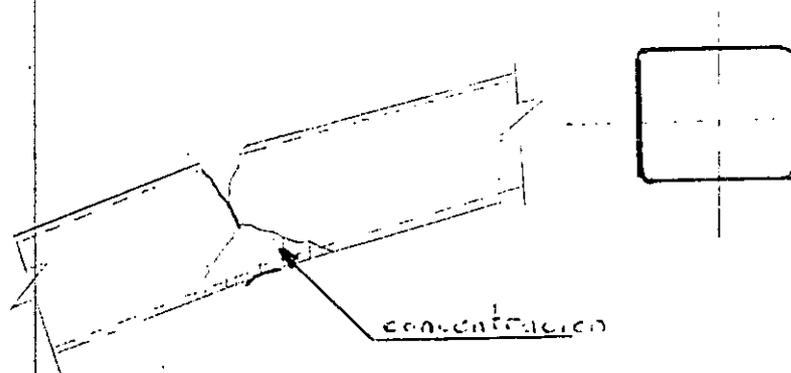


Figura 12)



En estos perfiles pueden fracturarse después de ocurrido el pandeo y un pequeño número de ciclos, lo cual provoca redistribuciones de fuerzas a nivel global sino puede provocar la falla de conexiones.

El daño que generalmente se presenta, es el que se produce en las conexiones de estructura a cimentación, el cual se caracteriza por las fallas frágiles producidas por fracturas en la soldadura o en el metal base próximo a la soldadura. Tal es el caso de las placas base. Ver figura 13).

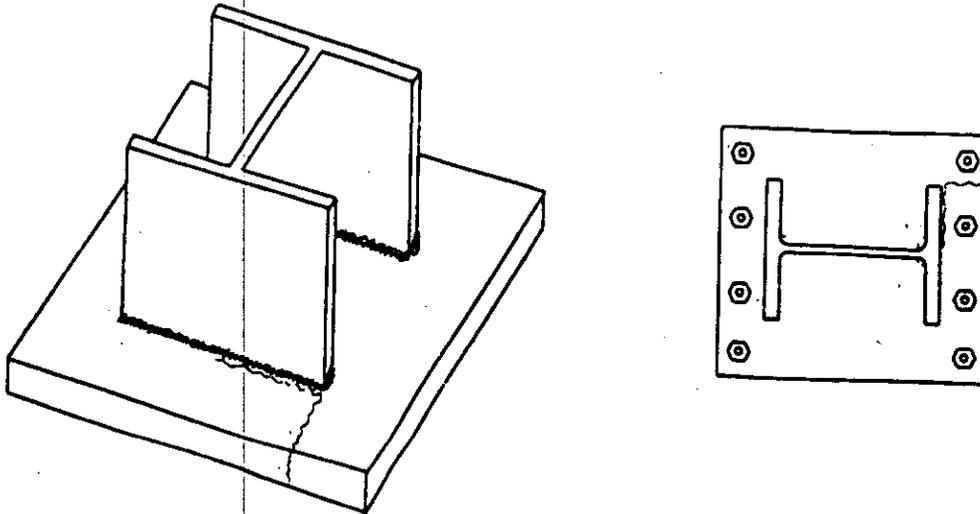


Figura 13)

A pesar de que las placas tienen espesores considerables (hasta de 3 pulgadas), la fractura se inició en la zona próxima a la soldadura de los patines de la columna y se propagó hasta el extremo de los patines para después continuar hacia el borde de la placa base en un ángulo de aproximadamente 90 grados, ver figura 14).

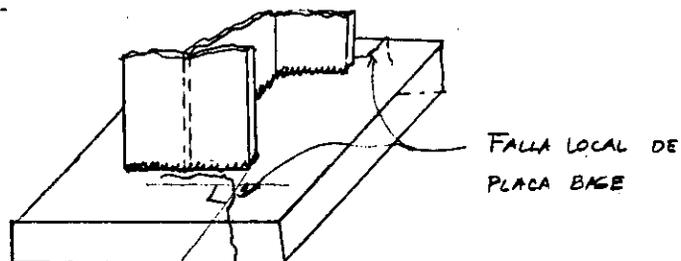


Figura 14)



El daño presentado en los marcos de acero, son muy alarmantes, puesto que las fracturas en las conexiones viga-columna el daño se presenta en la conexión de el alma de la trabe atornillada y la conexión de los patines, es decir, cuando los patines se soldan con penetración a los patines de las columnas. Como se muestra en la sig. Fig. 15).

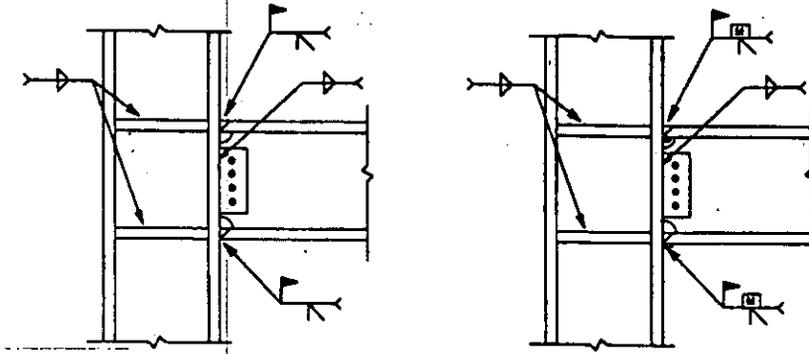


Figura 15)

Generalmente, la conexión para tomar el corte actuante es el alma de la trabe que se conecta, haciéndose de esta conexión por medio de placas, ángulos con tornillos, que viene preparada de taller, soldando directamente el alma de la trabe a la columna.

Las fracturas se presentaron principalmente en la zona de conexión del patín inferior, aunque en algunos casos también se presentaron en el patín superior. Las fracturas se presentaron en:

- 1) En el patín en la zona próxima a la soldadura, como lo muestra la figura 16.a).
- 2) En el patín de la columna en la zona media de la soldadura, figura 16.b).
- 3) En el patín de la columna en la parte inferior de la soldadura, figura 16.c).
- 4) En el patín de la columna en la parte superior de la soldadura, figura 16.d).
- 5) En la misma soldadura, figura 16.e).
- 6) También en algunos casos mas graves, la fractura se presenta a través de el patín de la trabe hasta el patín externo de la columna, tal como se muestra en la figura 16.f).

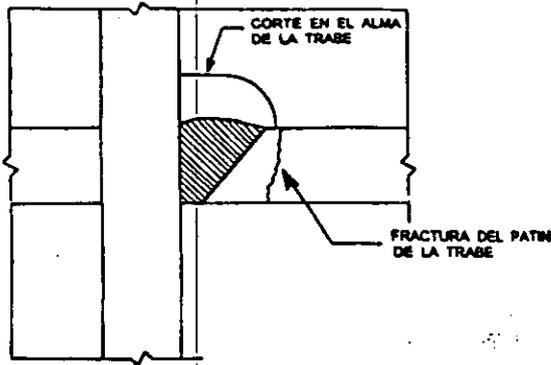


Figura 16.a)

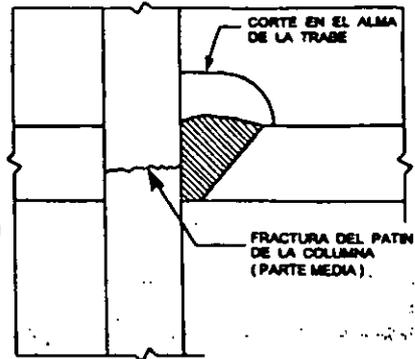


Figura 16.b)

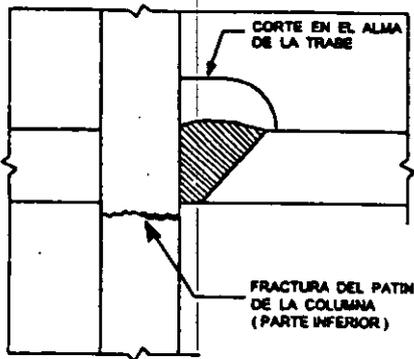


Figura 16.c)

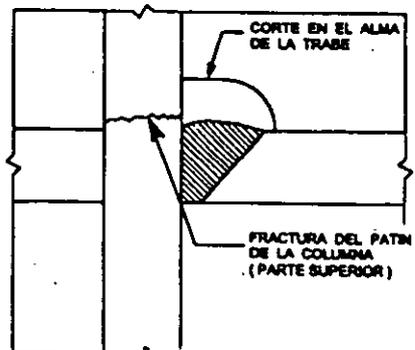


Figura 16.d)

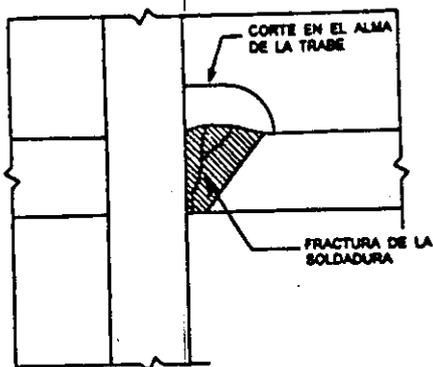


Figura 16.e)

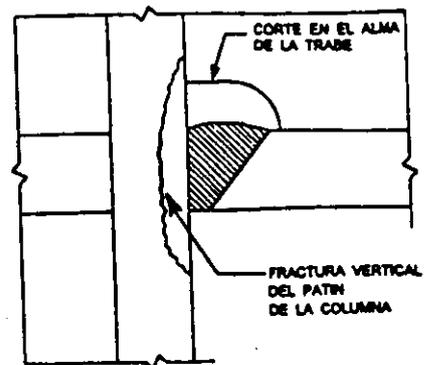


Figura 16.f)



Y en el menor de los casos, se presenta una falla en la conexión a corte de la trabe, tal como se muestra en la figura 17).

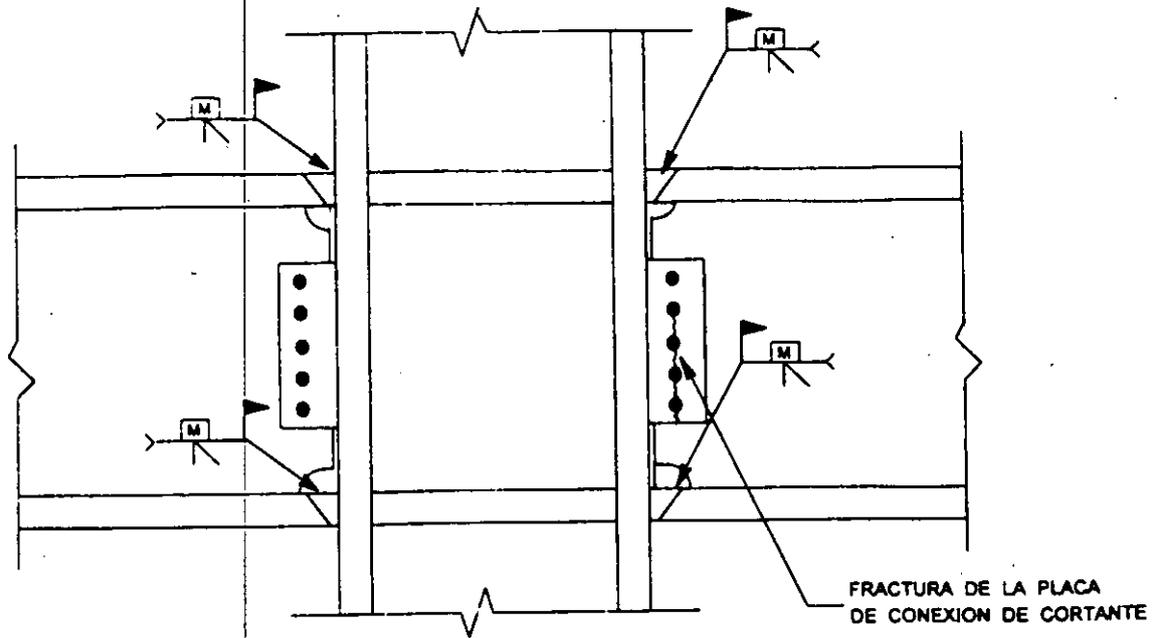


Figura 17)



## II.5) REQUERIMIENTOS MINIMOS DE DISEÑO DE CONEXIONES (RCDF).

Todas las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados y obtenidos en los análisis. Por lo que deben estar formadas por elementos de unión como: atiesadores, placas, ángulos, mensulas, etc. y conectores como son: soldaduras, tornillos y remaches.

Los elementos de conexión (elementos principales), deben de ser diseñados y dimensionados de tal forma que su resistencia se igual o mayor que la sollicitación del diseño correspondiente. Estas sollicitaciones pueden provenir de:

- a) Un análisis de la estructura bajo cargas de diseño.
- b) Como porcentaje de trabajo en función de la resistencia de los elementos conectados.

Adicionalmente, cuando una conexión se considere flexible, se diseñara únicamente para transmitir únicamente fuerza cortante. De tal forma que los elementos de unión que conectan a los elementos principales acepten las rotaciones, por lo que permiten deformaciones inelásticas en los elementos de unión, dejando holguras en los bordes.

Conexiones mínimas.

Se presentan a continuación, los mas importantes requisitos de las conexiones.

En las estructuras clasificadas como tipo 2, es decir, que transmitan la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como transmitir momentos no mayores al 20 % de los momentos resistentes de diseño, permitiendo rotaciones relativas. También incluye barras sometidas a carga axial, deberán ser capaces de soportar una fuerza de diseño no menor de 5000 kg.

El mínimo numero de tornillos a utilizar será de dos por conexión.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldadura será de:

TAMAÑOS MINIMOS DE SOLDADURA DE FILETE

Espesor de la mas gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño mínimo del filete (mm)
Hasta 6.3	3.2
Mas de 6.3 hasta 12.7	4.8
Mas de 12.7 hasta 19.1	6.3
Mas de 19.1	7.9



### TAMAÑOS EFECTIVOS DE LA GARGANTA DE SOLDADURA DE PENETRACION PARCIAL

Espesor de la mas gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta (mm)
Hasta 6.3	3.2
Mas de 6.3 hasta 12.7	4.8
Mas de 12.7 hasta 19.1	6.3
Mas de 19.1 hasta 38.1	7.9
Mas de 38.1 hasta 57	9.5
Mas de 57 hasta 152	12.7
Mas de 152	15.9

El centro de gravedad de un grupo de tornillos o soldaduras, deben coincidir con el eje de gravedad del miembro a conexión. En caso de presentarse excentricidad, deberá considerarse los efectos adicionales. Se excluyen las conexiones de ángulos o placas sencillos, estáticamente cargados. Ver figura 18).

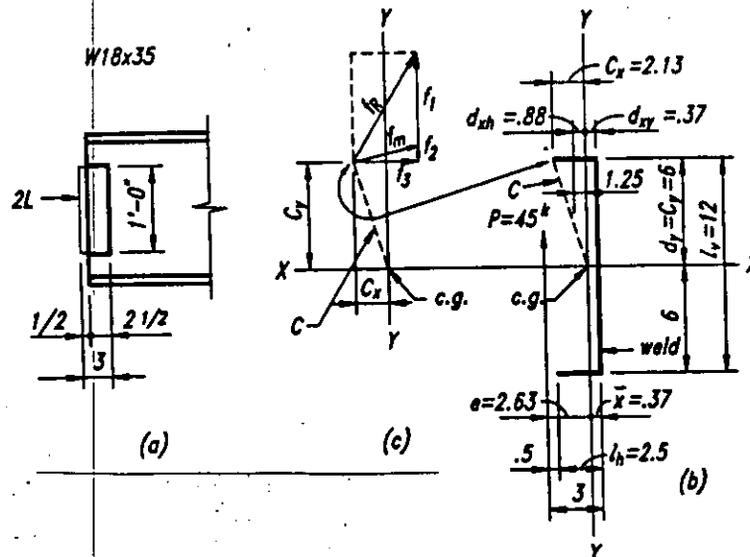


Figura 18)



## II.6) REQUISITOS QUE DEBEN CUMPLIR LAS ESTRUCTURAS DE ACERO.

Se ha logrado hasta este momento, un pequeño estudio acerca de los problemas más comunes en las estructuras de acero, principalmente en las conexiones, donde se ha demostrado que el desempeño global de las estructuras de acero es muy favorable, por eso mismo, los requisitos a cumplir para evitar las fallas antes mencionadas son mínimos:

Sin embargo, no hay que olvidar la ductilidad con la que cuentan los elementos estructurales y que la ocurrencia de una falla frágil no se haga presente. Las cuales se deben comúnmente a la concentración de esfuerzos, fallas por pandeo local, o global de un elemento, y lógicamente la falla de las conexiones.

### II.6.a) REQUISITOS PARA ELEMENTOS PRINCIPALES.

#### Trabes principales.

Principalmente, las trabes que forman marco en una estructura, deben desarrollar su capacidad a flexión y cortante en su forma mas pura, e intentando no combinar efectos adicionales tales como carga axial y torsión.

- a) Por eso es importante que la carga axial que reciban, no sea mayor al 10 por ciento de la fluencia ( $P_u < 0.1 F_y$ ). Favoreciendo así, los mecanismos de deformación inelástica y que se caractericen en los extremos de las trabes, articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y que en estas zonas cuenten con gran capacidad a la rotación. Consecuentemente, se intentara evitar al máximo efectos de torsión.
- b) Se requiere cumplir un mínimo de requisitos geométricos, tales como la relación de esbeltez y las proporciones de las secciones deben ser tales que se eviten problemas de pandeo lateral o local, aun para grandes deformaciones inelásticas. Las secciones que logran ser compactas, tienen gran capacidad de rotación inelástica, donde los requisitos mínimos son:
  - 1) Las vigas deben ser de sección transversal " I " o en cajón, que tengan dos ejes de simetría.
  - 2) Los patines deben estar conectados en forma continua al alma o almas. Los dos requisitos anteriores limitan un tanto los tipos de sección a utilizarse a solo aquellos que desarrollen grandes rotaciones sin problemas de pandeo local. Además, se elimina la posibilidad de emplear secciones de alma abierta o de lamina delgada.
  - 3) El claro libre de las vigas, no deberá ser menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna que se conecten. De esta forma se pretende evitar vigas muy cortas en que predominan los efectos de corte sobre los de flexión,

además que por estética, obtener vigas mas anchas que las columnas, las cuales no transmiten adecuadamente los momentos en los dos elementos.

- 4) La excentricidad entre el eje de la viga y el eje de la columna no debe de exceder de una décima parte de la dimensión de la columna en dirección normal de la viga.

Este requisito pretende evitar efectos que ocasionen esfuerzos adicionales a los elementos.

- 5) La relación de ancho-espesor de patines de secciones "I", "H", "T" o incluso sección en cajón no exceda de  $460/F_y$ , y en secciones cajón y de atiesadores no exceda de  $1600 / F_y$ . Con esto, se pretende eliminar la posibilidad de pandeo local de los patines cuando se les someta a compresión.
- 6) La relación ancho-espesor del alma no excederá de  $3500 / F_y$ .
- 7) Para el diseño por esfuerzo cortante se requiere que se determine un esfuerzo de fluencia incrementando en un 25 por ciento sobre el nominal, o el de reducir con un 70 por ciento de las fuerzas obtenidas en el análisis en lugar del 90 por ciento generalmente utilizado.

De esta forma se trata de evitar que la ductilidad en los marcos se vea limitada por la falla por corte y así se pueda desarrollar la gran capacidad de rotación de las articulaciones plásticas en los extremos.

- c) Las secciones que forman articulaciones plásticas deben estar soportadas lateralmente para evitar la posibilidad del pandeo lateral en el elemento, no solo en el desarrollo elástico de su capacidad, sino también en el desarrollo plástico de la sección.

Generalmente se considera que las vigas desarrollan articulaciones plásticas en los extremos a un peralte a partir del punto de apoyo. Por lo tanto, la distancia entre puntos de soporte lateral en las zonas de articulaciones plásticas no debe exceder de  $L_p = 1250 / F_y$ .

Debe considerarse que generalmente las trabes no son soportadas lateralmente en el patín superior, y que generalmente este soporte lo proporcionan los elementos de piso o losa que soporta la viga. Sin embargo, es necesario soportar lateralmente el patín inferior, por lo que se recomienda colocar atiesadores en el alma de la trabe a todo el peralte o colocar elementos secundarios. Tal como muestra la figura 19).

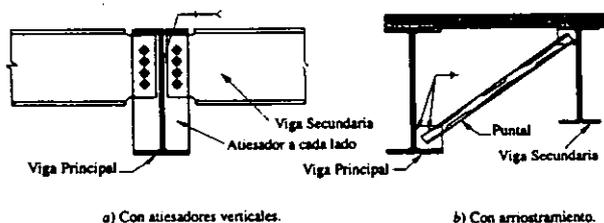


Figura 19)



## Columnas principales.

Son los elementos que trabajan en esfuerzos de flexocompresión en que la carga axial excede el 10 por ciento del esfuerzo de fluencia.

- a) Por requisitos geométricos requiere de que las secciones cumplan los mismos requisitos de secciones compactas, para desarrollar las articulaciones inelásticas. Y así las relaciones de esbeltez sea reducida para no propiciar la falla por pandeo de la columna.
  - 1) Las secciones transversales serán "H" ó en cajón, Donde la sección en cajón rectangular hueca en su relación mayor-menor dimensión transversal, no exceda de dos y su dimensión mínima será de por lo menos de 20 cms. Así como el ancho total de los patines no sea mayor de el peralte total de la sección. La relación peralte-ancho de los patines no exceda de 1.5 y el ancho mínimo de los patines sea de 20 cms.
  - 2) La relación ancho-espesor de los patines no exceda de  $830 / F_y$ . Y para las placas de la sección en cajón, no exceda de  $2100 / F_y$ .
  - 3) La relación de esbeltez de la columna en la dirección mas desfavorable no exceda de 60.
  - 4) El nivel de esfuerzos de compresión en la columna, sea bajo, para poder contar con cierta capacidad de rotación, intentando hacer trabajar a la columna con el 60 por ciento de su capacidad a la compresión.

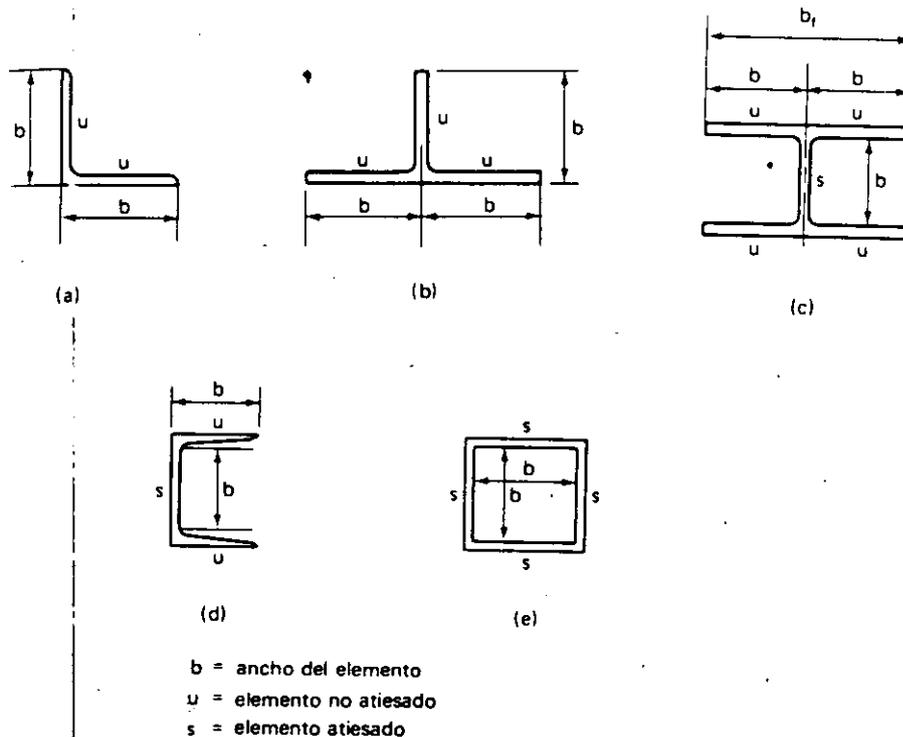


Figura 20)



## II.6.b) REQUISITOS PARA UNIONES VIGA-COLUMNA

Como anteriormente se menciona, las uniones deben diseñarse con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, considerando los momentos de fluencia de las vigas se incrementan un 25 por ciento.

Los aspectos principales vistos anteriormente, se pueden resumir en las siguientes prácticas:

- Conectar ambos patines de las vigas a las de las columnas para que puedan desarrollar su esfuerzo de fluencia.
- Colocar atiesadores en la columna en coincidencia con los patines de las vigas, para que resistan 1.25 veces la fuerza de fluencia de los patines.
- Conectar el alma de las vigas a los patines de las columnas, de manera que transmita la fuerza cortante total.
- Revisar la resistencia a cortante del alma de la columna.
- La conexión de contravientos a los marcos, deberán ser diseñadas para resistir 1.25 veces la resistencia a tensión del elemento.

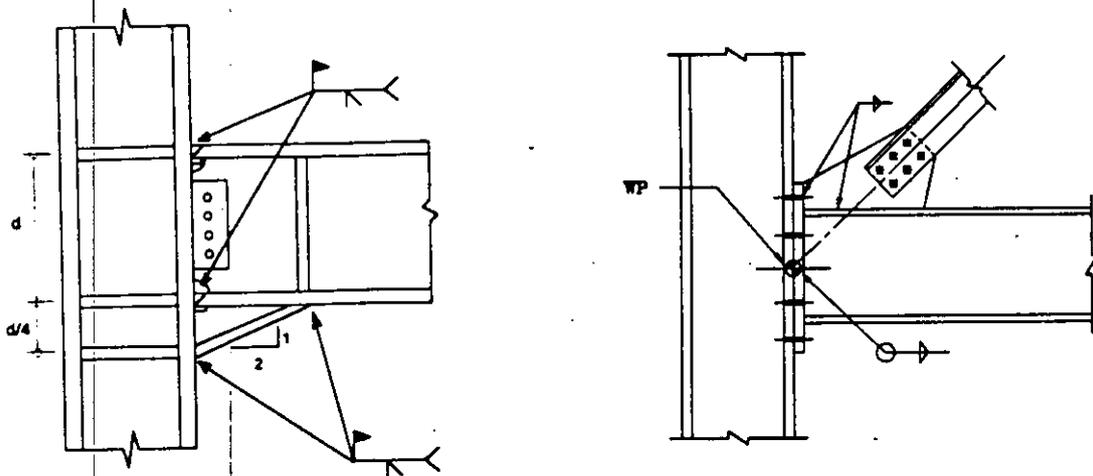


Figura 21)



## II.7) CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO.

El diseño de **contravientos concéntricos** de los marcos son usualmente para condiciones articuladas en sus extremos. La conexión tal vez sea diseñada con soldadura o con tornillos de alta resistencia (A-325). Usando ángulos dobles o canales dobles.

- 1) El UBC 1985, requiere para las zonas sísmicas 3 y 4 y para edificios en zona 2 con un factor de importancia (I) mayor que 1.0, y que los miembros de contravientos del marcos sea diseñados con 1.25 veces la fuerza básica de diseño sísmico y que las conexiones desarrollen la capacidad total del elemento, incrementando una tercera parte de esfuerzo permitido por ser una acción accidental.
- 2) El código SEAOC (UBC-88 recommendations), requiere que los contravientos concéntricos con caprichosas configuraciones sean diseñados con 1.5 veces las cargas de sismo obtenidas. Los contravientos tipo "K" son prohibidos en zonas sísmicas 3 y 4. En zonas sísmicas 2 los contravientos K son permitidos si es que cumplen los requerimientos especificados.

El diseño de conexiones de viga-columna, deberá cumplir los siguientes requisitos:

### 1.- Conexión a patines de columna.

- a) La viga deberá tener los patines soldados a penetración a los de la columna.
- b) La conexión del alma de la trabe será controlado por el esfuerzo cortante, y la conexión del alma deberá ser soldada para desarrollar el completo esfuerzo cortante entre conector-alma-viga.

### 2.- Conexión al alma de la columna.

- a) Los patines deberán tener soldadura de penetración completa para conectarse con la placas.
- b) La conexión del alma deberá ser soldada para desarrollar el máximo esfuerzo del conector-alma-viga en esfuerzo cortante.



## II.8) CONCLUSIONES DEL DISEÑO DE CONEXIONES.

Tradicionalmente los ingenieros diseñamos las conexiones basados en los análisis elásticos, utilizando los códigos de diseño para emplear las fuerzas laterales correspondientes a el tipo de edificio. Por ejemplo, el actual reglamento de construcciones de la ciudad de México indica, que las conexiones deberán ser capaces de transmitir 1.25 veces las fuerzas calculadas en los análisis. Pero es prioridad diseñar las conexiones de los elementos considerando una conexión adecuada para que se desarrollen los máximos esfuerzos de flexión de las vigas junto con los patines de las columnas tal como lo indica el manual de acero AISC.



## II.9) METODOS DE ANALISIS SISMICO.

Hoy en día existen diversos procedimientos para evaluar las solicitaciones de los efectos de origen sísmico, cada uno de los métodos aplicados en cada uno de los códigos existentes tienen un distinto nivel de refinamiento, y por lo mismo, emplean dos grupos generalmente bien definidos:

- a) Los análisis sísmicos estáticos
- b) Los análisis sísmicos dinámicos

Cada uno de los análisis se pueden definir de la siguiente manera:

### a) Los análisis sísmicos estáticos

Dentro de los códigos que comúnmente aplicamos, se encuentran bien definidas las características que nuestro edificio debe cumplir para el empleo de uno u otro método, sin embargo, en forma genérica, podemos mencionar que los análisis estáticos se aplican fuerzas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica, logrando, en función de la rigidez de los marcos y entrepisos, la distribución de masas en cada entrepiso o marco y el efecto de respuesta de nuestro edificio ante esas cargas en conjunto con el tipo de suelo en que nuestra estructura se desplanta, logran definir la magnitud de las cargas laterales y así poder conocer los desplazamientos actuantes en nuestra estructura (en forma global) y así, poder definir un cierto nivel de seguridad.

Podemos sintetizar el procedimiento del método de análisis estático de la siguiente forma:

Este tipo de análisis se basa principalmente en la determinación de la fuerza lateral total denominado cortante de base, a partir de la fuerza de inercia que induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, haciendo después, una distribución de la fuerza de base en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, en función de las cargas que existen en cada uno de los niveles, y suponiendo un modo de vibrar en su primer modo natural.

### Limitantes para el uso del método de análisis estático.

La limitante al empleo de este método, es que no se rebase una altura total del edificio de 60 mts. Sobre el nivel del terreno. Sin embargo, debe **evitarse** en estructuras que tengan una **geometría muy irregular en planta o elevación**, incluso, en la **distribución no uniforme de las masas y rigideces de marcos**.

Mientras que la aplicación en forma general deben seguirse los siguientes pasos:



- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- b) Estas fuerzas deben distribuirse entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

La fuerza que se define como corte de base se obtiene así:

$$V_b = C_s W$$

Donde;

$V_b$	Es la fuerza cortante de base,
$C_s$	Es el coeficiente de corte de base,
$W$	Es el peso total de la estructura.

El coeficiente de corte de base se determina en función del reglamento (RCDF o CFE), los cuales aplican dos opciones:

- A) **Al no determinarse el periodo natural de vibración de la estructura**, el coeficiente debe de tomarse igual a la ordenada máxima del espectro reducido por ductilidad, es decir:

$$C_s = c / Q$$

Donde;

$c$	Es el valor de la ordenada máxima del espectro, que depende del tipo de terreno en que se desplanta la estructura.
$Q$	Es el factor reductivo de ductilidad, según la estructuración del edificio en cuestión.

Aunque esta forma de tomar el valor es muy conservadora, debido a que cuando el periodo natural de vibración de la estructura se encuentra fuera de la zona de ordenadas máximas, pueden hacerse reducciones importantes del  $C_s$ .





B) Al poder hacerse una estimación muy aproximada al periodo natural de vibración de nuestra estructura, T. Podemos definir el siguiente procedimiento:

1) calculando el periodo en segundos con la siguiente fórmula:

$$T = 6.3 \left[ \frac{\sum W_i d_i^2}{g \sum P_i d_i} \right]^{1/2}$$

Donde;  $W_i$  peso de la masa (i),  
 $P_i$  la fuerza lateral que actúa  
 $d_i$  el desplazamiento correspondiente en la dirección  $P_i$   
 $g$  la aceleración de la gravedad

De acuerdo con el valor resultante de T, se aplica una de las dos opciones siguientes:

1) Si:  $T < T_b$  Aplicar como cuando no se determina T, pero que la relación  $V_o/W_o = a / Q'$  calculándose a y  $Q'$

2) Si:  $T > T_b$  Aplicar el inciso 1), pero la  $f_i = k_1 W_i h_i + k_2 W_i h_i^2$

tal que;  $k_1 = q [1 - r (1 - q)] \sum W_i / (\sum W_i h_i)$

$k_2 = 1.5 r q (1 - q) \sum W_i / (\sum W_i h_i^2)$

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

donde  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  se dan en la siguiente tabla:

ZONA	$T_a$	$T_b$	$r$
I	0.2	0.6	1/2
II	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

además, si:  $a = (1 + 3 T/T_a) c / 4$ , si  $T$  es menor que  $T_a$

$a = c$ , si  $T_a < T < T_b$

$a = q c$ , si  $T > T_b$

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



## b) Los análisis sísmicos dinámicos.

Los métodos dinámicos además de incluir las características de rigidez, que se emplean en el método estático, incluyen las propiedades inerciales y de amortiguamiento. Por lo que desde un punto de vista, puede considerarse como un análisis más preciso, por que incorpora información antes ignorada, teniendo en cuenta que la precisión de cualquier análisis debe de precisar que todos los datos que emplea sea más precisos, con lo que entonces puede crear incertidumbre en los resultados.

Requisitos generales para método dinámico.(dinámico modal)

- 1) Si se utiliza análisis modal, deberán incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 4.0 seg.; sin que en ningún caso puedan considerarse menos de los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis.
- 2) Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de las excentricidades estáticas.
- 3) Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan en la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño.
- 4) Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser la fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.), se combinarán para calcular las respuestas totales  $S$  de acuerdo con la fórmula:

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

Siempre y cuando los periodos de los modos naturales difieran al menos 10% entre si. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos.

- 1) Aún empleando el análisis dinámico paso a paso, el cortante de base  $V_0$  es menor que:

$$0.8 \text{ a } W_0 / Q'$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que  $V_0$  iguale este valor.



## II.10) CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS REGULARES

### CONDICIONES DE REGULARIDAD SEGÚN CFE.

Para que una estructura pueda considerarse regular, debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Su planta sea sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales con la distribución de masas, así como de muros y otros elementos resistentes que sean estructurales.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no rebase de 2.5
- 3) La relación de largo a ancho de la base no exceda de 2.5
- 4) En planta no tenga entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tenga un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tenga aberturas en tales sistemas de piso o techo que cuya dimensión exceda el 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere la abertura, además, las aberturas no ocasionen asimetrías significativas ni difieran de posición de un piso a otro y el área total de abertura no exceda en ningún nivel el 20 por ciento del área en planta.
- 7) El peso de cada nivel (considerando carga viva), no sea mayor que el del piso inmediato inferior (a excepción el ultimo nivel de cubierta) sea menor que el 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ninguno de los pisos tenga un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales sea mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que el 70 por ciento de esta. A excepción del ultimo nivel de la edificación.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en mas de 100 por ciento a la de entrepiso inmediatamente inferior.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_x$ , exceda el 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.



## II.11) CRITERIOS DE CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS PARA DISEÑO POR SISMO (SEGÚN CFE).

### a) FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.

Según el manual de obras civiles diseño por sismo CFE indica los valores probables de respuesta en un edificio para la reducción del coeficiente sísmico.

Se usará  $Q=4$  si se cumple:

- a) La resistencia es suministrada en todos los niveles que las secciones de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas, de acuerdo con los requerimientos de las NTCDF y que sus uniones trabe-columna admita rotaciones importantes antes de fallar.
- b) Si la resistencia suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero (sin contar contravientos) sean capaces de resistir al menos 50% de la fuerza sísmica actuante.
- c) Si existen muros ligados adecuadamente a los marcos estructurales que resistan al menos el 80% de las fuerzas laterales totales.
- d) En cualquier entrepiso, su valor del cociente de (Resistencia / Carga) será como mínimo el 65% del promedio de esos cocientes de todos los entrepisos del edificio completo.

Emplear el  $Q=3$  cuando:

Si se cumplen con los demás requisitos para  $Q=4$ , pero en algún nivel dejan de cumplirse los porcentajes especificados en los párrafos b) y c). Entonces  $Q$  tiene que disminuirse a 3.

Además en todos los entrepisos la resistencia deberá suministrarse por las estructuraciones siguientes:

- a) Losas planas correctamente conectadas a las columnas. Las cuales deberán de satisfacer los requisitos que marcan las NTCDF para estructuras de concreto.
- b) Marcos dúctiles de acero estructural.

Emplear el  $Q=2$  cuando:

Habrà de disminuirse el valor de  $Q=2$  cuando no se cumplan completamente los requerimientos de los valores de  $Q=4$  y  $Q=3$ , pero la resistencia deberá ser suministrada por medio de las siguientes estructuraciones.

- a) Losas planas conectadas a columnas de acero o de concreto.
- b) Marcos contraventeados o no: de acero o de concreto.
- c) Muros y columnas resistentes en su plano o muros de concreto reforzado.

Emplear el  $Q=1.5$  si:



- a) Si en todos los entrepisos la resistencia es suministrada por muros de mampostería de piezas huecas o confinados con refuerzo interior.
- b) También por combinaciones de dichos muros con estructuraciones de las especificadas en  $Q=3$  ó  $Q=4$ .

Hay que recordar que en un mismo edificio se podrán utilizar diferentes valores de  $Q$  para una y otra dirección.

Es importante remarcar que cuando la estructura no satisfaga las condiciones de regularidad fijadas anteriormente, el factor reductivo a emplear por ductilidad  $Q'$  se multiplicará por 0.80 a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad.

Finalmente los desplazamientos deberán ser calculados tomando en cuenta la reducción por ductilidad multiplicándose por el  $Q$  tomado.



## b) REGIONALIZACION SISMICA (SEGÚN C.F.E.)

El reglamento de la Comisión Federal de Electricidad ha definido cuatro zonas sísmicas en el territorio nacional y que se muestran en la siguiente figura:

### ZONIFICACION SISMICA DE MEXICO Comisión Federal de Electricidad



Donde la zonificación comprende la siguiente descripción:

El manual de CFE ha dividido en base a un estudio de riesgo sísmico la zonificación más probable de aceleración del suelo dentro de la república Mexicana, donde las fronteras entre zonas coinciden con curvas de igual aceleración máxima del terreno.



La mayor intensidad sísmica se define por la zona D, mientras que la de menor intensidad se presenta hasta la zona A.

De tal forma que también se han obtenido los coeficientes sísmicos recomendables para estructuras del grupo B con sus correspondientes coeficientes de aceleración y periodos naturales de vibración.

Zona sísmica	Tipo de suelo	a 0	c	T a	T b
<b>A</b>	I	0,02	0,08	0,20	0,60
	II	0,04	0,16	0,30	1,50
	III	0,05	0,20	0,60	2,90
<b>B</b>	I	0,04	0,14	0,20	0,60
	II	0,08	0,30	0,30	1,50
	III	0,10	0,36	0,60	2,90
<b>C</b>	I	0,36	0,36	0,00	0,60
	II	0,64	0,64	0,00	1,40
	III	0,64	0,64	0,00	1,90
<b>D</b>	I	0,50	0,50	0,00	0,60
	II	0,86	0,86	0,00	1,20
	III	0,86	0,86	0,00	1,70

El proyecto ubicado en el estado de Aguascalientes, se encuentra indudablemente en la zona "B" de la regionalización lo cual lo único que podrá presentar un cambio de factores, será el tipo de terreno en que se encuentra el predio de la obra.



## II.12) CRITERIOS DE CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS PARA DISEÑO POR VIENTO (SEGÚN CFE).

Para el diseño del edificio tendrá que considerarse los efectos de viento que puedan presentarse en forma accidental. Pues generalmente impactan en una forma sorprendente a una estructura, debido a la altura de la misma o incluso a la forma de los elementos que se encuentra en la estructura (pueden ser cables, cilindros o equipos).

Cabe aclarar que las recomendaciones del Manual de CFE diseño por viento únicamente considera efectos de viento que ocurren en todo el país y quedan excluidas los estudios causados por huracanes en ambas costas (Pacífico, Golfo y el caribe). Así como los lugares en donde se pueden presentar tornados.

### Requisitos generales de análisis y diseño estructural.

- a) *Dirección de análisis:* Únicamente las construcciones se analizarán tomando en cuenta la acción del viento en una dirección perpendicular al edificio.
- b) *Consideraciones para volteo:* En caso necesario deberán anularse las cargas vivas de la estructura que contribuirán a la disminución del volteo debido al viento el cuál deberá ser menor a una relación (momento resistente / momento volteo) de al menos 1.5 y de 2.0 en estructuras del grupo A.
- c) *Consideraciones para deslizamiento:* En caso necesario deberán anularse las cargas vivas de la estructura para considerar la fuerza horizontal que provoque el desplazamiento horizontal y que la relación peso de estructura por coeficiente de fricción / fuerza horizontal sea menor de 1.5 y de 2 en estructuras del grupo A.
- d) *Presiones interiores:* Se deberán considerar simultáneamente las presiones interiores con las exteriores en el caso de estructuras permeables.

### Clasificación de las estructuras según su importancia.

#### Grupo A.

Serán estructuras para las que el grado de seguridad debe ser alto y que en caso de presentarse una falla estructural causen la pérdida de un número importante de vidas o de daños económicos o culturales muy importantes. Asimismo si existe la contención o resguardo de materiales altamente tóxicos, inflamables o explosivos.

#### Grupo B.

Serán estructuras que representen un grado de seguridad moderado y que en el caso de presentarse una falla estructural representen pérdidas de vidas o daños económicos de magnitud intermedia.



### Grupo C.

Serán estructuras que representen un grado de seguridad bajo y que en el caso de presentarse una falla estructural no represente las pérdidas de magnitud de los grupos A y B. Sin embargo, deberán considerarse las posibles consecuencias que ocasione el desprendimiento de piezas que puedan dañar en forma significativa.

### **Clasificación de las estructuras según su respuesta ante el viento.**

En base a la sensibilidad de los efectos de ráfagas del viento y a su correspondiente respuesta dinámica, las construcciones se clasifican en los siguientes tipos:

#### Tipo 1.

Serán estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos. Las cuales la relación Altura / la menor dimensión en planta, sea menor de 5 y su periodo fundamental de vibración sea menor o igual a 1 segundo.

#### Tipo 2.

Serán estructuras sensibles a las ráfagas de corta duración debido a su alta relación de aspecto que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento y que su periodo fundamental de vibración sea mayor de 1 segundo.

#### Tipo 3.

Serán estructuras que se pueden clasificar como tipo II, pero que presentan efectos periódicos de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento.

#### Tipo 4.

Serán estructuras que por su forma o por lo largo de su periodo fundamental de vibración (mayores de 1 seg.), presentan problemas aerodinámicos especiales.

### **Determinación de la velocidad de diseño ( $V_D$ )**

Es la velocidad de viento que actuará sobre la estructura o en los elementos que sean sujetos por la estructura en km/hr, de acuerdo con esta ecuación:

$$V_D = F_T \times F_\alpha \times V_R$$

$F_T$  Factor que depende de la topografía del sitio.



$F\alpha$  Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura.

$V_R$  Valor de la velocidad regional del viento a la que corresponde la ubicación de la estructura.

Velocidad regional la cuál es regida por los mapas de isótacas de los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, los cuales dependerán de la importancia de la estructura.

### Factor de Exposición ( $F\alpha$ )

El factor de exposición es un valor que tomará en cuenta la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura  $Z$  del nivel considerado. También considera el tamaño de la construcción o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición.

Tal valor se calcula con la siguiente expresión:

$$F\alpha = F_c F_{r_z}$$

En donde;

$F_c$  Es el valor que determina la relación del tamaño de la estructura. Como sigue:

### Clase de estructura según su tamaño:

<u>Clase</u>	<u>Descripción</u>
A	Estructuras cuya dimensión horizontal o vertical sea menor que 20 mts ó elementos de recubrimiento de fachadas, ventanas y sus respectivos sujetadores.
B	Estructuras cuya mayor dimensión horizontal o vertical varíe entre 20 m y 50 m
C	Estructuras cuya mayor dimensión horizontal o vertical sea mayor que 50 mts.

Una vez determinado la clase de estructura, se deberá tomar el correspondiente valor de  $F_c$  como sigue:



**Clase de estructura Fc**

A	1.0
B	0.95
C	0.90

Frz Es el valor que se establece con la variación de la velocidad del viento con la altura de la estructura en función de la rugosidad del terreno. Se obtiene con las siguientes expresiones:

$$Frz = 1.56 \left[ \frac{Z}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{Si } Z < 10$$

$$Frz = 1.56 \left[ \frac{Z}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{Si } 10 < Z < \delta$$

$$Frz = 1.56 \left[ \frac{Z}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{Si } Z > \delta$$

Los valores  $\delta$  están en función de la altura a partir de su desplante, por encima de la variación de la velocidad del viento que no es importante, llamada también altura gradiente.

El exponente  $\alpha$  determina la variación de la velocidad del viento con la altura.

Estos valores dependerán de la rugosidad del terreno y de la clase de estructura como sigue:

Categoría de terreno	$\alpha$			$\delta$ (m)
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455



Las categorías del terreno dependen de las características principales de la zona.

Categoría	Descripción
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin alguna obstrucción para el impacto del viento.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente ubicadas.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.

#### $F_T$ Factor de topografía.

Será el factor que involucrará la ubicación exacta de una estructura con respecto a su entorno el cuál interviene para localizar puntos que pueden acelerar la velocidad del viento y que incrementará la velocidad regional. Se proponen los siguientes valores a reserva que los casos que requieran una evaluación especial en el túnel de viento.

Sitios	Topografía	$F_T$
Protegido	Base de sitio promontorio y faldas de una serranía	0.8
	Valles cerrados.	0.9
Normal	Terreno plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes con pendientes < 5%	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, Valles abiertos y litorales planos.	1.1
	Cimas promontorias, colinas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas e islas	1.2

#### Presión dinámica de base, $q_z$

El viento actúa en obstáculo en forma de una presión sobre una superficie que varía según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. Dicha presión es denominada presión dinámica de base, y se calcula con la siguiente expresión:

$$q_z = 0.0048 G V_d^2$$



En donde;

- G** Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel medio del mar:
- V<sub>D</sub>** Velocidad de diseño antes definida.
- q<sub>z</sub>** Presión dinámica de base a la altura Z
- 0.0048** Valor que corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor de G se obtienen de la siguiente expresión.

$$G = 0.392 \Omega / 273 + \tau$$

$\Omega$  Presión barométrica, en mm de Hg

$\tau$  Temperatura ambiental en ° Celcius

Relación entre altitud y presión barométrica.

Altitud (msnm)	Presión barométrica (mm de Hg )
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

Finalmente determinaremos la presión actuante en una estructura se determina como:

$$P_z = C_p q_z$$

En donde;

- C<sub>p</sub>** Es el coeficiente de presión y se determina en función de las diversas formas de la estructura y el cálculo de las presiones globales y locales importantes.



En el caso especial de silos o tanques cilíndricos, se deben considerar las presiones exteriores de la siguiente forma:

$$P_e = C_{pe} K_A K_L q_H$$

En donde;

- $C_{pe}$  Coeficiente de presión exterior
- $K_A$  Factor de reducción de presión por tamaño de área.
- $K_L$  Factor de presión local
- $q_H$  Presión dinámica de base  $Z = H$

Cabe aclarar que las presiones interiores deben ser calculadas en forma similar y que en función de la forma y permeabilidad de la estructura se obtienen los factores, además se deben considerar estas presiones a que actúen en forma simultánea a las presiones exteriores.



## CAPITULO III

### III. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

#### III.1 ANTECEDENTES.

La ciudad de Aguascalientes está ubicada en el borde oeste de la meseta central, caracterizada por grandes llanuras y escasos accidentes estructurales de tipo orográfico, el estado limita con la sierra madre occidental. En la zona de valle se tienen depósitos de materiales con propiedades adecuadas para la fabricación de cemento, por lo que la empresa Cruz azul S.C. L. construirá una nueva planta cementera en la proximidad del poblado Arroyo Hondo, localidad cercana a la ciudad de Aguascalientes (Aprox. 50 km). El predio abarca casi 61 hectáreas para la explotación de yacimientos del material necesarios para la producción de cemento, (ver figura 1).

La nueva planta contempla una serie de edificios de producción y oficinas, en este trabajo solo interesa el edificio de tolvas en el cual se almacena la materia prima principal para la elaboración de cemento.

#### III.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO DE TOLVAS.

Se presenta a continuación el proceso del manejo del material y el suministro hacia cada una de las bandas transportadoras involucradas indirectamente.

El edificio de tolvas está destinado a la contención y distribución de material para lograr enviar en cantidad exacta al edificio anexo "molino de crudo" (lo cual logra dicho suministro por medio de bandas transportadoras), es alimentado desde el "almacén general" (almacén de puzolana, hematita y pizarra) en donde el material ya es tratado y triturado en partículas más pequeñas logrando el mezclado requerido para la fabricación del cemento crudo. Dicho suministro es llevado a la parte superior del "edificio de tolvas" por medio de bandas transportadoras atravesando un puente de interconexión entre ambos edificios.

El material es vertido a los embudos que inyectan a las tolvas metálicas y así logra llenarse cada una de las tolvas con sus correspondientes materiales. La contención del material llega a ser durante el ciclo de llenado y vaciado de aproximadamente 5.5 hrs, en constante suministro; sin embargo, un ciclo de 4.0 hrs, será desarrollado únicamente si se presentara una sobre explotación de materia prima desde los yacimientos tal que logre saturar los procesos de captación y suministro así como la capacidad del "almacén general".

Así para el criterio de diseño y cálculo más desfavorable de operación, se considera que las tolvas están llenas y cuyos volúmenes se proporcionarán posteriormente.

Así, en base a la información proporcionada por los ingenieros mecánicos y fabricantes de equipos, se presentan los pesos de cada una de las tolvas así como el peso de cada uno de los materiales almacenados:



<b>Material</b>	<b>Peso Material (kn)</b>	<b>Peso Material (Ton)</b>	<b>Peso Equipo (Ton)</b>	<b>Peso Total (Ton)</b>
Tolva de Pizarra	450	45.8	7.0	52.8
Tolva de Caliza alta	1370	139.7	14.0	153.7
Tolva de Hematita	1640	167.2	14.0	181.2
Tolva de Caliza mezcla	1380	140.7	14.0	154.7

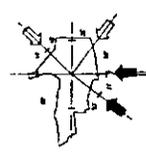
En la parte inferior de las tolvas se encuentra una banda transportadora que llevará el material al edificio de molino de crudo que se encuentra a 55 mts de distancia aproximadamente.

A continuación se presentan las plantas y cortes correspondientes al edificio de tolvas:

NORTE

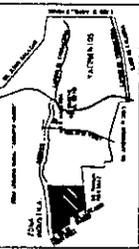
DIRECCION DE VIENTO REGIONAL DE CANARIAS

CAPACIDAD DE VENTILACION



SITIO EN EL TERRENO

ERRORES DE LOCALIZACION



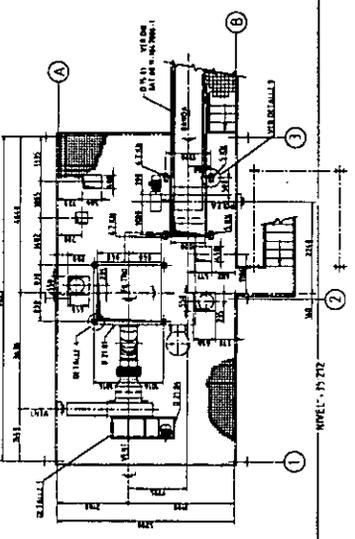
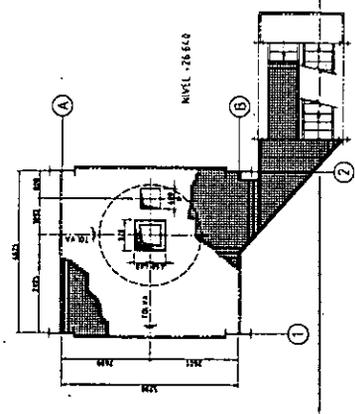
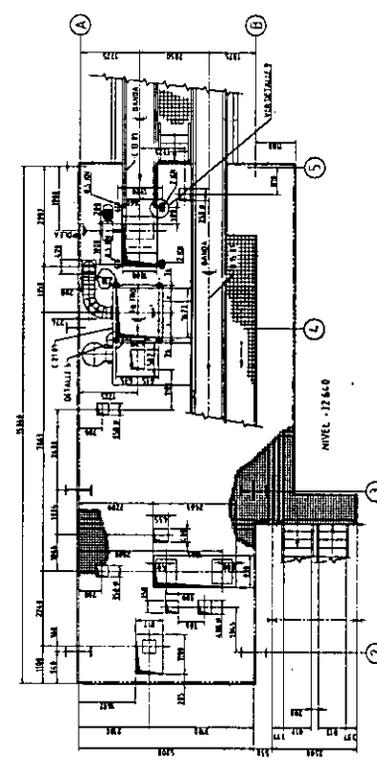
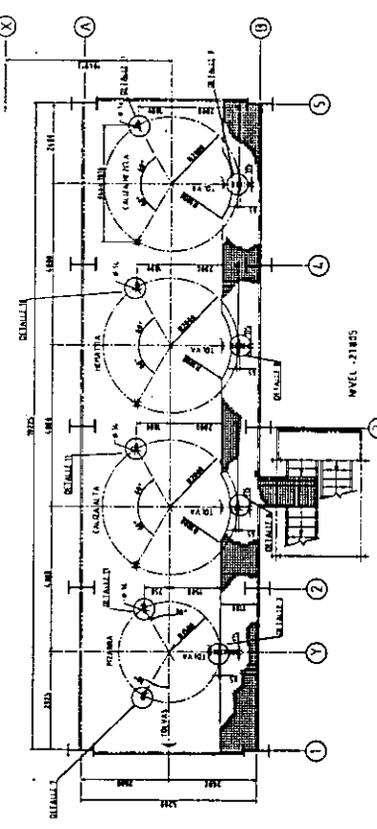
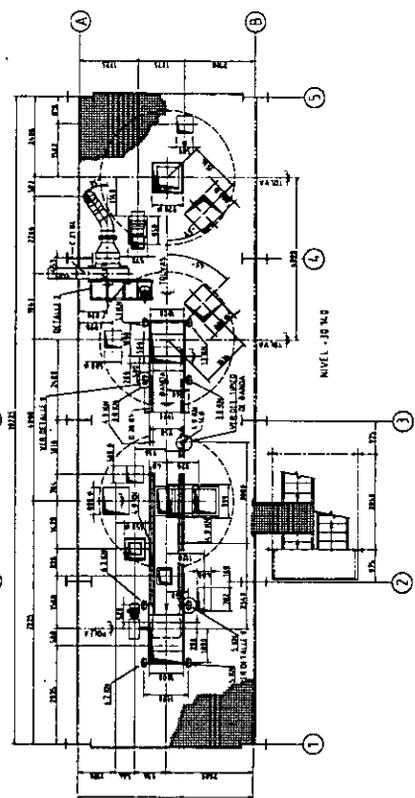
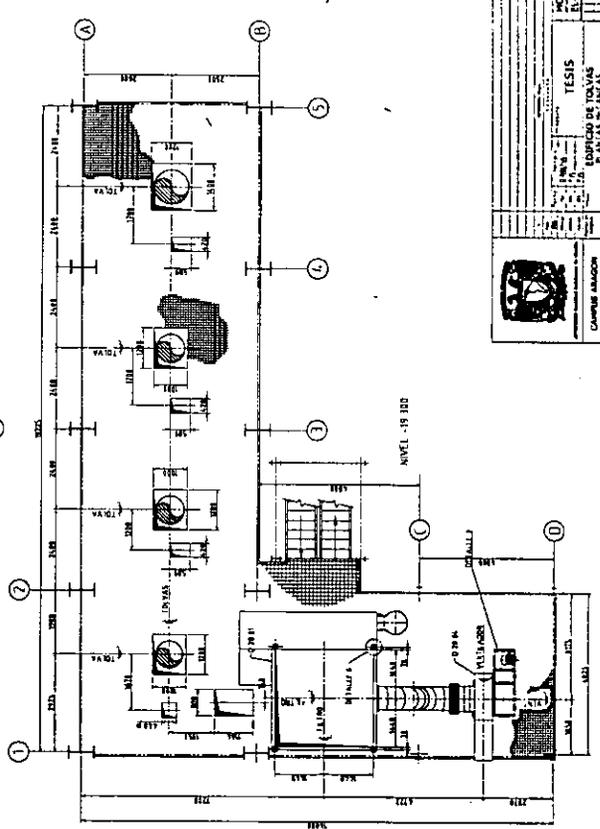
1:500 - 1980 C.S.



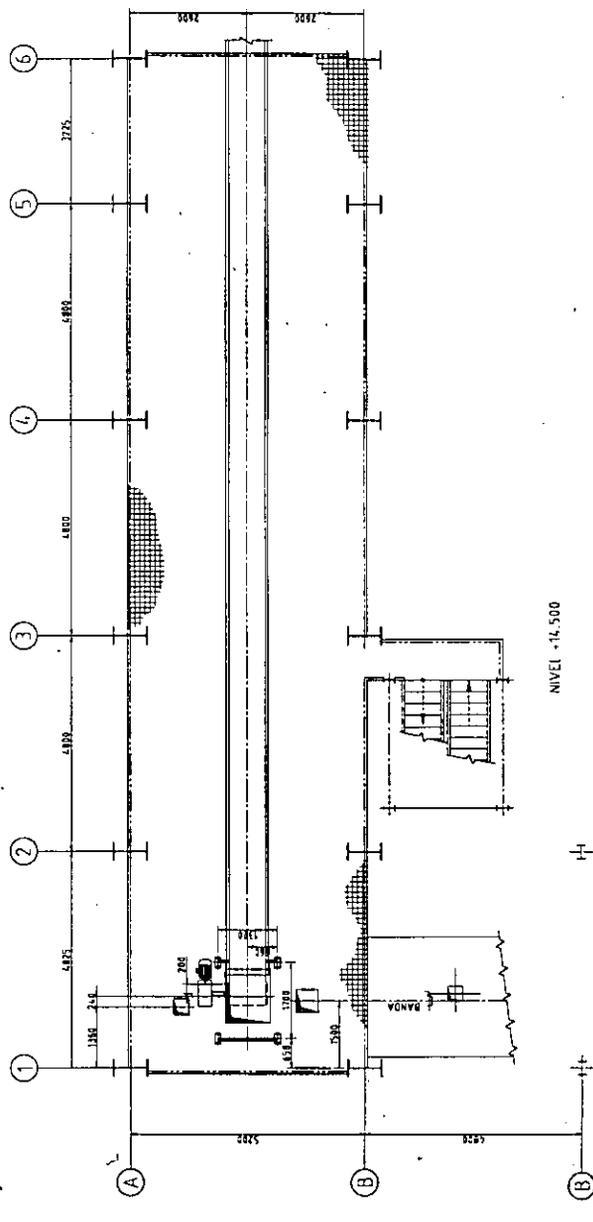
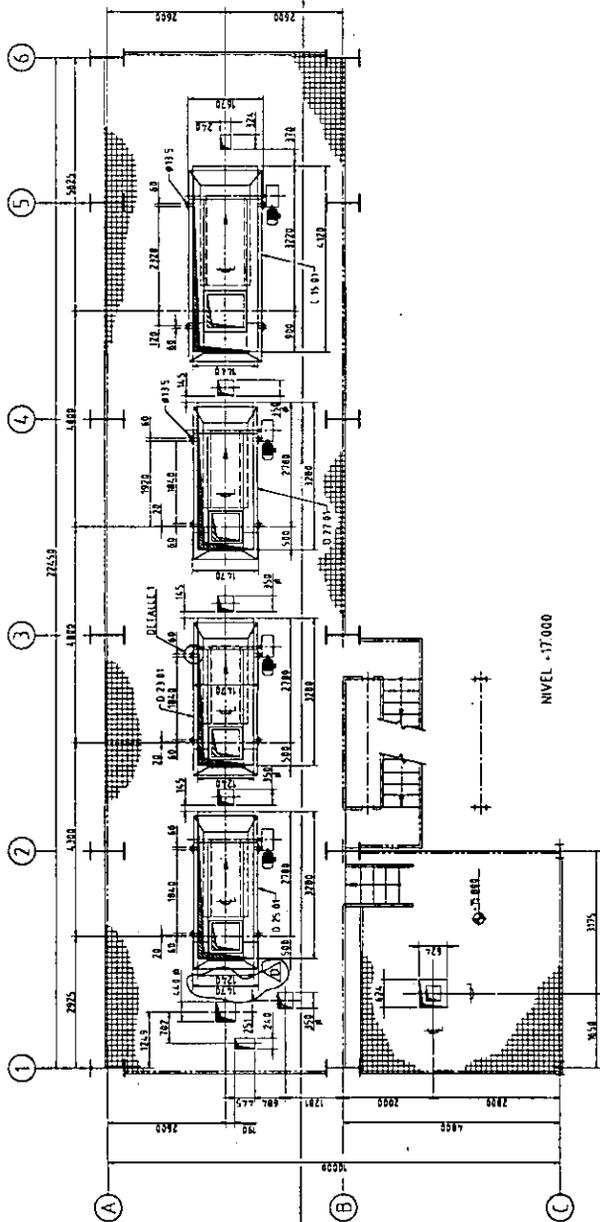
EDIFICIO DE TOLVAS  
INSTRUMENTAL Y CLASIFICACION

CHAMPUS AMADOR

- 1. AREA DE PLANTA
- 2. AREA DE PLANTA
- 3. AREA DE PLANTA
- 4. AREA DE PLANTA
- 5. AREA DE PLANTA
- 6. AREA DE PLANTA
- 7. AREA DE PLANTA
- 8. AREA DE PLANTA
- 9. AREA DE PLANTA
- 10. AREA DE PLANTA
- 11. AREA DE PLANTA
- 12. AREA DE PLANTA
- 13. AREA DE PLANTA
- 14. AREA DE PLANTA
- 15. AREA DE PLANTA
- 16. AREA DE PLANTA
- 17. AREA DE PLANTA
- 18. AREA DE PLANTA
- 19. AREA DE PLANTA
- 20. AREA DE PLANTA
- 21. AREA DE PLANTA
- 22. AREA DE PLANTA
- 23. AREA DE PLANTA
- 24. AREA DE PLANTA
- 25. AREA DE PLANTA
- 26. AREA DE PLANTA
- 27. AREA DE PLANTA
- 28. AREA DE PLANTA
- 29. AREA DE PLANTA
- 30. AREA DE PLANTA
- 31. AREA DE PLANTA
- 32. AREA DE PLANTA
- 33. AREA DE PLANTA
- 34. AREA DE PLANTA
- 35. AREA DE PLANTA
- 36. AREA DE PLANTA
- 37. AREA DE PLANTA
- 38. AREA DE PLANTA
- 39. AREA DE PLANTA
- 40. AREA DE PLANTA
- 41. AREA DE PLANTA
- 42. AREA DE PLANTA
- 43. AREA DE PLANTA
- 44. AREA DE PLANTA
- 45. AREA DE PLANTA
- 46. AREA DE PLANTA
- 47. AREA DE PLANTA
- 48. AREA DE PLANTA
- 49. AREA DE PLANTA
- 50. AREA DE PLANTA
- 51. AREA DE PLANTA
- 52. AREA DE PLANTA
- 53. AREA DE PLANTA
- 54. AREA DE PLANTA
- 55. AREA DE PLANTA
- 56. AREA DE PLANTA
- 57. AREA DE PLANTA
- 58. AREA DE PLANTA
- 59. AREA DE PLANTA
- 60. AREA DE PLANTA
- 61. AREA DE PLANTA
- 62. AREA DE PLANTA
- 63. AREA DE PLANTA
- 64. AREA DE PLANTA
- 65. AREA DE PLANTA
- 66. AREA DE PLANTA
- 67. AREA DE PLANTA
- 68. AREA DE PLANTA
- 69. AREA DE PLANTA
- 70. AREA DE PLANTA
- 71. AREA DE PLANTA
- 72. AREA DE PLANTA
- 73. AREA DE PLANTA
- 74. AREA DE PLANTA
- 75. AREA DE PLANTA
- 76. AREA DE PLANTA
- 77. AREA DE PLANTA
- 78. AREA DE PLANTA
- 79. AREA DE PLANTA
- 80. AREA DE PLANTA
- 81. AREA DE PLANTA
- 82. AREA DE PLANTA
- 83. AREA DE PLANTA
- 84. AREA DE PLANTA
- 85. AREA DE PLANTA
- 86. AREA DE PLANTA
- 87. AREA DE PLANTA
- 88. AREA DE PLANTA
- 89. AREA DE PLANTA
- 90. AREA DE PLANTA
- 91. AREA DE PLANTA
- 92. AREA DE PLANTA
- 93. AREA DE PLANTA
- 94. AREA DE PLANTA
- 95. AREA DE PLANTA
- 96. AREA DE PLANTA
- 97. AREA DE PLANTA
- 98. AREA DE PLANTA
- 99. AREA DE PLANTA
- 100. AREA DE PLANTA



N°	DESCRIPTION	TYPESITE	ITEM	UNIDADES	Por Unidad Litros
01	BANDA TRANSPORTADORA	B00	I 10-01	...	...
02	BANDA TRANSPORTADORA	B00	C 17-01	...	...
03	SEPARADOR MAGNETICO	B00	I 10-01	...	...
04	VALVULA DE ODS VIKAS	B00	I 10-01	...	...
05	VALVULA DE ODS VIKAS	B00	I 10-01	...	...
06	VALVULA DE ODS VIKAS	B00	I 10-01	...	...
07	VALVULA DE ODS VIKAS	B00	I 10-01	...	...
08	VALVULA DE ODS VIKAS	B00	I 10-01	...	...
09	VALVULA DE ODS VIKAS	B00	I 10-01	...	...
10	VALVULA DE ODS VIKAS	B00	I 10-01	...	...




  
**TESIS**  
 EDIFICIO DE OLVAS  
 PANTAS A-14-15  
 INGENIERIA CIVIL  
 UNIVERSIDAD DE LOS ANDES  
 BOGOTÁ, COLOMBIA

**TESIS**  
 EDIFICIO DE TUBAS  
 EL VILCÓN DE SAN JUAN  
 EN BENTONITA, CIVIL

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL  
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN JUAN  
 1980

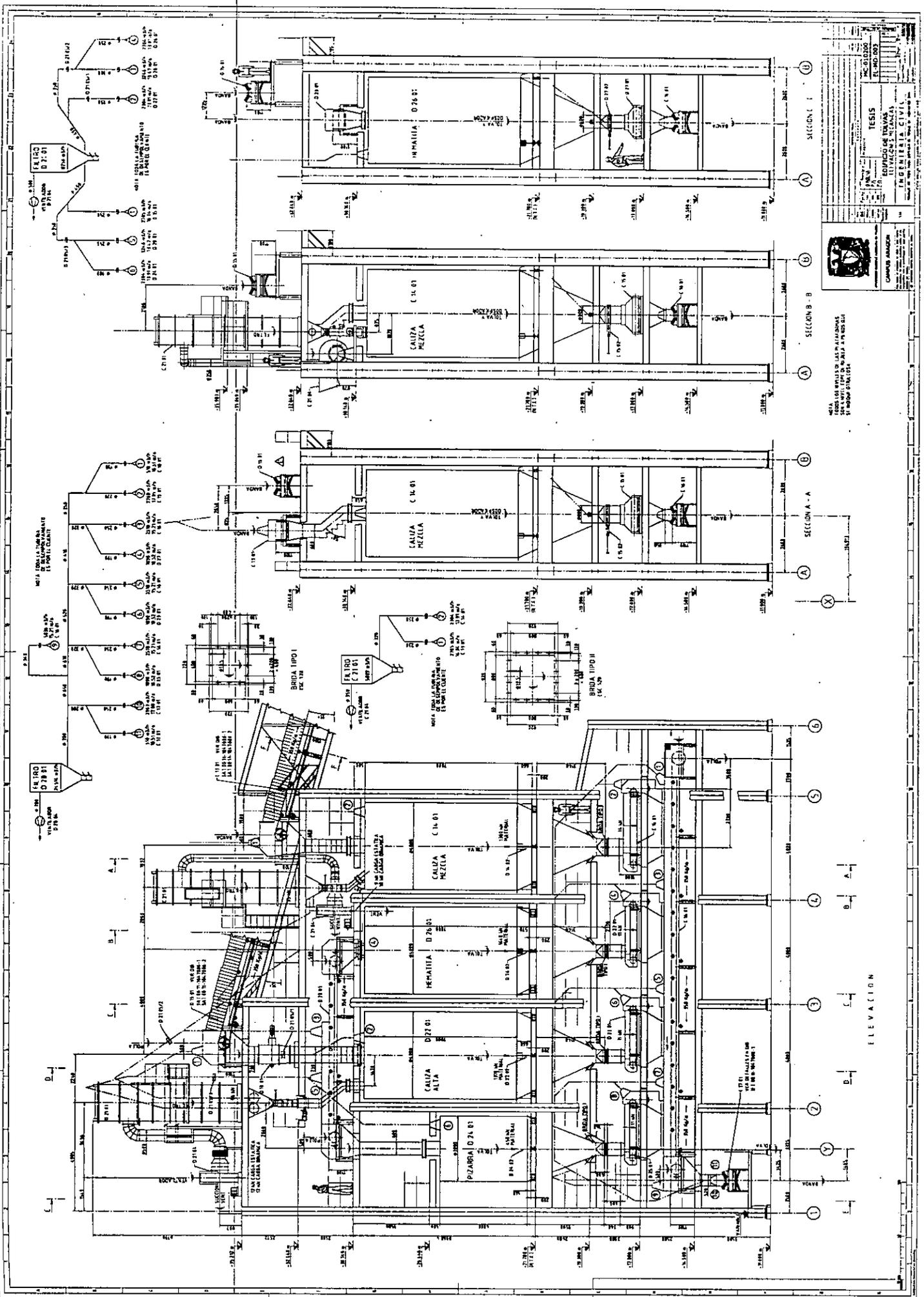
NOTA: LAS DIMENSIONES SE DAN EN METROS  
 SI NO SE INDICAN DE OTRA FORMA

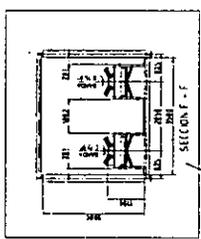
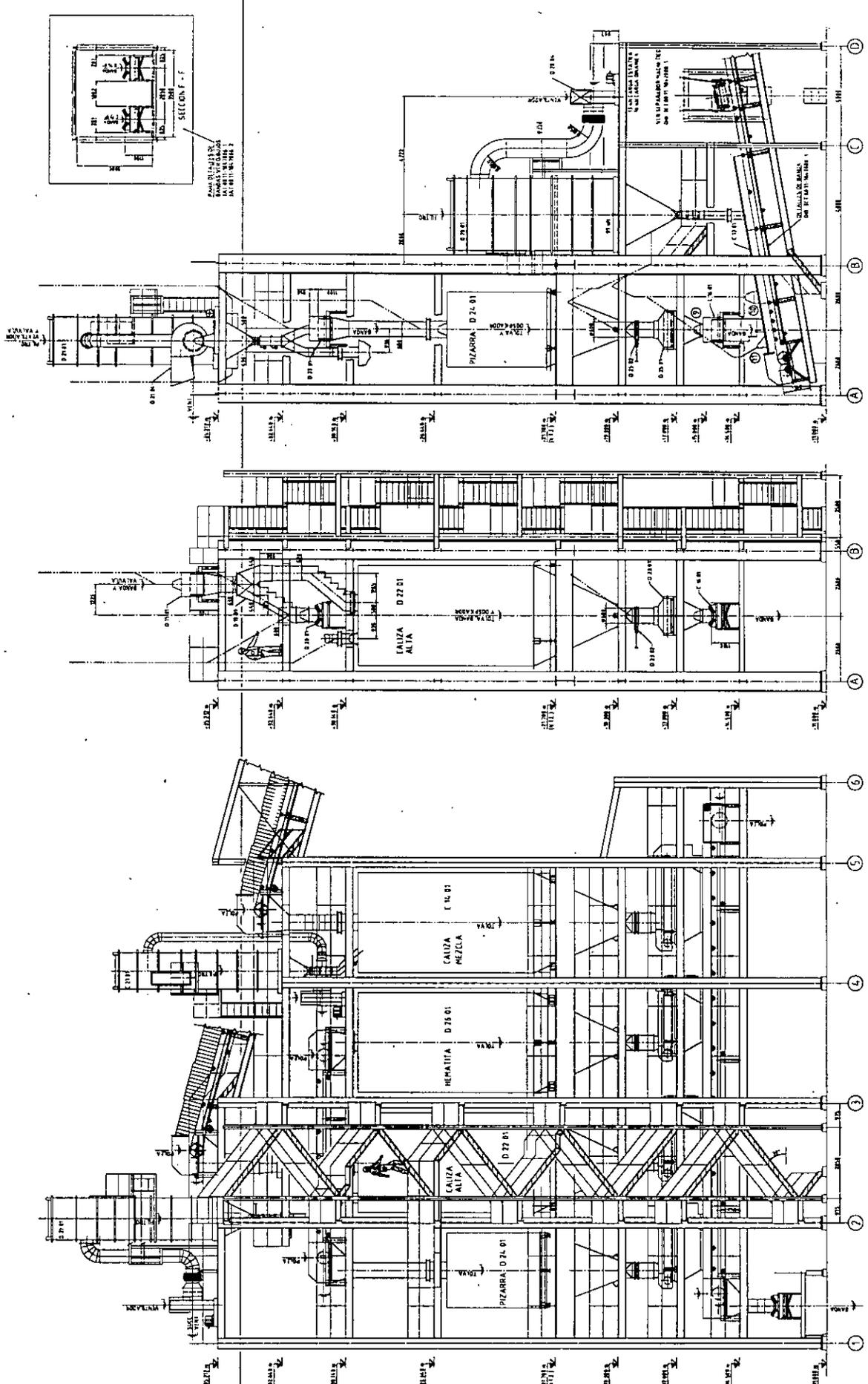
SECCION I - I

SECCION B - B

SECCION A - A

ELEVATION





SECCION F-F

SECCION E-E

SECCION D-D

ELEVACION DE ESCALERAS

NOTA: VERIFICAR SI SE DEBE DE PONER EN EL PISO DE ARRIBA UN PISO DE CEMENTO Y UN PISO DE ALBAÑILERIA.

PROYECTO	REVISADO
FECHA	ELABORADO
TESIS	
EDIFICIO DE TONJAS	
CAMPUS AMAZON	
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	



### III.3 ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO DE TOLVAS.

En función de las recomendaciones generales de estructuración mencionadas en capítulos anteriores. A continuación se procede a la estructuración del edificio de tolvas considerando todos los aspectos generales y particulares para una correcta estructuración ante carga gravitacional y cargas accidentales que actúan en el edificio.

Como estudio preliminar se puede mencionar la importancia de conocer completamente el proceso y funcionamiento del edificio industrial, puesto que muchas veces se debe considerar el tipo de materiales a utilizar en el diseño del edificio sea concreto o acero, por ejemplo: cuando se tiene que diseñar un tanque de agua tratada, automáticamente se idealiza una estructura de concreto armado para muros y losa de fondo.

En este caso en que se tienen que tomar en cuenta los requerimientos de equipos (bases de fijación, espacios, huecos, etc.) y por condiciones industriales se plantea una estructuración a base de marcos de acero en ambas direcciones y el cual presenta la resistencia más común en el mercado de  $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ , además se percibe que la estética que da el uso de este material en conjunto con los equipos logra ser enteramente industrial. Cabe aclarar que el emplear columnas y trabes de acero, simplifica el trabajo de fijación e instalación de los equipos a la estructura, sin que se dificulte con los cuidados que requiere un elemento ahogado en concreto para ubicar exactamente el punto de apoyo de una base de un equipo lo cual resultaría demasiado laborioso y tardado.

Ya que una pronta instalación de la estructura y de los equipos es un factor de economizar el costo en trabajo sobre la estructura y se ahorraría tiempo de montaje y preparaciones, a lo cual lógicamente, el cliente tiene que obtener la producción de la planta lo más pronto posible.

El edificio cuenta con ocho niveles de entrepiso y se considera que el sistema de entrepiso es rígido, el cual será logrado mediante vigas secundarias y elementos de soporte lateral, así como diagonales horizontales formando armaduras horizontales.

El uso de armaduras horizontales garantizará un sistema de entrepiso rígido para que pueda cumplir con las especificaciones del reglamento de construcciones del D.F. y los criterios generales de estructuración del manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Así las armaduras lograrán rigidizar en ambas direcciones (X,Z) a los entrepisos transmitiendo directamente las fuerzas sísmicas o de viento a las columnas.

Todos los niveles cuentan con huecos que permitirán la instalación de cableados, ductos, tolvas, etc. requeridos por los equipos, como una excepción en el nivel 17.000 se presentan huecos, por lo que interrumpe la conexión directa entre viga y columna, lo cual obliga a mover la conexión de esa viga principal sobre otra principal longitudinal lo más cerca posible de la columna. Esta es una práctica inapropiada para una estructura pero el criterio será tomado en cuenta como un factor de irregularidad en la respuesta ante el sismo del edificio mostrada más adelante.



Los marcos en ambas direcciones (X y Z) están rigidizados por medio de contravientos en forma de K (para marcos transversales) y en forma de X (para marcos longitudinales) los cuales tomarán las fuerzas laterales hacia los puntos más bajos en la estructura. En algunos casos se interrumpen los contravientos verticales debido a requerimientos mecánicos (principalmente por bandas transportadoras).

En sentido longitudinal, la rigidez se restringe a los desplazamientos mediante contravientos que se encuentran entre los ejes 3-4 y 4-5 en toda la altura del edificio, lo que permitirá un comportamiento adecuado en los nudos de todas las vigas principales en el sentido longitudinal.

Los apoyos en las columnas que transmiten directamente las fuerzas hacia la cimentación serán considerados articulados en ambos sentidos y con ello evitar una distribución inapropiada en la parte inferior de las columnas debido a los contravientos.

Los elementos secundarios que se encuentran en el edificio serán diseñados por separado, ya que las conexiones de estas a la viga principal serán diseñadas a cortante aunque para el análisis las descargas son consideradas en las vigas principales.

Un punto que resulta importante es peso que se encuentra en el nivel 21.805 el cual es sensiblemente mayor que el de entresijos superiores e inferiores, lo que nos llevará a una condición de irregularidad y que se discutirá posteriormente .

Como hasta ahora se puede ver, no es fácil lograr una estructuración ideal, pues en algunos niveles se aprecian elementos con distancias diferentes y huecos de entresijo sin embargo se ha procurado mantener una estructuración lo más uniforme posible y evitar problemas a la estructura principal de manera que no afecte en gran medida su comportamiento global.

A continuación se muestran las plantas de cada nivel con una estructuración y ubicación de trabes principales y secundarias así como columnas y contravientos.

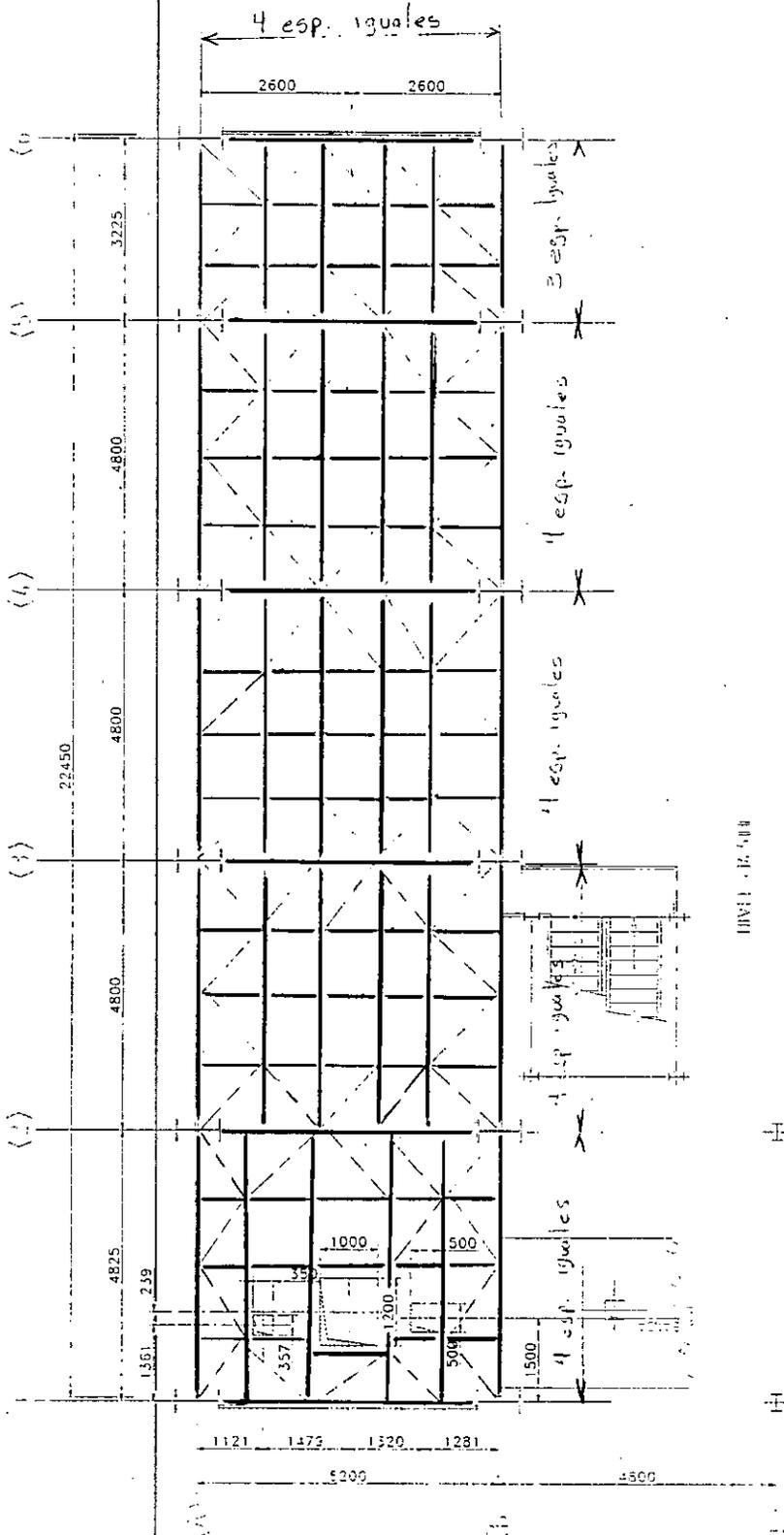


U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México - Campus Aragón  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

# ESTRUCTURACION

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 1	DE: 8









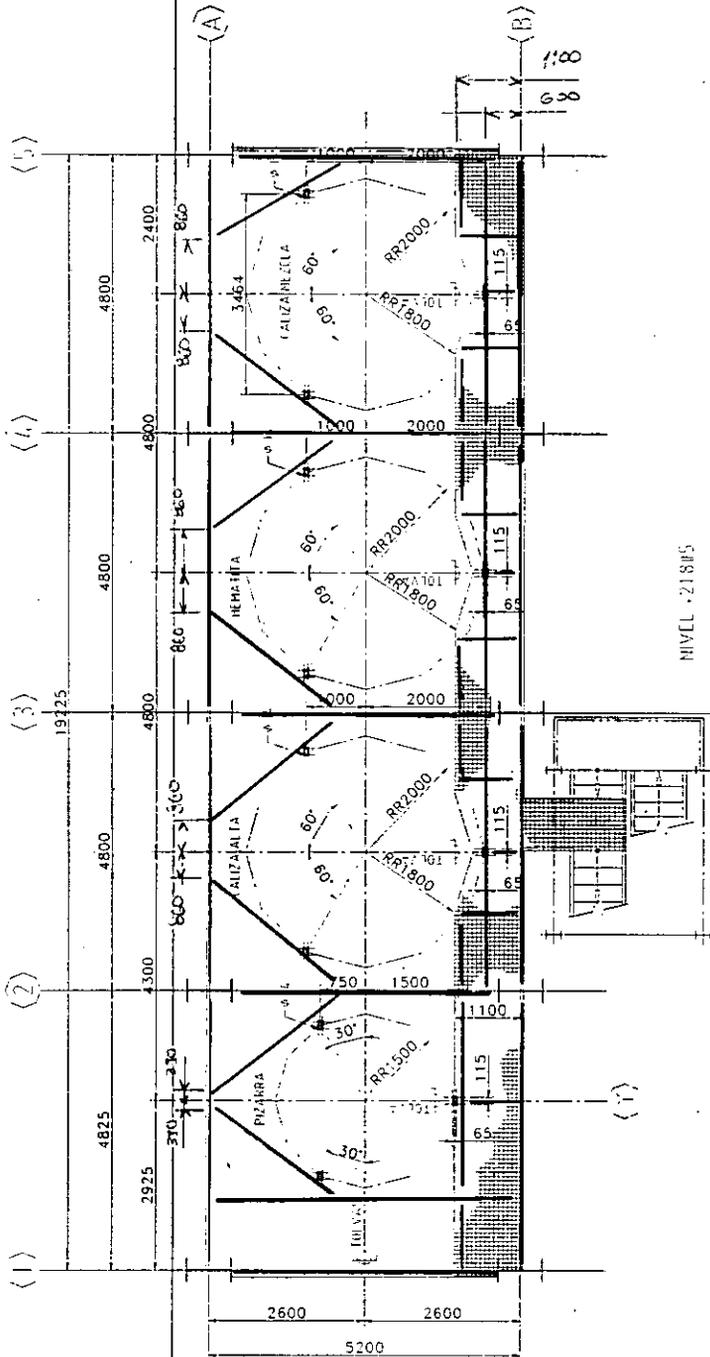
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 5	DE: 8

# ESTRUCTURACION





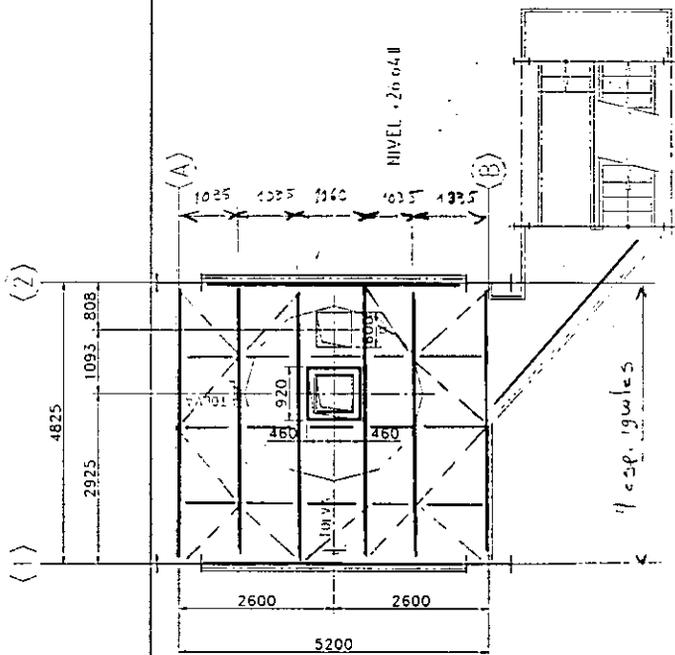
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 7	DE: 8

# ESTRUCTURACION







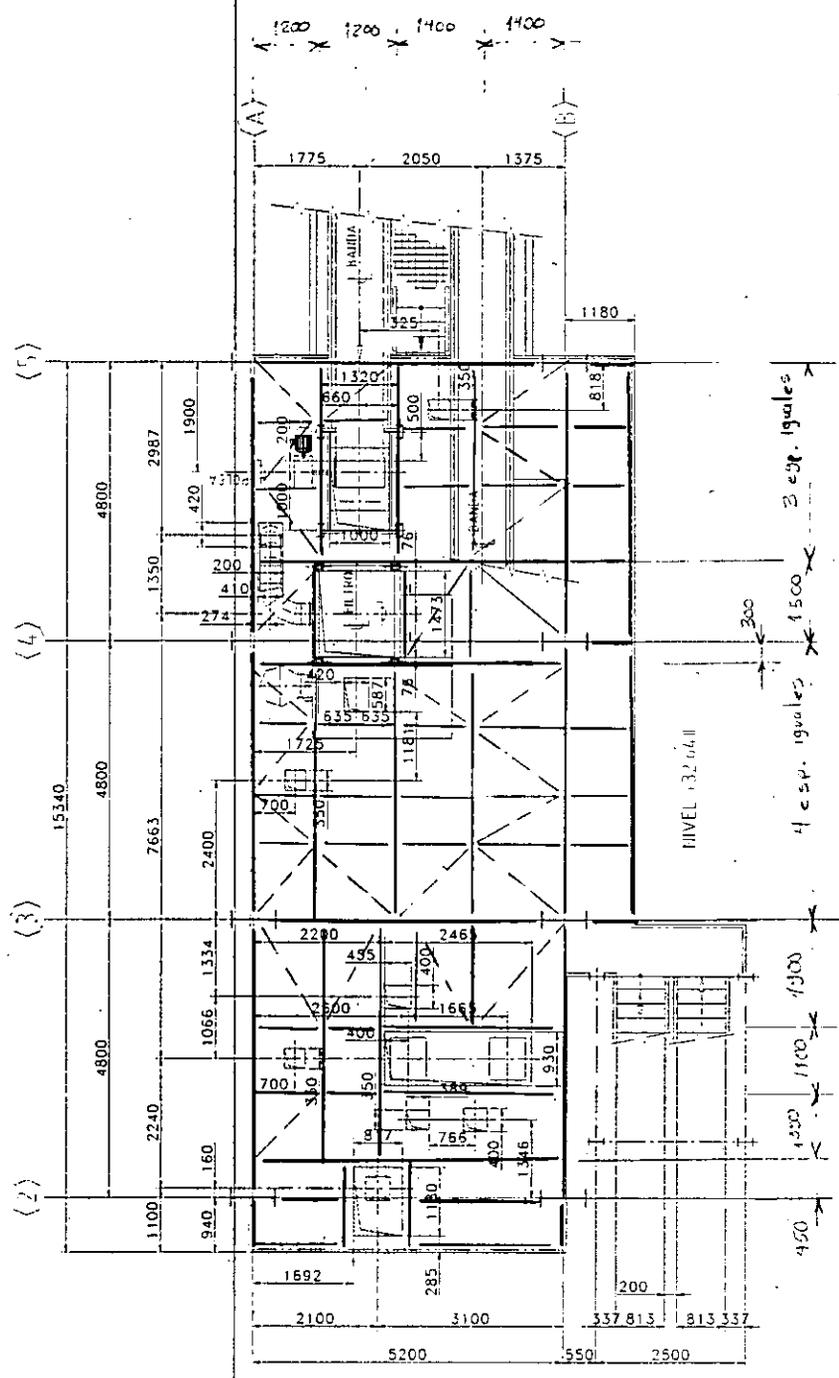
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México - Campus Aragón

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

# ESTRUCTURACION

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 6	DE: 8





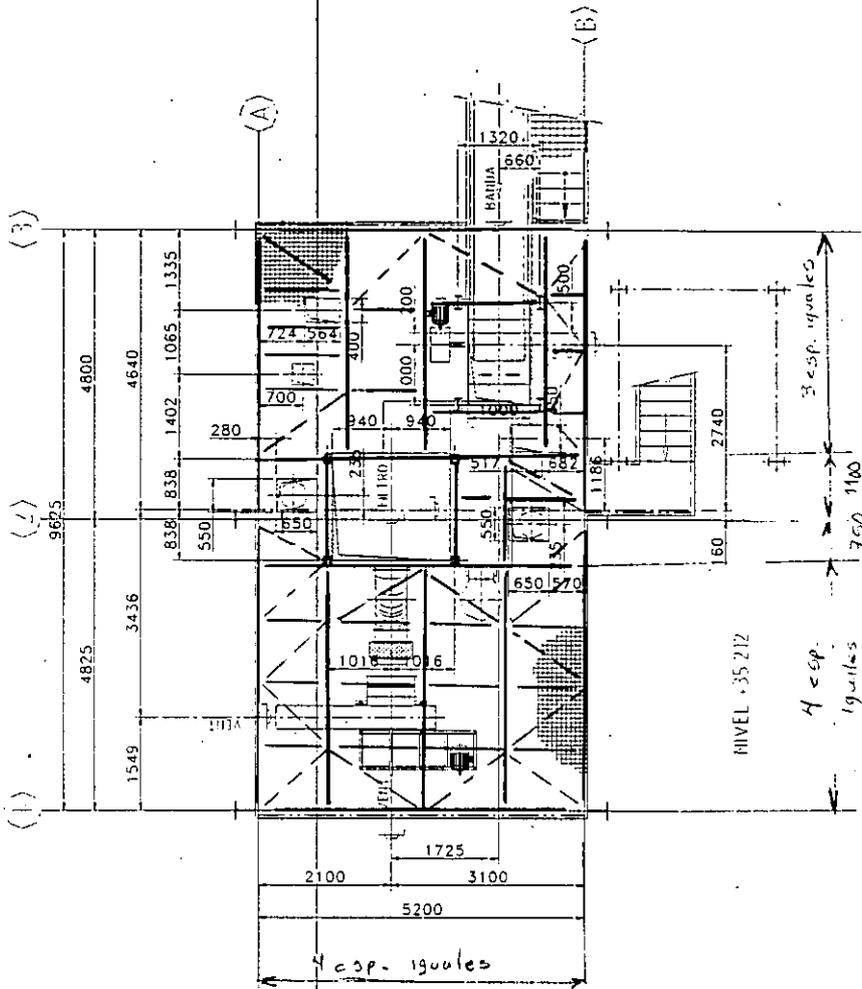
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 8	DE: 8

# ESTRUCTURACION



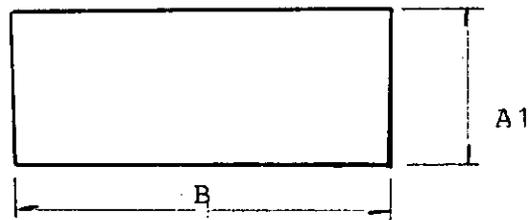


### III.3.1 CONDICIONES DE IRREGULARIDAD.

El "edificio de tolvas" está dimensionado en base a las necesidades de espacio y de maniobrabilidad para los operadores que laboran en cada uno de los niveles, por ello se han proporcionado distancias fijas inamovibles en planta. A continuación se verifican las condiciones de irregularidad que presenta el edificio.

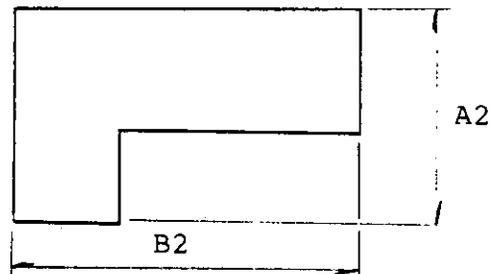
La dimensión longitudinal en la base del edificio está dada por 22.45 mts y en su sentido transversal por 14 mts aunque esta dimensión es solo en eje 1 y 2 ya que en el eje 3, 4, 5 y 6 se encuentra una dimensión de 5.2 mts. La altura del edificio es de 24.212 mts.

Sea  $A1 = 5.2$  m y  $B = 22.45$  m



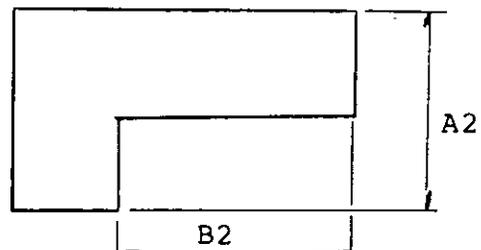
$$B/A1 = 4.32 > 4 \text{ pero en los otros ejes}$$

$B1 = 22.45$  m y  $A2 = 14.0$  m por lo que;



$$B2/A2 = 3.32 < 4 \text{ o tomando la distancia del eje 2 al 6}$$

$B2 = 17.625$  m entonces;

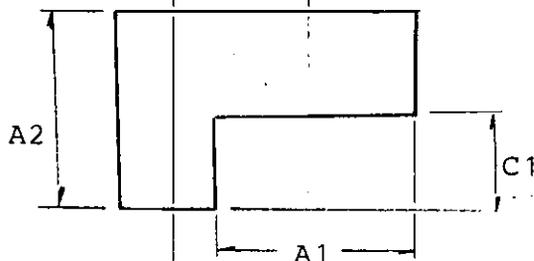


$$B2/A2 = 1.60 < 4 \text{ que su irregularidad no seria nada grave}$$

Tal vez el caso más cuestionable de irregularidad sería la geometría de los primeros niveles como "L", como a continuación se muestra la figura siguiente:



Sea  $A2 = 14.0 \text{ m}$  y  $C1 = 8.8 \text{ m}$



$$C1/A2 = 8.8 / 14.0 = 0.62$$

> 0.20 que podría arrojar un efecto de torsión en los 2 primeros niveles.

El caso de altura-anchura de edificio no representa una irregularidad cuestionable, puesto que el límite de altura-anchura de base ha sido un factor cuestionable en edificios habitacionales y de oficinas.

Nuestra irregularidad con respecto a la geometría podría no ser realmente evidente y las recomendaciones antes descritas en el cap. II pueden no afectar el concepto de nuestro edificio en forma considerable.

### III.3.2 CLASIFICACIÓN DEL EDIFICIO DE TOLVAS PARA DISEÑO SÍSMICO (según CFE).

#### a) Clasificación de las construcciones según su destino.

El "edificio de tolvas" es un edificio con un proceso industrial que no es clasificado como de alta peligrosidad ya que el proceso consta del manejo de materiales minerales primarios para la fabricación del cemento y no representaría un peligro tóxico o inflamable ante la falla estructural.

Así mismo a pesar de que los equipos pueden ser muy costosos o al menos la reparación del daño de cada uno, no justificaría la clasificación del edificio como grupo "A", por lo que el manual de la Comisión Federal de electricidad el edificio se clasifica como grupo "B".

#### b) Clasificación de construcciones según su estructuración.

La estructura está clasificada como "Tipo 1" dado que es un edificio industrial y además se garantizará la resistencia de fuerzas laterales mediante marcos continuos y contravientos además de considerarse el efecto de diafragma de piso.



**c) Factor de comportamiento sísmico.**

Se considera un factor de comportamiento de 2 ( $Q = 2$ ) para el edificio de tolvas y se considera un factor de irregularidad de 0.8 debido a que no cumple todas las condiciones de regularidad que marca el reglamento.

**d) Regionalización sísmica.**

El proyecto ubicado en el estado de Aguascalientes, se encuentra indudablemente en la zona "B" de la regionalización lo cual lo único que podrá presentar un cambio de factores, será el tipo de terreno en que se encuentra el predio de la obra.

**e) Tipo de terreno y coeficiente sísmico.**

En base a los resultados de mecánica de suelos mostrados en el anexo 2, el edificio de tolvas se desplanta en terreno de tipo II y se recomienda la utilización de un coeficiente sísmico  $C = 0.30$

**III.3.3 CLASIFICACIÓN DEL EDIFICIO DE TOLVAS PARA DISEÑO POR VIENTO (según CFE).**

**a) Clasificación de la estructura según su importancia.**

El edificio de tolvas se clasifica según su importancia como: **Grupo B**

**b) Clasificación de la estructura según su respuesta.**

Debido a que la estructura no representa un peligro para una alta cantidad de personas que puedan estar en ella ante la presencia del viento y la falla de la estructura se le clasifica en este grupo.

Clasificación de: **Tipo 1**

Relación altura / Ancho del edificio = 1

$$\lambda = H / D \text{ tal que;}$$

$H = 22.45$  mts Altura total del edificio

$D = 5.200$  mts Ancho menor del edificio

$$\lambda = 22.45 / 5.200 = 4.32 < 5$$



Debido a que es una estructura que puede considerarse poco sensible a las ráfagas que pudieran presentarse en forma accidental. Se le considera una periodo natural de vibración menor de 1 seg.

c) **Determinación de la velocidad regional y de diseño.**

La Determinación de la velocidad regional se toma del mapa del Manual de la CFE ante la velocidad regional promedio para estructuras del grupo B con un período de retorno de 50 años.

Velocidad Regional  $V_R = 135 \text{ km / Hr.}$

c.1) Clase de la estructura según su tamaño: **Clase B**

Debido a que la estructura tiene la mayor dimensión vertical que varía de 20 y 50 mts.

c.2) Evaluación de Factor de Exposición ( $F_\alpha$ )

La evaluación del factor  $F_c$  depende de la clase de estructura, por lo que  $F_c = 0.95$

El valor de rugosidad y altura  $F_rz$  estará en función del las siguientes consideraciones:

Categoría del terreno: **Categoría 1**

La categoría del terreno será considerada como un terreno prácticamente plano sin obstrucciones ya que las únicas construcciones que se presentarán allí serán las de la planta de cemento.

El valor  $\alpha = 0.101$  para estructuras de Clase B; consecuentemente el valor  $\delta = 245 \text{ m}$

Considerando el valor  $Z = 22.450 \text{ mts}$  como eje en que actúa el viento

por lo que;  $10 < Z < 245 \text{ m}$

y el valor :

$$F_{rz} = 1.56 ( 22.45 / 245 )^{0.101} = 1.225$$



Por lo que el valor final de  $F_{\alpha}$  será:

$$F_{\alpha} = 0.95 \times 1.225 = 1.164$$

c.3) Factor de topografía local ( $F_T$ ).

Se considera a la topografía local como prácticamente plana, pues la ubicación de la planta está en valle en donde no existen cambios topográficos importantes.

El valor definitivo de:  $F_T = 1.0$

c.4) Cálculo de la Velocidad de Diseño:

$$V_D = 1.0 \times 1.164 \times 135 = 157.14 \text{ km/hr}$$

d) Evaluación de la presión dinámica de base ( $q_z$ )

El valle de Aguascalientes presenta una altitud sobre el nivel medio del mar de:

NMSM = 1908 mts y presenta una temperatura media anual de 18.2 grados C.

Por lo que el valor  $\Omega$  será:  $\Omega = 606.45$  (por interpolación lineal)

y por la temperatura media  $\tau = 18.2$

$$G = 0.392 \times 606.45 / 273 + 18.2 = 0.816$$

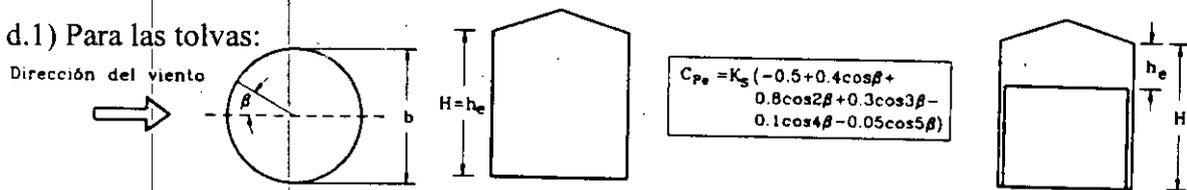
Y el valor definitivo de  $q_z$ .

$$q_z = 0.0048 \times 0.816 \times 157.14$$

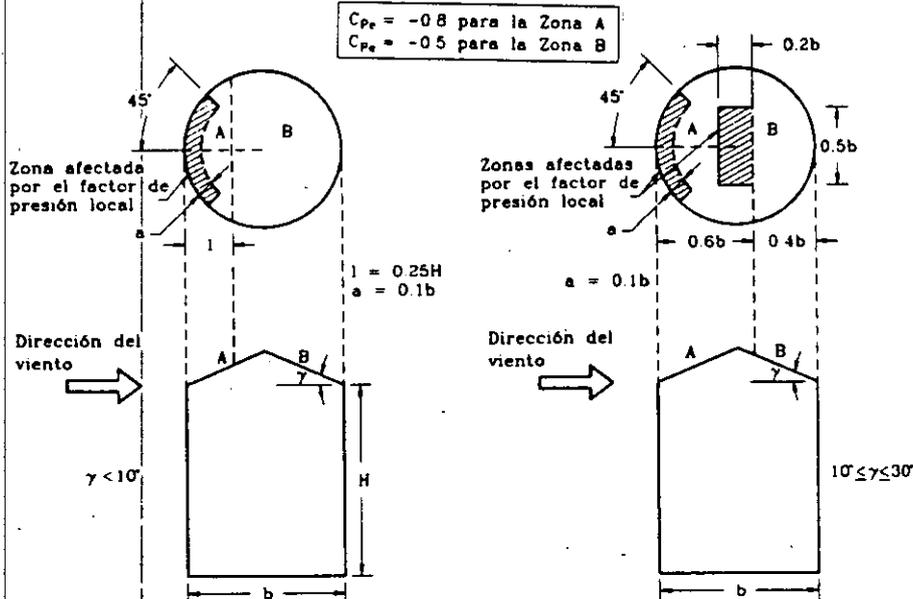
Adicionalmente tendremos que tomar los valores del manual de CFE para considerarlos en las presiones finales que actúan en el edificio. Tal es el caso de las tolvas, las cuales serán tomadas como figuras cilíndricas a las que la presión debe considerarse y a los perfiles de la estructura que estará expuesta directamente a la presión del viento. Para ello se muestra a continuación los valores correspondientes:



d.1) Para las tolvas:



Coefficientes de presión exterior,  $C_{pe}$ , para muros de silos y tanques cilíndricos ( $0.25 \leq h_e/b \leq 4.0$ )



Coefficientes de presión exterior,  $C_{pe}$ , para techos de silos y tanques cilíndricos ( $0.25 \leq h_e/b \leq 4.0$ )

d.2)

Factor de reducción por Área de impacto.

$K_A = 1.0$  por que las Areas de los muros serán totalmente abiertas.

$K_L = 1.25$  factor de presión local a muro a barlovento

$K_L = -1.50$  Factor de succión en los muros a sotavento

Valores de las tablas I.11 y I.12 Factores de reducción en muros y de presión local del manual de CFE

d.3) Además, tendremos que considerar el valor de  $C_{fx}$  y  $C_{fz}$  para los elementos de la estructura que son objeto de presión por el viento y que dependen directamente de su forma. En el caso de vigas y columnas.

Sea la tabla A.3

$C_{fx} = 2.05$  para viento actuando a  $0^\circ$  (Dirección X)

$C_{fz} = 2.05$  para viento actuando a  $90^\circ$  (Dirección Z)



## CAPITULO IV.

### IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### IV.1 CARGAS GRAVITACIONALES PARA EDIFICIO.

Para el diseño del edificio, es necesario definir que condiciones de carga estará sometida la estructura, como cargas de servicio, de operación y cargas accidentales por sismo y viento.

##### a) Carga Muerta:

En cada entrepiso se utilizará placa antiderrapante de 6 mm de espesor la cual será soportada por elementos secundarios por lo que a continuación se obtienen las cargas muertas que actúan sobre el edificio:

Tipo	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Placa antiderrapante e = 6 mm	56
Elementos estructurales secundarios	25
Instalaciones eléctricas y elementos de fijación.	20
suma	101 se tomarán 100 (kg/m <sup>2</sup> )

##### b) Carga Viva:

El manual de obras civiles en su estudio de cargas y acciones en las edificaciones recomienda las siguientes cargas vivas para edificios industriales:

Uso	Carga viva (kg/m <sup>2</sup> )	Carga viva reducida (kg/m <sup>2</sup> )
Industrial	350	265

A continuación se muestran las plantas de cada nivel con una estructuración y ubicación de traves principales y secundarias así como de los marcos principales.



## IV.2 BAJADA DE CARGAS.

En base a las distancias obtenidas en la estructuración propuesta anteriormente, se procede a colocar las cargas que actúan en cada elemento secundario y las reacciones (Descargas) de estos a los elementos principales del edificio.

Cada una de las vigas secundarias será diseñada posteriormente, debido a que serán elementos que por el momento no intervienen directamente con el comportamiento global de la estructura y por ello estudiaremos el comportamiento particular de cada viga y contraviento horizontal.

En cada marco se muestra una suma de las cargas que seguramente bajaran en las columnas involucradas en el sentido indicado. Posteriormente se emplearán estas para obtener fuerzas sísmicas por marco.

A continuación se muestran los niveles con las cargas muertas y vivas máximas correspondientes a todos los elementos y la ubicación exacta de las vigas y columnas principales del edificio.



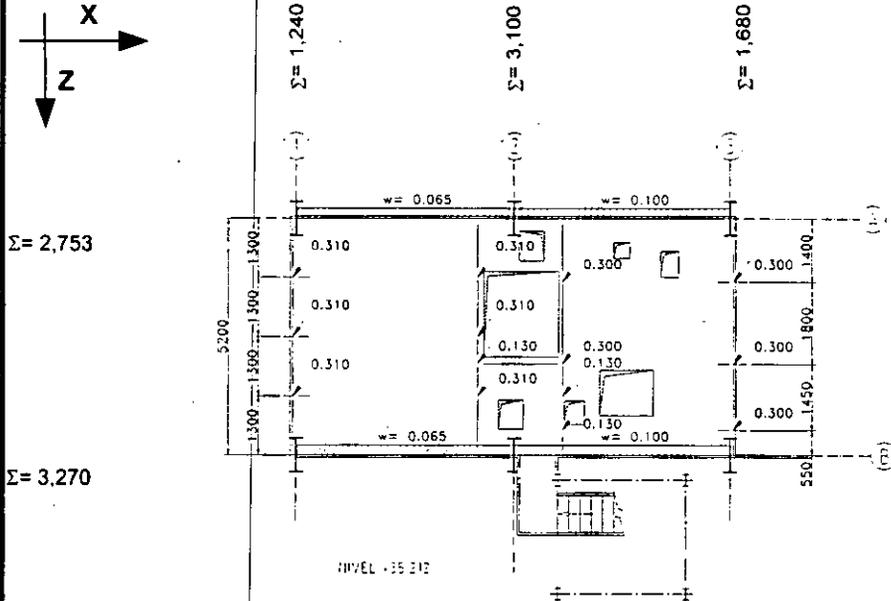
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

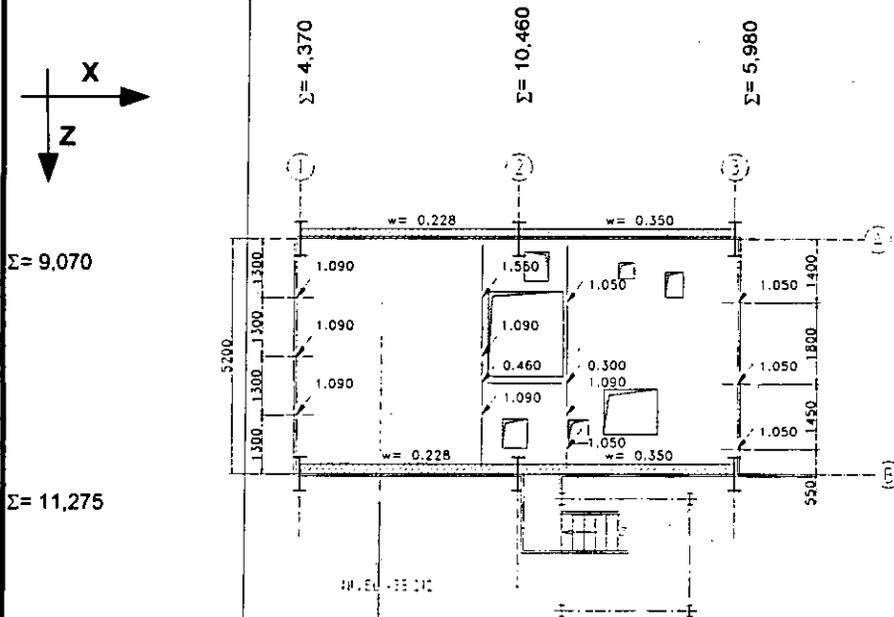
### BAJADA DE CARGAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

#### Cargas nivel + 35,212 Carga: Carga Muerta (CM)



#### Carga: Carga Viva (CV)

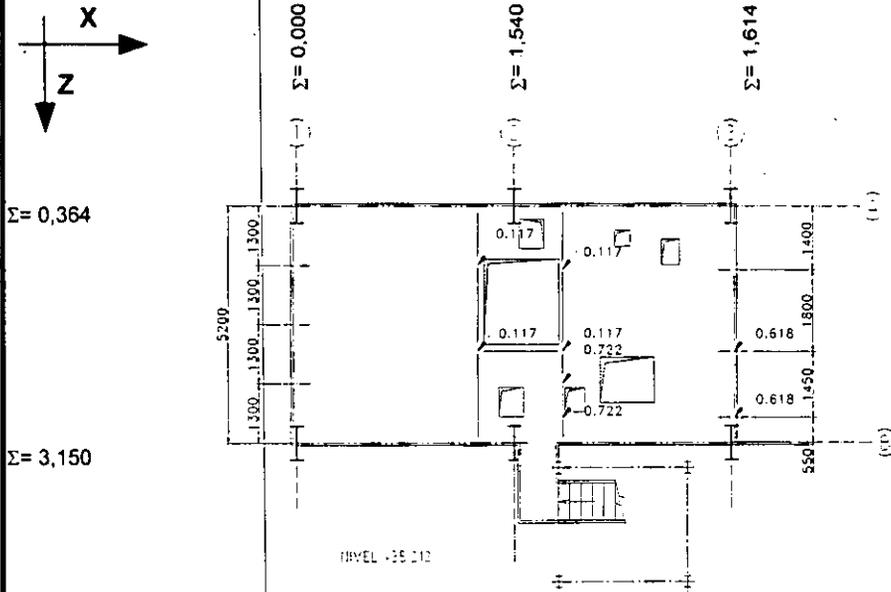




CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

### BAJADA DE CARGAS

Cargas nivel + 35,212 Carga: Carga Equipos (CE)

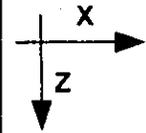




CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

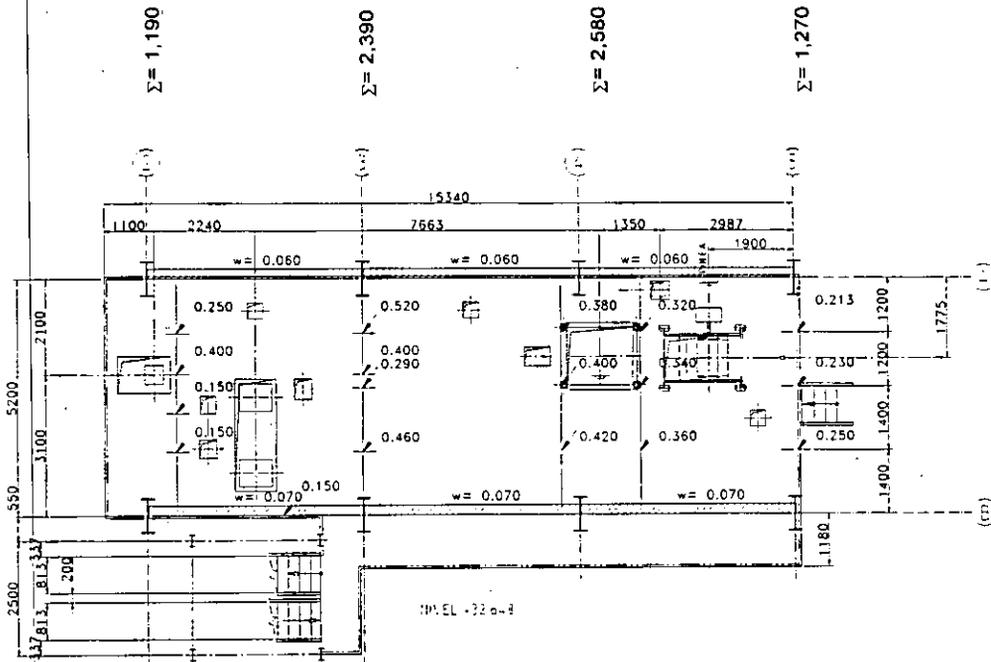
### BAJADA DE CARGAS

**Cargas nivel + 32,640** Carga: Carga Muerta (CM)

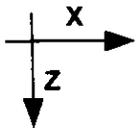


$\Sigma = 3,715$

$\Sigma = 3,715$

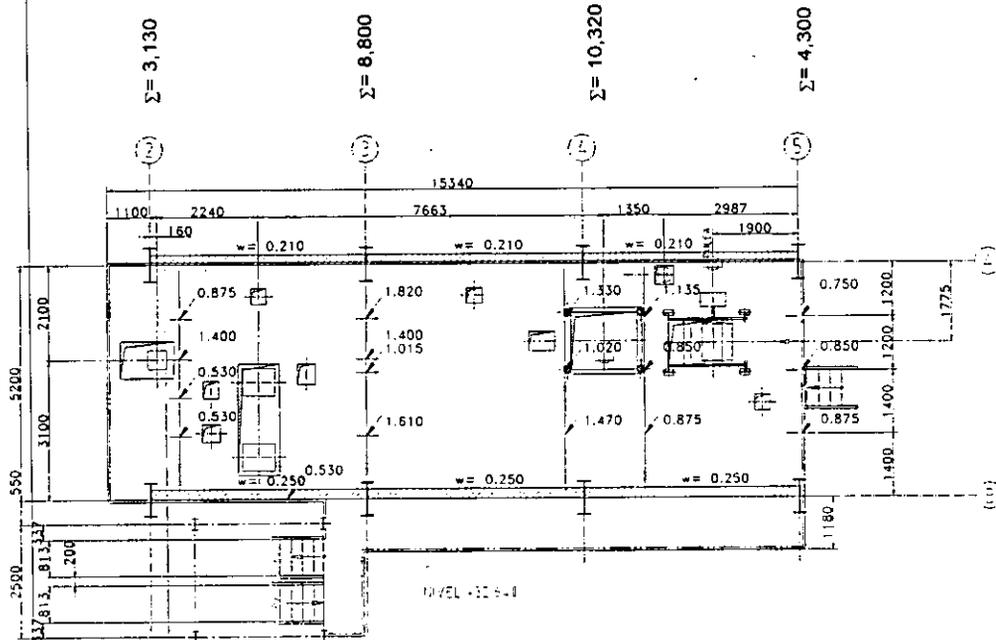


Carga: Carga Viva (CV)



$\Sigma = 13,275$

$\Sigma = 13,275$





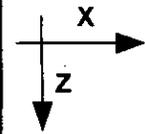
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

### BAJADA DE CARGAS

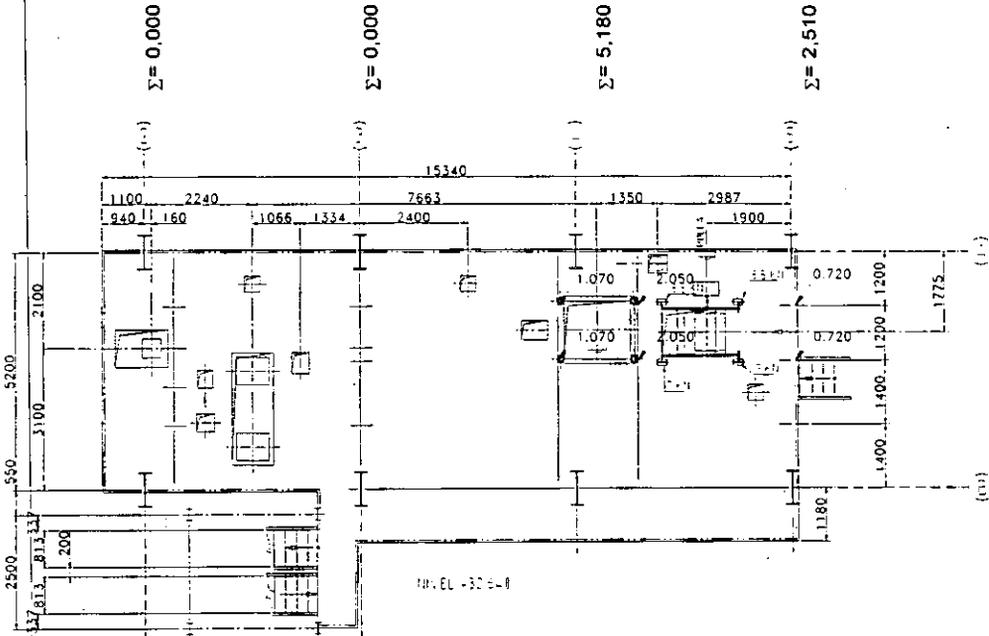
CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

**Cargas nivel + 32,640** Carga: Carga Equipos (CE)



$\Sigma = 6,430$

$\Sigma = 6,430$





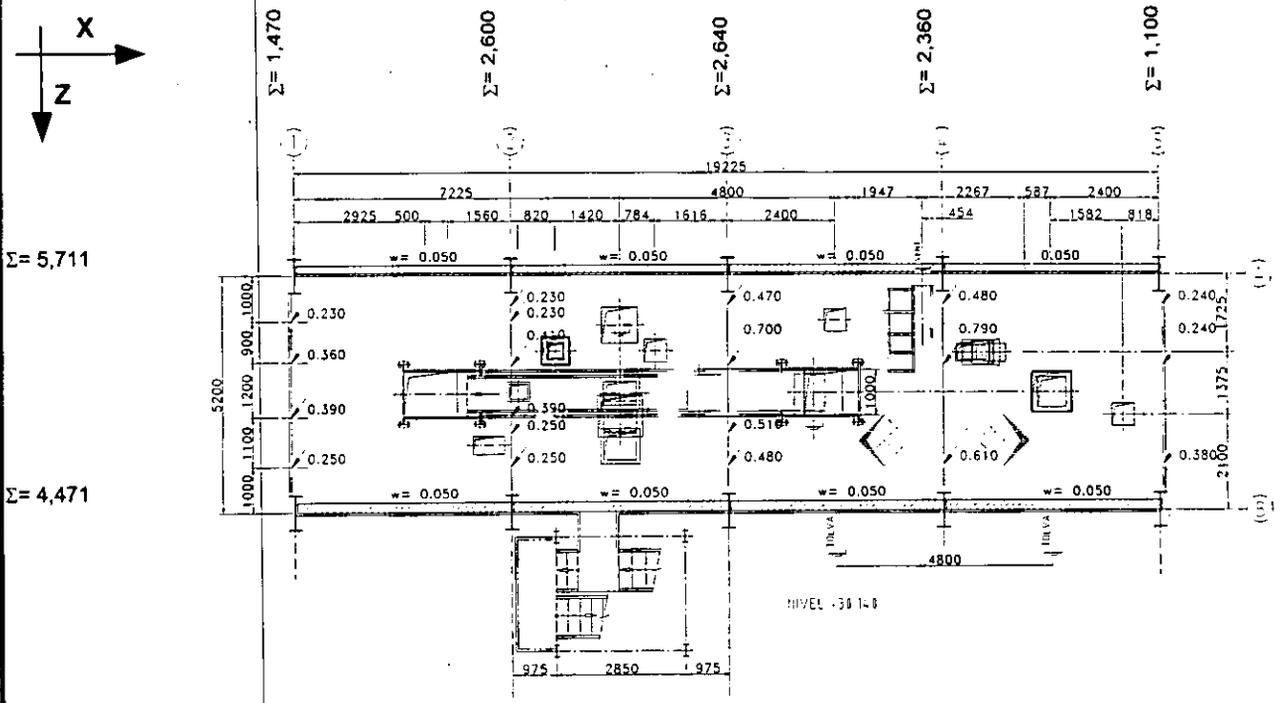
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

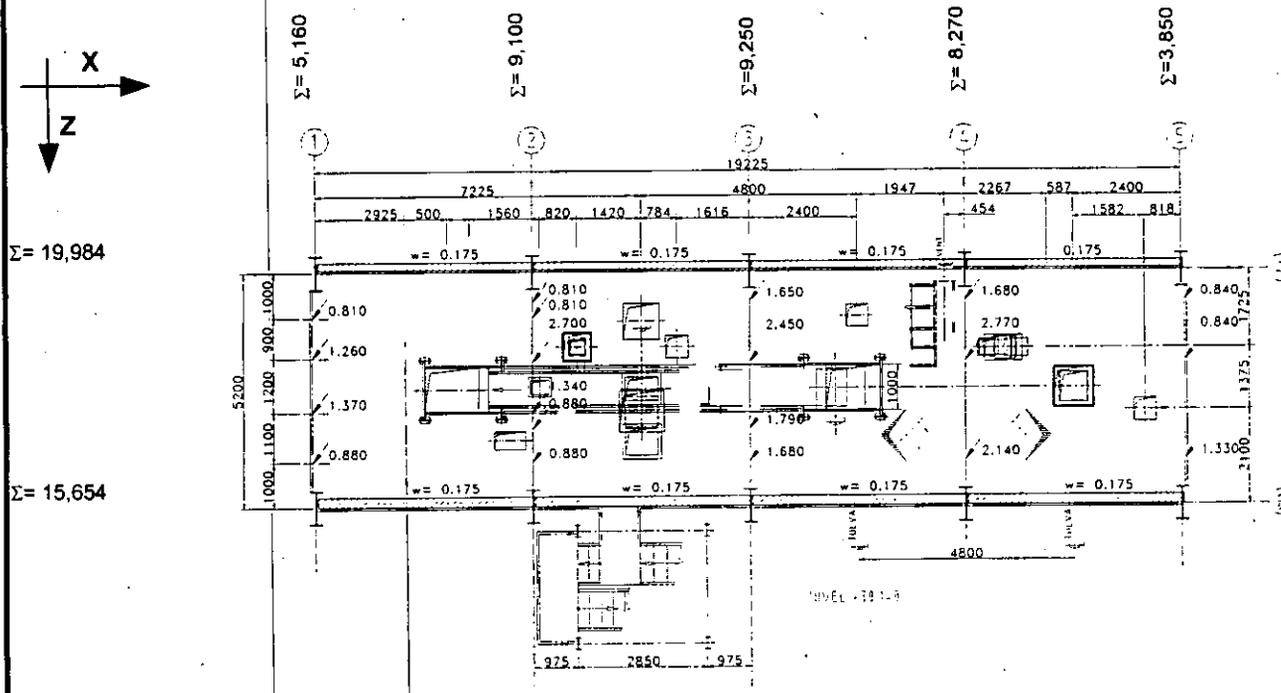
Table with 2 columns: CONCEPTO, CAMPUS, ELABORO, FECHA, HOJA and 2 rows: TESIS, ARAGON, O. Rocha, ene-00, DE:

BAJADA DE CARGAS

Cargas nivel + 30,140 Carga: Carga Muerta (CM)



Carga: Carga Viva (CV)

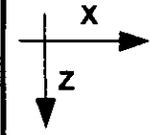




CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

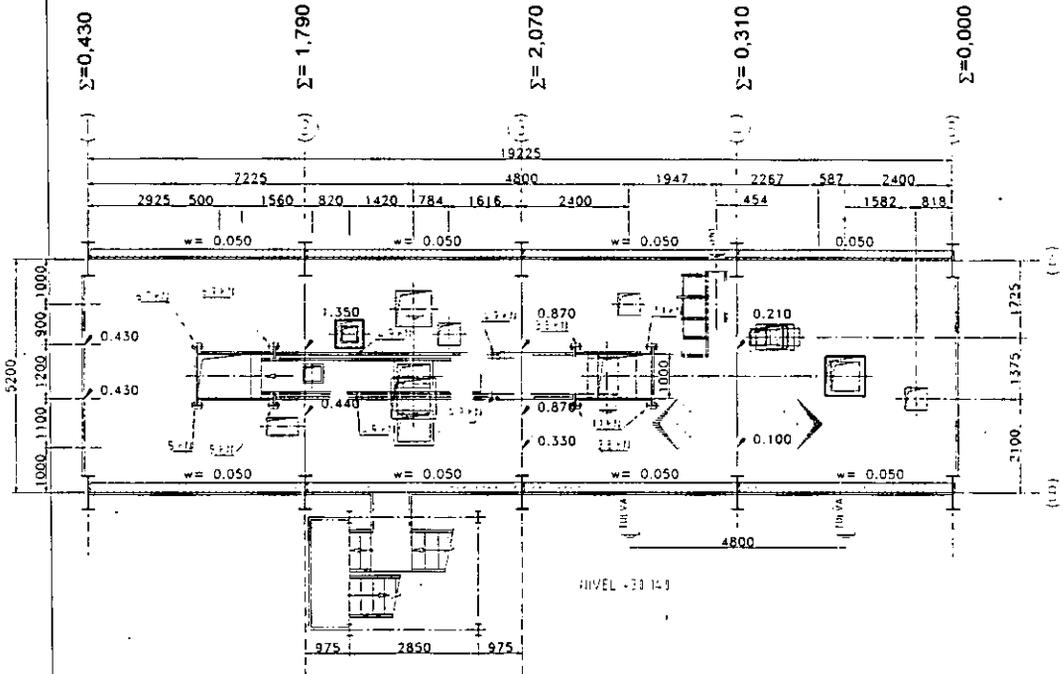
### BAJADA DE CARGAS

**Cargas nivel + 30,140** Carga: Carga Equipos (CE)



$\Sigma = 2,860$

$\Sigma = 1,740$





U.N.A.M.

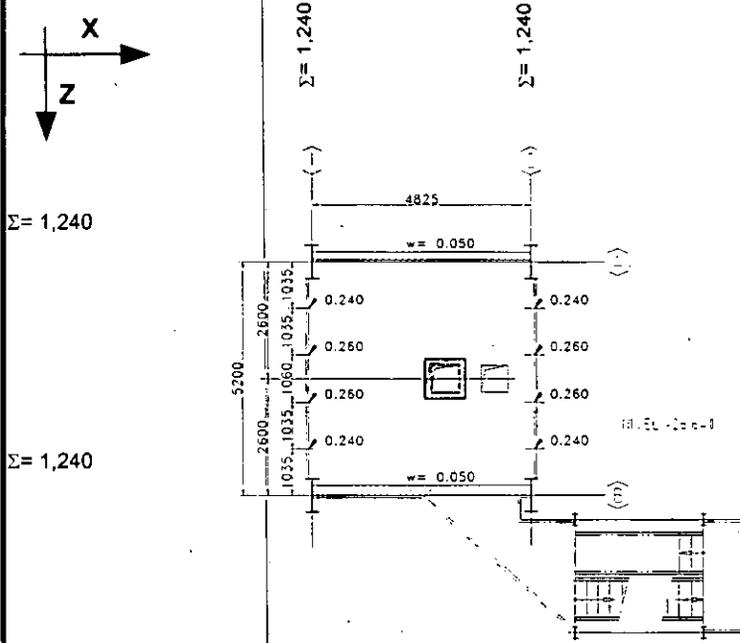
Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

### BAJADA DE CARGAS

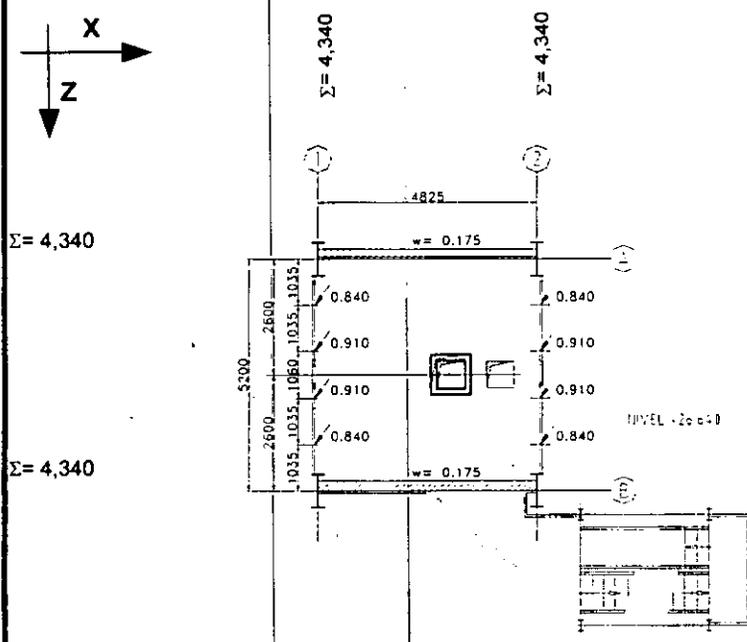
CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

#### Cargas nivel + 26,640

Carga: Carga Muerta (CM)



Carga: Carga Viva (CV)







U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

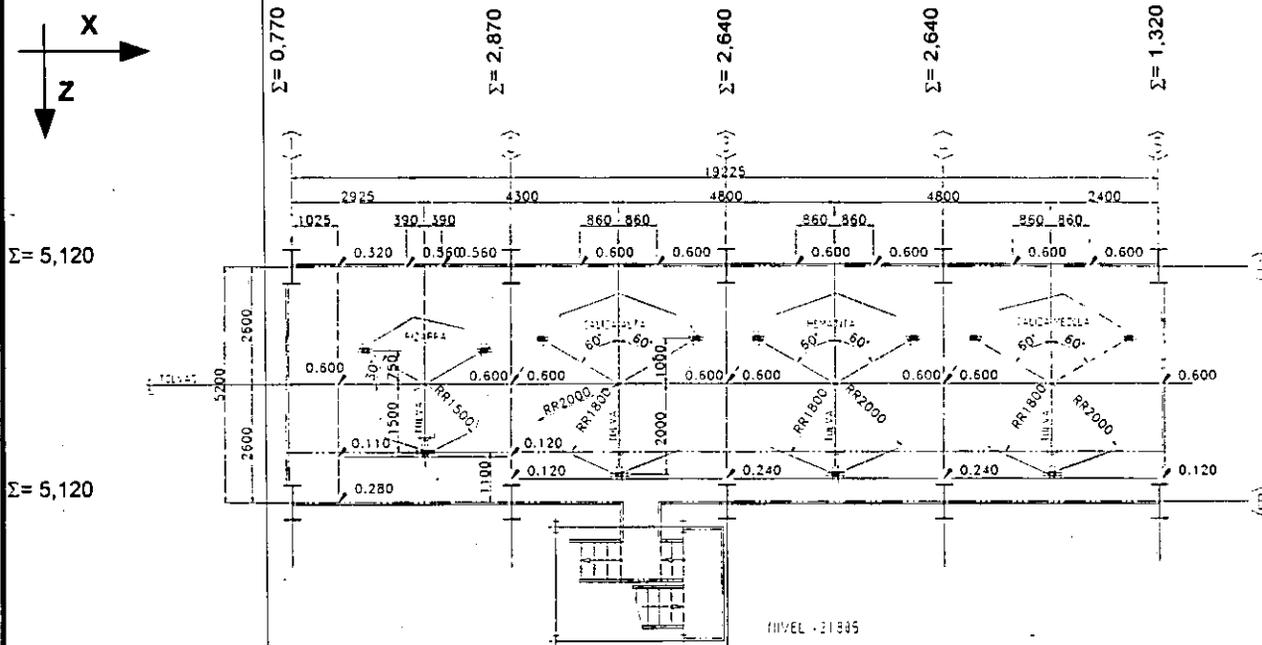
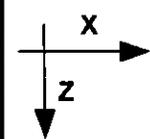
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

### BAJADA DE CARGAS

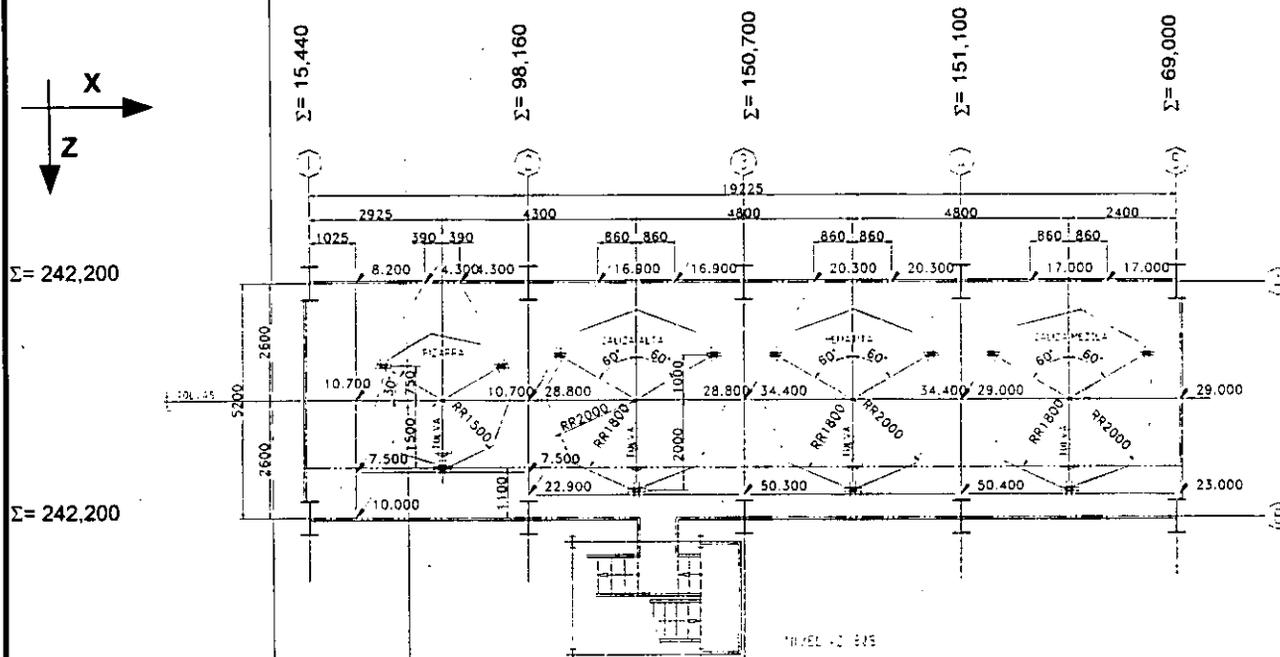
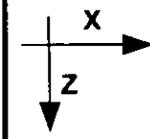
CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

#### Cargas nivel + 21,805

Carga: Carga Muerta (CM)



#### Carga: Carga Viva (CV)

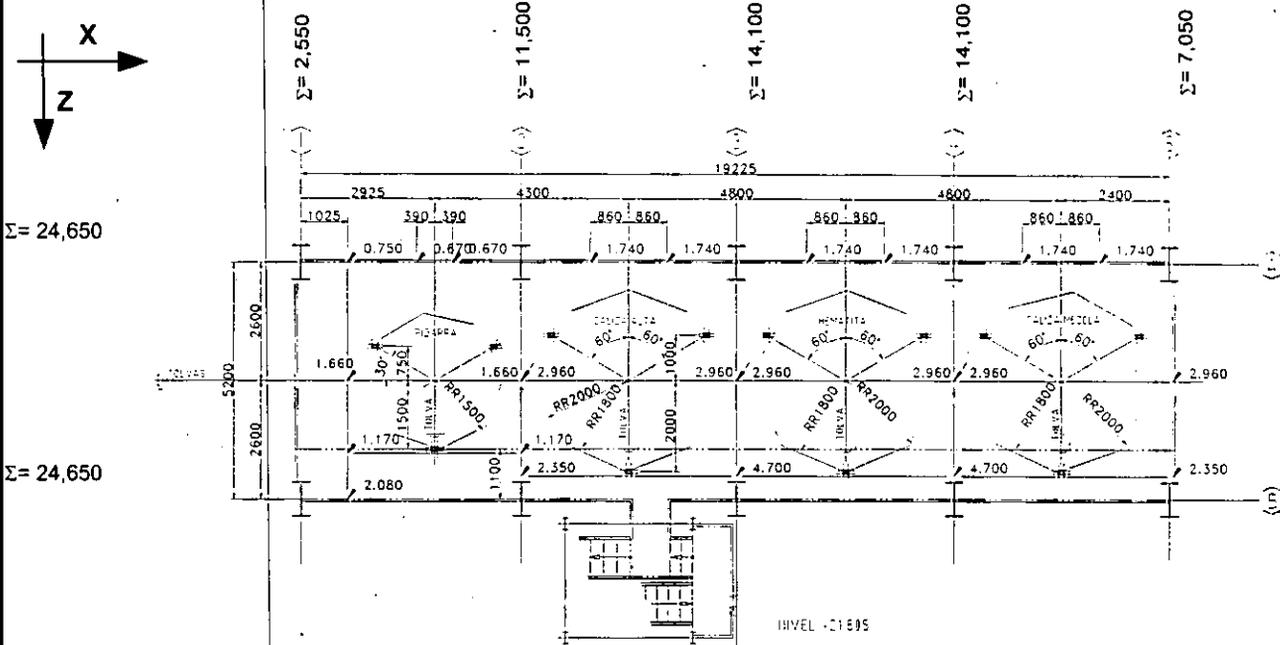




CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

### BAJADA DE CARGAS

**Cargas nivel + 21,805** Carga: Carga Equipos (CE)

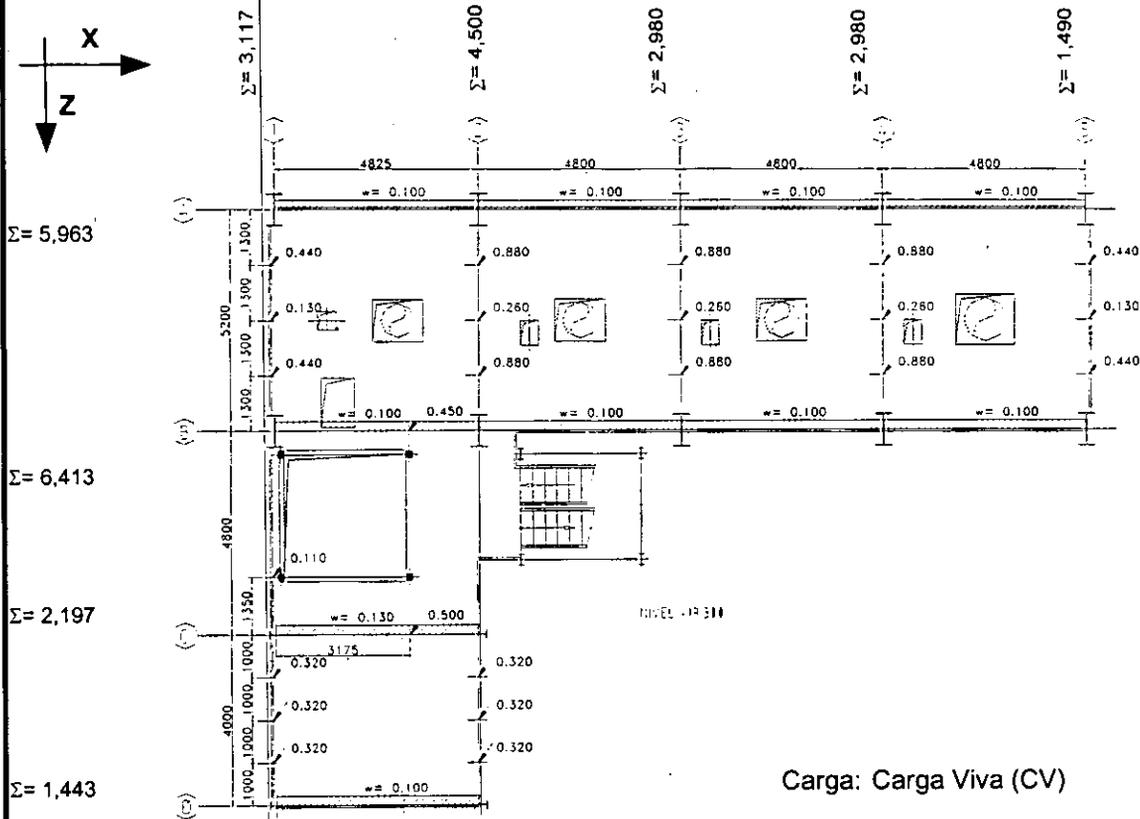




**BAJADA DE CARGAS**

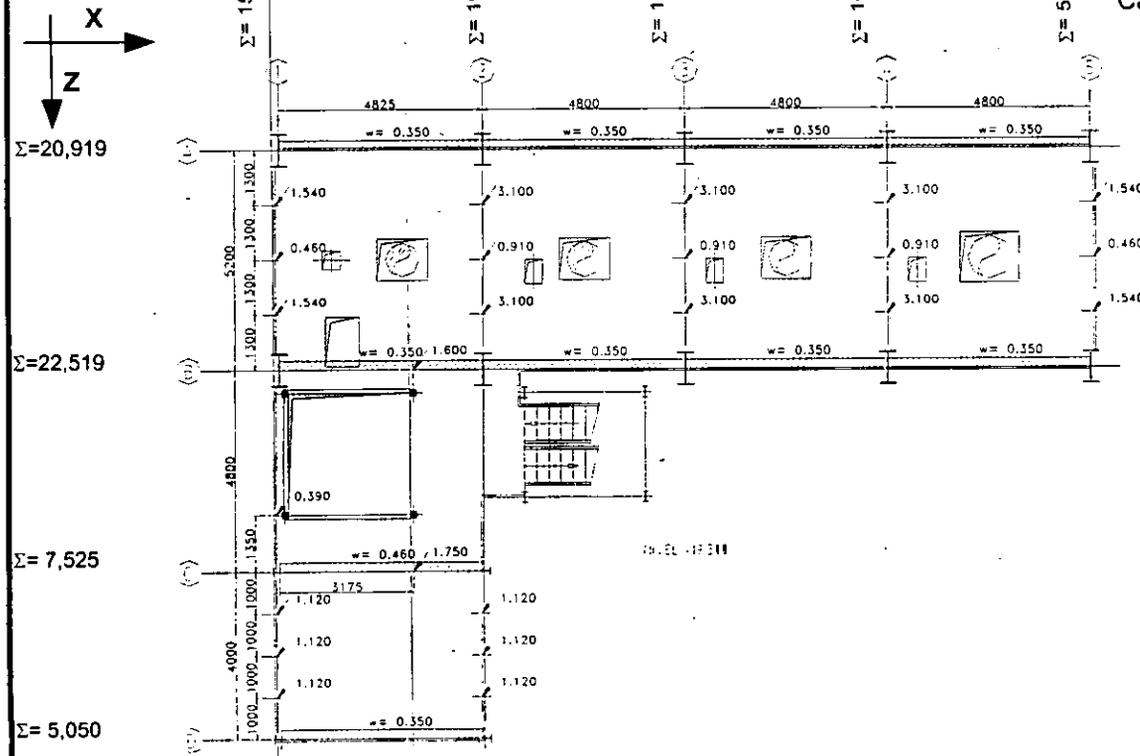
CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

**Cargas nivel + 19,300** Carga: Carga Muerta (CM)



Carga: Carga Viva (CV)

Carga: Carga Viva (CV)

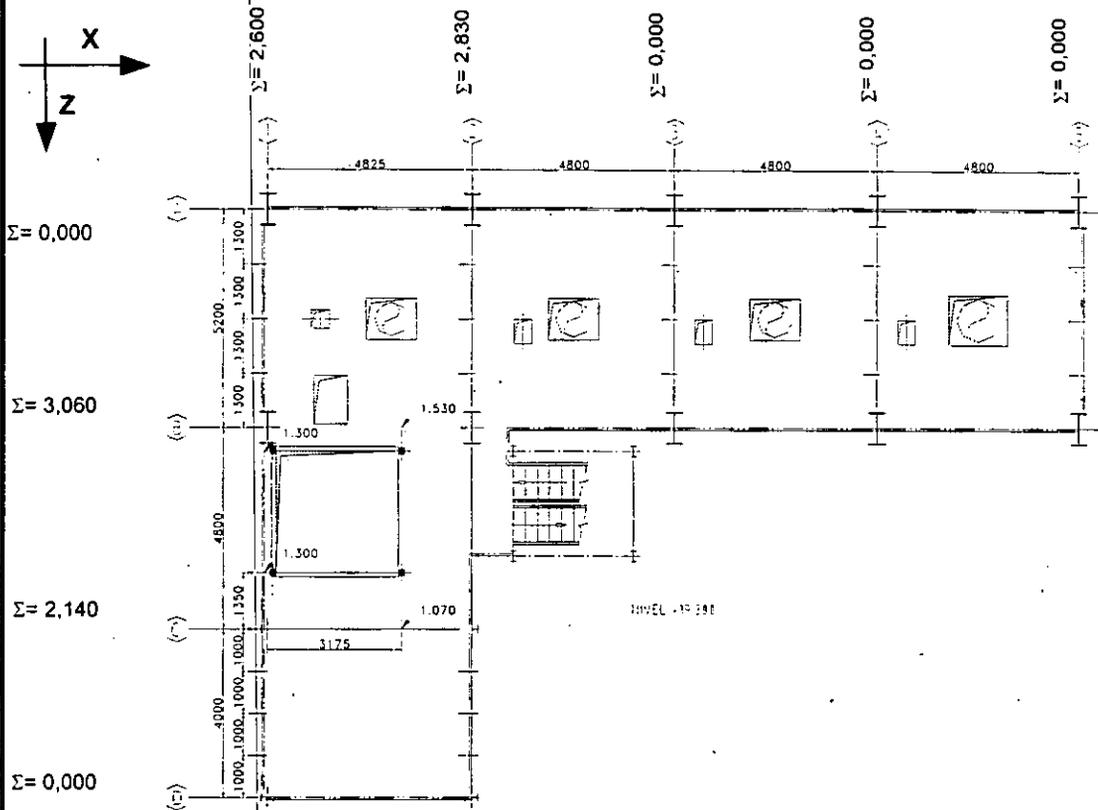




CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

### BAJADA DE CARGAS

**Cargas nivel + 19,300** Carga: Carga Equipos (CE)

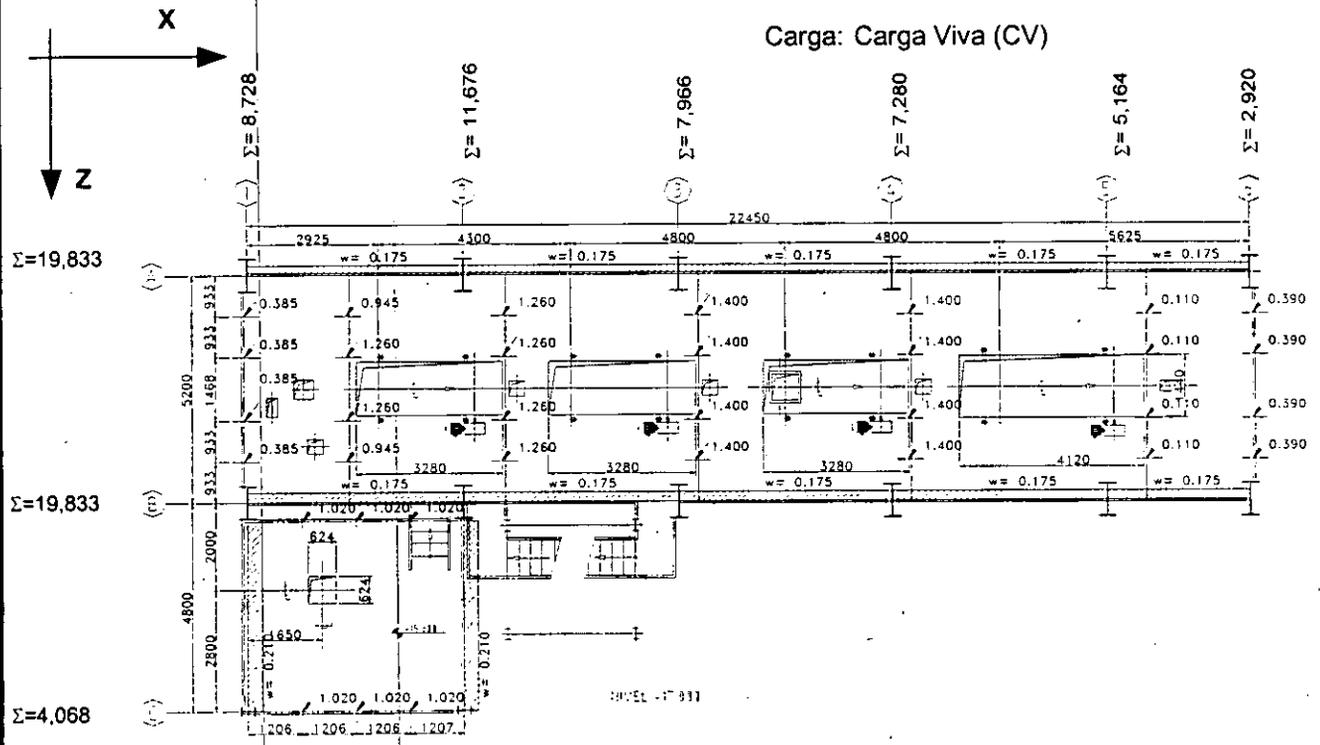
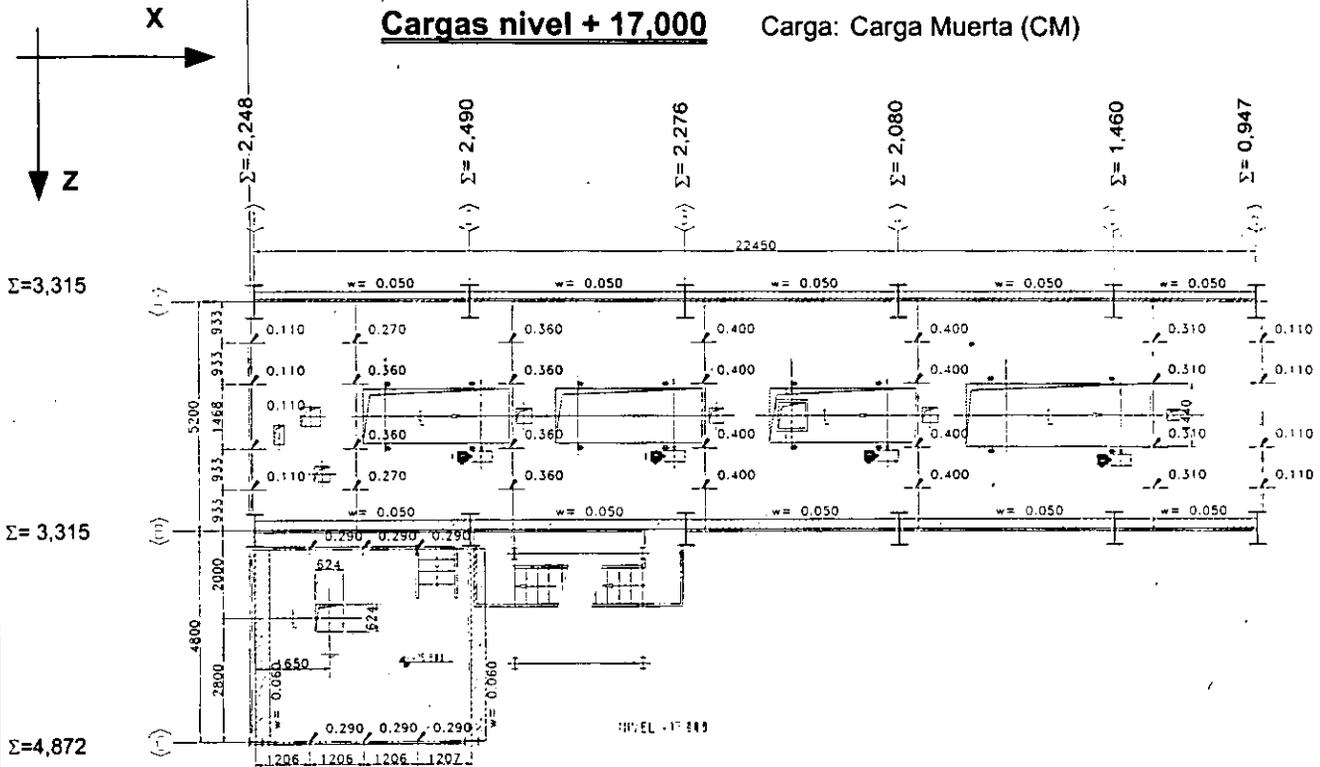




U.N.A.M.

BAJADA DE CARGAS

Table with 2 columns: CONCEPTO, CAMPUS, ELABORO, FECHA, HOJA and 2 rows: TESIS, ARAGON, O. Rocha, ene-00, DE:





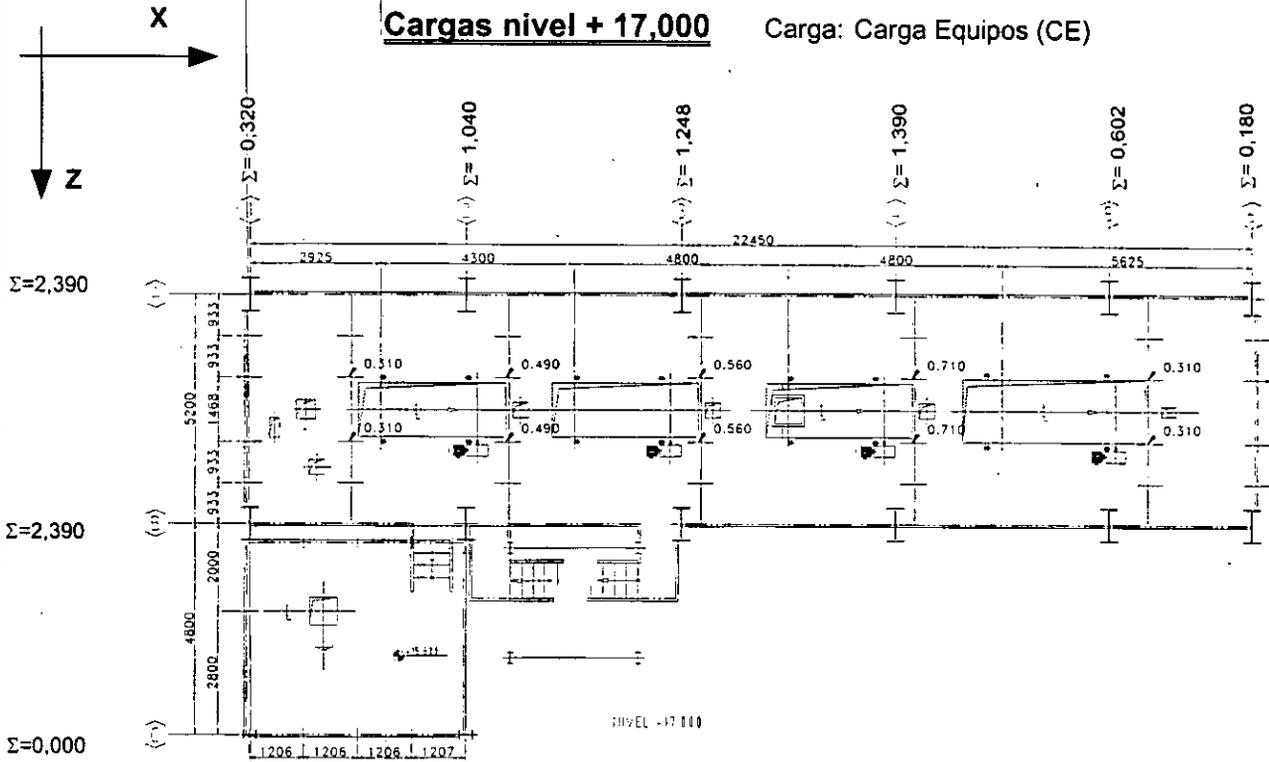
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

BAJADA DE CARGAS

Table with 2 columns: Concepto, Campus, Elaboro, Fecha, Hoja. Values include TESIS, ARAGON, O. Rocha, ene-00, DE:

Cargas nivel + 17,000 Carga: Carga Equipos (CE)





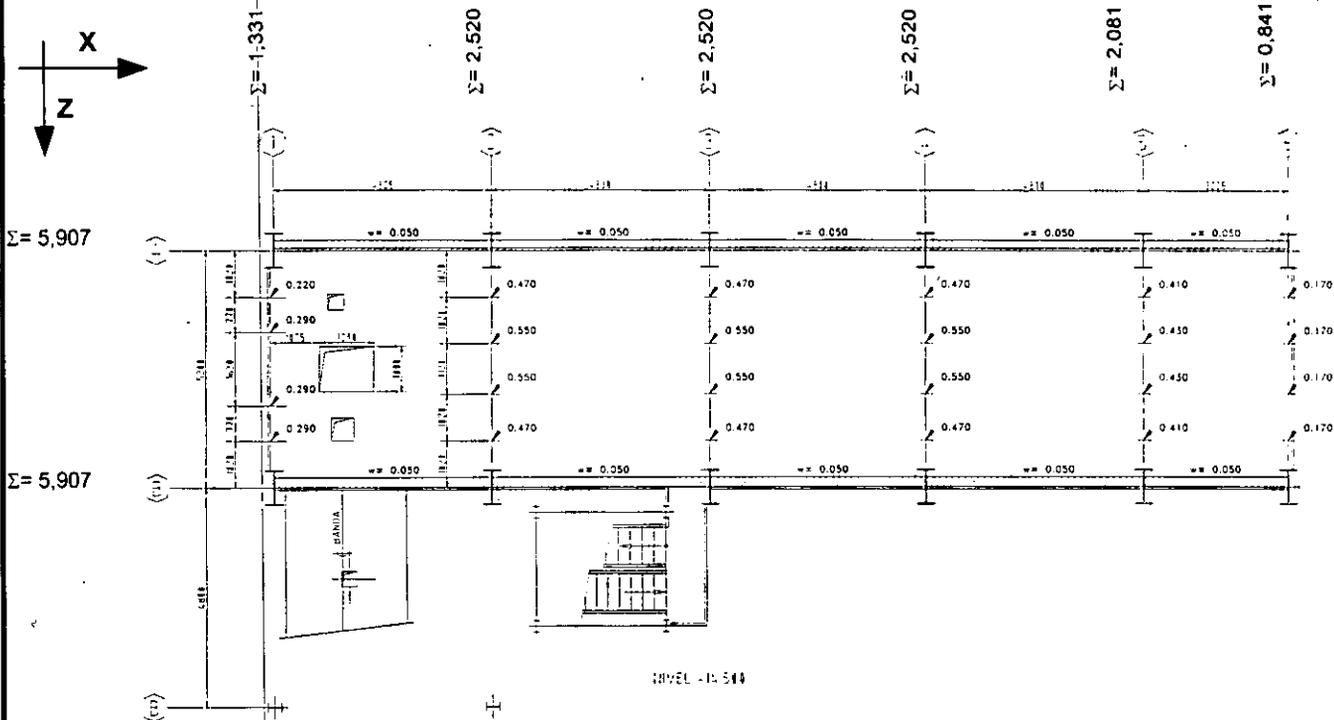
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

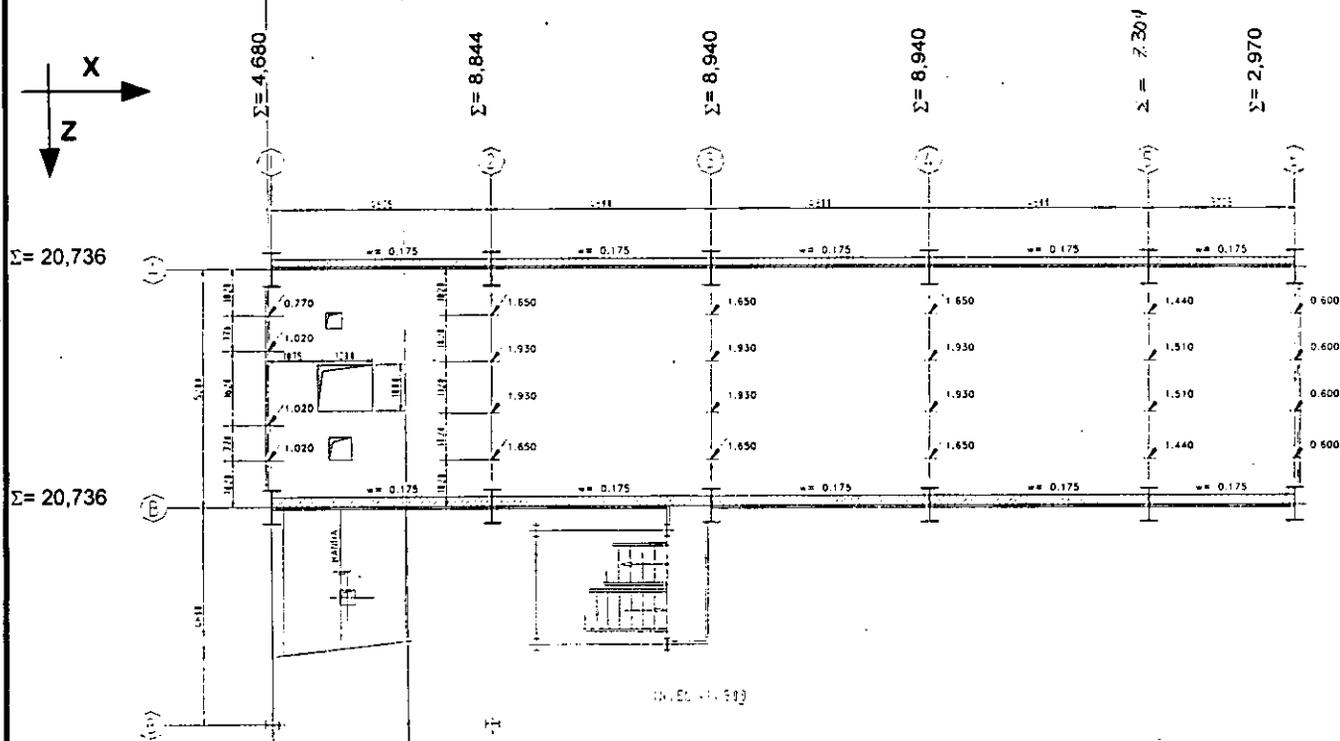
### BAJADA DE CARGAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

#### Cargas nivel + 14,500 Carga: Carga Muerta (CM)



#### Carga: Carga Viva (CV)





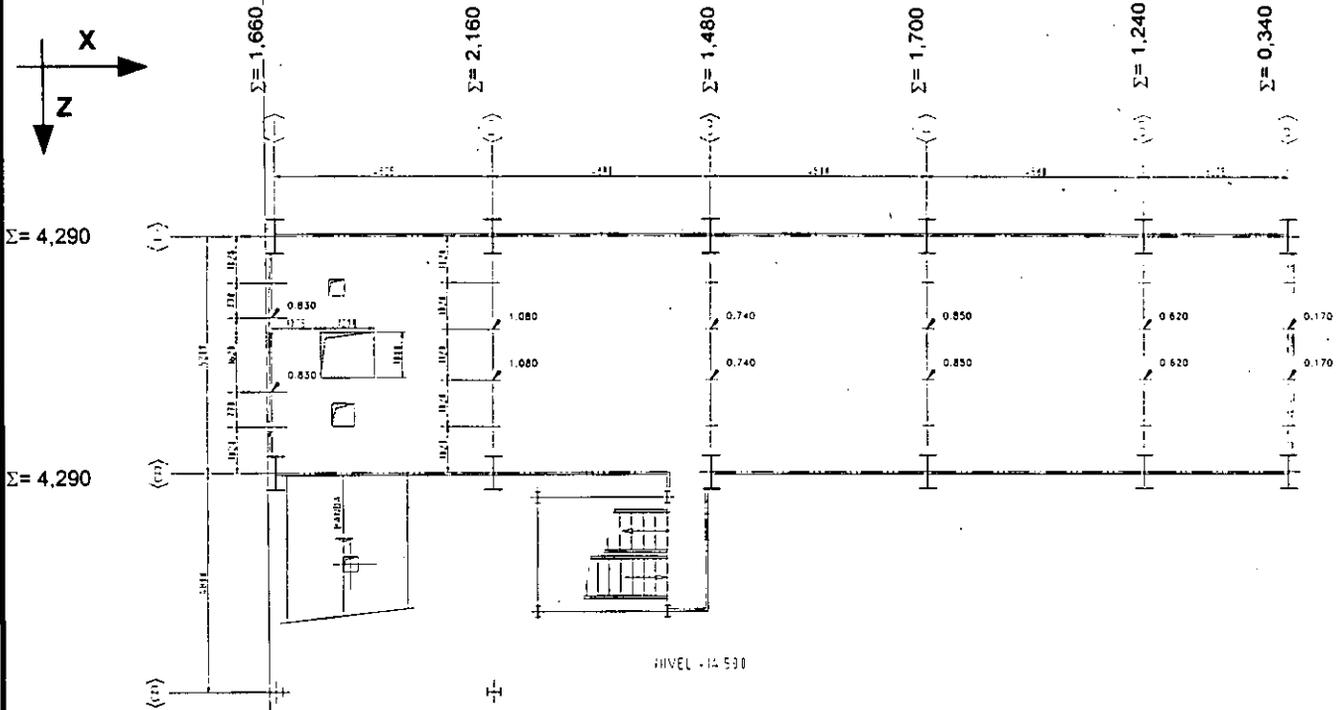
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

### BAJADA DE CARGAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE:

### Cargas nivel + 14,500 Carga: Carga Equipos (CE)





### IV.3. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.

El método de análisis sísmico estático es un método para determinar las fuerzas que actúan directamente en la estructura así como en los elementos que se encuentren en la misma y que no sean parte fundamental del comportamiento de la estructura, es decir, que probablemente su comportamiento ante las cargas sísmicas sea completamente distinto al de la estructura que lo soporta y por ello requieren consideraciones diferentes.

Los códigos aceptan estructuras que tengan un comportamiento elástico lineal y que tengan diferentes modos de vibrar y que con algunas restricciones podemos emplear un método que simplifique el trabajo de calcular diferentes modos de vibrar y al final obtener el periodo fundamental de vibración y se pueda comparar con los espectros de diseño elástico.

Las restricciones de las que depende la aplicación del método son las mismas que nos determinan el coeficiente sísmico y que anteriormente determinamos en el capítulo III.6 en función de la estructuración del edificio.

Las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura se pueden evaluar suponiendo el conjunto de fuerzas horizontales que actúan en cada uno de los puntos donde se suponen la concentración de masas. La fuerza donde se concentra una masa  $i$  es igual al peso de la misma  $W_i$ , por un coeficiente proporcional a la altura  $h_i$  de la masa en cuestión sobre el desplante sin incluir tanques ni apéndices.

La fuerza horizontal  $F_i$  aplicada en el centro de masas del nivel  $i$  está dada por la fórmula:

$$F_i = \frac{\sum W_i}{\sum W_i \times h_i} \times W_i \times \frac{c}{Q}$$

#### Edificios con apéndices.

Los apéndices se denomina a los tanques, parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y a todos aquellos elementos que difieran radicalmente del resto del edificio en estructuración. Para determinar las fuerzas en un apéndices dependen de la misma distribución de aceleraciones que le correspondería por estar apoyado directamente en el terreno peor multiplicada por  $(1 + 4 c' / c)$  donde  $c'$  es el factor por el que se multiplica el peso del nivel de desplante del apéndice cuando se evalúan las fuerzas sobre el edificio, sin afectarlo por  $Q$  puesto este valor ya ha sido incluido en el cálculo de dichas fuerzas.

A continuación hacemos el cálculo de fuerzas laterales en cada uno de los marcos debido a los efectos de sismo.



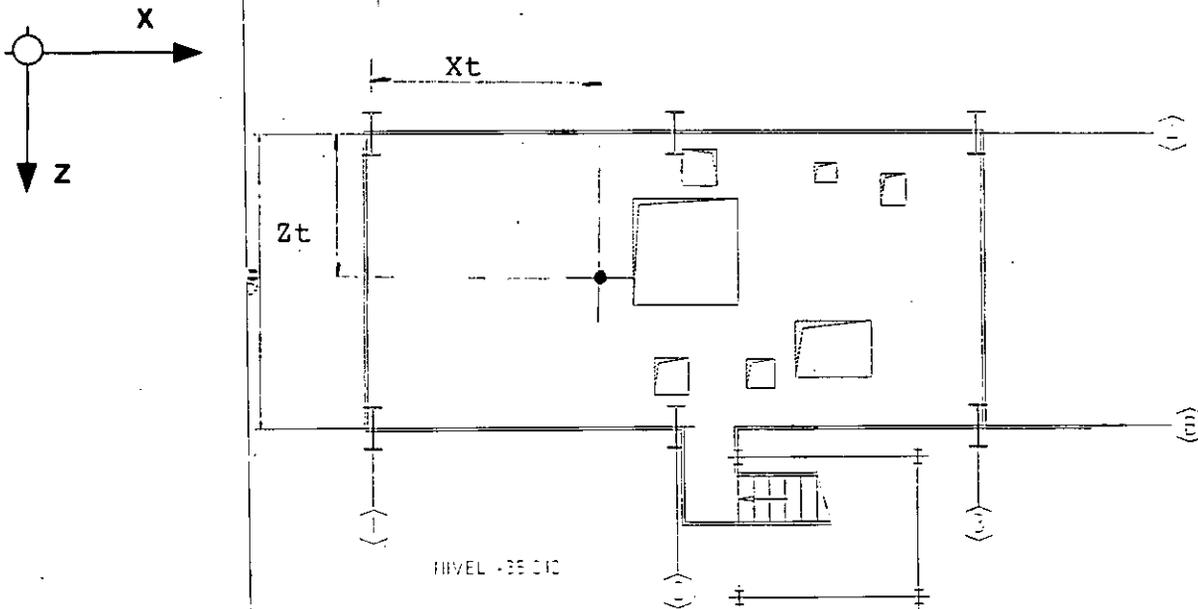
#### **IV.3.1 OBTENCIÓN DE RIGIDECES RELATIVAS EN CADA NIVEL.**

Se puede obtener las deformaciones que presenta el edificio en cada nivel mediante la aplicación de una carga unitaria lateral, sin embargo, estas forman parte del comportamiento global que tiene el edificio y con esto poder conocer en forma preliminar las torsiones que puedan presentarse.

En función de los desplazamientos relativos antes mostrados, podemos determinar la rigidez en cada nivel y en cada marco para poder determinar el centro de rigidez de cada entrepiso que nos auxiliará a obtener las fuerzas finales por sismo.



## CENTROS DE RIGIDEZ



### Centroide de rigidez

a) Centroide en nivel + 35,212

RIGIDEZ DIR. "Z"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jz}$	dist. $X_j$	$K_{jz} \times X_j$
	1	1,00	0,002	500,00	0,00	0,00
	2	1,00	0,009	111,11	4,83	536,11
	3	1,00	0,003	333,33	9,63	3208,33
	4	0,00	1,000	0,00	14,43	0,00
	5	0,00	1,000	0,00	19,23	0,00
	6	0,00	1,000	0,00	22,45	0,00
			$\Sigma_1 =$	944,44	$\Sigma_2 =$	3744,44

RIGIDEZ DIR. "X"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jx}$	dist. $Z_j$	$K_{jx} \times Z_j$
	A	1,00	0,003	333,33	0,00	0,00
	B	1,00	0,003	333,33	5,20	1733,33
	C	0,00	0,009	0,00	10,00	0,00
	D	0,00	0,009	0,00	14,00	0,00
			$\Sigma_1 =$	666,67	$\Sigma_3 =$	1733,33

$$X_t = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 3,965 \text{ mt.}$$

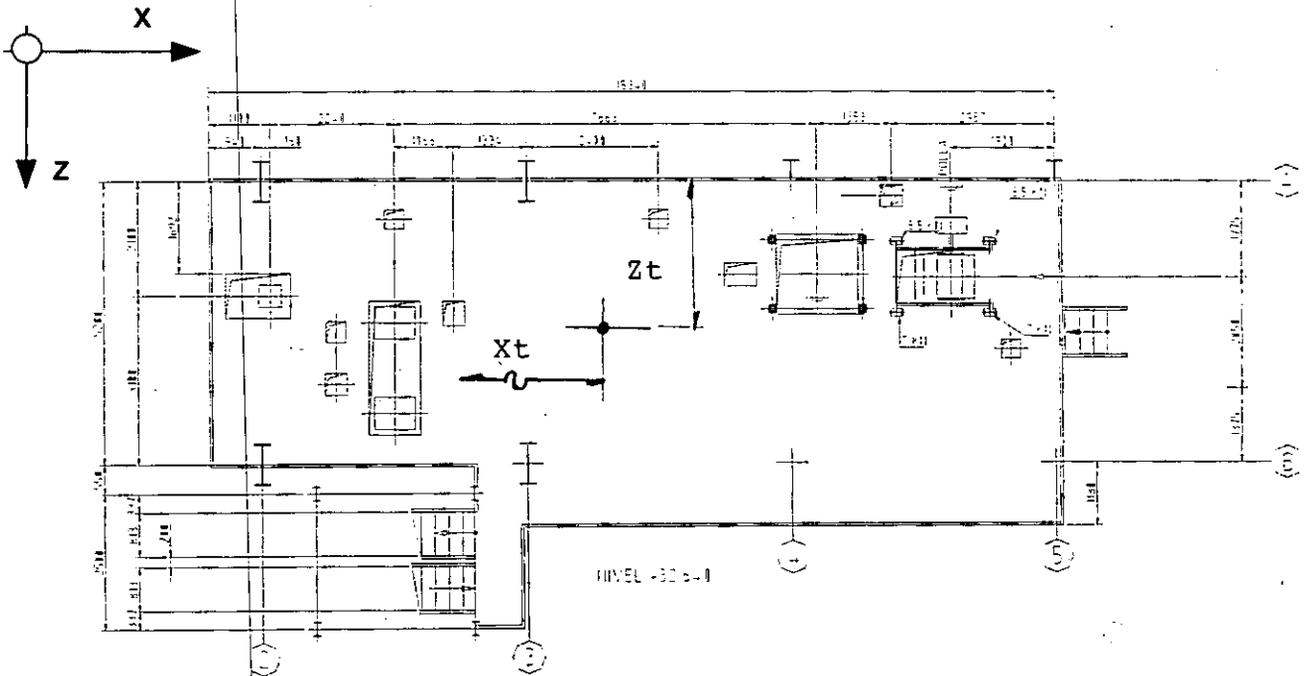
$$Z_t = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,600 \text{ mt.}$$



U.N.A.M.

**CENTROS DE RIGIDEZ**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 2	DE: 8



**Centroide de rigidez**

b) Centroide en nivel + 32,640

RIGIDEZ DIR. "Z"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jz}$	dist. $X_j$	$K_{jz} \times X_j$
	1	1,00	0,002	500,00	0,00	0,00
	2	1,00	0,007	142,86	4,83	689,29
	3	1,00	0,004	250,00	9,63	2406,25
	4	1,00	0,002	500,00	14,43	7212,50
	5	1,00	0,002	500,00	19,23	9612,50
	6	0,00	1,000	0,00	22,45	0,00
			$\Sigma_1 =$	1892,86	$\Sigma_2 =$	19920,54

RIGIDEZ DIR. "X"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jx}$	dist. $Z_j$	$K_{jx} \times Z_j$
	A	1,00	0,000	3333,33	0,00	0,00
	B	1,00	0,000	3333,33	5,20	17333,33
	C	0,00	1,000	0,00	10,00	0,00
	D	0,00	1,000	0,00	14,00	0,00
			$\Sigma_1 =$	6666,67	$\Sigma_3 =$	17333,33

$X_t = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 10,524 \text{ mt.}$

$Z_t = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,600 \text{ mt.}$



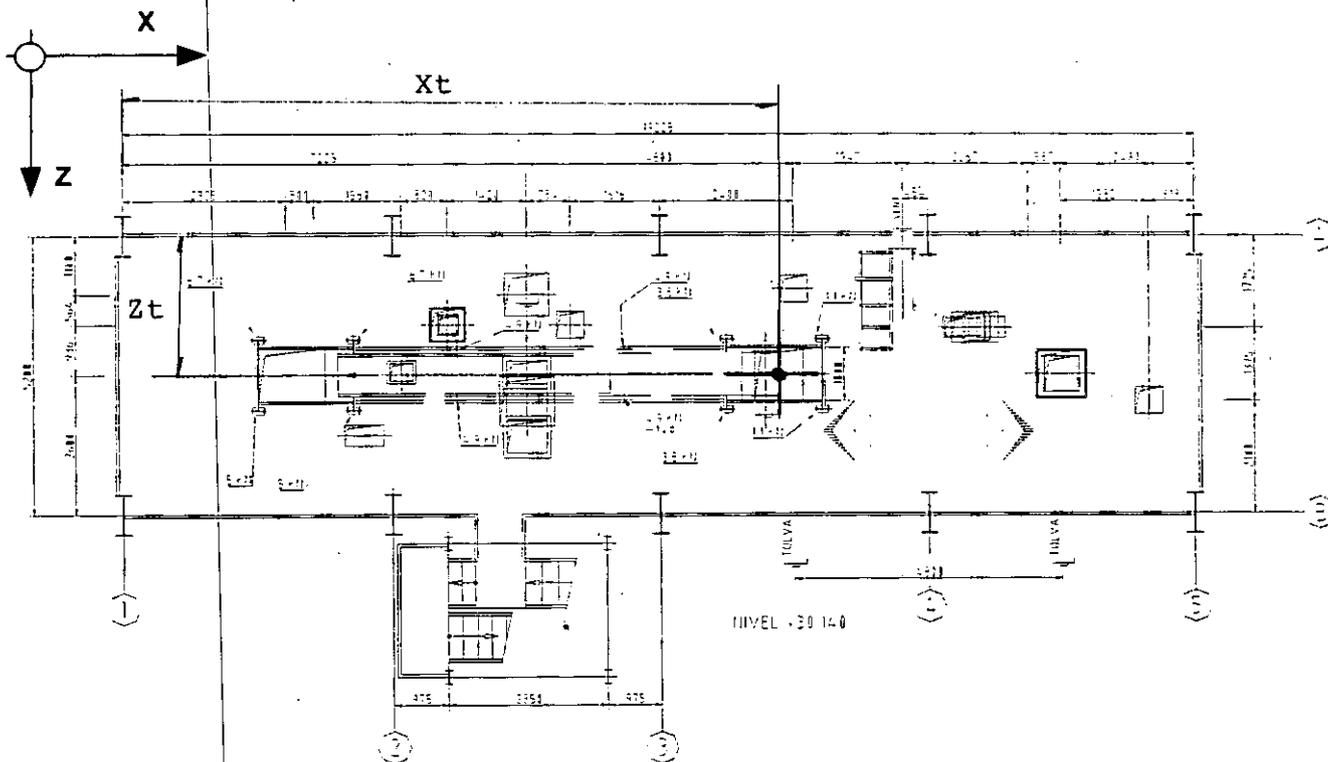
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**CENTROS DE RIGIDEZ**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 3	DE: 8



**Centroide de rigidez**

c) Centroide en nivel + 30.140

RIGIDEZ DIR. "Z"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{iz}$	dist. $X_i$	$K_{iz} \times X_i$
	1	1,00	0,002	500,00	0,00	0,00
	2	1,00	0,003	333,33	4,83	1608,33
	3	1,00	0,003	333,33	9,63	3208,33
	4	1,00	0,002	500,00	14,43	7212,50
	5	1,00	0,001	1000,00	19,23	19225,00
	6	0,00	1,000	0,00	22,45	0,00
			$\Sigma_1 =$	2666,67		$\Sigma_2 =$ 31254,17

RIGIDEZ DIR. "X"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{ix}$	dist. $Z_i$	$K_{ix} \times Z_i$
	A	1,00	0,000	2500,00	0,00	0,00
	B	1,00	0,000	2500,00	5,20	13000,00
	C	0,00	1,000	0,00	10,00	0,00
	D	0,00	1,000	0,00	14,00	0,00
			$\Sigma_1 =$	5000,00		$\Sigma_3 =$ 13000,00

$X_1 = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 11,720 \text{ mt.}$

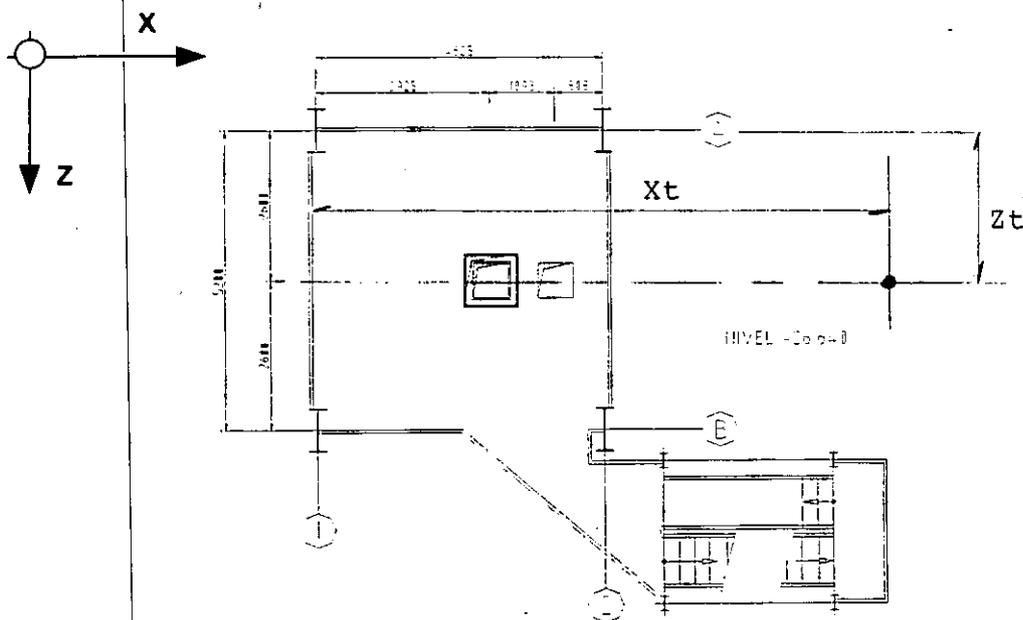
$Z_1 = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,600 \text{ mt.}$



U.N.A.M.

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 4	DE: 8

### CENTROS DE RIGIDEZ



### Centroide de rigidez

d) Centroide en nivel +26,640

RIGIDEZ DIR. "Z"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_z$	dist. $X_i$	$K_{z} \times X_i$
	1	1,00	0,003	333,33	0,00	0,00
	2	1,00	0,005	200,00	4,83	965,00
	3	1,00	0,006	166,67	9,63	1604,17
	4	1,00	0,004	250,00	14,43	3606,25
	5	1,00	0,004	250,00	19,23	4806,25
	6	0,00	1,000	0,00	22,45	0,00
			$\Sigma_1 =$	1200,00	$\Sigma_2 =$	10981,67

RIGIDEZ DIR. "X"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_x$	dist. $Z_i$	$K_x \times Z_i$
	A	1,00	0,000	3333,33	0,00	0,00
	B	1,00	0,000	3333,33	5,20	17333,33
	C	0,00	1,000	0,00	10,00	0,00
	D	0,00	1,000	0,00	14,00	0,00
			$\Sigma_1 =$	6666,67	$\Sigma_3 =$	17333,33

$$X_t = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 9,151 \text{ mt.}$$

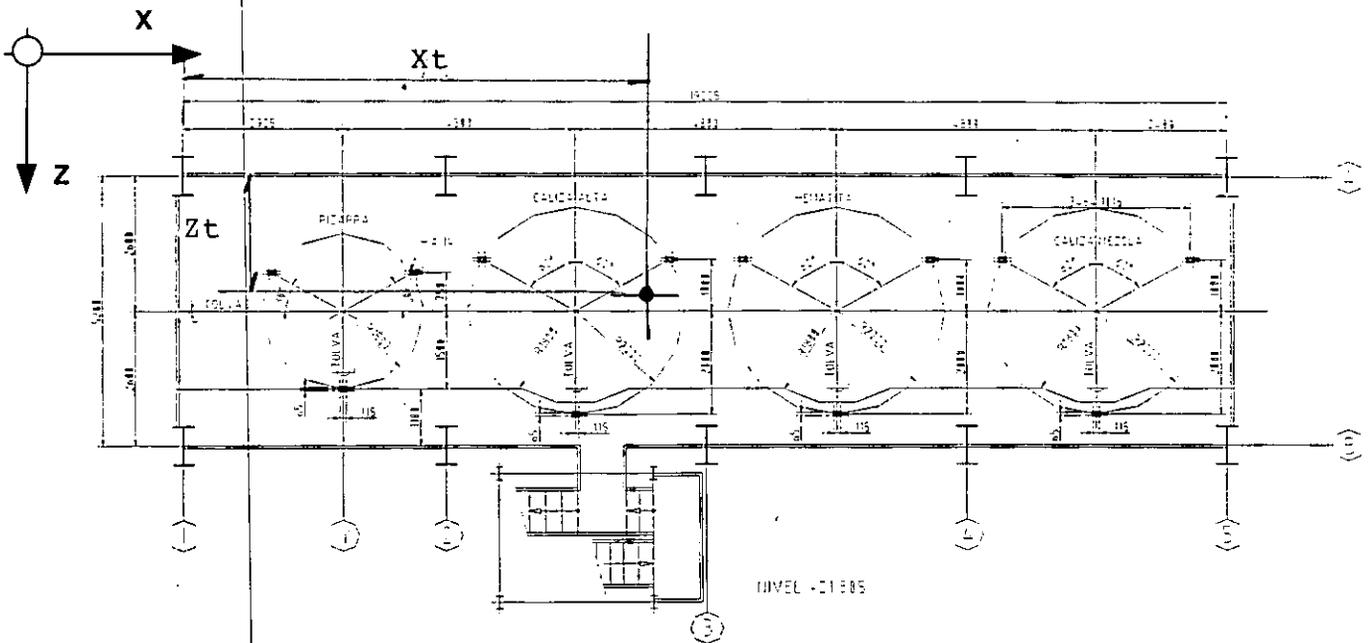
$$Z_t = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,600 \text{ mt.}$$



U.N.A.M.

**CENTROS DE RIGIDEZ**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 5	DE: 8



**Centroide de rigidez**

e) Centroide en nivel +21,805

RIGIDEZ DIR. "Z"		Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jz}$	dist. $X_j$	$K_{jz} \times X_j$
		1	1,00	0,004	250,00	0,00	0,00
		2	1,00	0,006	166,67	4,83	804,17
		3	1,00	0,012	83,33	9,63	802,08
		4	1,00	0,008	125,00	14,43	1803,13
		5	1,00	0,008	125,00	19,23	2403,13
		6	0,00	1,000	0,00	22,45	0,00
				$\Sigma_1 =$	750,00	$\Sigma_2 =$	5812,50
RIGIDEZ DIR. "X"		Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jx}$	dist. $Z_j$	$K_{jx} \times Z_j$
		A	1,00	0,000	2500,00	0,00	0,00
		B	1,00	0,001	2000,00	5,20	10400,00
		C	0,00	0,009	0,00	10,00	0,00
		D	0,00	0,009	0,00	14,00	0,00
				$\Sigma_1 =$	4500,00	$\Sigma_3 =$	10400,00

$X_t = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 7,750 \text{ mt.}$

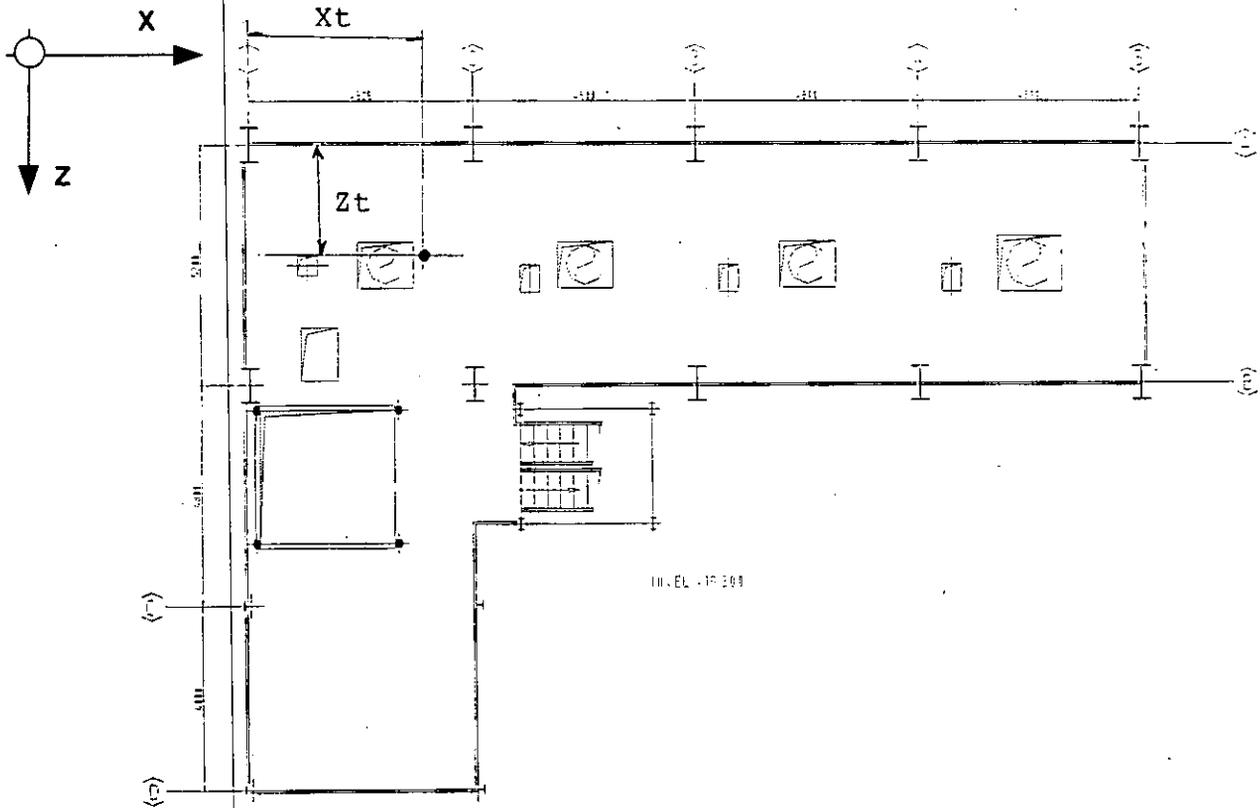
$Z_t = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,311 \text{ mt.}$



U.N.A.M.

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 6	DE: 8

**CENTROS DE RIGIDEZ**



**Centroide de rigidez**

f) Centroide en nivel +19,300

RIGIDEZ DIR. "Z"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jz}$	dist. $X_j$	$K_{jz} \times X_j$
	1	1,00	0,001	1000,00	0,00	0,00
	2	1,00	0,005	200,00	4,83	965,00
	3	1,00	0,014	71,43	9,63	687,50
	4	1,00	0,009	111,11	14,43	1602,78
	5	1,00	0,009	111,11	19,23	2136,11
	6	0,00	0,000	0,00	22,45	0,00
			$\Sigma_1 =$	1493,65	$\Sigma_2 =$	5391,39

RIGIDEZ DIR. "X"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jx}$	dist. $Z_j$	$K_{jx} \times Z_j$
	A	1,00	0,000	3333,33	0,00	0,00
	B	1,00	0,001	2000,00	5,20	10400,00
	C	1,00	0,009	114,94	10,00	1149,43
	D	1,00	0,006	178,57	14,00	2500,00
			$\Sigma_1 =$	5626,85	$\Sigma_3 =$	14049,43

$X_t = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 3,610$  mt.

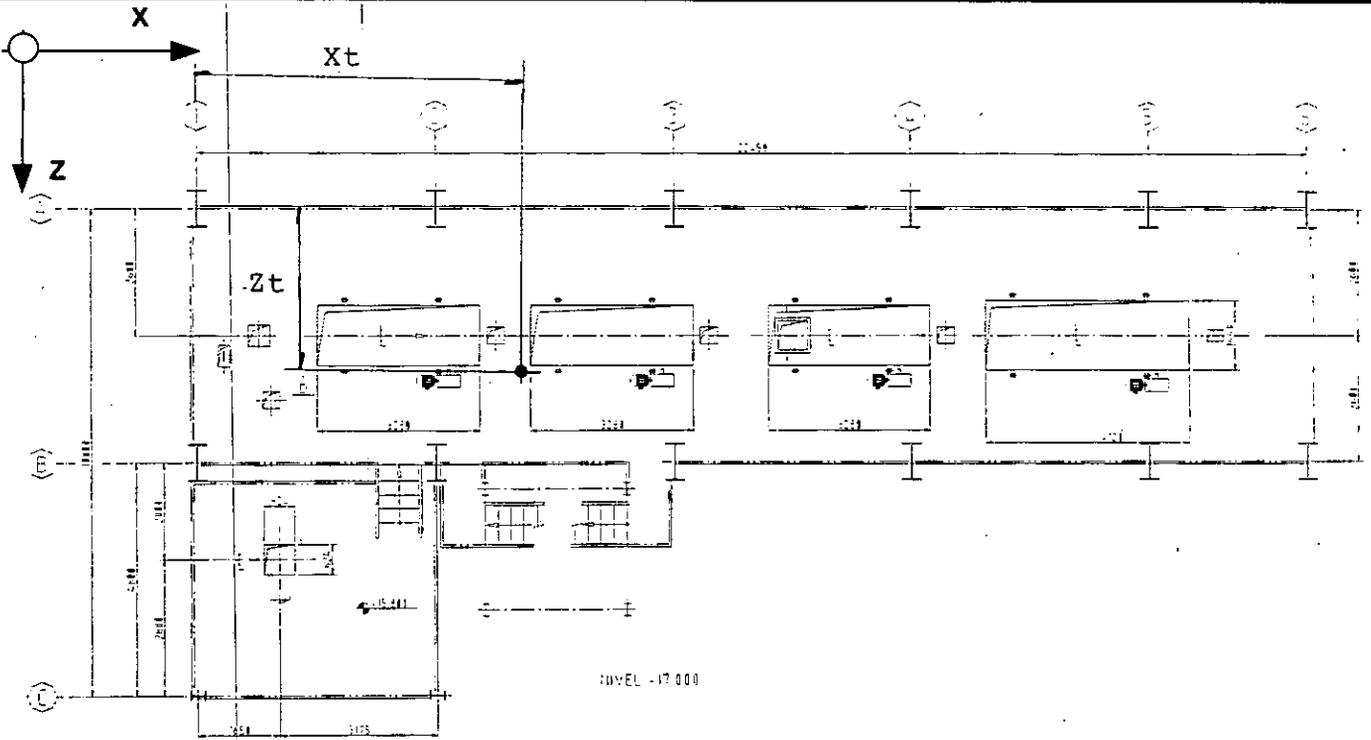
$Z_t = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,497$  mt.



U.N.A.M.

**CENTROS DE RIGIDEZ**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 7	DE: 8



**Centroide de rigidez**

g) Centroide en nivel + 17,000

RIGIDEZ DIR. "Z"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jz}$	dist. $X_j$	$K_{jz} \times X_j$
	1	1,00	0,002	666,67	0,00	0,00
	2	1,00	0,001	1000,00	4,83	4825,00
	3	1,00	0,014	71,43	9,63	687,50
	4	1,00	0,009	111,11	14,43	1602,78
	5	1,00	0,009	111,11	19,23	2136,11
	6	1,00	0,004	250,00	22,45	5612,50
			$\Sigma \delta_i =$	2210,32	$\Sigma X_j =$	14863,89

RIGIDEZ DIR. "X"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jx}$	dist. $Z_j$	$K_{jx} \times Z_j$
	A	1,00	0,001	1190,48	0,00	0,00
	B	1,00	0,001	1666,67	5,20	8666,67
	C	0,00	0,009	0,00	10,00	0,00
	D	0,00	0,009	0,00	14,00	0,00
			$\Sigma \delta_i =$	2857,14	$\Sigma Z_j =$	8666,67

$X_1 = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 6,725 \text{ mt.}$

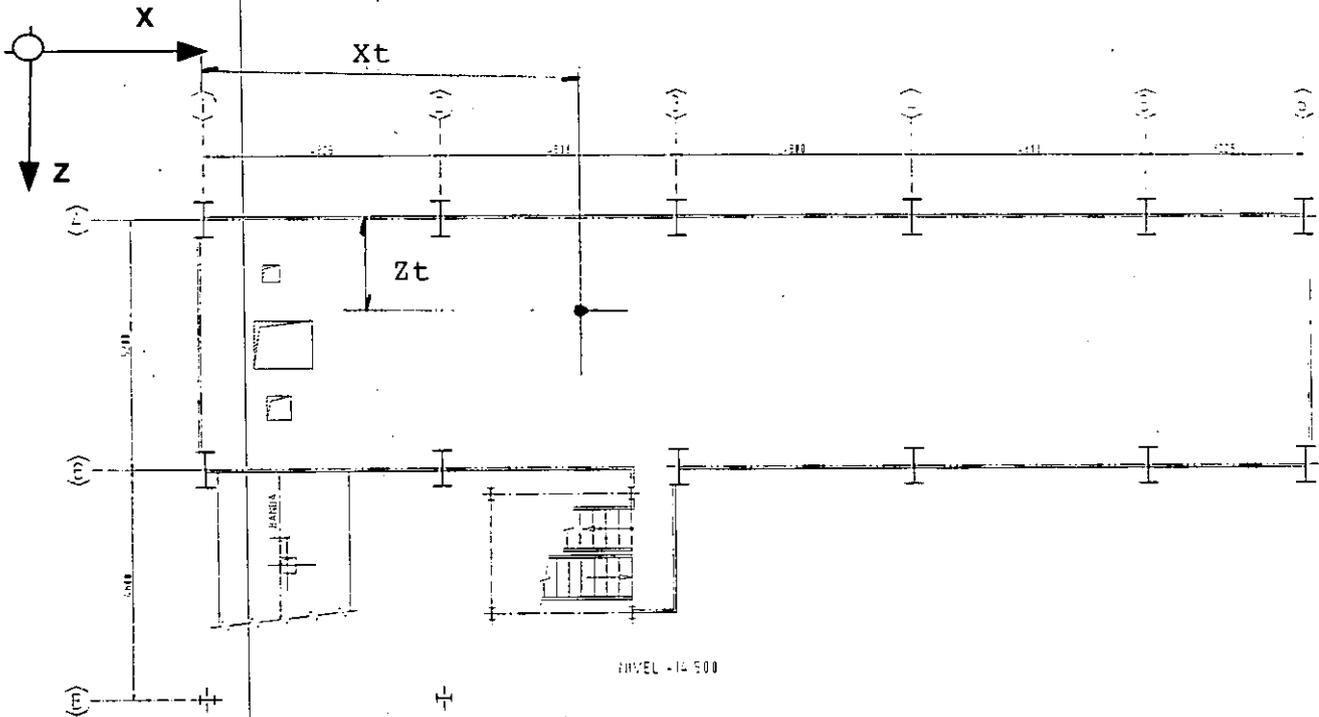
$Z_1 = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 3,033 \text{ mt.}$



U.N.A.M.

**CENTROS DE RIGIDEZ**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 8	DE: 8



**Centroide de rigidez**

h) Centroide en nivel + 14,500

RIGIDEZ DIR. "Z"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jz}$	dist. $X_j$	$K_{jz} \times X_j$
	1	1,00	0,001	1000,00	0,00	0,00
	2	1,00	0,002	500,00	4,83	2412,50
	3	1,00	0,004	250,00	9,63	2406,25
	4	1,00	0,003	333,33	14,43	4808,33
	5	1,00	0,003	333,33	19,23	6408,33
	6	1,00	0,009	111,11	22,45	2494,44
			$\Sigma_1 =$	2527,78	$\Sigma_2 =$	18529,86

RIGIDEZ DIR. "X"	Eje	Fza. Corte	$\delta_i$	$K_{jx}$	dist. $Z_j$	$K_{jx} \times Z_j$
	A	1,00	0,001	1960,78	0,00	0,00
	B	1,00	0,001	909,09	5,20	4727,27
	C	0,00	0,012	0,00	10,00	0,00
	D	0,00	0,014	0,00	14,00	0,00
			$\Sigma_1 =$	2869,88	$\Sigma_3 =$	4727,27

$X_1 = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 7,330 \text{ mt.}$

$Z_1 = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 1,647 \text{ mt.}$



#### **IV.3.2 OBTENCION DE CENTROS DE MASAS EN CADA NIVEL.**

El análisis de masas, tiene como origen la localización exacta de las cargas en cada entrepiso, lo que es de gran importancia para un análisis estático. El conocer en que punto de un entrepiso está actuando la carga intervendrá posteriormente en el cálculo de las fuerzas sísmicas.

La obtención es sencilla, pues se suponen las cargas muertas y cargas vivas en el área estructurada, se deben eliminar la carga por huecos y se deben dividir los entrepisos según las formas posibles para poder ubicar el área de influencia y obtener el centroide entre cada uno de los ejes.

En nuestro caso, hemos simplificado el trabajo en áreas de influencia entre cada uno de los ejes, es decir, la primer área será de eje "1" al eje "2" en el sentido "X" y de eje "A" al eje "B", y se tomará como carga en esa área la suma de carga muerta más carga viva.

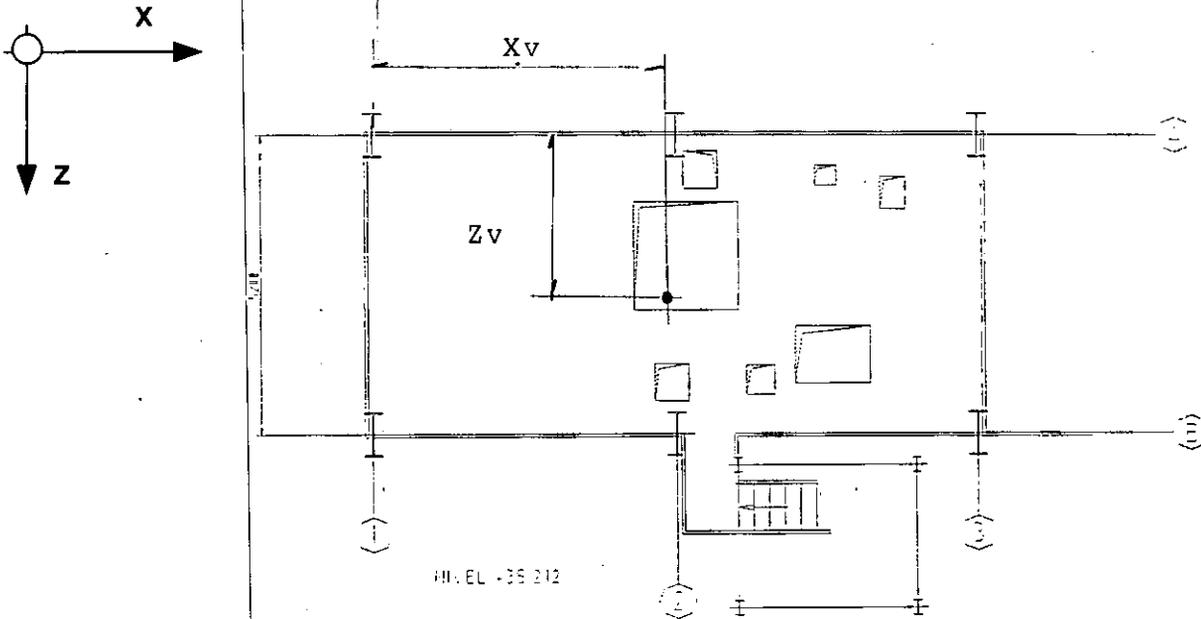
A continuación se muestran los centros de masas de cada nivel.



U.N.A.M.

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 1	DE: 8

## CENTROS DE MASAS



### Centroide de masas

a) Centroide en nivel + 35,212

Eje-Eje	Area	Peso	Masa (M)	$X_i$	$(M) \times X_i$	$Z_i$	$(M) \times Z_i$
1,2 - A,B	24,064	0,5	12,032	2,225	26,771	2,53	30,441
2,3 - A,B	24,96	0,5	12,48	7,311	91,241	2,71	33,821
3,4 - A,B	0	0,5	0	12,025	0,000	2,6	0,000
4,5 - A,B	0	0,5	0	16,825	0,000	2,6	0,000
5,6 - A,B	0	0,5	0	20,838	0,000	2,6	0,000
1,2 - B,C	0	0,5	0	2,413	0,000	7,6	0,000
1,2 - C,D	0	0,5	0	2,413	0,000	12	0,000
		$\Sigma_1 =$	24,512	$\Sigma_2 =$	118,012	$\Sigma_3 =$	64,262

$$X_v = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 4,814 \text{ mt.}$$

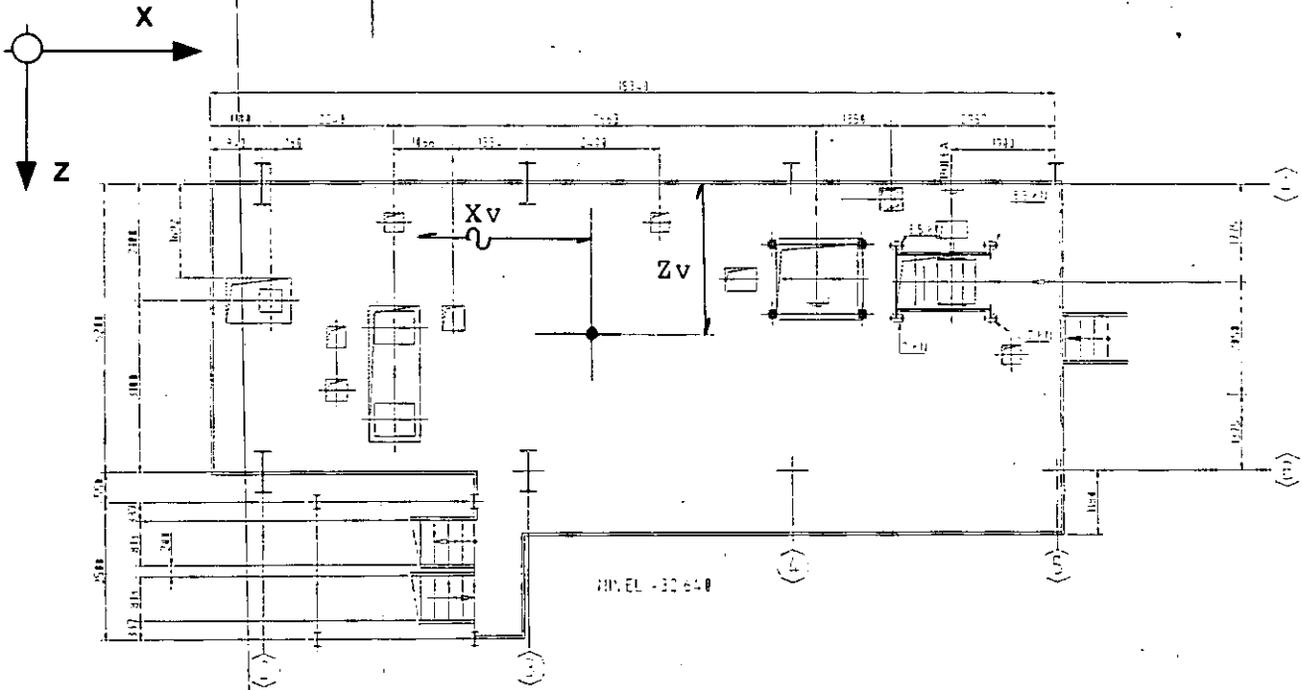
$$Z_v = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,622 \text{ mt.}$$



U.N.A.M.

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 2	DE: 8

### CENTROS DE MASAS



### Centroide de masas

b) Centroide en nivel + 32,640

Eje-Eje	Area	Peso	Masa (M)	$X_i$	$(M) \times X_i$	$Z_i$	$(M) \times Z_i$
1,2 - A,B	0	0,5	0	2,413	0,000	2,6	0,000
2,3 - A,B	24,96	0,5	12,48	7,115	88,795	2,54	31,699
3,4 - A,B	30,624	0,5	15,312	11,895	182,136	2,62	40,117
4,5 - A,B	29,95	0,5	14,975	16,25	243,344	2,655	39,759
5,6 - A,B	0	0,5	0	20,838	0,000	2,6	0,000
1,2 - B,C	0	0,5	0	2,413	0,000	7,6	0,000
1,2 - C,D	0	0,5	0	2,413	0,000	12	0,000
			$\Sigma_1 = 42,767$		$\Sigma_2 = 514,275$		$\Sigma_3 = 111,575$

$$X_v = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 12,025 \text{ mt.}$$

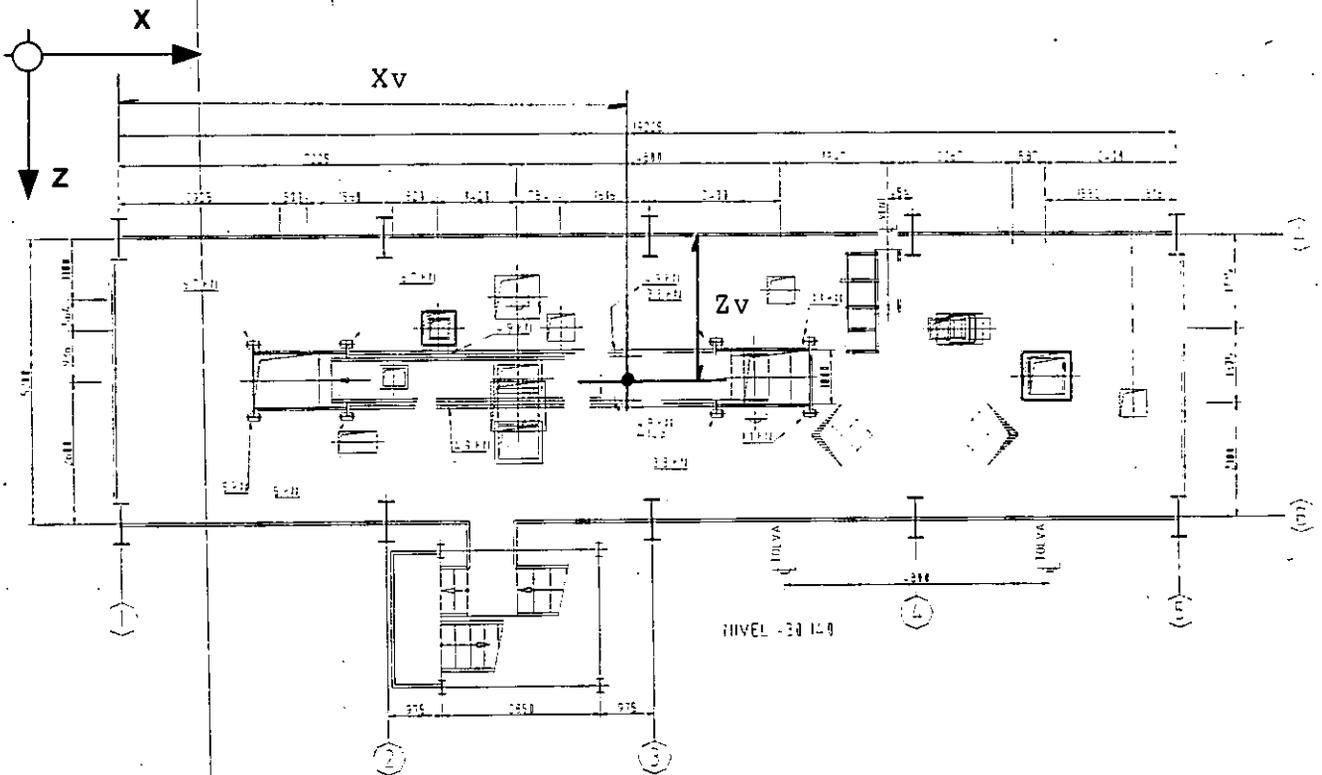
$$Z_v = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,609 \text{ mt.}$$



U.N.A.M.

**CENTROS DE MASAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 3	DE: 8



**Centroide de masas**

c) Centroide en nivel + 30.140

Eje-Eje	Area	Peso	Masa (M)	$X_i$	$(M) \times X_i$	$Z_i$	$(M) \times Z_i$	
1,2 - A,B	22,66	0,5	11,33	2,25	25,493	2,614	29,617	
2,3 - A,B	23,218	0,5	11,609	7,205	83,643	2,675	31,054	
3,4 - A,B	23,5	0,5	11,75	11,82	138,885	2,554	30,010	
4,5 - A,B	24,1	0,5	12,05	16,705	201,295	2,605	31,390	
5,6 - A,B	0	0,5	0	20,838	0,000	2,6	0,000	
1,2 - B,C	0	0,5	0	2,413	0,000	7,6	0,000	
1,2 - C,D	0	0,5	0	2,413	0,000	12	0,000	
		$\Sigma_1 =$	46,739		$\Sigma_2 =$	449,316	$\Sigma_3 =$	122,070

$$X_v = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 9,613 \text{ mt.}$$

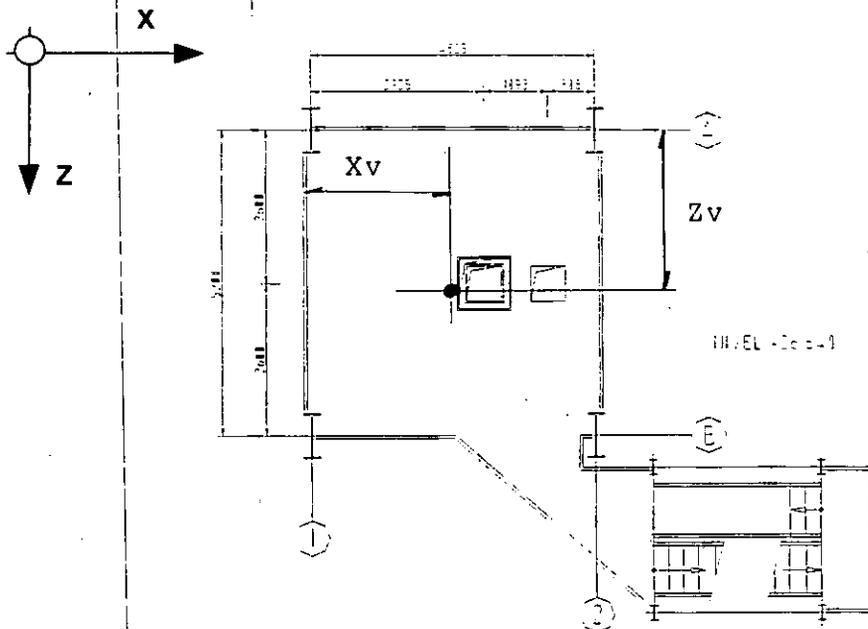
$$Z_v = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,612 \text{ mt.}$$



U.N.A.M.

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 4	DE: 8

### CENTROS DE MASAS



### Centroide de masas

d) Centroide en nivel +26,640

Eje-Eje	Area	Peso	Masa (M)	$X_i$	$(M) \times X_i$	$Z_i$	$(M) \times Z_i$	
1,2 - A,B	25,09	0,5	12,45	2,413	30,042	2,61	32,495	
2,3 - A,B	0	0,5	0	7,225	0,000	2,6	0,000	
3,4 - A,B	0	0,5	0	12,025	0,000	2,6	0,000	
4,5 - A,B	0	0,5	0	16,825	0,000	2,6	0,000	
5,6 - A,B	0	0,5	0	20,838	0,000	2,6	0,000	
1,2 - B,C	0	0,5	0	2,413	0,000	7,6	0,000	
1,2 - C,D	0	0,5	0	2,413	0,000	12	0,000	
		$\Sigma_1 =$	12,450		$\Sigma_2 =$	30,042	$\Sigma_3 =$	32,495

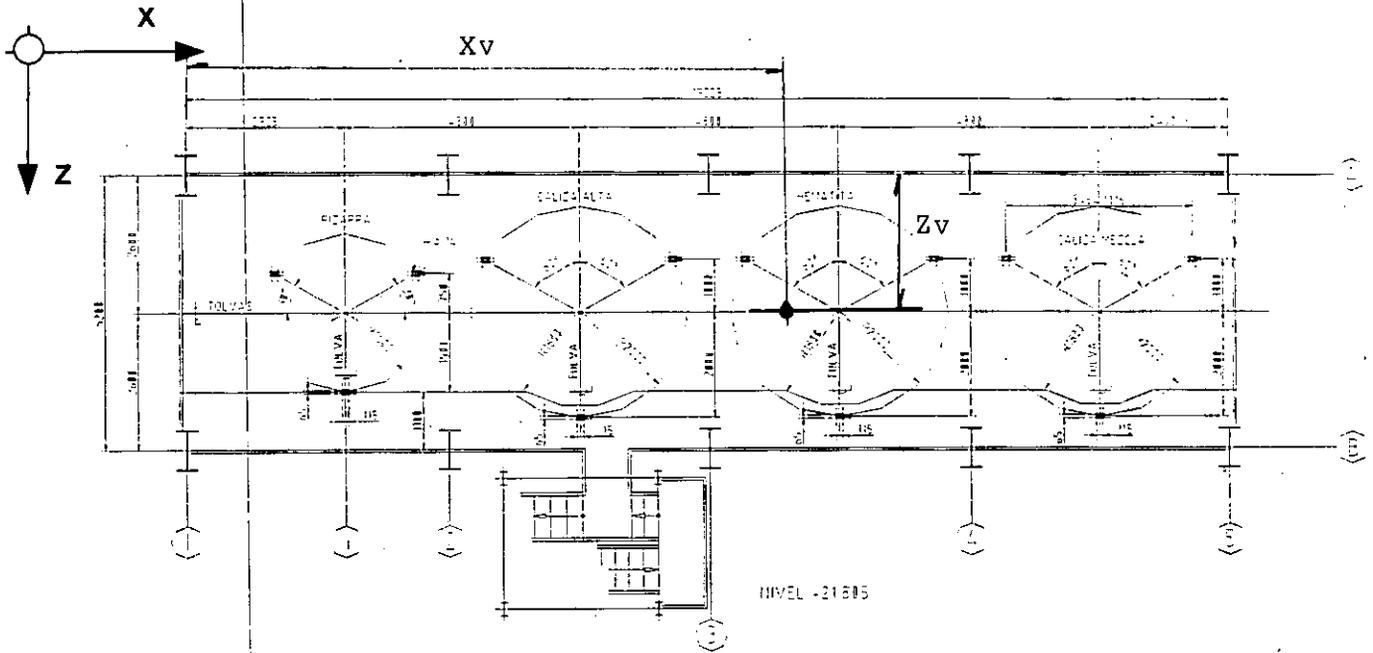
$$X_v = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 2,413 \text{ mt.}$$

$$Z_v = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,610 \text{ mt.}$$



CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 5	DE: 8

## CENTROS DE MASAS



### Centroide de masas

e) Centroide en nivel +21,805

Eje-Eje	Area	Peso	Masa (M)	$X_i$	$(M) \times X_i$	$Z_i$	$(M) \times Z_i$	
1,2 - A,B	25,09	2,07	51,9363	2,413	125,322	2,6	135,034	
2,3 - A,B	24,96	6,05	151,008	7,225	1091,033	2,6	392,621	
3,4 - A,B	24,96	7,13	177,9648	12,025	2140,027	2,6	462,708	
4,5 - A,B	24,96	6,09	152,0064	16,825	2557,508	2,6	395,217	
5,6 - A,B	0	0,5	0	20,838	0,000	2,6	0,000	
1,2 - B,C	0	0,5	0	2,413	0,000	7,6	0,000	
1,2 - C,D	0	0,5	0	2,413	0,000	12	0,000	
		$\Sigma_1 =$	532,916		$\Sigma_2 =$	5913,889	$\Sigma_3 =$	1385,580

$$X_v = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 11,097 \text{ mt.}$$

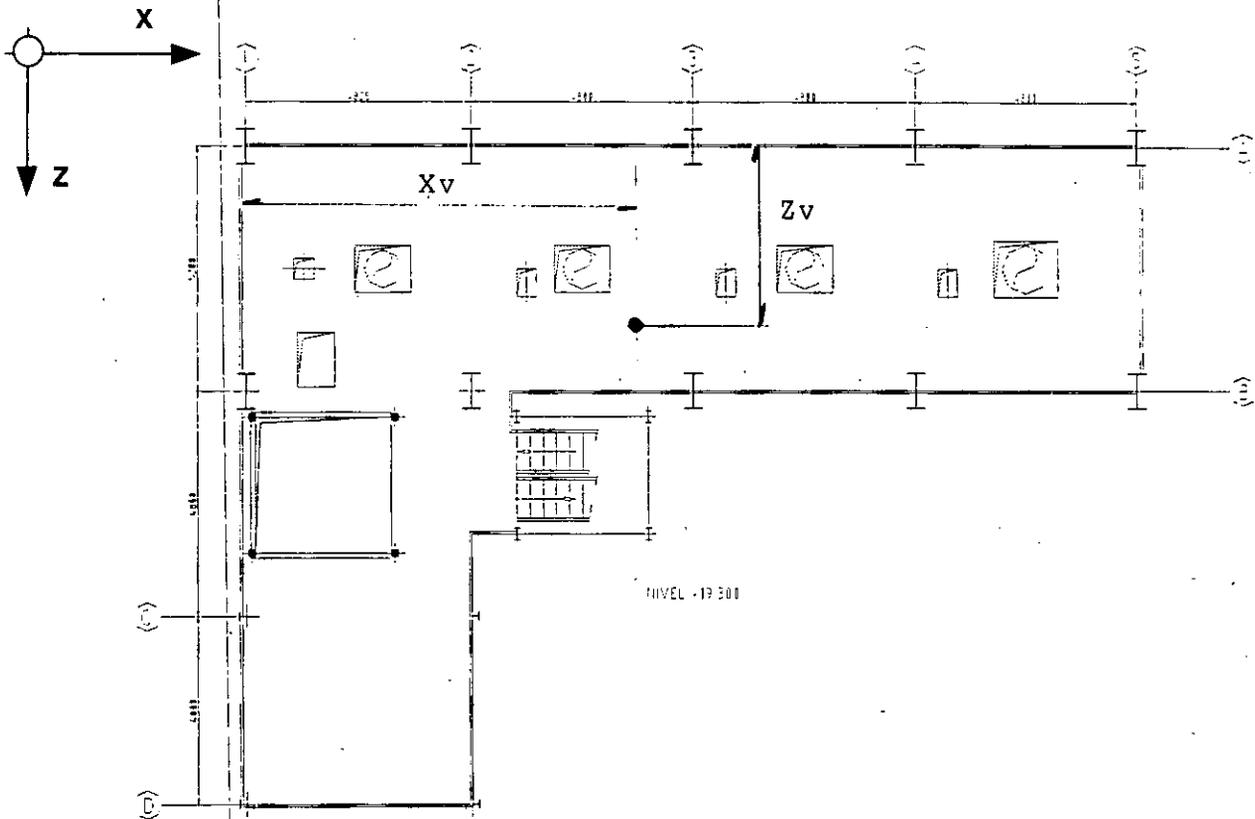
$$Z_v = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,600 \text{ mt.}$$



U.N.A.M.

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 6	DE: 8

### CENTROS DE MASAS



### Centroide de masas

f) Centroide en nivel +19,300

Eje-Eje	Area	Peso	Masa (M)	$X_i$	$(M) \times X_i$	$Z_i$	$(M) \times Z_i$	
1,2 - A,B	25,09	0,5	12,545	2,413	30,271	2,6	32,617	
2,3 - A,B	24,96	0,5	12,48	7,225	90,168	2,6	32,448	
3,4 - A,B	24,96	0,5	12,48	12,025	150,072	2,6	32,448	
4,5 - A,B	24,96	0,5	12,48	16,825	209,976	2,6	32,448	
5,6 - A,B	16,77	0,5	8,385	20,838	174,727	2,6	21,801	
1,2 - B,C	23,16	0,5	11,58	2,413	27,943	7,6	88,008	
1,2 - C,D	19,3	0,5	9,65	2,413	23,285	12	115,800	
		$\Sigma_1 =$	79,600		$\Sigma_2 =$	706,442	$\Sigma_3 =$	355,570

$$X_v = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 8,875 \text{ mt.}$$

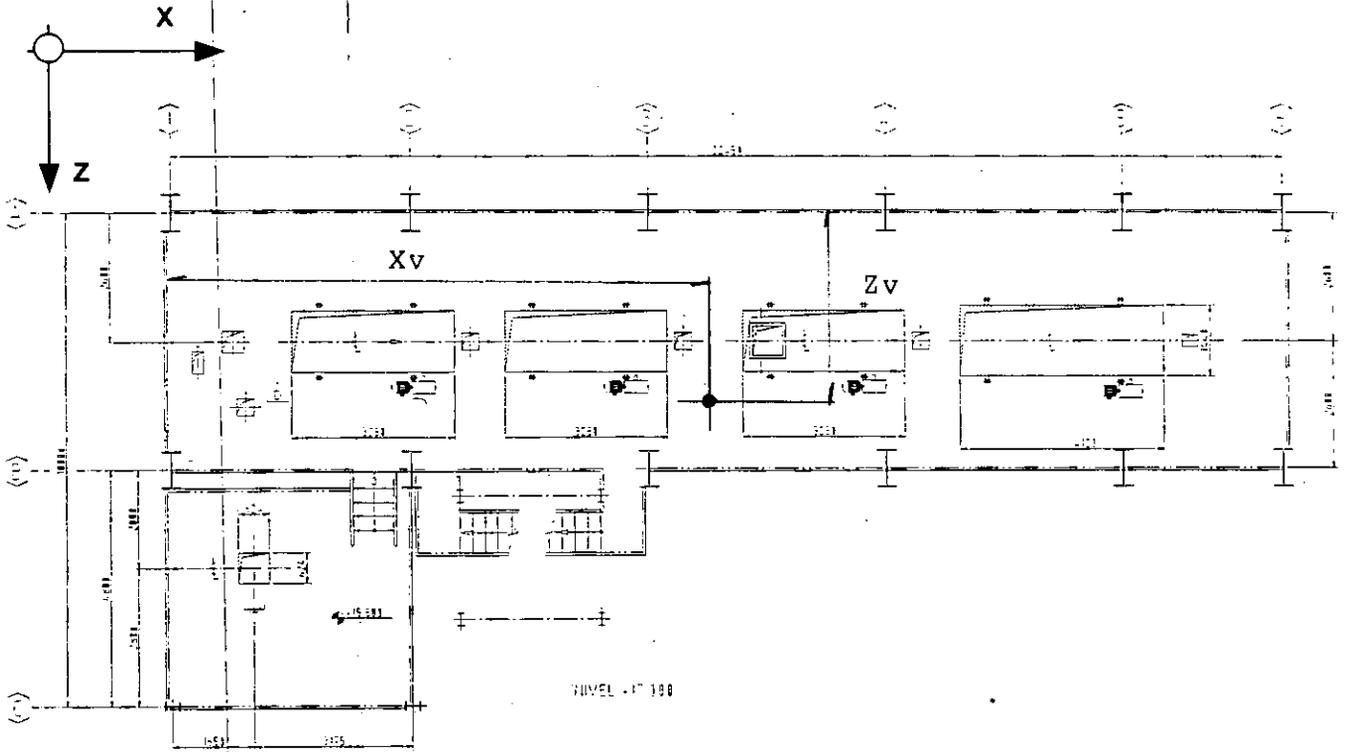
$$Z_v = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 4,467 \text{ mt.}$$



U.N.A.M.

**CENTROS DE MASAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 7	DE: 8



**Centroide de masas**

g) Centroide en nivel + 17,000

Eje-Eje	Area	Peso	Masa (M)	$X_i$	$(M) \times X_i$	$Z_i$	$(M) \times Z_i$
1,2 - A,B	25,09	0,5	12,545	2,413	30,271	2,6	32,617
2,3 - A,B	24,96	0,5	12,48	7,225	90,168	2,6	32,448
3,4 - A,B	24,96	0,5	12,48	12,025	150,072	2,6	32,448
4,5 - A,B	24,96	0,5	12,48	16,825	209,976	2,6	32,448
5,6 - A,B	16,77	0,5	8,385	20,838	174,727	2,6	21,801
1,2 - B,C	23,16	0,5	11,58	2,413	27,943	7,6	88,008
1,2 - C,D	0	0,5	0	2,413	0,000	12	0,000
		$\Sigma_1 =$	69,950	$\Sigma_2 =$	683,156	$\Sigma_3 =$	239,770

$$X_v = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 9,766 \text{ mt.}$$

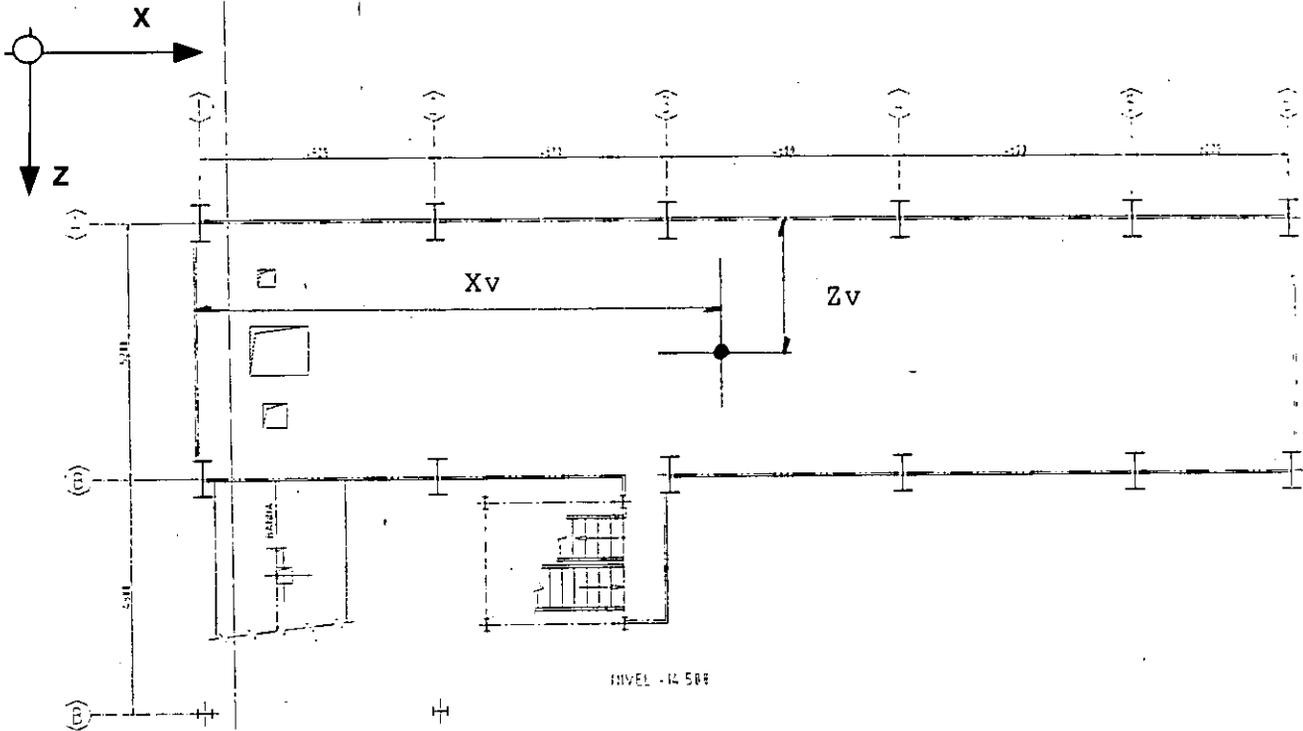
$$Z_v = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 3,428 \text{ mt.}$$



U.N.A.M.

**CENTROS DE MASAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 8	DE: 8



**Centroide de masas**

h) Centroide en nivel + 14,500

Eje-Eje	Area	Peso	Masa (M)	$X_i$	$(M) \times X_i$	$Z_i$	$(M) \times Z_i$
1,2 - A,B	25,09	0,5	12,545	2,413	30,271	2,6	32,617
2,3 - A,B	24,96	0,5	12,48	7,225	90,168	2,6	32,448
3,4 - A,B	24,96	0,5	12,48	12,025	150,072	2,6	32,448
4,5 - A,B	24,96	0,5	12,48	16,825	209,976	2,6	32,448
5,6 - A,B	16,77	0,5	8,385	20,838	174,727	2,6	21,801
1,2 - B,C	0	0,5	0	2,413	0,000	7,6	0,000
1,2 - C,D	0	0,5	0	2,413	0,000	12	0,000
		$\Sigma_1 =$	58,370	$\Sigma_2 =$	655,214	$\Sigma_3 =$	151,762

$$X_v = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 11,225 \text{ mt.}$$

$$Z_v = \Sigma_3 / \Sigma_1 = 2,600 \text{ mt.}$$



### IV.3.3 ANÁLISIS SISMICO ESTATICO (Debido a cargas de cada marco)

Anteriormente obtuvimos las cargas estáticas de cada uno de los niveles estructurados y hasta este momento no se han hecho uso de ellas completamente. La idea principal de obtener las cargas totales por marco debido a cada condición de carga, es que obtendremos la combinación más desfavorable para poder aplicar el método estático en cada eje según la dirección del sismo.

En las figuras mostradas en el este capítulo IV.3 podemos observar a los valores de las cargas totales en los marcos orientados en los ejes "X" y "Z" correspondientes a las condiciones de carga muerta, carga viva y carga de equipos. Pero estas cargas las tendremos que combinar para obtener el peso total actuando en cada marco de manera estática, pues solo de esta forma podremos determinar la carga sísmica que actúa en cada nivel.

Así es como definiremos cada condición de carga estática y la necesidad de presentarse en el cálculo de fuerzas laterales en el edificio:

- 1) La carga muerta será una condición de carga que obligadamente participa de manera total en el cálculo de las cargas accidentales, pues serán pesos de los elementos (vigas, pisos, columnas, etc) que no varían cuando una carga accidental aparezca. C.M.
- 2) La carga viva es una condición de carga que muy probablemente no participe de manera total en el edificio cuando aparezca una solicitud de carga accidental. Por lo que dicha carga viva tendrá que reducirse a un 75 % para lograr una condición para análisis más real. C.V.red
- 3) La carga de equipos en el edificio aparece cuando la estructura este totalmente lista para recibir los equipos y es muy probable que cuando aparezca una carga accidental, los equipos estén en operación. C.E.

Al combinar las cargas estáticas como condiciones que se puedan presentar, tenemos que aclarar que las cargas de impacto y fuerzas de volteo de cada una de las tolvas, serán tomadas en consideración para el diseño local de cada elemento de soporte y dicha carga no participa directamente en el análisis estático como una carga estática.

De esta forma mostramos el resumen de cada condición de carga actuando en cada marco por cada nivel:



### CARGAS EJE "1"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	1,331	4,680	3,510	1,660	6,011	6,501	7,671	4,841
+17.000	2,248	8,728	6,546	0,320	10,976	9,114	11,296	8,794
+19.300	3,117	15,595	11,696	2,600	18,712	17,413	21,312	14,813
+21.805	0,770	15,440	11,580	2,550	16,210	14,900	18,760	12,350
+26.640	1,240	4,340	3,255	0,000	5,580	4,495	5,580	4,495
+30.140	1,470	5,160	3,870	0,430	6,630	5,770	7,060	5,340
+32.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+35.212	1,240	4,370	3,278	0,000	5,610	4,518	5,610	4,518

### CARGAS EJE "2"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	2,520	8,844	6,633	2,160	11,364	11,313	13,524	9,153
+17.000	2,490	11,676	8,757	1,040	14,166	12,287	15,206	11,247
+19.300	4,500	19,505	14,629	2,830	24,005	21,959	26,835	19,129
+21.805	2,870	98,160	73,620	11,500	101,030	87,990	112,530	76,490
+26.640	1,240	4,340	3,255	0,000	5,580	4,495	5,580	4,495
+30.140	2,600	9,100	6,825	1,790	11,700	11,215	13,490	9,425
+32.640	1,190	3,130	2,348	0,000	4,320	3,538	4,320	3,538
+35.212	3,100	10,460	7,845	1,540	13,560	12,485	15,100	10,945

### CARGAS EJE "3"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	2,520	8,940	6,705	1,480	11,460	10,705	12,940	9,225
+17.000	2,276	7,966	5,975	1,248	10,242	9,499	11,490	8,251
+19.300	2,980	10,470	7,853	0,000	13,450	10,833	13,450	10,833
+21.805	2,640	150,700	113,025	14,100	153,340	129,765	167,440	115,665
+26.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+30.140	2,640	9,250	6,938	2,070	11,890	11,648	13,960	9,578
+32.640	2,390	8,800	6,600	0,000	11,190	8,990	11,190	8,990
+35.212	1,680	5,980	4,485	1,614	7,660	7,779	9,274	6,165



### CARGAS EJE "4"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	2,520	8,940	6,705	1,700	11,460	10,925	13,160	9,225
+17.000	2,080	7,280	5,460	1,390	9,360	8,930	10,750	7,540
+19.300	2,980	10,470	7,853	0,000	13,450	10,833	13,450	10,833
+21.805	2,640	151,100	113,325	14,100	153,740	130,065	167,840	115,965
+26.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+30.140	2,360	8,270	6,203	0,310	10,630	8,873	10,940	8,563
+32.640	2,580	10,320	7,740	5,180	12,900	15,500	18,080	10,320
+35.212	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

### CARGAS EJE "5"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	2,081	7,304	5,478	1,240	9,385	8,799	10,625	7,559
+17.000	1,460	5,164	3,873	0,602	6,624	5,935	7,226	5,333
+19.300	1,490	5,220	3,915	0,000	6,710	5,405	6,710	5,405
+21.805	1,320	69,000	51,750	7,050	70,320	60,120	77,370	53,070
+26.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+30.140	1,100	3,850	2,888	0,000	4,950	3,988	4,950	3,988
+32.640	1,270	4,300	3,225	2,510	5,570	7,005	8,080	4,495
+35.212	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

### CARGAS EJE "6"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	0,841	2,970	2,079	0,340	3,811	3,260	4,151	2,920
+17.000	0,947	2,920	2,044	0,180	3,867	3,171	4,047	2,991
+19.300	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+21.805	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+26.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+30.140	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+32.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+35.212	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000



### CARGAS EJE "A"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	5,907	20,736	15,552	4,290	26,643	25,749	30,933	21,459
+17.000	3,315	19,833	14,875	2,390	23,148	20,580	25,538	18,190
+19.300	5,963	20,919	15,689	0,000	26,882	21,652	26,882	21,652
+21.805	5,120	242,200	181,650	24,650	247,320	211,420	271,970	186,770
+26.640	1,240	4,340	3,255	0,000	5,580	4,495	5,580	4,495
+30.140	5,711	19,984	14,988	2,860	25,695	23,559	28,555	20,699
+32.640	3,715	13,275	9,956	6,430	16,990	20,101	23,420	13,671
+35.212	2,753	9,070	6,803	0,364	11,823	9,920	12,187	9,556

### CARGAS EJE "B"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	5,907	20,736	15,552	4,290	26,643	25,749	30,933	21,459
+17.000	3,315	19,833	14,875	2,390	23,148	20,580	25,538	18,190
+19.300	6,413	22,519	16,889	3,060	28,932	26,362	31,992	23,302
+21.805	5,120	242,200	181,650	24,650	247,320	211,420	271,970	186,770
+26.640	1,240	4,340	3,255	0,000	5,580	4,495	5,580	4,495
+30.140	4,471	15,654	11,741	1,740	20,125	17,952	21,865	16,212
+32.640	3,715	13,275	9,956	6,430	16,990	20,101	23,420	13,671
+35.212	3,270	11,275	8,456	3,150	14,545	14,876	17,695	11,726

### CARGAS EJE "C"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+17.000	4,872	4,068	3,051	0,000	8,940	7,923	8,940	7,923
+19.300	2,197	7,525	5,644	2,140	9,722	9,981	11,862	7,841
+21.805	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+26.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+30.140	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+32.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+35.212	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000



### CARGAS EJE "D"

NIVEL	CM	CV	CVRED	CE	CM+CV	CM+CVred+CE	CM+CV+CE	CM+CV <sub>RED</sub>
+14.500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+17.000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+19.300	1,443	5,050	3,535	0,000	6,493	4,978	6,493	4,978
+21.805	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+26.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+30.140	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+32.640	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
+35.212	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Estas son las cargas actuantes en cada uno de los marcos, puede observarse que en donde no existen los marcos, simplemente se presenta una carga cero, y consecuentemente la combinación será también nula.



#### IV.4 ANÁLISIS SISMICO ESTATICO (Debido a efectos de torsión)

##### Distribución de fuerzas sísmicas entre elementos resistentes del edificio.

En base a las fuerzas sísmicas obtenidas en el cálculo anterior que obran en cada entrepiso del edificio, se deben distribuir en cada uno de los elementos resistentes del edificio (marcos, muros, contravientos, etc). En el análisis sísmico se debe tener en cuenta que los efectos dinámicos de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso y la excentricidad efectiva pueden ser mayor a los calculados estáticamente. La determinación del centro de torsión solo puede efectuarse con una aproximación que no tiene en cuenta la rigidez de cada elemento particular la cuál se altera con agrietamientos locales, la fluencia de los materiales y la contribución de elementos no estructurales. Debido a esto los reglamentos de construcción modernos especifican excentricidades de diseño amplifican o reducen la excentricidad directa para incorporar la naturaleza dinámica de las torsiones sísmicas en cálculos estáticos. Además se agrega una excentricidad accidental que considera la incertidumbre de las cargas y rigideces.

##### Entrepisos con sistemas resistentes ortogonales.

En la figura IV.9 se muestra la planta de un entrepiso en el cuál los elementos estructurales que resisten fuerzas laterales son paralelos a las direcciones X y Y. Las rigideces de entrepiso respectivas se designan por  $R_{jx}$  ó  $R_{jy}$  es por eso que las fuerzas sísmicas se pueden distribuir en los elementos resistentes mediante los siguientes pasos:

- Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones del edificio y cada uno de los entrepisos.
- Se evalúa la fuerza horizontal  $F_i$  aplicada en el centro de gravedad de cada nivel  $i$  para las dos direcciones.
- Se obtiene la fuerza cortante en cada entrepiso, así como su línea de acción en planta por equilibrio estático.
- Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Este centro es el punto por donde debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante para el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan al entrepiso. Los valores de centro de torsión se determinan por los valores de  $(x_t, y_t)$ .

$$X_t = \frac{\sum (R_{jy}^4 X_j)}{\sum R_{jy}} \quad Y_t = \frac{\sum (R_{jx}^4 X_j)}{\sum R_{jx}}$$

- La fuerza cortante sobre un elemento resistente es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del entrepiso supuesta actuando al centro de torsión y el causado por el momento torsionante.

El esfuerzo cortante aplicado en el centro de torsión:

$$V_x \frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$



En los elementos resistentes  $x$  y  $y$  respectivamente, por efecto de torsión:

$$M_t R_{jx} y_{jt} \\ (\sum R_{jx} y_{jt}^2 + \sum R_{jy} x_{jt}^2)$$

$$M_t R_{jy} x_{jt} \\ (\sum R_{jx} y_{jt}^2 + \sum R_{jy} x_{jt}^2)$$

- f) Para cada elemento resistente se calculan las cortantes debidas a 100 por ciento del sismo en una dirección más 30 por ciento de las fuerzas sísmicas actuando ortogonales al anterior, y viceversa en donde regirá el mayor de los resultados.
- g) Finalmente se calcula la estructura para resistir tales fuerzas sísmicas.

Se presenta a continuación el calculo de los centros de torsión según el método que marca el reglamento de construcciones del distrito federal y corroboraremos los resultados antes obtenidos en el tema IV.6 de este mismo capítulo.

Los valores de  $c_d$  y  $c_t$  permiten expresar las contribuciones debidas a la cortante actuando en el centro de torsión y al momento torsionante como:

$$V_d = c_d V$$

$$V_t = c_t M_t$$

Conocidos los centros de torsión, se procede a evaluar la excentricidad directa  $e_s$ , y las excentricidades de diseño  $e_1$  y  $e_2$  y podremos verificar los requisitos reglamentarios de excentricidades y momentos torsionantes mínimos. Nuestra tabla incluye el valor  $e_3$  igual a la mitad de la máxima excentricidad calculada  $e_s$  abajo de cada nivel considerado. Las columnas  $M_t$  y  $M_d$  listan el momento torsional donde este último será la mitad del  $M_t$  encima del nivel analizado.

$$e_1 = 1.5 e_s + 0.1 b$$

$$e_2 = e_s - 0.1 b$$

En donde  $b$  es la mayor dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a  $V_x$ . Es necesario precisar los signos de las cantidades empleadas y emplear un sistema coordenado local para el edificio y así las coordenadas de los elementos resistentes  $x_j$  ó  $y_j$  puedan ser negativas ó positivas y se incluirán con su signo. las distancias de los elementos resistentes a dicho centro también tienen signo y están dadas por:

$$x_{jt} = x_j - x_t ; \quad y_{jt} = y_j - y_t$$

Las posiciones de los cortantes definidas por las coordenadas  $x_v$  ó  $y_v$  deben referirse al mismo sistema de coordenadas incluyendo el signo correspondiente.

Las excentricidades directas se valúan con los signos que resulten como las diferencias de:

$$e_{sx} = y_v - y_t ; \quad e_{sy} = x_v - x_t$$



El signo  $e_s$  debe incluirse al calcular las excentricidades de diseño  $e_1$  y  $e_2$ .

$$e_1 = e_s (1.5 + 0.1 b / [e_s]) \quad ; \quad e_2 = e_s (1.0 - 0.1 b / [e_s])$$

Como el sismo puede actuar en uno u otro sentido los cortantes sísmicos pueden ser positivos o negativos, por lo que  $e_s$  será un valor absoluto.

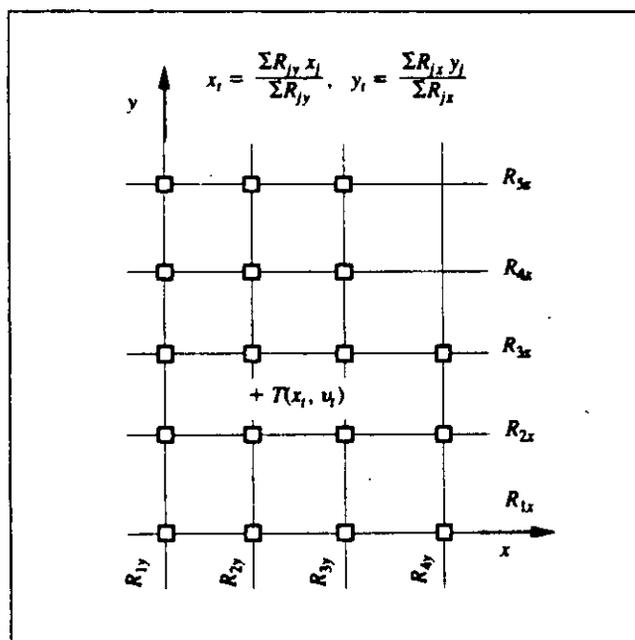


Figura IV.4 Elementos resistentes ortogonales y centros de torsión

El análisis sísmico estático que presenta el edificio actualmente sin considerar los efectos de excentricidad de carga y de rigidez se muestran a continuación resumidos en la siguiente tabla:

ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO				
NIVEL	MASA	ALTURA	FUERZA SISMICA	
	$W_i$	$H_i$	$W_i * H_i$	$F_s$
35,212	24,782	24,212	600,022	9,863
32,640	35,033	21,640	758,114	12,578
30,140	41,494	19,140	794,195	13,158
26,640	8,990	15,640	140,604	2,369
21,805	422,840	10,805	4568,786	75,483
19,300	66,443	8,300	551,477	9,205
17,000	48,936	6,000	293,616	5,333
14,500	51,503	3,500	180,261	3,266
	700,021		7887,074	



U.N.A.M.

**CENTROS DE TORSIÓN**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA: 1	DE: 8

Posición de centros de Torsión

a) Nivel + 35,212

Dirección "Z"

EJE	$K_{jz}$	$X_j$	$K_{jz}X_j$	$X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
1	500,00	0,000	0,00	-3,965	-1982,353	7859,4464	0,529	-0,0857
2	111,11	4,825	536,11	0,860	95,588	82,233997	0,118	0,0041
3	333,33	9,625	3208,33	5,660	1886,765	10679,643	0,353	0,0816
4	0,00	14,43	0,00	10,460	0,000	0	0,000	0,0000
5	0,00	19,23	0,00	15,260	0,000	0	0,000	0,0000
6	0,00	22,45	0,00	18,485	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	944,4		3744,4			18621,3		

$$X_{jt} = X_j - X_t$$

$$X_t = (\Sigma K_{jz} X_j / \Sigma K_{jz}) = 3,965 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jz} / \Sigma K_{jz}$$

$$c_t = K_{jz} X_{jt} / K_t$$

Dirección "X"

EJE	$K_{jx}$	$Z_j$	$K_{jx}Z_j$	$Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
A	333,33	0,00	0,00	-2,600	-866,667	2253,3333	0,500	-0,0375
B	333,33	5,20	1733,33	2,600	866,667	2253,3333	0,500	0,0375
C	0,00	10,00	0,00	7,400	0,000	0	0,000	0,0000
D	0,00	14,00	0,00	11,400	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	666,7		1733,3			4506,7		

$$Z_{jt} = Z_j - Z_t$$

$$Z_t = (\Sigma K_{jx} Z_j / \Sigma K_{jx}) = 2,600 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jx} / \Sigma K_{jx}$$

$$c_t = K_{jx} Z_{jt} / K_t$$

$$K_t = \Sigma (K_{jz} X_{jt}^2 + K_{jx} Z_{jt}^2) = 23128 \text{ Ton/m}$$



### CENTROS DE TORSIÓN

Posición de centros de Torsión

b) Nivel + 32,640

Dirección "Z"

EJE	$K_{jz}$	$X_j$	$K_{jz}X_j$	$X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
1	500,00	0,000	0,00	-10,524	-5262,028	55377,884	0,264	-0,0349
2	142,86	4,825	689,29	-5,699	-814,151	4639,8923	0,075	-0,0054
3	250,00	9,625	2406,25	-0,899	-224,764	202,07569	0,132	-0,0015
4	500,00	14,43	7212,50	3,901	1950,472	7608,6797	0,264	0,0129
5	500,00	19,23	9612,50	8,701	4350,472	37853,208	0,264	0,0289
6	0,00	22,45	0,00	11,926	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	1892,9		19920,5			105681,7		

$$X_{jt} = X_j - X_t \quad X_t = (\Sigma K_{jz} X_j / \Sigma K_{jz}) = 10,524 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jz} / \Sigma K_{jz} \quad c_t = K_{jz} X_{jt} / K_t$$

Dirección "X"

EJE	$K_{jx}$	$Z_j$	$K_{jx}Z_j$	$Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
A	3333,33	0,00	0,00	-2,600	-8666,667	22533,333	0,500	-0,0575
B	3333,33	5,20	17333,33	2,600	8666,667	22533,333	0,500	0,0575
C	0,00	10,00	0,00	7,400	0,000	0	0,000	0,0000
D	0,00	14,00	0,00	11,400	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	6666,7		17333,3			45066,7		

$$Z_{jt} = Z_j - Z_t \quad Z_t = (\Sigma K_{jx} Z_j / \Sigma K_{jx}) = 2,600 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jx} / \Sigma K_{jx} \quad c_t = K_{jx} Z_{jt} / K_t$$

$$K_t = \Sigma (K_{jz} X_{jt}^2 + K_{jx} Z_{jt}^2) = 150748 \text{ Ton/m}$$



**CENTROS DE TORSIÓN**

Posición de centros de Torsión

c) Nivel + 30,140

Dirección "Z"

EJE	$K_{jz}$	$X_j$	$K_{jz}X_j$	$X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
1	500,00	0,000	0,00	-11,720	-5860,156	68682,863	0,188	-0,0326
2	333,33	4,825	1608,33	-6,895	-2298,438	15848,445	0,125	-0,0128
3	333,33	9,625	3208,33	-2,095	-698,438	1463,4448	0,125	-0,0039
4	500,00	14,43	7212,50	2,705	1352,344	3657,6672	0,188	0,0075
5	1000,00	19,23	19225,00	7,505	7504,688	56320,334	0,375	0,0417
6	0,00	22,45	0,00	10,730	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	2666,7		31254,2			145972,8		

$$X_{jt} = X_j - X_t \quad X_t = (\Sigma K_{jz} X_j / \Sigma K_{jz}) = 11,720 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jz} / \Sigma K_{jz} \quad c_t = K_{jz} X_{jt} / K_t$$

Dirección "X"

EJE	$K_{jx}$	$Z_j$	$K_{jx}Z_j$	$Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
A	2500,00	0,00	0,00	-2,600	-6500,000	16900	0,500	-0,0362
B	2500,00	5,20	13000,00	2,600	6500,000	16900	0,500	0,0362
C	0,00	10,00	0,00	7,400	0,000	0	0,000	0,0000
D	0,00	14,00	0,00	11,400	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	5000,0		13000,0			33800,0		

$$Z_{jt} = Z_j - Z_t \quad Z_t = (\Sigma K_{jx} Z_j / \Sigma K_{jx}) = 2,600 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jx} / \Sigma K_{jx} \quad c_t = K_{jx} Z_{jt} / K_t$$

$$K_t = \Sigma (K_{jz} X_{jt}^2 + K_{jx} Z_{jt}^2) = 179773 \text{ Ton/m}$$



### CENTROS DE TORSIÓN

Posición de centros de Torsión

d) Nivel + 26,640

Dirección "Z"

EJE	$K_{jz}$	$X_j$	$K_{jz}X_j$	$X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
1	333,33	0,000	0,00	-9,151	-3050,463	27915,973	0,278	-0,0280
2	200,00	4,825	965,00	-4,326	-865,278	3743,5282	0,167	-0,0079
3	166,67	9,625	1604,17	0,474	78,935	37,384581	0,139	0,0007
4	250,00	14,43	3606,25	5,274	1318,403	6952,7435	0,208	0,0121
5	250,00	19,23	4806,25	10,074	2518,403	25369,41	0,208	0,0231
6	0,00	22,45	0,00	13,299	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	1200,0		10981,7			64019,0		

$$X_{jt} = X_j - X_t \quad X_t = (\Sigma K_{jz} X_j / \Sigma K_{jz}) = 9,151 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jz} / \Sigma K_{jz} \quad c_t = K_{jz} X_{jt} / K_t$$

Dirección "X"

EJE	$K_{jx}$	$Z_j$	$K_{jx}Z_j$	$Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
A	3333,33	0,00	0,00	-2,600	-8666,667	22533,333	0,500	-0,0794
B	3333,33	5,20	17333,33	2,600	8666,667	22533,333	0,500	0,0794
C	0,00	10,00	0,00	7,400	0,000	0	0,000	0,0000
D	0,00	14,00	0,00	11,400	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	6666,7		17333,3			45066,7		

$$Z_{jt} = Z_j - Z_t \quad Z_t = (\Sigma K_{jx} Z_j / \Sigma K_{jx}) = 2,600 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jx} / \Sigma K_{jx} \quad c_t = K_{jx} Z_{jt} / K_t$$

$$K_t = \Sigma (K_{jz} X_{jt}^2 + K_{jx} Z_{jt}^2) = 109088 \text{ Ton/m}$$



U.N.A.M.

**CENTROS DE TORSIÓN**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	5 DE 8

Posición de centros de Torsión

**e) Nivel + 21,805**

Dirección "Z"

EJE	$K_{jz}$	$X_j$	$K_{jz}X_j$	$X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
1	250,00	0,000	0,00	-7,750	-1937,500	15015,625	0,333	-0,0282
2	166,67	4,825	804,17	-2,925	-487,500	1425,9375	0,222	-0,0071
3	83,33	9,625	802,08	1,875	156,250	292,96875	0,111	0,0023
4	125,00	14,43	1803,13	6,675	834,375	5569,4531	0,167	0,0121
5	125,00	19,23	2403,13	11,475	1434,375	16459,453	0,167	0,0208
6	0,00	22,45	0,00	14,700	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	750,0		5812,5			38763,4		

$$X_{jt} = X_j - X_t \quad X_t = (\Sigma K_{jz} X_j / \Sigma K_{jz}) = 7,750 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jz} / \Sigma K_{jz} \quad c_t = K_{jz} X_{jt} / K_t$$

Dirección "X"

EJE	$K_{jx}$	$Z_j$	$K_{jx}Z_j$	$Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
A	2500,00	0,00	0,00	-2,311	-5777,778	13353,086	0,556	-0,0840
B	2000,00	5,20	10400,00	2,889	5777,778	16691,358	0,444	0,0840
C	0,00	10,00	0,00	7,689	0,000	0	0,000	0,0000
D	0,00	14,00	0,00	11,689	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	4500,0		10400,0			30044,4		

$$Z_{jt} = Z_j - Z_t \quad Z_t = (\Sigma K_{jx} Z_j / \Sigma K_{jx}) = 2,311 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jx} / \Sigma K_{jx} \quad c_t = K_{jx} Z_{jt} / K_t$$

$$K_t = \Sigma (K_{jz} X_{jt}^2 + K_{jx} Z_{jt}^2) = 68808 \text{ Ton/m}$$



### CENTROS DE TORSIÓN

Posición de centros de Torsión

f) Nivel + 19,300

Dirección "Z"

EJE	$K_{jz}$	$X_j$	$K_{jz}X_j$	$X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
1	1000.00	0.000	0.00	-3.610	-3609.538	13028.763	0.670	-0.0297
2	200.00	4.825	965.00	1.215	243.092	295.46971	0.134	0.0020
3	71.43	9.625	687.50	6.015	429.676	2584.699	0.048	0.0035
4	111.11	14.43	1602.78	10.815	1201.718	12997.136	0.074	0.0099
5	111.11	19.23	2136.11	15.615	1735.051	27093.629	0.074	0.0143
6	0.00	22.45	0.00	18.840	0.000	0	0.000	0.0000
$\Sigma$	1493.7		5391.4			55999.7		

$$X_{jt} = X_j - X_t \quad X_t = (\Sigma K_{jz} X_j / \Sigma K_{jz}) = 3.610 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jz} / \Sigma K_{jz} \quad c_t = K_{jz} X_{jt} / K_t$$

Dirección "X"

EJE	$K_{jx}$	$Z_j$	$K_{jx}Z_j$	$Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
A	3333.33	0.00	0.00	-2.497	-8322.852	20780.96	0.592	-0.0685
B	2000.00	5.20	10400.00	2.703	5406.289	14613.979	0.355	0.0445
C	114.94	10.00	1149.43	7.503	862.430	6470.9397	0.020	0.0071
D	178.57	14.00	2500.00	11.503	2054.133	23628.988	0.032	0.0169
$\Sigma$	5626.8		14049.4			65494.9		

$$Z_{jt} = Z_j - Z_t \quad Z_t = (\Sigma K_{jx} Z_j / \Sigma K_{jx}) = 2.497 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jx} / \Sigma K_{jx} \quad c_t = K_{jx} Z_{jt} / K_t$$

$$K_t = \Sigma (K_{jz} X_{jt}^2 + K_{jx} Z_{jt}^2) = 121495 \text{ Ton/m}$$



### CENTROS DE TORSIÓN

Posición de centros de Torsión

g) Nivel + 17,000

Dirección "Z"

EJE	$K_{jz}$	$X_j$	$K_{jz}X_j$	$X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
1	666,67	0,00	0,00	-6,725	-4483,184	30148,404	0,302	-0,0323
2	1000,00	4,83	4825,00	-1,900	-1899,776	3609,1473	0,452	-0,0137
3	71,43	9,63	687,50	2,900	207,159	600,80726	0,032	0,0015
4	111,11	14,43	1602,78	7,700	855,580	6588,1618	0,050	0,0062
5	111,11	19,23	2136,11	12,500	1388,914	17361,734	0,050	0,0100
6	250,00	22,45	5612,50	15,725	3931,306	61820,671	0,113	0,0283
$\Sigma$	2210,3		14863,9			120128,9		

$$X_{jt} = X_j - X_t$$

$$X_t = (\Sigma K_{jz} X_j / \Sigma K_{jz}) = 6,725 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jz} / \Sigma K_{jz}$$

$$c_t = K_{jz} X_{jt} / K_t$$

Dirección "X"

EJE	$K_{jx}$	$Z_j$	$K_{jx}Z_j$	$Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
A	1190,48	0,00	0,00	-3,033	-3611,111	10953,704	0,417	-0,0260
B	1666,67	5,20	8666,67	2,167	3611,111	7824,0741	0,583	0,0260
C	0,00	10,00	0,00	6,967	0,000	0	0,000	0,0000
D	0,00	14,00	0,00	10,967	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	2857,1		8666,7			18777,8		

$$Z_{jt} = Z_j - Z_t$$

$$Z_t = (\Sigma K_{jx} Z_j / \Sigma K_{jx}) = 3,033 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jx} / \Sigma K_{jx}$$

$$c_t = K_{jx} Z_{jt} / K_t$$

$$K_t = \Sigma (K_{jz} X_{jt}^2 + K_{jx} Z_{jt}^2) = 138907 \text{ Ton/m}$$



**CENTROS DE TORSIÓN**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	8 DE 8

Posición de centros de Torsión

**h) Nivel + 14,500**

Dirección "Z"

Según procedimiento de Diseño sísmico de edificios (Ref. 4)

EJE	$K_{jz}$	$X_j$	$K_{jz}X_j$	$X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}$	$K_{jz}X_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
1	1000,00	0,00	0,00	-7,330	-7330,495	53736,15	0,396	-0,0446
2	500,00	4,83	2412,50	-2,505	-1252,747	3138,7514	0,198	-0,0076
3	250,00	9,63	2406,25	2,295	573,626	1316,1889	0,099	0,0035
4	333,33	14,43	4808,33	7,095	2364,835	16777,336	0,132	0,0144
5	333,33	19,23	6408,33	11,895	3964,835	47159,754	0,132	0,0241
6	111,11	22,45	2494,44	15,120	1679,945	25399,938	0,044	0,0102
$\Sigma$	2527,8		18529,9			147528,1		

$$X_{jt} = X_j - X_t \quad X_t = (\Sigma K_{jz} X_j / \Sigma K_{jz}) = 7,330 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jz} / \Sigma K_{jz} \quad c_t = K_{jz} X_{jt} / K_t$$

Dirección "X"

EJE	$K_{jx}$	$Z_j$	$K_{jx}Z_j$	$Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}$	$K_{jx}Z_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
A	1960,78	0,00	0,00	-1,647	-3229,814	5320,1651	0,683	-0,0197
B	909,09	5,20	4727,27	3,553	3229,814	11474,866	0,317	0,0197
C	0,00	10,00	0,00	8,353	0,000	0	0,000	0,0000
D	0,00	14,00	0,00	12,353	0,000	0	0,000	0,0000
$\Sigma$	2869,9		4727,3			16795,0		

$$Z_{jt} = Z_j - Z_t \quad Z_t = (\Sigma K_{jx} Z_j / \Sigma K_{jx}) = 1,647 \text{ mt.}$$

$$c_d = K_{jx} / \Sigma K_{jx} \quad c_t = K_{jx} Z_{jt} / K_t$$

$$K_t = \Sigma (K_{jz} X_{jt}^2 + K_{jx} Z_{jt}^2) = 164323 \text{ Ton/m}$$

Una vez obtenidos los centros de torsión de cada uno de los niveles (los cuales corresponden a los que calculamos anteriormente), tenemos que tomarlos para el cálculo de las fuerzas sísmicas por torsión siguiendo el procedimiento descrito por el ingeniero Roberto Meli (Diseño sísmico - de edificios).

A continuación se muestra el análisis estático del edificio debido a las excentricidades existentes entre centros de gravedad y centros de rigidez involucrando las fuerzas totales cortantes en cada uno de los niveles.



U.N.A.M.

**MOMENTOS DE TORSION**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	1 DE : 5

Excentricidades y momentos torsionantes de diseño en los entrepisos del edificio

**a) Dirección Z**

$$e_s = X_v - X_t$$

Nivel	V <sub>z</sub>	X <sub>v</sub>	X <sub>t</sub>	b	e <sub>s</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	e <sub>3</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>4</sub>	e <sub>4</sub>
35,212	9,863	4,814	3,965	9,625	0,849	2,24	-0,11	-3,369	8,377	0,000	0,000
32,640	12,578	12,025	10,524	14,400	1,50	3,69	0,06	-3,369	18,879	4,188	0,333
30,140	13,158	9,613	11,720	19,225	-2,11	-5,08	-0,18	-3,369	-27,728	9,439	0,717
26,640	2,369	2,413	9,151	4,825	-6,74	-10,59	-6,26	1,947	-15,983	-13,864	-5,852
21,805	75,483	11,097	7,750	19,225	3,35	6,94	1,42	1,947	252,642	-16,853	-0,223
19,300	9,205	8,875	6,311	19,225	2,56	5,77	0,64	1,947	23,603	126,321	13,723
17,000	5,333	9,766	6,725	22,450	3,04	6,81	0,80	1,947	16,219	126,321	23,687
14,500	3,266	11,225	7,330	22,450	3,89	8,09	1,65	0,000	12,719	126,321	38,678

**b) Dirección X**

$$e_s = Z_v - Z_t$$

Nivel	V <sub>x</sub>	Z <sub>v</sub>	Z <sub>t</sub>	b	e <sub>s</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	e <sub>3</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>4</sub>	e <sub>4</sub>
35,212	9,863	2,621	2,600	5,200	0,021	0,55	-0,50	0,985	0,207	0,000	0,000
32,640	12,578	2,609	2,600	5,200	0,01	0,53	-0,51	0,985	0,113	0,104	0,008
30,140	13,158	2,612	2,600	5,200	0,01	0,54	-0,51	0,985	0,158	0,127	0,010
26,640	2,369	2,610	2,600	5,200	0,01	0,54	-0,51	0,985	0,024	0,127	0,054
21,805	75,483	2,600	2,311	5,200	0,29	0,95	-0,23	0,985	21,806	0,127	0,002
19,300	9,205	4,467	2,497	14,000	1,97	4,36	0,57	0,476	18,135	10,903	1,184
17,000	5,333	3,428	3,033	10,000	0,39	1,59	-0,61	0,476	2,105	10,903	2,044
14,500	3,266	2,600	1,647	5,200	0,95	1,95	0,43	0,000	3,112	10,903	3,338

V<sub>x</sub>, V<sub>y</sub> y sus coordenadas de aplicación X<sub>v</sub>, Y<sub>v</sub> provienen de cortantes por nivel y las masas

$$e_1 = e_s (1.5 + 0.1 b / [e_s])$$

$$e_2 = e_s (1.0 - 0.1 b / [e_s])$$

e<sub>3</sub> = mitad del máximo e<sub>s</sub> abajo del nivel considerado

$$M_t = V e_s$$

M<sub>4</sub> = mitad del máximo M<sub>t</sub> arriba del nivel considerado

$$e_4 = M_4 / V$$

M<sub>10</sub> = máximo valor absoluto entre M<sub>t1</sub> y M<sub>t2</sub> en la dirección ortogonal

V<sub>d</sub> = cortante directo = c<sub>d</sub> V

V<sub>j</sub> = cortantes por torsión = c<sub>t</sub> M<sub>ij</sub>, j = 1, 2, 0

c<sub>d</sub> y c<sub>t</sub> provienen de las proporciones de rigidez de masas y de torsiones

V<sub>m</sub> = máximo entre (V<sub>d</sub> + V<sub>1</sub>) y (V<sub>d</sub> + V<sub>2</sub>)

V<sub>xy1</sub> = V<sub>m</sub> + 0,3 valor absoluto de V<sub>0</sub>

V<sub>xy2</sub> = 0,3 V<sub>m</sub> + valor absoluto de V<sub>0</sub>



U.N.A.M.

**CORTANTES FINALES (debido a excentricidad)**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	2 DE : 5

Cortantes sísmicos en elementos resistentes del edificio

**a) Nivel 35,212**

Dirección	V	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>11</sub> =Ve <sub>1</sub>	M <sub>12</sub> =Ve <sub>2</sub>	M <sub>10</sub>
X	9,863	0,552	-0,499	5,439	-4,922	22,058
Z	9,863	2,236	-0,113	22,058	-1,117	5,439

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
1	0,529	-0,086	5,222	-1,891	0,096	5,317	-0,466	5,457	2,061
2	0,118	0,004	1,160	0,091	-0,005	1,252	0,022	1,258	0,398
3	0,353	0,082	3,481	1,799	-0,091	5,281	0,444	5,414	2,028
4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			9,863	0,000	0,000		0,000	12,129	4,487

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
A <sub>z</sub>	0,500	-0,037	4,932	-0,204	0,184	5,116	-0,827	5,364	2,361
B <sub>z</sub>	0,500	0,037	4,932	0,204	-0,184	5,135	0,827	5,383	2,367
C <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
D <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			9,863	0,000	0,000		0,000	10,747	4,729

**b) Nivel 32,640**

Dirección	V	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>11</sub> =Ve <sub>1</sub>	M <sub>12</sub> =Ve <sub>2</sub>	M <sub>10</sub>
X	12,578	0,534	-0,511	6,710	-6,427	46,431
Z	12,578	3,691	0,061	46,431	0,767	6,710

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
1	0,264	-0,035	3,322	-1,621	-0,027	3,296	-0,234	3,366	1,223
2	0,075	-0,005	0,949	-0,251	-0,004	0,945	-0,036	0,956	0,320
3	0,132	-0,001	1,661	-0,069	-0,001	1,660	-0,010	1,663	0,508
4	0,264	0,013	3,322	0,601	0,010	3,923	0,087	3,949	1,264
5	0,264	0,029	3,322	1,340	0,022	4,662	0,194	4,721	1,592
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			12,578	0,000	0,000		0,000	14,655	4,907

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
A <sub>z</sub>	0,500	-0,057	6,289	-0,386	0,370	6,659	-2,669	7,459	4,667
B <sub>z</sub>	0,500	0,057	6,289	0,386	-0,370	6,675	2,669	7,476	4,672
C <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
D <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			12,578	0,000	0,000		0,000	14,935	9,339



U.N.A.M.

**CORTANTES FINALES (debido a excentricidad)**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	3 DE : 5

Cortantes sísmicos en elementos resistentes del edificio

**c) Nivel 30,140**

Direccion	V	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>11</sub> =Ve <sub>1</sub>	M <sub>12</sub> =Ve <sub>2</sub>	M <sub>10</sub>
X	13,158	0,538	-0,508	7,079	-6,884	66,888
Z	13,158	-5,083	-0,185	-66,888	-2,432	7,079

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
1	0,188	-0,033	2,467	2,180	0,079	4,648	-0,231	4,717	1,825
2	0,125	-0,013	1,845	0,855	0,031	2,500	-0,091	2,527	0,840
3	0,125	-0,004	1,845	0,260	0,009	1,905	-0,028	1,913	0,599
4	0,188	0,008	2,467	-0,503	-0,018	2,449	0,053	2,465	0,788
5	0,375	0,042	4,934	-2,792	-0,102	4,833	0,298	4,921	1,745
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			13,158	0,000	0,000		0,000	16,543	5,598

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
A <sub>x</sub>	0,500	-0,036	6,579	-0,256	0,242	6,821	-2,418	7,546	4,465
B <sub>x</sub>	0,500	0,036	6,579	0,256	-0,242	6,835	2,418	7,560	4,469
C <sub>x</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
D <sub>x</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			13,158	0,000	0,000		0,000	15,107	8,934

**d) Nivel 26,640**

Direccion	V	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>11</sub> =Ve <sub>1</sub>	M <sub>12</sub> =Ve <sub>2</sub>	M <sub>10</sub>
X	2,369	0,535	-0,510	1,267	-1,208	25,088
Z	2,369	-10,590	-6,256	-25,088	-14,820	1,267

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
1	0,278	-0,028	0,658	0,702	0,414	1,360	-0,035	1,370	0,443
2	0,167	-0,008	0,395	0,199	0,118	0,594	-0,010	0,597	0,188
3	0,139	0,001	0,329	-0,018	-0,011	0,318	0,001	0,319	0,096
4	0,208	0,012	0,494	-0,303	-0,179	0,314	0,015	0,319	0,110
5	0,208	0,023	0,494	-0,579	-0,342	0,151	0,029	0,160	0,075
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			2,369	0,000	0,000		0,000	2,765	0,912

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
A <sub>x</sub>	0,500	-0,079	1,185	-0,101	0,096	1,280	-1,993	1,878	2,377
B <sub>x</sub>	0,500	0,079	1,185	0,101	-0,096	1,285	1,993	1,883	2,379
C <sub>x</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
D <sub>x</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			2,369	0,000	0,000		0,000	3,762	4,756



**CORTANTES FINALES (debido a excentricidad)**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	4 DE : 5

Cortantes sísmicos en elementos resistentes del edificio

**e) Nivel 21,815**

Dirección	V	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>11</sub> =Ve <sub>1</sub>	M <sub>12</sub> =Ve <sub>2</sub>	M <sub>10</sub>
X	75,483	0,953	-0,231	71,960	-17,445	524,078
Z	75,483	6,943	1,425	524,078	107,526	71,960

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>0</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
1	0,333	-0,028	25,161	-14,757	-3,028	22,133	-2,026	22,741	8,666
2	0,222	-0,007	16,774	-3,713	-0,762	16,012	0,510	16,165	5,313
3	0,111	0,002	8,387	1,190	0,244	9,577	-0,183	9,626	3,037
4	0,167	0,012	12,581	6,355	1,304	18,936	0,873	19,197	6,553
5	0,167	0,021	12,581	10,925	2,241	23,505	1,500	23,956	8,552
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			75,483	0,000	0,000		0,000	91,685	32,121

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>0</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
A <sub>z</sub>	0,556	-0,084	41,935	-6,042	1,465	43,400	-44,007	56,602	57,027
B <sub>z</sub>	0,444	0,084	33,548	6,042	-1,465	39,590	44,007	52,793	55,884
C <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
D <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			75,483	0,000	0,000		0,000	109,394	112,911

**f) Nivel 19,300**

Dirección	V	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>11</sub> =Ve <sub>1</sub>	M <sub>12</sub> =Ve <sub>2</sub>	M <sub>10</sub>
X	9,205	4,355	0,570	40,090	5,248	90,399
Z	9,205	9,821	3,343	90,399	30,772	40,090

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>0</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
1	0,670	-0,030	6,163	-2,686	-0,914	5,249	-1,191	5,606	2,766
2	0,134	0,002	1,233	0,181	0,062	1,413	0,080	1,437	0,504
3	0,048	0,004	0,440	0,320	0,109	0,760	0,142	0,802	0,370
4	0,074	0,010	0,685	0,894	0,304	1,579	0,397	1,698	0,870
5	0,074	0,014	0,685	1,291	0,439	1,976	0,573	2,147	1,165
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			9,205	0,000	0,000		0,000	11,691	5,675

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>0</sub>	V <sub>xz1</sub>	V <sub>xz2</sub>
A <sub>z</sub>	0,592	-0,069	5,453	-2,746	-0,360	5,094	-6,193	6,951	7,721
B <sub>z</sub>	0,355	0,044	3,272	1,784	0,234	5,056	4,023	6,263	5,539
C <sub>z</sub>	0,020	0,007	0,188	0,285	0,037	0,473	0,642	0,665	0,783
D <sub>z</sub>	0,032	0,017	0,292	0,678	0,089	0,970	1,528	1,428	1,819
Σ			9,205	0,000	0,000		0,000	15,307	15,863



**CORTANTES FINALES (debido a excentricidad)**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	5 DE : 5

Cortantes sísmicos en elementos resistentes del edificio

**g) Nivel 17,000**

Dirección	V	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>11</sub> =Ve <sub>1</sub>	M <sub>12</sub> =Ve <sub>2</sub>	M <sub>10</sub>
X	5,333	1,592	-0,605	8,490	-3,228	36,301
Z	5,333	6,807	0,796	36,301	4,246	8,490

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>0</sub>	V <sub>xx1</sub>	V <sub>xx2</sub>
1	0,302	-0,032	1,609	-1,172	-0,137	1,471	-0,274	1,554	0,715
2	0,452	-0,014	2,413	-0,496	-0,058	2,355	-0,116	2,390	0,823
3	0,001	0,001	0,008	0,054	0,006	0,062	0,013	0,068	0,031
4	0,050	0,006	0,268	0,224	0,026	0,492	0,052	0,507	0,200
5	0,050	0,010	0,268	0,363	0,042	0,631	0,085	0,657	0,274
6	0,113	0,028	0,603	1,027	0,120	1,631	0,240	1,703	0,729
Σ			5,169	0,000	0,000		0,000	6,878	2,773

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>0</sub>	V <sub>xx1</sub>	V <sub>xx2</sub>
A <sub>z</sub>	0,417	-0,026	2,222	-0,221	0,084	2,308	-0,044	2,589	1,636
B <sub>z</sub>	0,583	0,026	3,111	0,221	-0,084	3,332	0,044	3,615	1,943
C <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
D <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			5,333	0,000	0,000		0,000	6,204	3,579

**h) Nivel 14,500**

Dirección	V	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>11</sub> =Ve <sub>1</sub>	M <sub>12</sub> =Ve <sub>2</sub>	M <sub>10</sub>
X	3,266	1,949	0,433	6,366	1,414	26,411
Z	3,266	8,087	1,850	26,411	5,387	6,366

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>0</sub>	V <sub>xx1</sub>	V <sub>xx2</sub>
1	0,396	-0,045	1,292	-1,178	-0,240	1,052	-0,284	1,137	0,600
2	0,198	-0,008	0,646	-0,201	-0,041	0,605	-0,049	0,620	0,230
3	0,099	0,003	0,323	0,092	0,019	0,415	0,022	0,422	0,147
4	0,132	0,014	0,431	0,380	0,078	0,811	0,092	0,838	0,335
5	0,132	0,024	0,431	0,637	0,130	1,068	0,154	1,114	0,474
6	0,044	0,010	0,144	0,270	0,055	0,414	0,065	0,433	0,189
Σ			3,266	0,000	0,000		0,000	4,584	1,974

eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>0</sub>	V <sub>xx1</sub>	V <sub>xx2</sub>
A <sub>z</sub>	0,683	-0,020	2,231	-0,125	-0,028	2,204	-0,519	2,359	1,180
B <sub>z</sub>	0,317	0,020	1,035	0,125	0,028	1,160	0,519	1,315	0,867
C <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
D <sub>z</sub>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ			3,266	0,000	0,000		0,000	3,675	2,047



## IV.5 FUERZAS SISMICAS DEFINITIVAS

Hasta ahora se han podido obtener los cortantes sísmicos debido a los efectos directos en un marco ocasionados por las cargas que bajan directamente en ellos y también hemos podido obtener los cortantes sísmicos ocasionados por los efectos de excentricidad entre cargas y rigideces relativas de cada uno de los niveles. Sin embargo, tenemos que obtener los cortantes definitivos para aplicar en el modelo matemático de Staad y poder analizar finalmente la estructura y obtener el diseño de los miembros.

FUERZAS DE SISMO EJE "1"

NIVEL	F <sub>I</sub>	V <sub>o</sub>	F <sub>s</sub> = F <sub>I</sub> + V <sub>o</sub>
+35,212	1,911	-0,466	1,445
+32,640	0,000	-0,234	-0,234
+30,140	1,929	-0,231	1,698
+26,640	1,228	-0,035	1,193
+21,805	2,812	-2,026	0,786
+19,300	2,525	-1,281	1,244
+17,000	0,955	-0,274	0,681
+14,500	0,397	-0,284	0,113

FUERZAS DE SISMO EJE "2"

NIVEL	F <sub>I</sub>	V <sub>o</sub>	F <sub>s</sub> = F <sub>I</sub> + V <sub>o</sub>
+35,212	4,904	0,022	4,926
+32,640	1,242	-0,036	1,206
+30,140	3,483	-0,091	3,392
+26,640	1,141	-0,010	1,131
+21,805	15,425	-0,510	14,915
+19,300	2,957	-0,060	2,897
+17,000	1,196	-0,116	1,080
+14,500	0,642	-0,049	0,593

FUERZAS DE SISMO EJE "3"

NIVEL	F <sub>I</sub>	V <sub>o</sub>	F <sub>s</sub> = F <sub>I</sub> + V <sub>o</sub>
+35,212	3,048	0,444	3,492
+32,640	3,148	-0,010	3,138
+30,140	3,608	-0,028	3,580
+26,640	0,000	0,001	0,001
+21,805	22,691	0,163	22,854
+19,300	1,455	0,048	1,503
+17,000	0,922	0,013	0,935
+14,500	0,606	0,022	0,628



FUERZAS DE SISMO EJE "4"

NIVEL	F <sub>i</sub>	V <sub>o</sub>	F <sub>s</sub> = F <sub>i</sub> + V <sub>o</sub>
+35,212	0,000	0,000	0,000
+32,640	5,565	0,087	5,652
+30,140	2,817	0,053	2,870
+26,640	0,000	0,015	0,015
+21,805	23,314	0,873	24,187
+19,300	1,492	0,183	1,675
+17,000	0,889	0,052	0,941
+14,500	0,634	0,092	0,726

FUERZAS DE SISMO EJE "5"

NIVEL	F <sub>i</sub>	V <sub>o</sub>	F <sub>s</sub> = F <sub>i</sub> + V <sub>o</sub>
+35,212	0,000	0,000	0,000
+32,640	2,623	0,194	2,817
+30,140	1,321	0,296	1,617
+26,640	0,000	0,029	0,029
+21,805	11,241	1,500	12,741
+19,300	0,776	0,291	1,067
+17,000	0,616	0,085	0,701
+14,500	0,533	0,154	0,687

FUERZAS DE SISMO EJE "6"

NIVEL	F <sub>i</sub>	V <sub>o</sub>	F <sub>s</sub> = F <sub>i</sub> + V <sub>o</sub>
+35,212	0,000	0,000	0,000
+32,640	0,000	0,000	0,000
+30,140	0,000	0,000	0,000
+26,640	0,000	0,000	0,000
+21,805	0,000	0,000	0,000
+19,300	0,000	0,000	0,000
+17,000	0,754	0,240	0,994
+14,500	0,452	0,065	0,517

FUERZAS DE SISMO EJE "A"

NIVEL	F <sub>i</sub>	V <sub>o</sub>	F <sub>s</sub> = F <sub>i</sub> + V <sub>o</sub>
+35,212	3,923	-0,827	3,096
+32,640	7,105	-2,669	4,436
+30,140	7,365	-2,418	4,947
+26,640	1,148	-1,993	-0,845
+21,805	37,312	-44,007	-6,695
+19,300	2,935	-6,193	-3,258
+17,000	2,017	-0,944	1,073
+14,500	1,472	-0,519	0,953



FUERZAS DE SISMO EJE "B"

NIVEL	$F_i$	$V_0$	$F_s = F_i + V_0$
+35,212	5,875	0,827	6,702
+32,640	7,095	2,669	9,764
+30,140	5,605	2,418	8,023
+26,640	1,147	1,993	3,140
+21,805	37,262	44,007	81,269
+19,300	3,569	4,023	7,592
+17,000	2,014	0,944	2,958
+14,500	1,470	0,519	1,989

FUERZAS DE SISMO EJE "C"

NIVEL	$F_i$	$V_0$	$F_s = F_i + V_0$
+35,212	0,000	0,000	0,000
+32,640	0,000	0,000	0,000
+30,140	0,000	0,000	0,000
+26,640	0,000	0,000	0,000
+21,805	0,000	0,000	0,000
+19,300	2,133	0,642	2,775
+17,000	1,224	0,000	1,224
+14,500	0,000	0,000	0,000

FUERZAS DE SISMO EJE "D"

NIVEL	$F_i$	$V_0$	$F_s = F_i + V_0$
+35,212	0,000	0,000	0,000
+32,640	0,000	0,000	0,000
+30,140	0,000	0,000	0,000
+26,640	0,000	0,000	0,000
+21,805	0,000	0,000	0,000
+19,300	0,933	1,528	2,461
+17,000	0,000	0,000	0,000
+14,500	0,000	0,000	0,000

$F_i$  = Fuerza sísmica ocasionada por cortante en marco

$F_s$  = Fuerza sísmica final resultante de efectos sísmicos

$V_0$  = Fuerza sísmica ocasionada por cortante de excentricidad

De esta forma podemos ubicar las cargas correspondientes a cada uno de los marcos y comenzar nuestro análisis sísmico además de poder conocer el comportamiento de la estructura ante estas cargas, sin embargo, todavía nos falta el definir las combinaciones de carga que puedan ser más desfavorables en toda la estructura, pero necesitaremos las cargas de viento que nos marcarán la pauta a seguir en nuestro diseño.



## IV.6 FUERZAS DE VIENTO EN ESTRUCTURA

En este capítulo tenemos que calcular el efecto del viento en la estructura, por lo que debemos considerar que el edificio tiene efecto sobre los elementos estructurales y sobre las estructuras que están involucradas dentro del edificio como las tolvas.

Para obtener estas cargas, recordemos los valores a utilizar y las presiones en cada una de estas estructuras según su área de influencia y su forma.

Presión dinámica de Base:

$$q_z = 0.0048 \times 0.816 \times 157.14^2 = 96.72 \text{ kg/m}^2$$

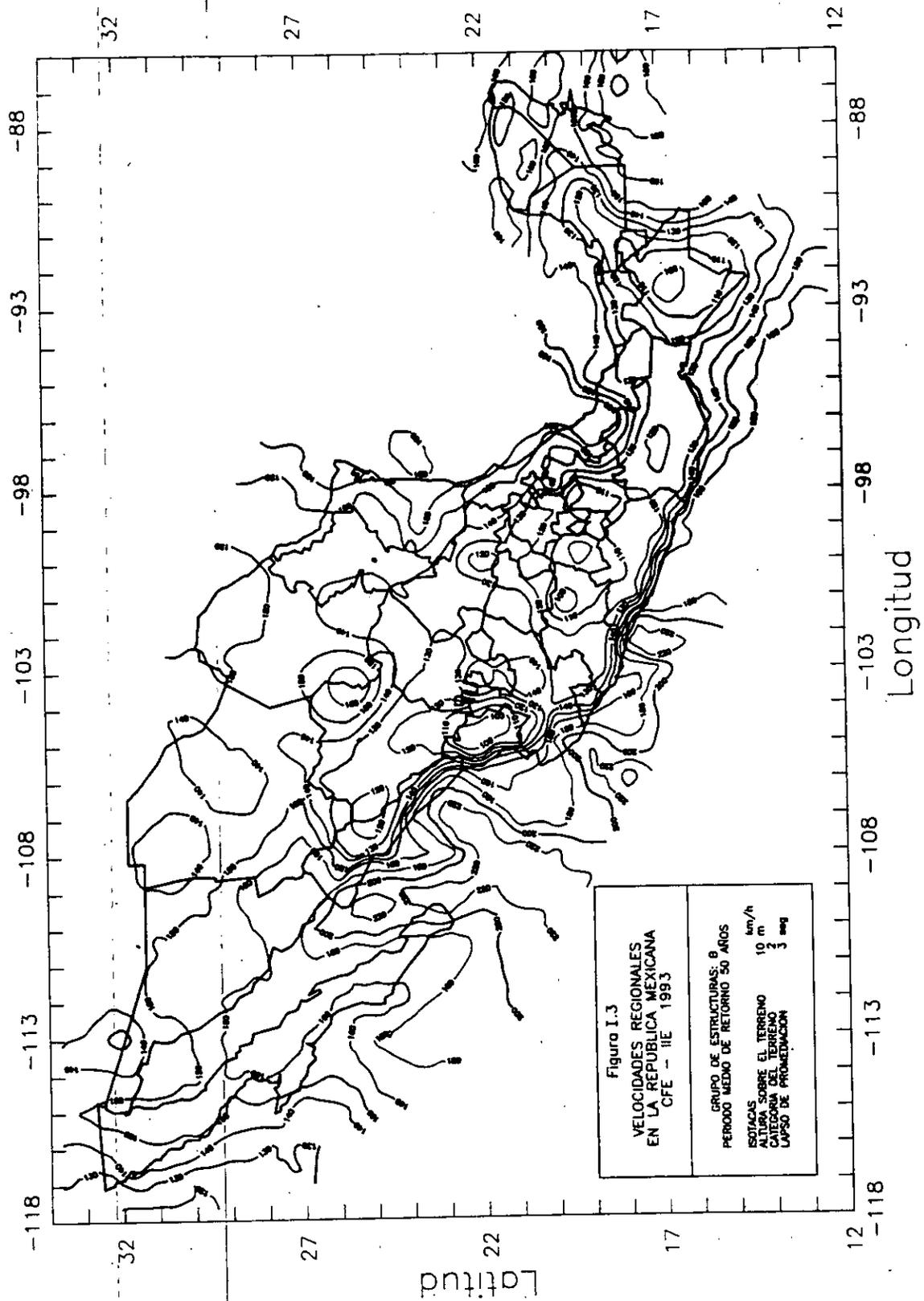
La cual tendrá su influencia en todo el edificio y sobre las tolvas, pero este valor tendrá que ser afectado por los coeficientes según la forma de cada una de las estructuras. Para cada tolva la presión final en su superficie será:

$$P_e = C_{pe} K_A K_L q_z$$

La presión exterior en las tolvas de tomaremos como sigue:

$$\begin{aligned} C_{pe} &= 0.85 \\ K_A &= 1.0 \\ K_L &= 1.25 \\ q_z &= 96.72 \end{aligned}$$

$$P_e = 0.85 \times 1.0 \times 1.25 \times 96.72 = 102.8 \text{ kg/m}^2$$





## IV.11 FUERZAS DE VIENTO EN ESTRUCTURA

En este capítulo tenemos que calcular el efecto del viento en la estructura, por lo que debemos considerar que el edificio tiene efecto sobre los elementos estructurales y sobre las estructuras que están involucradas dentro del edificio como las tolvas.

Para obtener estas cargas, recordemos los valores a utilizar y las presiones en cada una de estas estructuras según su área de influencia y su forma.

Presión dinámica de Base:

$$q_z = 0.0048 \times 0.816 \times 157.14^2 = 96.72 \text{ kg/m}^2$$

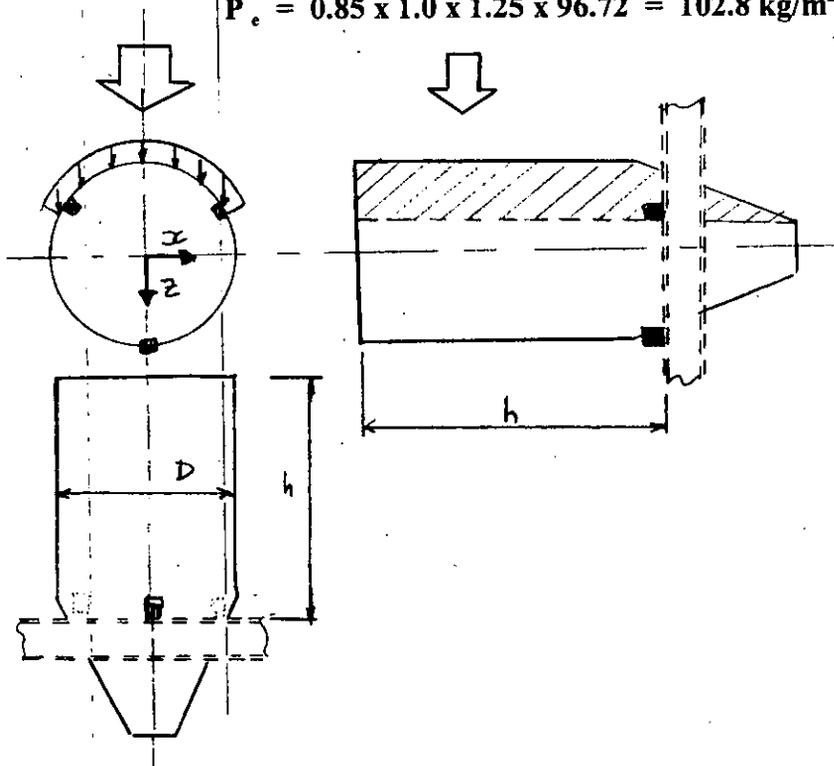
La cual tendrá su influencia en todo el edificio y sobre las tolvas, pero este valor tendrá que ser afectado por los coeficientes según la forma de cada una de las estructuras. Para cada tolva la presión final en su superficie será:

$$P_e = C_{pe} K_A K_L q_z$$

La presión exterior en las tolvas de tomaremos como sigue:

$$\begin{aligned} C_{pe} &= 0.85 \\ K_A &= 1.0 \\ K_L &= 1.25 \\ q_z &= 96.72 \end{aligned}$$

$$P_e = 0.85 \times 1.0 \times 1.25 \times 96.72 = 102.8 \text{ kg/m}^2$$



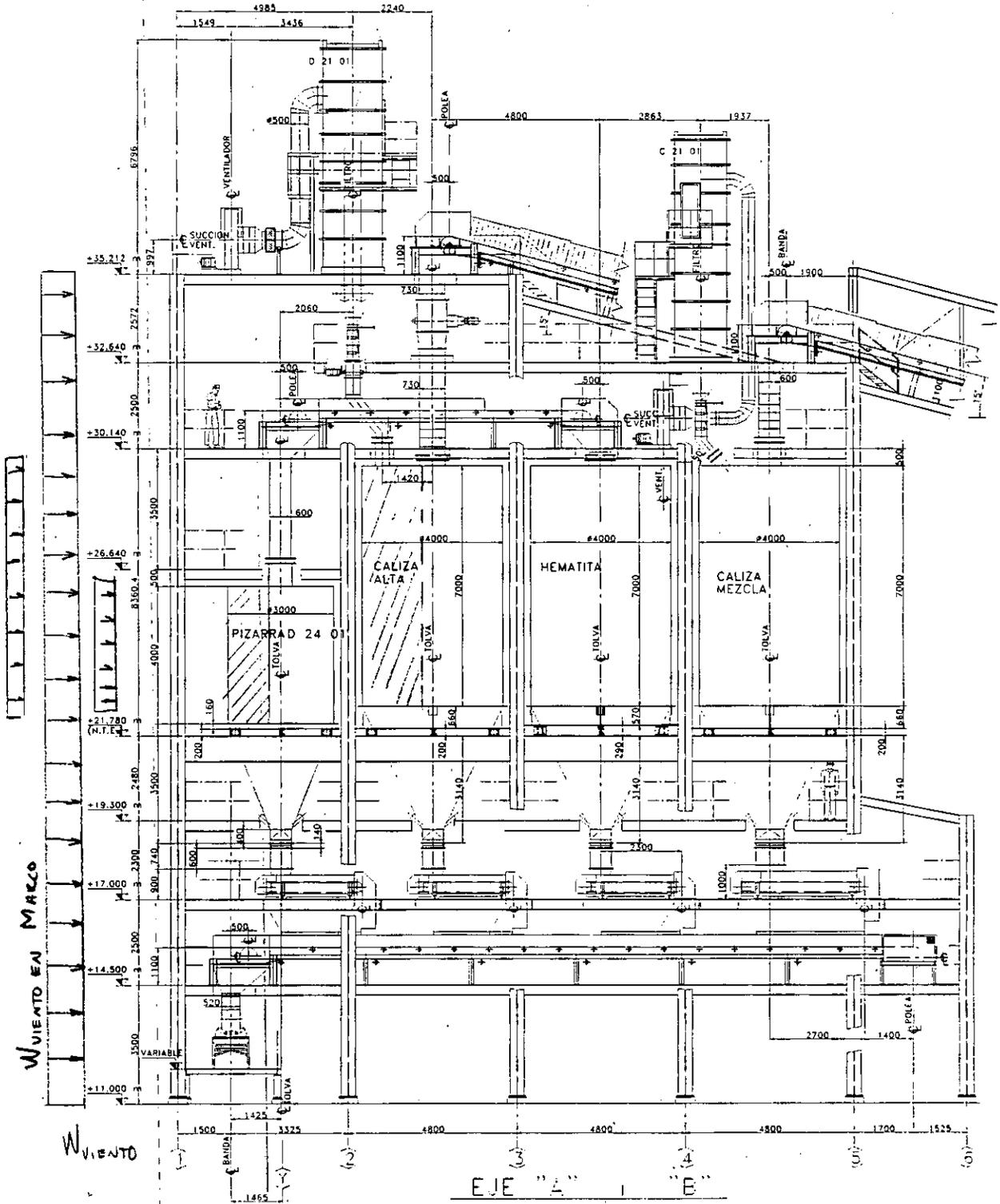


U.N.A.M.

FUERZAS DE VIENTO

Table with 2 columns: Concepto, Campus, Elaboro, Fecha, Hoja. Values include TESIS, ARAGON, O. Rocha, ene-00, DE:

Viento en Estructura (Dirección X)



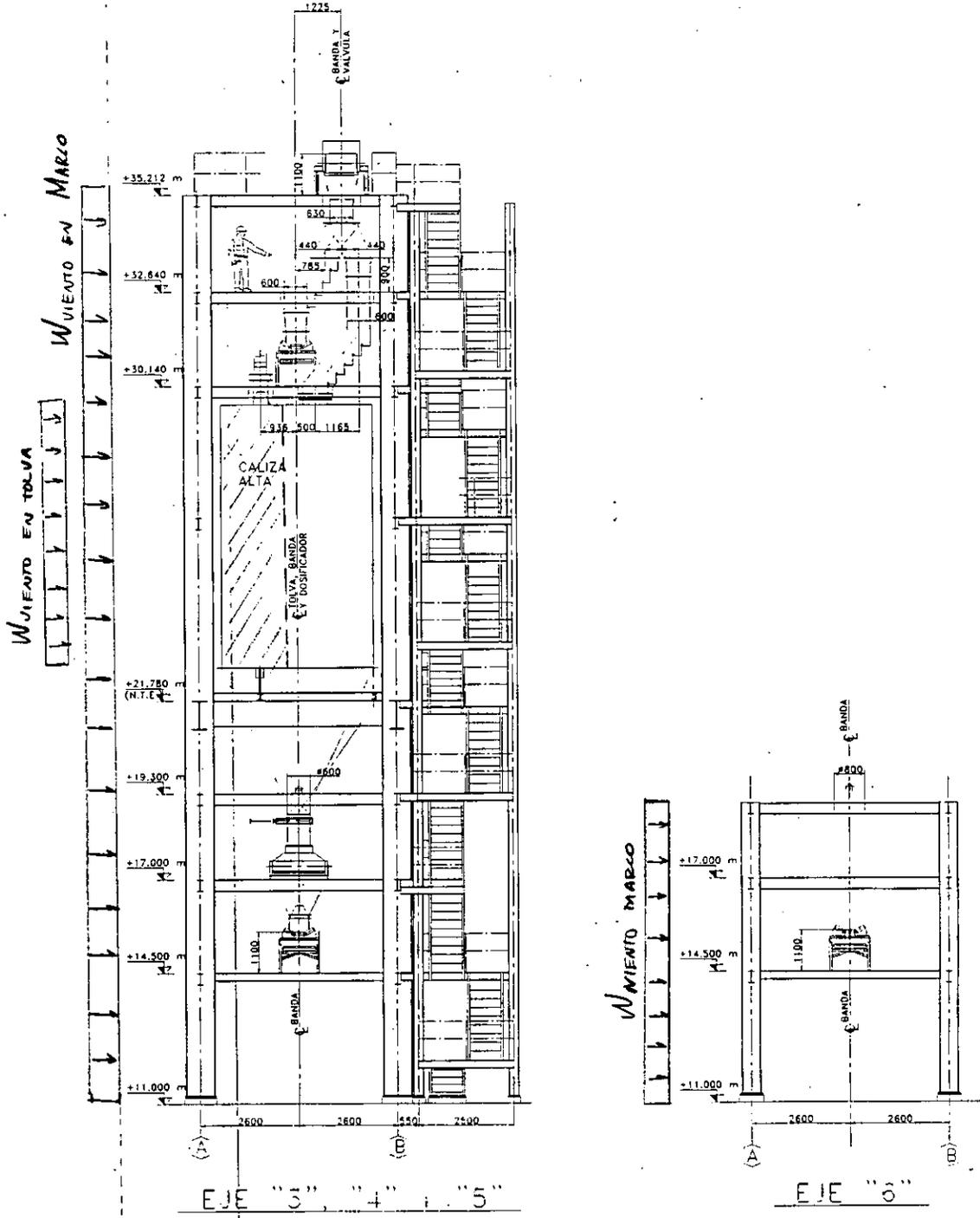


U.N.A.M.

### FUERZAS DE VIENTO

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE :

### Viento en Estructura (Dirección Z)

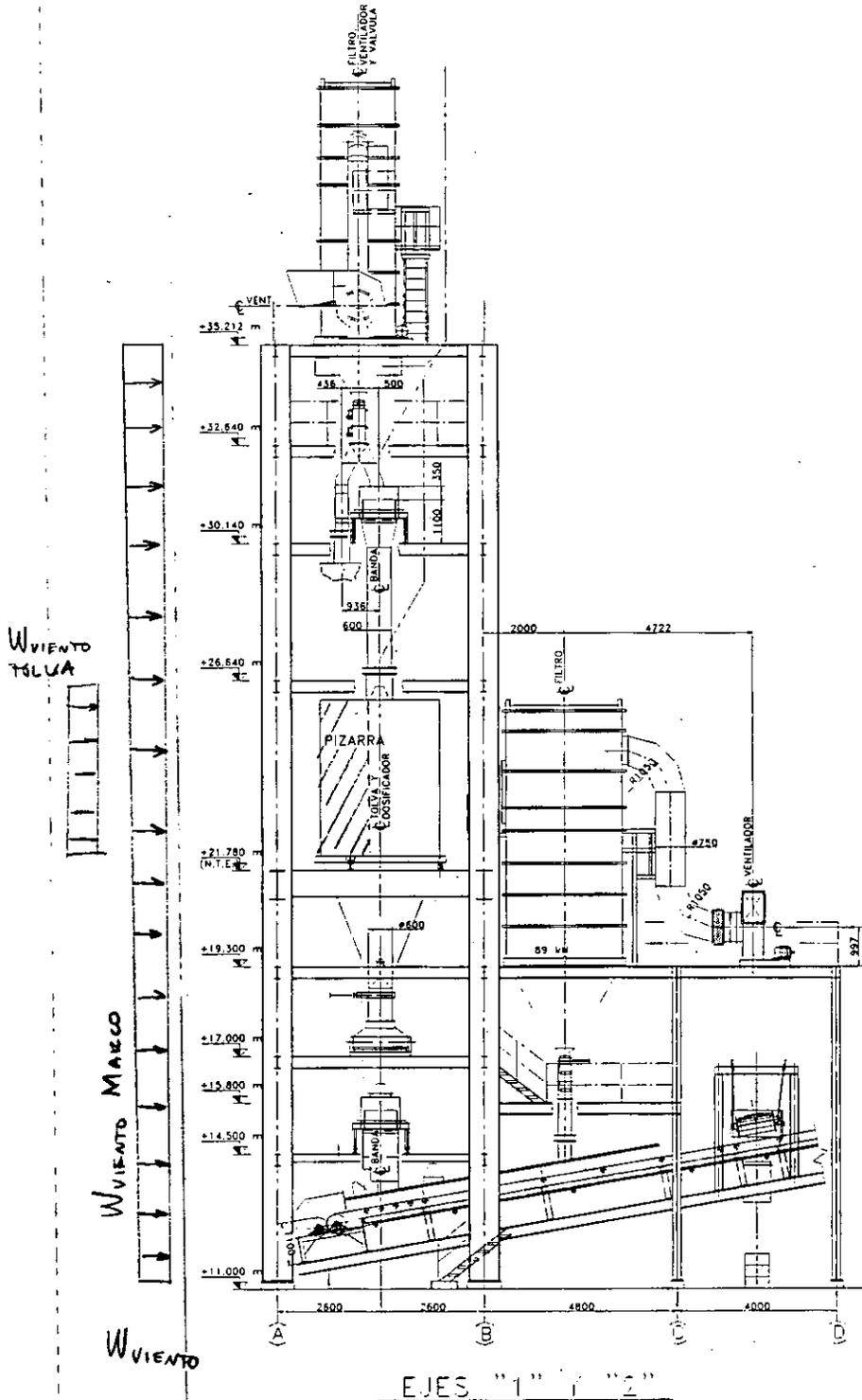




CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE :

### FUERZAS DE VIENTO

#### Viento en Estructura (Dirección Z)





U.N.A.M.

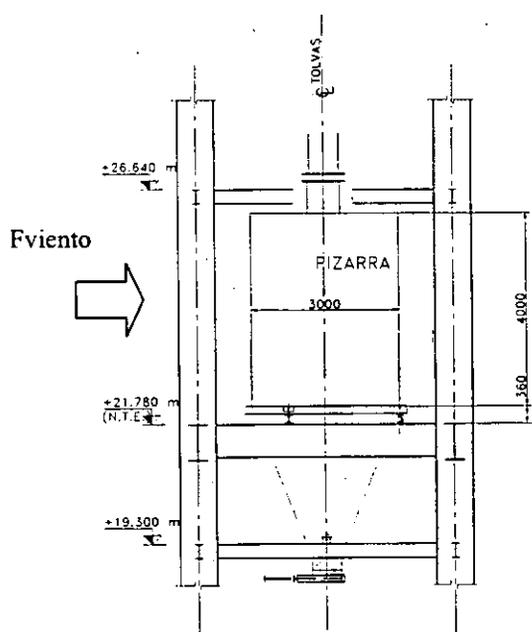
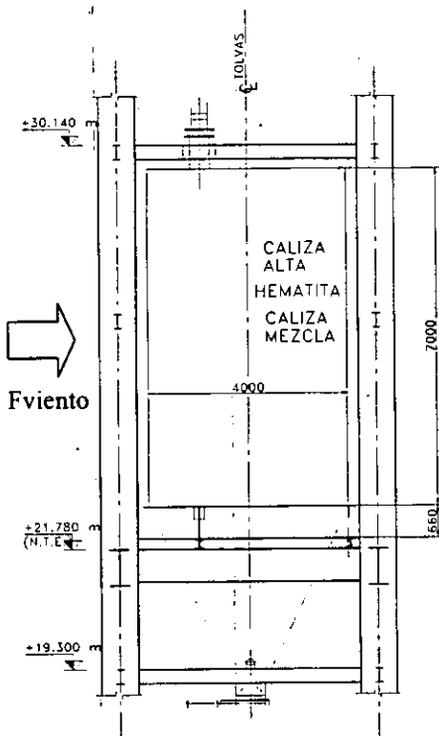
Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

### FUERZAS DE VIENTO

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE :

Tomando el area expuesta de cada tolva, tendremos la presión final y consecuentemente las reacciones que consideraremos en nuestro modelo matemático.



#### Area de influencia:

Tolva 1  $A_{Tolva 1} = 3.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} = 12.0 \text{ m}^2$

Tolvas 2, 3 y 4  $A_{Tolva 2,3,4} = 4.0 \text{ m} \times 7.0 \text{ m} = 28.0 \text{ m}^2$

Presión :  $P_e = 102.8 \text{ kg/m}^2$

#### Fuerza lateral por viento:

$F_i = P_e \times A_{Tolva}$  ;  $F_{Tolva 1} = 102,8 \times 12,0 = 1234 \text{ kgs}$

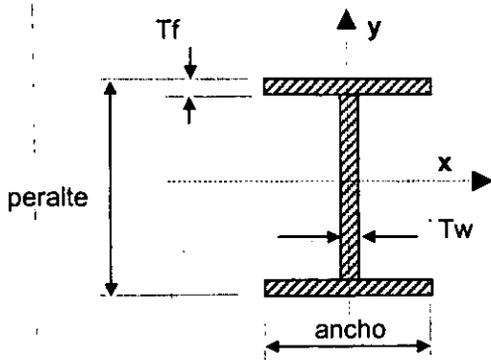
$F_{Tolva 2,3,4} = 102,8 \times 28,0 = 2878 \text{ kgs}$



**FUERZAS DE VIENTO EN SECCIONES**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ene-00
HOJA:	DE :

**CALCULO DE FUERZAS DE VIENTO EN SECCIONES IPR**



Secciones a utilizar en edificio

- 1) W24X450
- 2) W21X101
- 3) W21X68
- 5) W21X50
- 6) W16X50
- 7) W16X26
- 8) W12X50
- 9) W10X15

Para obtener las cargas de viento actuando en los perfiles de la estructura, tenemos que considerar la forma de las vigas (ancho de patin y peralte) donde actuará la presión directamente. Aplicando la formula de presión se tiene lo siguiente:

$$q_z = 0.0048 \times 0.816 \times 157.14^2 = 96.72 \text{ kg/m}^2$$

Y la presión directa final estará en función de la fórmula:

$$P_e = C_{f_i} K_A K_L q_z$$

donde;  $P_e = C_{f_i} \times 1,0 \times 1,25 \times 97,72 = 122,2$

$P_e$  = Presión final de diseño

$C_{f_i}$  = Coeficiente de forma de los miembros de la estructura

Por lo tanto, tendremos tabulados los valores de las presiones finales de esta forma:

PERFIL (ln x lbs)	DIMENSIONES		P <sub>e</sub> Parcial (kg/m <sup>2</sup> )	Coeficiente (kg/ml)	Presión final	
	PERALTE (cm)	ANCHO (cm)			VIENTO Y (kg/ml)	VIENTO X (kg/ml)
W24X450	73,89	35,46	122,2	2,05	88,8	185,1
W21X68	53,67	21,01	122,2	2,05	52,6	134,4
W16X26	39,85	13,97	122,2	2,05	35,0	99,8
W12X50	30,96	20,52	122,2	2,05	51,4	77,6
W10X15	25,37	10,16	122,2	2,05	25,5	63,6



De esta forma pudimos simplificar la forma de obtener las cargas que actúan en el edificio y poder transportarlas al modelo matemático, valiéndose de la simplicidad que el programa Staad tiene para tomar las cargas en miembros por carga uniforme distribuida a lo largo del mismo, podemos solamente conocer solamente cual es la presión actuante de una sección de acero y conociendo la dirección del viento (tomando de antemano la correcta dirección del miembro) se simplifica la entrada de datos y la carga es dada al programa.

En el caso de las tolvas que se verían afectadas por cargas de viento, tomaremos solamente la fuerza lateral que este induce al cilindro y así obtendremos el análisis final, dicho esto no se tomarán en cuenta las fuerzas verticales que ocasiona el volteo de cada tolva, pues sería colocar un carga vertical adicional en el programa y dicha carga nos reduciría el momento de volteo en forma global del edificio.

Para el análisis por viento se tomarán ambas direcciones del edificio +X y +Z con sus efectos reversibles, es decir -X y -Z. De esta forma nos aseguraremos de un análisis de viento completo y de los efectos reales de éste sobre el edificio.



## IV.7 PRESENTACIÓN DE MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO.

En estos momentos es necesario presentar la estructura principal del edificio con la herramienta del programa de análisis Staad la cuál auxiliará a obtener los resultados de desplazamientos, deflexiones y elementos mecánicos de la estructura debido a las cargas estáticas o accidentales que se presenten y a las combinaciones de carga obligadas por el reglamento de construcciones del Distrito Federal que debemos cumplir para un diseño seguro del edificio.

La importancia de presentar en este momento el modelo matemático de nuestra estructura, es para analizar el edificio con la información de estructuración antes realizada, la ubicación de los elementos principales considerados y principalmente el mostrar las secciones de acero que están siendo considerados para obtener un análisis que permita determinar las deformaciones laterales de cada marco en ambos sentidos y obtener finalmente el diseño final en acero cumpliendo con los requerimientos del reglamento en construcción en acero.

### **Funcionamiento general del programa de análisis estructural Staad - 3D.**

El programa de análisis estructural Staad III emplea el análisis estructural tradicional "Método de rigideces" que parte del empleo de matrices de desplazamientos, deformaciones y rigideces en tres dimensiones (X, Y y Z). Tales matrices cumplen con los grados de libertad en cada uno de los elementos (6 grados de libertad) no considerando las deformaciones axiales de las columnas y vigas. Estas matrices son cuadradas, simétricas y su tamaño dependerá de los grados de libertad.

Para determinar la matriz de rigidez total de la estructura, es necesario sumar la contribución de rigidez de cada uno de los miembros y elementos. Las cargas externas en la estructura son representadas como cargas concentradas discretas actuando solo en los nodos de la estructura. La matriz de rigidez relaciona estas cargas con los desplazamientos de los nodos por medio de la ecuación:

$$A_j = a_j + S_j \times D_j$$

Esta fórmula incluye a todos los nodos de la estructura ya sea que tengan libertad de movimiento o restricción en apoyos. Aquellos componentes de desplazamiento en los nodos que tengan libertad de movimiento son llamados grados de libertad. Así que el número total de grados de libertad representará el número de incógnitas en el análisis.

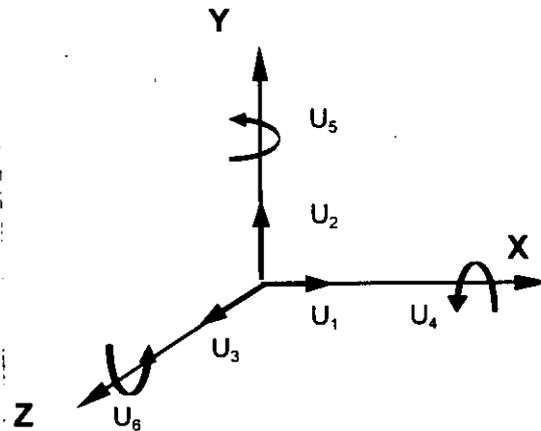
El empleo de este método, proporciona datos exactos del comportamiento de los elementos de una estructura pues nos valemos de un método numérico transportado a un programa de computadora, en donde las cargas o deformaciones que induzcamos estarán directamente relacionadas con las propiedades geométricas de tales elementos y de las propiedades del material a utilizar como: Acero estructural, secciones de concreto, madera, etc. con sus correspondientes Módulos de elasticidad, módulo de poisson y densidad.



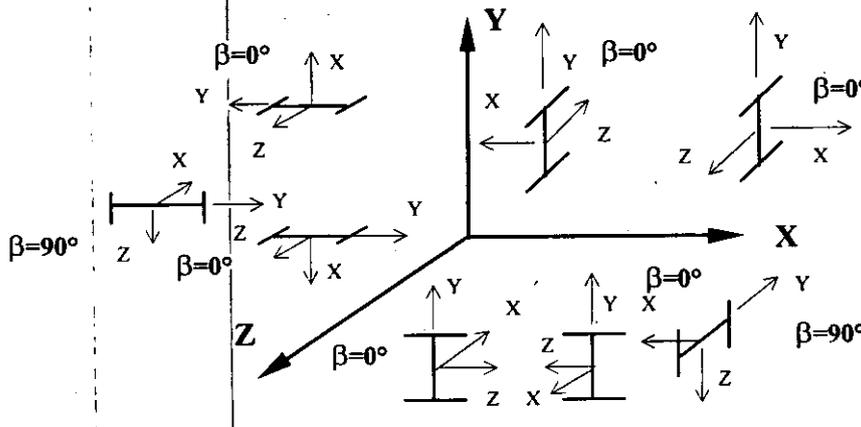
Es responsabilidad del ingeniero estructurista el dominio de los programas actualmente, pues tales programas, facilitan la captura de datos y arrojan resultados de análisis en función de los valores introducidos, es decir, no debe ser una herramienta la cuál obligadamente nos dará resultados correctos, pues, se debe tener conocimiento que algunos análisis requieren de ciertas restricciones ó liberaciones de nudos o elementos que no son fáciles de identificar y que contribuyen en mucho al comportamiento de la estructura. Deberá tenerse claro que los programas tienen ordenes específicas para estos casos y que se deben explicar y conocer completamente su utilización.

### Procedimiento general para la elaboración de archivos de datos.

El sistema global utilizado corresponde al sistema convencional de coordenadas cartesianas el cual sigue la regla de ortogonalidad de la mano derecha, y que rige el comportamiento global de la estructura, el sistema coordinado puede ser utilizado para definir la localización de los nudos y direcciones de las cargas. Los grados de libertad de traslación están denotados por  $U_1$ ,  $U_2$  y  $U_3$ , mientras que los grados de libertad de rotación como  $U_4$ ,  $U_5$  y  $U_6$ .



El sistema local también se basa en la regla de la mano derecha y en donde el sentido del miembro será definido al unir una coordenada "i" a la coordenada "j". Cuando algún miembro de la estructura es analizado, este responde a un sistema global. Como se muestra a continuación:





Estos serán los pasos más comunes para elaborar el archivo de datos:

- 1) Las unidades deberán definir la introducción de todos los datos al programa. (Toneladas, metros, centímetros, etc)
- 2) Las coordenadas que se introducen, generalmente son dadas en el sistema global positivo.
- 3) Las incidencias que representan los miembros de la estructura, direccionan automáticamente el sistema local de coordenadas del miembro en cuestión.
- 4) Las propiedades de los miembros están en función del código a emplear: ACI, AISC, Europeo, etc. En este caso los perfiles utilizados en México corresponden con las especificaciones de secciones de acero del Instituto Americano de la Construcción en Acero AISC (American Institute of Steel Construction).
- 5) La actividad o inactividad de grados de libertad indicarán que los miembros tomarán o no algún elemento mecánico (Momentos ó cortantes en X,Y ó Z locales) Cabe aclarar que el programa considera a todos los miembros introducidos y que inciden en una misma coordenada como si no tuvieran ninguna relajación, es decir, considera los elementos mecánicos actuando por omisión, a menos que se indique su relajación específica: al principio o al final del miembro.
- 6) Los elementos indicados en el programa como "truss" solo trabajan a carga axial, es decir, que no tomarán momentos en las tres direcciones (X,Y y Z).
- 7) Los soportes son definidos como: Articulados, empotrados ó empotrados con libertades (pinned, fixed o fixed but...) respectivamente.
- 8) Las constantes de los materiales pueden ser tomados automáticamente por el programa aunque se pueden definir manualmente:

$F_y = 36 \text{ KSI}$  (kilopounds square inch) el cuál transformado a unidades métricas es  $F_y = 2530 \text{ kg / cm}^2$  que es el acero estándar en México.

Densidad del acero =  $7850 \text{ kg / m}^3$  (en unidades métricas)

Elasticidad =  $2\ 039\ 000 \text{ kg / cm}^2$  (en unidades métricas)

- 9) Las cargas tendrán que ser ubicadas en los miembros y pueden ser fácilmente localizadas así:
  - Cada carga básica se define como: Load "n"
  - Cada carga combinada será: Load comb "n"
- 10) El análisis será iniciado con la orden Perform analysis y que comenzará el calculo de fuerzas, reacciones, deflexiones, desplazamientos, etc.
- 11) Los resultados se solicitan con ordenes de impresión (print support reactions, print joint displacements, etc)
- 12) Finalmente antes de solicitar la revisión de los miembros calculados en función del código requerido, deben especificarse algunas ordenes que rigen el diseño de un miembro en base a lineamientos del código especificado, como: Longitudes no arriostradas, longitudes efectivas, valores K, etc.



A continuación se presenta el archivo de datos para el edificio de tolvas:

Datos de entrada del modelo matemático estructural.

STAAD SPACE EDIFICIO TOLVAS DEL MOLINO DE CRUDO	94	19.225	8.300	5.200
INPUT WIDTH 79	99	0.000	8.300	10.000
*START JOB INFORMATION	100	4.825	8.300	10.000
*ENGINEER DATE 05-OCT-99	101	0.000	8.300	14.000
*END JOB INFORMATION	102	4.825	8.300	14.000
*****	107	0.000	11.000	0.000
* UBICACION: TEPEZALA AGS.	108	4.825	11.000	0.000
* TEBEFA CRUZ AZUL	109	9.625	11.000	0.000
* PROYECTO : TESIS	110	14.425	11.000	0.000
* ARCHIVO : TESIS-RIGIDEZ	111	19.225	11.000	0.000
* FECHA ENERO DE 2000	112	0.000	11.000	5.200
*****	113	4.825	11.000	5.200
UNIT METER MTON	114	5.825	11.000	5.200
*	115	8.825	11.000	5.200
* INTRODUCCION DE COORDENADAS	116	9.625	11.000	5.200
*	117	14.425	11.000	5.200
*****	118	19.225	11.000	5.200
JOINT COORDINATES	127	0.000	15.640	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000
2	4.825	0.000	0.000	0.000
3	9.625	0.000	0.000	0.000
4	14.425	0.000	0.000	0.000
5	19.225	0.000	0.000	0.000
6	22.450	0.000	0.000	0.000
7	0.000	0.000	5.200	0.000
8	4.825	0.000	5.200	0.000
9	9.625	0.000	5.200	0.000
10	14.425	0.000	5.200	0.000
11	19.225	0.000	5.200	0.000
12	22.450	0.000	5.200	0.000
13	0.000	3.500	0.000	0.000
14	4.825	3.500	0.000	0.000
15	9.625	3.500	0.000	0.000
16	14.425	3.500	0.000	0.000
17	19.225	3.500	0.000	0.000
18	22.450	3.500	0.000	0.000
19	0.000	3.500	0.000	0.000
20	4.825	3.500	0.000	0.000
21	9.625	3.500	0.000	0.000
22	14.425	3.500	0.000	0.000
23	19.225	3.500	0.000	0.000
24	22.450	3.500	0.000	0.000
25	0.000	3.500	2.600	5.200
26	4.825	3.500	2.600	5.200
27	9.625	3.500	2.600	5.200
28	14.425	3.500	2.600	5.200
29	19.225	3.500	2.600	5.200
30	22.450	3.500	2.600	5.200
31	0.000	3.500	5.200	0.000
32	4.825	3.500	5.200	0.000
33	9.625	3.500	5.200	0.000
34	14.425	3.500	5.200	0.000
35	19.225	3.500	5.200	0.000
36	22.450	3.500	5.200	0.000
37	0.000	3.500	5.200	0.000
38	4.825	3.500	5.200	0.000
39	9.625	3.500	5.200	0.000
40	14.425	3.500	5.200	0.000
41	19.225	3.500	5.200	0.000
42	22.450	3.500	5.200	0.000
43	0.000	4.800	14.000	0.000
44	4.825	4.800	14.000	0.000
45	9.625	4.800	14.000	0.000
46	14.425	4.800	14.000	0.000
47	19.225	4.800	14.000	0.000
48	22.450	4.800	14.000	0.000
49	0.000	4.800	5.700	0.000
50	4.825	4.800	5.700	0.000
51	9.625	4.800	5.700	0.000
52	14.425	4.800	5.700	0.000
53	19.225	4.800	5.700	0.000
54	22.450	4.800	5.700	0.000
55	0.000	6.000	0.000	0.000
56	4.825	6.000	0.000	0.000
57	9.625	6.000	0.000	0.000
58	14.425	6.000	0.000	0.000
59	19.225	6.000	0.000	0.000
60	22.450	6.000	0.000	0.000
61	0.000	6.000	0.000	0.000
62	4.825	6.000	0.000	0.000
63	9.625	6.000	0.000	0.000
64	14.425	6.000	0.000	0.000
65	19.225	6.000	0.000	0.000
66	22.450	6.000	0.000	0.000
67	0.000	6.000	5.200	0.000
68	4.825	6.000	5.200	0.000
69	9.625	6.000	5.200	0.000
70	14.425	6.000	5.200	0.000
71	19.225	6.000	5.200	0.000
72	22.450	6.000	5.200	0.000
73	0.000	6.000	5.200	0.000
74	4.825	6.000	5.200	0.000
75	9.625	6.000	5.200	0.000
76	14.425	6.000	5.200	0.000
77	19.225	6.000	5.200	0.000
78	22.450	6.000	5.200	0.000
79	0.000	8.300	0.000	0.000
80	4.825	8.300	0.000	0.000
81	9.625	8.300	0.000	0.000
82	14.425	8.300	0.000	0.000
83	19.225	8.300	0.000	0.000
84	22.450	8.300	0.000	0.000
85	0.000	8.300	0.000	0.000
86	4.825	8.300	0.000	0.000
87	9.625	8.300	0.000	0.000
88	14.425	8.300	0.000	0.000
89	19.225	8.300	0.000	0.000
90	22.450	8.300	0.000	0.000
91	0.000	8.300	5.200	0.000
92	4.825	8.300	5.200	0.000
93	9.625	8.300	5.200	0.000
94	14.425	8.300	5.200	0.000
95	19.225	8.300	5.200	0.000
96	22.450	8.300	5.200	0.000
97	0.000	8.300	5.200	0.000
98	4.825	8.300	5.200	0.000
99	9.625	8.300	5.200	0.000
100	14.425	8.300	5.200	0.000
101	19.225	8.300	5.200	0.000
102	22.450	8.300	5.200	0.000
103	0.000	8.300	5.200	0.000
104	4.825	8.300	5.200	0.000
105	9.625	8.300	5.200	0.000
106	14.425	8.300	5.200	0.000
107	19.225	8.300	5.200	0.000
108	22.450	8.300	5.200	0.000
109	0.000	8.300	5.200	0.000
110	4.825	8.300	5.200	0.000
111	9.625	8.300	5.200	0.000
112	14.425	8.300	5.200	0.000
113	19.225	8.300	5.200	0.000
114	22.450	8.300	5.200	0.000
115	0.000	8.300	5.200	0.000
116	4.825	8.300	5.200	0.000
117	9.625	8.300	5.200	0.000
118	14.425	8.300	5.200	0.000
119	19.225	8.300	5.200	0.000
120	22.450	8.300	5.200	0.000
121	0.000	8.300	5.200	0.000
122	4.825	8.300	5.200	0.000
123	9.625	8.300	5.200	0.000
124	14.425	8.300	5.200	0.000
125	19.225	8.300	5.200	0.000
126	22.450	8.300	5.200	0.000
127	0.000	8.300	5.200	0.000
128	4.825	8.300	5.200	0.000
129	9.625	8.300	5.200	0.000
130	14.425	8.300	5.200	0.000
131	19.225	8.300	5.200	0.000
132	22.450	8.300	5.200	0.000
133	0.000	8.300	5.200	0.000
134	4.825	8.300	5.200	0.000
135	9.625	8.300	5.200	0.000
136	14.425	8.300	5.200	0.000
137	19.225	8.300	5.200	0.000
138	22.450	8.300	5.200	0.000
139	0.000	8.300	5.200	0.000
140	4.825	8.300	5.200	0.000
141	9.625	8.300	5.200	0.000
142	14.425	8.300	5.200	0.000
143	19.225	8.300	5.200	0.000
144	22.450	8.300	5.200	0.000
145	0.000	8.300	5.200	0.000
146	4.825	8.300	5.200	0.000
147	9.625	8.300	5.200	0.000
148	14.425	8.300	5.200	0.000
149	19.225	8.300	5.200	0.000
150	22.450	8.300	5.200	0.000
151	0.000	8.300	5.200	0.000
152	4.825	8.300	5.200	0.000
153	9.625	8.300	5.200	0.000
154	14.425	8.300	5.200	0.000
155	19.225	8.300	5.200	0.000
156	22.450	8.300	5.200	0.000
157	0.000	8.300	5.200	0.000
158	4.825	8.300	5.200	0.000
159	9.625	8.300	5.200	0.000
160	14.425	8.300	5.200	0.000
161	19.225	8.300	5.200	0.000
162	22.450	8.300	5.200	0.000
163	0.000	8.300	5.200	0.000
164	4.825	8.300	5.200	0.000
165	9.625	8.300	5.200	0.000
166	14.425	8.300	5.200	0.000
167	19.225	8.300	5.200	0.000
168	22.450	8.300	5.200	0.000
169	0.000	8.300	5.200	0.000
170	4.825	8.300	5.200	0.000
171	9.625	8.300	5.200	0.000
172	14.425	8.300	5.200	0.000
173	19.225	8.300	5.200	0.000
174	22.450	8.300	5.200	0.000
175	0.000	8.300	5.200	0.000
176	4.825	8.300	5.200	0.000
177	9.625	8.300	5.200	0.000
178	14.425	8.300	5.200	0.000
179	19.225	8.300	5.200	0.000
180	22.450	8.300	5.200	0.000
181	0.000	8.300	5.200	0.000
182	4.825	8.300	5.200	0.000
183	9.625	8.300	5.200	0.000
184	14.425	8.300	5.200	0.000
185	19.225	8.300	5.200	0.000
186	22.450	8.300	5.200	0.000
187	0.000	8.300	5.200	0.000
188	4.825	8.300	5.200	0.000
189	9.625	8.300	5.200	0.000
190	14.425	8.300	5.200	0.000
191	19.225	8.300	5.200	0.000
192	22.450	8.300	5.200	0.000
193	0.000	8.300	5.200	0.000
194	4.825	8.300	5.200	0.000
195	9.625	8.300	5.200	0.000
196	14.425	8.300	5.200	0.000
197	19.225	8.300	5.200	0.000
198	22.450	8.300	5.200	0.000
199	0.000	8.300	5.200	0.000
200	4.825	8.300	5.200	0.000
201	9.625	8.300	5.200	0.000
202	14.425	8.300	5.200	0.000
203	19.225	8.300	5.200	0.000
204	22.450	8.300	5.200	0.000
205	0.000	8.300	5.200	0.000
206	4.825	8.300	5.200	0.000
207	9.625	8.300	5.200	0.000
208	14.425	8.300	5.200	0.000
209	19.225	8.300	5.200	0.000
210	22.450	8.300	5.200	0.000
211	0.000	8.300</		



**Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"**  
**Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil**



386	20	63	1012	18	24
387	21	61	1013	19	25
388	61	87	1014	20	26
389	63	86	1015	21	27
390	86	111	1016	22	34
391	87	110	1017	23	29
392	110	131	1018	24	30
393	111	130	1019	25	31
394	130	151	1020	26	32
395	131	150	1021	27	33
398	19	61	1023	30	39
399	20	59	1024	40	31
400	59	86	1025	41	20
401	61	85	1026	42	21
402	85	110	1027	43	32
403	86	109	1028	44	33
404	109	130	1101	51	52
405	110	129	1102	49	51
406	129	150	1103	50	52
407	130	149	1104	51	53
410	32	76	1105	52	54
411	33	74	1106	53	54
412	74	94	1107	53	221
413	76	93	1108	221	45
414	93	118	1109	54	222
415	94	117	1110	222	46
416	117	138	1201	55	56
417	118	137	1202	56	57
418	137	158	1203	57	58
419	138	157	1204	58	59
422	31	74	1205	59	60
423	32	72	1206	60	61
424	72	93	1207	61	62
425	74	92	1208	62	63
426	92	117	1209	63	64
427	93	116	1210	64	65
428	116	137	1211	66	67
429	117	136	1212	67	68
430	136	157	1213	68	69
431	137	156	1214	69	70
432	149	173	1215	70	71
433	150	171	1216	71	72
434	150	175	1217	72	73
435	151	173	1218	73	74
436	156	184	1219	74	75
437	157	182	1220	75	76
438	157	186	1221	76	77
439	158	184	1222	77	78
440	223	221	1225	55	66
441	225	221	1226	56	67
442	53	101	1227	58	70
443	45	99	1228	60	73
444	224	222	1229	62	75
445	226	222	1230	64	77
446	54	102	1231	65	78
447	46	100	1301	83	84
450	127	207	1302	84	85
451	132	207	1303	85	86
452	128	208	1304	86	87
453	133	208	1305	88	89
454	129	209	1306	89	90
455	136	209	1307	90	91
456	130	210	1308	91	92
457	137	210	1309	92	93
458	131	211	1310	93	94
459	138	211	1313	99	100
460	147	212	1314	101	102
461	152	212	1315	83	88
462	148	213	1316	84	89
463	153	213	1317	85	92
464	149	214	1318	86	93
465	156	214	1319	87	94
466	150	215	1324	88	99
467	157	215	1325	89	100
468	151	216	1326	99	101
469	158	216	1327	100	102
701	1	23	1405	107	108
702	7	23	1406	108	109
703	2	24	1407	109	110
704	8	24	1408	110	111
705	3	25	1409	112	113
706	9	25	1410	113	114
707	4	26	1411	114	115
708	10	26	1412	115	116
709	5	27	1413	116	117
710	11	27	1414	117	118
713	4	42	1415	107	207
714	5	42	1416	108	208
715	3	41	1417	109	209
716	4	41	1418	110	210
717	10	44	1419	111	211
718	11	44	1420	207	112
719	9	43	1421	208	113
720	10	43	1422	209	116
1001	17	18	1423	210	117
1002	18	19	1424	211	118
1003	19	41	1507	127	128
1004	20	42	1508	128	129
1005	21	22	1509	129	130
1006	29	30	1510	130	131
1007	39	40	1511	132	133
1008	31	43	1512	133	134
1009	32	44	1513	134	135
1010	33	34	1514	135	136
1011	17	23	1515	136	137



1516	137	138
1517	127	212
1518	128	213
1519	129	214
1520	130	215
1521	131	216
1523	212	132
1524	213	133
1525	214	136
1526	215	137
1527	216	138
1601	147	148
1602	148	149
1603	149	150
1604	150	151
1605	152	153
1606	153	154
1607	154	155
1608	155	156
1609	156	157
1610	157	158
1611	147	152
1612	148	153
1613	149	156
1614	150	157
1615	151	158
1701	167	168
1702	168	169
1703	169	170
1704	170	171
1705	171	172
1706	172	173
1707	173	174
1708	174	175
1709	176	177
1710	177	178
1711	178	179
1712	179	180
1713	180	181
1714	181	182
1715	182	183
1716	183	184
1717	184	185
1718	185	186
1721	167	176
1722	168	177
1723	170	179
1724	171	182
1725	172	183
1726	174	185
1727	175	186
1801	191	192
1802	192	193
1803	193	194
1804	194	195
1805	196	197
1806	197	198
1807	198	199
1808	199	200
1809	200	201
1810	201	202
1813	191	196
1814	192	197
1815	194	200
1816	195	202
5001	1	17
5002	2	18
5003	3	19
5004	4	20
5005	5	21
5006	6	22
5007	7	29
5008	8	30
5009	9	31
5010	10	32
5011	11	33
5012	12	34
5013	223	227
5014	224	228
5015	225	45
5016	226	46
5023	227	53
5024	228	54
5101	29	49
5102	30	50
5103	17	55
5104	18	57
5105	19	59
5106	20	61
5107	21	63
5108	22	65
5109	49	66
5110	50	68
5111	31	72
5112	32	74
5113	33	76
5114	34	78
5201	55	83
5202	57	84
5203	59	85
5204	61	86
5205	63	87
5206	66	88
5207	68	89
5208	72	92

5209	74	93
5210	76	94
5301	83	107
5302	84	108
5303	86	110
5304	87	111
5305	88	112
5306	89	113
5307	93	117
5308	94	118
5323	85	109
5327	92	116
5401	107	127
5402	108	128
5403	109	129
5404	110	130
5405	111	131
5406	112	132
5407	113	133
5408	116	136
5409	117	137
5410	118	138
5505	127	147
5506	128	148
5507	129	149
5508	130	150
5509	131	151
5510	132	152
5511	133	153
5512	136	156
5513	137	157
5514	138	158
5605	147	167
5606	148	169
5607	149	171
5608	150	173
5609	151	175
5610	152	176
5611	153	178
5612	156	182
5613	157	184
5614	158	186
5701	167	191
5702	169	193
5703	171	195
5704	176	196
5705	178	198
5706	182	202
5711	53	99
5712	54	100
5713	45	101
5714	46	102

\* PROPIEDADES GEOMETRICAS DE MIEMBROS

MEMBER PROPERTY AMERICAN  
5001 TO 5005 5007 TO 5011 5013 TO 5016 5023 5024 5101 TO  
5107 5109 TO 5113 -  
5201 TO 5210 5301 TO 5308 5323 5327 5401 TO 5410 5505 TO  
5514 5605 TO 5614 -  
5701 TO 5706 5711 TO 5714 TABLE ST W21X68  
5006 5012 5108 5114 TABLE ST W21X50  
\*\*\* COLUMNS \*\*\*  
1801 TO 1810 TABLE ST W16X26  
1813 TO 1816 TABLE ST W12X50  
\*\*\* VIGAS N+35.212 \*\*\*  
1701 TO 1718 TABLE ST W16X26  
1721 TO 1727 TABLE ST W12X50  
\*\*\* VIGAS N+32.640 \*\*\*  
1601 TO 1610 TABLE ST W16X26  
1611 TO 1615 TABLE ST W12X50  
\*\*\* VIGAS N+30.140 \*\*\*  
1507 TO 1516 TABLE ST W16X26  
1517 TO 1521 1523 TO 1527 TABLE ST W12X50  
\*\*\* VIGAS N+26.640 \*\*\*  
1405 TO 1414 TABLE ST W24X450  
1415 TO 1424 TABLE ST W21X101  
\*\*\* VIGAS N+21.805 \*\*\*  
1301 TO 1310 TABLE ST W16X26  
1315 TO 1319 TABLE ST W12X50  
1313 1314 1324 TO 1327 TABLE ST W12X50  
\*\*\* VIGAS N+19.300 \*\*\*  
1201 TO 1222 TABLE ST W16X50  
1225 TO 1231 TABLE ST W12X50  
\*\*\* VIGAS N+17.000 \*\*\*  
1001 TO 1010 1023 TO 1028 TABLE ST W16X50  
1011 TO 1021 TABLE ST W12X50  
1101 TO 1110 TABLE ST W12X50  
\*\*\* VIGAS N+14.500 \*\*\*  
386 TO 395 398 TO 407 410 TO 419 422 TO 447 450 TO 469  
701 TO 710 713 TO 719 -  
720 TABLE ST W6X15  
\*\*\* CONTRAVIENTOS \*\*\*  
.....  
\* RELAJACIONES EN MIEMBROS  
MEMBER RELEASE  
701 TO 710 1001 TO 1006 1008 TO 1015 1023 START MY MZ  
701 TO 710 1001 1002 1005 1006 1017 TO 1021 1024 TO 1027  
END MY MZ  
1101 TO 1103 START MY MZ  
1104 1105 END MY MZ  
1108 1110 END MY MZ  
1010 END MY MZ

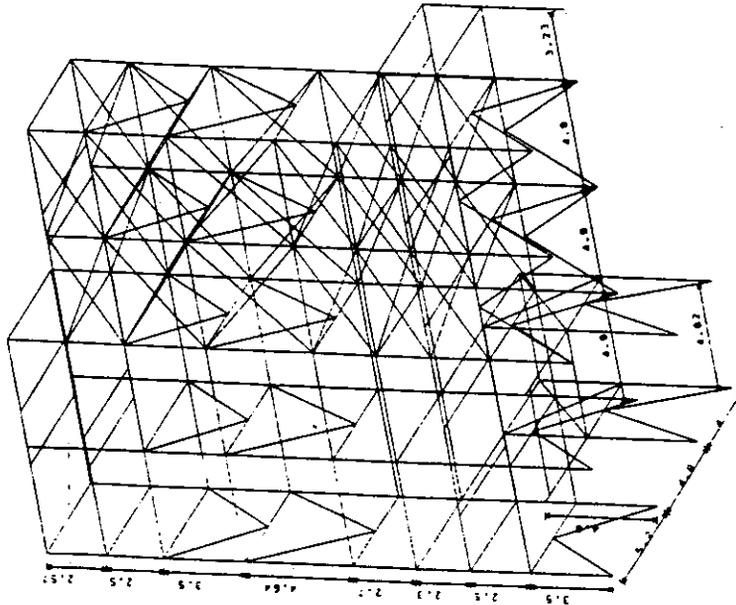


1201 1211 1219 1221 1226 TO 1230 1301 TO 1306 1309 1310  
 START MY MZ  
 1222 1228 TO 1230 1301 TO 1305 1308 TO 1310 END MY MZ  
 1203 1207 1209 START MY MZ  
 1213 1313 START MY MZ  
 1313 END MY MZ  
 442 443 446 447 1107 1109 1324 TO 1327 START MY MZ  
 1324 1326 1327 END MY MZ  
 1405 TO 1409 1413 1414 1420 TO 1424 END MY MZ  
 1415 TO 1419 START MY MZ  
 1409 START MY MZ  
 1405 TO 1408 1410 1413 1414 START MY MZ  
 1412 END MY MZ  
 1507 TO 1512 1515 TO 1521 START MY MZ  
 1507 TO 1511 1514 TO 1516 1523 TO 1527 END MY MZ  
 1601 TO 1606 1609 TO 1615 START MY MZ  
 1601 TO 1605 1608 TO 1615 END MY MZ  
 1701 1703 1705 1707 1709 1711 1715 1717 1722 1723 1725  
 1726 START MY MZ  
 1702 1704 1706 1708 1710 1714 1716 1718 1722 1723 1725  
 1726 END MY MZ  
 1814 1815 START MY MZ  
 1814 1815 END MY MZ  
 442 TO 447 END MY MZ  
 440 441 START MY MZ  
 440 441 END MY MZ  
 450 451 460 461 START MY MZ  
 450 451 460 461 END MY MZ  
 444 445 START MY MZ  
 452 453 462 463 START MY MZ  
 452 453 462 463 END MY MZ  
 1325 END MY MZ

454 455 464 465 START MY MZ  
 454 455 464 465 END MY MZ  
 456 457 466 467 START MY MZ  
 456 457 466 467 END MY MZ  
 458 459 468 469 START MY MZ  
 458 459 468 469 END MY MZ  
 386 TO 395 398 TO 407 432 TO 435 713 TO 716 START MY MZ  
 386 TO 395 398 TO 407 432 TO 435 713 TO 716 END MY MZ  
 410 TO 419 422 TO 431 436 TO 439 717 TO 720 START MY MZ  
 410 TO 419 422 TO 431 436 TO 439 717 TO 720 END MY MZ  
 1212 1216 END MY MZ  
 \*\*\*\*\*  
 MEMBER TRUSS  
 440 TO 447 450 TO 469 701 TO 710  
 MEMBER TRUSS  
 386 TO 395 398 TO 407 432 TO 439 713 TO 720  
 MEMBER TRUSS  
 410 TO 419 422 TO 431  
 CONSTANT  
 E STEEL ALL  
 BETA 90. MEMB 1703 1706 1716 5001 TO 5012 5101 TO 5114  
 5201 TO 5210 -  
 5301 TO 5308 5323 5327 5401 TO 5410 5505 TO 5514 5605 TO  
 5614 5701 TO 5706  
 DENSITY STEEL ALL  
 POISSON STEEL ALL  
 \*\*\*\*\*  
 SUPPORT  
 1 TO 12 223 TO 226 PINNED



MN/ELCM



UNIT: METRO

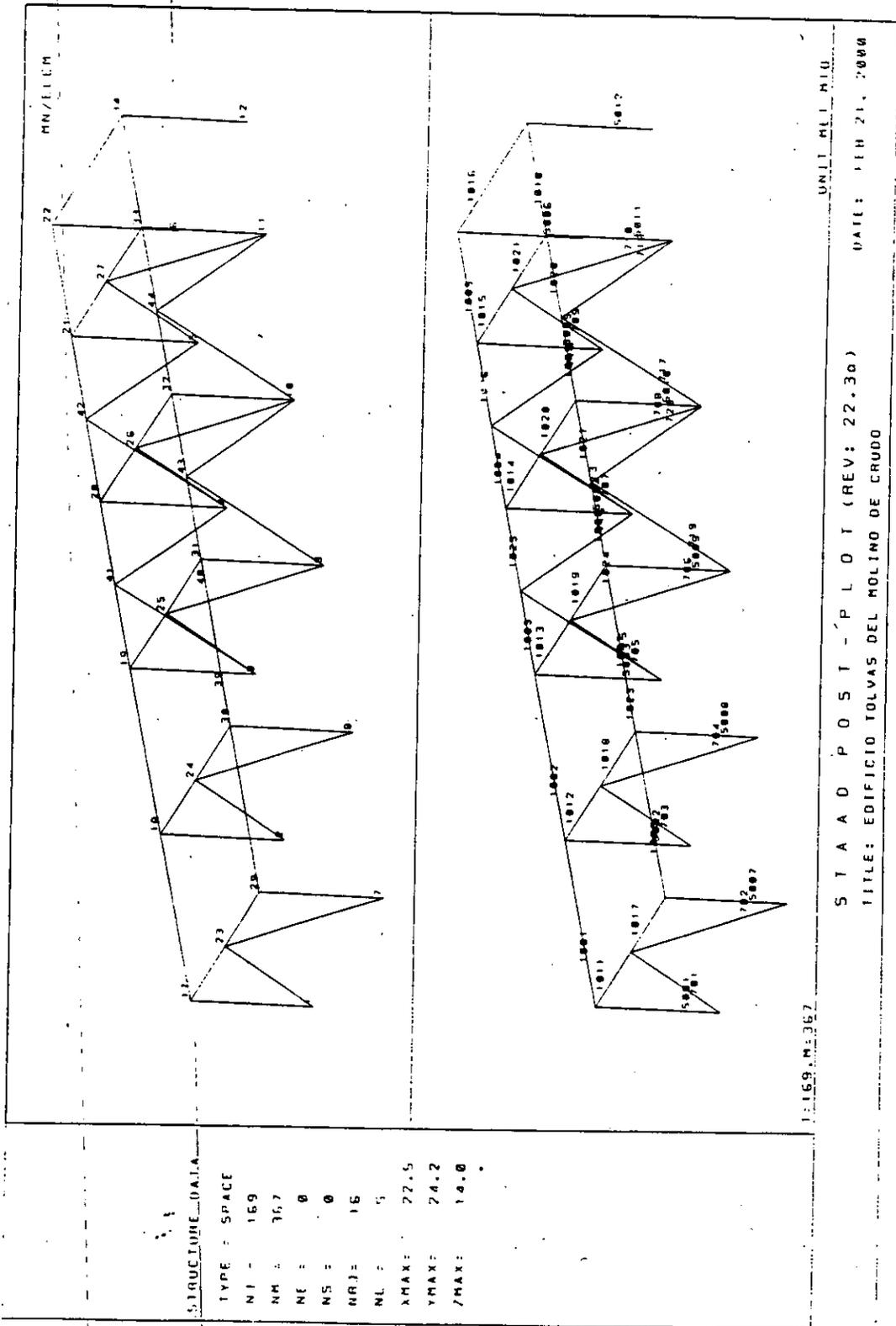
DATE: FEBRUARY 21, 2000

S T A D P O S T - P L O T (REV: 22.30)  
TITULO: EDIFICIO TOLVAS DEL MOLINO DE CRUDO

J-169.M-16.7

STRUCTURE DATA

TYPE: SPACE  
NJF: 169  
NME: 167  
NI: 0  
NS: 0  
NNT: 16  
NNT: 5  
XMAX: 22.5  
YMAX: 24.0  
ZMAX: 14.0



STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NI = 169

NM = 367

NE = 0

NS = 0

NRJE = 16

NL = 5

XMAX = 27.5

YMAX = 24.2

ZMAX = 14.0

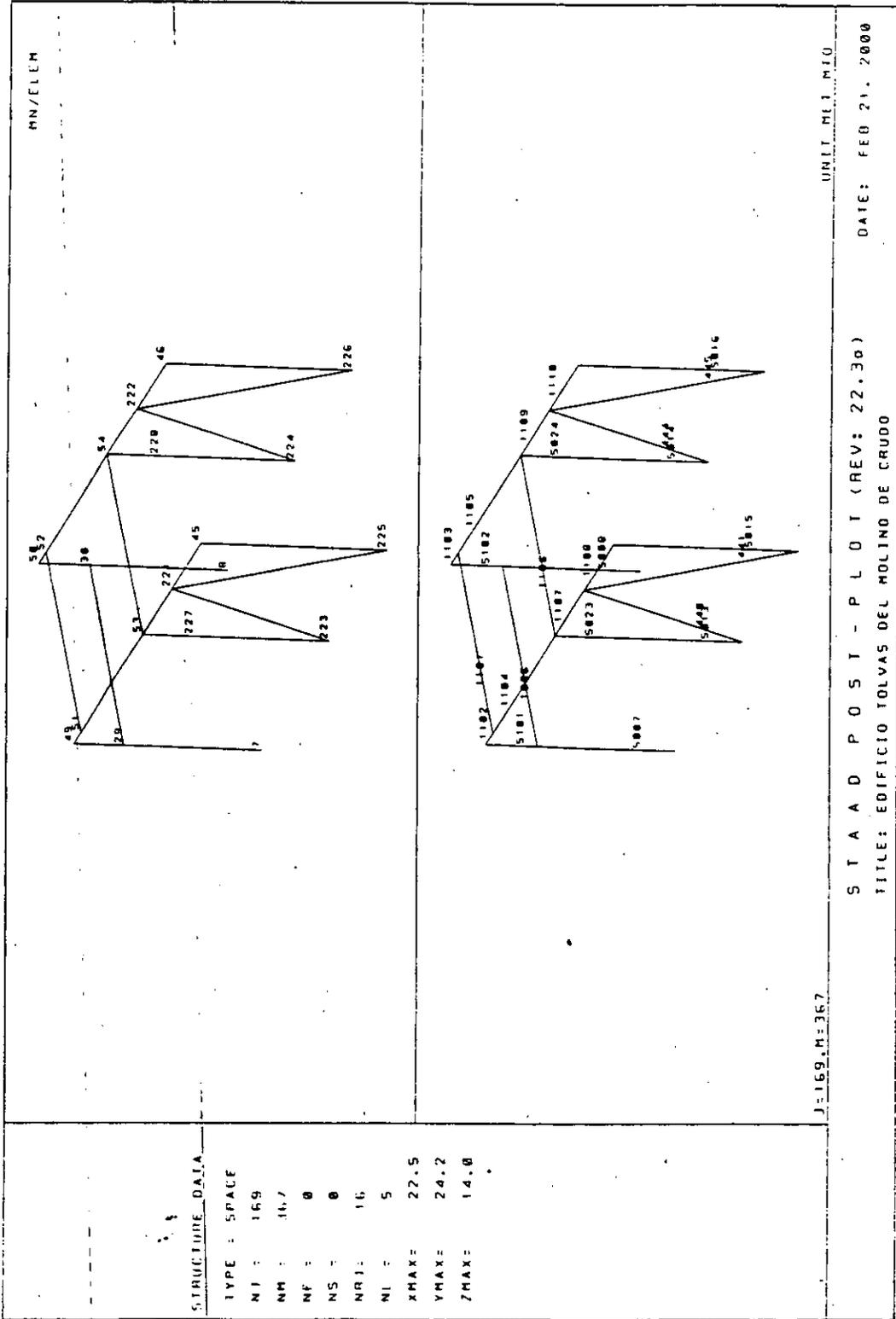
1:169.M.367

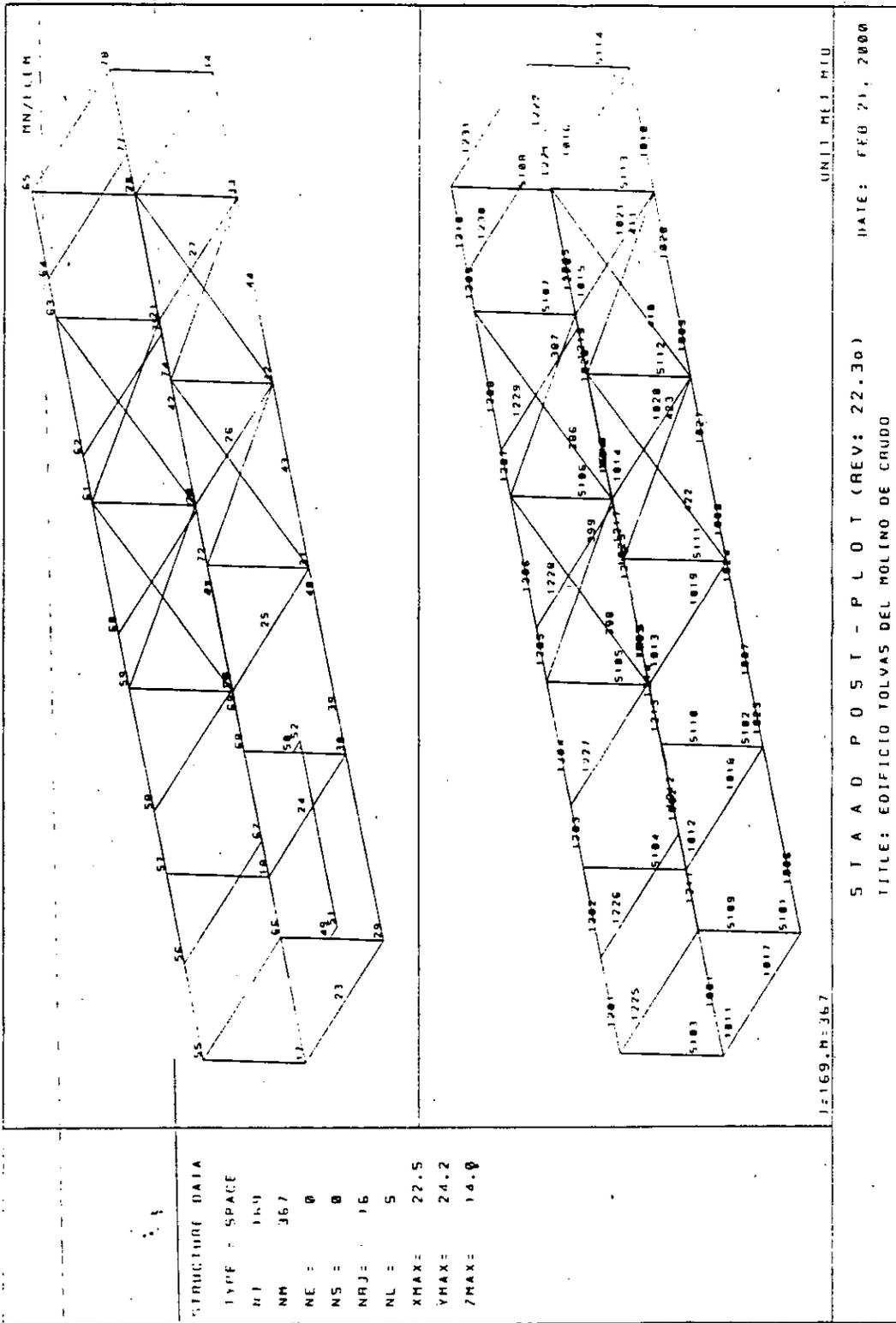
UNIT MILLIM.

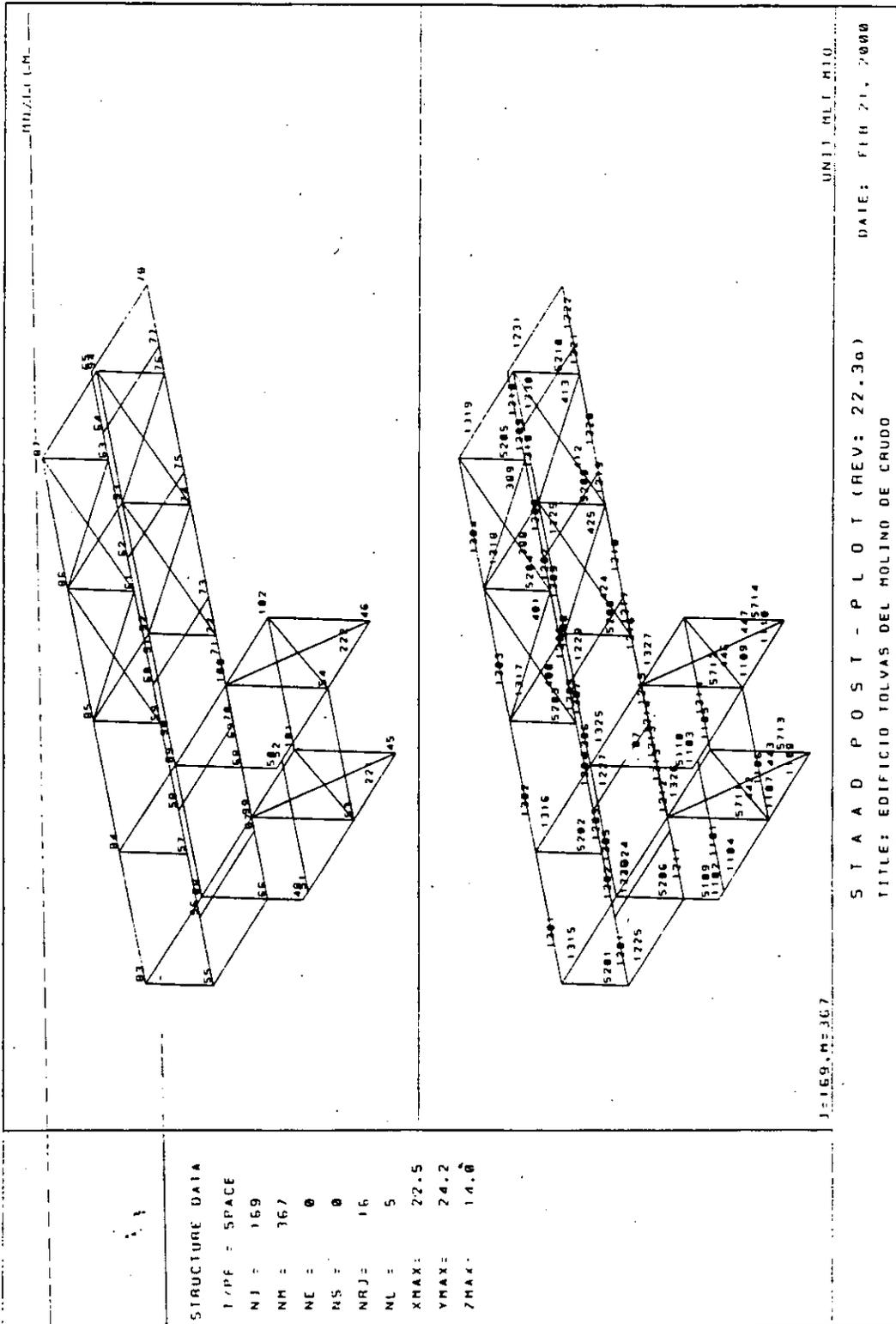
STAD PLOT - PLOT (REV: 22.30)

DATE: FEB 21, 2000

TITLE: EDIFICIO TOLVAS DEL MOLINO DE CRUDO







STRUCTURE DATA  
 TYPE = SPACE  
 NJ = 169  
 NM = 167  
 NE = 0  
 NS = 0  
 NRJ = 16  
 NL = 5  
 XMAX = 22.5  
 YMAX = 24.2  
 ZMAX = 14.0

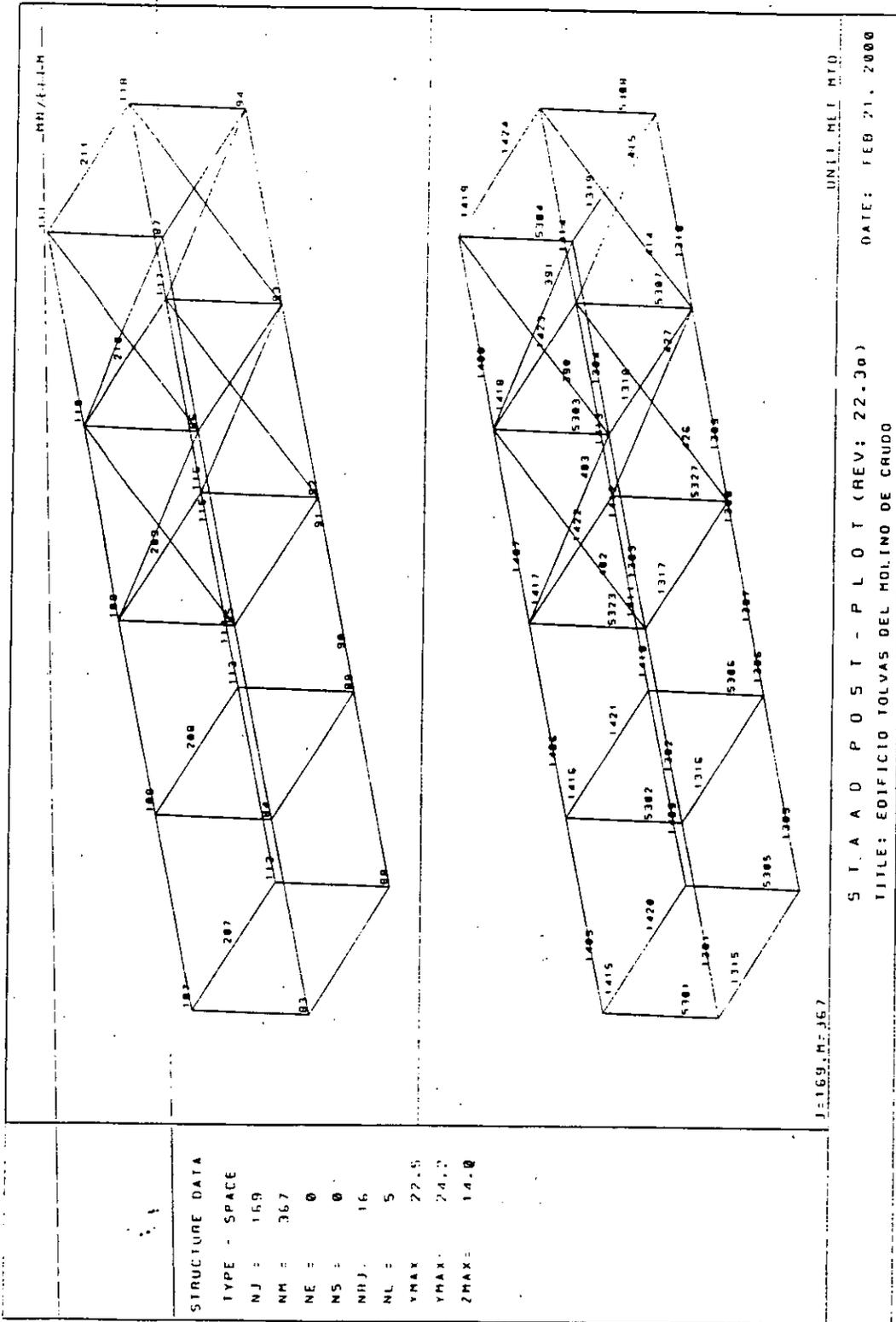
J=169, M=367

UNII MLT M10

DATE: FEB 21, 2000

ST A A D P O S T - P L O T (REV: 22.30)

TITLE: EDIFICIO TOLVAS DEL MOLINO DE CRUDO



STRUCTURE DATA  
 TYPE = SPACE  
 NJ = 169  
 NM = 367  
 NE = 0  
 NS = 0  
 NRJ = 16  
 NL = 5  
 YMAX = 22.5  
 YMIN = 24.2  
 ZMAX = 14.0

J=169, MF=367

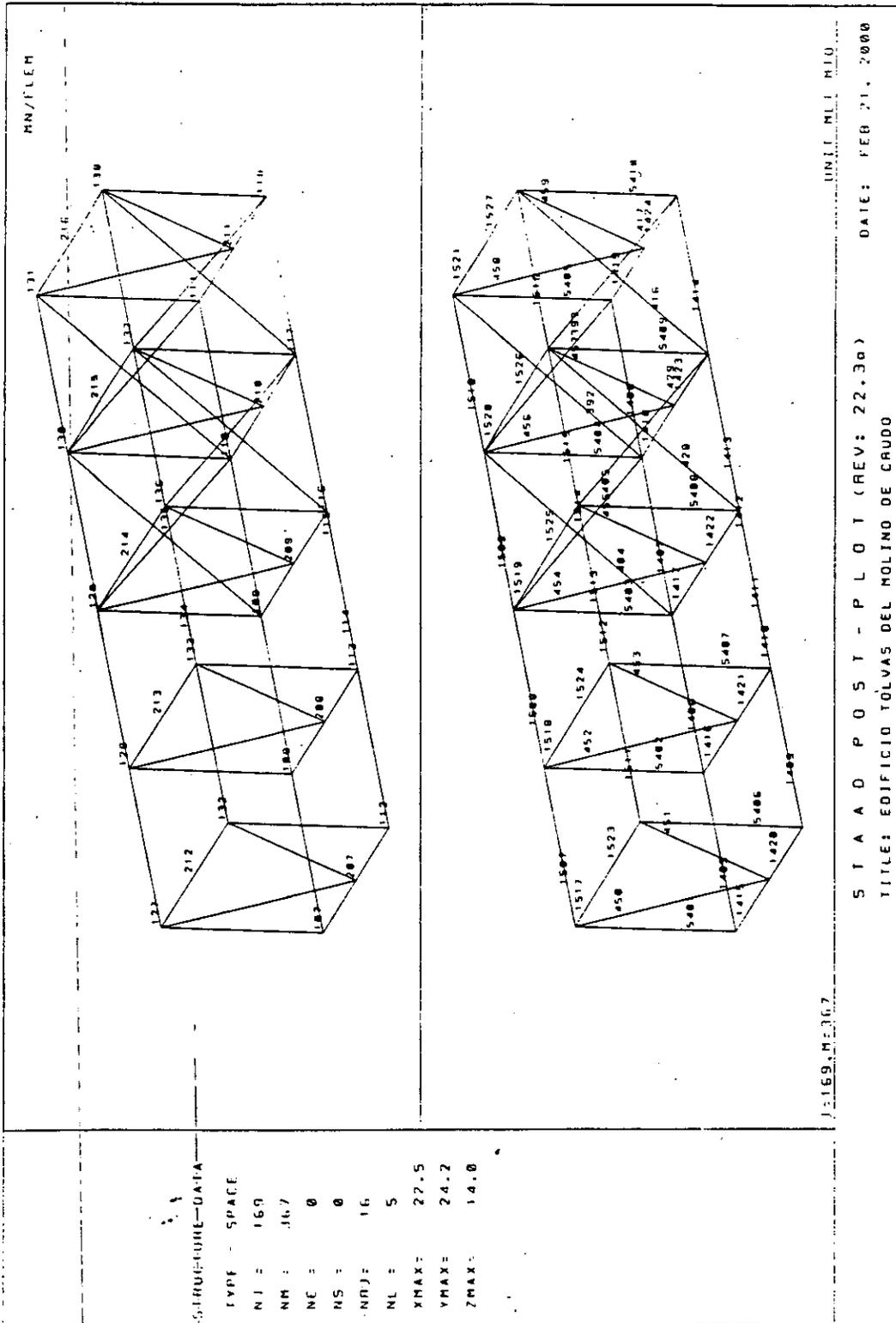
UNIL.MEI.MTD

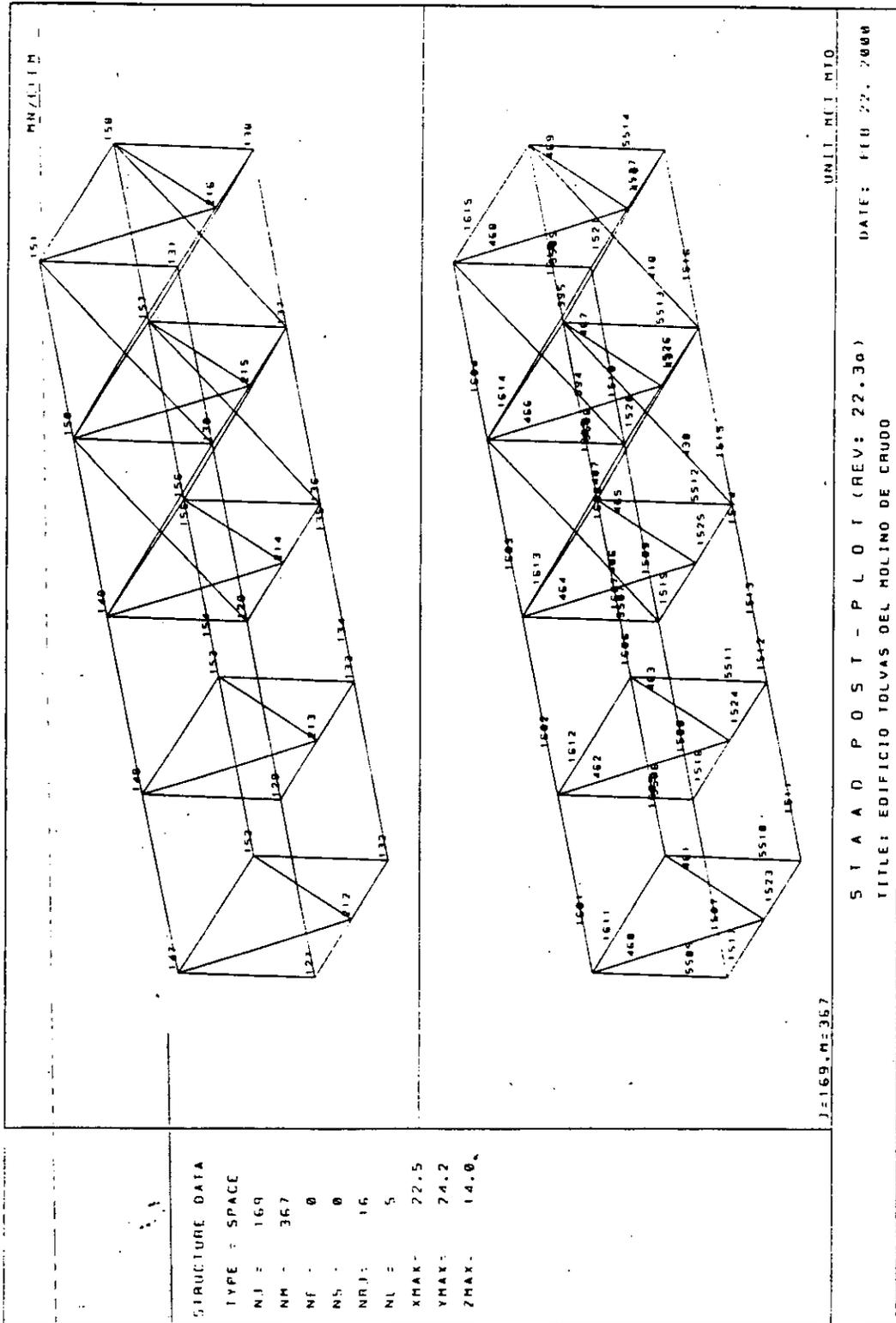
DATE: FEB 21, 2000

S T A D P O S T - P L O T (REV: 22.30)

TITLE: EDIFICIO TOLVAS DEL MOLINO DE CRUDO

User ID: Research Engineers, Inc.





STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
 NJ = 169  
 NM = 367  
 NF = 0  
 NS = 0  
 NRJ = 16  
 NL = 5  
 XMAX = 22.5  
 YMAX = 74.2  
 ZMAX = 14.0

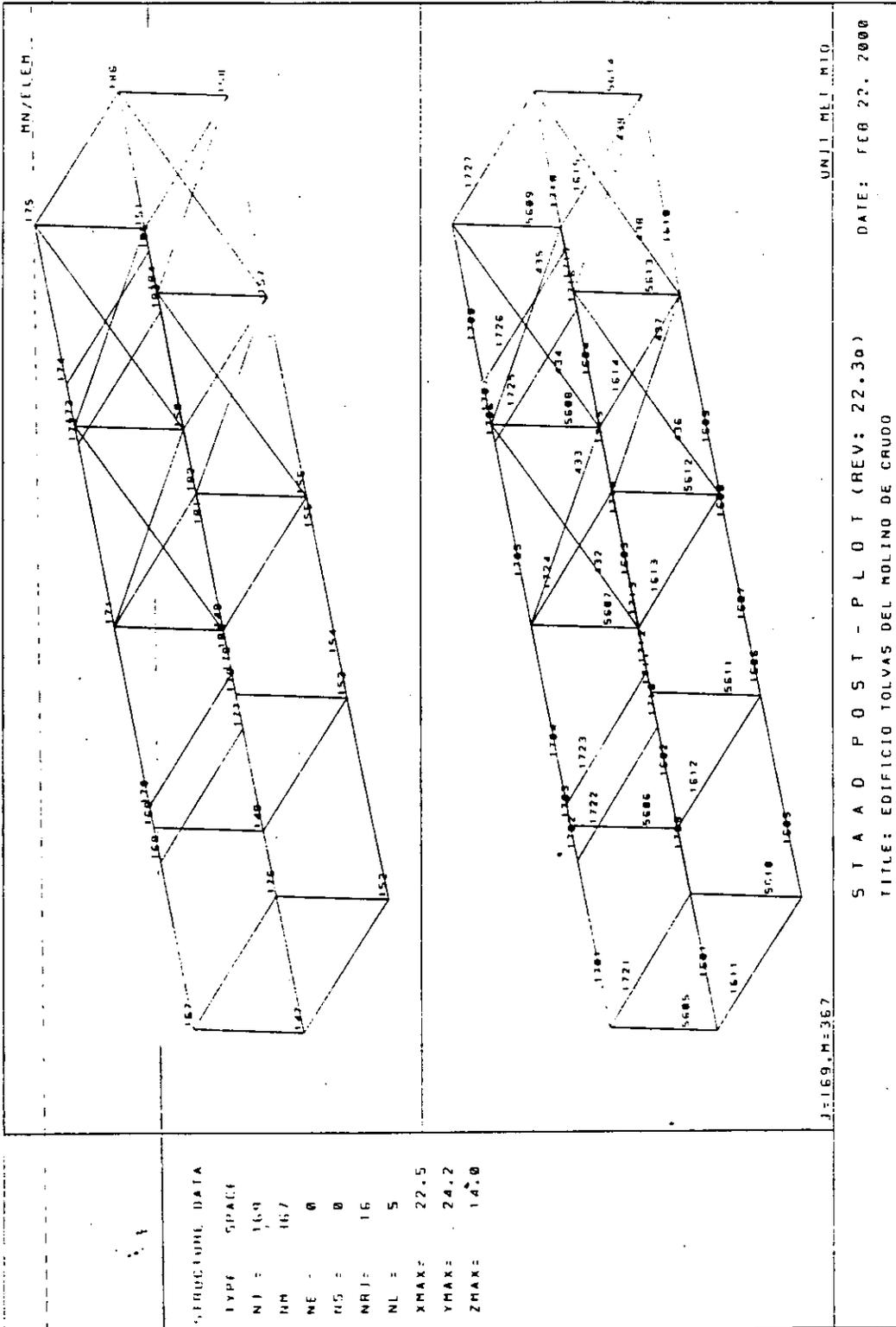
J=169, M=367

UNIT: MET MIO

ST A D P O S T - P L O T (REV: 22.30)

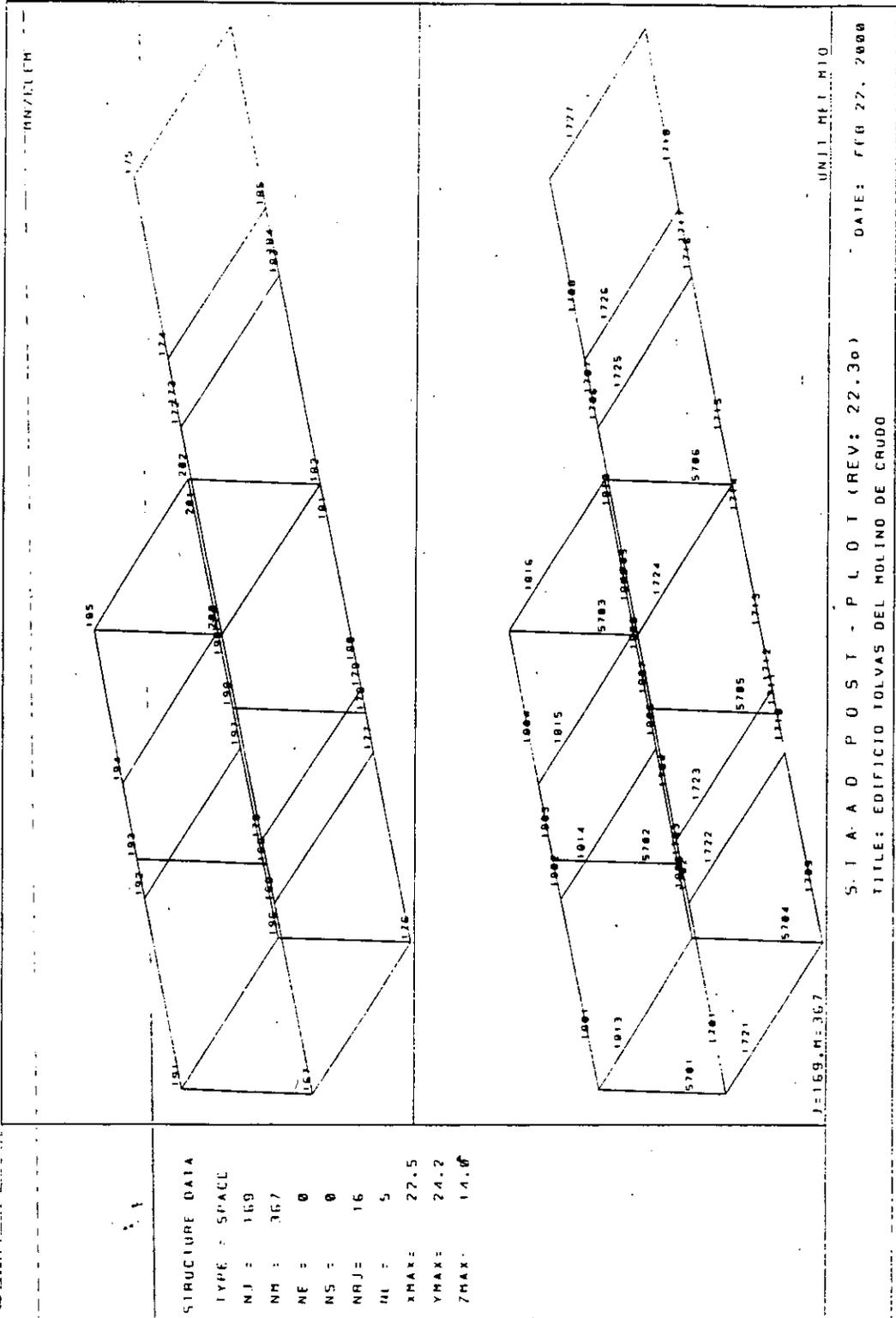
DATE: FEB 22, 2000

TITLE: EDIFICIO TOLVAS DEL MOLINO DE CRUDO



STRUCTURE DATA  
 TYPE SPACE  
 NI = 16.0  
 NM = 16.7  
 NE = 0  
 NS = 0  
 NRJ = 16  
 NL = 5  
 XMAX = 22.5  
 YMAX = 24.2  
 ZMAX = 14.0

UNII MET MIO  
 DATE: FEB 22, 2000  
 TITLE: EDIFICIO TOLVAS DEL MOLINO DE CRUDO





## IV.8 DEMOSTRACION DE CARGAS EN ESTRUCTURA.

Después de obtener las cargas verticales que están actuando en forma estática en el edificio y obtenidas las reacciones de tales cargas sobre los miembros secundarios que conforman el edificio, se obtuvieron posteriormente las cargas accidentales ocasionadas por los efectos de Sismo y Viento.

Sin embargo, debemos mostrar tales cargas en el modelo matemático del programa Staad para corroborar su correcta ubicación y dirección en la que están actuando, pues algunas veces se logra confundir fácilmente la dirección o la ubicación de alguna carga por tal vez un signo positivo o negativo ó incluso la ubicación de una carga en un miembro en específico debido a que el programa toma en consideración la incidencia que definen al miembro y con esto tomará erróneamente la distancia inicial de un punto a otro.

Entonces, podemos considerar importante la ubicación de las cargas en el modelo y corroborarlo gráficamente en las figuras que el programa Staad proporciona:

### Listado de Programa Staad (Cargas).

Se presentan las cargas básicas introducidas en el programa Staad (únicamente cargas):

```

.....
*   CARGAS EN ESTRUCTURA
.....
***** CARGA MUERTA *****
LOAD 1 CARGA MUERTA
SELFWEIGHT Y -1.
MEMBER LOAD
* CARGAS NIVEL + 14.50
1011 CON GY -.22 1.02
1011 CON GY -.29 1.79
1017 CON GY -.29 .81
1017 CON GY -.22 1.58
1012 CON GY -.47 1.02
1012 CON GY -.55 1.79
1018 CON GY -.55 .81
1018 CON GY -.47 1.58
1013 CON GY -.47 1.02
1013 CON GY -.55 1.79
1019 CON GY -.55 .81
1019 CON GY -.47 1.58
1014 CON GY -.47 1.02
1014 CON GY -.55 1.79
1020 CON GY -.55 .81
1020 CON GY -.47 1.58
1015 CON GY -.41 1.02
1015 CON GY -.43 1.79
1021 CON GY -.43 .81
1021 CON GY -.41 1.58
1016 CON GY -.17 1.02
1016 CON GY -.17 1.79
1016 CON GY -.17 3.34
1016 CON GY -.17 4.27
1001 TO 1005 UNI GY -.05
1006 TO 1010 UNI GY -.05
1025 TO 1028 UNI GY -.05
* NIVEL + 15.80
MEMBER LOAD
1104 1105 UNI GY -.06
1107 1108 UNI GY -.06
1109 1110 UNI GY -.06
1101 1106 CON GY -.29 1.206
1101 1106 CON GY -.29 2.41
1101 1106 CON GY -.29 3.62
* NIVEL + 17
MEMBER LOAD
1225 CON GY -.11 .93
1225 CON GY -.11 1.86
1225 CON GY -.11 3.34
1225 CON GY -.11 4.27
1226 CON GY -.27 .93
1226 CON GY -.36 1.46
1226 CON GY -.36 3.34
1226 CON GY -.27 4.27
1227 CON GY -.36 .93
1227 CON GY -.36 1.86
1227 CON GY -.36 3.34
1227 CON GY -.36 4.27
1228 CON GY -.4 .93
1228 CON GY -.4 1.86
1228 CON GY -.4 3.34
1228 CON GY -.4 4.27
1229 CON GY -.4 .93
1229 CON GY -.4 1.86
1229 CON GY -.4 3.34
1229 CON GY -.4 4.27
1230 CON GY -.31 .93
1230 CON GY -.31 1.86
1230 CON GY -.31 3.34
1230 CON GY -.31 4.27
1231 CON GY -.11 .93
1231 CON GY -.11 1.86
1231 CON GY -.11 3.34
1231 CON GY -.11 4.27
1201 TO 1210 UNI GY -.05
1211 TO 1222 UNI GY -.05
* NIVEL + 19.30
MEMBER LOAD
1315 CON GY -.44 1.3
1315 CON GY -.13 2.6
1315 CON GY -.44 3.9
1316 CON GY -.88 1.3
1316 CON GY -.26 2.6
1316 CON GY -.88 3.9
1317 CON GY -.88 1.3
1317 CON GY -.26 2.6
1317 CON GY -.88 3.9
1318 CON GY -.88 1.3
1318 CON GY -.26 2.6
1318 CON GY -.88 3.9
1319 CON GY -.44 1.3
1319 CON GY -.44 2.6
1319 CON GY -.44 3.9
1301 TO 1304 UNI GY -.1
1305 TO 1310 UNI GY -.1
1305 CON GY -.45 2.9
1324 CON GY -.11 3.4
1326 1327 CON GY -.32 1.
1326 1327 CON GY -.32 2.
1326 1327 CON GY -.32 3.
1313 UNI GY -.13
1313 CON GY -.5 3.4
1314 UNI GY -.1
* NIVEL + 21.505
MEMBER LOAD
1405 CON GY -.32 1.15
1405 CON GY -.56 2.9
1405 CON GY -.56 3.075
1409 CON GY -.29 1.15
1409 UNI GY -.1
1420 CON GY -.1 1.6
* TOLVA 1
1406 CON GY -.6 1.8
1406 CON GY -.6 3.4
1410 TO 1412 UNI GY -.1

```



1416 CON GY -1.2 2.45  
1421 CON GY -.24 1.6  
\* TOLVA 2  
1407 CON GY -.6 1.8  
1407 CON GY -.6 3.4  
1413 UNI GY -.1  
1417 CON GY -1.2 2.45  
1422 CON GY -.24 1.6  
\* TOLVA 3  
1408 CON GY -.6 1.8  
1408 CON GY -.6 3.4  
1414 UNI GY -.1  
1418 CON GY -1.2 2.45  
1423 CON GY -.24 1.6  
1419 CON GY -.6 2.45  
1424 CON GY -.12 1.6  
\* TOLVA 4  
\* NIVEL + 26.64  
MEMBER LOAD  
1507 UNI GY -.06  
1511 UNI GY -.06  
1517 CON GY -.24 1.  
1517 CON GY -.26 1.95  
1523 CON GY -.26 .6  
1523 CON GY -.24 1.6  
1518 CON GY -.24 1.  
1518 CON GY -.26 1.95  
1524 CON GY -.26 .6  
1524 CON GY -.24 1.6  
\*\* NIVEL + 30.14  
MEMBER LOAD  
1611 CON GY -.23 1.  
1611 CON GY -.36 1.9  
1611 CON GY -.39 3.  
1611 CON GY -.25 4.1  
1612 CON GY -.23 .5  
1612 CON GY -.23 1.  
1612 CON GY -.77 1.9  
1612 CON GY -.39 3.  
1612 CON GY -.25 3.2  
1612 CON GY -.25 4.1  
1613 CON GY -.47 .5  
1613 CON GY -.7 1.9  
1613 CON GY -.51 3.2  
1613 CON GY -.48 4.1  
1614 CON GY -.48 .5  
1614 CON GY -.8 1.9  
1614 CON GY -.6 4.1  
1615 CON GY -.24 .5  
1615 CON GY -.24 1.9  
1615 CON GY -.38 4.1  
1601 TO 1604 UNI GY -.05  
1605 TO 1610 UNI GY -.05  
\* NIVEL + 32.64  
MEMBER LOAD  
1723 CON GY -.27 1.2  
1723 CON GY -.4 2.1  
1723 CON GY -.15 2.7  
1723 CON GY -.15 3.8  
1724 CON GY -.52 1.2  
1724 CON GY -.4 2.1  
1724 CON GY -.29 2.5  
1724 CON GY -.46 3.8  
1725 CON GY -.37 1.2  
1725 CON GY -.39 2.5  
1725 CON GY -.42 3.8  
1726 CON GY -.32 1.2  
1726 CON GY -.33 2.5  
1726 CON GY -.36 3.8  
1727 CON GY -.21 1.2  
1727 CON GY -.23 2.5  
1727 CON GY -.25 3.8  
1701 TO 1708 UNI GY -.07  
1709 TO 1718 UNI GY -.07  
\* NIVEL + 35.212  
MEMBER LOAD  
1813 CON GY -.31 1.3  
1813 CON GY -.31 2.6  
1813 CON GY -.31 3.9  
1814 CON GY -.44 1.2  
1814 CON GY -.31 2.6  
1814 CON GY -.13 3.  
1814 CON GY -.44 3.9  
1815 CON GY -.13 1.2  
1815 CON GY -.3 1.4  
1815 CON GY -.44 3.2  
1815 CON GY -.13 3.9  
1815 CON GY -.3 4.65  
1816 CON GY -.3 1.4  
1816 CON GY -.3 3.2  
1816 CON GY -.3 4.65  
1801 TO 1804 UNI GY -.1  
1805 TO 1810 UNI GY -.1  
\*  
\*\*\*\*\* CARGA VIVA \*\*\*\*\*  
\* CARGAS NIVEL + 14.50  
LOAD 2 CARGA VIVA  
MEMBER LOAD  
1011 CON GY -.77 1.02  
1011 CON GY -1.02 1.79  
1017 CON GY -1.02 .81  
1017 CON GY -.77 1.58  
1012 CON GY -1.65 1.02  
1012 CON GY -1.93 1.79

1018 CON GY -1.93 .81  
1018 CON GY -1.65 1.58  
1013 CON GY -1.65 1.02  
1013 CON GY -1.93 1.79  
1019 CON GY -1.93 .81  
1019 CON GY -1.65 1.58  
1014 CON GY -1.65 1.02  
1014 CON GY -1.93 1.79  
1020 CON GY -1.93 .81  
1020 CON GY -1.65 1.58  
1015 CON GY -1.65 1.02  
1015 CON GY -1.93 1.79  
1021 CON GY -1.93 .81  
1021 CON GY -1.65 1.58  
1016 CON GY -1.44 1.02  
1016 CON GY -1.51 1.79  
1016 CON GY -1.51 3.34  
1016 CON GY -1.51 4.27  
1001 TO 1005 UNI GY -.175  
1006 TO 1010 UNI GY -.175  
1025 TO 1028 UNI GY -.175  
\* NIVEL + 15.80  
MEMBER LOAD  
1104 1105 UNI GY -.21  
1107 1108 UNI GY -.21  
1109 1110 UNI GY -.21  
1101 1106 CON GY -1.02 1.206  
1101 1106 CON GY -1.02 2.41  
1101 1106 CON GY -1.02 3.62  
\* NIVEL + 17.00  
MEMBER LOAD  
1225 CON GY -.39 .93  
1225 CON GY -.39 1.86  
1225 CON GY -.39 3.34  
1225 CON GY -.39 4.27  
1226 CON GY -.95 .93  
1226 CON GY -1.26 1.86  
1226 CON GY -1.26 3.34  
1226 CON GY -1.26 4.27  
1227 CON GY -1.26 .93  
1227 CON GY -1.26 1.86  
1227 CON GY -1.26 3.34  
1227 CON GY -1.26 4.27  
1228 CON GY -1.4 .93  
1228 CON GY -1.4 1.86  
1228 CON GY -1.4 3.34  
1228 CON GY -1.4 4.27  
1229 CON GY -1.4 .93  
1229 CON GY -1.4 1.86  
1229 CON GY -1.4 3.34  
1229 CON GY -1.4 4.27  
1230 CON GY -1.1 .93  
1230 CON GY -1.1 1.86  
1230 CON GY -1.1 3.34  
1230 CON GY -1.1 4.27  
1231 CON GY -.39 .93  
1231 CON GY -.39 1.86  
1231 CON GY -.39 3.34  
1231 CON GY -.39 4.27  
1201 TO 1210 UNI GY -.175  
1211 TO 1222 UNI GY -.175  
\* NIVEL + 19.30  
MEMBER LOAD  
1315 CON GY -1.54 1.3  
1315 CON GY -.46 2.6  
1315 CON GY -1.54 3.9  
1316 CON GY -3.1 1.3  
1316 CON GY -.91 2.6  
1316 CON GY -3.1 3.9  
1317 CON GY -3.1 1.3  
1317 CON GY -.91 2.6  
1317 CON GY -3.1 3.9  
1318 CON GY -3.1 1.3  
1318 CON GY -.91 2.6  
1318 CON GY -3.1 3.9  
1319 CON GY -1.54 1.3  
1319 CON GY -.46 2.6  
1319 CON GY -1.54 3.9  
1301 TO 1304 UNI GY -.35  
1305 TO 1310 UNI GY -.35  
1305 CON GY -1.6 2.9  
1324 CON GY -.39 3.4  
1326 1327 CON GY -1.12 1.  
1326 1327 CON GY -1.12 2.  
1326 1327 CON GY -1.12 3.  
1313 UNI GY -.46  
1313 CON GY -1.75 3.4  
1314 UNI GY -.35  
\*\* NIVEL + 21.805  
MEMBER LOAD  
1405 CON GY -.9 2.1 15  
1405 CON GY -4.3 2.9  
1405 CON GY -4.3 3.  
1409 CON GY -10. 1.15  
1409 UNI GY -.35  
1420 CON GY -1.1 1.6  
\* TOLVA 1  
1406 CON GY -16.9 1.8  
1406 CON GY -16.9 3.  
1410 TO 1412 UNI GY -.35  
1416 CON GY -28.8 2.45  
1421 CON GY -7.5 1.6  
1421 CON GY -22.9 1.9  
\* TOLVA 2  
1407 CON GY -20.3 1.6



1407 CON GY -20.3 3.  
1413 UNI GY -.35  
1417 CON GY -34.4 2.45  
1422 CON GY -50.3 1.9  
\* TOLVA 3  
1408 CON GY -17. 1.8  
1408 CON GY -17. 3.  
1414 UNI GY -.35  
1418 CON GY -29. 2.45  
1423 CON GY -50.4 1.9  
1419 CON GY -29. 2.45  
1424 CON GY -23. 1.9  
\* TOLVA 4  
\*\* NIVEL + 26.64  
MEMBER LOAD  
1507 UNI GY -.18  
1511 UNI GY -.18  
1517 CON GY -.84 1.  
1517 CON GY -.91 1.95  
1523 CON GY -.91 .6  
1523 CON GY -.84 1.6  
1518 CON GY -.84 1.  
1518 CON GY -.91 1.95  
1524 CON GY -.91 .6  
1524 CON GY -.84 1.6  
\*\* NIVEL + 30.14  
MEMBER LOAD  
1611 CON GY -.81 1.  
1611 CON GY -1.26 1.9  
1611 CON GY -1.37 3.  
1611 CON GY -.88 4.1  
1612 CON GY -.81 .5  
1612 CON GY -.81 1.  
1612 CON GY -2.7 1.9  
1612 CON GY -1.34 3.  
1612 CON GY -.19 3.2  
1612 CON GY -.88 4.1  
1613 CON GY -1.65 .5  
1613 CON GY -2.45 1.9  
1613 CON GY -1.79 3.2  
1613 CON GY -1.68 4.1  
1614 CON GY -1.68 .5  
1614 CON GY -2.77 1.9  
1614 CON GY -2.14 4.1  
1615 CON GY -.84 .5  
1615 CON GY -.84 1.9  
1615 CON GY -1.33 4.1  
1601 TO 1604 UNI GY -.18  
1605 TO 1610 UNI GY -.18  
\*\* NIVEL +32.64  
MEMBER LOAD  
1723 CON GY -.88 1.2  
1723 CON GY -1.4 2.1  
1723 CON GY -.53 2.7  
1723 CON GY -.53 3.8  
1724 CON GY -1.82 1.2  
1724 CON GY -1.4 2.1  
1724 CON GY -1.1 2.5  
1724 CON GY -1.61 3.8  
1725 CON GY -1.33 1.2  
1725 CON GY -1.02 2.5  
1725 CON GY -1.47 3.8  
1726 CON GY -1.14 1.2  
1726 CON GY -.81 2.5  
1726 CON GY -.88 3.8  
1727 CON GY -.75 1.2  
1727 CON GY -.81 2.5  
1727 CON GY -.88 3.8  
1701 TO 1708 UNI GY -.25  
1709 TO 1718 UNI GY -.25  
\*\* NIVEL + 35.212  
MEMBER LOAD  
1813 CON GY -1.09 1.3  
1813 CON GY -1.09 2.6  
1813 CON GY -1.09 3.9  
1814 CON GY -1.65 1.2  
1814 CON GY -1.1 2.6  
1814 CON GY -.46 3.  
1814 CON GY -1.1 3.9  
1815 CON GY -.46 1.2  
1815 CON GY -1.05 1.4  
1815 CON GY -1.51 3.2  
1815 CON GY -1.09 3.9  
1815 CON GY -1.1 4.65  
1816 CON GY -1.05 1.4  
1816 CON GY -1.05 3.2  
1816 CON GY -1.05 4.65  
1801 1802 UNI GY -.23  
1803 1804 UNI GY -.35  
1805 1806 UNI GY -.23  
1807 TO 1810 UNI GY -.35

\*\*\*\*\* CARGA VIVA RED \*\*\*\*\*

LOAD 3 CARGA VIVA REDUCIDA  
MEMBER LOAD  
1011 CON GY -.58 1.02  
1011 CON GY -0.76 1.79  
1017 CON GY -0.76 .81  
1017 CON GY -.58 1.58  
1012 CON GY -1.24 1.02  
1012 CON GY -1.45 1.79  
1018 CON GY -1.45 .81  
1018 CON GY -1.24 1.58

1013 CON GY -1.24 1.02  
1013 CON GY -1.45 1.79  
1019 CON GY -1.45 .81  
1019 CON GY -1.24 1.58  
1014 CON GY -1.24 1.02  
1014 CON GY -1.45 1.79  
1020 CON GY -1.45 .81  
1020 CON GY -1.24 1.58  
1015 CON GY -1.24 1.02  
1015 CON GY -1.45 1.79  
1021 CON GY -1.45 .81  
1021 CON GY -1.24 1.58  
1016 CON GY -1.08 1.02  
1016 CON GY -1.13 1.79  
1016 CON GY -1.13 3.34  
1016 CON GY -1.13 4.27  
1001 TO 1005 UNI GY -.13  
1006 TO 1010 UNI GY -.13  
1025 TO 1028 UNI GY -.13  
\* NIVEL + 15.80  
MEMBER LOAD  
1104 1105 UNI GY -.16  
1107 1108 UNI GY -.16  
1109 1110 UNI GY -.16  
1101 1106 CON GY -0.76 1.206  
1101 1106 CON GY -0.76 2.41  
1101 1106 CON GY -0.76 3.62  
\* NIVEL + 17.00  
MEMBER LOAD  
1225 CON GY -.3 .93  
1225 CON GY -.3 1.86  
1225 CON GY -.3 3.34  
1225 CON GY -.3 4.27  
1226 CON GY -.71 .93  
1226 CON GY -0.95 1.86  
1226 CON GY -0.95 3.34  
1226 CON GY -0.95 4.27  
1227 CON GY -0.95 .93  
1227 CON GY -0.95 1.86  
1227 CON GY -0.95 3.34  
1227 CON GY -0.95 4.27  
1228 CON GY -1.05 .93  
1228 CON GY -1.05 1.86  
1228 CON GY -1.05 3.34  
1228 CON GY -1.05 4.27  
1229 CON GY -1.05 .93  
1229 CON GY -1.05 1.86  
1229 CON GY -1.05 3.34  
1229 CON GY -1.05 4.27  
1230 CON GY -0.83 .93  
1230 CON GY -0.83 1.86  
1230 CON GY -0.83 3.34  
1230 CON GY -0.83 4.27  
1231 CON GY -.3 .93  
1231 CON GY -.3 1.86  
1231 CON GY -.3 3.34  
1231 CON GY -.3 4.27  
1201 TO 1210 UNI GY -.13  
1211 TO 1222 UNI GY -.13  
\* NIVEL + 19.30  
MEMBER LOAD  
1315 CON GY -1.16 1.3  
1315 CON GY -.35 2.6  
1315 CON GY -1.16 3.9  
1316 CON GY -2.33 1.3  
1316 CON GY -.68 2.6  
1316 CON GY -2.33 3.9  
1317 CON GY -2.33 1.3  
1317 CON GY -.68 2.6  
1317 CON GY -2.33 3.9  
1318 CON GY -2.33 1.3  
1318 CON GY -.68 2.6  
1318 CON GY -2.33 3.9  
1319 CON GY -1.16 1.3  
1319 CON GY -.35 2.6  
1319 CON GY -1.16 3.9  
1301 TO 1304 UNI GY -.26  
1305 TO 1310 UNI GY -.26  
1305 CON GY -1.2 2.9  
1324 CON GY -.3 3.4  
1326 1327 CON GY -0.84 1.  
1326 1327 CON GY -0.84 2.  
1326 1327 CON GY -0.84 3.  
1313 UNI GY -.35  
1313 CON GY -1.31 3.4  
1314 UNI GY -.26  
\*\* NIVEL + 21.805  
MEMBER LOAD  
1405 CON GY -6.15 1.15  
1405 CON GY -3.225 2.9  
1405 CON GY -3.225 3.  
1409 CON GY -7.5 1.15  
1409 UNI GY -.26  
1420 CON GY -1.1 1.6  
\* TOLVA 1  
1406 CON GY -12.7 1.8  
1406 CON GY -12.7 3.  
1410 TO 1412 UNI GY -.26  
1416 CON GY -21.6 2.45  
1421 CON GY -5.6 1.6  
1421 CON GY -17.2 1.9  
\* TOLVA 2  
1407 CON GY -15.2 1.8  
1407 CON GY -15.2 3.  
1413 UNI GY -.26



1417 CON GY -25.8 2.45  
1422 CON GY -37.7 1.9  
\* TOLVA 3  
1408 CON GY -12.8 1.8  
1408 CON GY -12.8 3.  
1414 UNI GY -.26  
1418 CON GY -21.8 2.45  
1423 CON GY -37.8 1.9  
1419 CON GY -21.8 2.45  
1424 CON GY -17.3 1.9  
\* TOLVA 4  
\*\* NIVEL + 26.64  
MEMBER LOAD  
1507 UNI GY -.14  
1511 UNI GY -.14  
1517 CON GY -.63 1.  
1517 CON GY -.68 1.95  
1523 CON GY -.68 .6  
1523 CON GY -.63 1.6  
1518 CON GY -.63 1.  
1518 CON GY -.68 1.95  
1524 CON GY -.68 .6  
1524 CON GY -.63 1.6  
\*\* NIVEL + 30.14  
MEMBER LOAD  
1611 CON GY -.61 1.  
1611 CON GY -0.95 1.9  
1611 CON GY -1.03 3.  
1611 CON GY -.66 4.1  
1612 CON GY -.61 .5  
1612 CON GY -.61 1.  
1612 CON GY -2.0 1.9  
1612 CON GY -1.0 3.  
1612 CON GY -.14 3.2  
1612 CON GY -.66 4.1  
1613 CON GY -1.24 .5  
1613 CON GY -1.83 1.9  
1613 CON GY -1.34 3.2  
1613 CON GY -1.26 4.1  
1614 CON GY -1.26 .5  
1614 CON GY -2.08 1.9  
1614 CON GY -1.61 4.1  
1615 CON GY -.63 .5  
1615 CON GY -.63 1.9  
1615 CON GY -1.0 4.1  
1601 TO 1604 UNI GY -.14  
1605 TO 1610 UNI GY -.14  
\*\* NIVEL +32.64  
MEMBER LOAD  
1723 CON GY -.66 1.2  
1723 CON GY -1.05 2.1  
1723 CON GY -.4 2.7  
1723 CON GY -.4 3.8  
1724 CON GY -1.34 1.2  
1724 CON GY -1.05 2.1  
1724 CON GY -0.83 2.5  
1724 CON GY -1.21 3.8  
1725 CON GY -1.0 1.2  
1725 CON GY -0.75 2.5  
1725 CON GY -1.10 3.8  
1726 CON GY -0.86 1.2  
1726 CON GY -.61 2.5  
1726 CON GY -.66 3.8  
1727 CON GY -.56 1.2  
1727 CON GY -.61 2.5  
1727 CON GY -.66 3.8  
1701 TO 1708 UNI GY -.19  
1709 TO 1718 UNI GY -.19  
\*\* NIVEL + 35.212  
MEMBER LOAD  
1813 CON GY -0.82 1.3  
1813 CON GY -0.82 2.6  
1813 CON GY -0.82 3.9  
1814 CON GY -1.24 1.2  
1814 CON GY -0.83 2.6  
1814 CON GY -.35 3.  
1814 CON GY -0.83 3.9  
1815 CON GY -.35 1.2  
1815 CON GY -0.79 1.4  
1815 CON GY -1.13 3.2  
1815 CON GY -0.80 3.9  
1815 CON GY -0.83 4.65  
1816 CON GY -0.79 1.4  
1816 CON GY -0.79 3.2  
1816 CON GY -0.79 4.65  
1801 1802 UNI GY -.17  
1803 1804 UNI GY -.26  
1805 1806 UNI GY -.17  
1807 TO 1810 UNI GY -.26  
\*\*\*\*\* CARGA DE EQUIPO \*\*\*\*\*  
\*  
LOAD 4 CARGA EQUIPO  
MEMBER LOAD  
\* NIVEL -14.500  
1011 CON GY -.53 1.79  
1017 CON GY -.53 .91  
1012 CON GY -1.08 1.79  
1018 CON GY -1.08 .91  
1013 CON GY -.73 1.79  
1019 CON GY -.73 .91  
1014 CON GY -.95 1.79  
1020 CON GY -.35 .91  
1015 CON GY -.62 1.79

1021 CON GY -.62 .91  
1016 CON GY -.17 1.79  
1016 CON GY -.17 3.41  
\* NIVEL +17.000  
MEMBER LOAD  
1226 CON GY -.31 1.86  
1226 CON GY -.31 3.34  
1227 CON GY -.49 1.86  
1227 CON GY -.49 3.34  
1228 CON GY -.56 1.86  
1228 CON GY -.56 3.34  
1229 CON GY -.71 1.86  
1229 CON GY -.71 3.34  
1230 CON GY -.31 1.86  
1230 CON GY -.31 3.34  
\* NIVEL + 19.30  
1305 CON GY -1.55 3.2  
1313 CON GY -1.1 3.2  
1324 CON GY -1.3 .5  
1324 CON GY -1.3 3.1  
\*\* NIVEL + 21.805  
MEMBER LOAD  
1405 CON GY -.75 1.15  
1405 CON GY -.67 2.9  
1405 CON GY -.67 3.  
1409 CON GY -2.1 1.15  
1409 UNI GY -.5  
1420 CON GY -.3 1.6  
\* TOLVA 1  
1406 CON GY -1.74 1.8  
1406 CON GY -1.74 3.  
1410 TO 1412 UNI GY -.5  
1416 CON GY -4.65 2.45  
1421 CON GY -1.2 1.6  
1421 CON GY -2.35 1.9  
\* TOLVA 2  
1407 CON GY -1.74 1.8  
1407 CON GY -1.74 3.  
1413 UNI GY -.5  
1417 CON GY -5.92 2.45  
1422 CON GY -4.7 1.9  
\* TOLVA 3  
1408 CON GY -1.74 1.8  
1408 CON GY -1.74 3.  
1414 UNI GY -.5  
1418 CON GY -5.92 2.45  
1423 CON GY -4.7 1.9  
1419 CON GY -2.96 2.45  
1424 CON GY -2.35 1.9  
\* TOLVA 4  
\*\* NIVEL + 30.14  
MEMBER LOAD  
1611 CON GY -.43 1.9  
1612 CON GY -1.35 1.9  
1612 CON GY -.44 3.2  
1613 CON GY -.87 1.9  
1613 CON GY -.87 3.2  
1613 CON GY -.33 4.1  
1614 CON GY -.21 1.9  
1614 CON GY -1.4 4.1  
\*\* NIVEL +32.64  
MEMBER LOAD  
1725 CON GY -1.1 1.2  
1725 CON GY -1.1 2.5  
1726 CON GY -2.05 1.2  
1726 CON GY -2.05 2.5  
1727 CON GY -.75 1.2  
1727 CON GY -.75 2.5  
\*\* NIVEL + 35.212  
1814 CON GY -.12 1.2  
1814 CON GY -.12 3.2  
1815 CON GY -.12 1.2  
1815 CON GY -.84 3.2  
1815 CON GY -.72 4.65  
1816 CON GY -.62 3.2  
1816 CON GY -.62 4.65  
\*\*\*\*\* CARGA DE SISMO +2 \*\*\*\*\*  
\*  
LOAD 5 SISMO +Z  
JOINT LOAD  
\*\*\*\*\* EJE 1 \*\*\*\*\*  
\* NIVEL + 35.212  
JOINT LOAD  
191 196 FZ 0.73  
\* NIVEL + 32.64  
167 176 FZ -0.12  
\* NIVEL + 30.14  
147 152 FZ 0.85  
\* NIVEL +26.64  
127 132 FZ .60  
\* NIVEL + 21.0  
107 112 FZ 0.38  
\* NIVEL + 19.300  
83 88 99 101 FZ .31  
\* NIVEL + 17.000  
55 66 FZ .34  
\* NIVEL + 15.800  
49 50 FZ .30  
\* NIVEL + 14.500  
17 29 FZ .10  
\*\*\*\*\* EJE 2 \*\*\*\*\*  
\* NIVEL + 35.212  
JOINT LOAD



```

192 197 FZ 2.46
* NIVEL + 32.640
169 178 FZ .60
* NIVEL + 30.140
148 153 FZ 1.7
* NIVEL + 26.640
128 133 FZ .60
* NIVEL + 21.805
108 113 FZ 7.5
* NIVEL + 19.300
84 89 100 102 FZ 0.73
* NIVEL + 17.000
57 68 FZ .50
* NIVEL + 14.500
18 30 FZ .25
***** EJE 3 *****
* NIVEL + 35.212
JOINT LOAD
195 202 FZ 1.75
* NIVEL + 32.640
171 182 FZ 1.6
* NIVEL + 30.140
149 156 FZ 1.80
* NIVEL + 26.640
* NIVEL + 21.805
109 116 FZ 11.45
* NIVEL + 19.300
85 92 FZ 750
* NIVEL + 17.000
59 72 FZ .5
* NIVEL + 14.500
19 31 FZ .32
***** EJE 4 *****
* NIVEL + 32.212
JOINT LOAD
173 184 FZ 2.83
* NIVEL + 30.140
150 157 FZ 1.44
* NIVEL + 26.640
* NIVEL + 21.805
110 117 FZ 12.1
* NIVEL + 19.300
86 93 FZ .84
* NIVEL + 17.000
61 74 FZ .47
* NIVEL + 14.500
20 32 FZ .37
***** EJE 5 *****
* NIVEL + 32.640
JOINT LOAD
175 186 FZ 1.41
* NIVEL + 30.140
151 159 FZ 0.82
* NIVEL + 26.640
* NIVEL + 21.805
111 118 FZ 12.741
* NIVEL + 19.300
87 94 FZ .51
* NIVEL + 17.000
63 76 FZ .35
* NIVEL + 14.500
21 33 FZ .34
***** EJE 6 *****
* NIVEL + 17.000
65 78 FZ .5
* NIVEL + 14.500
22 34 FZ .26
***** CARGA DE SISMO +X *****
*
LOAD 6 SISMO +X
JOINT LOAD
***** EJE A *****
* NIVEL + 35.212
191 FX 3.096
* NIVEL + 32.640
167 FX 4.44
* NIVEL + 30.140
147 FX 4.95
* NIVEL + 26.640
127 FX -0.85
* NIVEL + 21.805
107 FX -6.7
* NIVEL + 19.300
83 FX -3.26
* NIVEL + 17.000
55 FX 1.073
* NIVEL + 15.800
51 53 FX 1.
* NIVEL + 14.500
17 FX 1.
***** EJE B *****
* NIVEL + 35.212
196 FX 6.70
* NIVEL + 32.640
176 FX 9.764
* NIVEL + 30.140
152 FX 8.023
* NIVEL + 26.640
132 FX 3.14
* NIVEL + 21.805
112 FX 81.269
* NIVEL + 19.300
88 FX 7.592

```

```

* NIVEL + 17.000
66 FX 2.96
* NIVEL + 14.500
29 FX 2.0
***** EJE C *****
* NIVEL + 19.300
99 FX 2.775
* NIVEL + 17.000
53 FX 1.224
***** EJE D *****
* NIVEL + 19.300
101 FX 2.461
***** CARGA DE VIENTO +X *****
*
LOAD 7 CARGA VIENTO +X
MEMBER LOAD
5001 TO 5016 5023 5024 5101 TO 5114 5201 TO 5210 5301
TO 5308 5323 5327 -
5401 TO 5410 5505 TO 5514 5605 TO 5614 5701 TO 5706
5711 TO 5714 UNI GX .185
** COLUMNAS **
1813 TO 1816 UNI GX .078
** N.+35.212 **
1721 TO 1727 UNI GX .078
** N.+32.640 **
1611 TO 1615 UNI GX .078
** N.+32.640 **
1517 TO 1521 1523 TO 1527 UNI GX .078
** N.+30.140 **
1415 TO 1424 UNI GX .185
** N.+26.640 **
MEMBER LOAD
1405 CON GX .31 1.15
1405 CON GX .31 2.9
1405 CON GX .31 3.075
1420 CON GX .31 1.6
* TOLVA 1
1406 CON GX .72 1.8
1406 CON GX .72 3.4
1416 CON GX 1.44 2.45
1421 CON GX .72 1.6
* TOLVA 2
1407 CON GX .72 1.8
1407 CON GX .72 3.4
1417 CON GX 1.44 2.45
1422 CON GX .72 1.6
* TOLVA 3
1408 CON GX .72 1.8
1408 CON GX .72 3.4
1418 CON GX 1.44 2.45
1423 CON GX .28 1.6
1419 CON GX .72 2.45
1424 CON GX .14 1.6
* TOLVA 4
1315 TO 1319 UNI GX .078
1324 TO 1327 UNI GX .051
** N.+21.805 **
1225 TO 1231 UNI GX .078
** N.+19.300 **
1102 TO 1105 1107 TO 1110 UNI GX .078
** N.+17.000 **
1011 TO 1021 UNI GX .078
** N.+14.500 **
***** CARGA DE VIENTO +Z *****
*
LOAD 8 CARGA VIENTO +Z
MEMBER LOAD
5001 TO 5016 5023 5024 5101 TO 5114 5201 TO 5210 5301
TO 5308 5323 5327 -
5401 TO 5410 5505 TO 5514 5605 TO 5614 5701 TO 5706
5711 TO 5714 UNI GZ .053
** COLUMNAS **
1801 TO 1810 UNI GZ .1
** N.+35.212 **
1701 TO 1718 UNI GZ .1
** N.+32.640 **
1601 TO 1610 UNI GZ .1
** N.+32.640 **
1507 TO 1516 UNI GZ .1
** N.+30.140 **
1405 TO 1414 UNI GZ .185
** N.+26.640 **
MEMBER LOAD
1405 CON GZ .31 1.15
1405 CON GZ .31 2.9
1405 CON GZ .31 3.075
1420 CON GZ .31 1.6
* TOLVA 1
1406 CON GZ .72 1.8
1406 CON GZ .72 3.4
1416 CON GZ 1.44 2.45
1421 CON GZ .72 1.6
* TOLVA 2
1407 CON GZ .72 1.8
1407 CON GZ .72 3.4
1417 CON GZ 1.44 2.45
1422 CON GZ .72 1.6
* TOLVA 3
1408 CON GZ .72 1.8
1408 CON GZ .72 3.4
1418 CON GZ 1.44 2.45

```



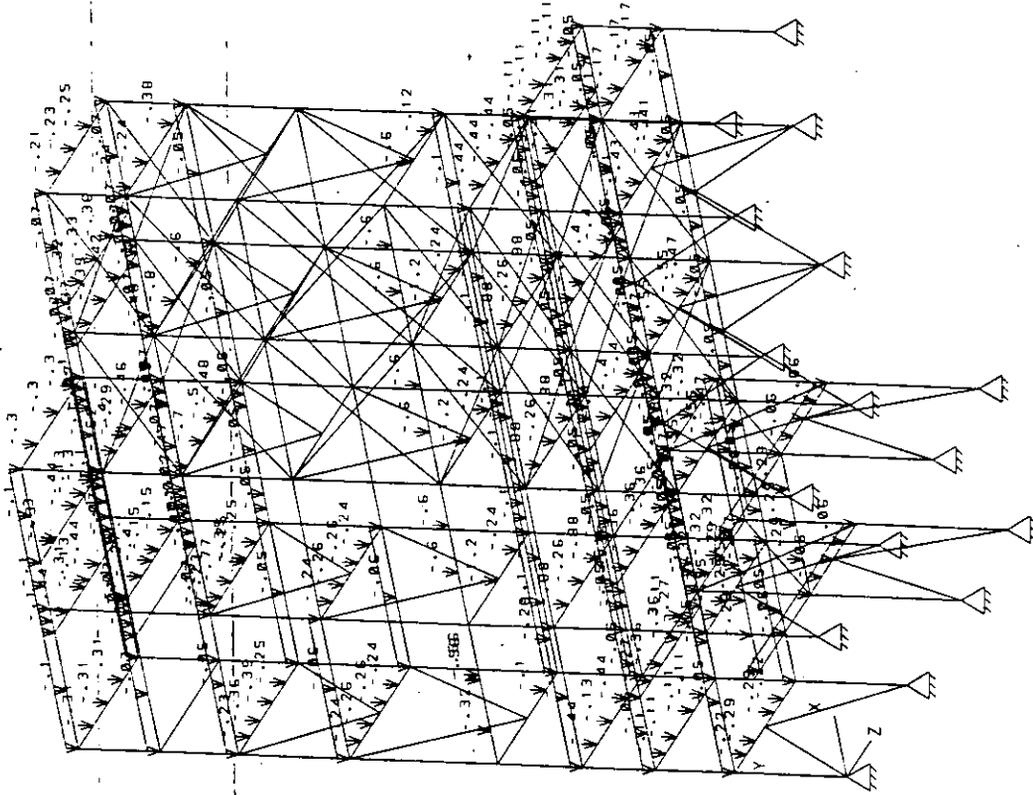
1423 CON G2 .28 1.6  
1419 CON G2 .72 2.45  
1424 CON G2 .14 1.6  
\* TOLVA 4  
1301 TO 1310 UNI GZ .1  
1313 1314 UNI GZ .1  
\*\* N.+21.805 \*\*

1201 TO 1222 UNI GZ .1  
\*\* N.+19.300 \*\*  
1101 1106 UNI GZ .078  
\*\* N.+17.000 \*\*  
1001 TO 1010 1024 TO 1028 UNI GZ .051  
\*\* N.+14.500 \*\*  
\*\*\*\*\*

Como se puede ver se ha procurado hasta el momento la localización de las cargas por cada nivel, lo que nos facilita el trabajo de rastreo de una carga para su modificación, es decir, si por algún motivo se requiere cambiar una carga será fácil localizarla y actualizar el valor.

También podemos verificar las descargas originadas por las tolvas en los miembros correspondientes así como las cargas sísmicas que están actuando en los niveles correspondientes.

LN= 1  
 NR/CILM  
 SELFWEIGHT Y 1.0



CARGA MUERTA (CM)

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 169

NM = 367

NE = 0

NS = 0

NRJ = 16

NL = 11

XMAX = 22.5

YMAX = 24.2

ZMAX = 14.0

J=169, M=367

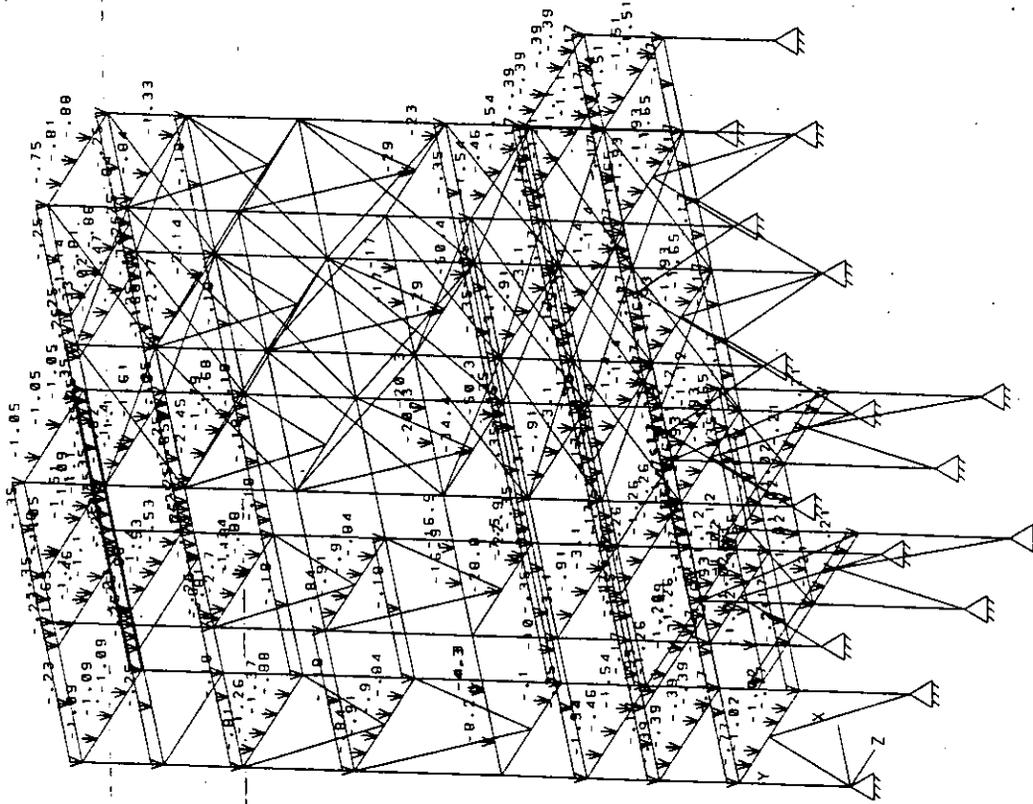
UNIT MEI MIO

S T A D P O S T - P L O T (REV: 22.30)

DATE: MAR 31 2006

TITLE: EDIFICIO TOLVAS

LN= 2 MN/ELEM



CARGA VIVA (CV)

UNIT MET MTO

DATE: MAR 3. 2000

ST A A D P O S T - P L O T (REV: 22.30)

TITLE: EDIFICIO TOLVAS

J=169, M=367

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ= 169

NM = 367

NE = 0

NS = 0

NRJ= 16

NL = 11

XMAX= 22.5

YMAX= 24.2

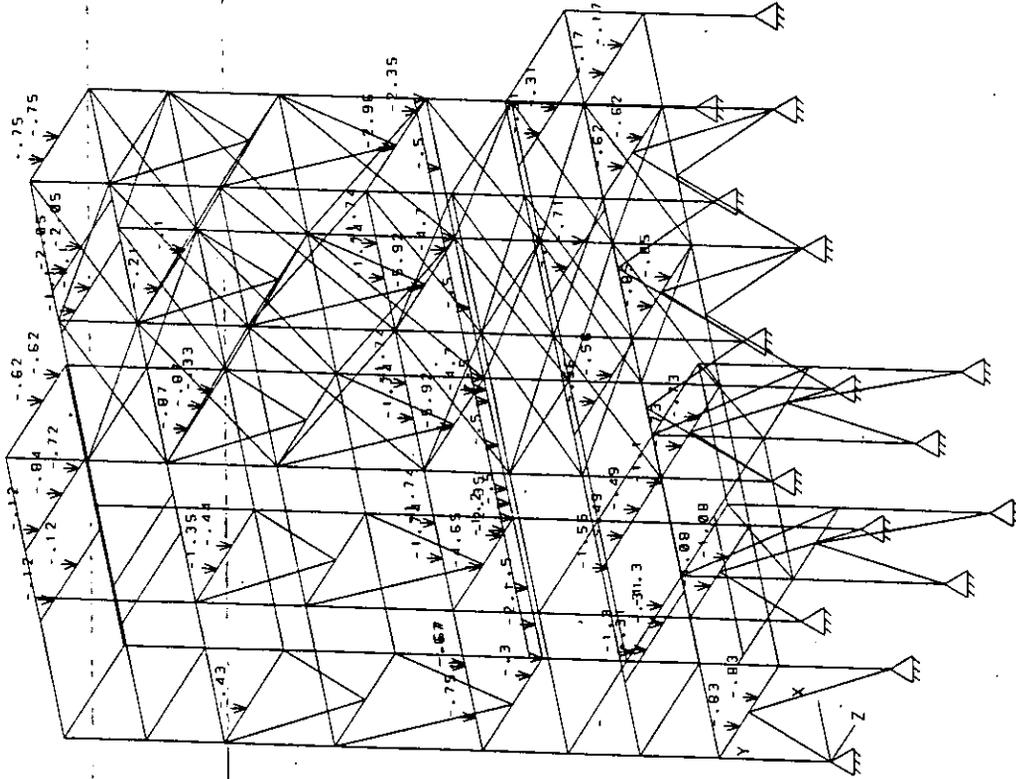
ZMAX= 14.0



LN= 4 MN/ELEM

CARGA EQUIPOS (CE)

UNIT MET MIO



STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 169

NM = 367

NE = 0

NS = 0

NRJ = 16

NL = 11

XMAX = 22.5

YMAX = 24.2

ZMAX = 14.0

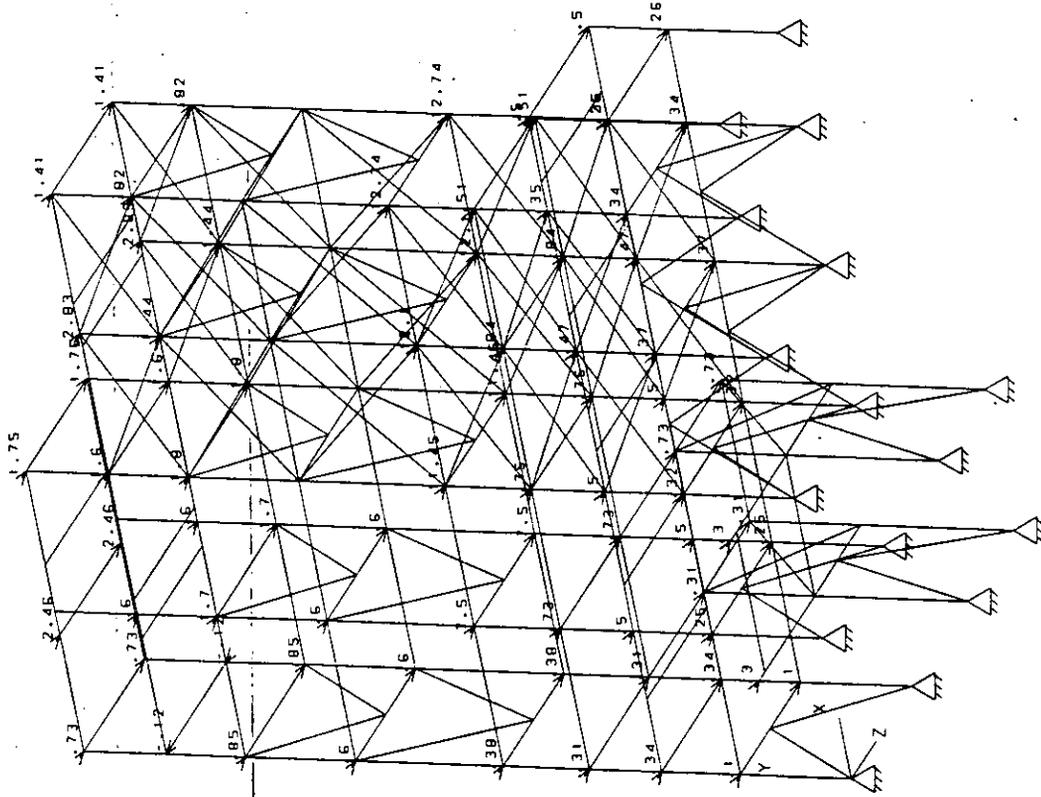
J=169,M=367

S T A D P O S T - P L O T (REV: 22.3a)

TITLE: EDIFICIO TOLVAS

DATE: MAR 3, 2000

LINE 5 MN/ELEM



SISMO + Z

UNIT MET MIO

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 169

NM = 367

NE = 0

NS = 0

NRJ = 16

NL = 11

XMAX = 22.5

YMAX = 24.2

ZMAX = 14.0

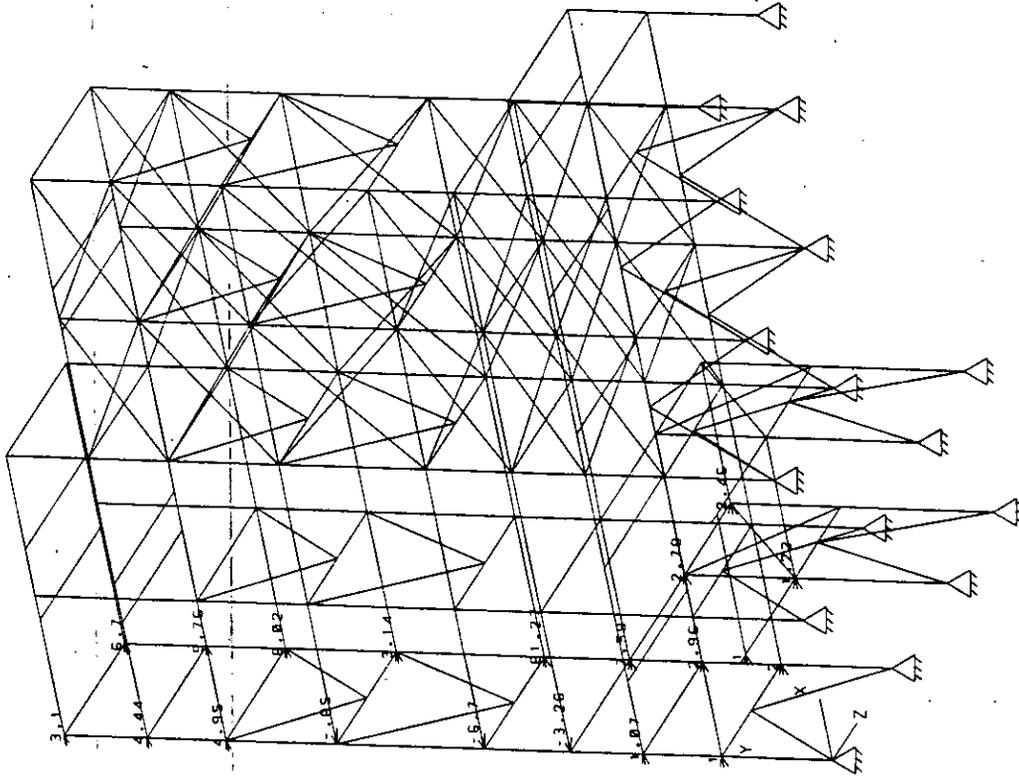
J=169, M=367

STADPOST - PLOT (REV: 22.30)

TITLE: EDIFICIO TOLVAS

DATE: MAR 3. 2000

LN= 6 MN/ELEM



SISMO + X

UNIT MET MTO

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 169

NM = .367

NE = 0

NS = 0

NRJ = 16

NL = 11

XMAX = 22.5

YMAX = 24.2

ZMAX = 14.0

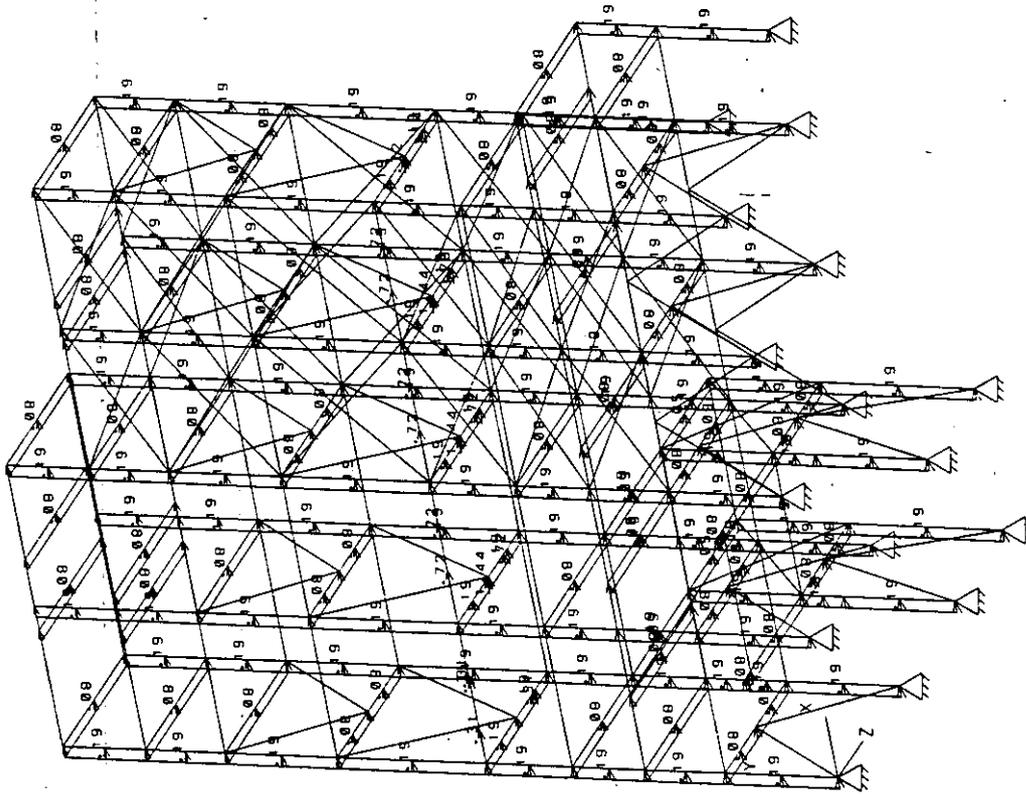
J=169, M=367

S T A D P O S T - P L O T (REV: 22.3a)

DATE: MAR 3, 2000

TITLE: EDIFICIO TOLVAS

LN= 7 MN/ELEM



VIENTO + X

UNIT MET MTO

DATE: MAR 3. 2000

S T A D P O S T - P L O T (REV: 22.3a)

TITLE: EDIFICIO TOLVAS

J=169,M=367

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 169

NM = 367

NE = 0

NS = 0

NRJ = 16

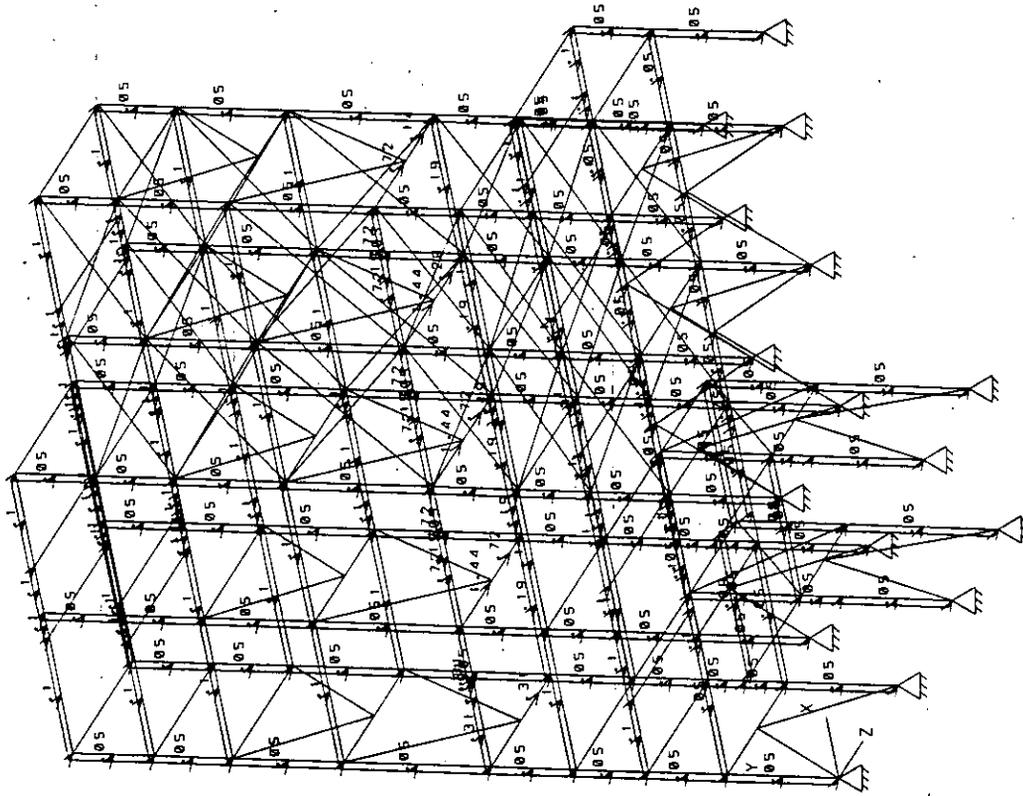
NL = 11

XMAX = 22.5

YMAX = 24.2

ZMAX = 14.0

LN= 8 MN/ELEM



VIENTO + Z

UNIT MET MTO

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 169

NM = 367

NE = 0

NS = 0

NRJ = 16

NL = 11

XMAX = 22.5

YMAX = 24.2

ZMAX = 14.0

J=169, M=367

S T A D P O S T - P L O T (REV: 22.30)

TITLE: EDIFICIO TOLVAS

DATE: MAR 3, 2000



#### IV.9 CONSIDERACIONES ESPECIALES EN ESTRUCTURA.

Hasta este momento se ha podido mostrar la capacidad de captura de datos de entrada del programa Staad para el posterior análisis, sin embargo, nos falta el diseño final desarrollado en función de los valores que rigen un diseño para acero estructural.

Independientemente de realizar el análisis y diseño de la estructura, debemos tomar algunas consideraciones especiales en cuestión de las cargas sísmicas que existen en las tolvas de material para encontrar la condición mas desfavorable cuando aparezca este efecto.

El análisis estático que desarrollamos en el tema IV.8 nos servirá en forma fundamental para aplicar las cargas en los marcos para los efectos de sismo, pues el análisis torsional que desarrollamos en el tema IV.9 nos proporciona una idea de como se comporta el edificio ante la aparición de la carga accidental cuando todas las tolvas están cargadas, pero no hemos tomado en cuenta el efecto de sismo cuando una o tres de las tolvas no están cargadas, lo que nos puede generar un excentricidad en el nivel +21.805 (nivel de apoyo de tolvas) que difiere del estimado inicialmente y consecuentemente ocasionar un efecto torsional diferente al considerado en el tema IV.9 a pesar de que este nuevo efecto no sea tan desfavorable.

Tal vez una solución factible (aunque no sea esta totalmente real), puede que sea el hacer un análisis torsional para cada condición diferente de carga (una tolva vacía, dos tolvas vacías, 3 tolvas vacías, etc) lo que nos incrementa el trabajo de análisis torsionales pero que carecen de un fundamento tangible cuando el procedimiento aplique en ese nivel, pues tal procedimiento tiene como principio que exista un diafragma rígido que realmente distribuya las cargas laterales a todas las columnas en forma eficiente, tal consideración tal vez aplique en realidad cuando todas las tolvas estuvieran cargadas y exista una rigidez en el plano horizontal del nivel +21.805. Pero ese principio considerado cuando existan las diferentes combinaciones de carga en las tolvas (una o dos vacías) no aplicaría enteramente, pues al tener una tolvas vacía tendríamos que analizar la rigidez del cilindro vacío en el plano de apoyo y garantizar que dicha rigidez realmente distribuye la carga similar a que lo haría un diafragma rígido de vigas y contravientos horizontales.

Para no complicar demasiado el análisis sísmico del edificio podemos tomar una solución más real del efecto sísmico en la estructura para cada una de las tolvas, es decir, podemos tomar las cargas laterales generadas en cada marco por efecto de sismo del tema IV.8 y ubicarlas en su correspondiente posición (tal como se obtuvieron las descargas de carga muerta y viva de las tolvas), pero actuando en el plano horizontal correspondiente (X ó Z). Esta consideración, tal vez no es totalmente real, pero se aproxima en mucho al efecto que realmente ocasionan las tolvas en el edificio. Probablemente esta solución sea más desfavorable que la real y por lo tanto nos proporcionará un pequeño factor de seguridad en el análisis del edificio y este nos arroje un diseño más justificable.

Por lo tanto tendremos que definir las diferentes condiciones de carga de las tolvas y definir las cargas laterales que en cada una aplica.



Posibles combinaciones de carga en tolvas considerando las demás están llenas, tendremos las siguientes:

- 1) Tolva T-1 vacía
- 2) Tolva T-2 vacía
- 3) Tolva T-3 vacía
- 4) Tolva T-4 vacía
- 5) Tolvas T-1 y T-2 vacías
- 6) Tolvas T-1 y T-3 vacías
- 7) Tolvas T-1 y T-4 vacías
- 8) Tolvas T-3 y T-4 vacías
- 9) Tolvas T-2 y T-3 vacías

De esta forma, tendremos que considerar igualmente las cargas verticales actuantes para una de estas combinaciones. Por lo tanto nuestros datos de entrada serán modificados para poder lograr ubicar esas combinaciones y tener disponibles las combinaciones de sismo disponibles, También tenemos que hacer énfasis que el efecto de sismo más desfavorable es en la dirección Z del edificio, por lo que solamente lograremos fuerzas sísmicas en dirección Z para no hacer más complicadas nuestras condiciones de carga.

De esta forma presentamos las condiciones de carga básicas de la estructura de esta forma:

- |   |                                    |
|---|------------------------------------|
| 1) CM                                       | Carga Muerta                       |
| 2) CV max                                   | Carga Viva máxima                  |
| 3) CV red                                   | Carga Viva Reducida                |
| 4) CE                                       | Carga de Equipos                   |
| 5) SZ+                                      | Carga de Sismo dirección +Z        |
| 6) SX+                                      | Carga de Sismo dirección +X        |
| 7) WZ+                                      | Carga de Viento +Z                 |
| 8) WX+                                      | Carga de Viento +X                 |
| 9) CT <sub>LL</sub>                         | Carga de Tolvas Llenas             |
| 10) CT <sub>LL</sub> + SZ+                  | Carga de Tolvas Llenas + SZ+       |
| 11) CT <sub>1</sub> + SZ+                   | Carga de Tolva 1 vacía + SZ+       |
| 12) CT <sub>2</sub> + SZ+                   | Carga de Tolva 2 vacía + SZ+       |
| 13) CT <sub>3</sub> + SZ+                   | Carga de Tolva 3 vacía + SZ+       |
| 14) CT <sub>4</sub> + SZ+                   | Carga de Tolva 4 vacía + SZ+       |
| 15) CT <sub>1</sub> & CT <sub>2</sub> + SZ+ | Carga de Tolvas 1 y 2 vacías + SZ+ |
| 16) CT <sub>1</sub> & CT <sub>3</sub> + SZ+ | Carga de Tolvas 1 y 3 vacías + SZ+ |
| 17) CT <sub>1</sub> & CT <sub>4</sub> + SZ+ | Carga de Tolvas 1 y 4 vacías + SZ+ |
| 18) CT <sub>3</sub> & CT <sub>4</sub> + SZ+ | Carga de Tolvas 3 y 4 vacías + SZ+ |
| 19) CT <sub>2</sub> & CT <sub>3</sub> + SZ+ | Carga de Tolvas 2 y 3 vacías + SZ+ |

Es así que podemos mostrar las cargas permanentes y de servicio en forma simplificada y fácil de identificar en el programa y que serán base para lograr nuestras combinaciones de



carga en conjunto a las cargas accidentales. Nótese en el caso de las cargas de las tolvas con sismo que se pretende agregar el efecto del sismo únicamente cuando la carga vertical está presente y con ello no proporcionar cargas laterales cuando las tolvas estén vacías de material pretendiendo lograr el efecto más real de las cargas laterales que afectan a la estructura y que le pudieran ocasionar efectos de excentricidad en el nivel de tolvas que muestren un comportamiento diferente al que se presentaría si se tuviera un diafragma rígido que distribuyera las cargas laterales a todas las columnas del entrepiso en forma proporcional.

Una vez que hemos obtenido las cargas básicas de nuestro análisis, podemos proceder a obtener las combinaciones de carga definitivas y que nos proporcionen el comportamiento global del edificio más real y obtengamos el diseño de todos los elementos principales con la condición más desfavorable para su diseño.

#### IV.10 COMBINACIONES DE CARGA PARA ANÁLISIS FINAL

Es momento de obtener las combinaciones de carga más desfavorables, pues por lo general este es el punto más cuestionable entre las consideraciones de carga que tiene un ingeniero con respecto a otro, por que es difícil acertar de primera instancia las condiciones de carga que se puedan presentar en realidad y que probablemente sean la combinación más desfavorable desde que la estructura se está construyendo.

Sin embargo, el reglamento de construcciones del Distrito Federal en sus N.T.C. para el diseño de estructuras nos recomienda hacer combinaciones de carga desde que la estructura está terminada de construir e incluso desde el montaje de algunas estructuras, pues tal vez tengan que ser diseñadas para una sola función en toda su vida útil.

En nuestro edificio consideraremos todas las recomendaciones antes mencionadas e intentaremos cubrir todas las condiciones de carga desfavorables que puedan existir, aunque algunas veces otras se omiten inmediatamente por no ser condiciones probables que hicieran fallar a nuestro edificio.

A continuación se muestran las combinaciones de carga más desfavorables en el edificio de tolvas:

- Cargas máximas de servicio:

$$20) CM + CV \max + CE + CT_{LL}$$

- Cargas de Montaje de estructura:

$$21) 0.75 (CM + WZ+)$$

$$22) 0.75 (CM + WX+)$$



- Cargas accidentales de servicio:

- 23) 0.75 (CM + CVRED + CE + CTLL + SX+ + 0.3 SZ+)
- 24) 0.75 (CM + CVRED + CE + CTLL + 0.3 SX+ + SZ+)
- 25) 0.75 (CM + CVRED + CE + CTLL + SX+ - 0.3 SZ)
- 26) 0.75 (CM + CVRED + CE + CTLL - 0.3 SX + SZ+)
- 27) 0.75 (CM + CVRED + CE + CTLL - 0.3 SX - SZ)
- 28) 0.75 (CM + CVRED + CE + CTLL - SX -0.3 SZ)
- 29) 0.75 (CM + CVRED + CE + CTLL - SX +0.3SZ)
- 30) 0.75 (CM + CVRED + CE + CTLL + 0.3SX - SZ)

Como se puede ver tenemos las cargas accidentales más posibles de que sucedan en un evento se viento o sismo, además el manual de diseño de obras civiles en su volumen de Acciones, nos recomienda la reducción las condiciones de carga combinadas con las accidentales por un factor del 0.75 que a su vez es un valor recomendado por el código de acero norteamericano (AISC), para la obtención del diseño de los miembros de acero por medio de método elástico o de esfuerzos permisibles.

Finalmente agregaremos dichas combinaciones de carga al programa Staad por medio de la orden LOAD COMB la cuál nos permite crear una condición de carga combinada por medio de porcentajes de cada carga básica e incluso el signo de adición o sustracción de una condición determinada. En seguida se muestran las combinaciones de carga definitivas en listado de datos de entrada:

```
***** CV TOLVAS LLENAS *****
LOAD 9 TOLVAS LLENAS
MEMBER LOAD
1405 CON GY -8.2 1.15
1405 CON GY -4.3 3.
1409 CON GY -10. 1.15
1420 CON GY -1.1 1.6
* TOLVA 1
1406 CON GY -16.9 1.8
1406 CON GY -16.9 3.
1416 CON GY -28.8 2.45
1421 CON GY -7.5 1.6
1421 CON GY -22.9 1.9
* TOLVA 2
71407 CON GY -20.3 1.8
1407 CON GY -20.3 3.
1417 CON GY -34.4 2.45
1422 CON GY -50.3 1.9
* TOLVA 3
1408 CON GY -17. 1.8
1408 CON GY -17. 3.
1418 CON GY -29. 2.45
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4
***** CV TOLVAS LL.+SISMO +Z *****
LOAD 10 TOLVAS LL.+SZ+
MEMBER LOAD
1405 CON GY -8.2 1.15
1405 CON GY -4.3 3.
1409 CON GY -10. 1.15
1420 CON GY -1.1 1.6
* TOLVA 1
1406 CON GY -16.9 1.8
1406 CON GY -16.9 3.
1416 CON GY -28.8 2.45
1421 CON GY -7.5 1.6
1421 CON GY -22.9 1.9
* TOLVA 2
1407 CON GY -20.3 1.8
1407 CON GY -20.3 3.
1417 CON GY -34.4 2.45
1422 CON GY -50.3 1.9
* TOLVA 3
1408 CON GY -17. 1.8
1408 CON GY -17. 3.
1418 CON GY -29. 2.45
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4
***** CV TOLVA 1 VACIA *****
LOAD 11 TOLVA 1 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1406 CON GY -16.9 1.8
1406 CON GY -16.9 3.
1416 CON GY -28.8 2.45
1421 CON GY -7.5 1.6
1421 CON GY -22.9 1.9
* TOLVA 2
1407 CON GY -20.3 1.8
1407 CON GY -20.3 3.
1417 CON GY -34.4 2.45
1422 CON GY -50.3 1.9
* TOLVA 3
1408 CON GY -17. 1.8
1408 CON GY -17. 3.
1418 CON GY -29. 2.45
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
107 FZ 2.81
*** EJE 1 ***
108 FZ 15.425
*** EJE 2 ***
109 FZ 22.691
*** EJE 3 ***
110 FZ 23.314
*** EJE 4 ***
111 FZ 11.241
*** EJE 5 ***
*
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
108 FZ 15.425
*** EJE 2 ***
109 FZ 22.691
*** EJE 3 ***
110 FZ 23.314
*** EJE 4 ***
111 FZ 11.241
*** EJE 5 ***
```



```

***** CV TOLVA 2 VACIA *****
LOAD 12 TOLVA 2 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1405 CON GY -8.2 1.15
1405 CON GY -4.3 3.
1409 CON GY -10. 1.15
1420 CON GY -1.1 1.6
* TOLVA 1
1407 CON GY -20.3 1.8
1407 CON GY -20.3 3.
1417 CON GY -34.4 2.45
1422 CON GY -50.3 1.9
* TOLVA 3
1408 CON GY -17. 1.8
1408 CON GY -17. 3.
1418 CON GY -29. 2.45
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
107 FZ 2.81
*** EJE 1 ***
108 FZ 7.7
*** EJE 2 ***
109 FZ 11.35
*** EJE 3 ***
110 FZ 23.314
*** EJE 4 ***
111 FZ 11.241
*** EJE 5 ***
***** CV TOLVA 3 VACIA *****
LOAD 13 TOLVA 3 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1405 CON GY -8.2 1.15
1405 CON GY -4.3 3.
1409 CON GY -10. 1.15
1420 CON GY -1.1 1.6
* TOLVA 1
1406 CON GY -16.9 1.8
1406 CON GY -16.9 3.
1416 CON GY -28.8 2.45
1421 CON GY -7.5 1.6
1421 CON GY -22.9 1.9
* TOLVA 2
1408 CON GY -17. 1.8
1408 CON GY -17. 3.
1418 CON GY -29. 2.45
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
107 FZ 2.81
*** EJE 1 ***
108 FZ 15.425
*** EJE 2 ***
109 FZ 11.35
*** EJE 3 ***
110 FZ 11.65
*** EJE 4 ***
111 FZ 11.241
*** EJE 5 ***
***** CV TOLVA 4 VACIA *****
LOAD 14 TOLVA 4 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1405 CON GY -8.2 1.15
1405 CON GY -4.3 3.
1409 CON GY -10. 1.15
1420 CON GY -1.1 1.6
* TOLVA 1
1406 CON GY -16.9 1.8
1406 CON GY -16.9 3.
1416 CON GY -28.8 2.45
1421 CON GY -7.5 1.6
1421 CON GY -22.9 1.9
* TOLVA 2
1407 CON GY -20.3 1.8
1407 CON GY -20.3 3.
1417 CON GY -34.4 2.45
1422 CON GY -50.3 1.9
* TOLVA 3
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
107 FZ 2.81
*** EJE 1 ***
108 FZ 15.425
*** EJE 2 ***
109 FZ 22.691
*** EJE 3 ***
110 FZ 11.65
*** EJE 4 ***
*** EJE 5 ***
***** CV TOLVA 1&2 VACIA *****
LOAD 15 TOLVA 1&2 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1407 CON GY -20.3 1.8
1407 CON GY -20.3 3.
1417 CON GY -34.4 2.45
1422 CON GY -50.3 1.9

```

```

* TOLVA 3
1408 CON GY -17. 1.8
1408 CON GY -17. 3.
1418 CON GY -29. 2.45
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
109 FZ 11.35
*** EJE 3 ***
110 FZ 23.314
*** EJE 4 ***
111 FZ 11.241
*** EJE 5 ***
***** CV TOLVA 1&3 VACIA *****
LOAD 16 TOLVA 1&3 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1406 CON GY -16.9 1.8
1406 CON GY -16.9 3.
1416 CON GY -28.8 2.45
1421 CON GY -7.5 1.6
1421 CON GY -22.9 1.9
* TOLVA 2
1408 CON GY -17. 1.8
1408 CON GY -17. 3.
1418 CON GY -29. 2.45
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
108 FZ 15.425
*** EJE 2 ***
109 FZ 11.35
*** EJE 3 ***
110 FZ 11.65
*** EJE 4 ***
111 FZ 11.241
*** EJE 5 ***
***** CV TOLVA 1&4 VACIA *****
LOAD 17 TOLVA 1&4 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1406 CON GY -16.9 1.8
1406 CON GY -16.9 3.
1416 CON GY -28.8 2.45
1421 CON GY -7.5 1.6
1421 CON GY -22.9 1.9
* TOLVA 2
1407 CON GY -20.3 1.8
1407 CON GY -20.3 3.
1417 CON GY -34.4 2.45
1422 CON GY -50.3 1.9
* TOLVA 3
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
108 FZ 15.425
*** EJE 2 ***
109 FZ 22.691
*** EJE 3 ***
110 FZ 11.65
*** EJE 4 ***
***** CV TOLVA 3&4 VACIA *****
LOAD 18 TOLVA 3&4 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1405 CON GY -8.2 1.15
1405 CON GY -4.3 3.
1409 CON GY -10. 1.15
1420 CON GY -1.1 1.6
* TOLVA 1
1406 CON GY -16.9 1.8
1406 CON GY -16.9 3.
1416 CON GY -28.8 2.45
1421 CON GY -7.5 1.6
1421 CON GY -22.9 1.9
* TOLVA 2
***** SISMO 2 TOLVAS *****
* NIVEL + 21.805
JOINT LOAD
107 FZ 2.81
*** EJE 1 ***
108 FZ 15.425
*** EJE 2 ***
109 FZ 11.35
*** EJE 3 ***
***** CV TOLVA 2&3 VACIA *****
LOAD 19 TOLVA 2&3 VACIA+SZ+
MEMBER LOAD
1405 CON GY -8.2 1.15
1405 CON GY -4.3 3.
1409 CON GY -10. 1.15
1420 CON GY -1.1 1.6
* TOLVA 1
1408 CON GY -17. 1.8
1408 CON GY -17. 3.
1418 CON GY -29. 2.45
1423 CON GY -50.4 1.9
1419 CON GY -29. 2.45
1424 CON GY -23. 1.9
* TOLVA 4

```



\*\*\*\* SISMO 2 TÓLVAS \*\*\*\*  
 \* NIVEL + 21.805  
 JOINT LOAD  
 107 FZ 2.61  
 \*\*\* EJE 1 \*\*\*  
 108 FZ 7.7

\*\*\* EJE 2 \*\*\*  
 110 FZ 11.65  
 \*\*\* EJE 4 \*\*\*  
 111 FZ 11.241  
 \*\*\* EJE 5 \*\*\*

Y de esta forma mostraremos las combinaciones definitivas para el análisis y diseño del edificio:

\*\*\*\*\*  
 \* COMBINACIONES PARA EL DISEÑO DE \*  
 ESTRUCTURA DE ACERO \*  
 \*\*\*\*\*

\* COMBINACIONES PARA REVISION DE \*  
 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO \*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* VIENTO \*\*\*\*\*

LOAD COMB 20 (CM+CVM+CE+CTLL)  
 1 1. 2 1. 4 1.9 1.

LOAD COMB 21 0.75(CM+CWZ)  
 1 .75 8 .75

\*\*\*\*\* SISMO \*\*\*\*\*

LOAD COMB 22 0.75(CM+CWX)  
 1 .75 7 .75

LOAD COMB 23 0.75(CM+CVRED+CE+CTLL+(SX+)+(0.3SZ)+(0.3TLLSZ+))  
 1 .75 3 .75 4 .75 9 .75 6 .75 5 .225 10 .225

LOAD COMB 24 0.75(CM+CVRED+CE+CTLL+(0.3SX+)+(SZ+)+(TLLSZ+))  
 1 .75 3 .75 4 .75 9 .75 6 .225 5 .75 10 .75

LOAD COMB 25 0.75(CM+CVRED+CE+CTLL+(SX-)-(0.3SZ)+(0.3TLLSZ+))  
 1 .75 3 .75 4 .75 9 .75 6 .75 5 -.225 10 -.225

LOAD COMB 26 0.75(CM+CVRED+CE+CTLL+(0.3SX-)+(SZ+)+(TLLSZ+))  
 1 .75 3 .75 4 .75 9 .75 6 -.225 5 .75 10 .75

LOAD COMB 27 0.75(CM+CVRED+CE+CTLL+(0.3SX-)+(SZ-)+(TLLSZ-))  
 1 .75 3 .75 4 .75 9 .75 6 -.225 5 -.75 10 -.75

LOAD COMB 28 0.75(CM+CVRED+CE+CTLL+(SX-)+(0.3SZ-)+(0.3TLLSZ-))  
 1 .75 3 .75 4 .75 9 .75 6 -.75 5 -.225 10 -.225

LOAD COMB 29 0.75(CM+CVRED+CE+CTLL+(SX-)+(0.3SZ+)+(0.3TLLSZ+))  
 1 .75 3 .75 4 .75 9 .75 6 -.75 5 .225 10 .225

LOAD COMB 30 0.75(CM+CVRED+CE+CTLL+(0.3SX)+(SZ-)+(TLLSZ-))  
 1 .75 3 .75 4 .75 9 .75 6 .225 5 -.75 10 -.75



## IV.11 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las ordenes para el análisis estructural del edificio se colocan después de lograr todos los datos de entrada, como hasta ahora se ha mostrado, sin embargo, necesitamos explicar como funciona en forma general el análisis de nuestro edificio respecto a las cargas que le hemos colocado.

### Suposiciones del análisis.

El método de rigideces empleado por el programa Staad III se basa en la matriz de desplazamientos en donde la estructura es idealizada como un ensamble de elementos estructurales discretos es decir, elementos de marcos, en donde cada componente tiene una forma determinada de desplazamiento de tal forma que satisfaga el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de desplazamientos en los nodos.

Para un análisis completo de la estructura, las matrices necesarias son generadas en base a las siguientes suposiciones:

- a) La estructura es idealizada como un ensamblaje entre vigas y columnas unidos por medio de nodos. Tal ensamblaje está sujeto a carga y reacción, debido a cargas concentradas que actúan en los nodos, estas cargas pueden ser tanto fuerzas como momentos que podrán actuar en cualquier dirección específica.
- b) Una viga será un miembro estructural longitudinal que tiene una sección transversal constante (doblemente simétrica o casi doblemente simétrica), a lo largo de su longitud. Las vigas siempre soportan fuerzas axiales, pueden además, estar sujetas a flexión y corte en dos planos arbitrarios perpendiculares entre sí y también estar sujetas a torsión.
- c) Las cargas internas y externas que actúan en cada nodo están en equilibrio. En caso de que las propiedades de torsión o flexión sean definidas en algún miembro, seis grados de libertad serán considerados para cada nodo, (es decir tres de rotación y tres de traslación) en la generación de las matrices pertinentes. Si el miembro se define perteneciente a una armadura (esto es, soportando únicamente fuerzas axiales), entonces solamente los tres grados de libertad (traslación) son considerados para cada nodo.
- d) Dos clases de sistemas coordenados (global y local) son empleados para la generación de las matrices requeridas.

### Método de solución por desplazamientos.

Existen diversos métodos para determinar las incógnitas de una serie de ecuaciones simultáneas. Una aproximación que es particularmente apropiada para el análisis estructural es conocida como el método de descomposición. Por este método el programa staad realiza el análisis. Ya que las matrices de rigidez de todas las



estructuras linealmente elásticas son siempre simétricas. Una forma especialmente eficiente de descomposición llamado método de Cholesky modificado podrá aplicarse a estos problemas. Este método es muy preciso y apropiado para el proceso de eliminación Gaussiana en la solución de ecuaciones simultáneas

### **Análisis de segundo orden.**

Las estructuras sujetas a cargas laterales a menudo presentan fuerzas secundarias provocadas por el movimiento del punto de aplicación de cargas verticales. Este efecto secundario conocido comúnmente como el efecto p-delta juega un papel muy importante en el diseño de los miembros de acero y concreto. El programa Staad III emplea un análisis para tal efecto con un procedimiento específico:

- a) Las deformaciones primarias son calculadas en base a cargas externas.
- b) Las deformaciones primarias son entonces combinadas con la carga aplicada originalmente para crear las cargas secundarias. El vector de carga es entonces revisado para incluir los efectos secundarios.
- c) La carga vertical deberá presentarse concurrente con la carga lateral para una consideración apropiada del efecto p-delta.

Para la utilización del análisis p-delta, tendremos que especificar unas ordenes de cambio en el análisis con los comandos:

SET NL   Especificará el número de análisis por carga básica que realizaremos  
CHANGE   Comando que almacenará el análisis anterior e iniciará uno siguiente

El análisis inelástico de segundo orden incluye consideraciones de los efectos combinados de las plasticidad del material y la estabilidad de la estructura. El análisis avanzado de segundo orden buscar reducir a un mínimo las revisiones individuales de los miembros estructurales supuestos incluyendo en el análisis final los efectos finales en la respuesta de una estructura.

Actualmente los programas de computadora que en forma general aplican este análisis definen un comportamiento más real de efectos secundarios que pueden determinar el diseño definitivo de una estructura.

Es así que determinando las ordenes de análisis en el programa debido a los efectos secundarios, se pueden tomar la revisión final de miembros estructurales como columnas y vigas principales para un diseño que cumpla satisfactoriamente los estados límite de servicio y las sollicitaciones accidentales que anteriormente se han propuesto.



## **CAPITULO V.**

### **V. DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO**

#### **V.1 ANTECEDENTES**

El diseño estructural se debe regir bajo el cumplimiento de especificaciones mínimas que debe cumplir un elemento determinado (columna, trabe, contraviento, etc) el cual está sometido a fuerzas externas las cuales ocasionan un mal o buen comportamiento aprovechando deficiente o eficientemente el material por el cual está constituido.

En el caso del diseño en acero estructural, se rige bajo dos tipos de normas:

a) El diseño de acero estructural elástico:

El cual se aplica a los miembros estructurales partiendo de sus elementos mecánicos naturales (Esfuerzos cortantes, esfuerzos de tensión, esfuerzos de compresión, etc.), siempre que tales esfuerzos no excedan los esfuerzos de fluencia especificados dentro del rango elástico de fluencia del acero.

b) Diseño de acero estructural plástico:

El cual se aplica a los miembros estructurales partiendo de sus elementos mecánicos factorizados (Esfuerzos cortantes, esfuerzos de tensión, etc.) y tales esfuerzos no deberán exceder los esfuerzos de fluencia especificados dentro del rango plástico del acero.

Tales diseños actualmente han sido estudiados ampliamente por diversas instituciones que garantizan una seguridad aceptable para la construcción de estructuras en acero, y que a través de varias décadas han consolidado su importancia internacional. Y que sus prácticas generales recomendadas han regido gran parte de los códigos en diversas partes del mundo (ASTM en Norteamérica, DIN en Europa, LRFD y AISC en EEUU, etc).

#### **V.1.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL DISEÑO ELÁSTICO.**

El diseño de acero bajo las especificaciones del AISC han logrado definir los esfuerzos permisibles en diferentes secciones de acero las cuales han sido las más utilizadas debido a la facilidad de su fabricación además de haber sido estudiadas antes como las secciones más eficientes para algunos usos. Tal es el caso de las secciones I ó H las cuales trabajan eficientemente en su eje mayor aunque resultan vulnerables en su eje menor.

El diseño de los miembros estructurales dependerá directamente de la forma geométrica de la sección a utilizar, la cuál podrá ser compacta o no compacta. Se define como una sección compacta de acero laminado al miembro cuando cumpla con los siguientes requisitos:



- 1.- Los patines unidos continuamente a alma ó almas de la sección.
- 2.- La relación ancho / espesor de los elementos no atiesados que se proyecten del patín a compresión no excederá de:

$$545 / F_y$$

- 3.- La relación ancho / espesor de elementos atiesados del patín en compresión no excederá:

$$1590 / F_y$$

- 4.- La relación peralte / espesor de alma o almas no excederá el valor de las siguientes fórmulas (según aplique):

$$d/t = 5370 (1 - 3.74 f_a / F_y) / F_y \quad \text{cuando } f_a / F_y < 0.16$$

$$d/t = 2150 / F_y \quad \text{cuando } f_a / F_y > 0.16$$

- 5.- La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros que no sean circulares o en cajón no exceda el valor de:

$$637 b_f / F_y \quad \text{ni de } 1410000 / (d / A_p) F_y$$

- 6.- La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros en cajón de sección transversal rectangular, cuyo peralte no es mayor de seis veces el ancho y cuyo espesor del patín no es mayor de dos veces el espesor del alma, no excederá el valor:

$$(137\,000 + 84\,400 M_1 / M_2) b / F_y$$

excepto que esta no necesita ser menor de:

$$84\,400 (b / F_y)$$

- 7.- La relación diámetro / espesor de secciones circulares huecas no excederá de:

$$232\,000 / F_y$$

Transición entre miembros compactos y no compactos.

Si una viga con patín no arriostrado lateralmente reúne los requerimientos para una sección compacta, excepto que:

$$b_f / 2t_f \quad \text{excede de } 545 / F_y \quad \text{pero menor de } 797 / F_y$$

El AISC prevé una transición de esfuerzos permisible entre los valores de:



$$F_b = F_y \quad 0.79 - 0.000\ 239 (b_f / 2 t_f) F_y$$

La cual no aplica en traveses híbridos o a miembros de acero A514 ni se puede aplicar la fórmula de transición, sea compacto, en flexión alrededor del eje débil se puede diseñar para un esfuerzo permisible entre  $0.75 F_y$  y  $0.60 F_y$  si resulta un esfuerzo menor de:

$$797 / F_y$$

Por lo que la fórmula será:

$$F_b = F_y \quad 1.075 - 0.000\ 596 (b_f / 2 t_f) F_y$$

### V.1.2 ESFUERZOS PERMISIBLES EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN.

Los perfiles I ó H están diseñados para ser muy eficientes cuando se cargan en el plano del alma y tienen soporte lateral. Cuando el soporte lateral es insuficiente se deberá decidir por alguna alternativa de manera que se traduzca en mayor economía.

- 1) Redistribuir el entramado que logre dar arriostramiento lateral.
- 2) Seleccionar un perfil con un esfuerzo permisible menor al esfuerzo máximo permisible.

La segunda opción es tal vez la más conveniente, pues muchas veces no es necesario cambiar una sección dada por el simple hecho de aumentar el peralte ó ancho a pesar de que el esfuerzo actuante no sea muy grande.

Debido entonces a la relación directa entre soporte lateral y compresión en el patín de la sección cercana a la carga, todos los miembros sujetos a flexión deberán ser revisados como sigue:

- 1) Para miembros que cumplen los requisitos de sección compacta que están cargados en el plano del alma y para compresión en las fibras extremas de canales que se flexionan con respecto a su eje principal:

El valor más grande que se calcule con la fórmulas siguientes:

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq 1 / r_T$$
$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (1 / r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y$$



Cuando;

$$l / r_T > \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(l / r_T)^2} \leq 0.6 F_y$$

Cuando el patín en compresión es sólido y de una sección transversal aproximadamente rectangular y su área no es menor que la del patín en tensión.

Donde;

$l$  = Distancia entre secciones transversales arriostradas contra torsión o desplazamiento lateral del patín en compresión

$r_T$  = Radio de giro de una sección que comprende el patín de compresión más 1/3 del área del alma en compresión tomando con respecto a un eje en el plano del alma

$A_c$  = Área del patín en compresión

$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1 / M_2) + 0.3 (M_1 / M_2)^2$  pero no mayor que 2.3 en donde  $M_1$  es el menor y  $M_2$  es el mayor momento flexionante en los extremos de la longitud no arriostrada

2) Para miembros que cumplan con los requisitos de sección compacta pero no se incluyan en la sección 1) el esfuerzo de fluencia del patín en compresión, el esfuerzo máximo permisible será:

$$0.6 F_y$$

Siempre que no excedan la relación:

$$637 b_f / F_y$$



### V.1.3. ESFUERZOS PERMISIBLES EN CORTANTE.

Excepto casos muy especiales y en claros cortos, casi siempre se seleccionan las vigas en base al esfuerzo permisible en flexión y después se revisa el esfuerzo cortante. El código AISC indica lo siguiente para dicha revisión:

$$F_v = 0.4 F_y$$

En caso de existir un perfil con alma delgada que presente problemas por cortante, se puede hacer uso de atiesadores transversales para incrementar el esfuerzo permisible, tal revisión y parámetros de diseño se obtienen del capítulo K en sección K1.3.

### V.1.4. RESISTENCIA BÁSICA DE LAS COLUMNAS.

La resistencia de un miembro a compresión cargado axialmente, depende directamente de la longitud y de la resistencia geométrica del mismo. Es por eso que una columna de acero presenta una deformación de pandeo al aumentar la longitud o altura del mismo. Después de cierta longitud el esfuerzo de pandeo cae por abajo del límite de proporcionalidad del material y el pandeo se convierte en elástico, tal como se muestra en la siguiente figura:

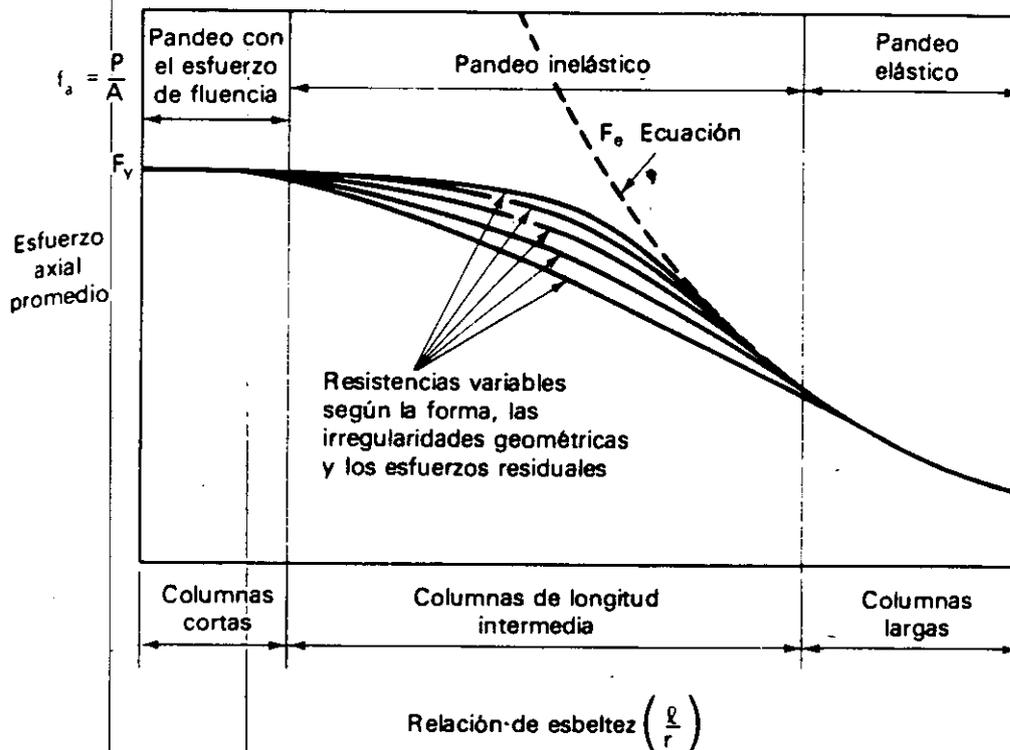


Fig. 4.3 Curvas de resistencia de columnas.



La resistencia de una columna respecto a su longitud, esta gobernada por la fórmula original de Euler, donde el esfuerzo de fluencia  $F_y$  no interviene para determinar la resistencia:

$$F_a = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$$

Modificando la ecuación para aplicar las condiciones de extremo (empotrados, articulados, etc), se afecta por un valor K denominado longitud efectiva y obtener un pandeo puro por flexión:

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{FS(Kl/r)^2}$$

El término  $l/r$  se le denomina relación de esbeltez y se usa casi en forma universal como un parámetro en cuyos términos se puede dibujar en forma gráfica o expresar en forma analítica la curva de capacidad de una columna que se obtiene con una fórmula de resistencia.

El código AISC ha limitado la relación de esbeltez a 200 para obtener un comportamiento aceptable del miembro a compresión, y preferiblemente la relación  $l/r$  no excederá de:

- En miembros principales..... 240
- En miembros del arriostramiento lateral..... 300

Adicionalmente se debe revisar primeramente el rango en que está trabajando la columna, pues intervendrá directamente la fórmula de Euler cuando la columna cae dentro del rango elástico o cae dentro del rango inelástico. La relación que permite conocer tales límites se obtienen de la relación:

si  $Kl/r < C_c$  cuando;  $C_c = 2\pi^2 E / F_y$

Entonces, el esfuerzo a compresión se limita por:

$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{FS}$$



Cuando la relación de esbeltez es mayor que  $C_c$  pero menor que 200, entonces:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2}$$

Sin embargo, cuando a una sección H la cuál presente una relación alta entre el ancho del patín y el espesor del alma, se deberá calcular el ancho equivalente "be" que será menor que  $b_f$  y se obtendrá el área efectiva contra el área real y el esfuerzo a compresión se verá afectado como sigue:

$$b_e = \frac{2120 tw}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{371}{(b/tw)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad f = \frac{P}{\text{Area real (considerando } b)}$$

Así mismo tendremos que afectar los esfuerzos naturales en los elementos en compresión por un apropiado factor de seguridad (FS) el cuál generalmente se incrementa a un valor de 1.92 el cuál permite tolerar la incertidumbre en las excentricidades accidentales, torceduras accidentales o incluso la evaluación real de la longitud efectiva con respecto a sus condiciones de apoyo. Tal factor se obtiene como sigue:

$$FS = 5/3 + 3 Kl / 8 C_c r - Kl^3 / 8 C_c^2 r^3$$

para cuando  $Kl / r$  es menor que  $C_c$ , pero cuando  $Kl / r$  es mayor que  $C_c$  entonces el factor de seguridad estará afectado de la siguiente forma:

$$FS = 23 / 12 = 1.92 \quad \text{valor un poco mayor al anterior.}$$



### V.1.5 LONGITUD EFECTIVA DE LAS COLUMNAS.

Adicionalmente a los valores de longitud efectiva antes mostrados, tenemos otros valores que estarán en función de la rigidez que le proporcionan las vigas adyacentes a la columna y que están en función de los valores de  $I / L$  (inercia / longitud) las cuales se suponen unidas rígidamente a la columna. Así se muestran los nomogramas que se basan en un análisis de pendiente-deformación que incluye los efectos de la carga de la columna. En el nomograma se presentan los subíndices  $A$  y  $B$  los cuales refieren los nodos de los dos extremos de la columna en consideración, el cuál se define como:

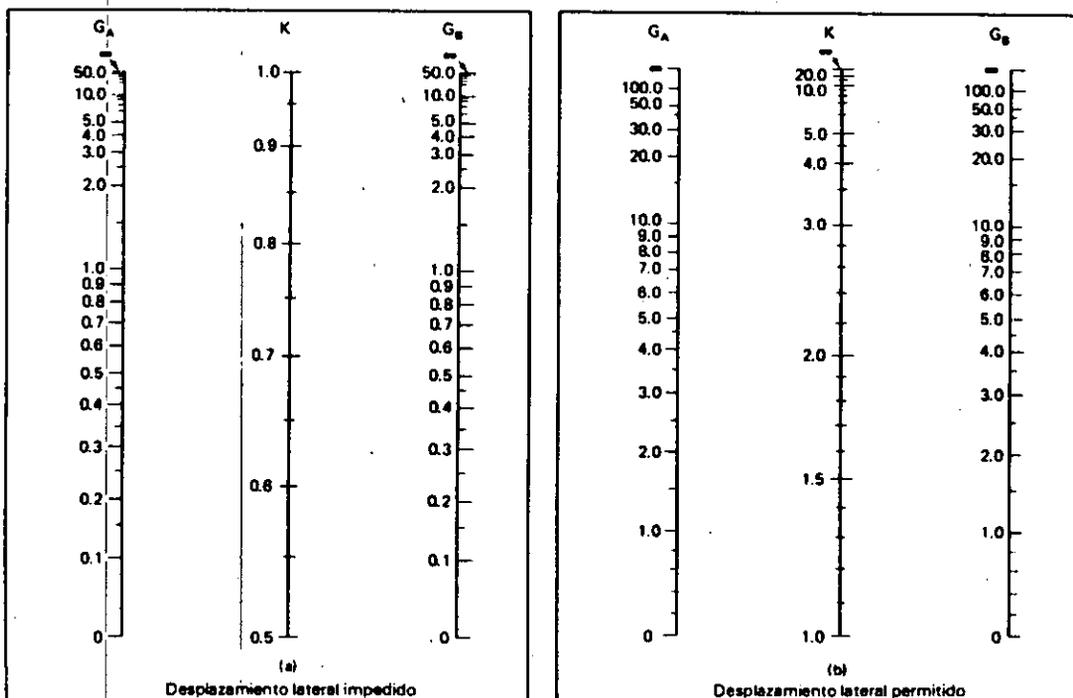
$$G = \Sigma (I_c / L_c) / \Sigma (I_g / L_g)$$

En esta fórmula la suma se obtiene de todos los miembros conectados rígidamente a el nodo ( $A$  ó  $B$ ) según sea y que se encuentran en el plano en que se considera el pandeo de la columna. ( $I_c$  y  $L_c$ ) son variables que pertenecen a la inercia y longitud de la columna. ( $I_g$  y  $L_g$ ) es la longitud de una viga o de otro miembro que restrinja. Las inercias  $I_c$  e  $I_g$  se tomarán con respecto al eje perpendicular al plano de pandeo.

El uso de los nomogramas tienen unas recomendaciones importantes:

- a) Si una columna con base conectada a una zapata o cimentación con una articulación sin fricción, teóricamente  $G$  es infinita, pero la práctica en diseño se debe tomar como 10.
- b) Si la base de la columna está unida rígidamente a una cimentación diseñada,  $G$  se aproxima a un valor teórico de 0 pero se deberá tomar 1.0

Una vez que se obtienen los valores de  $G_A$  y  $G_B$  para una columna, se obtiene  $K$  dibujando una línea recta entre puntos, la cuál cortará el valor a tomar.





## V.1.6 DISEÑO CON EL USO DE LAS FÓRMULAS DE INTERACCIÓN.

Una vez que se obtengan los elementos mecánicos que actúan en las columnas o vigas de la estructura, se deben obtener los valores de interacción entre los esfuerzos actuantes y los esfuerzos permisibles en función de el sentido en que actúan (X ó Y). Por lo que tal revisión debe representarse de la siguiente forma:

$$f_{\text{Máx}} = f_a + f_{bx} + f_{by}$$

Y en donde dividiendo ambos lados de la ecuación entre  $f_{\text{Máx}}$  :

$$1 = f_a / f_{\text{Máx}} + f_{bx} / f_{\text{Máx}} + f_{by} / f_{\text{Máx}}$$

Esta relación deberá aplicar cuando los valores de  $f_a / F_a$  son menores de 0.15, pero si tal relación excede 0.15 los valores de flexión en ambos ejes pueden contribuir en forma importante y requerir una revisión adicional y que amplificará tales valores:

$$1 = f_a / f_a + (C_{mx} f_{bx}) / (1 - f_a / F'_{ex}) F_{bx} + (1 - f_a / F'_{ey}) F_{by}$$

y además de esto, en los puntos arriostrados en el plano de flexión:

$$1 = (f_a / 0.6 F_y) + (f_{bx} / f_{bx}) + (f_{by} / f_{by})$$

En donde;

$C_m$  = Es un coeficiente que incluye los valores de momentos actuantes y que actúan en dirección positiva y negativa.

$F'_e$  = Es el esfuerzo de pandeo de Euler afectado por el factor de seguridad afectado por un factor de corrección generalmente 1 que compensa las variaciones del momento flexionante

$f_a$  = El esfuerzo axial que se presenta en un miembro

$f_b$  = El esfuerzo de flexión que presenta un miembro



### V.1.7 DISEÑO DE CONEXIONES.

En la estructura de acero definitiva se deben presentar uniones entre columnas, vigas y vigas secundarias que garanticen el buen funcionamiento del material con el análisis obtenido. Los perfiles y placas se deben mantener unidos mediante tornillos, soldaduras, etc. los cuales también deben cumplir algunos requisitos básicos para garantizar un seguro y eficiente funcionamiento.

El diseño de conexiones parte desde el momento en que se obtienen los elementos mecánicos actuantes y el diseño final de los miembros estructurales, además deben definirse el tipo de conexión a utilizar las cuales están definidas y fundamentadas por el código AISC como sigue:

- a) Tipo 1 Marco rígido o marco continuo, las cuales son capaces de transmitir momentos y cortantes de viga a columna y que tienen la rigidez suficiente para proporcionar la continuidad total que se considera en el análisis. }
- b) Tipo 2 Marco simple, proporcionado por conexiones flexibles que tienen una resistencia adecuada en cortante pero que no desarrollan un momento flexionante apreciable. Estas conexiones se diseñan para permitir rotaciones en los extremos de las vigas en relación con la columna.
- c) Tipo 3 Marco semirígido, supone que las conexiones poseen una capacidad de momento confiable y conocida en un grado intermedio entre la rigidez del tipo 1 y la flexibilidad del tipo 2.

Las conexiones del tipo 1 son las comúnmente utilizadas en los marcos principales de las estructuras mientras que las conexiones tipo 2 se utilizan en miembros secundarios y marcos flexibles rigidizadas con contravientos o marcos con bases empotradas.

En una conexión con tornillos o remaches, se transmiten las fuerzas de una placa a otra ya sea por cortante simple o cortante doble. Cuando las cargas son bajas, la transferencia de cargas se obtiene por fricción y con cargas más altas, se presenta por deslizamiento y los tornillos quedan expuestos a cargas directas.

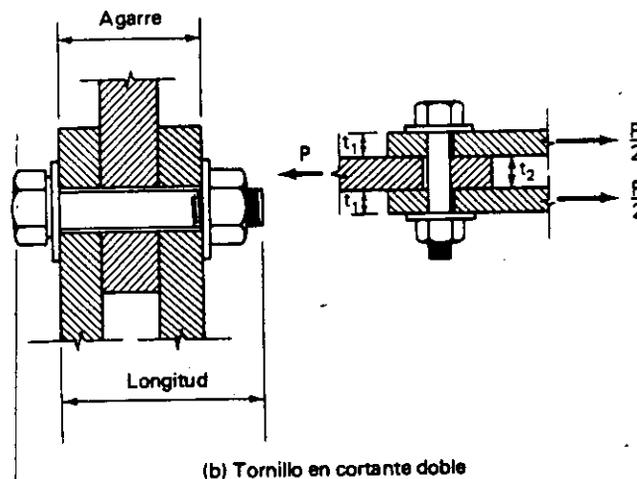
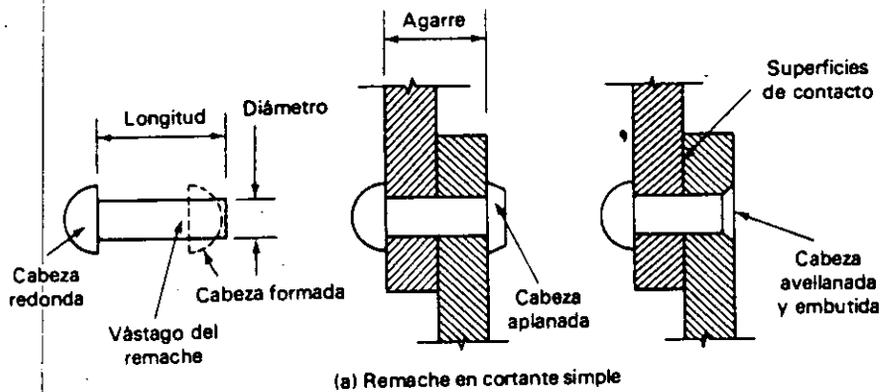


Los esfuerzos de aplastamiento  $f_p$  en el área de contacto entre los conectores y placas conectadas se definen como la carga transmitida en cortante  $P$  dividida entre el área de aplastamiento total efectiva  $d t$  en donde;  $d$  es el diámetro nominal del tornillo estándar y  $t$  es el espesor del material que se conecta.

$$f_v = P / A_v$$

En las conexiones del tipo de fricción, en realidad los tornillos no tienen esfuerzos de cortante ni de aplastamiento puesto que bajo esfuerzos permisibles no se presenta deslizamiento. Sin embargo, por razones de comodidad se especifica un esfuerzo cortante y se determina la cantidad de conectores del mismo modo que en otras conexiones remachadas o atornilladas.

Los tornillos de alta resistencia se aprietan para producir una tensión inicial mínima en el vástago del tornillo igual a la carga de prueba aproximadamente 70% de la resistencia de tensión.





## V.1.8 DISEÑO DE ATIESADORES DE CARGA.

En la utilización de conexiones atornilladas o soldadas se presentan revisiones adicionales en los miembros de trabe o columna y que implican cierta dificultad en los diseños. Un punto generalmente cuestionable en una conexión es que efectos indirectos ocasiona una conexión dada. De ahí la importancia de la revisión a los atiesadores.

Los atiesadores cumplen con tres funciones interrelacionadas que se ilustran a continuación:

- 1) Transfieren las fuerzas de reacción locales como cortante al alma, figura (a).
- 2) Evitan el desgarramiento local del alma en la zona adyacente e inmediata a cargas o reacciones concentradas. Los esfuerzos locales de compresión en el alma figura (b), se revisan en la sección H del AISC.
- 3) Los atiesadores de carga evitan un pandeo vertical más general del alma, figura (c).

Los atiesadores de carga deberán tener contacto directo con los patines adyacentes en los puntos de aplicación de las cargas y se deben extender aproximadamente hasta los bordes de los patines. La longitud efectiva en el diseño se deberá tomar como mínimo  $\frac{1}{4}$  partes de la longitud del atiesador para calcular la esbeltez  $l/r$ .

Los puntos anteriormente mencionados se revisan al diseño de una conexión, pues generalmente el miembro estructural que soporta la conexión o transmisión de cargas es el más afectado. El AISC nos indica los puntos a revisar y se detallan más adelante.

## V.2 RESUMEN DE DISEÑO EN ACERO.

Hasta ahora se han mencionado los puntos más básicos e importantes de un diseño en acero que debe cumplir unos parámetros bien establecidos por el manual de construcción en acero en base a el código americano AISC. Por lo tanto a continuación se presenta un resumen de diseño en acero citando los capítulos y fórmulas que facilitan la identificación del diseño final en un miembro estructural.

- Diseño de columnas de acero
- Diseño de vigas de acero
- Diseño de conexiones a momento
- Diseño de atiesadores

Cabe aclarar que el diseño de conexiones a momento y de atiesadores se basan en el empleo de una hoja de calculo que genera automáticamente los valores a utilizar y que revisa los valores con las fórmulas presentadas.



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

## DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE:

# RESUMEN EN DISEÑO DE ACERO

### ESFUERZOS PERMISIBLES

- \* PROCEDIMIENTO DE CALCULO PARA DISEÑO DE COLUMNAS
- \* PROCEDIMIENTO DE CALCULO PARA DISEÑO DE VIGAS
- \* PROCEDIMIENTO DE CALCULO PARA DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO
- \* PROCEDIMIENTO DE CALCULO PARA DISEÑO DE ATIESADORES



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

## DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL COLUMNAS DE ACERO

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA: 1	DE: 5

### NOMENCLATURA

A	Area de la sección transversal del perfil, en $\text{cm}^2$ .
Af	Area del patín en compresión, en $\text{cm}^2$ .
b	Ancho real de elementos en compresión atiesados o no atiesados, en cm.
bf	Ancho del patín, en cm.
$C_b$	Coefficiente de flexión que depende de la variación del momento de flexión.
Cc	Limite de esbeltez de columnas entre rango elástico e inelástico.
$C'c$	Relación de esbeltez de elementos en compresión que se define en el apéndice "B" del AISC 9 <sup>th</sup> ed.
Cm	Coefficiente aplicable a términos de flexión en fórmulas de interacción y dependiendo de la curvatura de la columna con aplicación de momentos.
d	Peralte del perfil, en cm.
E	Módulo de elasticidad del acero, en $\text{kg/cm}^2$ .
fa	Esfuerzo de compresión calculado, $\text{kg/cm}^2$ .
Fa	Esfuerzo permisible a compresión, en $\text{kg/cm}^2$ .
fb	Esfuerzo de flexión calculado, en $\text{kg/cm}^2$ .
Fb	Esfuerzo permisible del acero a flexión, en $\text{kg/cm}^2$ .
F <sub>e</sub>	Esfuerzo permisible de Euler, en $\text{kg/cm}^2$ .
f <sub>v</sub>	Esfuerzo cortante calculado, en $\text{kg/cm}^2$ .
F <sub>v</sub>	Esfuerzo permisible a cortante, en $\text{kg/cm}^2$ .
F <sub>y</sub>	Esfuerzo de fluencia mínimo del acero, en $\text{kg/cm}^2$ .
h	Distancia libre entre patines de una viga en la sección en consideración, en cm.
I	Momento de inercia del perfil, en $\text{cm}^4$ .
K	Factor de longitud efectiva.
l	En columnas, longitud libre real no arriostrada del miembro, en cm.
L	Longitud del claro, en cm.
M	Momento flexionante de diseño, en kg-cm.
$M_1, M_2$	Momento menor y mayor (respectivamente) en extremo de longitud sin arriostrar de una barra en flexión.
P	Carga axial de diseño, en kg.
Qa	Cociente entre el área efectiva de la sección transversal de un miembro cargado axialmente y su área total.
Qs	Factor de reducción del esfuerzo axial.
r	Radiò de giro que gobierna el diseño, en cm.
$r_T$	Radio de giro del patín de compresión más 1/3 del área de compresión del alma, en cm.
S	Módulo de sección del perfil, en $\text{cm}^3$ .
tf	Espesor del patín, en cm.
tw	Espesor del alma, en cm.
V	Cortante de diseño, en kg.
$\Delta$	Flecha de la viga, en cm.



U.N.A.M.

**DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL  
COLUMNAS DE ACERO**

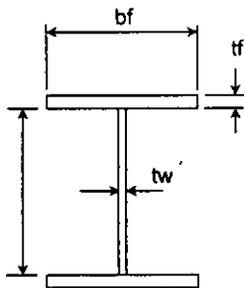
CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA: 2	DE: 5

AISC-9ª ED.

CAPITULO B  
SECCION B7

CAPITULO E  
SECCION E2

APENDICE "B"  
SECCION B5.2.b.



**REVISION A COMPRESION**

Se tendrá que cumplir  $Kl/r \leq 200$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

Cuando  $Kl/r \leq C_c$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}}$$

AISC (E2-1)

Cuando  $Kl/r > C_c$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2}$$

AISC (E2-2)

Adicionalmente cuando  $b/tw > \frac{2120}{\sqrt{F_y}}$

Se deberá calcular el ancho equivalente "be"

$$b_e = \frac{2120 tw}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{371}{(b/tw)\sqrt{f}}\right] \leq b ;$$

Siendo  $f = \frac{P}{\text{Area real (considerando b)}}$

$$Q_a = \frac{\text{Area efectiva (considerando } b_e)}{\text{Area real (considerando } b)}$$

$$C'_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q F_y}}$$

$$F_a = \frac{Q \left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C'^c{}^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C'^c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C'^c{}^3}}$$

Cuando  $Kl/r < C'_c$

AISC (A-B5-11)

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2}$$

Cuando  $Kl/r > C'_c$

AISC (A-B5-12)

$$Q = Q_s Q_a$$

$$f_a = P/A$$



U.N.A.M.

AISC-9ª ED.

CAPITULO F  
SECCION F1.1 y F1.3Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil**DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL  
COLUMNAS DE ACERO**

CONCEPTO:	TESIS	
CAMPUS:	ARAGON	
ELABORO:	O. Rocha	
FECHA:		
HOJA:	3	DE: 5

**REVISION POR FLEXION**

(RESPECTO AL EJE FUERTE)

Revisar si es sección compacta:

Si lo es:

$$F_{bx} = 0.66 F_y$$

Si no lo es:

$$\text{Cuando } l/r_T < \sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \Rightarrow F_{bx} = 0.6 F_y$$

$$\text{Donde } C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad ; \quad |M_1| < |M_2|$$

La relacion  $M_1/M_2$  es positiva cuando  $M_1$  y  $M_2$  tienen el mismo signo (flexion con curvatura doble), y negativa cuando estos tienen signos opuestos (flexión con curvatura simple). Cuando el momento de flexión en cualquier punto de la longitud no arriestrada es mayor que  $M_1$  o  $M_2$ , entonces  $C_b = 1.0$

$$\text{Cuando } \sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq l/r_T \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_{bx} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad \text{AISC (F1-6)}$$

$$\text{Cuando } l/r_T > \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_{bx} = \frac{120 \times 10^3 C_b}{(l/r_T)^2} \leq 0.6 F_y \quad \text{AISC (F1-7)}$$

$$\text{Para cualquier valor de } l/r_T : F_{bx} = \frac{844 \times 10^3 C_b}{l(d/A_f)} \leq 0.6 F_y \quad \text{AISC (F1-8)}$$

**Tomar el mayor de los valores calculados con las ecs. F1-6, F1-7 ó F1-8 según sea el caso.**

$$\text{Revisar si } b/t_f > \frac{800}{F_y/k_c} \quad \text{para diseñar de acuerdo al apéndice "B"}$$

$$\text{Siendo } k_c = \frac{4.05}{(h/t_f)^{0.46}} \quad \text{si } h/t_f > 70, \quad \text{para otros casos } k_c = 1.0$$

$$F_{bx} = 0.6 F_y Q_s$$

**Fbx no excederá 0.6 Fy Qs , ni lo indicado por F1-6, F1-7 y F1-8.**

$$f_{bx} = M/S$$

Para perfiles CE sólo la fórmula F1-8 es aplicable

APENDICE "B"  
SECCION B5.2.a



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL  
COLUMNAS DE ACERO**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA:	4 DE: 5

AISC-9ª ED.

(RESPECTO AL EJE DEBIL)

CAPITULO F  
SECCION F2.1

Si  $b / t_f \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_{by} = 0.75 F_y$  (Sección compacta) AISC (F2-1)

Cuando  $\frac{545}{\sqrt{F_y}} < b / t_f \leq \frac{797}{\sqrt{F_y}}$

SECCION F2.2

$F_{by} = F_y \left[ 1.075 - 0.000596 \left( \frac{b f}{2 t_f} \right) \sqrt{F_y} \right]$  AISC (F2-3)

Cuando  $b / t_f > \frac{797}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_{by} = 0.60 F_y$  AISC (F2-2)

$f_{by} = M / S$

CAPITULO H  
SECCION H1

**REVISION CON ESFUERZOS COMBINADOS**

Si  $f_a / F_a \leq 0.15$

$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$  AISC (H1-3)

Si  $f_a / F_a > 0.15$

$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0$  AISC (H1-1)

$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$  AISC (H1-2)

Donde:

$F_e = \frac{12 \pi^2 E}{23 (K l / r)^2}$

Para miembros en compresión en marcos sujetos a desplazamiento lateral:

$C_m = 0.85$

Para miembros en compresión con extremos restringidos, en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión:

$C_m = 0.6 - 0.4 M_1 / M_2 \geq 0.4$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

## DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL COLUMNAS DE ACERO

CONCEPTO:	TESIS	
CAMPUS:	ARAGON	
ELABORO:	O. Rocha	
FECHA:		
HOJA:	5	DE: 5

$|M_1| < |M_2|$  La relación  $M_1/M_2$  es positiva cuando  $M_1$  y  $M_2$  tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble) y negativa cuando estos tienen signos opuestos (flexión con curvatura simple).

Para miembros en compresión en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral en el plano de la carga y sujetos a carga transversal entre sus apoyos:

$C_m = 0.85$  para miembros cuyos extremos están restringidos.

$C_m = 1.0$  para miembros cuyos extremos no están restringidos.



U.N.A.M.

AISC-9ª ED.

CAPITULO F  
SECCION F1.1 y F1.3Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero CivilDISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL  
VIGAS DE ACERO

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA: 1	DE: 2

## REVISION POR FLEXION

(RESPECTO AL EJE FUERTE)

Revisar si es sección compacta:

Si lo es:

$$F_{bx} = 0.66 F_y$$

Si no lo es:

$$\text{Cuando } l/r_T < \sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \Rightarrow F_{bx} = 0.6 F_y$$

$$\text{Donde } C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad ; \quad |M_1| < |M_2|$$

La relación  $M_1/M_2$  es positiva cuando  $M_1$  y  $M_2$  tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble), y negativa cuando estos tienen signos opuestos (flexión con curvatura simple). Cuando el momento de flexión en cualquier punto de la longitud no arriostrada es mayor que  $M_1$  o  $M_2$ , entonces  $C_b = 1.0$

$$\text{Cuando } \sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq l/r_T \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_{bx} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1080 \times 10^3 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad (\text{F1-6})$$

$$\text{Cuando } l/r_T > \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_{bx} = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(l/r_T)^2} \leq 0.6 F_y \quad (\text{F1-7})$$

$$\text{Para cualquier valor de } l/r_T : F_{bx} = \frac{844 \times 10^3 C_b}{l(d/A_f)} \leq 0.6 F_y \quad (\text{F1-8})$$

Tomar el mayor de los valores calculados con las ecs. F1-6, F1-7 ó F1-8 según sea el caso.

$$\text{Revisar si } b/t_f > \frac{800}{F_y/k_c} \quad \text{para diseñar de acuerdo al apéndice "B"}$$

$$\text{Siendo } k_c = \frac{4.05}{(h/t_f)^{0.46}} \quad \text{si } h/t_f > 70, \quad \text{para otros casos } k_c = 1.0$$

$$F_{bx} = 0.6 F_y Q_s$$

Fbx no excederá 0.6 Fy Qs, ni lo indicado por F1-6, F1-7 y F1-8.

$$f_{bx} = M/S$$

Para perfiles CE sólo la fórmula F1-8 es aplicable

APENDICE "B"  
SECCION B5.2.a



U.N.A.M.

### DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL VIGAS DE ACERO

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA: 2	DE: 2

AISC-9ª ED.

CAPITULO F  
SECCION F4

#### REVISION POR CORTANTE

$$\text{Si } h / t_w \leq \frac{3180}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow f_v = \frac{V}{d t_w} \leq F_v = 0.4 F_y \quad (\text{F4-1})$$

$$\text{Si } h / t_w > \frac{3180}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{se requiere diseñar atiesadores intermedios}$$

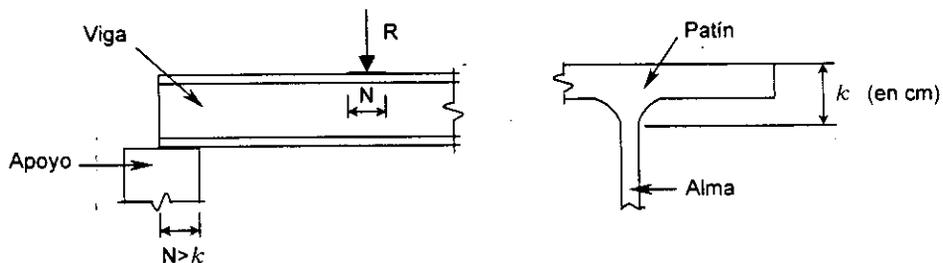
CAPITULO K  
SECCION K1.3

#### REVISION ATIESADORES PARA CARGAS CONCENTRADAS

No se requieren atiesadores si:

$$\frac{R}{t_w(N + 5k)} \leq 0.66 F_y \quad (\text{para cargas interiores}) \quad (\text{K1-2})$$

$$\frac{R}{t_w(N + 2.5k)} \leq 0.66 F_y \quad (\text{para reacciones de apoyo}) \quad (\text{K1-3})$$



Donde:

R = carga concentrada ó reacción, en kg.

N = longitud de apoyo, en cm.

#### REVISION POR FLECHA

$\Delta_{perm.}$  : conforme a las bases de diseño del proyecto.

$$\Delta_{calc.} \leq \Delta_{perm.}$$



U.N.A.M.

**DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL**  
**DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA:	1 DE 4

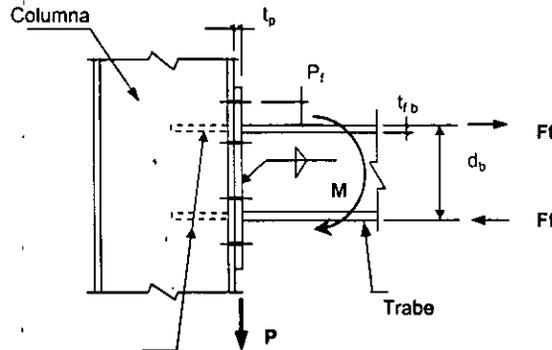
De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección 4 - 116

Este procedimiento sólo es  
válido para tornillos tipo  
A-325 y A-490

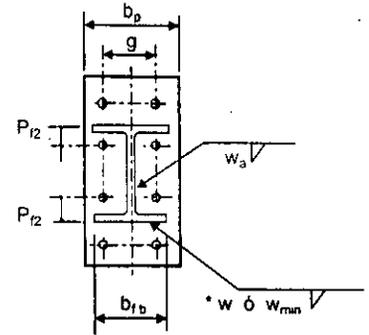
Solamente se considera que  
los cuatro tornillos superiores  
de la figura trabajan a tensión

Los demás tornillos serán  
utilizados para resistir la  
fuerza cortante.

Para que los cuatro tornillos  
resistan una tensión similar  
el valor de  $P_{t2}$  deberá ser  
aproximadamente igual a  $P_t$



Si se requiere atiesador  
no deberá exceder la mitad  
del peralte de la columna si  
la viga esta en un solo lado



\* Para soldaduras mayores a 13mm  
usar soldadura de penetración completa

**DATOS GENERALES**

ACERO ESTRUCTURAL  $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$   
MÓDULO DE ELASTICIDAD  $E_s = 2.040.000 \text{ kg/cm}^2$

**DATOS DE COLUMNA**

Sección # 124  
IR457X105.3  
W18X71  
  
 $d_c = 469 \text{ mm}$   
 $b_{rc} = 194 \text{ mm}$   
 $t_{rc} = 20.6 \text{ mm}$   
 $t_{wc} = 12.6 \text{ mm}$   
 $k = 38 \text{ mm}$   
 $k1 = 22 \text{ mm}$

**DATOS DE TRABE**

Sección # 129  
IR457X177.8 NO COMERCIAL  
W18X119  
  
 $d_b = 482 \text{ mm}$   
 $b_{rb} = 286 \text{ mm}$   
 $t_{rb} = 26.9 \text{ mm}$   
 $t_{wb} = 16.6 \text{ mm}$   
 $S_x = 3785 \text{ cm}^3$   
 $M_{max} = 57,46 \text{ Ton - m}$   
 $V_{max} = 80,97 \text{ Ton}$

**DATOS DE PLACA**

$b_p = 318 \text{ mm}$  o.k.  
 $b_p = 311 \text{ mm}$   
 $g = 203 \text{ mm}$   
 $P_t = 51 \text{ mm}$   
 $P_{t2} = 51 \text{ mm}$

**DATOS DE TORNILLOS**

Tipo de tornillos A-325  
# Hileras = 4  
# Columnas = 2  
# Tor. Tensión = 4  
# Tor. Cortante = 4  
Diámetro  $d_b = 38 \text{ mm}$

**ELEMENTOS MECANICOS**

$M = 57,456 \text{ Ton - m}$   
 $V = 80,972 \text{ Ton}$

El ancho  $b_p$  de diseño es  
 $b_p = b_{rb} + 25$

Se recomienda que:  
 $P_t = 51 \text{ mm}$ .



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

## DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO

CONCEPTO:	TESIS	
CAMPUS:	ARAGON	
ELABORO:	O. Rocha	
FECHA:		
HOJA:	2	DE: 4

### 1.- REVISION DE TORNILLOS A TENSION

$$F_f = \frac{M}{d_b - t_{fb}} \times \frac{57.456.300}{482 \cdot 26,9} = 126.250 \text{ kg}$$

$$T_{nec} = \frac{F_f}{4} = \frac{126.250}{4} = 31.562 \text{ kg}$$

$$\frac{T_{nec}}{T_{tor}} = \frac{31.562}{35.229} = 0,90 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

### 2.- DISEÑO DE SOLDADURA EN PATINES

$$w = \frac{F_f}{10,44 [2 (b_{fb} + t_{fb}) - t_{wb}]}$$

Espesor mínimo = 6 mm

$$w = \frac{126.250}{10,44 [2 [286 + 26,9] - 16,6]} = 19,9 \text{ mm}$$

### 3.- DISEÑO DE SOLDADURA EN ALMA

Espesor mínimo = 6 mm

$$w_a = \frac{0,6 F_y t_{wb}}{2 \times 10,44} = \frac{0,6 \times 25,30 \times 16,6}{2 \times 10,44} = 12,1 \text{ mm}$$

### 4.- DISEÑO DE PLACA DE EXTREMIDAD

Distancia efectiva de tornillos

$$P_e = P_f - (db / 4) - 0,707 w$$

$$P_e = 51 - \frac{38}{4} - 0,707 \cdot 19,9 = 27,5 \text{ mm}$$

Momento de la placa

$$M_e = \alpha_m F_f P_e / 4$$

$$\alpha_m = C_a C_b (A_f / A_w)^{1/3} (P_e / db)^{1/4}$$

C<sub>a</sub> = 1,13 para A - 36

$$C_a = 1,13$$

C<sub>a</sub> = 1,11 para A - 50

$$C_b = (b_{fb} / b_p)^{1/2} = 0,96$$

A<sub>f</sub> = Area del patinA<sub>w</sub> = Area del alma

$$(A_f / A_w) = \frac{b_{fb} \times t_{fb}}{(d_b - 2 t_{fb}) t_{wb}} = \frac{7693}{7108} = 1,08$$

$$(P_e / db) = 0,72$$

$$\alpha_m = 1,03$$

$$M_e = 889.279 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

Espesor de diseño tomando

F<sub>b</sub> = 0,75 F<sub>y</sub>

$$t_p = \sqrt{\frac{8 M_e}{F_y b_p}} = \sqrt{\frac{8 \times 889.279}{25,30 \times 311}} = 30,1 \text{ mm}$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL**  
**DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA:	3 DE: 4

**5.- ATIESADORES EN COLUMNA**

**A) PARA EVITAR LA FLUENCIA DEL ALMA**

$$P_{bf} = (5/3) F_f = 210.416 \text{ kg}$$

$$P_{bf \text{ per}} = F_y t_{wc} (t_b + 6k + 2t_p + 2w)$$

$$P_{bf \text{ per}} = 25,30 \times 12,6 [26,9 + 6 \times 38 + 2 \times 30,1 + 2 \times 20]$$

$$P_{bf \text{ per}} = 113.084 \text{ kg} < 210.416 \text{ Requiere atiesador}$$

**B) PARA EVITAR EL PANDEO DEL ALMA**

$$P_{bf \text{ per}} = \frac{3.435 t_{wc}^3 (F_y)^{1/2}}{d_c - 2k}$$

$$P_{bf \text{ per}} = \frac{3.435 \times 12,6^3 \times 25,30^{1/2}}{469 - 2 \times 38}$$

$$P_{bf \text{ per}} = 87.944 \text{ kg} < 210.416 \text{ Requiere atiesador}$$

**C) PARA DISMINUIR LA FLEXION DEL PATIN**

$$P_{ec} = (g/2) - k_1 - (db/4)$$

$$P_{ec} = \frac{203}{2} - 22 - \frac{38}{4} = 70,0 \text{ mm}$$

$$b_{p c} = 2.5 (P_f + t_b + P_f)$$

$$b_{p c} = 2.5 [51 + 26,9 + 51] = 322 \text{ mm}$$

$$M_e = \alpha_m F_f P_{ec} / 4$$

$$\alpha_m = C_a C_b (A_f / A_w)^{1/3} (P_{ec} / db)^{1/4}$$

$$C_a = 1,13$$

$$(P_{ec} / db) = 1,84$$

$$\alpha_m = 1,32$$

$$M_e = 2.908.546 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

$$t_{f \text{ min}} = \sqrt{\frac{8 M_e}{F_y b_p}} = \sqrt{\frac{8 \times 2.908.546}{25,30 \times 322}}$$

$$t_{f \text{ min}} = 53,4 \text{ mm} > 20,6 \text{ Requiere atiesador}$$

$$C_b = 1.0$$

$$(A_f / A_w) = 1.0$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

### DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO

CONCEPTO:	TESIS	
CAMPUS:	ARAGON	
ELABORO:	O. Rocha	
FECHA:		
HOJA:	4	DE: 4

Se considera que los tornillos que trabajan a tensión tienen adicionalmente un 25% de capacidad a esfuerzo cortante

#### 6.- REVISION DE TORNILLOS POR CORTANTE

$$V = 80.972 \text{ kg}$$

$$V_{nec} = \frac{V}{\# \text{ tor}} = \frac{80.972}{5} = 16.194 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{nec}}{V_{tor}} = \frac{16.194}{16.873} = 0,96 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$



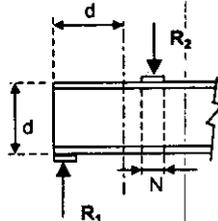
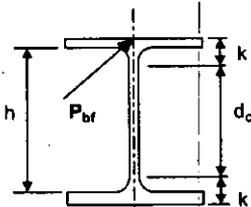
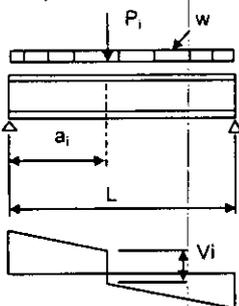
U.N.A.M.

**DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL  
DISEÑO DE ATIESADORES**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA:	5 DE: 5

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección K1  
Design considerations

Algunos de estos datos  
pueden ser nulos



Donde N será:  
 $N > k$

**DATOS GENERALES**

LONGITUD TOTAL	L = 450 cm
LONGITUD DE ARIOSTRAMIENTO AL PATIN SUPERIOR	L <sub>r</sub> = 450 cm
ACERO ESTRUCTURAL	F <sub>y</sub> = 2.530 kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELASTICIDAD	E <sub>s</sub> = 2.040.000 kg/cm <sup>2</sup>

**CARGAS APLICADAS DE DISEÑO**

w = 1,5 kg/cm			
P <sub>1</sub> = 5.000 kg	a <sub>1</sub> = 75 cm	V <sub>1</sub> = 5.017 kg	R <sub>IZO</sub> = 13.682 kg
P <sub>2</sub> = 10.000 kg	a <sub>2</sub> = 150 cm	V <sub>2</sub> = 10.017 kg	R <sub>DER</sub> = 6.993 kg
P <sub>3</sub> = 5.000 kg	a <sub>3</sub> = 224 cm	V <sub>3</sub> = 5.017 kg	M <sub>max</sub> = 1.648.802
P <sub>4</sub> = 0 kg	a <sub>4</sub> = 300 cm	V <sub>4</sub> = 17 kg	
P <sub>5</sub> = 0 kg	a <sub>5</sub> = 400 cm	V <sub>5</sub> = 17 kg	

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

PERFIL #	50	d = 31 cm
(IR o CE)	IR	t <sub>w</sub> = 0,94 cm
SECCION	IR305X74.4 kg/m	t <sub>f</sub> = 1,63 cm
	W12X50	b <sub>f</sub> = 20,5 cm
		k = 3,5 cm
		h = 27,7 cm

**1.- REVISION POR EFECTOS LOCALES EN VIGA DE CARGA**

$$P_{br} = \frac{5}{3} \frac{M}{d - t_f} = \frac{5}{3} \frac{1.648.802}{31 - 1.63} = 93.565$$

1) Revisión local del patin de la viga por flexión AISC (K1-1)

$$t_f \geq 0,4 \sqrt{\frac{P_{br}}{F_y}} = 0,4 \sqrt{\frac{93.565}{2.530}} = 2,43 \text{ cm}$$

t<sub>f</sub> = 1,63 < 2,43 ∴ Requiere un par de atiesadores en el patin de compresión

2) Revisión local del alma de la viga por flambéo bajo cargas concentradas AISC (K1-8)

$$d_c \leq \frac{34.400 t_w^3 \sqrt{F_y}}{P_{br}} = \frac{34.400 (0,94)^3 \sqrt{2.530}}{93.565} = 15,4 \text{ cm}$$

d<sub>c</sub> = 24 > 15,4 ∴ Requiere un par de atiesadores en el patin de compresión

3) Revisión local del alma por fluencia bajo cargas concentradas AISC (K1-2) y (K1-3)

$$f_v = \frac{R_2}{t_w (N + 5k)} \leq 0,66 F_y \quad \text{(K1-2) Cuando la carga concentrada está a más de un peralte del apoyo}$$

ó

$$f_v = \frac{R_1}{t_w (N + 2,5k)} \leq 0,66 F_y \quad \text{(K1-3) Cuando la carga concentrada está a menos de un peralte del apoyo}$$



U.N.A.M.

**DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL**  
**DISEÑO DE ATIESADORES**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA:	4 DE 5

Tomando la máxima carga o reacción en la viga  $R = 13.682 \text{ kg}$

Tipo de reacción:  $R_1$  ; que está actuando a menos de un peralte del apoyo

Por lo que el esfuerzo a cortante será:

$$f_v = \frac{13.682}{0,94 \cdot 3,5 + 2,5 \cdot 3,5} = 1.188 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{AISC (K1-3)}$$

$1.188 < 1.670$  ∴ NO Requiere atiesadores de soporte por fluencia del alma

4) Revisión local del alma por desgarramiento bajo cargas concentradas AISC (K1-4) y (K1-5)

$$R_4 \leq 565 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \text{(K1-4) Cuando la carga concentrada está a una distancia mayor a } d/2 \text{ del apoyo ó}$$

$$R_3 \leq 285 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \text{(K1-5) Cuando la carga concentrada está a una distancia menor a } d/2 \text{ del apoyo}$$

Cuando se colocan atiesadores y se extienden al menos a la mitad del peralte, no se necesita revisar el desgarramiento local.

En caso de revisar por desgarramiento, el tipo de reacción será:  $R_3$  menor a  $d/2$  del apoyo

$$R = 285 \cdot 0,94^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{3,5}{31} \right) \left( \frac{0,94}{1,63} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2.530 \cdot 1,63}{0,94}} = 19.154 \text{ kg} \quad \text{AISC (K1-4)}$$

$13.682 < 19.154$  ∴ NO Requiere atiesadores por desgarramiento del alma

5) Revisión local por flambéo indirecto del alma bajo cargas concentradas AISC (K1-6) y (K1-7)

a) Indicar si el patin cargado está restringido contra rotación (s, n): n

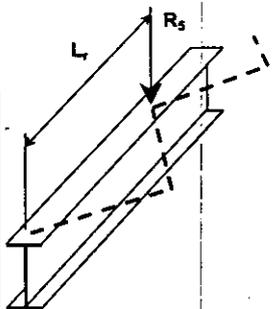
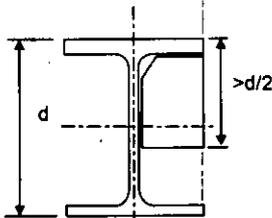
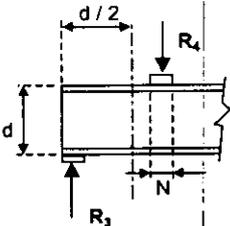
Las formulas (K1-6) ó (K1-7) NO necesitan ser revisadas si la relación  $(d_c/t_w) / (L_r/b_f)$  excede de: 2.3 ó 1.7, respectivamente.

$$\frac{\frac{d_c}{t_w}}{\frac{L_r}{b_f}} = \frac{\frac{24,0}{0,94}}{\frac{450}{20,5}} = 1,16 < 1,7 \quad \text{Si necesita revisión}$$

$$R_5 \leq \frac{478000 t_w^3}{h} \left[ 1 + 0,4 \left( \frac{\frac{d_c}{t_w}}{\frac{L_r}{b_f}} \right)^3 \right] \quad \text{(K1-6) Cuando el patin cargado está restringido contra rotación}$$

$$R_5 \leq \frac{478000 t_w^3}{h} \left[ 0,4 \left( \frac{\frac{d_c}{t_w}}{\frac{L_r}{b_f}} \right)^3 \right] \quad \text{(K1-7) Cuando el patin cargado no está restringido contra rotación}$$

Longitud de apoyo  
 $N = 3,5 \text{ cm} > k$



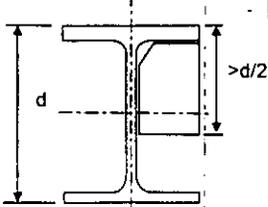


U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

## DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL DISEÑO DE ATIESADORES

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA:	3 DE: 5



$$R_s \leq \frac{478000 + 0,94^3}{27,7} \left[ 0 + 0,4 \left( \frac{24,0}{0,94} \right)^3 + \frac{450}{20,5} \right] = 9.008 \quad \text{kg} \quad \text{AISC (K1-7)}$$

10.000 > 9.008 ∴ SI Requiere atiesadores por flambéo indirecto

### II.- REVISION DE ATIESADORES DE CARGA

En caso de requerirse atiesadores, la separación máxima será:  $3h = 83 \text{ cm}$

por lo que se propone una distancia libre entre atiesadores transversales:  $a = 83 \text{ cm o.k.}$

No se requerirán atiesadores intermedios si  $(h / t_w) < 260$  y el esfuerzo cortante máximo en el alma,  $F_v$ , es menor que el permitido por la fórmula (F4-2).

Secc. F5.  $\frac{h}{t_w} = \frac{27,7}{0,94} = 29,5 < 260 \text{ o.k.}$

Secc. F4.  $F_v = \frac{F_y}{2,89} (C_v) < 0,40 F_y \quad \text{AISC (F4-2)}$

donde:

a)  $C_v = \frac{3\,160\,000 k_v}{F_y (h / t_w)^2} \quad \text{si: } C_v \leq 0,8$

b)  $C_v = \frac{1590 \sqrt{k_v}}{h / t_w \sqrt{F_y}} \quad \text{si: } C_v > 0,8$

$k_v = 4,0 + \frac{5,34}{(a / h)^2} \quad \text{si: } \frac{a}{h} \leq 1,0$

$k_v = 5,34 + \frac{4,0}{(a / h)^2} \quad \text{si: } \frac{a}{h} > 1,0$

$a / h = 83 / 27,7 = 3,0 > 1,0$

$k_v = 5,34 + \frac{4,00}{3,0^2} = 5,78$

a)  $C_v = \frac{3.160.000 \cdot 5,78}{2.530 \cdot 29,5^2} = 8,3 > 0,8 \text{ No aplica}$

b)  $C_v = \frac{1590 \sqrt{5,78}}{29,5 \sqrt{2.530}} = 2,6 > 0,8 \text{ o.k.}$

Por lo que utilizaremos el valor  $C_v = 2,6$

$F_v = \frac{F_y}{2,89} (C_v) = \frac{2.530 \cdot 2,6}{2,89} = 2.255 \text{ kg/cm}^2 > 0,4 F_y = 1.012$



U.N.A.M.

**DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL**  
**DISEÑO DE ATIESADORES**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA:	2 DE: 5

El esfuerzo cortante que rige es:

$$F_v = 1.012 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el esfuerzo actuante en la viga:

$$f_{vi} = \frac{V_i}{A_w} = \frac{V_i}{0,94 \cdot 31,0}$$

$f_{R1}$	=	470 kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{V1}$	=	172 kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{V2}$	=	344 kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{V3}$	=	172 kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{V4}$	=	1 kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{V5}$	=	1 kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{RD}$	=	240 kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.

Se colocarán atiesadores en donde se requieran, ya sea por efectos locales (I) o por esfuerzos (II)

**III.- DISEÑO DE ATIESADORES**

El ancho del atiesador queda limitado por el alma y el borde del patín, por lo que:

$$d_s = \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{20,5}{2} - \frac{0,94}{2} = 9,8 \text{ cm}$$

a) Revisando la relación ancho / espesor:

$$\frac{d_s}{t_s} < \frac{800}{\sqrt{F_y}}$$

$$t_{s \text{ min}} > \frac{d_s \sqrt{F_y}}{800} = \frac{9,8 \sqrt{2,530}}{800} = 0,61 \text{ cm}$$

Se propone: 2 atiesador(es) de espesor:  $t_s = 0,61 \text{ cm}$  o.k.

b) Revisión de dimensiones para cumplir con inercia mínima:

$$I_{s \text{ min}} = \left( \frac{h}{50} \right)^4 = \left( \frac{27,7}{50} \right)^4 = 0,09 \text{ cm}^4$$

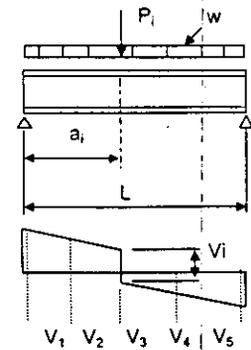
AISC (G4-1)

$$I_s = \frac{\# d_s t_s^3}{12} = \frac{2 \cdot 9,8 \cdot 0,61^3}{12} = 0,38 \text{ cm}^4$$

0,38 > 0,09 o.k.

c) Revisando el área mínima del atiesador:

$$A_s = \# d_s \cdot t_s = 2 \cdot 9,8 \cdot 0,61 = 12,0 \text{ cm}^2$$



$A_w$  = Área del alma de viga  
 $V_i$  = Cortantes actuantes

12  $t_w$  p / extremo viga  
25  $t_w$  p / interior viga

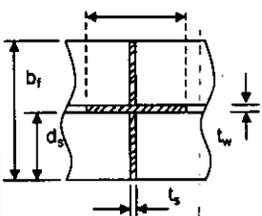


Table B5.1

1 atiesador = un solo lado  
2 atiesadores = ambos lados



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

## DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL DISEÑO DE ATIESADORES

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	
HOJA:	1 DE: 5

$$A_{s \text{ req}} = \frac{1 - C_v}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] Y D h t_s \quad \text{AISC (G4-1)}$$

donde;

$$Y = F_{y \text{ viga}} / F_{y_s} = 1.0$$

$$D = \begin{cases} 1.0 & \text{para un par de atiesadores} \\ 2.4 & \text{para atiesadores formados por una placa} \end{cases} = 1.0$$

Aplica solamente cuando  
 $C_v < 1.0$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{1 - 2.6}{2} \left[ \frac{83}{27.7} - \frac{(83 / 27.7)^2}{\sqrt{1 + (83 / 27.7)^2}} \right] 1.0 \cdot 1.0 \cdot 27.7 \cdot 0.61 = \quad \text{cm}^2$$

Secc. K1.8  
 $KL = 0.75 h$

d) Revisando el atiesador de carga para la carga máxima:

$$r = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{0.4}{12.0}} = 0.18 \text{ cm} \quad \frac{KL}{r} = \frac{0.75 h}{0.18} = \frac{0.75 \cdot 27.7}{0.18} = 117$$

Secc. E2.

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = 126$$

$$F_a = 751 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{AISC (E2-1 y E2-2)}$$

$$P = A_s \cdot F_a = 12.0 \cdot 751 = 9.034 \text{ kg}$$

$$9.034 < 13.682 \quad \text{Se necesita incrementar el espesor del atiesador}$$

e) Revisando el atiesador de carga para el cortante:  $V/2$ Se propone: 2 atiesador(es) de espesor:  $t_s = 0.61 \text{ cm}$  o.k.

$$I_s = \frac{\# d_s t_s^3}{12} = \frac{2 \cdot 9.8 \cdot 0.61^3}{12} = 0.38 \text{ cm}^4$$

$$0.38 > 0.09 \quad \text{o.k.}$$

$$A_s = \# d_s \cdot t_s = 2 \cdot 9.8 \cdot 0.61 = 12.0 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{0.4}{12.0}} = 0.18 \text{ cm} \quad \frac{KL}{r} = \frac{0.75 h}{0.18} = \frac{0.75 \cdot 27.7}{0.18} = 117$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = 126$$

$$F_a = 751 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = A_s \cdot F_a = 12.0 \cdot 751 = 9.034 \text{ kg}$$

$$9.034 < 10.017 \quad \text{Se necesita incrementar el espesor del atiesador}$$



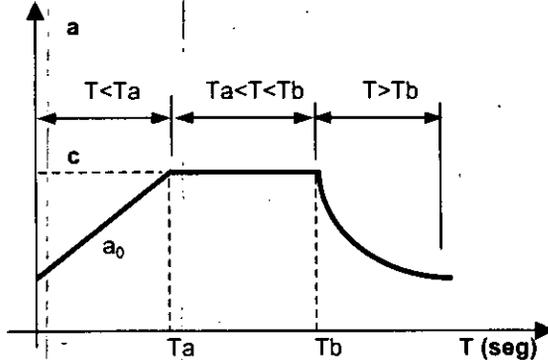
U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :



Zona sísmica	Tipo de suelo	a <sub>0</sub>	c	T <sub>a</sub> (seg)	T <sub>b</sub> (seg)
	I	0,04	0,14	0,2	0,6
<b>B</b>	II	<b>0,08</b>	<b>0,30</b>	<b>0,3</b>	<b>1,5</b>
	III	0,10	0,36	0,6	2,9

Verificando el valor de coeficiente sísmico empleado en el diseño del edificio, se obtienen en función de los desplazamientos globales de la estructura y en base a la rigidez relativa anteriormente obtenida, se presenta la justificación del análisis realizado.

**Estimación del periodo fundamental de la estructura**

a) Periodo en dirección Z

Nivel	W <sub>i</sub> (ton)	P <sub>i</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)	K <sub>i</sub> (ton/cm)	V <sub>i</sub> /K <sub>i</sub> (cm)	δ <sub>i</sub> (cm)	W <sub>i</sub> δ <sub>i</sub> <sup>2</sup>	P <sub>i</sub> δ <sub>i</sub>
35,212	24,782	9,863	9,863	944	0,0104481	0,00744	0,00137	0,0734
32,640	35,033	12,578	22,441	1893	0,0118547	0,00384	0,00052	0,0483
30,140	41,494	13,158	35,599	2666	0,013353	0,024	0,02390	0,3158
26,640	8,99	2,369	37,968	1200	0,03164	0,0016	0,00002	0,0038
21,805	422,84	75,483	113,451	750	0,151268	0,00512	0,01108	0,3865
19,300	66,443	9,205	122,656	1744	0,0703303	0,01248	0,01035	0,1149
17,000	48,936	5,333	127,989	2210	0,0579136	0,01664	0,01355	0,0887
14,500	51,503	3,266	131,255	2527	0,051941	0,00346	0,00062	0,0113
						Σ	0,06141	1,0427

$$T = 6.3 (\sum W_i \delta_i^2 / g \sum P_i \delta_i)^{1/2} = 0,49 \text{ seg}$$

Por lo que;

**T<sub>a</sub> < T < T<sub>b</sub>**

Rango en el espectro de diseño, donde NO se permite la reducción del coeficiente sísmico recomendado por CFE.



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

a) Periodo en dirección X

Nivel	Wi (ton)	Pi (ton)	Vi (ton)	Ki (ton/cm)	Vi/Ki (cm)	δi (cm)	Wi δi <sup>2</sup>	Pi δi
35,212	24,782	9,863	9,863	667	0,0147871	0,00744	0,00137	0,0734
32,640	35,033	12,578	22,441	6667	0,003366	0,00384	0,00052	0,0483
30,140	41,494	13,158	35,599	5000	0,0071198	0,024	0,02390	0,3158
26,640	8,99	2,369	37,968	6667	0,0056949	0,0016	0,00002	0,0038
21,805	422,84	75,483	113,451	4500	0,0252113	0,00512	0,01108	0,3865
19,300	66,443	9,205	122,656	5627	0,0217978	0,01248	0,01035	0,1149
17,000	48,936	5,333	127,989	2857	0,0447984	0,01664	0,01355	0,0887
14,500	51,503	3,266	131,255	2870	0,0457334	0,00346	0,00062	0,0113
						Σ	0,06141	1,0427

$$T = 6.3 (\sum Wi \delta_i^2 / g \sum Pi \delta_i)^{1/2} = 0.49 \text{ seg}$$

Por lo que;

$$T_a < T < T_b$$

Rango en el espectro de diseño, donde NO se permite la reducción del coeficiente sísmico recomendado por CFE.



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección F1.3 (nota)

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$$

Conservadoramente  $C_b = 1$

Algunos de estos datos  
pueden ser nulos

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3

Esfuerzo de flexión máximo  
 $F_b = 0.6 F_y$

DATOS GENERALES

LONGITUD TOTAL	L =	480	cm
LONGITUD DE ARIOSTRAMIENTO	L <sub>b</sub> =	120	cm
COEFICIENTE C <sub>b</sub>	C <sub>b</sub> =	1	
ACERO ESTRUCTURAL	F <sub>y</sub> =	2.530	kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELASTICIDAD	E <sub>s</sub> =	2.040.000	kg/cm <sup>2</sup>

CARGAS APLICADAS DE DISEÑO

w =	6,5	kg/cm		
P <sub>1</sub> =	0	kg	a <sub>1</sub> =	0 cm
P <sub>2</sub> =	0	kg	a <sub>2</sub> =	0 cm
P <sub>3</sub> =	0	kg	a <sub>3</sub> =	0 cm
P <sub>4</sub> =	0	kg	a <sub>4</sub> =	0 cm
P <sub>5</sub> =	0	kg	a <sub>5</sub> =	0 cm

MOMENTO DE DISEÑO	M <sub>d</sub> =	187.200	kg-cm
CORTANTE DE DISEÑO	V <sub>d</sub> =	1.560	kg

PERFIL #	10
(IR o CE)	IR
SECCION	IR203X15 kg/m
	W8X10

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

d =	20	cm
tw =	0,43	cm
d/A <sub>f</sub> =	3,85	cm <sup>-1</sup>
r <sub>T</sub> =	2,5	cm
I <sub>x</sub> =	1.282	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	128	cm <sup>3</sup>

REVISIÓN DE DEFLEXIONES

$$\text{DEFLEXIÓN PERMISIBLE} = L / 260 = 1.85 \text{ cm}$$

$$\text{DEFLEXIÓN CALCULADA} = 1.72 \text{ cm} < 1.85 \text{ cm} \quad \text{o.k.}$$

PARÁMETROS DE DISEÑO

$$A = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 53,2$$

$$B = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 119,1$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0,6 \cdot 2.530 = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

### DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

#### CÁLCULO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed:  
  
Sección F1.3 (F1-6)

$$Lb / r_T = 48,0$$

$$53,2 > 48,0 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (Lb/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2.530 \cdot 48,0^2}{1080 \times 10^5 \cdot 1} \right] \cdot 2.530 = \quad \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-7)

$$48,0 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(Lb / r_T)^2}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 \cdot 1}{48,0^2} = \quad \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-8)

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{Lb (d / A_f)}$$

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \cdot 1}{120 \cdot 3,85} = 1.827 \text{ kg/cm}^2$$

Rige el mayor valor de Fb  
pero menor a 0.6 Fy

$$F_b = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$

#### REVISIÓN POR FLEXION

Revisión de esfuerzos  
fb / Fb < 1.00

$$f_b = M_d / S_x = 187.200 / 128 = 1.463 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b / F_b = 1.463 / 1.518 = 0,96 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

#### REVISIÓN POR CORTANTE

Sección F4.1  
  
Revisión de esfuerzos  
fv / Fv < 1.00

$$f_v = \frac{V_d}{d t_w} = \frac{1.560}{20 \cdot 0,43} = 181 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 1.012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v / F_v = 181 / 1.012 = 0,18 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

**SE ACEPTA EL PERFIL PROPUESTO IR203X15 kg/m**



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección F1.3 (nota)

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$$

Conservadoramente,  $C_b = 1$

Algunos de estos datos  
pueden ser nulos

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3

Esfuerzo de flexión, máximo  
 $F_b = 0.6 F_y$

**DATOS GENERALES**

LONGITUD TOTAL	L =	480	cm
LONGITUD DE ARIOSTRAMIENTO	L <sub>b</sub> =	150	cm
COEFICIENTE C <sub>b</sub>	C <sub>b</sub> =	1	
ACERO ESTRUCTURAL	F <sub>y</sub> =	2.530	kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELASTICIDAD	E <sub>s</sub> =	2.040.000	kg/cm <sup>2</sup>

**CARGAS APLICADAS DE DISEÑO**

w =	7,5	kg/cm		
P <sub>1</sub> =	500	kg	a <sub>1</sub> =	80 cm
P <sub>2</sub> =	500	kg	a <sub>2</sub> =	160 cm
P <sub>3</sub> =	500	kg	a <sub>3</sub> =	320 cm
P <sub>4</sub> =	0	kg	a <sub>4</sub> =	0 cm
P <sub>5</sub> =	0	kg	a <sub>5</sub> =	0 cm
MOMENTO DE DISEÑO	M <sub>d</sub> =	316.460	kg-cm	
CORTANTE DE DISEÑO	V <sub>d</sub> =	2.717	kg	

PERFIL #	44	
(IR o CE)	IR	
SECCION	IR305X32.8	kg/m
	W12X22	

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

d =	31,3	cm
tw =	0,66	cm
d/A <sub>y</sub> =	2,83	cm <sup>-1</sup>
r <sub>T</sub> =	2,6	cm
I <sub>x</sub> =	6.493	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	416	cm <sup>3</sup>

**REVISIÓN DE DEFLEXIONES**

DEFLEXIÓN PERMISIBLE =	L / 260	=	1,85	cm
DEFLEXIÓN CALCULADA =	0,58	cm	<	1,85 cm o.k.

**PARÁMETROS DE DISEÑO**

$$A = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 53,2$$

$$B = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 119,1$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0,6 \cdot 2.530 = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

CÁLCULO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3 (F1-6)

$$Lb / r_T = 57,7$$

$$53,2 < 57,7 < 119,1 \quad \text{o.k.}$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (Lb/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2.530 \cdot 57,7^2}{1080 \times 10^5 \cdot 1} \right] \cdot 2.530 = 1.489 \text{ kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-7)

$$57,7 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(Lb/r_T)^2}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 \cdot 1}{57,7^2} = \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-8)

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{Lb (d / A_f)}$$

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \cdot 1}{150 \cdot 2,83} = 1.988 \text{ kg/cm}^2$$

Rige el mayor valor de  $F_b$   
pero menor a  $0.6 F_y$

$$F_b = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN POR FLEXION

$$f_b = M_d / S_x = 316.460 / 416 = 761 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b / F_b = 761 / 1.518 = 0,50 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

Revisión de esfuerzos  
 $f_b / F_b < 1.00$

REVISIÓN POR CORTANTE

$$f_v = \frac{V_d}{d t_w} = \frac{2.717}{31,3 \cdot 0,66} = 132 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 1.012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v / F_v = 132 / 1.012 = 0,13 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

Sección F4.1  
Revisión de esfuerzos  
 $f_v / F_v < 1.00$

SE ACEPTA EL PERFIL PROPUESTO IR305X32.8 kg/m



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección F1.3 (nota)

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$$

Conservadoramente  $C_b = 1$

Algunos de estos datos  
pueden ser nulos

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3

Esfuerzo de flexión máximo  
 $F_b = 0.6 F_y$

**DATOS GENERALES**

LONGITUD TOTAL	L =	290	cm
LONGITUD DE ARIOSTRAMIENTO	L <sub>b</sub> =	125	cm
COEFICIENTE C <sub>b</sub>	C <sub>b</sub> =	1	
ACERO ESTRUCTURAL	F <sub>y</sub> =	2.530	kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELASTICIDAD	E <sub>s</sub> =	2.040.000	kg/cm <sup>2</sup>

**CARGAS APLICADAS DE DISEÑO**

w =	6,5	kg/cm		
P <sub>1</sub> =	0	kg	a <sub>1</sub> =	0 cm
P <sub>2</sub> =	0	kg	a <sub>2</sub> =	0 cm
P <sub>3</sub> =	0	kg	a <sub>3</sub> =	0 cm
P <sub>4</sub> =	0	kg	a <sub>4</sub> =	0 cm
P <sub>5</sub> =	0	kg	a <sub>5</sub> =	0 cm

MOMENTO DE DISEÑO	M <sub>d</sub> =	68.331	kg-cm
CORTANTE DE DISEÑO	V <sub>d</sub> =	943	kg

PERFIL #	4
(IR o CE)	IR
SECCION	IR152X13.6 kg/m W6X9

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

d =	15	cm
tw =	0.43	cm
d/A <sub>t</sub> =	2,74	cm <sup>-1</sup>
r <sub>T</sub> =	2,6	cm
I <sub>x</sub> =	683	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	91	cm <sup>3</sup>

**REVISIÓN DE DEFLEXIONES**

$$\text{DEFLEXIÓN PERMISIBLE} = L / 260 = 1,12 \text{ cm}$$

$$\text{DEFLEXIÓN CALCULADA} = 0,43 \text{ cm} < 1,12 \text{ cm} \quad \text{o.k.}$$

**PARÁMETROS DE DISEÑO**

$$A = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 53,2$$

$$B = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 119,1$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0,6 \cdot 2.530 = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México. " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

CÁLCULO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

$$Lb / r_T = 48,1$$

Sección F1.3 (F1-6)

$$53,2 > 48,1 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (Lb/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2.530 \cdot 48,1^2}{1080 \times 10^5 \cdot 1} \right] \cdot 2.530 = \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-7)

$$48,1 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(Lb / r_T)^2}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 \cdot 1}{48,1^2} = \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-8)

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{Lb (d / A_f)}$$

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \cdot 1}{125 \cdot 2,74} = 2.464 \text{ kg/cm}^2$$

Rige el mayor valor de Fb  
pero menor a 0.6 Fy

$$F_b = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN POR FLEXION

$$f_b = M_d / S_x = 68.331 / 91 = 751 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de esfuerzos  
f<sub>b</sub> / F<sub>b</sub> < 1.00

$$f_b / F_b = 751 / 1.518 = 0,49 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

REVISIÓN POR CORTANTE

$$f_v = \frac{V_d}{d t_w} = \frac{943}{15 \cdot 0,43} = 146 \text{ kg/cm}^2$$

Sección F4.1

$$F_v = 0.4 F_y = 1.012 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de esfuerzos  
f<sub>v</sub> / F<sub>v</sub> < 1.00

$$f_v / F_v = 146 / 1.012 = 0,14 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

SE ACEPTA EL PERFIL PROPUESTO IR152X13.6 kg/m



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección F1.3 (nota)

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$$

Conservadoramente  $C_b = 1$

Algunos de estos datos  
pueden ser nulos

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3

Esfuerzo de flexión máximo  
 $F_b = 0.6 F_y$

**DATOS GENERALES**

LONGITUD TOTAL	L =	480	cm
LONGITUD DE ARIOSTRAMIENTO	L <sub>b</sub> =	150	cm
COEFICIENTE C <sub>b</sub>	C <sub>b</sub> =	1	
ACERO ESTRUCTURAL	F <sub>y</sub> =	2.530	kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELASTICIDAD	E <sub>s</sub> =	2.040.000	kg/cm <sup>2</sup>

**CARGAS APLICADAS DE DISEÑO**

w =	7.5	kg/cm		
P <sub>1</sub> =	2.350	kg	a <sub>1</sub> =	120 cm
P <sub>2</sub> =	2.200	kg	a <sub>2</sub> =	350 cm
P <sub>3</sub> =	700	kg	a <sub>3</sub> =	370 cm
P <sub>4</sub> =	0	kg	a <sub>4</sub> =	0 cm
P <sub>5</sub> =	0	kg	a <sub>5</sub> =	0 cm

MOMENTO DE DISEÑO	M <sub>d</sub> =	540.390	kg-cm
CORTANTE DE DISEÑO	V <sub>d</sub> =	4.319	kg

PERFIL #	45
(IR o CE)	IR
SECCION	IR305X38.7 kg/m W12X26

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

d =	31	cm
t <sub>w</sub> =	0.58	cm
d/A <sub>t</sub> =	1.95	cm <sup>-1</sup>
r <sub>T</sub> =	4.4	cm
I <sub>x</sub> =	8.491	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	547	cm <sup>3</sup>

**REVISIÓN DE DEFLEXIONES**

DEFLEXIÓN PERMISIBLE =	L / 260	=	1.85	cm		
DEFLEXIÓN CALCULADA =	0.75	cm	<	1.85	cm	o.k.

**PARÁMETROS DE DISEÑO**

$$A = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 * 1}}{2.530} = 53.2$$

$$B = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 * 1}}{2.530} = 119.1$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6 * 2.530 = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

CÁLCULO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3 (F1-6)

$$Lb / r_T = 34,1$$

$$53,2 > 34,1 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (Lb/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2.530 \cdot 34,1^2}{1080 \times 10^5 \cdot 1} \right] \cdot 2.530 = \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-7)

$$34,1 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(Lb / r_T)^2}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 \cdot 1}{34,1^2} = \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-8)

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{Lb (d / A_f)}$$

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \cdot 1}{150 \cdot 1,95} = 2.885 \text{ kg/cm}^2$$

Rige el mayor valor de Fb  
pero menor a 0.6 Fy

$$F_b = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN POR FLEXION

Revisión de esfuerzos  
fb / Fb < 1.00

$$f_b = M_d / S_x = 540.390 / 547 = 988 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b / F_b = 988 / 1.518 = 0,65 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

REVISIÓN POR CORTANTE

Sección F4.1

Revisión de esfuerzos  
fv / Fv < 1.00

$$f_v = \frac{V_d}{d t_w} = \frac{4.319}{31 \cdot 0,58} = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 1.012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v / F_v = 240 / 1.012 = 0,24 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

SE ACEPTA EL PERFIL PROPUESTO IR305X38.7 kg/m



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

**DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

**DATOS GENERALES**

LONGITUD TOTAL	L =	350	cm
LONGITUD DE ARIOSTRAMIENTO	Lb =	350	cm
COEFICIENTE Cb	Cb =	1	
ACERO ESTRUCTURAL	Fy =	2.530	kg/cm <sup>2</sup> .
MÓDULO DE ELASTICIDAD	Es =	2.040.000	kg/cm <sup>2</sup>

**CARGAS APLICADAS DE DISEÑO**

w =	1,2	kg/cm			
P <sub>1</sub> =	0	kg	a <sub>1</sub> =	0	cm
P <sub>2</sub> =	21.000	kg	a <sub>2</sub> =	150	cm
P <sub>3</sub> =	0	kg	a <sub>3</sub> =	0	cm
P <sub>4</sub> =	0	kg	a <sub>4</sub> =	0	cm
P <sub>5</sub> =	0	kg	a <sub>5</sub> =	0	cm

MOMENTO DE DISEÑO	Md =	1.802.962	kg-cm
CORTANTE DE DISEÑO	Vd =	12.210	kg

PERFIL #	110	
(IR o CE)	IR	
SECCION	IR406X67.4	kg/m
	W16X45	

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

d =	41	cm
tw =	0,88	cm
d/A <sub>T</sub> =	1,6	cm <sup>-1</sup>
r <sub>T</sub> =	4,6	cm
I <sub>x</sub> =	24.391	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	1.191	cm <sup>3</sup>

**REVISIÓN DE DEFLEXIONES**

DEFLEXIÓN PERMISIBLE =	L / 260	=	1,35	cm		
DEFLEXIÓN CALCULADA =	0,37	cm	<	1,35	cm	o.k.

**PARÁMETROS DE DISEÑO**

$$A = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 \cdot C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 53,2$$

$$B = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 \cdot C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 119,1$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0,6 \cdot 2.530 = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección F1.3 (nota)  
 $C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) +$   
 $+ 0.3 (M_1/M_2)^2$   
Conservadoramente  $C_b = 1$

Algunos de estos datos  
pueden ser nulos

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3

Esfuerzo de flexión máximo  
 $F_b = 0.6 F_y$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

CÁLCULO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3 (F1-6)

$$L_b / r_T = 76,1$$

$$53,2 < 76,1 < 119,1 \quad \text{o.k.}$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (L_b/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2.530 \cdot 76,1^2}{1080 \times 10^5 \cdot 1} \right] \cdot 2.530 = 1.344 \text{ kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-7)

$$76,1 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(L_b / r_T)^2}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 \cdot 1}{76,1^2} = \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-8)

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{L_b (d / A_f)}$$

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \cdot 1}{350 \cdot 1,6} = 1.507 \text{ kg/cm}^2$$

Rige el mayor valor de  $F_b$   
pero menor a  $0.6 F_y$

$$F_b = 1.507 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN POR FLEXION

$$f_b = M_d / S_x = 1.802.962 / 1.191 = 1.514 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b / F_b = 1.514 / 1.507 = 1,00 > 1,00 \quad \text{ESCAZA POR FLEXIÓN}$$

Revisión de esfuerzos  
 $f_b / F_b < 1.00$

REVISIÓN POR CORTANTE

$$f_v = \frac{V_d}{d t_w} = \frac{12.210}{41 \cdot 0,88} = 338 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 1.012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v / F_v = 338 / 1.012 = 0,33 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

Revisión de esfuerzos  
 $f_v / F_v < 1.00$

CAMBIAR EL PERFIL PROPUESTO IR406X67.4 kg/m



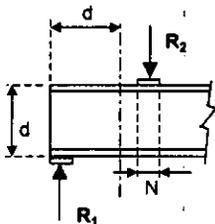
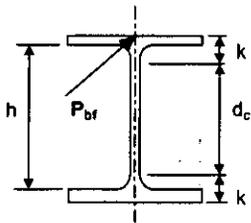
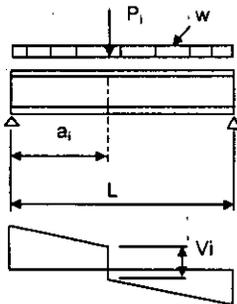
U.N.A.M.

**DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección K1  
Design considerations

Algunos de estos datos  
pueden ser nulos



Donde N será:  
N > k

**DATOS GENERALES**

LONGITUD TOTAL	L = 450 cm
LONGITUD DE ARIOSTRAMIENTO AL PATIN SUPERIOR	L <sub>r</sub> = 450 cm
ACERO ESTRUCTURAL	F <sub>y</sub> = 2.530 kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELASTICIDAD	E <sub>s</sub> = 2.040.000 kg/cm <sup>2</sup>

**CARGAS APLICADAS DE DISEÑO**

w = 1,5 kg/cm			
P <sub>1</sub> = 71.000 kg	a <sub>1</sub> = 225 cm	V <sub>1</sub> = 17 kg	R <sub>IZQ</sub> = 35.838 kg
P <sub>2</sub> = 0 kg	a <sub>2</sub> = 0 cm	V <sub>2</sub> = 17 kg	R <sub>DER</sub> = 35.838 kg
P <sub>3</sub> = 0 kg	a <sub>3</sub> = 0 cm	V <sub>3</sub> = 17 kg	M <sub>max</sub> = 8.025.469
P <sub>4</sub> = 0 kg	a <sub>4</sub> = 0 cm	V <sub>4</sub> = 17 kg	
P <sub>5</sub> = 0 kg	a <sub>5</sub> = 0 cm	V <sub>5</sub> = 17 kg	

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

PERFIL #	129	d = 48,2 cm
(IR o CE)	IR	t <sub>w</sub> = 1,66 cm
SECCION	IR457X177.8 kg/m	t <sub>f</sub> = 2,69 cm
	W18X119 NO COMERCIAL	b <sub>f</sub> = 28,6 cm
		k = 4,4 cm
		h = 42,8 cm

**1.- REVISION POR EFECTOS LOCALES EN VIGA DE CARGA**

$$P_{bf} = \frac{5}{3} \frac{M}{d - t_f} = \frac{5}{3} \frac{8.025.469}{48,2 - 2,69} = 293.909$$

1) Revisión local del patin de la viga por flexión AISC (K1-1)

$$t_f \geq 0,4 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_y}} = 0,4 \sqrt{\frac{293.909}{2.530}} = 4,31 \text{ cm}$$

t<sub>f</sub> = 2,69 < 4,31 ∴ Requiere un par de atiesadores en el patin de compresión

2) Revisión local del alma de la viga por flambéo bajo cargas concentradas AISC (K1-8)

$$d_c \leq \frac{34.400 t_w^3 \sqrt{F_y}}{P_{bf}} = \frac{34.400 (1,66)^3 \sqrt{2.530}}{293.909} = 26,9 \text{ cm}$$

d<sub>c</sub> = 39,4 > 26,9 ∴ Requiere un par de atiesadores en el patin de compresión

3) Revisión local del alma por fluencia bajo cargas concentradas AISC (K1-2) y (K1-3)

$$f_v = \frac{R_2}{t_w (N + 5k)} \leq 0,66 F_y \quad \text{(K1-2) Cuando la carga concentrada está a más de un peralte del apoyo}$$

ó

$$f_v = \frac{R_1}{t_w (N + 2,5k)} \leq 0,66 F_y \quad \text{(K1-3) Cuando la carga concentrada está a menos de un peralte del apoyo}$$



U.N.A.M.

**DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

Tomando la maxima carga o reacción en la viga  $R = 71.000 \text{ kg}$

Tipo de reacción:  $R_2$  ; que está actuando a más de un peralte del apoyo

Por lo que el esfuerzo a cortante será:

$$f_v = \frac{71.000}{1,66 \cdot 4,4 + 5 \cdot 4,4} = 1.620 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{AISC (K1-2)}$$

$1.620 < 1.670$  NO Requiere atiesadores de soporte por fluencia del alma

4) Revisión local del alma por desgarramiento bajo cargas concentradas AISC (K1-4) y (K1-5)

$$R_4 \leq 565 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \text{(K1-4) Cuando la carga concentrada está a una distancia mayor a } d/2 \text{ del apoyo}$$

$$R_3 \leq 285 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \text{(K1-5) Cuando la carga concentrada está a una distancia menor a } d/2 \text{ del apoyo}$$

Cuando se colocan atiesadores y se extienden al menos a la mitad del peralte, no se necesita revisar el desgarramiento local.

En caso de revisar por desgarramiento, el tipo de reacción será:  $R_4$  mayor a  $d/2$  del apoyo

$$R = 565 \cdot 1,66^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{4,4}{48,2} \right) \left( \frac{1,66}{2,69} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2.530 \cdot 2,69}{1,66}} = \text{##### kg} \quad \text{AISC (K1-4)}$$

$71.000 < \text{#####}$  NO Requiere atiesadores por desgarramiento del alma

5) Revisión local por flambéo indirecto del alma bajo cargas concentradas AISC (K1-6) y (K1-7)

a) Indicar si el patín cargado está restringido contra rotación (s, n): N

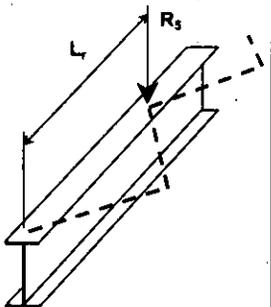
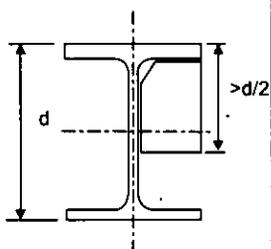
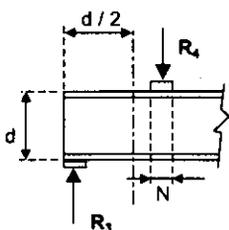
Las formulas (K1-6) ó (K1-7) NO necesitan ser revisadas si la relación  $(d_c/t_w) / (L_r/b_f)$  excede de: 2,3 ó 1,7, respectivamente.

$$\frac{\frac{d_c}{t_w}}{\frac{L_r}{b_f}} = \frac{\frac{39,4}{1,66}}{\frac{450}{28,6}} = 1,51 < 1,7 \quad \therefore \text{Si necesita revisión}$$

$$R_5 \leq \frac{478000}{h} t_w^3 \left[ 1 + 0,4 \left( \frac{\frac{d_c}{t_w}}{\frac{L_r}{b_f}} \right)^3 \right] \quad \text{(K1-6) Cuando el patín cargado está restringido contra rotación}$$

$$R_5 \leq \frac{478000}{h} t_w^3 \left[ 0,4 \left( \frac{\frac{d_c}{t_w}}{\frac{L_r}{b_f}} \right)^3 \right] \quad \text{(K1-7) Cuando el patín cargado no está restringido contra rotación}$$

Longitud de apoyo  
 $N = 4,4 \text{ cm} > k$

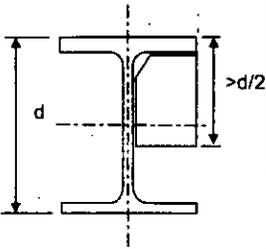




U.N.A.M.

**DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :



$$R_s \leq \frac{478000 + 1,66^3}{42,8} \left[ 0 + 0,4 \left( \frac{39,4}{1,66} \right)^3 \right] = 70.112 \quad \text{kg} \quad \text{AISC (K1-7)}$$

71.000 > 70.112      SI Requiere atiesadores por flambéo indirecto

**II .- REVISION DE ATIESADORES DE CARGA**

En caso de requerirse atiesadores, la separación máxima será:      3 h = 128 cm

por lo que se propone una distancia libre entre atiesadores transversales:      a = 125 cm o.k.

No se requerían atiesadores intermedios si (h / t<sub>w</sub>) < 260 y el esfuerzo cortante máximo en el alma, f<sub>v</sub>, es menor que el permitido por la fórmula (F4-2).

Secc. F5.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{42,8}{1,66} = 25,8 < 260 \quad \text{o.k.}$$

Secc. F4.

$$F_v = \frac{F_y}{2,89} (C_v) < 0.40 F_y \quad \text{AISC (F4-2)}$$

donde:

$$\text{a) } C_v = \frac{3\,160\,000\,k_v}{F_y (h/t_w)^2} \quad \text{si; } C_v \leq 0.8$$

$$\text{b) } C_v = \frac{1590 \sqrt{k_v}}{h/t_w \sqrt{F_y}} \quad \text{si; } C_v > 0.8$$

$$k_v = 4,0 + \frac{5,34}{(a/h)^2} \quad \text{si; } \frac{a}{h} \leq 1,0$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4,0}{(a/h)^2} \quad \text{si; } \frac{a}{h} > 1,0$$

$$a/h = 125 / 42,8 = 2,9 > 1,0$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4,00}{2,9^2} = 5,81$$

$$\text{a) } C_v = \frac{3.160.000 \cdot 5,81}{2.530 \cdot 25,8^2} = 10,9 > 0,8 \quad \text{No aplica}$$

$$\text{b) } C_v = \frac{1590 \sqrt{5,81}}{25,8 \sqrt{2.530}} = 3,0 > 0,8 \quad \text{o.k.}$$

Por lo que utilizaremos el valor C<sub>v</sub> = 3,0

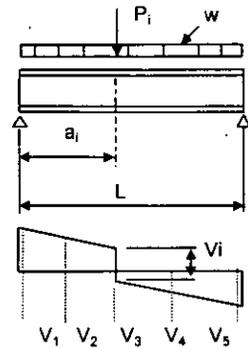
$$F_v = \frac{F_y}{2,89} (C_v) = \frac{2.530 \cdot 3,0}{2,89} = 2.586 \text{ kg/cm}^2 > 0.4 F_y = 1.012$$



U.N.A.M.

**DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS**

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :



$A_w$  = Area del alma de viga  
 $V_i$  = Cortantes actuantes

12  $t_w$  p / extremo viga  
25  $t_w$  p / interior viga

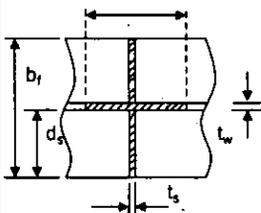


Table B5.1

1 atiesador = un solo lado  
2 atiesadores = ambos lados

El esfuerzo cortante que rige es:

$$F_v = 1.012 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el esfuerzo actuante en la viga:

$$f_{vi} = \frac{V_i}{A_w} = \frac{V_i}{1,66 \cdot 48,2}$$

$f_{R1}$	=	448	kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{v1}$	=	0	kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{v2}$	=	0	kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{v3}$	=	0	kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{v4}$	=	0	kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{v5}$	=	0	kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.
$f_{RD}$	=	448	kg/cm <sup>2</sup>	<	1.012	o.k.

Se colocarán atiesadores en donde se requieran, ya sea por efectos locales (I) o por esfuerzos (II)

**III .- DISEÑO DE ATIESADORES**

El ancho del atiesador queda limitado por el alma y el borde del patín, por lo que:

$$d_s = \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{28,6}{2} - \frac{1,66}{2} = 13,5 \text{ cm}$$

a) Revisando la relación ancho / espesor:

$$\frac{d_s}{t_s} < \frac{800}{\sqrt{F_y}}$$

$$t_{s \text{ min}} > \frac{d_s \sqrt{F_y}}{800} = \frac{13,5 \sqrt{2,530}}{800} = 0,85 \text{ cm}$$

Se propone: 2 atiesador(es) de espesor:  $t_s = 2,20 \text{ cm}$  o.k.

b) Revisión de dimensiones para cumplir con inercia mínima:

$$I_{s \text{ min}} = \left( \frac{h}{50} \right)^4 = \left( \frac{42,8}{50} \right)^4 = 0,54 \text{ cm}^4$$

AISC (G4-1)

$$I_s = \frac{\# d_s t_s^3}{12} = \frac{2 \cdot 13,5 \cdot 2,20^3}{12} = 23,90 \text{ cm}^4$$

23,90 > 0,54 o.k.

c) Revisando el área mínima del atiesador:

$$A_s = \# d_s \cdot t_s = 2 \cdot 13,5 \cdot 2,20 = 59,3 \text{ cm}^2$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

$$A_{s \text{ req}} = \frac{1 - C_v}{2} \left( \frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) Y D h t_s \quad \text{AISC (G4-1)}$$

donde:

$$Y = F_y \text{ viga} / F_{y_s} = 1,0$$

$$D = 1,0 \text{ para un par de atiesadores} = 1,0$$

$$2,4 \text{ para atiesadores formados por una placa}$$

Aplica solamente cuando  
 $C_v < 1.0$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{1 - 3,0}{2} \left( \frac{125}{42,8} - \frac{(125 / 42,8)^2}{\sqrt{1 + (125 / 42,8)^2}} \right) 1,0 \cdot 1,0 \cdot 42,8 \cdot 2,20 = \quad \text{cm}^2$$

d) Revisando el atiesador de carga para la carga máxima:

$$r = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{23,9}{59,3}} = 0,64 \text{ cm} \quad \frac{KL}{r} = \frac{0,75 h}{0,64} = \frac{0,75 \cdot 42,8}{0,64} = 51$$

Secc. K1.8  
 $KL = 0,75 h$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = 126$$

Secc. E2.

$$F_a = 1.286 \text{ kg/cm}^2$$

AISC (E2-1 y E2-2)

$$P = A_s \cdot F_a = 59,3 \cdot 1.286 = 76.234 \text{ kg}$$

$$76.234 > 71.000 \quad \text{o.k.}$$

e) Revisando el atiesador de carga para el cortante:  $V/2$ Se propone: 2 atiesador(es) de espesor:  $t_s = 2,20 \text{ cm}$  o.k.

$$I_s = \frac{\# d_s t_s^3}{12} = \frac{2 \cdot 13,5 \cdot 2,20^3}{12} = 23,90 \text{ cm}^4$$

$$23,90 > 0,54 \quad \text{o.k.}$$

$$A_s = \# d_s \cdot t_s = 2 \cdot 13,5 \cdot 2,20 = 59,3 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{23,9}{59,3}} = 0,64 \text{ cm} \quad \frac{KL}{r} = \frac{0,75 h}{0,64} = \frac{0,75 \cdot 42,8}{0,64} = 51$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = 126$$

$$F_a = 1.286 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = A_s \cdot F_a = 59,3 \cdot 1.286 = 76.234 \text{ kg}$$

$$76.234 > 17 \quad \text{o.k.}$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.  
Sección F1.3 (nota)

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$$

Conservadoramente  $C_b = 1$

Algunos de estos datos  
pueden ser nulos

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3

Esfuerzo de flexión máximo  
 $F_b = 0.6 F_y$

DATOS GENERALES

LONGITUD TOTAL	L =	483	cm
LONGITUD DE ARIOSTRAMIENTO	L <sub>b</sub> =	120	cm
COEFICIENTE C <sub>b</sub>	C <sub>b</sub> =	1	
ACERO ESTRUCTURAL	F <sub>y</sub> =	2.530	kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELASTICIDAD	E <sub>s</sub> =	2.040.000	kg/cm <sup>2</sup>

CARGAS APLICADAS DE DISEÑO

w =	5,5	kg/cm		
P <sub>1</sub> =	700	kg	a <sub>1</sub> =	135 cm
P <sub>2</sub> =	500	kg	a <sub>2</sub> =	255 cm
P <sub>3</sub> =	300	kg	a <sub>3</sub> =	375 cm
P <sub>4</sub> =	0	kg	a <sub>4</sub> =	0 cm
P <sub>5</sub> =	0	kg	a <sub>5</sub> =	0 cm

MOMENTO DE DISEÑO	M <sub>d</sub> =	281.192	kg-cm
CORTANTE DE DISEÑO	V <sub>d</sub> =	2.134	kg

PERFIL #	12	
(IR o CE)	IR	
SECCION	IR203X22.5	kg/m
	W8X15	

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

d =	20,6	cm
tw =	0,62	cm
d/A <sub>t</sub> =	2,52	cm <sup>-1</sup>
r <sub>T</sub> =	2,6	cm
I <sub>x</sub> =	1.998	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	193	cm <sup>3</sup>

REVISIÓN DE DEFLEXIONES

$$\text{DEFLEXIÓN PERMISIBLE} = L / 260 = 1,86 \text{ cm}$$

$$\text{DEFLEXIÓN CALCULADA} = 1,62 \text{ cm} < 1,86 \text{ cm} \quad \text{o.k.}$$

PARÁMETROS DE DISEÑO

$$A = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{717 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 53,2$$

$$B = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 C_b}}{F_y} = \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 \cdot 1}}{2.530} = 119,1$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0,6 \cdot 2.530 = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR AISC  
EDIFICIO DE TOLVAS

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

CÁLCULO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

De acuerdo al  
A.I.S.C. 9ª ed.

Sección F1.3 (F1-6)

$$L_b / r_T = 46,2$$

$$53,2 > 46,2 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (L_b/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2.530 \cdot 46,2^2}{1080 \times 10^5 \cdot 1} \right] \cdot 2.530 = \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-7)

$$46,2 < 119,1 \quad \text{NO APLICA}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(L_b / r_T)^2}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 \cdot 1}{46,2^2} = \text{kg/cm}^2$$

Sección F1.3 (F1-8)

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{L_b (d / A_f)}$$

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \cdot 1}{120 \cdot 2,52} = 2.791 \text{ kg/cm}^2$$

Rige el mayor valor de Fb  
pero menor a 0.6 Fy

$$F_b = 1.518 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN POR FLEXION

Revisión de esfuerzos  
fb / Fb < 1.00

$$f_b = M_d / S_x = 281.192 / 193 = 1.457 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b / F_b = 1.457 / 1.518 = 0,96 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

REVISIÓN POR CORTANTE

Sección F4.1

Revisión de esfuerzos  
fv / Fv < 1.00

$$f_v = \frac{V_d}{d t_w} = \frac{2.134}{20,6 \cdot 0,62} = 167 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 1.012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v / F_v = 167 / 1.012 = 0,17 < 1,00 \quad \text{o.k.}$$

SE ACEPTA EL PERFIL PROPUESTO IR203X22.5 kg/m



### V.3 DISEÑO EN ACERO DE ESTRUCTURA PRINCIPAL (programa Staad).

Hasta ahora se han mencionado los puntos más básicos e importantes de un diseño en acero que debe cumplir una estructura metálica con el código americano AISC.

Sin embargo, el programa Staad contiene un serie de herramientas que facilitan el diseño de miembros analizados en forma individual. El programa contiene parámetros por defecto los cuales son seleccionados por muchos usuarios como números convencionales para diseño. A continuación se presentan los parámetros de diseño para estructura de acero según el código AISC.

PARAMETRO	VALOR POR DEFAULT	DESCRIPCION
<u>KY</u>	1.0	Valor de K en el eje local Y. Usualmente es el eje menor.
<u>KZ</u>	1.0	Valor de K en el eje local Z Usualmente es el eje mayor.
<u>LY</u>	Longitud del miembro	Longitud en eje local Y para determinar la relación de esbeltez.
<u>LZ</u>	Longitud del miembro	Longitud en eje local Z para determinar la relación de esbeltez.
<u>FYLD</u>	36 ksi (2530 kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la fluencia del acero en las unidades en uso.
<u>NSF</u>	1.0	Factor de sección neta para la tensión en miembros.
<u>UNL</u>	Longitud del miembro	Longitud no apoyada para el calculo del esfuerzo de flexión permisible.
<u>UNF</u>	1.0	Longitud no apoyada para el calculo del esfuerzo de flexión permisible, como una fracción de la longitud real del miembro
<u>CB</u>	1.0	Coefficiente de flexión que depende de la variación del momento de flexión. $C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$
<u>SSY</u>	0.0	0.0= Lateral eje local Y 1.0= No lateral
<u>SSZ</u>	0.0	0.0= Lateral eje local Z 1.0= No lateral
<u>CMY</u> <u>CMZ</u>	0.85 para laterales * y calculado para no laterales	Cm= Es un factor de corrección a la amplificación normal, que en muchos casos será de 1.0 y que compensa la variación en la distribución del momento flexionante a lo largo del miembro.
<u>MAIN</u>	0.0	0.0= Revisión de esbeltez 1.0= Cancela revisión de esbeltez
<u>STIFF</u>	Longitud del miembro	Espaciamiento de atiesadores en diseño de travesaños armados
<u>PUNCH</u>	Ver sección 3.9 manual STAAD-III	Parámetro para el esfuerzo cortante de penetración
<u>TRACK</u>	0.0	0.0=Cancela impresión de esfuerzos críticos del miembro 1.0=imprime todos los esfuerzos críticos del miembro 2.0= imprime salida expandida
<u>DMAX</u>	45 pulgadas (115 cm.)	Máximo peralte permisible
<u>DMIN</u>	0.0 pulgadas	Mínimo peralte permisible
<u>RATIO</u>	1.0	Relación entre esfuerzos actuantes y esfuerzos permisibles
<u>WELD</u>	1 secciones cerradas 2 secciones abiertas	Tipo de soldadura tal como se aplica en la sección 3.11. Un valor de 1.0 significa que la soldadura esta solamente en un lado excepto para secciones de patin ancho o secciones T, donde se asume que el alma esta soldada por ambos lados. Un valor de 2 significa que ambos lados están soldados. Para secciones cerradas como tubulares, la soldadura esta solamente de un solo lado.
<u>BEAM</u>	0.0	0.0= Diseño solo para momento en los extremos o en aquellos puntos especificos por el comando SECTION. 1.0=Calcula momentos en doce puntos a lo largo de la viga y usa el máximo momento (Mz) para el diseño.
<u>WMIN</u>	1/8 pulgas (1.6 mm)	Espesor de soldadura mínimo.
<u>WSTR</u>	0.4 x FYLD	Esfuerzo permisible de soldadura
<u>DFL</u>	Ninguna (verificación de deflexión)	Longitud de deflexión / máxima deflexión local permisible
<u>DJ1</u>	Nodo inicial del miembro	Numero de nodos que denote el punto inicial para el calculo de la



		longitud de deflexión (ver nota).
DJ2	Nodo final del miembro	Numero de nodos que denote el punto final para el calculo de la longitud de deflexión(ver nota).
TORSION	0.0	0.0= No diseña por torsión. 1.0= Diseña por torsión

\* En el caso de que no exista lateralidad, lo cual quiere decir que el miembro esta restringido en ambos extremos, el valor Cm se calcula en base a las formulas del capitulo H1 del código AISC.

En base a el resumen de parámetros a utilizar en el programa staad, a continuación se presenta el listado de datos de entrada para el diseño de miembros estructurales del edificio de tolvas:

```
PARAMETER
CODE AISC
BEAM 1 ALL
RATIO 1 ALL
TRACK 1 ALL
UNL 4.8 MEMB 1003 1004 1008 1009 1025 TO 1028
UNL 1.2 MEMB 1011 TO 1021
UNL 2.5 MEMB 1101 1106
UNL 1.2 MEMB 1225 TO 1231
UNL 1.2 MEMB 1315 TO 1319
UNL 4.8 MEMB 1301 TO 1310 1313 1314
UNL 4.8 MEMB 1405 TO 1414
UNL 2 MEMB 1415 TO 1424
UNL 5.2 MEMB 1517 TO 1521 1523 TO 1527
UNL 4.8 MEMB 1507 TO 1516
UNL 1.2 MEMB 1611 TO 1615
UNL 4.8 MEMB 1601 TO 1610
UNL 1.4 MEMB 1721 TO 1727
UNL 1.8 MEMB 1813 TO 1816
KZ 0.5 MEMB 5015 5016 5713 5714
LZ 8.3 MEMB 5015 5016 5713 5714
KY 0.5 MEMB 386 TO 392 394 395 398 TO 407 410 TO 419 422 TO 439
CHECK CODE ALL
FINISH
```

Es así como hasta ahora, se termina de capturar los datos de entrada para el análisis y diseño del edificio de tolvas en el programa Staad. A continuación se presentará un resumen de los datos de salida, así como graficos proporcionados por el programa.



## Tabulación de resultados de diseño en acero

En la obtención de un diseño en un miembro seleccionado en base a un código, el programa produce la tabulación de resultados en una forma general. Los miembros en la información de salida se explican en forma breve a continuación:

- a) MEMBER el cual refiere el miembro seleccionada para su diseño en base a el código.
- b) TABLE refiere al AISC el cual el miembro ha revisado contra el código de acero.
- c) RESULT imprime el estado del miembro como aprobado PASS o como falla FAIL, cuando el \* aparece indica un miembro como no aprobado.
- d) CRITICAL COND refiere a la sección de acero que gobierna el diseño.
- e) RATIO indica la relación de interacción entre esfuerzo permisible y esfuerzo actuante. Normalmente menor que 1.0
- f) LOADING indica la condición de carga que rige el diseño del miembro.
- g) FX, MY y MZ indican la fuerza axial, momento local en eje Y y momento local en eje Z respectivamente. Tales elementos mecánicos son por análisis y diseño del miembro, sin embargo, cada condición de carga tiene valores diferentes que pueden ser los de verdadero interés.
- h) LOCATION especifica en que distancia de donde comienza un miembro a el punto donde rige el esfuerzo mayor.
- i) TRACK 1.0 cuando está activado indicará los esfuerzos permisibles en los miembros a compresión y en tensión. FCY & FCZ, FTY & FTZ, en compresión FA y en cortante FV adicionalmente proporcionará la relación de esbeltez, longitud, área, modulo de sección y CB.

En el base a esta información, se puede presentar el listado de diseño en acero que presenta el programa Staad así como los gráficos correspondientes a la interacción entre esfuerzos permisibles y esfuerzos actuantes. Es así como se presentará la revisión general del edificio de tolvas en su diseño en acero en base a el código AISC.



#### V.4 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO

La seguridad de un edificio cualquiera que sea su uso, se obtiene mediante la evaluación de los desplazamientos totales y parciales de cada uno de los entresijos, en realidad, el reglamento de construcciones del distrito federal indica unos valores para tales efectos debido a las fuerzas cortantes horizontales calculado con alguno de los análisis sísmicos mencionados anteriormente. tales valores son:

- a) **0.006** Veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo aquellos elementos que sean incapaces de soportar deformaciones apreciables o que sufran daños temporales y que representen inseguridad.
- b) **0.012** Veces para elementos que puedan sufrir daños temporales y que requieran reparación como: muros de mampostería.

El cálculo de las deformaciones laterales se puede omitir si se aplica el método de análisis simplificado.

Cuando se obtuvieron las fuerzas laterales debido a sismo, se presenta una reducción del coeficiente sísmico debido al comportamiento inelástico que presenta la estructura. En donde las deformaciones reales que se muestran en el análisis sísmico se presenta en realidad deformación/ductilidad. Por lo tanto, las deformaciones obtenidas en un análisis sísmico se deberán multiplicar por  $Q$  para obtener el desplazamiento real de la estructura.

A continuación se presentan los desplazamientos máximos del edificio de tolvas y su comparación con el desplazamiento máximo permisible que marca el RCDF.



## V.5 REVISIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

En función del análisis estructural realizado por el programa Staad, se pueden retomar los desplazamientos finales del edificio de tolvas en sus diversas solicitaciones accidentales de viento y sismo. Anteriormente se mencionaron las combinaciones de carga más desfavorables en la estructura, por lo que tomando de ellas los valores máximos del desplazamiento  $\delta$  se muestran a continuación los valores correspondientes a cada nivel en forma general y con ello se obtendrá con el método desarrollado por el ingeniero Roberto Melí para el evaluación definitiva del periodo fundamental de la estructura y así comparar tal periodo en los espectros de diseño que marcan las normas técnicas complementarias de departamento del Distrito Federal así como las que presenta el manual de diseño sísmico de la Comisión Federal de Electricidad.

El reglamento de construcciones del distrito federal, permite reducciones del coeficiente sísmico y consecuentemente la reducción de fuerzas cortantes en el análisis del edificio en cuestión. Sin embargo, en nuestro caso, lo aplicaremos para conocer en que rango de comportamiento global se encuentra el periodo fundamental del edificio de tolvas.

Cabe aclarar que para el cálculo de las deformaciones del edificio estas no deben estar factorizadas por el coeficiente de ductilidad considerado por ser una estructura que absorbe deformaciones en su comportamiento inelástico.



## V.6 REVISIÓN DE ELEMENTOS SECUNDARIOS EN EDIFICIO

Anteriormente se ha mostrado el diseño completo de la estructura principal de la estructura de acero, sin embargo, hace falta por último el diseño de los miembros estructurales que proporcionarán el soporte de cada uno de los pisos, los cuales son pisos de servicio, pisos soporte de bandas transportadoras o pisos que soportan los equipos.

Para realizar esta última labor de trabajo en diseño de acero, se clasificarán cada uno de los niveles en donde se indicará que trabe dentro de cada nivel se está diseñando y se mostrará una planta con la viga o trabe diseñada.

Cabe aclarar que algunos elementos estructurales como contravientos horizontales, se reservan el diseño a compresión y cuidando la esbeltez de cada uno garantizará un buen comportamiento en las armaduras de entrepiso.

El diseño estructural en acero está basado en las fórmulas proporcionadas por el manual AISC y que soporta el manual Mexicano IMCA transformando las fórmulas al sistema métrico.

Paralelamente se hace uso de una hoja de cálculo la cual programada con las fórmulas básicas para la obtención de los elementos mecánicos, tiene como fundamento dividir un miembro cualquiera en más de treinta partes iguales las cuales en hojas anexas presentan los elementos mecánicos acumulados así como las deformaciones en esos puntos.



## V.7. LISTADO FINAL

A continuación se presenta el listado final de la revisión de miembros estructurales principales, con lo que se justificará el porcentaje de trabajo y la fórmula que está aplicando en cada revisión. Cabe aclarar que \* representa la falla de algún miembro estructural y que pueda presentar falla en su comportamiento real.

STAAD-III CODE CHECKING - (AISC)					400 ST WX 15					
*****					PASS	AISC- H1-1	.529	29		
					10.28 C	.00	.00	.00		
MEMB= 396. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 400. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 397. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 401. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 398. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 402. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 399. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 403. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 404. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 405. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 406. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 407. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 408. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 409. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 410. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 411. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 412. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 413. UNIT MEM-MEM , L= 5323. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0										
MEMB= 414. UNIT MEM-MEM , L= 5412. AX= 2865. SZ= 193978. ST= 27754.										
KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSER: PCL= .0										
PTL= .0 PCT= .0 PTT= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0										



Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil



MEMB= 415. UNIT MEM-MEM L= 5607. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 123.9 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 67.0 FT= 148.9 FV= .0	415 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 16.24 C .00 .00 .00	.830 23 .00
MEMB= 416. UNIT MEM-MEM L= 5607. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 123.9 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 67.0 FT= 148.9 FV= .0	416 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 8.25 C .00 .00 .00	.619 28 .00
MEMB= 417. UNIT MEM-MEM L= 5676. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 150.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 45.8 FT= 148.9 FV= .0	417 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 11.47 C .00 .00 .00	.841 23 .00
MEMB= 418. UNIT MEM-MEM L= 5676. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 150.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 45.8 FT= 148.9 FV= .0	418 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 5.37 C .00 .00 .00	.519 28 .00
MEMB= 419. UNIT MEM-MEM L= 5941. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 133.6 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 57.7 FT= 148.9 FV= .0	419 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 4.64 C .00 .00 .00	.395 23 .00
MEMB= 420. UNIT MEM-MEM L= 5941. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 133.6 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 57.7 FT= 148.9 FV= .0	420 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 17.84 C .00 .00 .00	.884 29 .00
MEMB= 421. UNIT MEM-MEM L= 5412. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 49.1 FT= 148.9 FV= .0	421 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 16.79 C .00 .00 .00	.827 23 .00
MEMB= 422. UNIT MEM-MEM L= 5412. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 49.1 FT= 148.9 FV= .0	422 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 17.84 C .00 .00 .00	.884 29 .00
MEMB= 423. UNIT MEM-MEM L= 5412. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 49.1 FT= 148.9 FV= .0	423 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 16.03 C .00 .00 .00	.772 29 .00
MEMB= 424. UNIT MEM-MEM L= 5223. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0	424 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 18.49 C .00 .00 .00	.755 23 .00
MEMB= 425. UNIT MEM-MEM L= 5223. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 119.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 71.1 FT= 148.9 FV= .0	425 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 15.59 C .00 .00 .00	.792 29 .00
MEMB= 426. UNIT MEM-MEM L= 5607. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 123.9 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 67.0 FT= 148.9 FV= .0	426 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 16.61 C .00 .00 .00	.869 23 .00
MEMB= 427. UNIT MEM-MEM L= 5607. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 123.9 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 67.0 FT= 148.9 FV= .0	427 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 10.26 C .00 .00 .00	.770 29 .00
MEMB= 428. UNIT MEM-MEM L= 6476. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 150.2 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 45.8 FT= 148.9 FV= .0	428 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 9.10 C .00 .00 .00	.483 23 .00
MEMB= 429. UNIT MEM-MEM L= 6476. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 150.2 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 45.8 FT= 148.9 FV= .0	429 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 6.93 C .00 .00 .00	.387 29 .00
MEMB= 430. UNIT MEM-MEM L= 5941. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 133.6 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 57.7 FT= 148.9 FV= .0	430 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 5.30 C .00 .00 .00	.351 25 .00
MEMB= 431. UNIT MEM-MEM L= 5941. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 133.6 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 57.7 FT= 148.9 FV= .0	431 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 17.18 C .00 .00 .00	.973 24 .00

432 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 1.93 C .00 .00 .00	.095 28 .00	
MEMB= 432. UNIT MEM-MEM L= 5613. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0	432 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 3.30 C .00 .00 .00	.183 23 .00
MEMB= 433. UNIT MEM-MEM L= 5613. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0	433 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 1.07 C .00 .00 .00	.053 28 .00
MEMB= 434. UNIT MEM-MEM L= 5613. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0	434 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 2.48 C .00 .00 .00	.123 23 .00
MEMB= 435. UNIT MEM-MEM L= 5613. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0	435 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 3.53 C .00 .00 .00	.175 29 .00
MEMB= 436. UNIT MEM-MEM L= 5613. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0	436 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 7.19 C .00 .00 .00	.356 25 .00
MEMB= 437. UNIT MEM-MEM L= 5613. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0	437 ST WEX 15 PASS AISC- HI-1 3.94 C .00 .00 .00	.127 28 .00
MEMB= 438. UNIT MEM-MEM L= 5613. AX= 2865. SE= 193978. ST= 27754. KL/R-Y= 121.7 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 69.1 FT= 148.9 FV= .0	438 ST W10 K23 PASS AISC- HI-1 6.19 C .00 .00 .00	.336 27 .00
MEMB= 439. UNIT MEM-MEM L= 5200. AX= 4187. SE= 380278. ST= 64978. KL/R-Y= 154.5 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 43.1 FT= 148.9 FV= .0	439 ST W10 K22 PASS AISC- HI-1 6.21 C .00 .00 .00	.337 24 .00
MEMB= 440. UNIT MEM-MEM L= 5200. AX= 4187. SE= 380278. ST= 64978. KL/R-Y= 154.5 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 43.1 FT= 148.9 FV= .0	440 ST W10 K23 PASS AISC- HI-1 5.13 C .00 .00 .00	.291 27 .00
MEMB= 441. UNIT MEM-MEM L= 5200. AX= 4187. SE= 380278. ST= 64978. KL/R-Y= 154.5 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 43.1 FT= 148.9 FV= .0	441 ST W10 K22 PASS AISC- HI-1 6.93 C .00 .00 .00	.362 24 .00
MEMB= 442. UNIT MEM-MEM L= 5315. AX= 4187. SE= 380278. ST= 64978. KL/R-Y= 157.9 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 41.3 FT= 148.9 FV= .0	442 ST W10 K23 PASS AISC- HI-1 17.55 C .00 .00 .00	.985 30 .00
MEMB= 443. UNIT MEM-MEM L= 5315. AX= 4187. SE= 380278. ST= 64978. KL/R-Y= 157.9 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 41.3 FT= 148.9 FV= .0	443 ST W10 K22 PASS AISC- HI-1 15.00 C .00 .00 .00	.851 30 .00
MEMB= 444. UNIT MEM-MEM L= 5200. AX= 4187. SE= 380278. ST= 64978. KL/R-Y= 154.5 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 43.1 FT= 148.9 FV= .0	444 ST W10 K23 PASS AISC- HI-1 17.71 C .00 .00 .00	.941 26 .00
MEMB= 445. UNIT MEM-MEM L= 5200. AX= 4187. SE= 380278. ST= 64978. KL/R-Y= 154.5 CB= .00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= .0 PTL= .0 PCT= .0 PTV= .0 PA= 43.1 FT= 148.9 FV= .0	445 ST W10 K22 PASS AISC- HI-1 17.18 C .00 .00 .00	.973 24 .00







1025	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-3	.161	29		
				8.50 C	.00	1.71	.00		
MEMO= 1025, UNIT MEM-MEM, L= 2395, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 59.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 119.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 120.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1026	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-3	.145	23		
				10.62 T	.00	1.43	.00		
MEMO= 1026, UNIT MEM-MEM, L= 2400, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 59.4 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 119.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 120.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1027	ST	W16	X50	PARR	AISC- M1-3	.233	29		
				11.85 C	.00	2.34	.00		
MEMO= 1027, UNIT MEM-MEM, L= 2395, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 59.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 119.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 120.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1028	ST	W16	X50	PARR	AISC- M1-3	.169	37		
				13.73 C	.00	-2.45	3.40		
MEMO= 1028, UNIT MEM-MEM, L= 2400, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 59.4 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 119.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 120.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1101	ST	W12	X50	PARR	AISC- M1-3	.238	23		
				.99 C	-.01	-1.52	3.62		
MEMO= 1101, UNIT MEM-MEM, L= 4823, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 77.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 92.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1102	ST	W12	X50	PARR	ENCLAR	.085	26		
				.36 T	.00	.00	.00		
MEMO= 1102, UNIT MEM-MEM, L= 500, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 10.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 148.8 FT= 148.9 FV= 99.3									
1103	ST	W12	X50	PARR	AISC- M2-1	.189	31		
				1.00 T	.01	-.01	.58		
MEMO= 1103, UNIT MEM-MEM, L= 500, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 10.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 148.8 FT= 148.9 FV= 99.3									
1104	ST	W12	X50	PARR	AISC- M1-3	.102	27		
				3.15 C	.04	-.99	1.08		
MEMO= 1104, UNIT MEM-MEM, L= 4300, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 46.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 100.7 FT= 148.9 FV= 99.3									
1105	ST	W12	X50	PARR	AISC- M2-1	.187	27		
				10.30 C	.10	-.96	.72		
MEMO= 1105, UNIT MEM-MEM, L= 4300, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 46.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 100.7 FT= 148.9 FV= 99.3									
1106	ST	W12	X50	PARR	AISC- M1-3	.780	25		
				.73 C	.08	13.65	4.82		
MEMO= 1106, UNIT MEM-MEM, L= 4823, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 57.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 92.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1107	ST	W12	X50	PARR	AISC- M1-3	.028	22		
				.01 C	.11	-.04	1.67		
MEMO= 1107, UNIT MEM-MEM, L= 2000, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 40.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 132.1 FT= 148.9 FV= 99.3									
1108	ST	W12	X50	PARR	AISC- M2-1	.047	26		
				4.90 T	.00	.18	.00		
MEMO= 1108, UNIT MEM-MEM, L= 2000, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 40.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 132.1 FT= 148.9 FV= 99.3									
1109	ST	W12	X50	PARR	AISC- M2-1	.048	21		
				.22 T	.13	.19	2.80		
MEMO= 1109, UNIT MEM-MEM, L= 2000, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 40.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 132.1 FT= 148.9 FV= 99.3									
1110	ST	W12	X50	PARR	AISC- M1-3	.111	30		
				12.12 C	.00	.28	.00		
MEMO= 1110, UNIT MEM-MEM, L= 2000, AX= 9484, SZ= 1059311, ST= 228344, KL/R-Y= 40.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 132.1 FT= 148.9 FV= 99.3									
1201	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.189	20		
				.01 T	-.01	-3.77	2.50		
MEMO= 1201, UNIT MEM-MEM, L= 2500, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 61.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 118.9 FT= 148.9 FV= 99.3									
1202	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.189	20		
				.01 T	-.01	-3.77	.00		
MEMO= 1202, UNIT MEM-MEM, L= 2525, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 57.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 121.8 FT= 148.9 FV= 99.3									

1203	ST	W16	X50	PARR	AISC- M1-3	.178	20		
				.07 C	-.01	-1.85	1.60		
MEMO= 1203, UNIT MEM-MEM, L= 1600, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 39.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 143.8 PTL= 143.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 123.5 FT= 148.9 FV= 99.3									
1204	ST	W16	X50	PARR	AISC- M1-3	.266	30		
				.07 C	.29	2.34	3.28		
MEMO= 1204, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 79.2 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 106.8 FT= 148.9 FV= 99.3									
1205	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.222	27		
				2.05 T	.28	2.72	.00		
MEMO= 1205, UNIT MEM-MEM, L= 1400, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 34.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 143.8 PTL= 143.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 139.1 FT= 148.9 FV= 99.3									
1206	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.122	26		
				1.00 T	-.01	-1.98	.00		
MEMO= 1206, UNIT MEM-MEM, L= 3400, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 84.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 143.8 PTL= 143.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 102.8 FT= 148.9 FV= 99.3									
1207	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.266	26		
				2.13 T	-.01	-4.12	1.20		
MEMO= 1207, UNIT MEM-MEM, L= 1200, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 29.7 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 143.8 PTL= 143.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 148.8 FT= 148.9 FV= 99.3									
1208	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.225	20		
				3.33 T	-.01	-4.12	.00		
MEMO= 1208, UNIT MEM-MEM, L= 1600, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 39.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 90.7 FT= 148.9 FV= 99.3									
1209	ST	W16	X50	PARR	AISC- M1-3	.120	30		
				.01 C	-.01	-2.59	1.00		
MEMO= 1209, UNIT MEM-MEM, L= 1000, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 24.7 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 139.9 FT= 148.9 FV= 99.3									
1210	ST	W16	X50	PARR	AISC- M1-3	.120	30		
				.04 C	-.01	-3.59	.00		
MEMO= 1210, UNIT MEM-MEM, L= 2325, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 55.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 143.8 PTL= 143.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 123.1 FT= 148.9 FV= 99.3									
1211	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.280	20		
				.00 T	.00	-5.21	2.90		
MEMO= 1211, UNIT MEM-MEM, L= 2000, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 41.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 118.9 FT= 148.9 FV= 99.3									
1212	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.261	28		
				.00 T	.01	-5.21	.00		
MEMO= 1212, UNIT MEM-MEM, L= 2325, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 57.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 121.8 FT= 148.9 FV= 99.3									
1213	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.150	37		
				.87 T	.27	-2.01	1.00		
MEMO= 1213, UNIT MEM-MEM, L= 1000, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 24.7 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 139.9 FT= 148.9 FV= 99.3									
1214	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.232	27		
				.87 T	.28	-3.13	.00		
MEMO= 1214, UNIT MEM-MEM, L= 600, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 14.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 148.8 FT= 148.9 FV= 99.3									
1215	ST	W16	X50	PARR	AISC- M1-3	.250	20		
				.01 C	.01	-4.95	.00		
MEMO= 1215, UNIT MEM-MEM, L= 2400, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 59.4 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 148.9 PTL= 148.9 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 120.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1216	ST	W16	X50	PARR	AISC- M1-3	.070	23		
				2.87 C	.02	-.97	.00		
MEMO= 1216, UNIT MEM-MEM, L= 600, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 19.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 163.8 PTL= 163.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 142.1 FT= 148.9 FV= 99.3									
1217	ST	W16	X50	PARR	AISC- M2-1	.210	29		
				5.15 T	-.01	3.99	.00		
MEMO= 1217, UNIT MEM-MEM, L= 1400, AX= 9484, SZ= 1328299, ST= 172447, KL/R-Y= 34.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: FCL= 143.8 PTL= 143.8 PCT= 186.1 PTF= 186.1 FA= 139.1 FT= 148.9 FV= 99.3									



Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil



1218	ST	W16	X50	PASS	AISC	H1-3	.173	25	
				.74	C	.01	3.29	3.48	
MEMB= 1218, UNIT MEM-MEM, L= 3400, AX= 9484, EY= 1328299, EY= 172447, KL/R-Y= 84.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 148.9, PTE= 148.9 PCT= 148.1 PTT= 148.1 FA= 102.8 FT= 148.9 FV= 99.3									
1219	ST	W16	X50	PASS	AISC	H2-1	.307	30	
				2.42	T	.01	-4.12	1.20	
MEMB= 1219, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, EY= 1328299, EY= 172447, KL/R-Y= 27.7 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 137.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1220	ST	W16	X50	PASS	AISC	H2-3	.125	20	
				2.42	T	.01	-4.12	.09	
MEMB= 1220, UNIT MEM-MEM, L= 3400, AX= 9484, EY= 1328299, EY= 172447, KL/R-Y= 89.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 148.9, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 98.7 FT= 148.9 FV= 99.3									
1221	ST	W16	X50	PASS	AISC	H2-1	.121	20	
				.00	T	.01	-2.63	1.90	
MEMB= 1221, UNIT MEM-MEM, L= 1900, AX= 9484, EY= 1328299, EY= 172447, KL/R-Y= 24.7 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 139.9 FT= 148.9 FV= 99.3									
1222	ST	W16	X50	PASS	AISC	H2-3	.121	20	
				.00	T	.01	-2.63	.00	
MEMB= 1222, UNIT MEM-MEM, L= 2228, AX= 9484, EY= 1328299, EY= 172447, KL/R-Y= 89.1 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 133.3 FT= 148.9 FV= 99.3									
1223	ST	W12	X50	PASS	AISC	H1-3	.436	27	
				.42	C	.00	3.61	.80	
MEMB= 1223, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, EY= 1059311, EY= 228346, KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 85.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1224	ST	W12	X50	PASS	AISC	H2-1	.290	20	
				.01	T	.00	-5.33	2.03	
MEMB= 1224, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, EY= 1059311, EY= 228346, KL/R-Y= 106.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 85.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1225	ST	W12	X50	PASS	AISC	H2-1	.321	20	
				.02	T	.00	-4.68	2.60	
MEMB= 1225, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, EY= 1059311, EY= 228346, KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 85.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1226	ST	W12	X50	PASS	AISC	H2-1	.357	20	
				.02	T	.00	-4.31	2.40	
MEMB= 1226, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, EY= 1059311, EY= 228346, KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 85.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1227	ST	W12	X50	PASS	AISC	H2-1	.373	20	
				.02	T	.00	-4.59	2.60	
MEMB= 1227, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, EY= 1059311, EY= 228346, KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 85.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1228	ST	W12	X50	PASS	AISC	H2-1	.269	20	
				.01	T	.00	-4.76	1.40	
MEMB= 1228, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, EY= 1059311, EY= 228346, KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 85.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1229	ST	W12	X50	PASS	AISC	H2-3	.145	20	
				.73	C	.14	1.48	.00	
MEMB= 1229, UNIT MEM-MEM, L= 3200, AX= 9484, EY= 1059311, EY= 228346, KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 85.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1301	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-3	.159	20	
				.02	C	.00	-1.47	2.81	
MEMB= 1301, UNIT MEM-MEM, L= 4925, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1302	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.153	20	
				.63	T	.00	-1.45	2.60	
MEMB= 1302, UNIT MEM-MEM, L= 4900, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1303	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.153	20	
				2.73	T	.00	-1.45	2.40	
MEMB= 1303, UNIT MEM-MEM, L= 4900, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1304	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.153	20	
				1.77	T	.00	-1.45	2.40	
MEMB= 1304, UNIT MEM-MEM, L= 4900, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									

1305	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-3	.940	20	
				.00	C	.00	-5.20	2.81	
MEMB= 1305, UNIT MEM-MEM, L= 4925, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1306	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-3	.120	20	
				5.84	C	.00	-.59	1.00	
MEMB= 1306, UNIT MEM-MEM, L= 1500, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 25.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 139.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1307	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-3	.170	20	
				5.64	C	.00	-.80	1.90	
MEMB= 1307, UNIT MEM-MEM, L= 3000, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 77.7 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 107.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1308	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-3	.109	20	
				8.64	C	.00	-.50	.00	
MEMB= 1308, UNIT MEM-MEM, L= 800, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 20.7 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 141.7 FT= 148.9 FV= 99.3									
1309	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.153	20	
				1.04	T	.00	-1.45	2.40	
MEMB= 1309, UNIT MEM-MEM, L= 4900, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1310	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.153	20	
				1.98	T	.00	-1.45	2.40	
MEMB= 1310, UNIT MEM-MEM, L= 4900, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1311	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-3	.198	20	
				.12	C	.00	-4.09	1.23	
MEMB= 1311, UNIT MEM-MEM, L= 4925, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 135.0, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 78.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1312	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-3	.154	20	
				.96	C	.00	0.04	4.82	
MEMB= 1312, UNIT MEM-MEM, L= 4925, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 135.0, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 78.4 FT= 148.9 FV= 99.3									
1313	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-3	.191	20	
				3.81	C	.00	4.73	5.20	
MEMB= 1313, UNIT MEM-MEM, L= 5200, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 120.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 70.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1314	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.903	20	
				8.22	C	.00	13.04	5.20	
MEMB= 1314, UNIT MEM-MEM, L= 5200, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 120.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 70.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1315	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	1.074	27	
				.82	T	.01	14.57	.00	
MEMB= 1315, UNIT MEM-MEM, L= 5200, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 120.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 70.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1316	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	1.060	30	
				.62	T	.01	13.60	.00	
MEMB= 1316, UNIT MEM-MEM, L= 5200, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 120.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 70.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1317	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.947	30	
				.15	T	.01	17.20	.00	
MEMB= 1317, UNIT MEM-MEM, L= 5200, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 120.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 70.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1318	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.947	30	
				.15	T	.01	17.20	.00	
MEMB= 1318, UNIT MEM-MEM, L= 5200, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 120.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 70.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1319	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.947	30	
				.15	T	.01	17.20	.00	
MEMB= 1319, UNIT MEM-MEM, L= 5200, AX= 12323, EY= 1911080, EY= 236630, KL/R-Y= 120.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 143.8, PTE= 143.8 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 70.0 FT= 148.9 FV= 99.3									
1320	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-1	.303	24	
				7.48	C	.00	-1.62	3.20	
MEMB= 1320, UNIT MEM-MEM, L= 4900, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1321	ST	W16	X36	PASS	AISC	H1-1	.459	24	
				22.58	C	.00	-1.13	2.40	
MEMB= 1321, UNIT MEM-MEM, L= 4900, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									
1322	ST	W16	X36	PASS	AISC	H2-1	.153	20	
				1.77	T	.00	-1.45	2.40	
MEMB= 1322, UNIT MEM-MEM, L= 4900, AX= 4839, EY= 925774, EY= 114954, KL/R-Y= 124.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESSSES, PCI= 100.4, PTE= 148.9 PCT= 146.1 PTT= 146.1 FA= 64.6 FT= 148.9 FV= 99.3									





Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil



KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1516 ST W16 X16 PASS AISC-N1-1 .112 31 150 T .22 .22 2.40
MOM= 1516, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1517 ST W16 X16 PASS AISC-N1-1 .054 26 15 T .00 .52 2.60
MOM= 1517, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1518 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .131 30 9.61 C .00 .83 1.08
MOM= 1518, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1519 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .123 26 13.49 C .00 .19 2.30
MOM= 1519, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1520 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .108 24 12.25 C .00 .11 1.95
MOM= 1520, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1521 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .091 24 10.35 C .00 .09 1.73
MOM= 1521, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1522 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .052 20 14 T .00 .52 .00
MOM= 1522, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1523 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .189 26 19.67 C .00 .50 1.53
MOM= 1523, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1524 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .180 26 21.49 C .00 .45 .00
MOM= 1524, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1525 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .173 24 20.32 C .00 .11 .22
MOM= 1525, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1526 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .128 24 11.89 C .00 .09 .48
MOM= 1526, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1527 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .133 26 11.89 C .00 .09 .48
MOM= 1527, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1601 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .133 31 1.53 C .00 .53 2.61
MOM= 1601, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1602 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .123 31 .92 C .22 .22 2.40
MOM= 1602, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1603 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .123 31 .12 T .22 .22 2.40
MOM= 1603, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1604 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .123 31 .00 T .22 .22 2.40
MOM= 1604, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1605 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .100 23 5.67 C .00 .52 2.61

MOM= 1605, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1606 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .086 23 4.82 C .00 .35 1.08
MOM= 1606, UNIT NEW-MOM, L= 1000, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 24.9 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 139.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1607 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .123 31 .03 C .22 .22 1.50
MOM= 1607, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1608 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .077 23 4.61 C .00 .29 .00
MOM= 1608, UNIT NEW-MOM, L= 2400, AX= 3084, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 52.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 148.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 125.1 PT= 148.9 PV= 99.3	1609 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .133 31 .20 T .22 .22 2.40
MOM= 1609, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1610 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .123 31 14 T .22 .22 2.40
MOM= 1610, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1611 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .313 30 1.24 C .00 .52 3.60
MOM= 1611, UNIT NEW-MOM, L= 5200, AX= 3484, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 163.8 FTL= 163.8 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 85.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1612 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .548 26 1.48 C .00 .93 2.17
MOM= 1612, UNIT NEW-MOM, L= 5200, AX= 3484, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 163.8 FTL= 163.8 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 85.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1613 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .320 20 .27 T .00 .92 3.03
MOM= 1613, UNIT NEW-MOM, L= 5200, AX= 3484, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 163.8 FTL= 163.8 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 85.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1614 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .364 20 .34 C .00 .67 2.17
MOM= 1614, UNIT NEW-MOM, L= 5200, AX= 3484, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 163.8 FTL= 163.8 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 85.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1615 ST W12 X50 PASS AISC-N1-3 .148 20 .41 T .00 .34 2.17
MOM= 1615, UNIT NEW-MOM, L= 5200, AX= 3484, EY= 1059311, EY= 228346 KL/R-Y= 104.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 163.8 FTL= 163.8 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 85.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1701 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .273 23 2.76 C .00 .71 2.87
MOM= 1701, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1702 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .126 21 .92 T .22 .22 .68
MOM= 1702, UNIT NEW-MOM, L= 4800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 124.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 100.4 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 10.4 PT= 148.9 PV= 99.3	1703 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .1071 20 .41 T .19 .00 .51
MOM= 1703, UNIT NEW-MOM, L= 800, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 17.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 163.8 FTL= 163.8 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 142.9 PT= 148.9 PV= 99.3	1704 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .423 23 5.21 C .01 .13 1.07
MOM= 1704, UNIT NEW-MOM, L= 4295, AX= 6039, EY= 925776, EY= 114956 KL/R-Y= 151.2 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 75.9 FTL= 148.9 PCY= 186.1 PTY= 186.1 PA= 45.0 PT= 148.9 PV= 99.3	1705 ST W16 X16 PASS AISC-N1-3 .487 20 1.8 C .01 .21 3.65









Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil



60.09 C	-11	11.15	.00
MEDIO- 5407. UNIT NEW-MMS	L= 4640. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 93.4 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 130.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 91.1 PT= 148.9 PV= 99.3			
5408 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.971 28
78.46 C	.01	23.21	.00
MEDIO- 5408. UNIT NEW-MMS	L= 4640. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 93.4 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 130.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 91.1 PT= 148.9 PV= 99.3			
5409 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.893 28
51.34 C	-.06	25.18	.00
MEDIO- 5409. UNIT NEW-MMS	L= 4640. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 93.4 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 130.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 91.1 PT= 148.9 PV= 99.3			
5410 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.937 28
43.39 C	-.01	12.70	.00
MEDIO- 5410. UNIT NEW-MMS	L= 4640. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 93.4 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 130.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 91.1 PT= 148.9 PV= 99.3			
5505 ST W24 X85	PASS	AISC- H1-3	.190 27
10.30 C	.04	1.61	3.50
MEDIO- 5505. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=10452. SE= 1077277. ST= 136149.		
KL/R-Y= 102.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 126.4			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 87.0 PT= 148.9 PV= 99.3			
5506 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.341 27
22.61 C	.11	9.84	3.50
MEDIO- 5506. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 70.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 140.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 112.9 PT= 148.9 PV= 99.3			
5507 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.209 27
20.64 C	.07	4.19	3.50
MEDIO- 5507. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 70.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 140.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 112.9 PT= 148.9 PV= 99.3			
5508 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.188 30
16.53 C	-.01	5.29	3.50
MEDIO- 5508. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 70.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 140.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 112.9 PT= 148.9 PV= 99.3			
5509 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.086 30
7.45 C	.00	1.48	3.50
MEDIO- 5509. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 70.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 140.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 112.9 PT= 148.9 PV= 99.3			
5510 ST W24 X85	PASS	AISC- H1-3	.187 26
9.88 C	.04	-1.57	3.50
MEDIO- 5510. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=10452. SE= 1077277. ST= 136149.		
KL/R-Y= 102.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 126.4			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 87.0 PT= 148.9 PV= 99.3			
5511 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.339 26
22.17 C	.16	-9.57	3.50
MEDIO- 5511. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 70.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 140.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 112.9 PT= 148.9 PV= 99.3			
5512 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.213 26
22.92 C	.09	-3.64	3.21
MEDIO- 5512. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 70.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 140.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 112.9 PT= 148.9 PV= 99.3			
5513 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.173 26
12.14 C	-.01	-5.17	3.50
MEDIO- 5513. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 70.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 140.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 112.9 PT= 148.9 PV= 99.3			
5514 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.162 26
10.34 C	-.02	-2.13	.00
MEDIO- 5514. UNIT NEW-MMS	L= 3500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 70.5 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 140.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 112.9 PT= 148.9 PV= 99.3			
5605 ST W24 X85	PASS	AISC- H1-3	.189 28
3.37 C	-.34	-.04	2.50
MEDIO- 5605. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=10452. SE= 1077277. ST= 136149.		
KL/R-Y= 73.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 145.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 110.6 PT= 148.9 PV= 99.3			
5606 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.342 26
8.07 C	-.09	-10.15	.00
MEDIO- 5606. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		

KL/R-Y= 50.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.3 PT= 148.9 PV= 99.3			
5607 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.274 25
6.47 C	1.11	-1.69	2.50
MEDIO- 5607. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 50.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.3 PT= 148.9 PV= 99.3			
5608 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.153 28
6.17 C	.01	-5.45	.00
MEDIO- 5608. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 50.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.3 PT= 148.9 PV= 99.3			
5609 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.073 28
4.85 C	.00	-2.84	2.50
MEDIO- 5609. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 50.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.3 PT= 148.9 PV= 99.3			
5610 ST W24 X85	PASS	AISC- H1-3	.285 29
3.44 C	-.48	.03	2.50
MEDIO- 5610. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=10452. SE= 1077277. ST= 136149.		
KL/R-Y= 73.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 145.9			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 110.6 PT= 148.9 PV= 99.3			
5611 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.420 29
9.24 C	-3.27	-1.27	2.50
MEDIO- 5611. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 50.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.3 PT= 148.9 PV= 99.3			
5612 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.420 23
6.08 C	2.33	1.62	2.50
MEDIO- 5612. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 50.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.3 PT= 148.9 PV= 99.3			
5613 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.127 27
5.45 C	.01	5.33	.00
MEDIO- 5613. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 50.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.3 PT= 148.9 PV= 99.3			
5614 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.084 20
3.93 C	.00	2.43	3.50
MEDIO- 5614. UNIT NEW-MMS	L= 2500. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 50.3 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.3 PT= 148.9 PV= 99.3			
5701 ST W24 X85	PASS	AISC- H1-3	.351 28
2.33 C	.49	-1.77	2.57
MEDIO- 5701. UNIT NEW-MMS	L= 2572. AX=10452. SE= 1077277. ST= 136149.		
KL/R-Y= 75.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 144.4			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 109.2 PT= 148.9 PV= 99.3			
5702 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.340 28
6.50 C	2.09	.00	2.57
MEDIO- 5702. UNIT NEW-MMS	L= 2572. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 51.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.4 PT= 148.9 PV= 99.3			
5703 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.343 25
3.14 C	-1.89	-2.04	2.57
MEDIO- 5703. UNIT NEW-MMS	L= 2572. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 51.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.4 PT= 148.9 PV= 99.3			
5704 ST W24 X85	PASS	AISC- H1-3	.959 29
2.45 C	1.33	1.70	2.57
MEDIO- 5704. UNIT NEW-MMS	L= 2572. AX=10452. SE= 1077277. ST= 136149.		
KL/R-Y= 75.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 144.4			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 109.2 PT= 148.9 PV= 99.3			
5705 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.695 29
6.48 C	4.25	.08	2.57
MEDIO- 5705. UNIT NEW-MMS	L= 2572. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 51.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.4 PT= 148.9 PV= 99.3			
5706 ST W24 X84	PASS	AISC- H1-3	.647 23
5.14 C	-3.77	2.34	2.57
MEDIO- 5706. UNIT NEW-MMS	L= 2572. AX=18935. SE= 3223015. ST= 343002.		
KL/R-Y= 51.8 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.8			
FTL= 143.8 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 126.4 PT= 148.9 PV= 99.3			
5711 ST W24 X88	PASS	AISC- H1-3	.153 28
5.24 C	.00	-4.31	.00
MEDIO- 5711. UNIT NEW-MMS	L= 1500. AX=1398. SE= 2937441. ST= 107247.		
KL/R-Y= 73.6 CB= 1.00 YLD= 248.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.7			
FTL= 140.9 PCT= 106.1 PTT= 106.1 PA= 110.6 PT= 148.9 PV= 99.3			



Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil



5713	BT	M24	X88	PASB	AISC- M1-3				
				7.24	C				
MEMB- 5713, UNIT MEM-MEM , L= 3500, AX=12960, EI= 2527461, IY= 257387, XL/R-Y= 73.6 CB= 1.00 YLD= 240.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.7 PTL= 140.9 PCT= 186.1 PTT= 186.1 PA= 110.6 PT= 140.9 PV= 89.3									
5713	BT	M24	X88	PASB	AISC- M1-3				
				6.12	C				
MEMB- 5714, UNIT MEM-MEM , L= 3500, AX=12960, EI= 2527461, IY= 257387, XL/R-Y= 73.6 CB= 1.00 YLD= 240.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.7 PTL= 140.9 PCT= 186.1 PTT= 186.1 PA= 110.6 PT= 140.9 PV= 89.3									

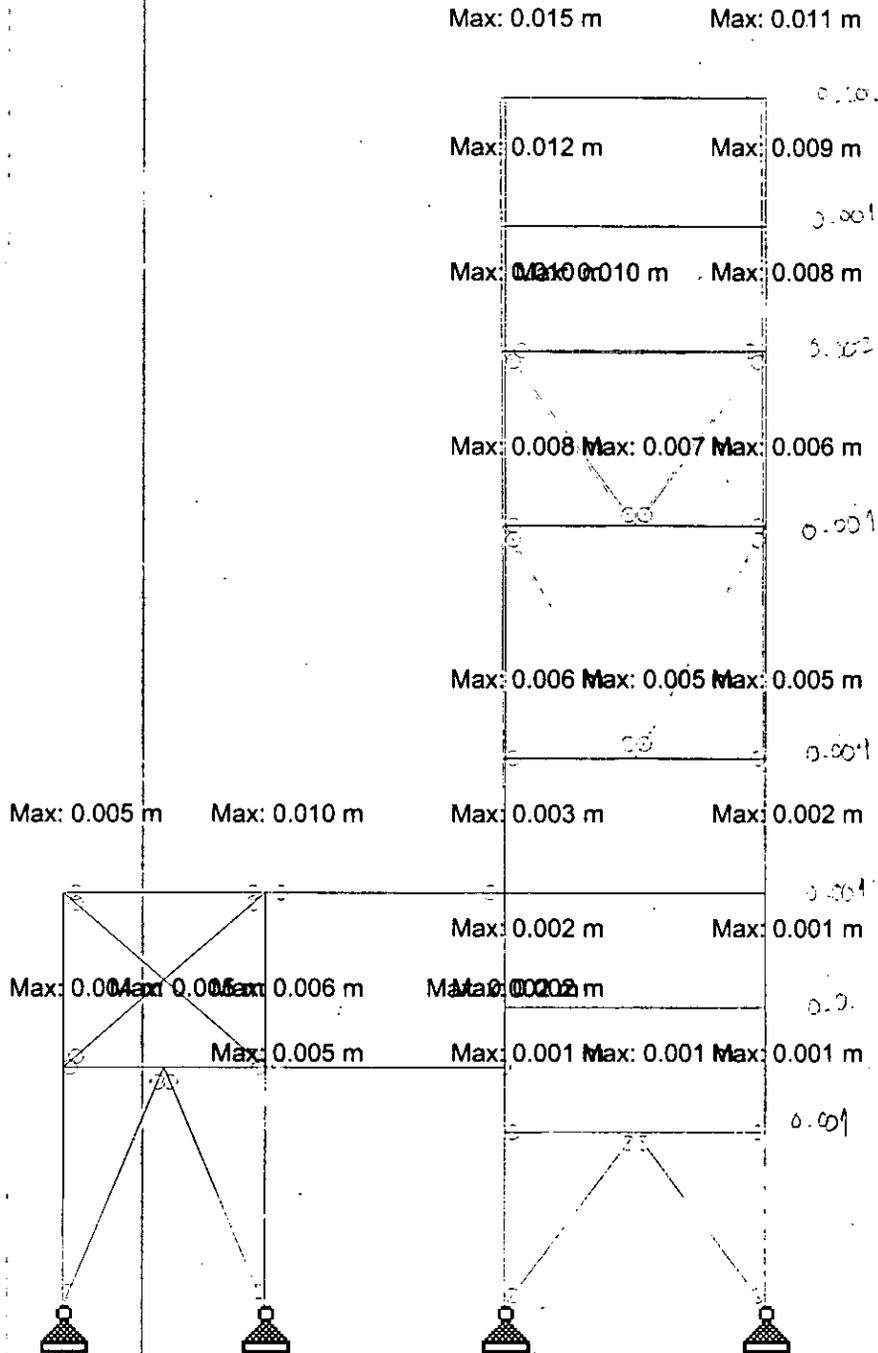
5714	BT	M24	X88	PASB	AISC- M1-3				
				8.04	C				
MEMB- 5713, UNIT MEM-MEM , L= 3500, AX=12960, EI= 2527461, IY= 257387, XL/R-Y= 73.6 CB= 1.00 YLD= 240.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.7 PTL= 140.9 PCT= 186.1 PTT= 186.1 PA= 110.6 PT= 140.9 PV= 89.3									
5714	BT	M24	X88	PASB	AISC- M1-3				
				8.04	C				
MEMB- 5714, UNIT MEM-MEM , L= 3500, AX=12960, EI= 2527461, IY= 257387, XL/R-Y= 73.6 CB= 1.00 YLD= 240.20 ALLOWABLE STRESS: PCL= 143.7 PTL= 140.9 PCT= 186.1 PTT= 186.1 PA= 110.6 PT= 140.9 PV= 89.3									



U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

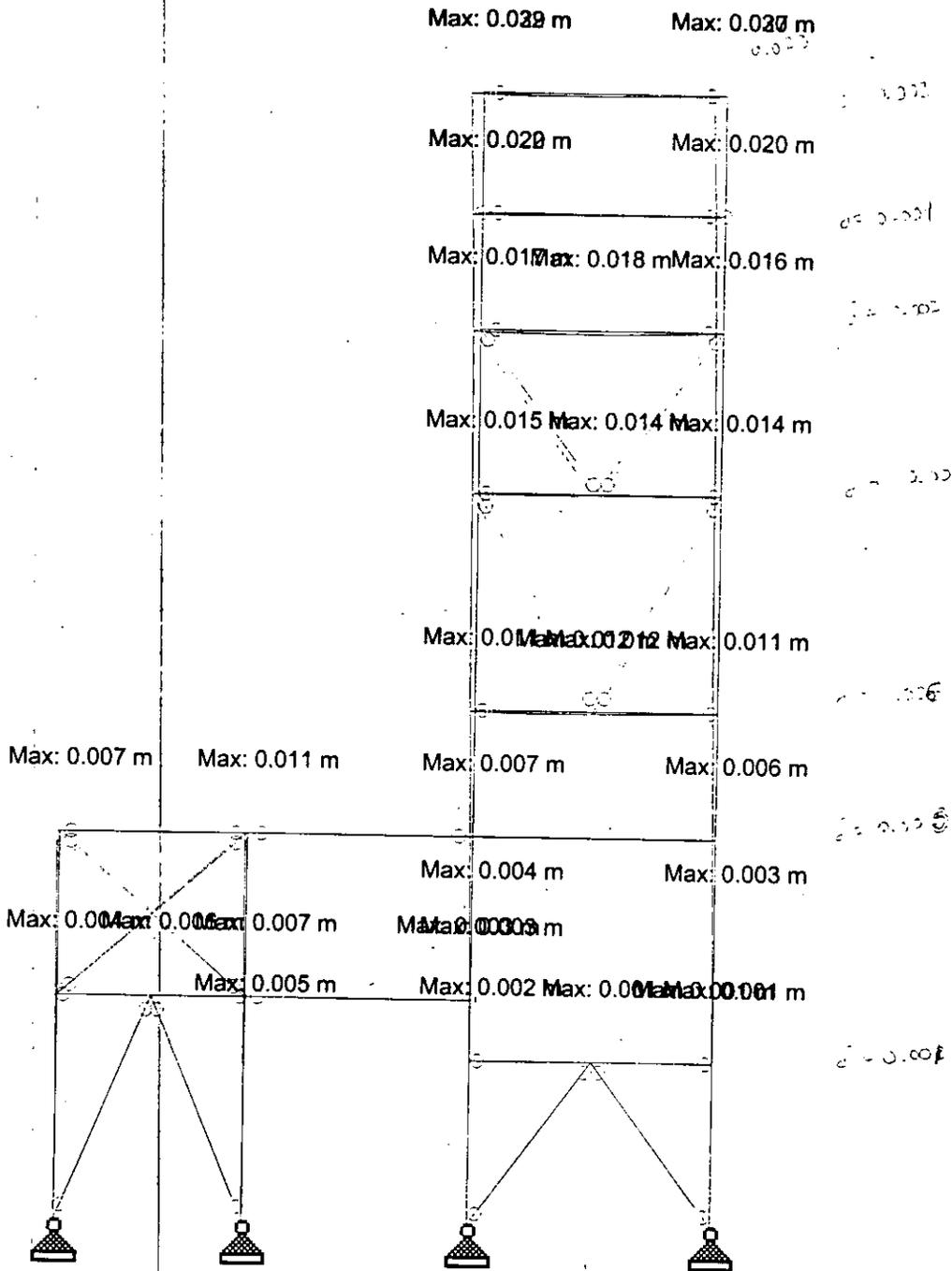




U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :





U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

Table with 2 columns: CONCEPTO, TESIS; CAMPUS: ARAGON; ELABORO: O. Rocha; FECHA: ago-00; HOJA: DE :

Max: 0.046 m

Max: 0.044 m

Max: 0.042 m

Max: 0.041 m

Max: 0.040 m

Max: 0.039 m

Max: 0.039 m Max: 0.039 m Max: 0.038 m

Max: 0.037 m Max: 0.037 m Max: 0.036 m

Max: 0.036 m Max: 0.036 m Max: 0.036 m

Max: 0.035 m Max: 0.035 m Max: 0.035 m

Max: 0.032 m Max: 0.032 m Max: 0.031 m

Max: 0.031 m Max: 0.031 m Max: 0.030 m

Max: 0.022 m Max: 0.022 m Max: 0.022 m

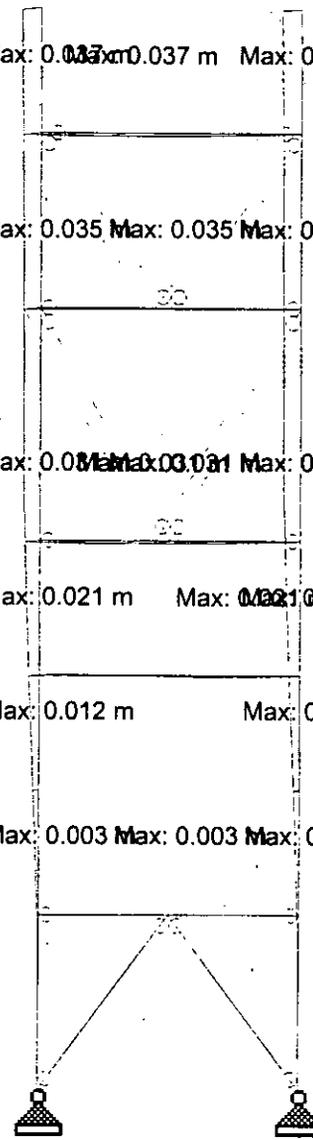
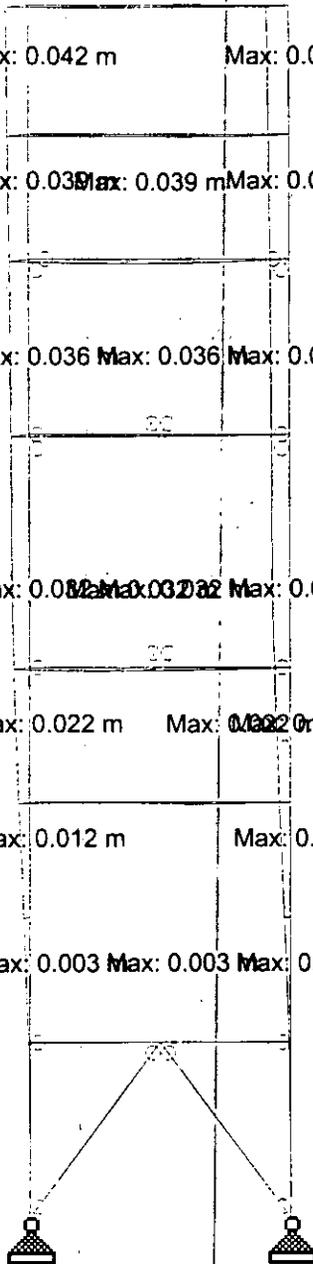
Max: 0.021 m Max: 0.021 m Max: 0.021 m

Max: 0.012 m Max: 0.012 m

Max: 0.012 m Max: 0.012 m

Max: 0.003 m Max: 0.003 m Max: 0.003 m

Max: 0.003 m Max: 0.003 m Max: 0.003 m





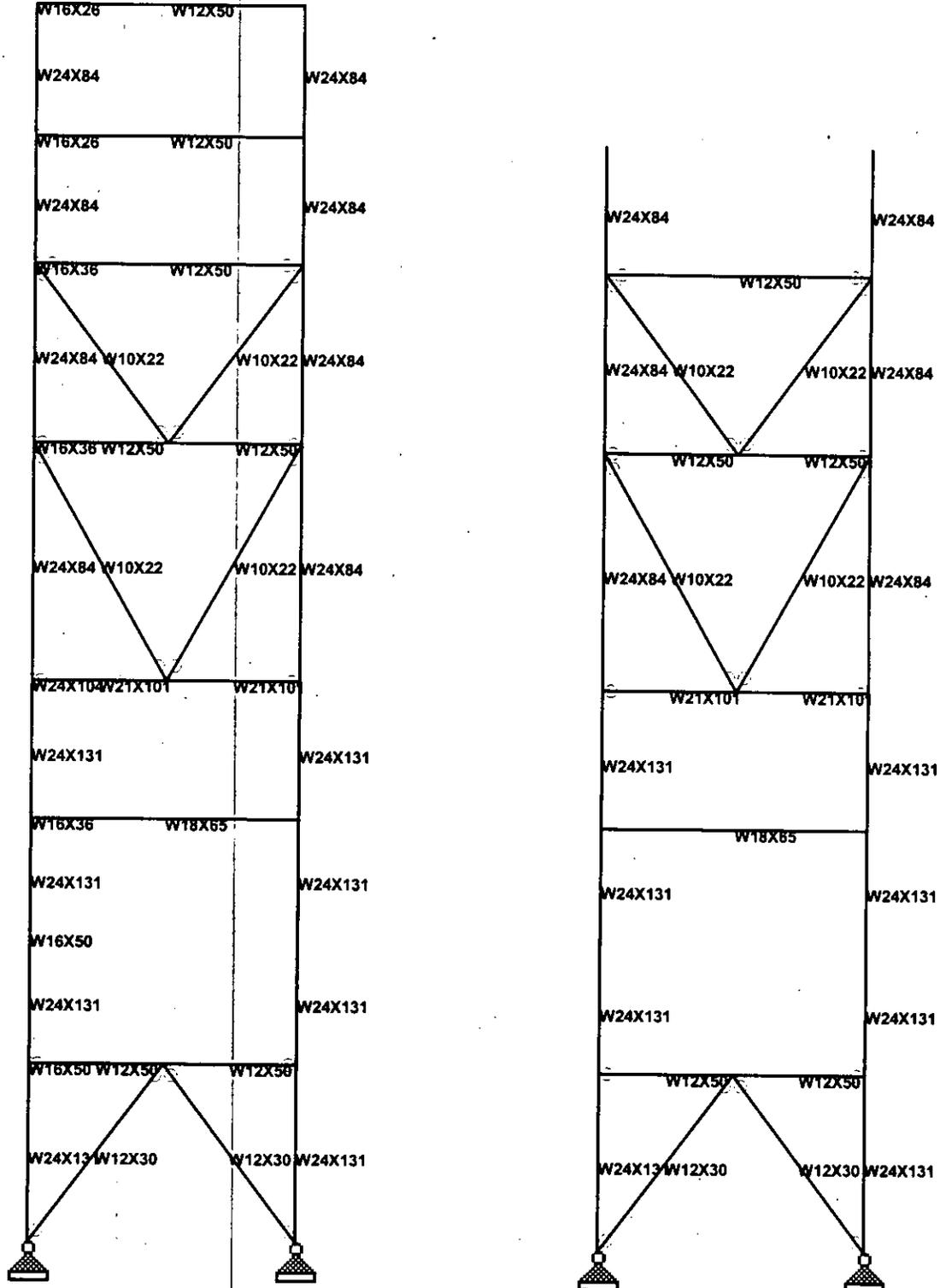




U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :



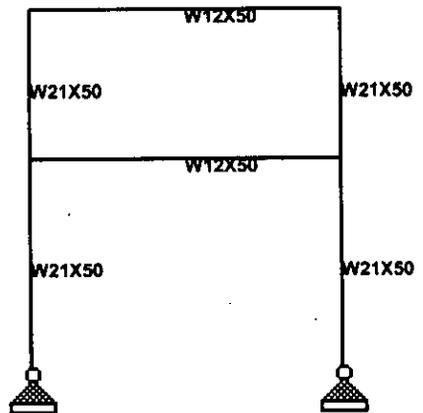
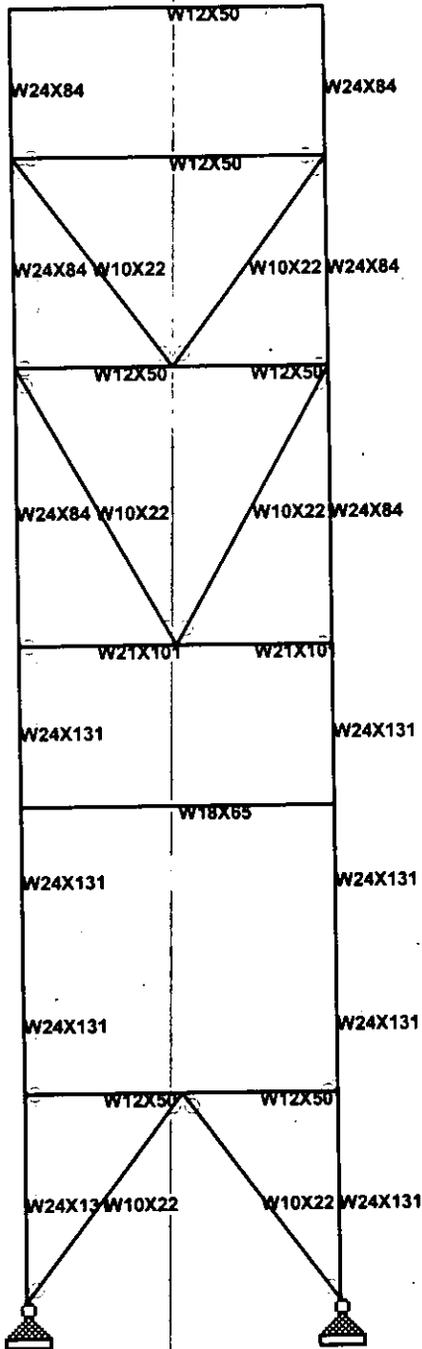


U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :



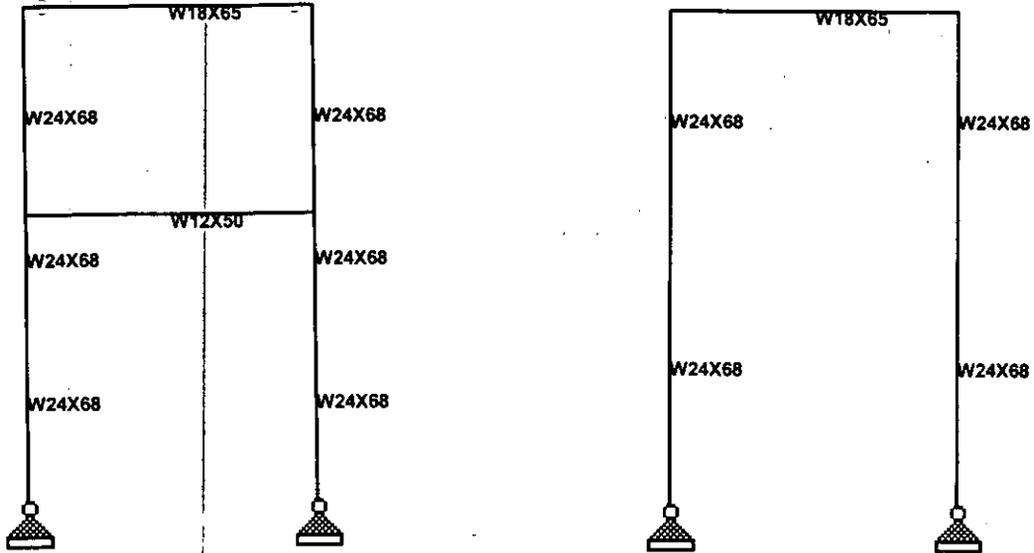


U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

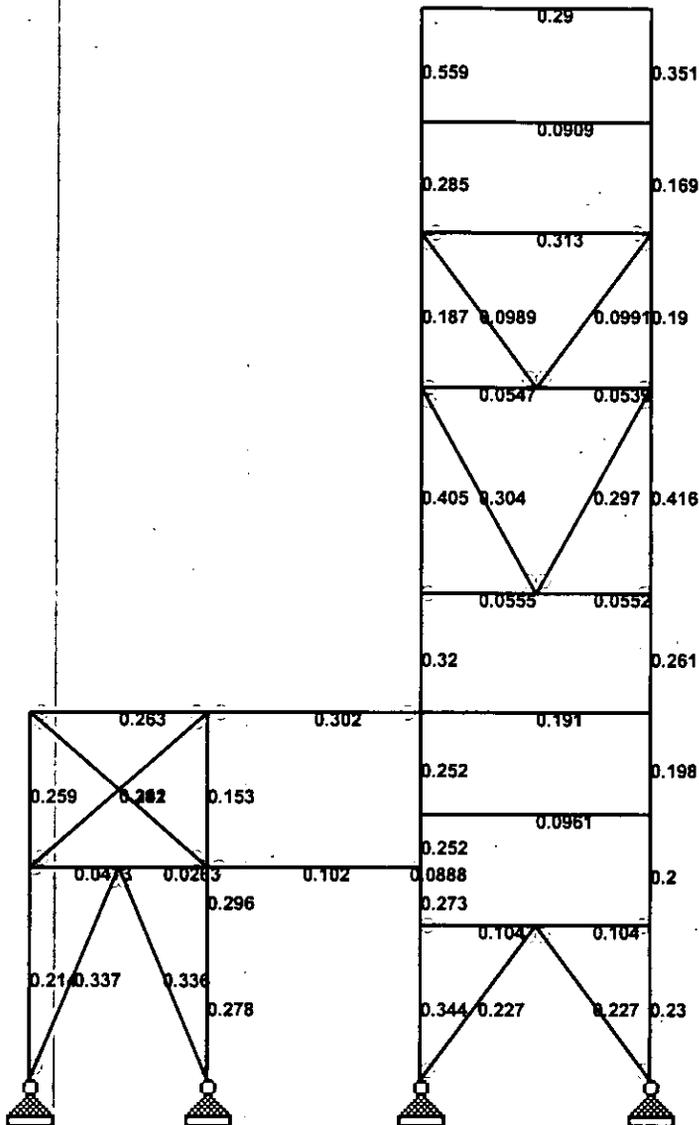




U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

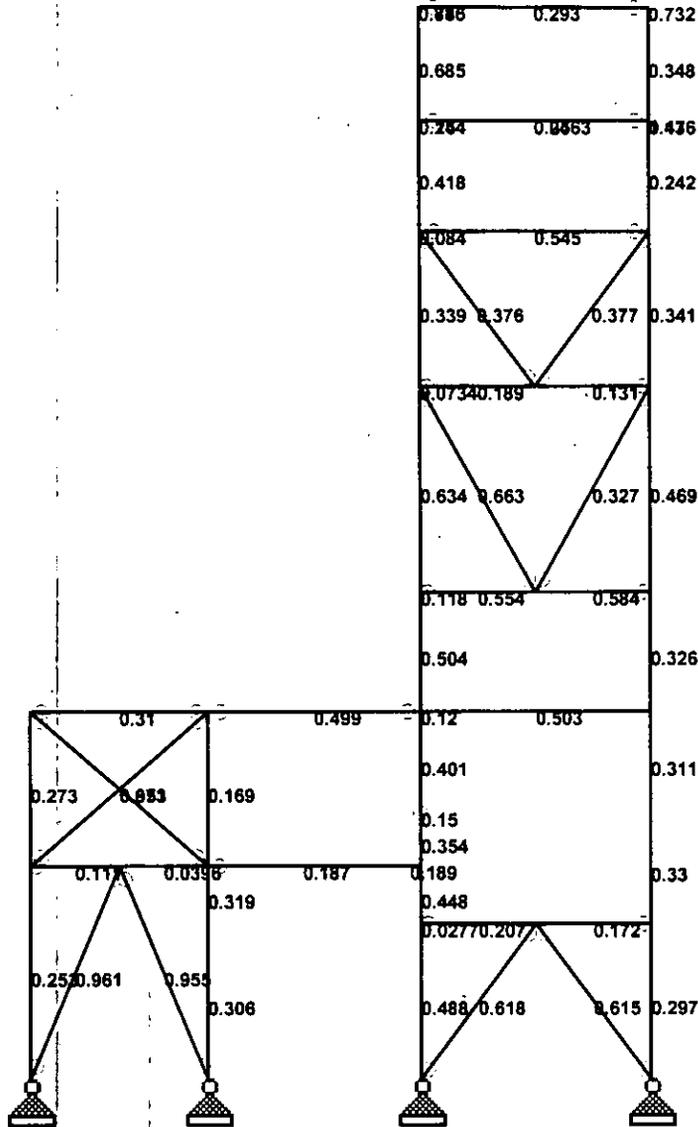




U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

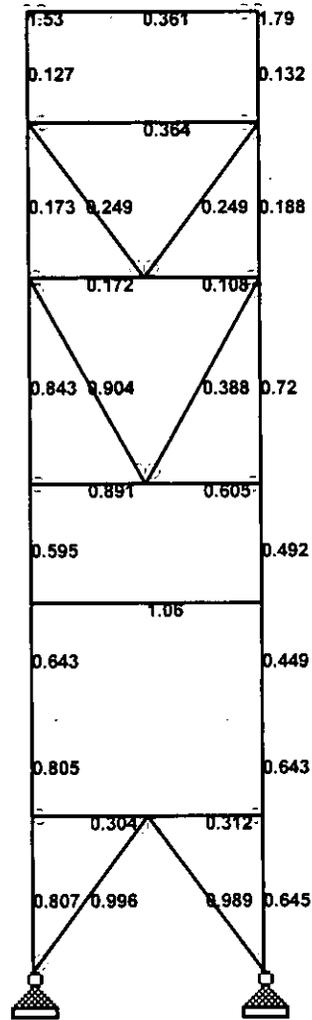
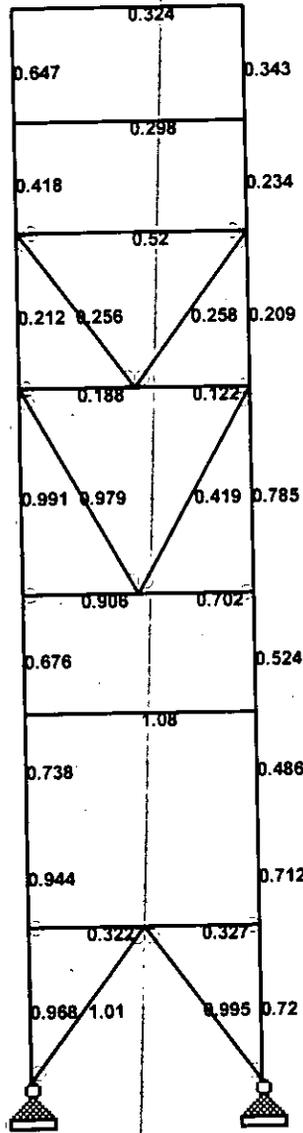




U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :



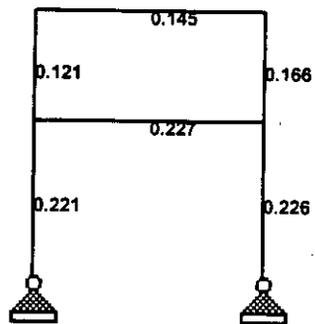
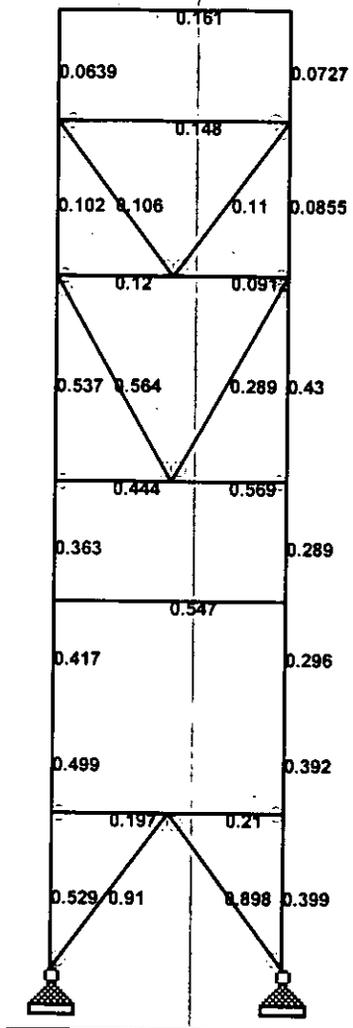


U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "

Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

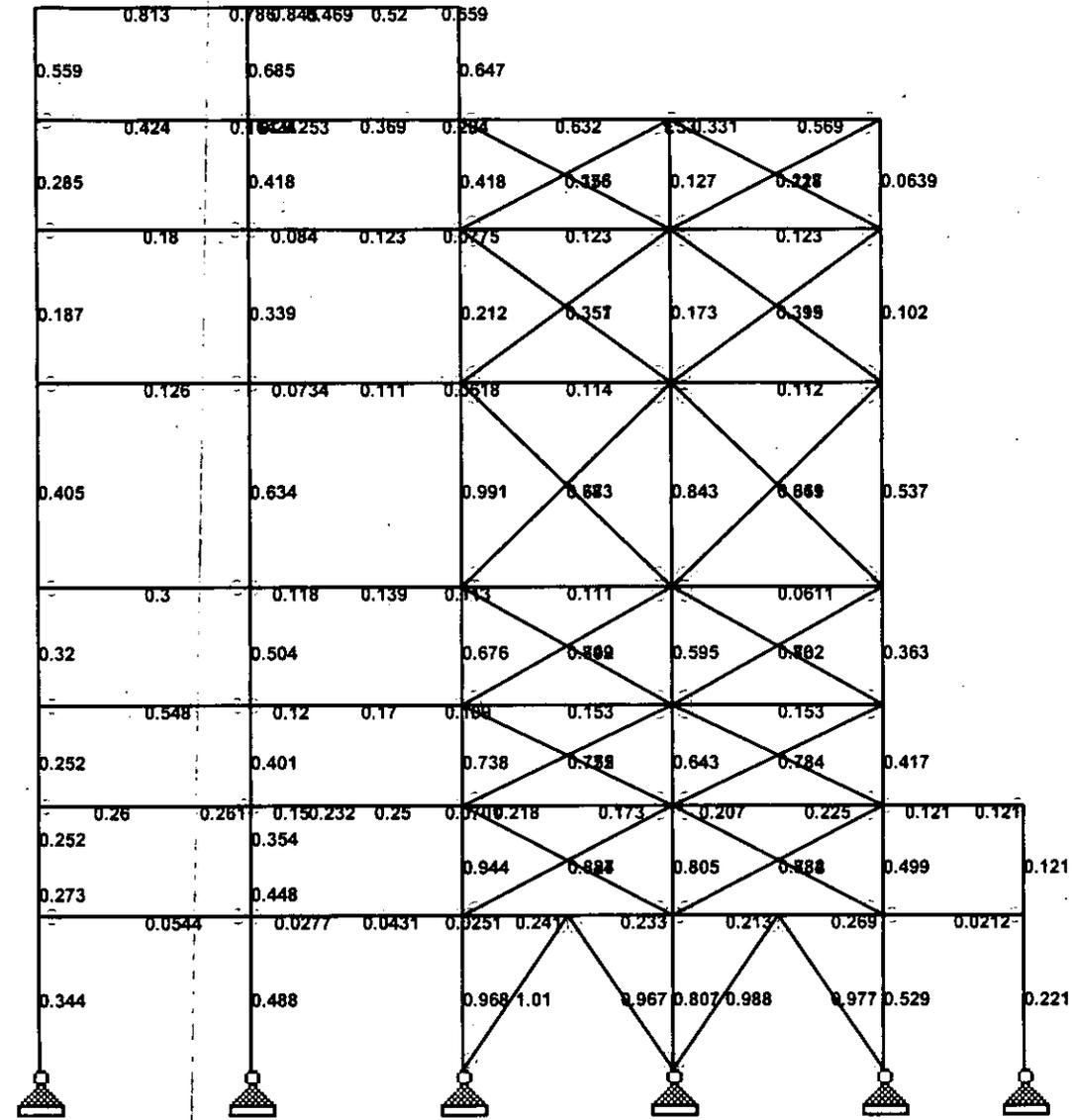




U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

Table with 2 columns: Concepto, Campus, Elaboro, Fecha, Hoja. Values include TESIS, ARAGON, O. Rocha, ago-00, DE:

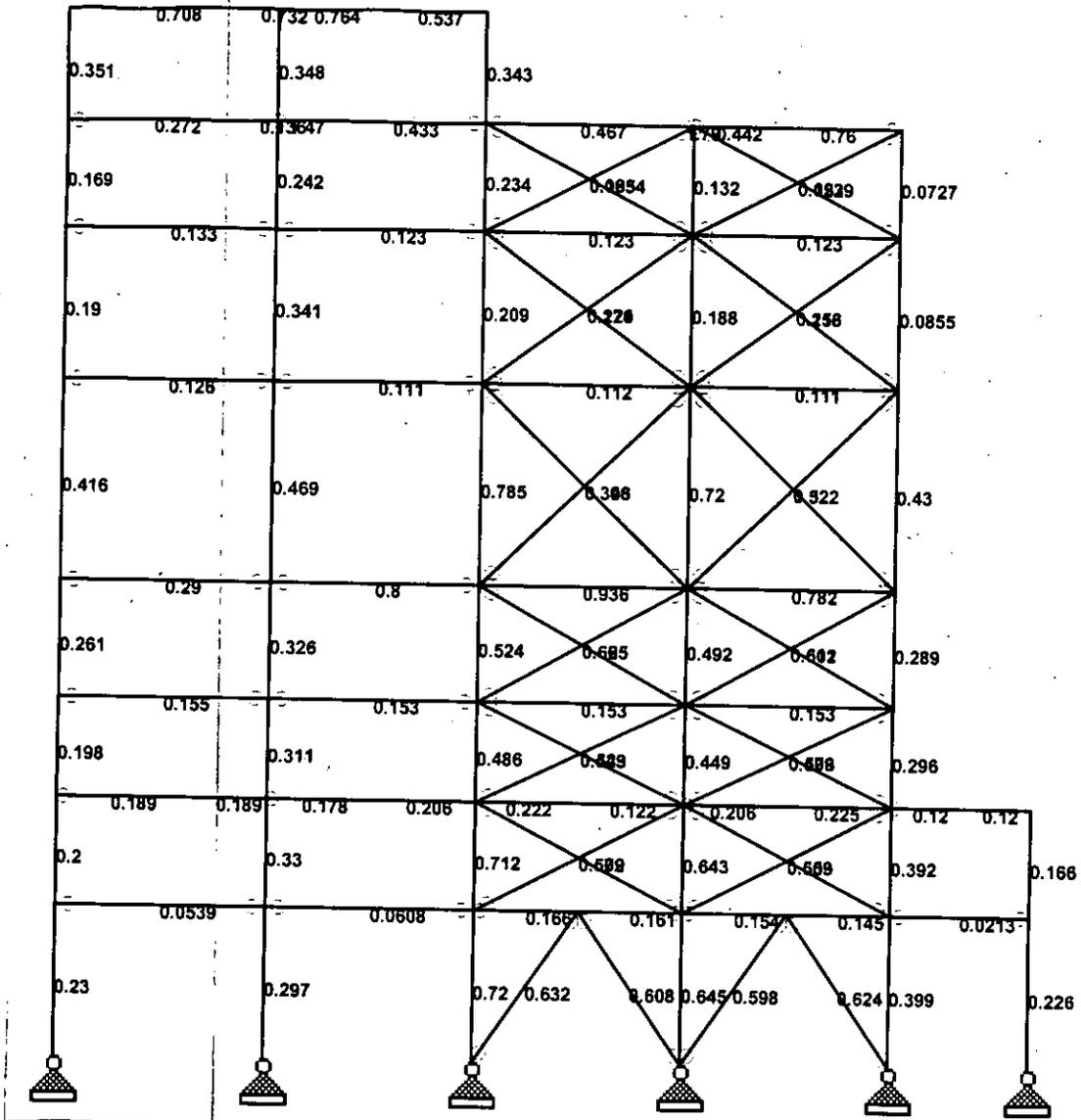




U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México "Campus Aragón"  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :

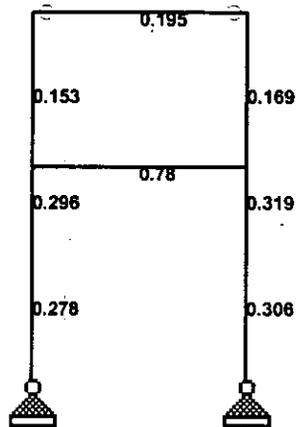
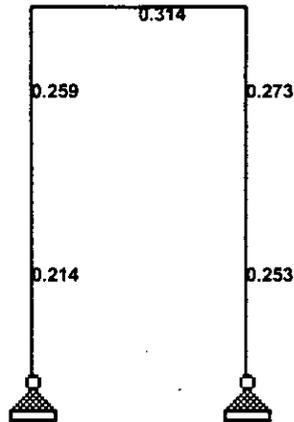




U.N.A.M.

Universidad Nacional Autónoma de México " Campus Aragón "  
Trabajo de Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

CONCEPTO:	TESIS
CAMPUS:	ARAGON
ELABORO:	O. Rocha
FECHA:	ago-00
HOJA:	DE :



ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA



Software licensed to kujesa

Job No

Sheet No

1

Rev

Part

Job Title

Ref

By

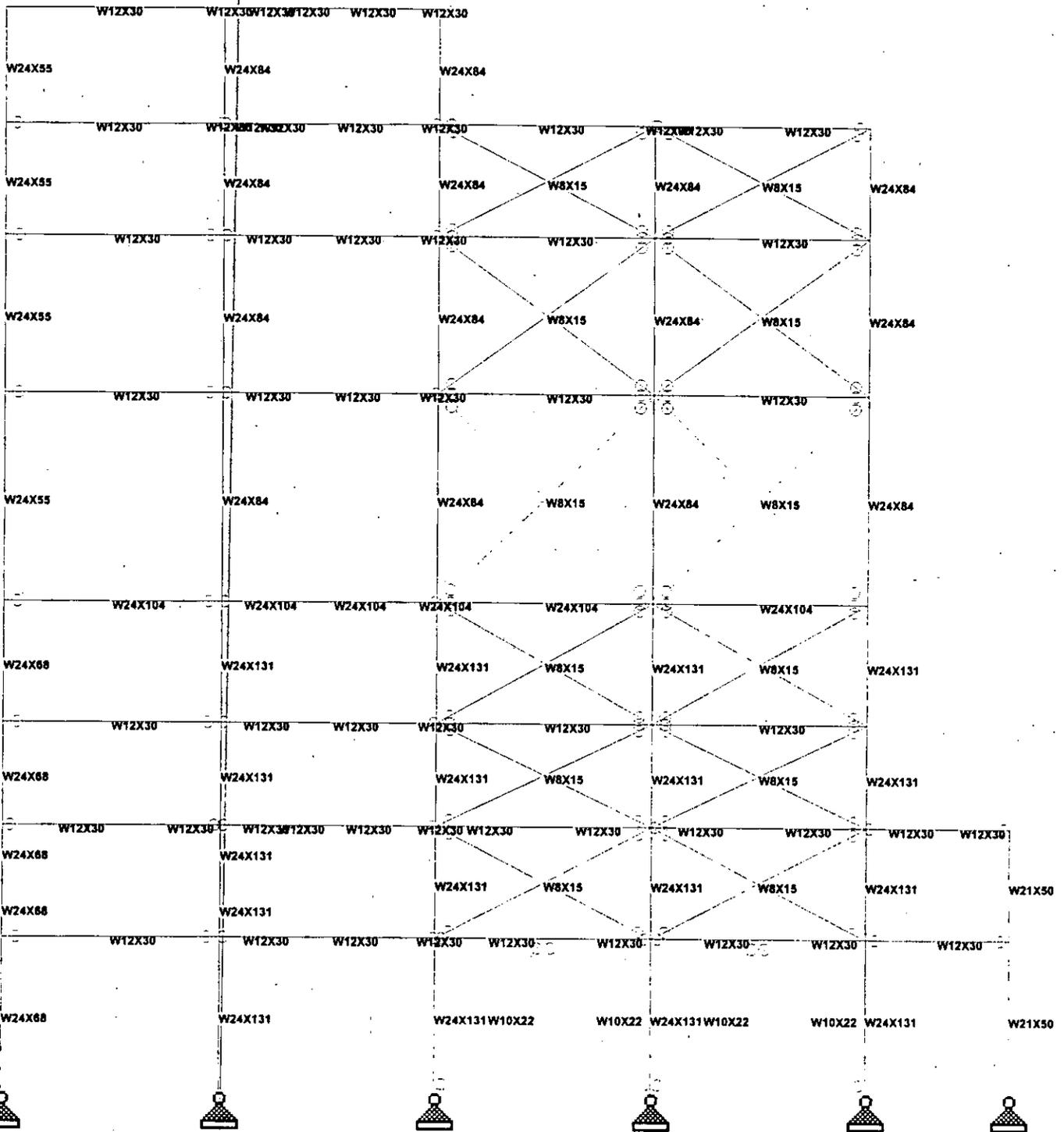
Date 29-Aug-00

Chd

Client

File Te-F.delt.std

Date/Time 29-Aug-2000 07:44





Software licensed to kujesa

Job No Sheet No 1 Rev

Part

Job Title

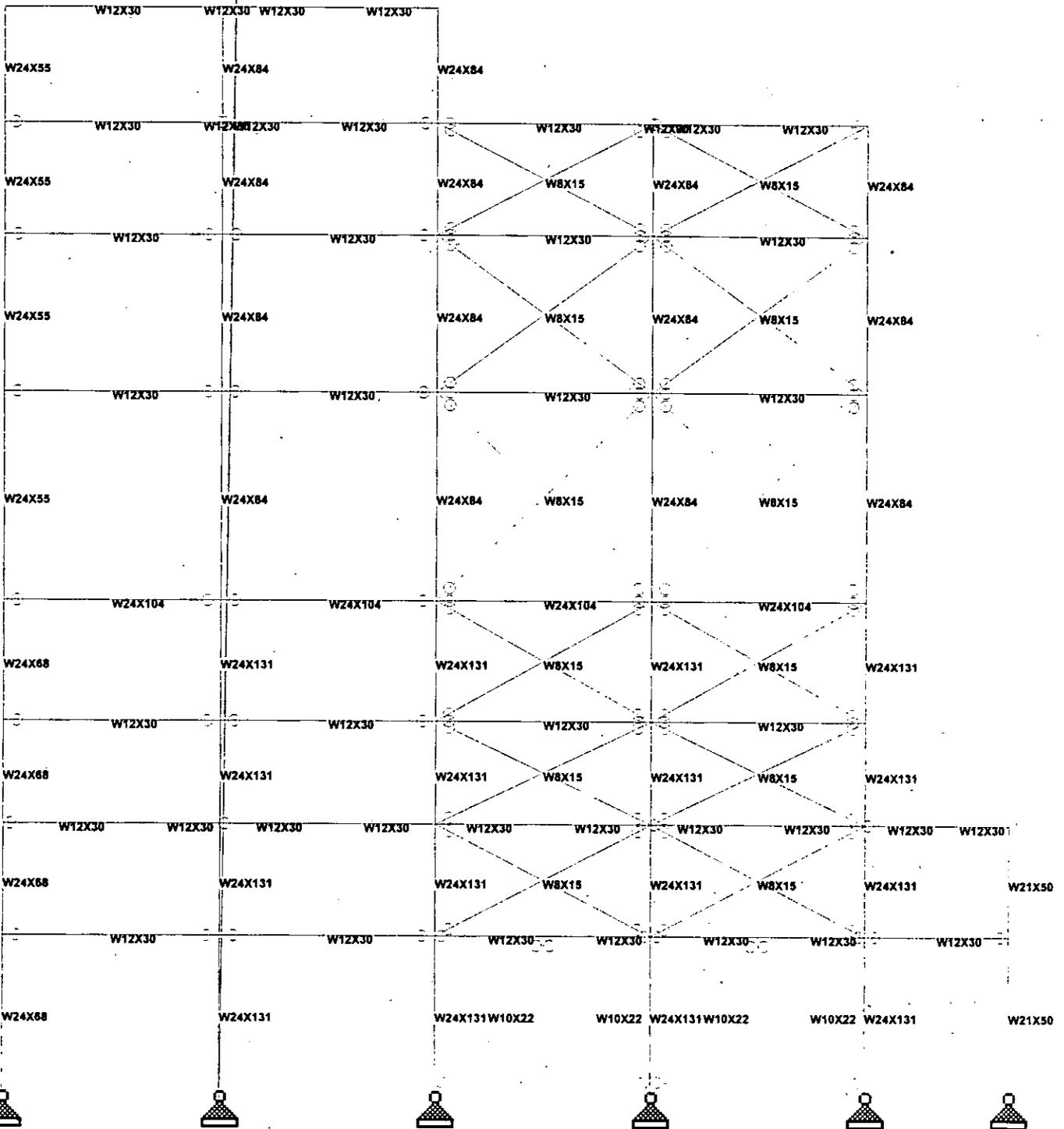
Ref

By Date 29-Aug-00 Chd

Client

File Te-F-delt.std

Date/Time 29-Aug-2000 07:44







Software licensed to kujesa

Job No

Sheet No

1

Rev

Part

Job Title

Ref

By

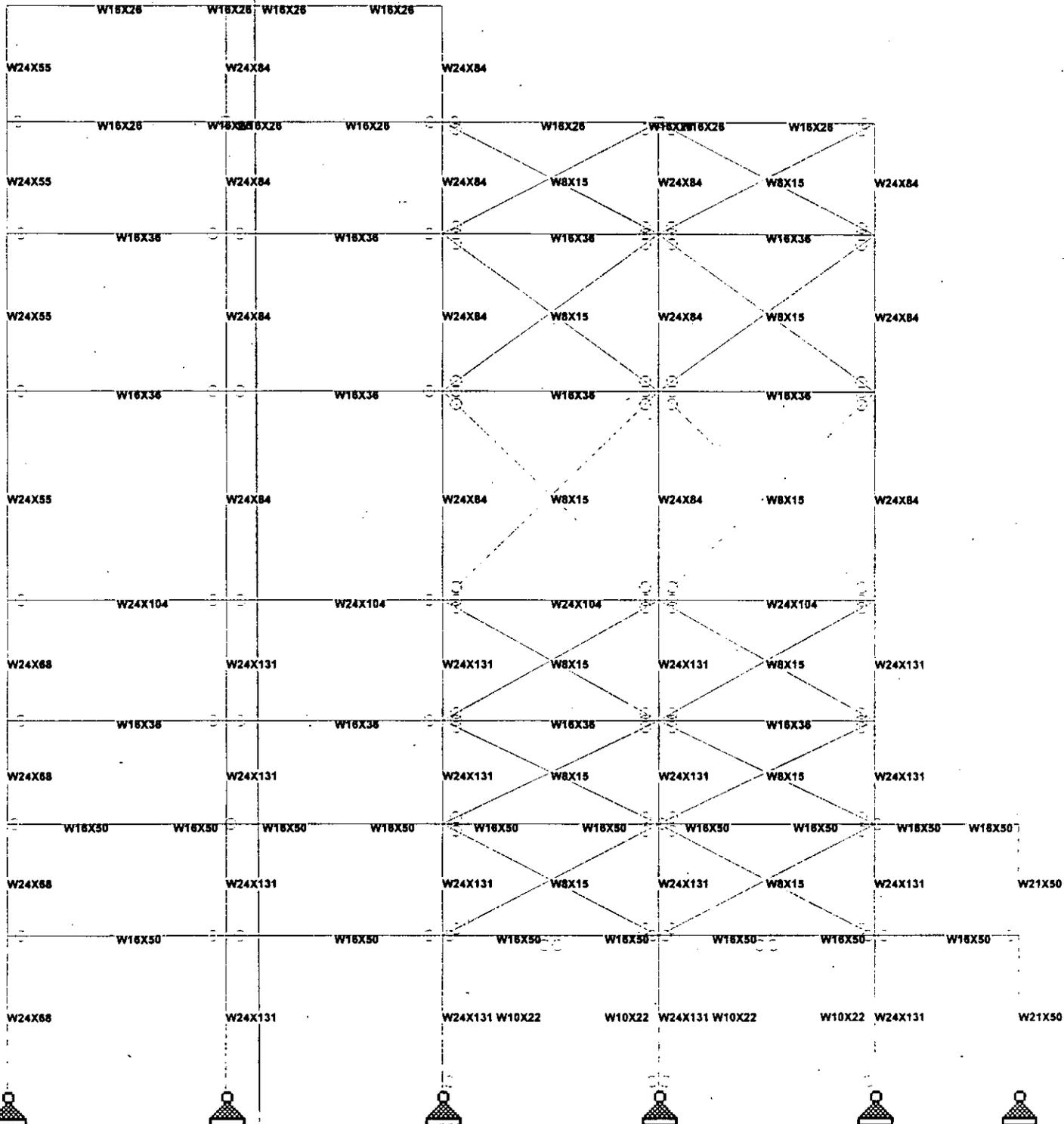
Date 28-Aug-00

Chd

Client

File Te-F-delt.std

Date/Time 25-Aug-2000 14:20





## CAPITULO VI.

### VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### VI.1. CONCLUSIONES.

El edificio de tolvas resulto ser un edificio industrial poco convencional, pues en realidad pocas veces se presentan edificios que presenten la mayor parte de la carga a que esta sujeta en un solo nivel, lo que genera una condición difícil de analizar.

El edificio de tolvas fue analizado con el método generalmente aplicado a edificios de altura media, el método estático se aplico en función de haberse analizado las cargas y por donde transmiten sus efectos a la estructura principal.

Cuando se tienen niveles de entrepiso que sirven para uso general, estos deben cumplir con las recomendaciones de parte de las NTCDF y del Manual de Diseño Sísmico de la CFE en cuestión de regularidad, porcentaje de huecos y rigidez en la dirección mas fuerte en caso de utilizar losas armadas sobre lámina losacero o pisos de rejilla. Esto es con el fin de cumplir el mínimo de rigidez y efectividad hacia las columnas en cuestión de edificios de estructura metálica.

El edificio de tolvas presenta una cantidad importante de huecos, los cuales pueden atentar contra la rigidez en plano, sin embargo, el uso de elementos secundarios que rigidizan a las vigas secundarias como contravientos horizontales, pueden garantizar en forma empírica la rigidez de entrepiso y la transmisión de las cargas laterales a las columnas principales de cada nivel. El nivel más cuestionable en este sentido es el nivel de apoyo de las tolvas NTA + 21.805 donde no existen elementos que transmitan en el plano del piso las fuerzas laterales directamente a las columnas, sin embargo el método de torsión para la obtención de las cargas laterales no aplica en este nivel, pues las excentricidades que puedan presentarse, no son totalmente reales y las cargas por cada una de las tolvas, transmite directamente a las vigas de apoyo dichas fuerzas. Por tanto, el empleo de las cargas directamente de las tolvas a las vigas de soporte, debieron diseñarse para la resistencia de fuerza lateral y transmitir esa fuerza a las vigas principales y después directamente a las columnas del nivel. Por ello se emplearon combinaciones de carga especiales para evaluar los efectos de las tolvas 1 a 4 en condiciones vacías o en forma alterna y evaluar su efecto en el edificio. Cabe aclarar que ninguna de estas posibles combinaciones fue tan crítica como la presentada en el nivel con todas la tolvas llenas y con toda su carga vertical.

El análisis desarrollado por el programa se encuentra basado en el método de rigideces que emplea matrices de deformación, matrices de acciones y matrices de rigidez. En realidad actualmente la utilización de estos programas en al análisis de edificios es muy común, aún cuando se utilizan modelos tridimensionales que en realidad demuestran las hiperestaticidad de una estructura, la cual desarrollará en mayor ductilidad cuando se soliciten condiciones accidentales pero además



demuestra el comportamiento más real. Sin embargo puede este ser un punto de alto riesgo, pues antes de cualquier análisis dentro del programa, se deben cumplir los requisitos de estructuración, simetría y regularidad mencionados en el capítulo II y que garantizan un mejor comportamiento global de una estructura.

En el caso del edificio de tolvas se procuró obtener la mejor de las simetrías en los marcos y se respetaron los accesos de servicio en cada uno de los niveles. La rigidez que presentan los entrepisos son variables cuando no se presentan contravientos, sin embargo, esos entrepisos fueron rigidizados por medio de conexiones rígidas o continuas que hacen de un entrepiso una rigidez menor a cuando se utilizan contravientos pero no es nula, el caso de los niveles +19.275 y +27.805 donde se presentan conexiones a momento que garantizan un marco rígido en vez de un marco contraventado. De ahí el considerar variación de rigideces en entrepisos y variación considerable en cargas de entrepiso, se consideró una reducción en el factor de ductilidad del edificio ante el comportamiento sísmico.

El programa Staad también tiene un programa de post-análisis que diseña la estructura conforme a código AISC y que en México es de uso común, pues el código Mexicano IMCA emplea los mismo estudios y las mismas formulas para el diseño. Por lo tanto el uso de estructura de acero por parte del programa es muy confiable, además de que especifica la referencia utilizada en cada miembro para su revisión. Así mismo el código es empleado en la revisión de los miembros secundarios siempre que estos son más fáciles de revisar por ser elementos simplemente apoyados en los entrepisos, su revisión fue conforme a esfuerzos y deformaciones máximas permisibles.

Finalmente tenemos la evaluación de la seguridad del edificio, pues un edificio que se deforme demasiado aunque no tenga problemas estructurales visibles o alarmantes, deformación debida su flexibilidad, representa un importante factor para evaluar su seguridad. El edificio de tolvas fue revisado en cuestión de desplazamientos por el mínimo recomendado por el reglamento de construcciones del Distrito Federal y que considera las condiciones más desfavorables en cuestión de carga contra deformación.

En Conclusión el edificio de tolvas diseñado en acero estructural cumple las especificaciones mínimas de Estructuración, diseñado con los códigos de acero más comunes en la República Mexicana y cumpliendo con los requisitos mínimos de seguridad. En el edificio se puede garantizar su uso industrial en completo funcionamiento y respondiendo en forma segura ante cualquier sollicitación accidental como viento o sismo.



## VI.2. RECOMENDACIONES.

Desde que se comienza un análisis y diseño de un edificio, se parte desde una información preliminar que generalmente es la geometría, uso y ubicación del proyecto dentro de un marco geológico e incluso, de la ubicación y datos del terreno en donde será construido. Esta información debe ser detallada desde un principio, pues un edificio con características con las que se presenta un diseño estructural, deben cumplir ciertos parámetros que un reglamento especifica sea el manual de obras civiles de la comisión federal de electricidad ó el Reglamento de construcciones del Distrito Federal. Pues una estructura con geometría y uso especificado determinada, puede ubicarse en tipos de suelo distintos, los cuales representen una variación importante en comportamiento sísmico así como variación de fuerzas de viento a las que puede estar sometida. De ahí la importancia de obtener completos los parámetros con los que será analizado y diseñado un edificio.

El edificio de tolvas es una estructura de uso común en las plantas de producción de cemento y que generalmente presenta la estructuración presentada al inicio de este trabajo (Capítulo II) y que sin embargo, debido al uso de esta, presenta condiciones similares de carga en una buena parte de las plantas de entrepiso. En el capítulo III se presentaron los datos básicos para el diseño del edificio e incluso su ubicación exacta dentro de la república mexicana. Datos que se basan en el Manual de CFE para la obtención de coeficientes sísmicos y espectros de diseño así como velocidades regionales para diseño por viento.

Una vez establecidos los datos básicos, se pudieron analizar las estructuraciones de entrepisos y marcos en los cuales actuarán las cargas de servicio y las cargas accidentales que puedan presentarse. Cabe aclarar que no se omite en absoluto que la estructuración presentada, pueda cumplir con las recomendaciones de regularidad que marcan ambos reglamentos (NTCDF y MDSCFE) para evaluar las potenciales fallas de una estructura al presentar puntos en donde se concentren esfuerzos y probablemente torsiones accidentales debido a excentricidad de carga en cada uno de los entrepisos.

El análisis torsional obtenido en el capítulo IV presenta el criterio empleado en la excentricidad de cargas que pueda existir siguiendo los comentarios y prácticas del Manual de diseño Sísmico CFE, y se emplea la distribución de fuerzas sísmicas en base al procedimiento desarrollado por el Ingeniero Roberto Melí en su Manual de diseño sísmico, el cual se aplica totalmente al análisis del edificio de tolvas.

El análisis sísmico definitivo en la estructura del edificio de tolvas se realiza en base a el empleo de un programa de computadora que simplifica el uso de análisis básico de marcos planos en dos direcciones, el cual omite el comportamiento hiperestático de una estructura. De ahí el uso de un modelo tridimensional el cual realiza compatibilidad de deformaciones y de rigidez en un mismo análisis, lo cual simplifica la labor de comparar un marco plano en una dirección con una condición de carga en específico con un análisis de un marco plano ortogonal con la misma



condición carga. Actualmente, el análisis y diseño sísmico de las estructuras se presenta bajo el empleo de programas de este tipo, y únicamente se emplea el análisis de marcos planos para estimaciones del comportamiento y uso de materiales de una estructura en específico en forma preliminar.

Sin embargo, el empleo de estas herramientas no son del todo precisas, pues se deben emplear con el completo conocimiento de los comandos y resultados comparados con una estructura que halla presentado un buen comportamiento ante una sollicitación de carga accidental, para que pueda ser confiable su empleo en futuras estructuras.

Adicionalmente, el diseño de una estructura de acero o concreto, se basa en el empleo de fórmulas y parámetros que establecen ciertos códigos o reglamentos para garantizar la seguridad en una estructura (Edificio, cimentación, excavación, etc) y que se deben tener conocimiento antes de tomar los resultados que un programa pueda emplear. En el caso específico del diseño en acero del edificio de tolvas, el código que rige su seguro comportamiento proviene de las especificaciones que el código norteamericano (AISC) ha realizado y comprobado. Lo cuál hace más cercana la utilización de programas norteamericanos en las construcciones de la República Mexicana. Con esto se pretende justificar el empleo de los resultados obtenidos por el programa Staad y que simplifican la laboriosa revisión de miembros estructurales que cumplieran los parámetros de diseño en acero de una estructura con algún código ajeno.

Finalmente, se compara la seguridad que presenta el edificio de tolvas en base a los desplazamientos obtenidos por el programa y los indicados por el reglamento de Construcciones del distrito federal. Así como la comparación de respuesta del periodo fundamental de la estructura con respecto a la indicada en el Manual de diseño Sísmico de CFE. Catalogando a el edificio de tolvas como una edificación que cumple los requerimientos mínimos de seguridad que se establecen en la República Mexicana.

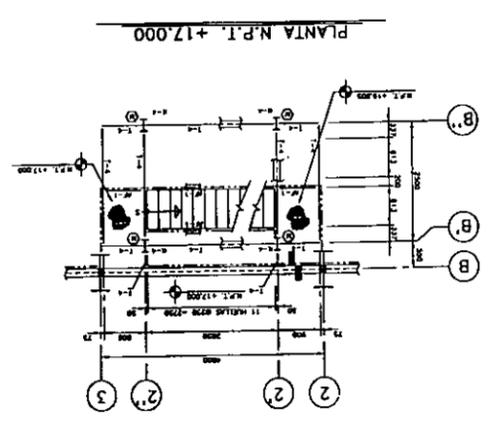
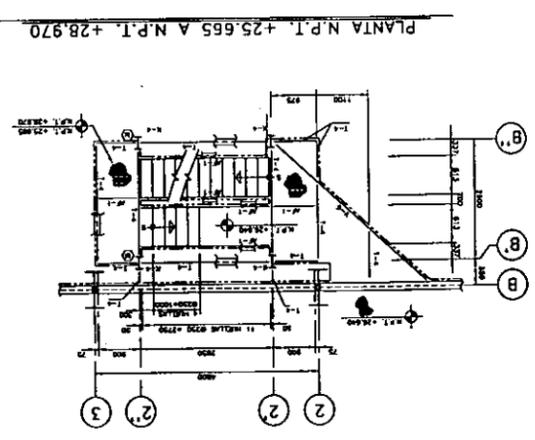
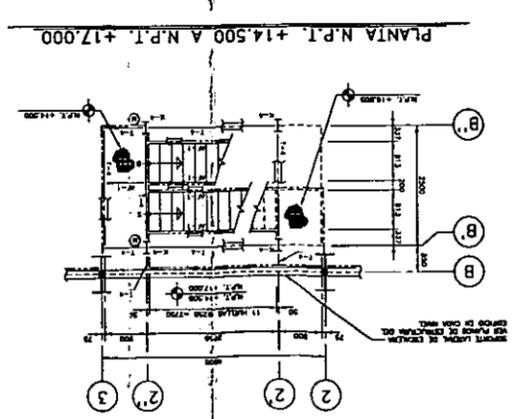
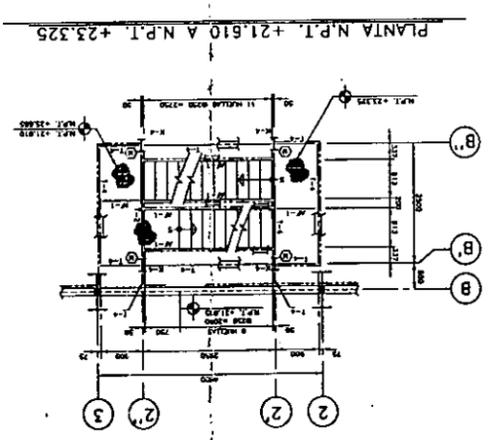
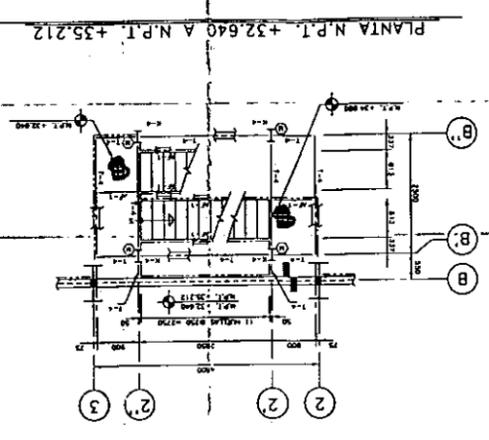
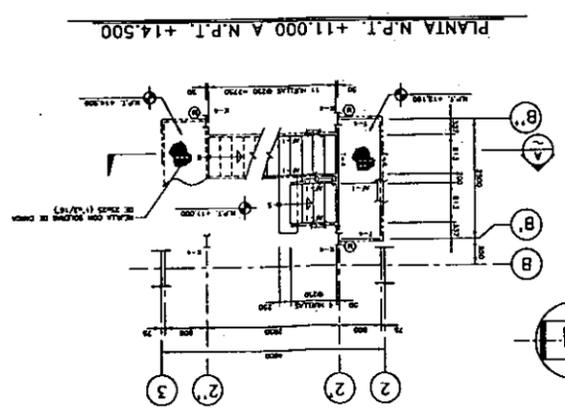
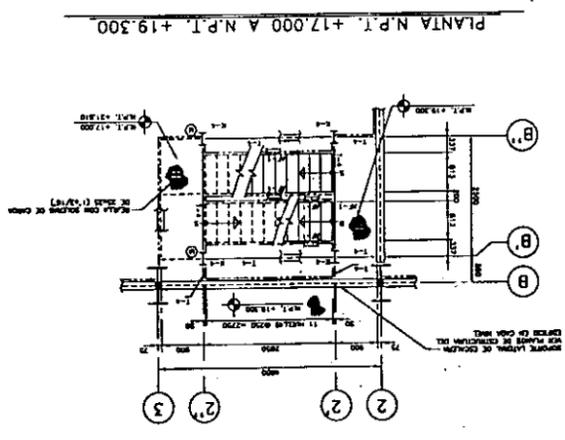
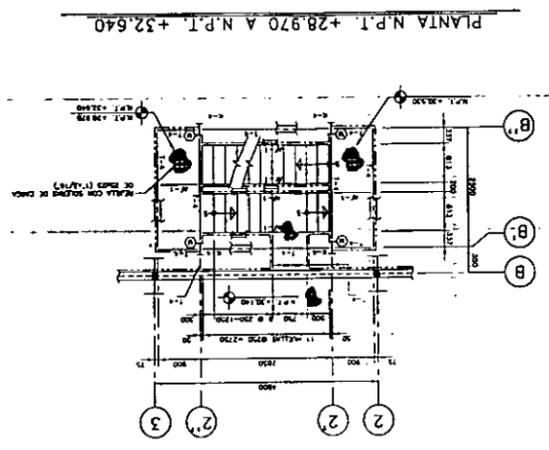
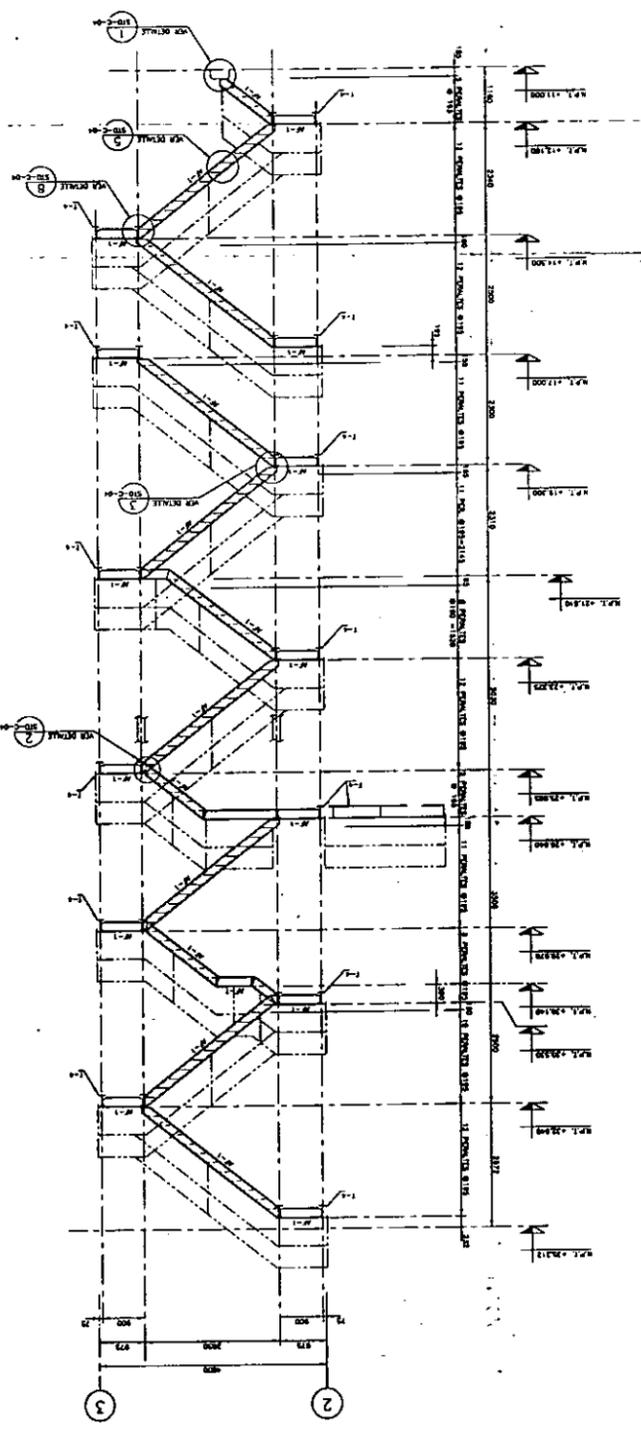
<b>INGENIERIA CIVIL</b> ESCALERAS PLANTAS Y DETALLES		CAMPUS ARAGON
TESIS	EDIFICIO DE TOLVAS	ESCALERAS PLANTAS Y DETALLES
MC-010200	EL-CD-001	1506
1. ACIONES DE MARCA	2. ANEXOS Y CONEXIONES EN MARCA	3. MARCA ESTE PLANO LARGO CON MARCA DE REFERENCIA
4. NO MARCA MARCA A ESCALA	5. NO MARCA MARCA A ESCALA	6. NO MARCA MARCA A ESCALA



NOTAS:

1. ACIONES DE MARCA
2. ANEXOS Y CONEXIONES EN MARCA
3. MARCA ESTE PLANO LARGO CON MARCA DE REFERENCIA
4. NO MARCA MARCA A ESCALA

SECCION A

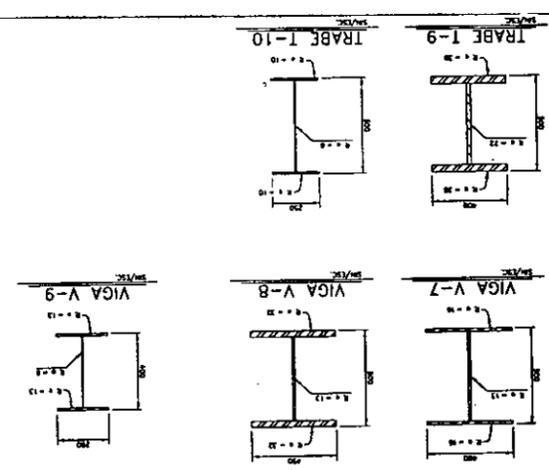
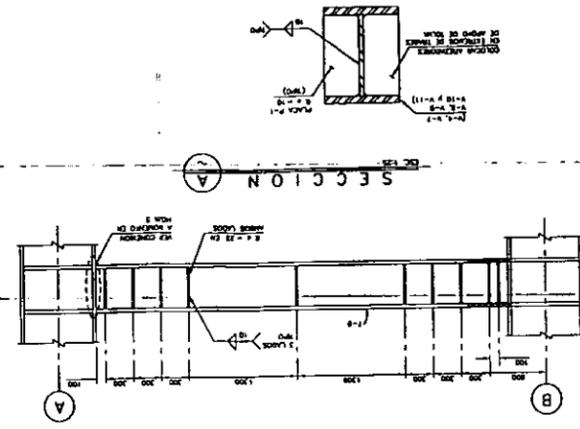




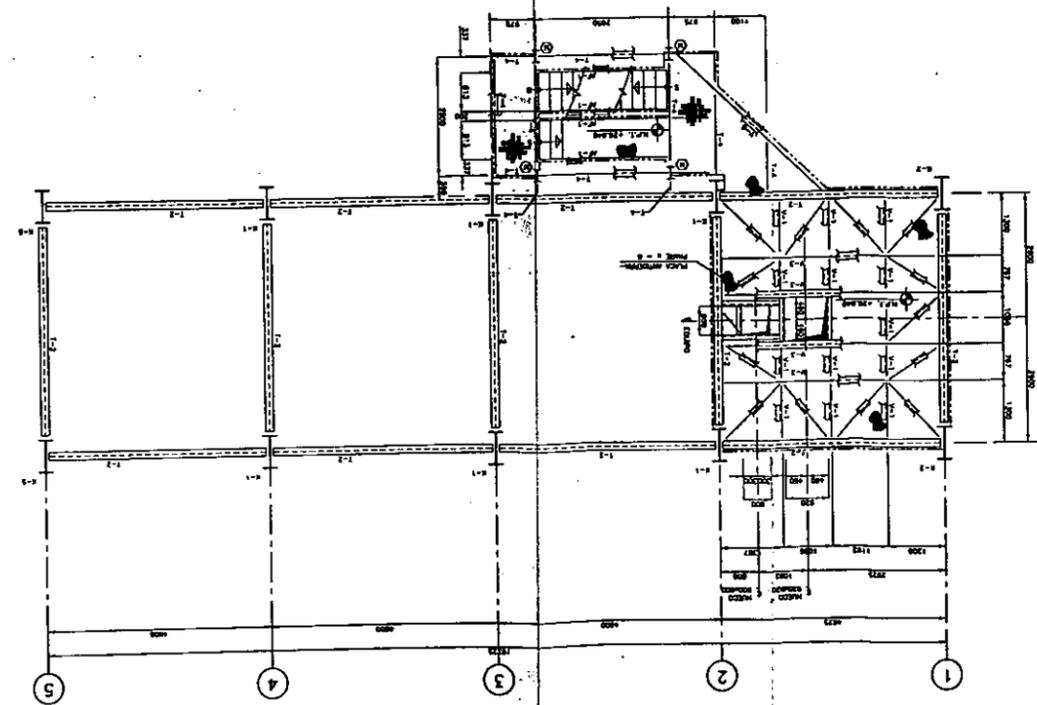
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS <b>INGENIERÍA CIVIL</b> EDIFICIO DE TOLVAS PLANTAS ESTRUCTURALES 2/3 <b>TESIS</b> EL-CD-001 MC-010200		<b>CAMPUS ARAUCÓN</b> 
TÍTULO: TESIS AUTOR: [Blank] FECHA: [Blank]	ASIGNATURA: [Blank] PROFESOR: [Blank]	INSTITUCIÓN: [Blank]

NOTAS:  
 1. ACOTACIONES EN MILÍMETROS.  
 2. UNIDADES: ESTE PLANO Y LOS PLANOS DE SECCIÓN.  
 3. NO SE DEBE MODIFICAR SIN PERMISO.

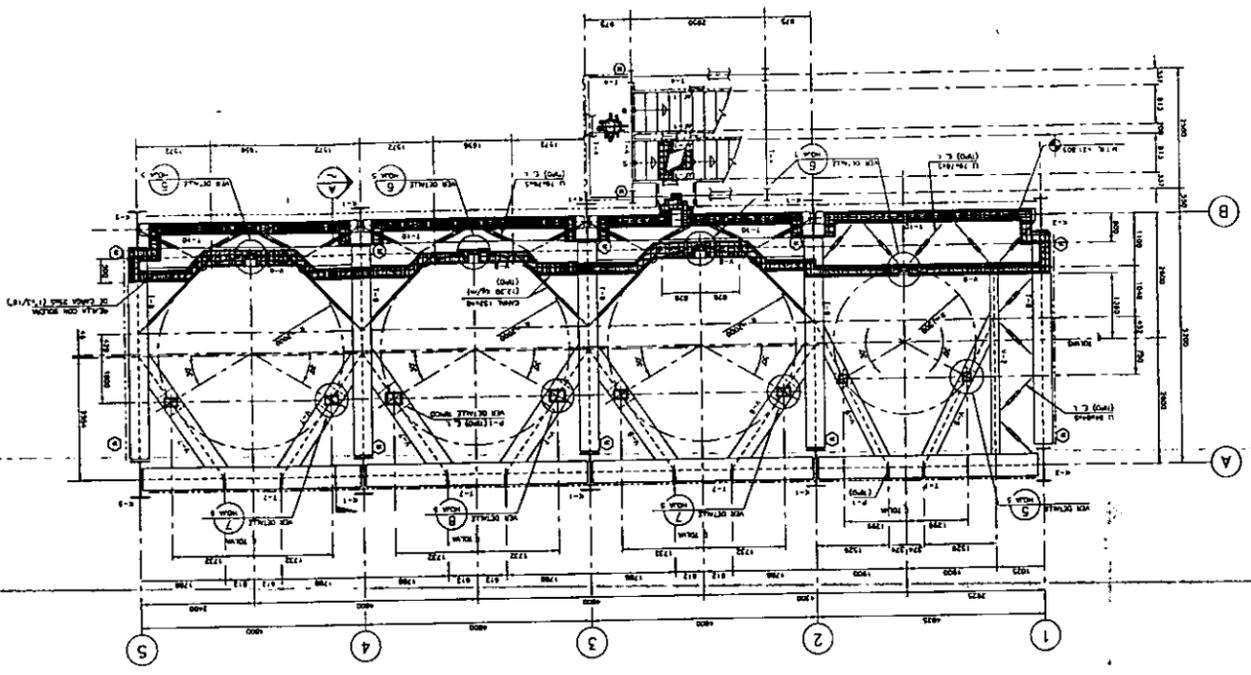
DET. TÍPICO DE APOYO DE TOLVAS



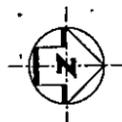
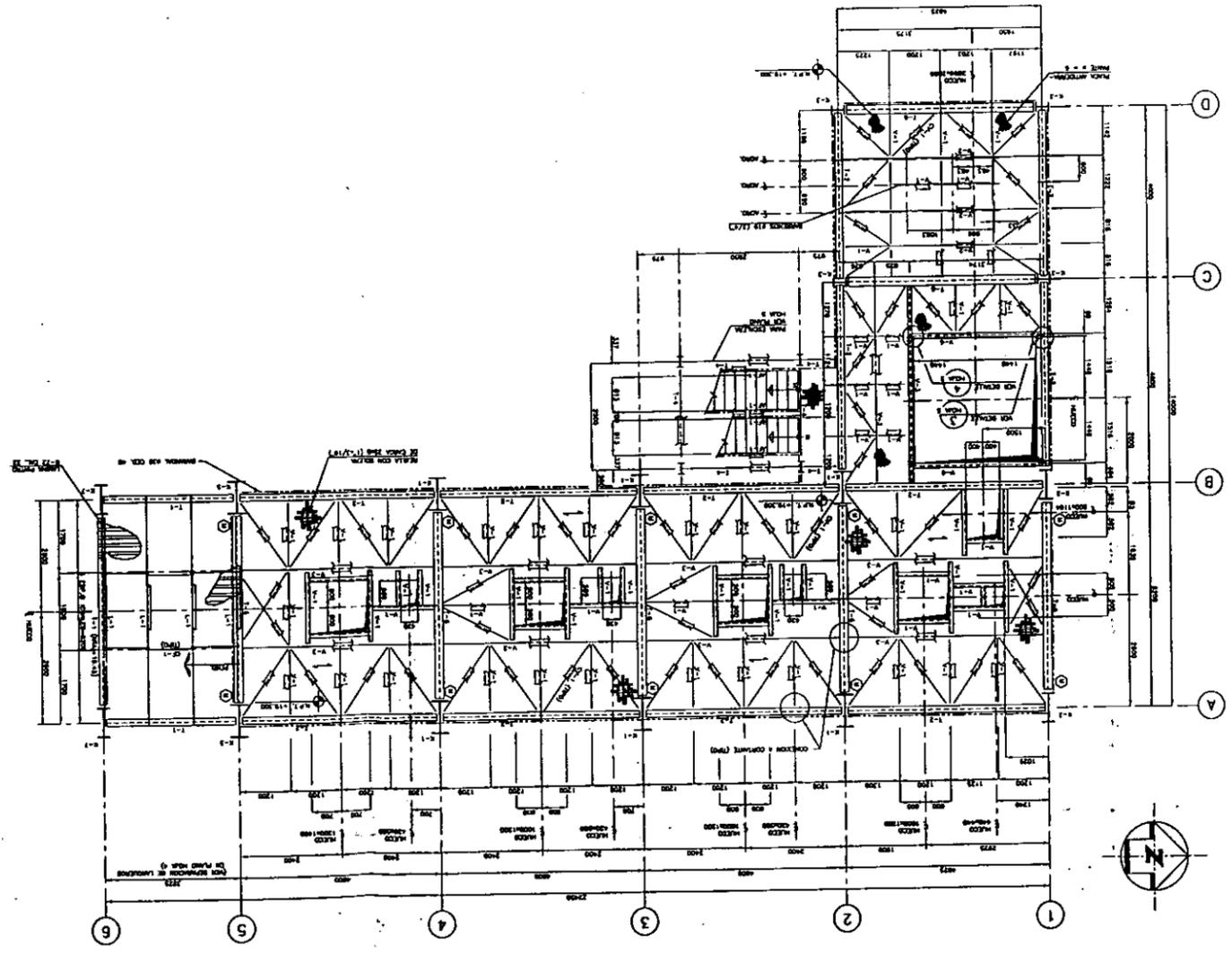
PLANTA N.I.A. +26.634



PLANTA N.I.A. +21.780



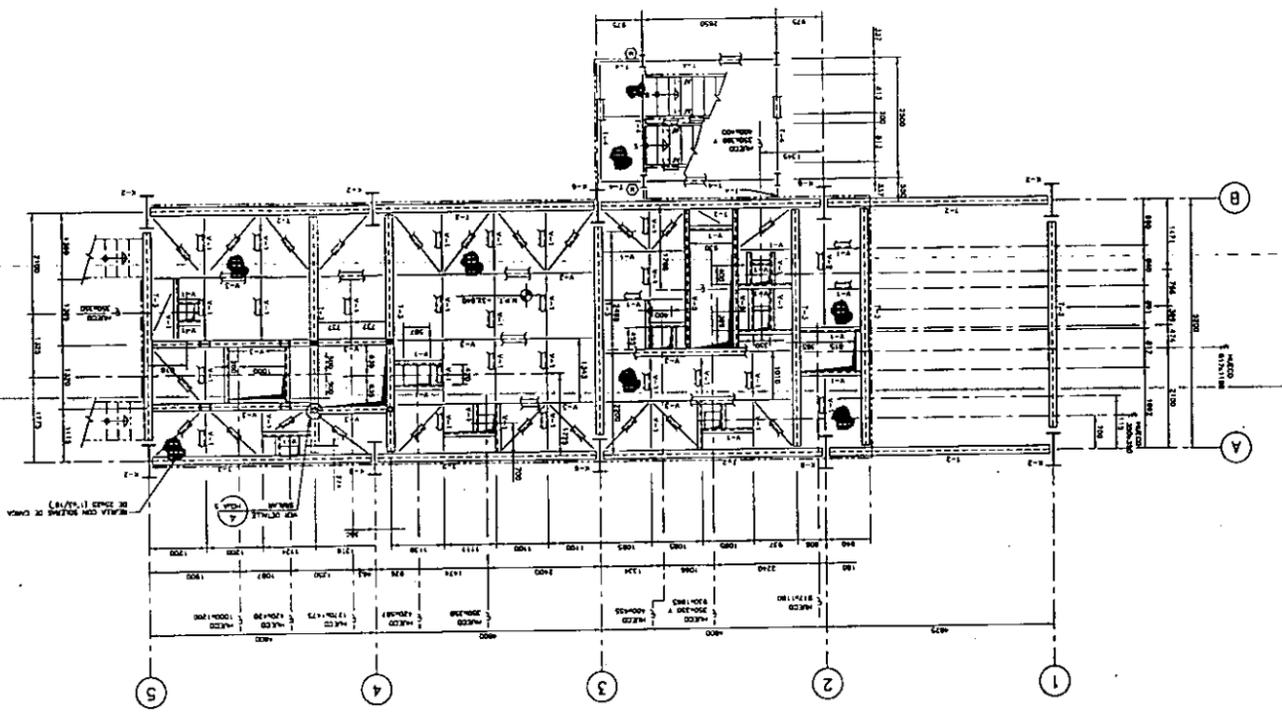
PLANTA N.I.A. +19.294 Y 19.275



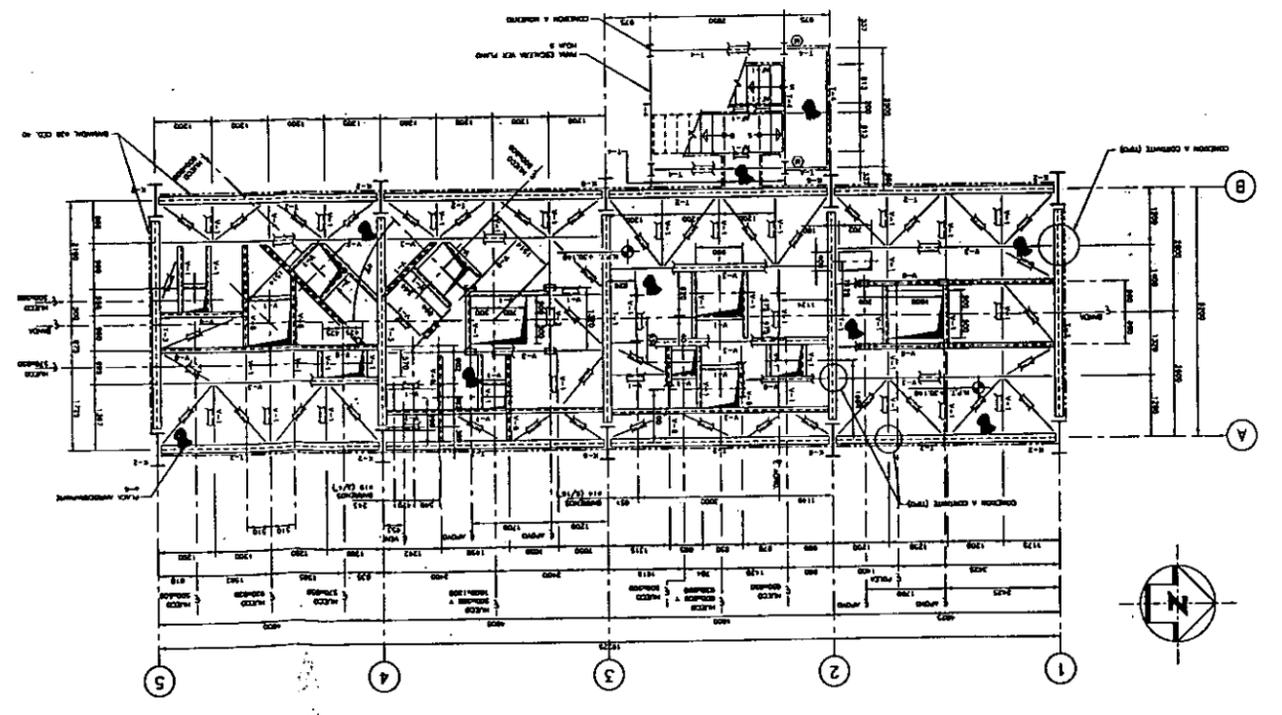
<b>INGENIERIA CIVIL</b> PLANAS ESTRUCTURALES 3/3	
<b>EDIFICIO DE TORREAS</b> TESIS	
MC-010200 EL-CD-001	CAMPUS ARAGON
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONAUTICA Y ESPACIO	

NOTAS:  
 1.- APLICACIONES DE MATERIALES  
 2.- VALLS + COMPUKAS EN MUR  
 3.- REJILLAS EN PLANO Y EN PERIMETRO  
 4.- DE TUBOS METALICOS Y ACERO

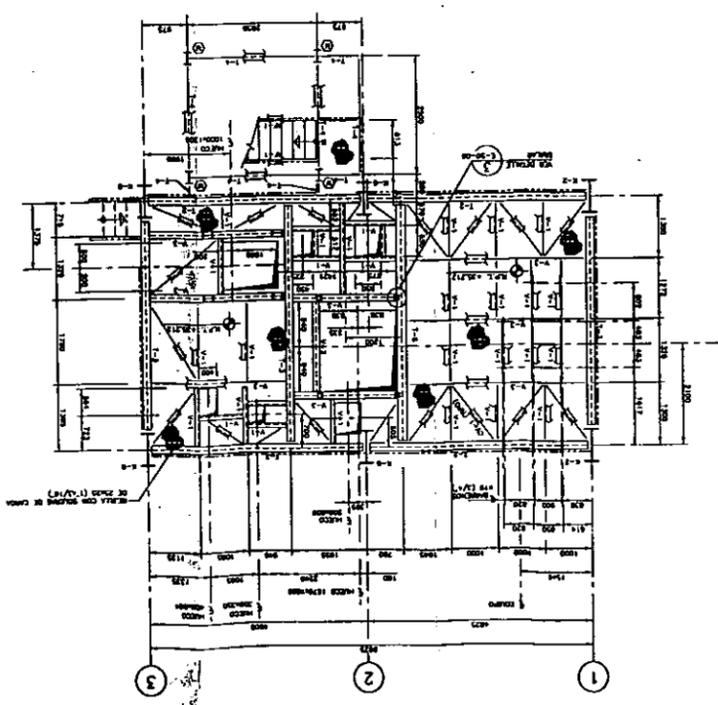
PLANTA N.I.A. +32.615



PLANTA N.I.A. +30.134



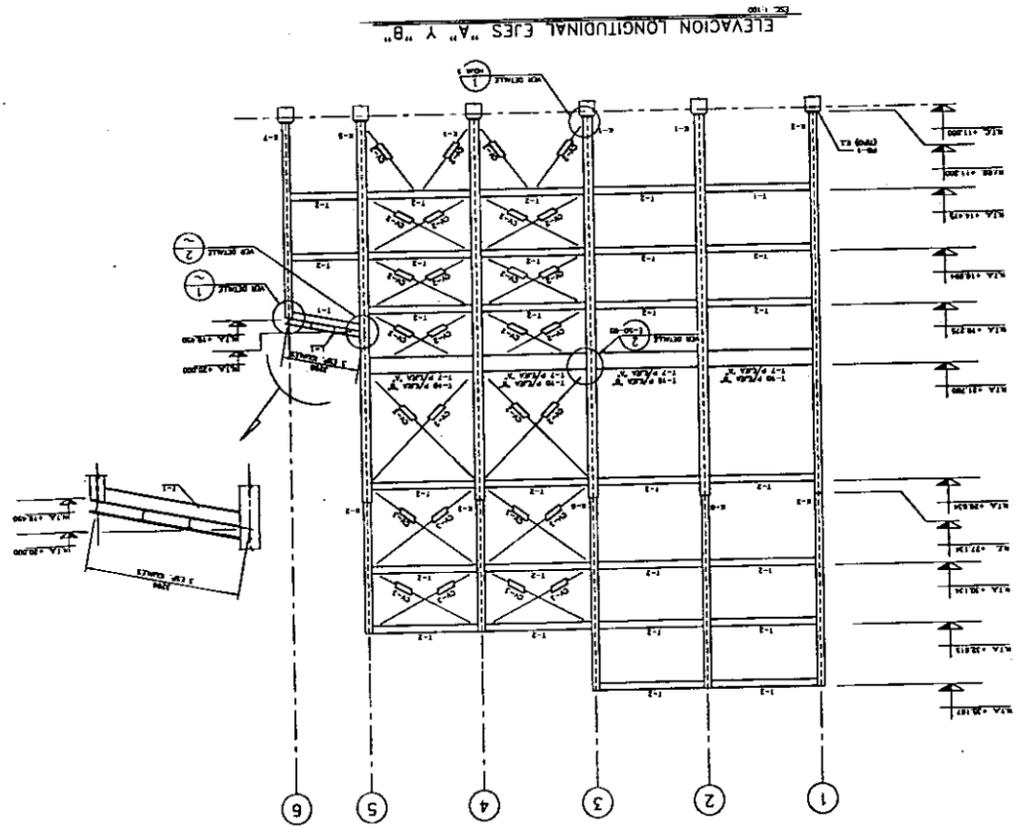
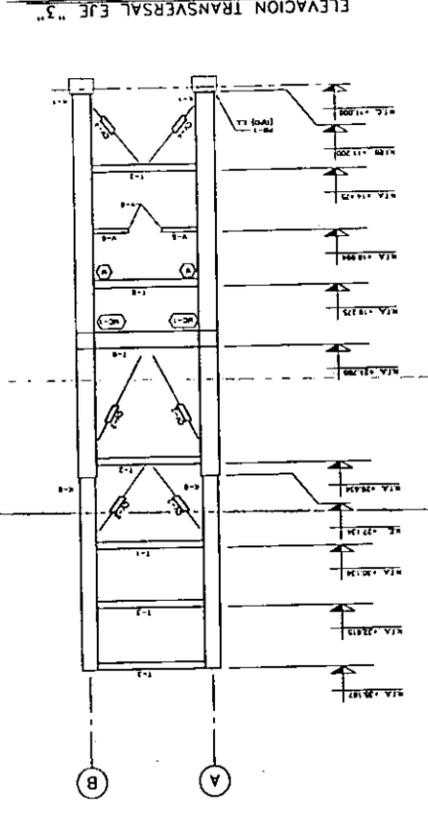
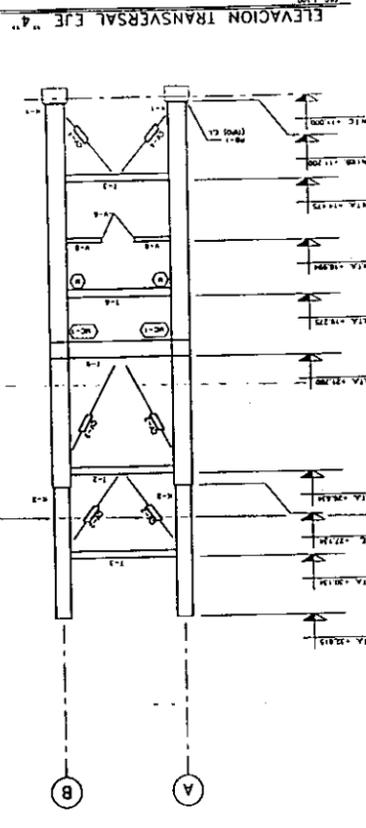
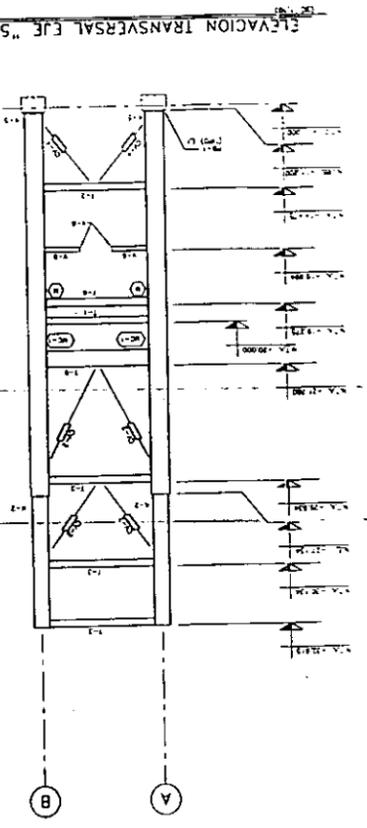
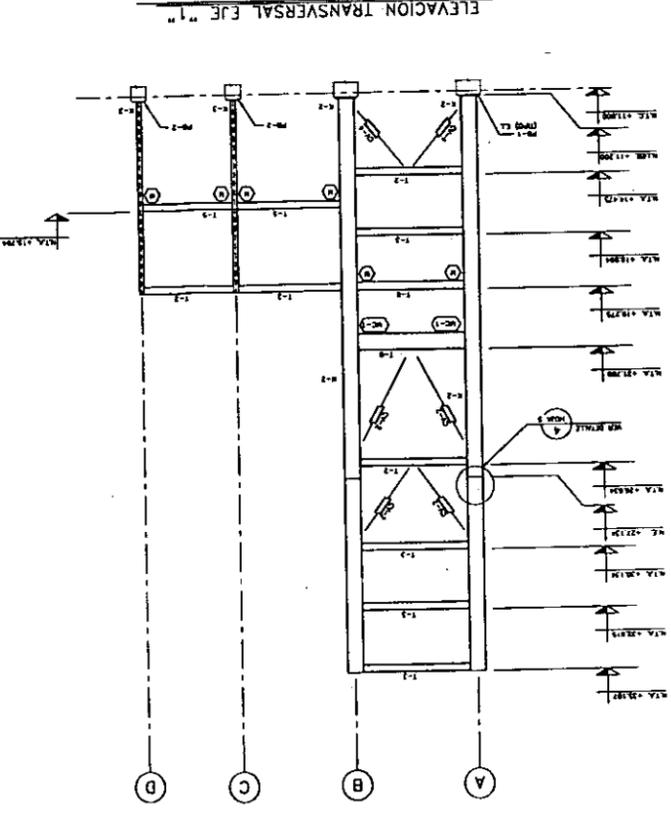
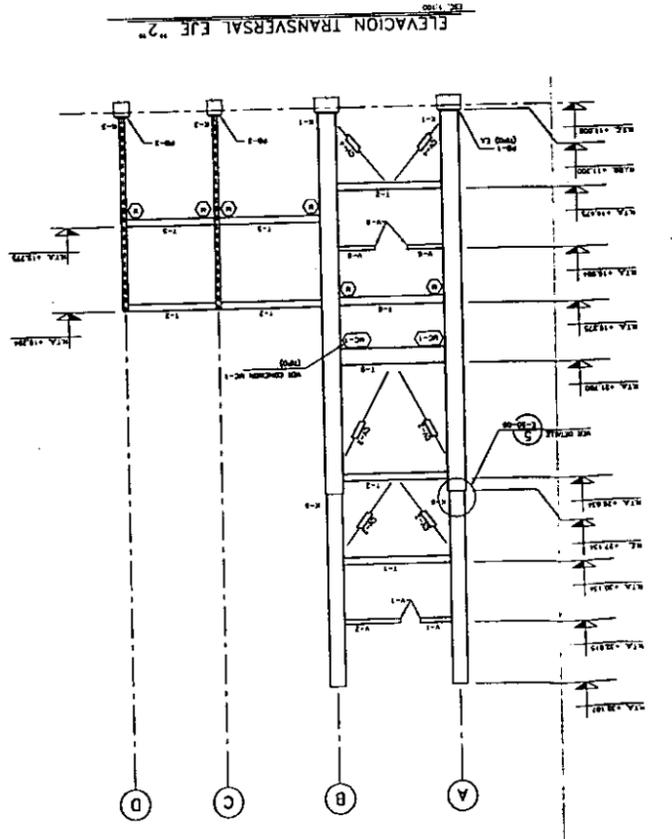
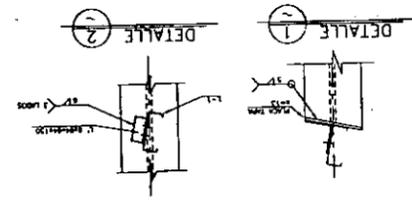
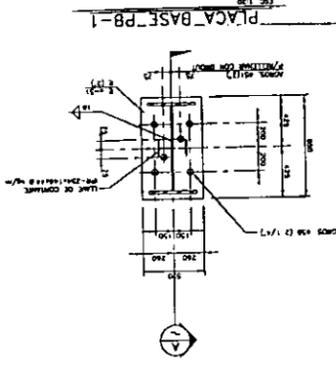
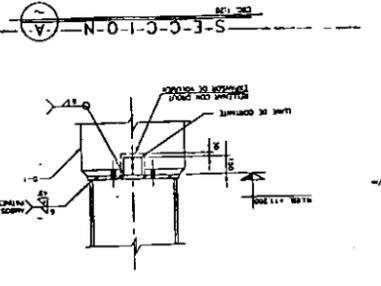
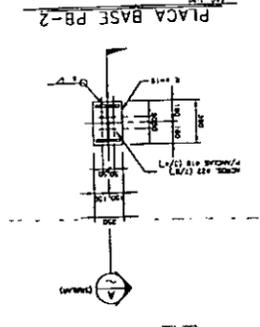
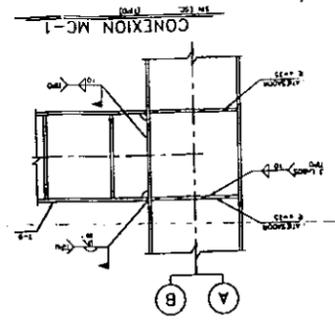
PLANTA N.I.A. +35.187



<b>CAMPUS ARAÇON</b> 	
<b>INGENIERIA CIVIL</b> EDIFICIO DE TORNAS ELEVACIONES DE MARCOS	
<b>TESIS</b> EL-CD-001 MC-010200	104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 115 116 117 118 119 120

**NOTAS:**

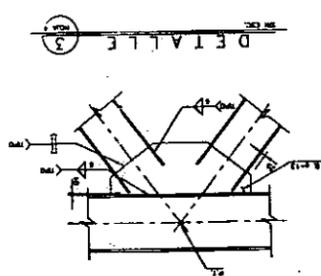
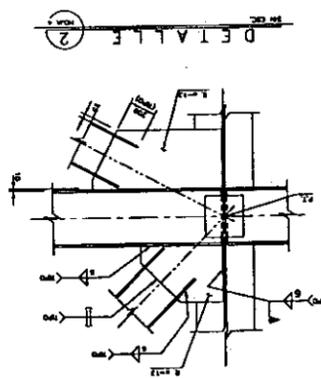
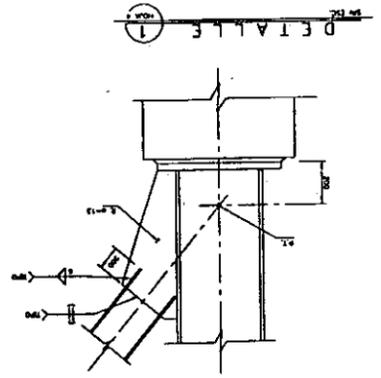
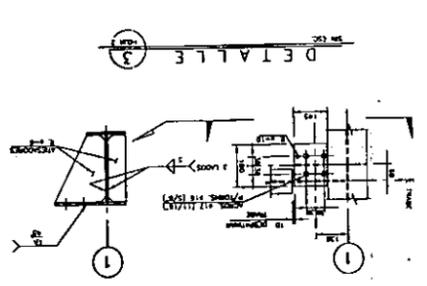
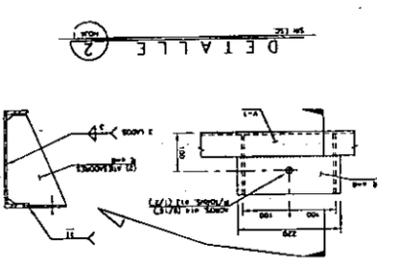
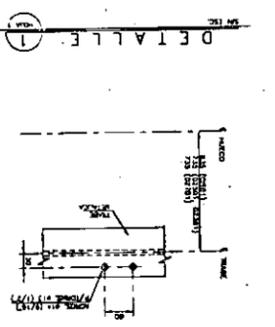
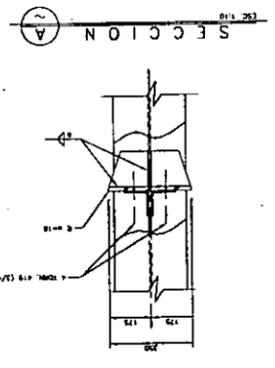
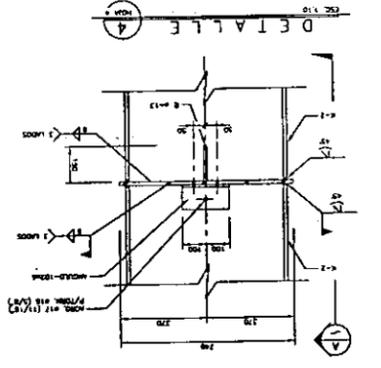
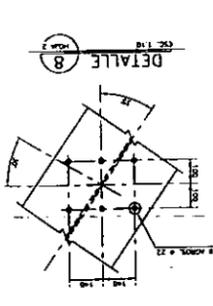
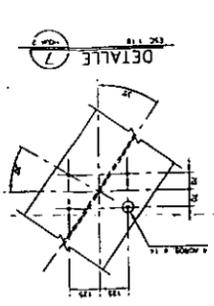
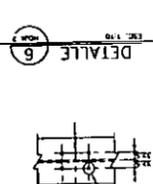
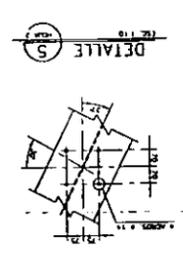
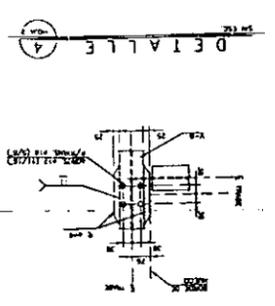
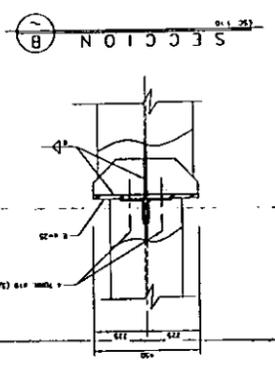
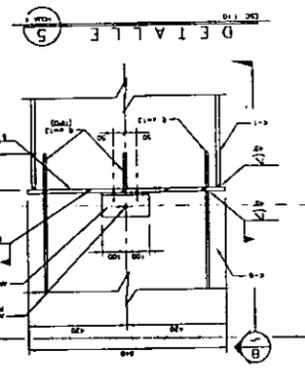
1. CONECTAR EN MARCOS.
2. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
3. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
4. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
5. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
6. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
7. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
8. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
9. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
10. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
11. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
12. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
13. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
14. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
15. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
16. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
17. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
18. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
19. MARCO Y COMPONER EN MARCO.
20. MARCO Y COMPONER EN MARCO.



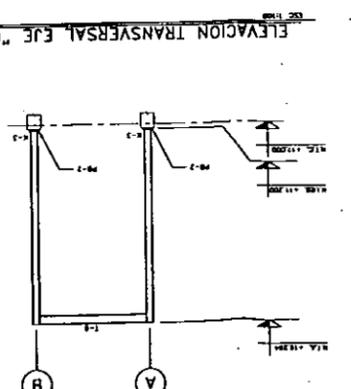
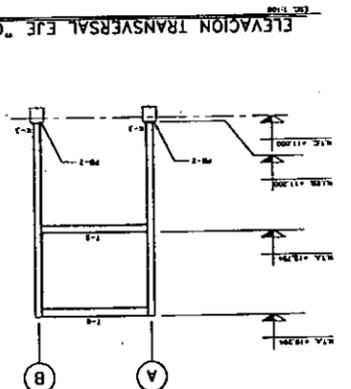
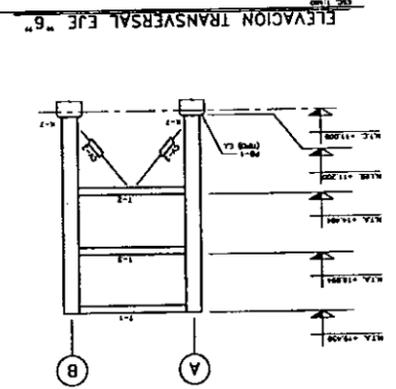
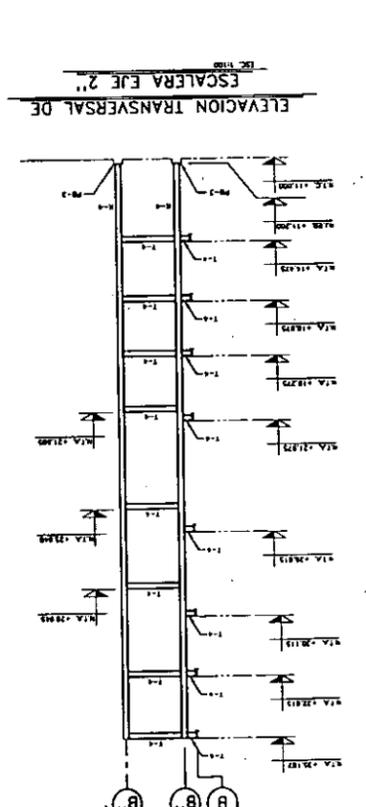
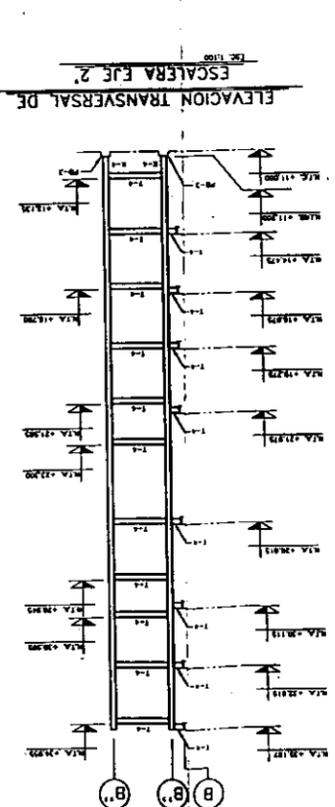
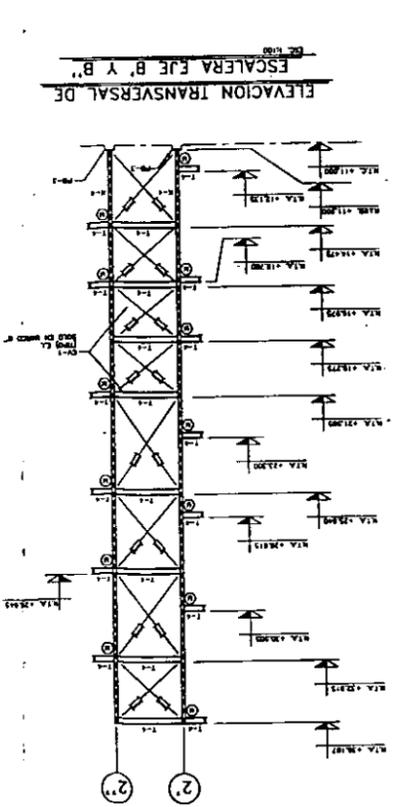
<b>CAMPUS ARAGON</b>	
<b>INGENIERIA CIVIL</b>	
<b>EDIFICIO DE TOLVAS</b>	
<b>ELEVACIONES DE MARCOS</b>	
<b>TESIS</b>	
MC-010200	EL-CD-001
19	18

NOTAS:

1. ELEVACIONES EN METROS
2. MARCO EN METROS CON PLANOS DE MARCO
3. PLANOS DE MARCO EN METROS



PLACA BASE PB-3





## BIBLIOGRAFÍA

- 1) Diseño Sísmico de edificios  
Enrique Bazán, Roberto Meli
- 2) Manual de Diseño de obras civiles (Diseño por sismo)  
Comisión Federal de Electricidad, Instituto de investigaciones eléctricas
- 3) Manual de Diseño de obras civiles (Diseño por viento)  
Comisión Federal de Electricidad, Instituto de investigaciones eléctricas
- 4) Apuntes de Diseño Estructural  
Oscar de Buen y López de Heredia
- 5) Allowable Stress Design  
American Institute of Steel Construction
- 6) Manual de Construcción en Acero  
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, AC.
- 7) Acciones y Cargas (Diseño estructural)  
Wifredo Crespo Pérez
- 8) Diseño de estructuras de acero  
Galambos
- 9) Manual de Usuario de Staad III  
Research Engineering Inc.
- 10) Estudio de mecánica de suelos del lugar  
Realizado en septiembre de 1997 por la  
empresa solum de ICA.