



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE
CONCRETO REFORZADO PARA
INSTALACIONES INDUSTRIALES**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A:
ANGEL SORIANO MEDINA**



DIRECTOR DE TESIS:

M. I. HÉCTOR JAVIER GUZMÁN OLGUÍN

Mexico D. F. 2014.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/111/2013

Señor
ANGEL SORIANO MEDINA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. HÉCTOR JAVIER GUZMÁN OLGUÍN que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

"DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES."

INTRODUCCIÓN

- I. ANTECEDENTES
- II. CRITERIOS DE DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL
- III. PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL
- IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (RESULTADOS) MEDIANTE SOFTWARE COMERCIAL
- V. DISEÑO ESTRUCTURAL
- VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- VII. PROGRAMACIÓN EN OBRA
- VIII. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 9 de Junio de 2014

EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH

DEDICATORIA:

A mi madre Saturnina Medina Velasco, a mi padre Gabino Soriano Cruz †

A mis hermanos: Yolanda, Gustavo, Gerardo, Gabino y Clara.

A mi prometida Laura Mateo Medina.

A mis amigos de la Facultad de Ingeniería.

AGRADECIMIENTOS:

Agradezco a mi madre quien ha sido un apoyo fundamental durante toda mi vida y quien no termina de enseñarme cada día lo valiosa que es la educación y el conocimiento, además de inculcar en mí todos los valores que me dan soporte ético y moral.

Doy Gracias a mis hermanos Clara, Yolanda, Gabino, Gerardo, y Gustavo quienes han alimentado mi desarrollo personal y quienes me han apoyado en todas las formas posibles. Cada uno forma parte de este objetivo que he logrado

Te agradezco Laura Mateo por tus palabras siempre de aliento y apoyo en los momentos difíciles, por enseñarme la maravillosa persona de la que me he enamorado y por todas las vivencias juntos, tu humanismo, sencillez y el gran ser humano que eres sin duda han sido un gran aporte para llevar a buen término esta etapa de mi vida

A mis compañeros y amigos de la Facultad Ingeniería José Antonio Ibarra Falcón y Raúl García Trejo, juntos logramos resolver los retos que ponía en nuestro camino nuestra amada Facultad.

En mi vida profesional agradezco a PBS Ingenieros en especial al ingeniero Rodolfo Salmón, además a SENER Ingeniería y Sistemas S.A. de C.V. quienes han apoyado en todo momento esta tesis.

A mi querida Universidad y a mi amada Facultad de Ingeniería agradezco que me hayan acogido en sus aulas, a los profesores, a todos los que participaron en mi formación a cada uno de ellos mil gracias.

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

INTRODUCCIÓN	6
1. ANTECEDENTES.....	8
1.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	8
1.2. ALCANCES DEL PROYECTO.....	10
1.3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	11
2. CRITERIOS DE DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	14
2.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	14
2.2. ANÁLISIS DE CARGAS MUERTAS Y CARGAS ESPECIFICADAS.....	15
2.3. CÓDIGOS, NORMAS Y REFERENCIAS APLICABLES.....	17
3. PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	18
3.1. ESTRUCTURACIÓN (MODELO ESTRUCTURAL).....	18
3.2. OBTENCIÓN DE FUERZAS GRAVITACIONALES.....	23
3.3. OBTENCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS.....	31
3.4. OBTENCIÓN DE FUERZAS POR VIENTO.....	44
3.5. COMBINACIÓN DE FUERZAS.....	50
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (RESULTADOS) MEDIANTE SOFTWARE COMERCIAL.....	53
5. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	59
5.1. REVISIÓN POR DESPLAZAMIENTOS.....	59
5.2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	64
5.3. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	77
6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	88
7. PROGRAMACIÓN EN OBRA.....	94
8. CONCLUSIONES.....	95
BIBLIOGRAFÍA	96

Introducción

Una de las estructuras que se encuentra presente en la mayoría de las instalaciones industriales es el llamado Rack de Tuberías, esta estructura es una sucesión de marcos de concreto reforzado o acero estructural restringidos longitudinalmente por vigas, se caracteriza por tener una gran longitud y su sección transversal puede ser constante o variable dependiendo de las necesidades de cada proyecto, en elevación tiene varios niveles llamados “camas” su principal función es brindar soporte a tuberías, así como instalaciones eléctricas y de instrumentación, en algunos casos pueden soportar equipos como aroenfriadores o tanques, en la siguiente imagen se muestra la forma clásica de un Rack de Tuberías, de concreto reforzado con sección transversal constante.



Forma clásica de la estructura de un Rack de Tuberías.

La falla de una estructura industrial como lo es el Rack de Tuberías puede causar grandes daños tanto ambientales como de pérdidas humanas, por lo que estas estructuras se deben diseñar con combinaciones y fuerzas que incluyan todas las condiciones que afectan su estabilidad y que no son de uso cotidiano en el diseño estructural, así surge la necesidad de describir una forma de abordar el análisis y diseño de este tipo de estructura.

La presente tesis ofrece una herramienta para el Ingeniero diseñador de estructuras, al describir una metodología para el análisis, cálculo y construcción de la cimentación y estructura de un Rack de Tuberías utilizado en instalaciones industriales. Para tal fin se comienza por dar una descripción general y particular

de la estructura y cimentación aportando datos tales como su ubicación geográfica, el tipo de uso para el que está destinado, la geometría de la estructura y los miembros, así como su sección y los materiales con que se va a diseñar y construir. Para el diseño estructural se elabora un análisis de cargas que se desarrolla en los capítulos 2 y 3 de este trabajo, en este análisis se indican todas las fuerzas estáticas y dinámicas que actúan sobre la estructura, se desglosan también las combinaciones necesarias para la revisión de desplazamientos y el diseño de los elementos de la estructura y cimentación.

Para la revisión de desplazamientos y el diseño de los miembros se recurre a un modelo analítico de la estructura y parte de la cimentación (trabes de liga) mediante un software comercial en él se emplean las cargas combinaciones y resistencia de materiales, basados en los manuales y códigos vigentes tanto nacionales como internacionales. Los elementos estructurales que no se incluyen en el modelo analítico se diseñan con hojas de cálculo por separado.

Por último se presenta el procedimiento constructivo más empleado en estructuras tipo Rack donde con: detalles, croquis y un programa de obra se logra mostrar los beneficios de método constructivo adoptado.

1. Antecedentes

1.1. Localización del proyecto.

Se pretende conformar un proyecto denominado “Planta de Cogeneración de Energía”, en Cosoleacaque municipio del Estado de Veracruz México, que está ubicado en las coordenadas latitud norte 18°00” y longitud oeste 94°38”, y cuenta con una altura de 50 msnm. Lo conforman 159 localidades en las cuales habitan 104,970 personas. Limita al norte con Coatzacoalcos y Pajapan, al sur con Minatitlán, al este con Ixhuatán del Sureste y Espinal y Nanchital de Lázaro Cárdenas del Río y al oeste con Chinameca, en la Imagen 1.1 se indica la ubicación geográfica del proyecto.



Imagen 1.1 Ubicación geográfica del proyecto “Planta de Cogeneración de Energía”

El proyecto “Planta de Cogeneración de Energía” consta de varios equipos y estructuras, entre las cuales se encuentra un Rack de Tuberías cuyo diseño motiva la presente tesis.

El Rack de Tuberías recorre la zona central del proyecto y sobre él se apoyan tuberías e instalaciones eléctricas. En la planta de arreglo general que se muestra en la Imagen 1.2 podemos apreciar la distribución de los diferentes equipos del proyecto además se indica la ubicación que tiene el Rack dentro de la planta.

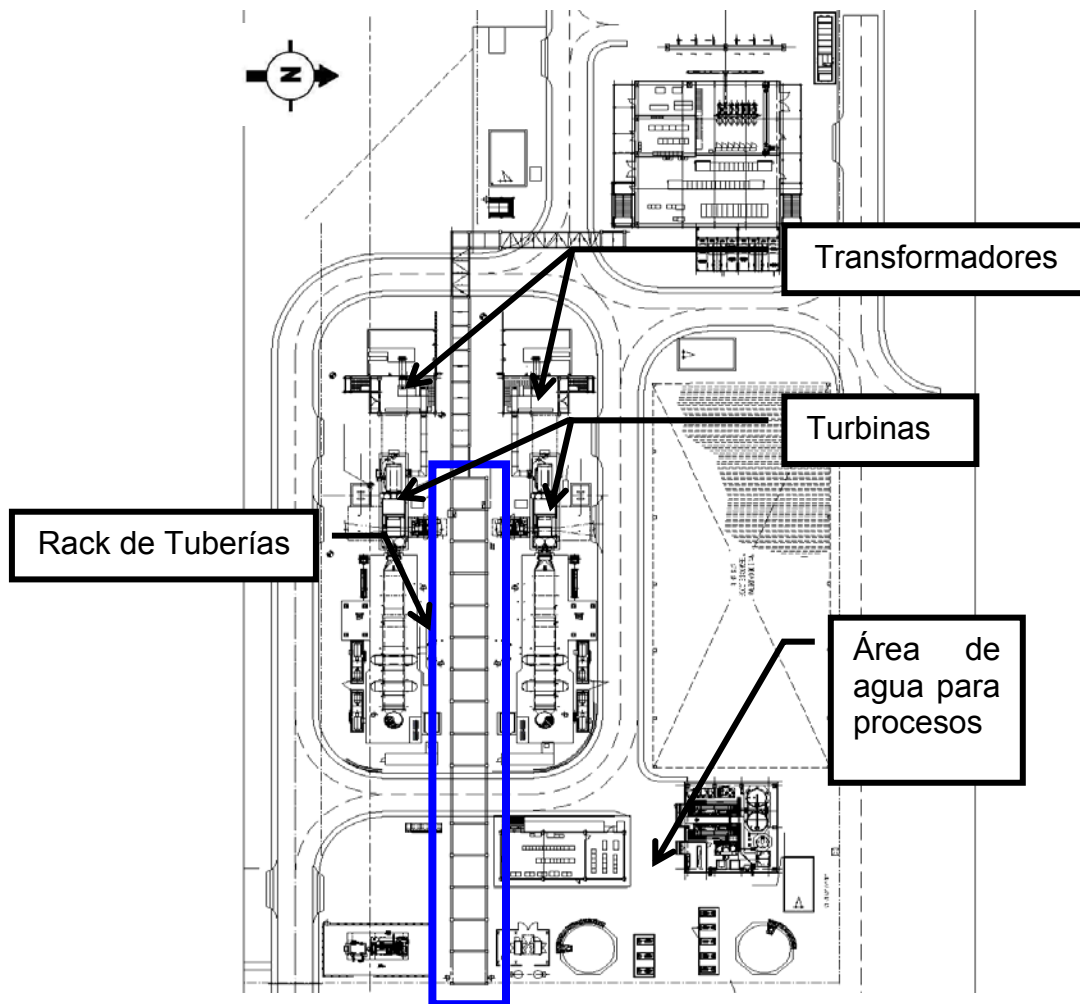


Imagen 1.2 Planta de arreglo general del proyecto, se indica la ubicación del Rack de Tuberías.

1.2. Alcances del proyecto.

El diseño estructural del Rack de Tuberías se lleva a cabo contemplando las fuerzas gravitacionales, fuerzas sísmicas, fuerzas por viento y fuerzas de tuberías en operación, estas últimas son proporcionadas por un estudio previo de flexibilidad realizado por la disciplina de tuberías.

Como parte del análisis y antes de proceder al diseño final de la estructura, se revisa la misma en función de las deformaciones de los miembros y de los desplazamientos generales comparativamente con los valores permisibles establecidos para cada caso.

Para el análisis y diseño de la estructura, se realiza un modelo tridimensional utilizando el programa "STAAD-PRO", dicho modelo consta de barras o miembros conectados entre sí y que representan las diferentes vigas y columnas, en este modelo se especifican los materiales, sus apoyos, secciones, condiciones y combinaciones de carga.

Es importante mencionar que en esta tesis no se contempla la definición de la geometría que tendrá el Rack de Tuberías ya que esto se hace mediante una conciliación con las diferentes disciplinas que participan en el proyecto. Para el diseño del Rack se parte de una geometría establecida, con elevaciones y dimensiones en planta requeridas.

1.3. Descripción de la estructura.

Por un lado se tiene que la cimentación para el rack de tuberías es superficial y está formada por dados tipo “candelero” y traveses de liga de concreto reforzado tanto en el sentido transversal como en el longitudinal. Cabe aclarar que los dados tipo candelero deben estar apoyados sobre zapatas pilas o pilotes, el uso de estos elementos dependerá de la capacidad de carga del suelo que se obtendrá de un estudio de mecánica de suelos. Como para esta tesis se carece de tal información solo se contempla el diseño de los dados tipo candelero y las traveses de liga.

Por otro lado la estructura está compuesta de columnas y vigas de concreto reforzado en ambos sentidos, formando una estructura de marcos de concreto reforzado restringidos longitudinalmente con vigas del mismo material, además de largueros intermedios con perfiles de acero estructural,

En planta el Rack de Tuberías tiene un ancho de 6 m y una longitud total de 94.8 m que se divide en, 14 claros de 6.0 m y un claro de 10.8m en este tramo del Rack que se localiza entre los ejes 10 y 11 se coloca un puente estructurado con perfiles de acero que forman una armadura. Las dimensiones en planta del Rack de tuberías se pueden ver en la Imagen 1.3.

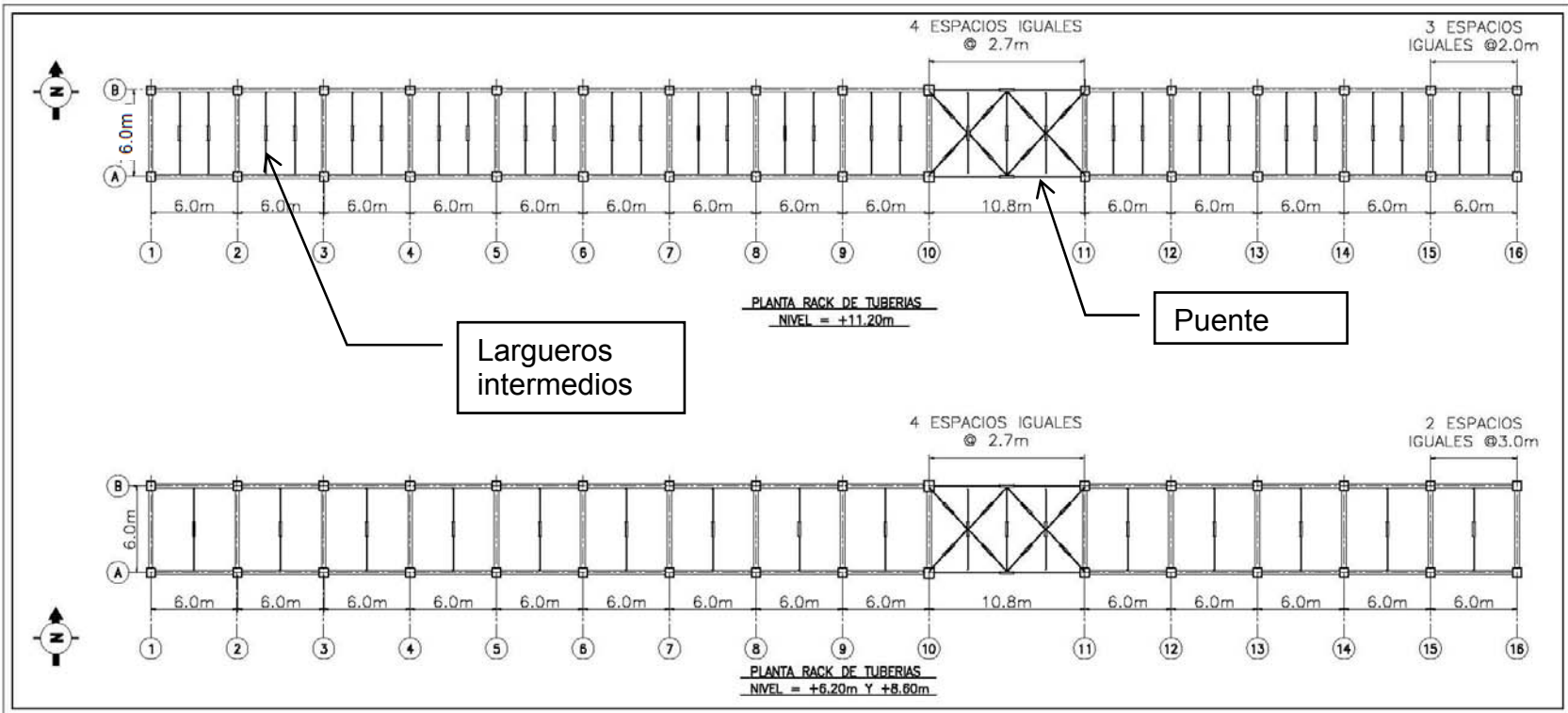


Imagen 1.3 Dimensiones en planta del Rack de Tuberías.

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

En la elevación de la Imagen 1.4 se observa que el Rack tiene una altura de 11.2 m y está compuesto de 3 niveles “camas” sobre las cuales se apoyan tuberías, válvulas, cableado eléctrico y de instrumentación. En la Tabla 1 se indican la elevación, el tipo de instalación y la separación de los largueros intermedios requeridos para cada cama:

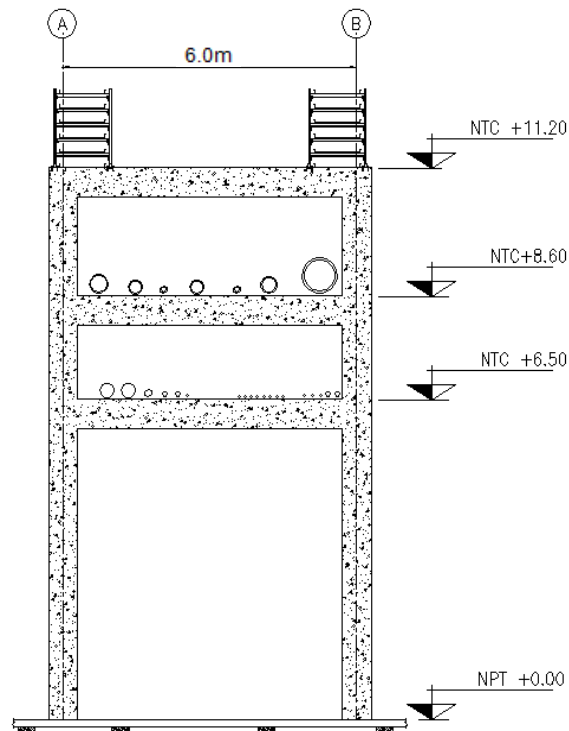


Imagen 1.4 Vista en elevación del Rack de Tuberías.

Tabla 1 “Camas” que conforman el Rack

Cama	Nivel	Tipo de instalación	Largueros intermedios
1	6.5m	Tuberías de agua fría con diámetros entre 2” y 10”	@3m
2	8.6m	Tuberías y válvulas que transportan vapor y agua caliente con diámetros de 16” y 24”	@3m
3	11.2m	Charolas para cableado eléctrico y de instrumentación	@2m

2. Criterios de diseño y análisis estructural.

2.1. Propiedades mecánicas de los materiales.

Es fundamental saber qué tipo de materiales se van a utilizar en la construcción del Rack de Tuberías, a continuación se describen los diferentes materiales que constituyen los elementos estructurales con sus respectivas resistencias.

a) Concreto para elementos estructurales principales con una resistencia mínima a la compresión. (Columnas y vigas).

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2 = 24.5 \text{ Mpa}$$

b) Concreto para elementos en contacto con el suelo con una resistencia mínima a la compresión (datos tipo candelero y trabes de liga).

$$f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2 = 29.4 \text{ Mpa}$$

c) Acero de refuerzo (varillas corrugadas , Grado 60, Norma ASTM-A615) con límite de fluencia.

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 412 \text{ MPa}$$

d) Acero Estructural (para placas, perfiles y redondos, Norma ASTM-A36) con un límite de fluencia.

$$Fy = 2530 \text{ Kg/cm}^2 = 248.193 \text{ MPa}$$

e) Tornillos Estructurales para conexiones principales Norma ASTM-A325.

f) Tornillos para conexiones secundarias Norma ASTM-307.

g) Soldadura Electrodo tipo E70XX de acuerdo con la Norma AWS-A51.

h) Rellenos para cimentaciones según Estudio de Mecánica de Suelos.

2.2. Análisis de cargas muertas y cargas especificadas.

Carga muerta (D)

Las cargas muertas incluyen el peso específico de los materiales de construcción que constituyen el Rack de Tuberías, además de plataformas, equipos y materiales que estén de forma permanente sobre la estructura.

En la carga muerta se considera el peso propio de la estructura, teniendo en cuenta que la densidad para el acero estructural es de 7.83 ton/m^3 y para el concreto reforzado es de 2.4 ton/m^3 .

El peso de la estructura es generada por el programa "STAAD PRO" a través del comando "selfweight".

Cargas Vivas (L)

En esta estructura no se consideran cargas vivas ya que el Rack solo tiene como función dar soporte a las instalaciones ya mencionadas.

Carga por Tuberías

Para el diseño de las estructuras que soportan rutas de tuberías de alta presión como el Rack de Tuberías que se está analizando en esta tesis, la carga estará de acuerdo a la concentración y peso de los tubos llenos de agua y a las válvulas que se tengan, siendo proporcionadas por la disciplina de tuberías. Solo si se carece de información se usara 400 kg/m^2 (3923 Pa) por nivel (cama de tuberías).

La carga de tuberías se define como la carga del tubo mismo, con sus accesorios y contenido, las cuales están divididas en tres categorías.

- 1) Tubería vacía (**Q1**)
- 2) Tubería en operación (**Q2**)
- 3) Tubería Llena de agua en prueba hidrostática (**Q3**)

Q1.- Deberá ser utilizada solo para la verificación de la estabilidad del equipo con carga de viento, para la revisión por sismo se usará Q2 para verificar la estabilidad.

Q2 y Q3. Deben combinarse con otras cargas como se especifica en el capítulo 3.5.

Carga por Charolas Eléctricas (CH)

Se deben tomar en cuenta el peso de charolas con cableado, su soportería y combinarse como se indica en capítulo 3.5.

Carga de Sismo (S)

La carga de sismo deberá estar de acuerdo a lo indicado en el “*Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE-2008*” (MDOC. DS de la CFE 2008). Se usará el método dinámico de análisis modal espectral con espectro de respuesta, los parámetros sísmicos se describen en el Capítulo 3.3.

Para evaluar las masas de la estructura se considerarán las siguientes cargas:

Carga muerta total (peso propio, peso de tuberías llenas de agua y válvulas, peso de los largueros, etc.)

Carga de Viento (V)

El diseño por viento será realizado de acuerdo al “*Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE-2008 Diseño por viento*” (MDOC. CFE DV 2008).

Considerando una velocidad regional $V_r = 200$ km/hr (con un periodo de retorno $T_r = 200$ años a 30 metros de altura SNM)

Categoría del terreno es tipo 2 (plano u ondulado con pocas obstrucciones)

3. Procesamiento de información para el análisis estructural.

3.1. Estructuración (Modelo estructural).

Para el análisis y diseño de la estructura, se realiza un modelo tridimensional utilizando el programa “STAAD-PRO”, dicho modelo consta de barras o miembros conectados entre sí que representan a las diferentes vigas, traveses de liga, contra vientos, largueros y columnas, en este modelo se especifican los materiales, sus apoyos, secciones y las diferentes condiciones y combinaciones de carga. Es importante hacer notar que las traveses de liga forman parte de la cimentación y que el diseño de los dados tipo candelero no se incluyen en este modelo.

De acuerdo a las dimensiones en planta y elevación de la estructura para el Rack de Tuberías se genera el modelo tridimensional, en las imágenes 3.1 a 3.5 se muestra la conformación del modelo analítico compuesto de nodos y barras.

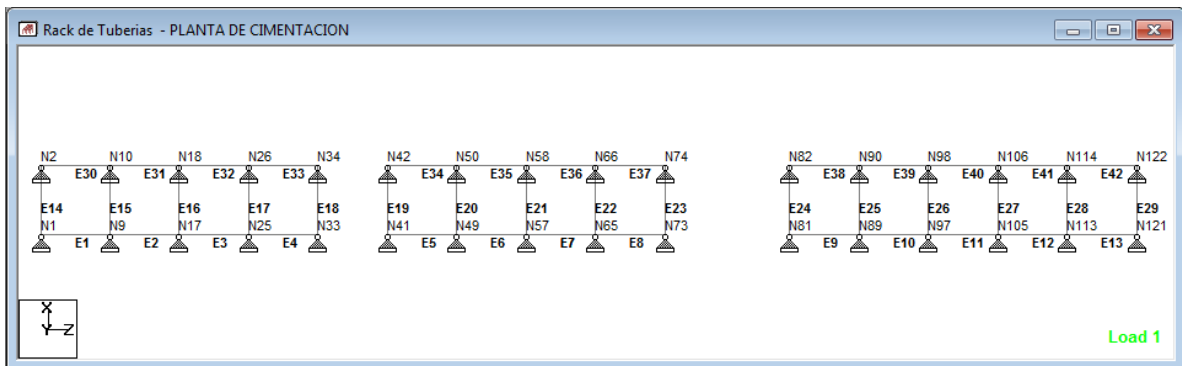


Imagen 3.1 Modelo analítico planta de cimentación

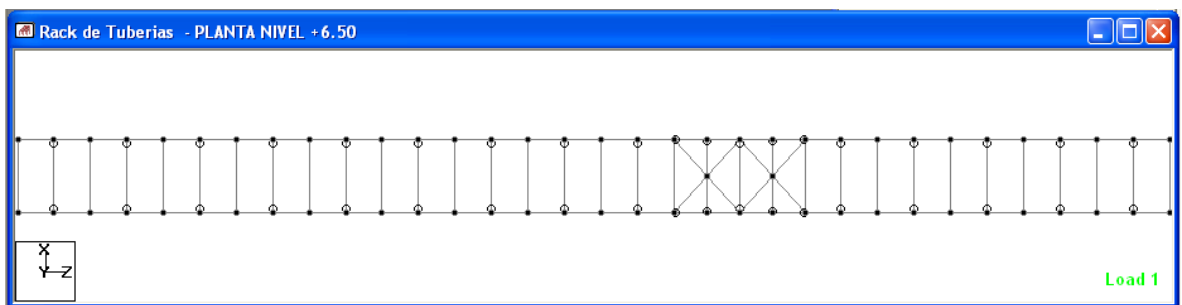


Imagen 3.2 Modelo analítico planta estructural nivel 6.50

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

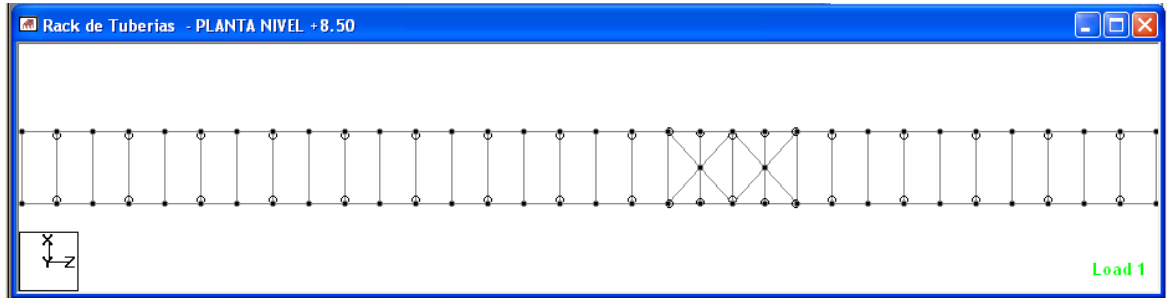


Imagen 3.3 Modelo analítico planta estructural nivel 8.60

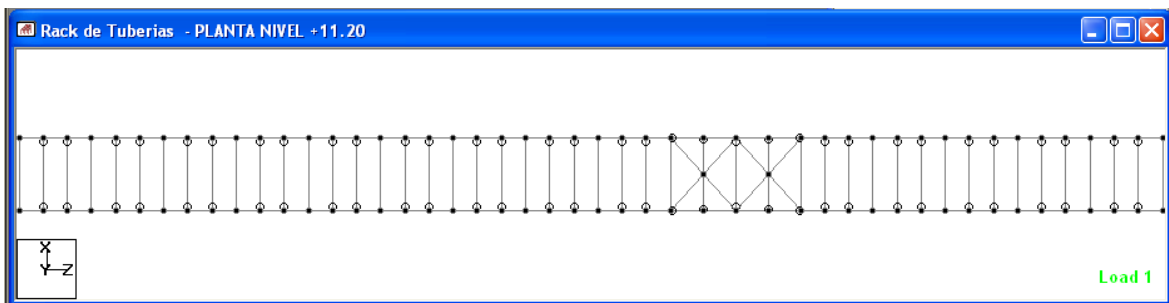


Imagen 3.4 Modelo analítico planta estructural nivel 11.20

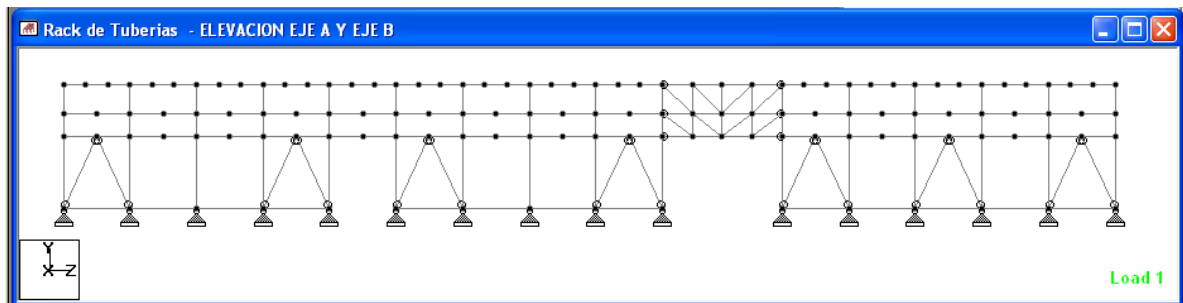


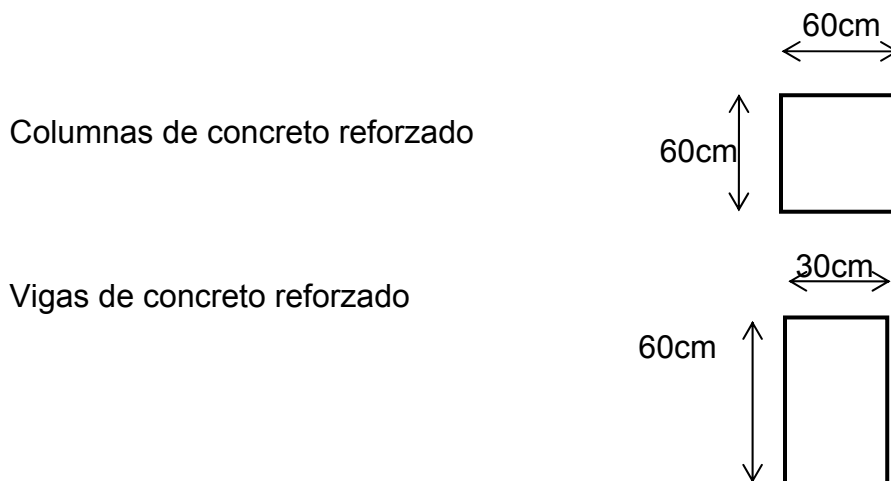
Imagen 3.5 Modelo analítico elevación longitudinal

Una vez generados los elementos barra se procede a generar las secciones para columnas, vigas y largueros, se recomienda que las secciones se propongan de la siguiente manera:

- Columnas de concreto reforzado; $a=H/20$ donde “a” es la dimensión de la columna y “H” es la altura total de la estructura.
- Vigas de Concreto Reforzado; $h= L/10$ donde “L” es la longitud total del claro a librar y “h” el peralte de la viga, $b= h/2$ donde “b” es el ancho de la viga y “h” el peralte.
- Vigas y largueros de Acero Estructural; $d=L/20$ donde “d” es el peralte de la viga y “L” es la longitud total del claro a librar.

Las sección final de estos elementos puede cambiar dependiendo de las acciones (cargas) a las que se encuentre sometida la estructura, si las secciones propuestas requieren porcentajes altos de acero de refuerzo se recomienda aumentar la sección del elemento, por otro lado si la sección requiere poco acero de refuerzo la sección puede reducirse siempre y cuando se revisen también las condiciones de servicio como se establece en el capítulo 5.1 de esta tesis.

Para el diseño del Rack de Tuberías que motiva esta tesis las secciones quedan de la siguiente forma:



Con lo anterior se definen las secciones en el programa como se puede ver en la Imagen 3.6.

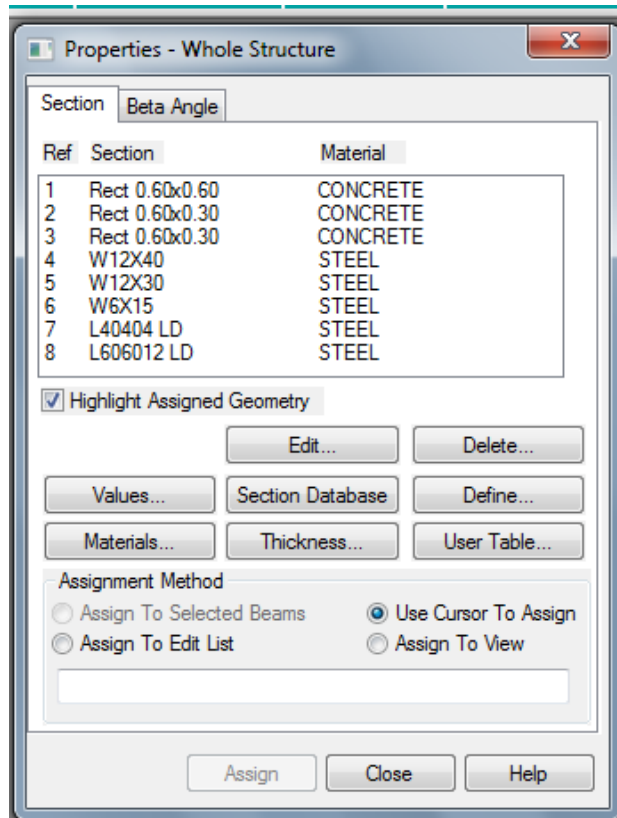


Imagen 3.6 Definición de secciones con sus respectivos materiales en el modelo analítico.

Se procede a asignar a cada elemento barra su sección correspondiente la Imagen 3.7 muestra el resultado de este proceso.

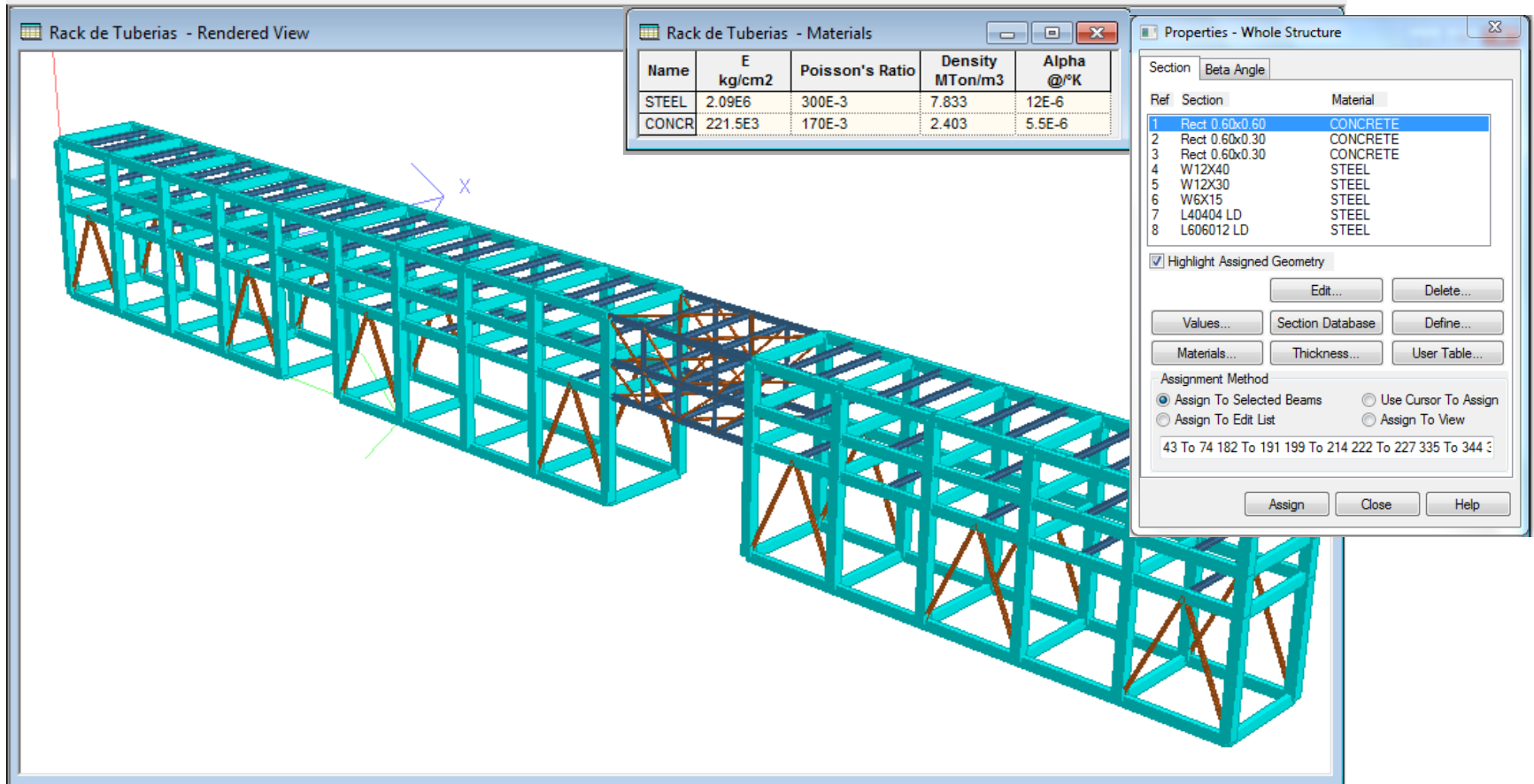


Imagen 3.7 Perspectiva del modelo con las secciones y materiales asignados a cada elemento

3.2. Obtención de fuerzas gravitacionales.

- Carga muerta de la estructura

En la carga muerta se considera el peso propio de la estructura, teniendo en cuenta que la densidad para el acero estructural es de 7.83 ton/m³ y para el concreto reforzado es de 2.4 ton/m³, en las Tabla 2 y

Tabla 3 se calcula el peso propio de la estructura

Tabla 2 Calculo del peso propio de elementos de concreto

ELEMENTO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)			Volumen Unitario	DENSIDAD ton/m ³	PESO UNITARIO (ton)	PESO TOTAL (ton)
		H	B	L				
Columna	32	0.60	0.60	11.2	4.03	2.4	9.68	309.66
Trabe	132	0.60	0.30	6	1.08	2.4	2.59	342.14
Trabes de liga	42	0.60	0.30	6	1.08	2.4	2.59	108.86
Total								760.67

Tabla 3 Calculo de peso propio de elementos de acero estructural

TIPO DE PERFIL	PESO (kg/m)	LONGITUD	PESO TOTAL	PESO TOTAL
		(m)	(kg)	(ton)
IR 305x59.8	59.80	64.80	3875.04	3.88
2 LI 102x6	19.64	154.22	3028.88	3.03
IR 305x44.5	44.50	390.00	17355.00	17.36
IR 152x24	24.00	28.20	676.80	0.68
2 LI 152x19	85.42	171.81	14676.01	14.68
Total				39.61

Peso propio de elementos de concreto + peso propio de elementos de acero
 $W_{tot} = 760.67 + 39.61 = 800.28$ ton

En el modelo analítico se aplica el peso de la estructura con el comando "selfweight", si se compara el peso calculado con anterioridad, con el obtenido en el programa de diseño mostrado en la Imagen 3.8 se observa que hay una diferencia mínima por lo que se comprueba que el peso se está aplicando sobre la estructura.

L/C		Fx Mton	Fy Mton	Fz Mton
1	Loads	0.000	-800.985	-0.000
	Reactions	-0.000	800.985	0.000
	Difference	-0.000	-0.000	-0.000

Imagen 3.8 Peso de la estructura obtenido del modelo analítico.

- Carga por charolas de cableado de instrumentación y eléctrico

Se considera por información eléctrica e instrumentación que se colocan sobre el Rack de Tuberías 10 camas de charolas para cableado a lo largo de sus 94.8m de longitud y se ubican en el nivel 11.20m, cinco charolas sobre el eje “A” y cinco charolas más sobre el eje “B” con el acomodo mostrado en la

Imagen 3.9.

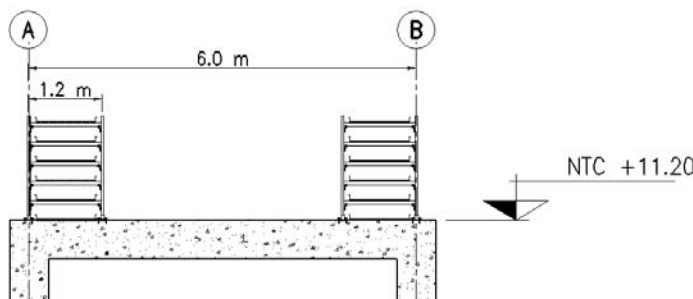
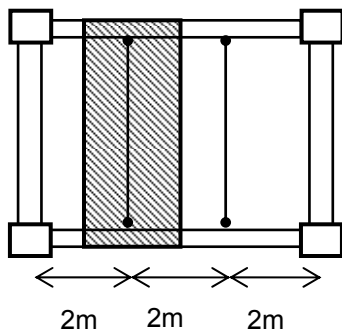


Imagen 3.9 Acomodo de charolas sobre el Rack de Tuberías

El peso de cada una de estas charolas con su correspondiente soporte es de 100 kg/m, con un ancho tributario de 2m se tiene:



$$\omega=100\text{kg/m}$$

$$P=100\text{kg/m} \times 2\text{m}=200\text{kg} \times 5 \text{ charolas} =1000\text{kg}$$

$$p=P/2 \text{ apoyos}=1000 \text{ kg} /2=500\text{kg por apoyo}$$

En la Imagen 3.10 se muestra la aplicación de estas cargas al modelo analítico

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

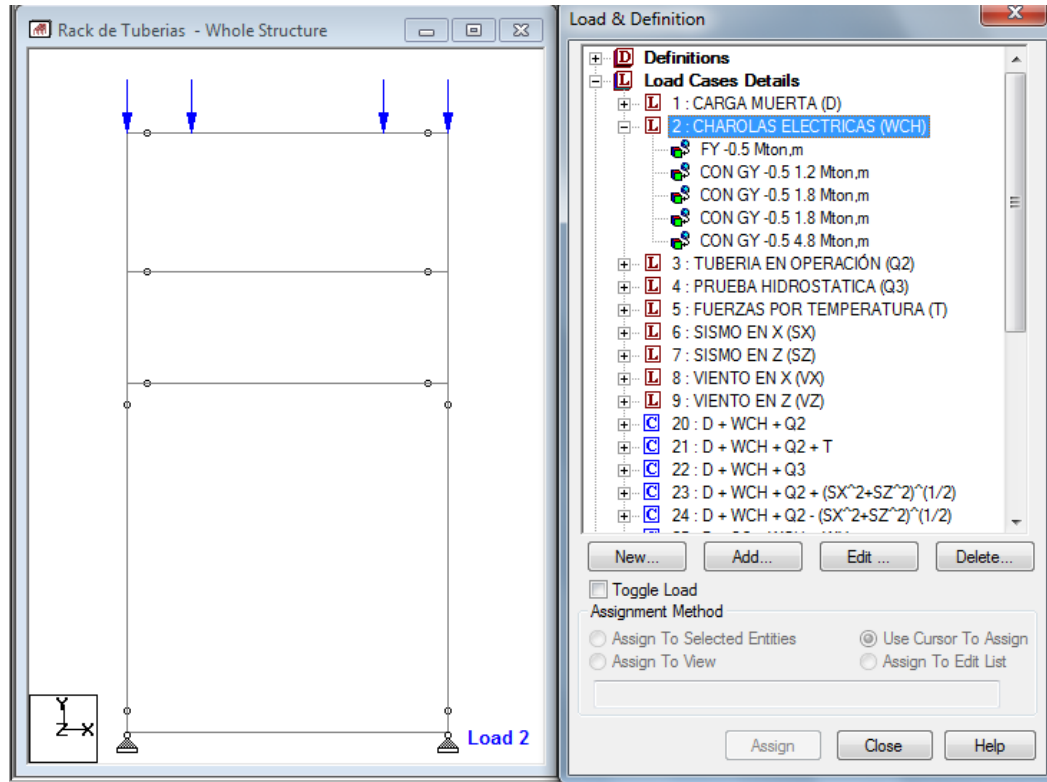


Imagen 3.10 Aplicación de cargas por charolas, las cargas son aplicadas en marcos principales y en largueros intermedios del Nivel +11.20

- Cargas por tuberías válvulas y equipos

Como se ha mencionado la disciplina de tuberías proporciona las cargas que actúan sobre la estructura del Rack considerando el peso propio de las tuberías y equipos que se apoyen, estas cargas son reacciones en los puntos indicados en la Imagen 3.11, mientras que su magnitud se indican en las Tabla 4 y Tabla 5 para diámetros de 14" y 24" que se localizan en el nivel 8.60 m, así como la carga debida a de diámetros menores que se especifican como una caga repartida en niveles 8.60 m y 6.50 m.

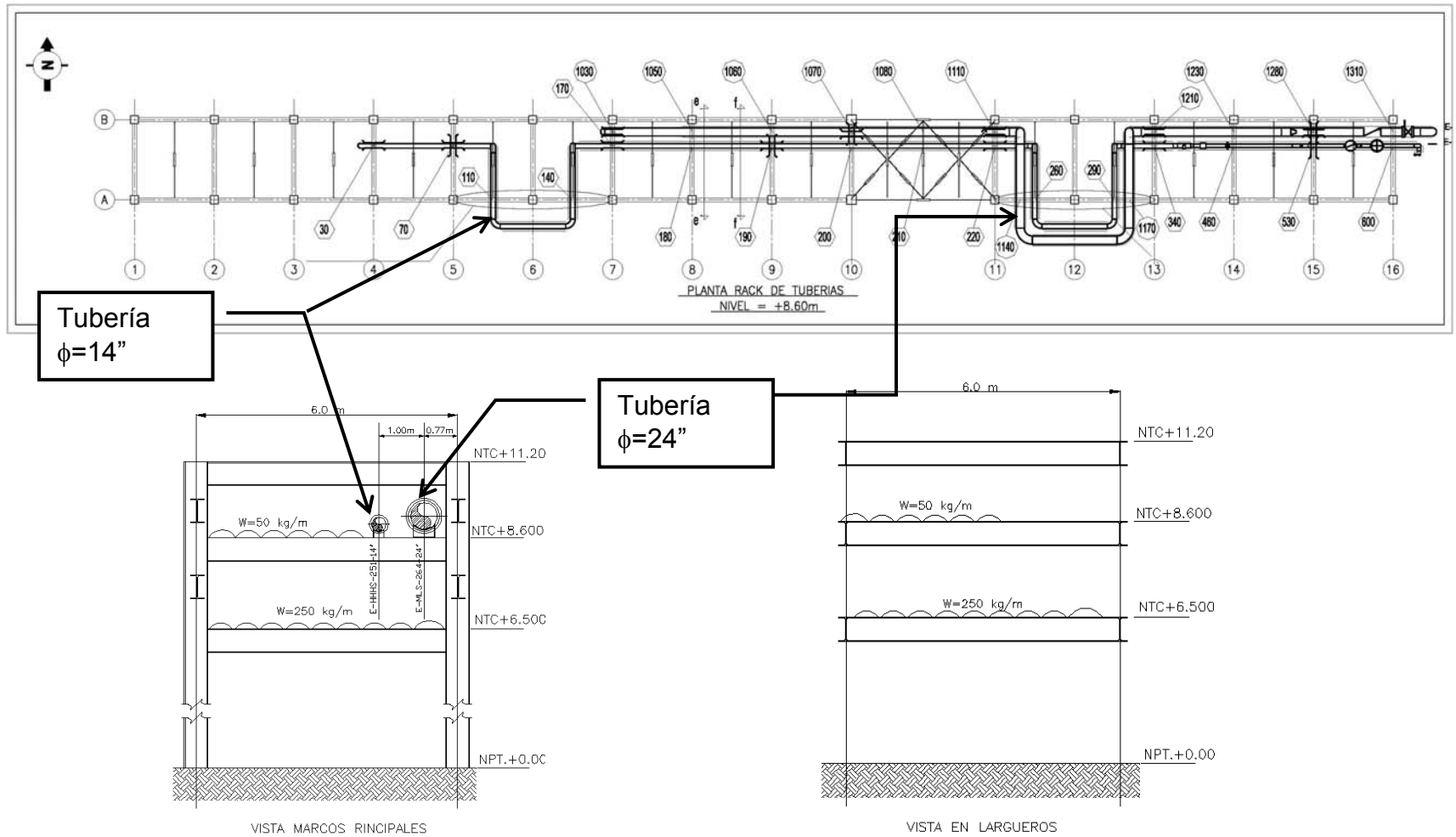


Imagen 3.11 Localización de cargas sobre el Rack de Tuberías en los niveles 6.50 y 8.6m

Las cargas gravitacionales se indican a continuación para tuberías de 14” y 24” con los siguientes casos de carga:

WW= Peso del agua.

HP = Presión Hidrostática.

P1 = Presión por Operación Normal.

T1 = Fuerza Térmica por Operación Normal.

Los anteriores estados de carga se combinan para generar las fuerzas que actúan sobre la estructura las combinaciones quedan como sigue:

case 3 (HYD) =WW+HP

Prueba Hidrostática (Q3)

case 4 (OPE) = W+T1+P1+H

Operación Normal (Q2)

case 33 (EXP) = L33=L4-L6

Expansión Térmica (T)

Los valores en cada punto de apoyo que surgen del análisis por flexibilidad son mostrados en las Tablas 4 y 5:

Tabla 4 Fuerzas en nodos por tubería de 14”

Nodo	Caso de Carga	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
30	3(HYD)	0.13	-2.12	0.08
	4(OPE)	-1.71	-0.07	0.02
	33(EXP)	-1.73	1.34	0.01
70	3(HYD)	-0.68	-4.52	1.91
	4(OPE)	2.52	3.76	-2.09
	33(EXP)	2.75	7.26	-2.56
110	3(HYD)	0.41	-2.40	-0.04
	4(OPE)	0.51	-2.34	0.48
	33(EXP)	0.36	-0.09	0.59
140	3(HYD)	-0.11	-2.73	0.05
	4(OPE)	0.46	-2.15	0.46
	33(EXP)	0.54	0.35	0.34
170	3(HYD)	0.13	-2.15	0.00
	4(OPE)	0.13	-2.07	0.00
	33(EXP)	0.01	-0.08	0.00

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Nodo	Caso de Carga	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
180	3(HYD)	-0.07	-1.52	0.00
	4(OPE)	-0.03	-1.79	0.53
	33(EXP)	0.03	-0.41	0.54
190	3(HYD)	0.02	-1.85	-0.03
	4(OPE)	-2.65	-1.67	2.41
	33(EXP)	-2.66	0.03	2.46
200	3(HYD)	0.00	-1.68	0.00
	4(OPE)	-0.14	-1.19	-0.33
	33(EXP)	-0.14	0.35	-0.33
210	3(HYD)	-0.01	-1.50	0.00
	4(OPE)	-0.29	-2.88	-0.81
	33(EXP)	-0.28	-1.51	-0.81
220	3(HYD)	0.04	-1.63	0.00
	4(OPE)	1.86	-0.20	-0.06
	33(EXP)	1.83	1.29	-0.06
260	3(HYD)	0.00	-2.43	0.00
	4(OPE)	0.00	-2.38	0.00
	33(EXP)	0.00	-0.15	0.00
290	3(HYD)	-0.06	-2.54	0.07
	4(OPE)	0.46	-1.52	-0.01
	33(EXP)	0.51	0.80	-0.07
340	3(HYD)	0.04	-2.67	-0.02
	4(OPE)	2.37	-2.36	0.71
	33(EXP)	2.34	0.17	0.73
460	3(HYD)	-0.03	-1.38	0.00
	4(OPE)	-4.17	-1.61	0.00
	33(EXP)	-4.15	-0.26	0.00
530	3(HYD)	0.00	-3.13	-0.03
	4(OPE)	0.00	-3.02	-8.11
	33(EXP)	0.00	0.08	-8.09
600	3(HYD)	0.00	-2.51	0.00
	4(OPE)	0.00	-2.31	0.00
	33(EXP)	0.00	0.13	0.00

Tabla 5 Fuerzas en nodos por tubería de 24"

Nodo	Caso de Carga	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
1030	3(HYD)	-0.14	-1.53	-0.05
	4(OPE)	0.67	-0.89	0.27
	32(EXP)	0.81	-0.17	0.31
1050	3(HYD)	0.00	-2.10	0.00
	4(OPE)	0.00	-0.63	0.00
	32(EXP)	0.00	0.40	0.00
1060	3(HYD)	0.17	-2.61	-0.02
	4(OPE)	0.03	-1.19	0.36
	32(EXP)	-0.03	-0.09	0.37
1070	3(HYD)	-0.07	-2.30	-0.06
	4(OPE)	-0.31	-0.96	-1.20
	32(EXP)	-0.28	0.03	-1.15
1080	3(HYD)	0.00	-2.47	0.00
	4(OPE)	-0.03	-1.17	-0.35
	32(EXP)	-0.03	-0.06	-0.35
1110	3(HYD)	0.04	-1.60	0.00
	4(OPE)	0.26	-0.61	-0.18
	32(EXP)	0.24	0.12	-0.18
1140	3(HYD)	0.00	-5.01	0.00
	4(OPE)	0.00	-2.23	0.00
	32(EXP)	0.00	-0.06	0.00
1170	3(HYD)	-0.11	-5.01	0.00
	4(OPE)	0.63	-2.12	-0.04
	32(EXP)	0.67	0.05	-0.04
1210	3(HYD)	0.17	-2.18	0.00
	4(OPE)	-0.34	-1.05	0.00
	32(EXP)	-0.40	-0.05	0.00
1230	3(HYD)	-0.09	-2.58	-0.10
	4(OPE)	0.28	-0.92	2.28
	32(EXP)	0.31	0.16	2.32
1280	3(HYD)	0.11	-2.86	-0.03
	4(OPE)	-1.06	-2.70	-0.81
	32(EXP)	-1.10	-0.83	-0.80
1310	3(HYD)	-0.20	-8.00	-0.05
	4(OPE)	-0.16	-2.14	-0.62
	32(EXP)	-0.07	3.59	-0.60

En la Imagen 3.12 se muestra la aplicación de las fuerzas por tuberías en el modelo estructural.

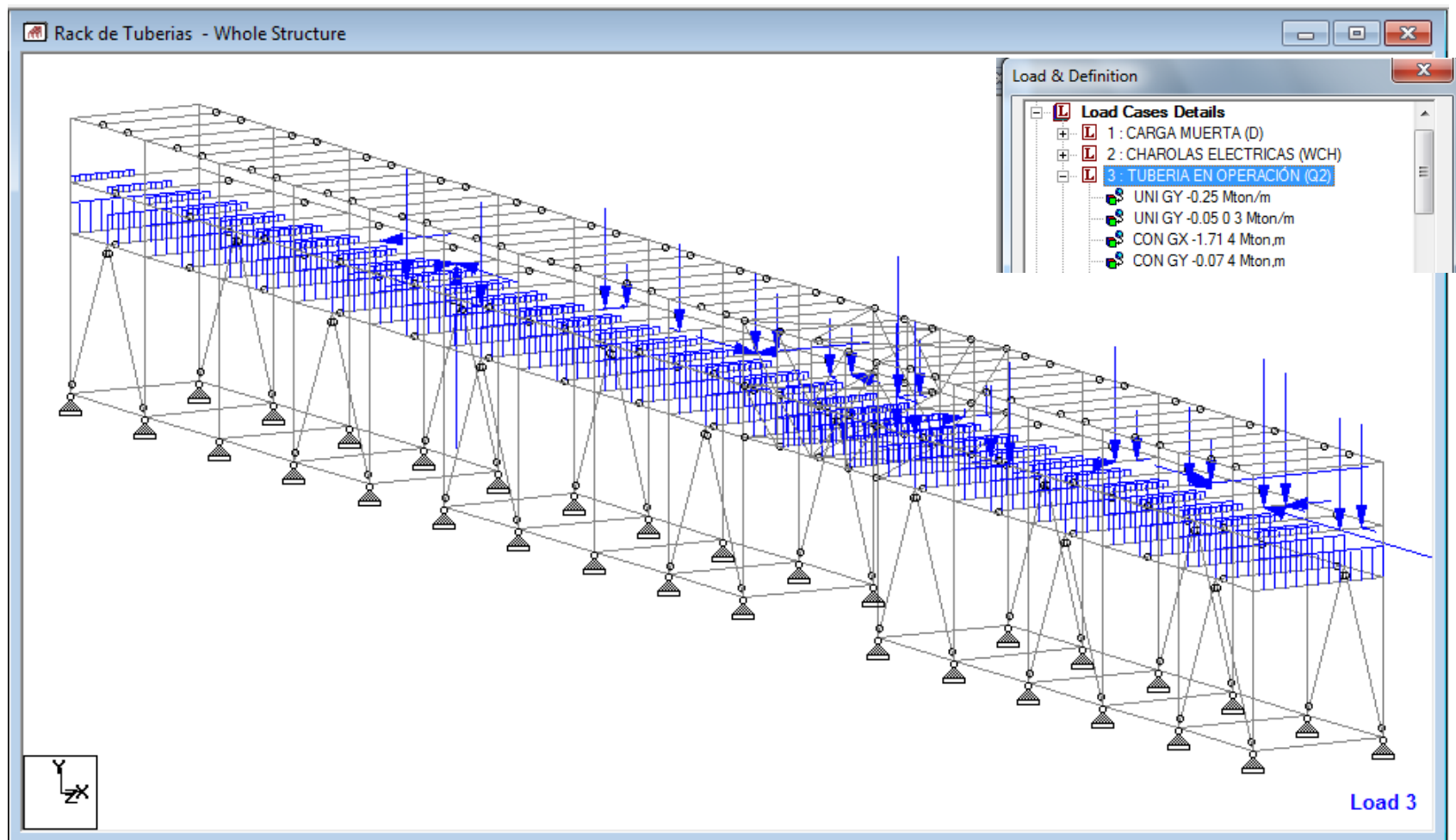
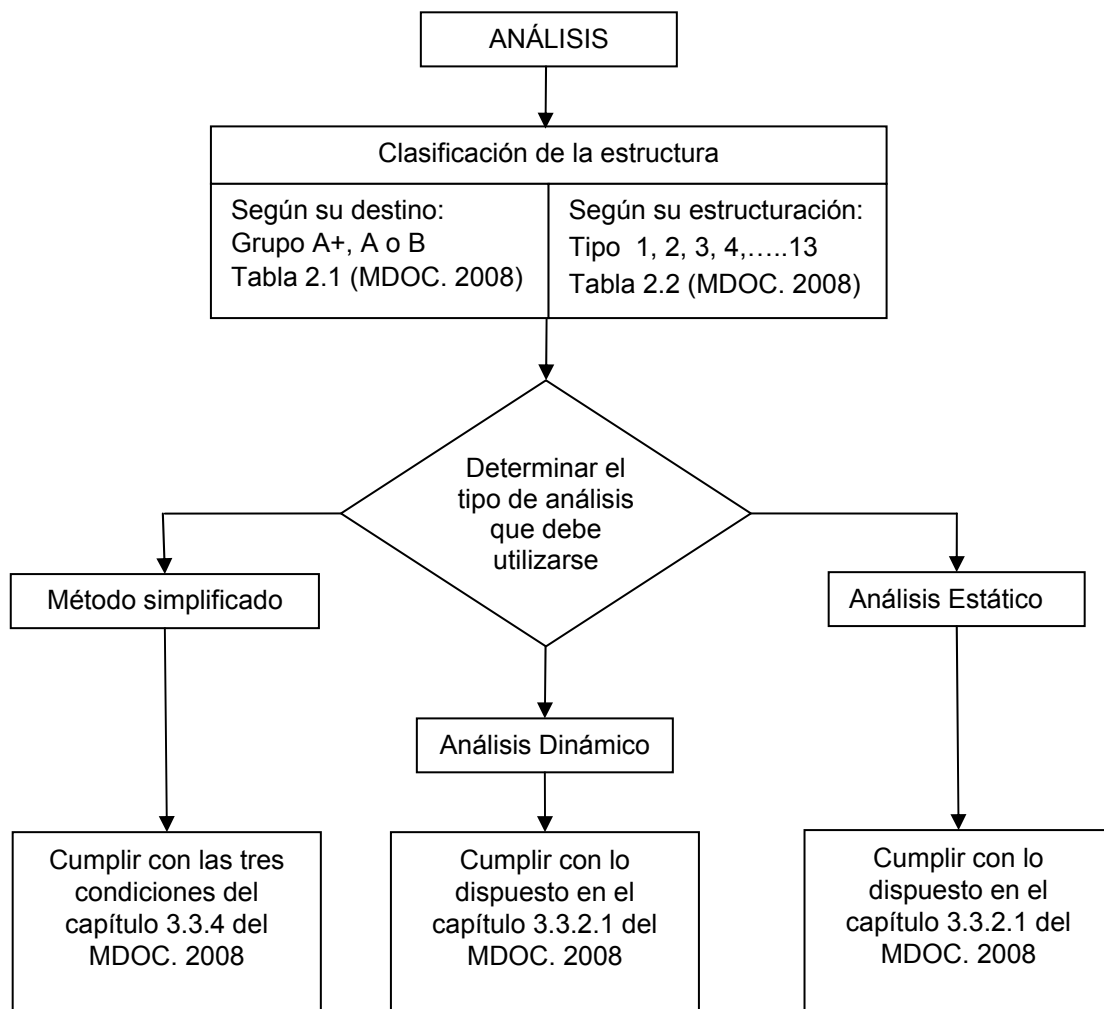


Imagen 3.12 Aplicación en el modelo estructural de fuerzas por tuberías

3.3. Obtención de fuerzas sísmicas.

Para la obtención de fuerzas sísmicas se procede de acuerdo al siguiente diagrama de flujo que indica la ruta a seguir para determinar el tipo de análisis a utilizar, basado en el, *Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE Diseño por Sismo 2008*.



- Clasificación de la estructura

Con base a la clasificación indicada en la Tabla 6 extraída del *MDOC. DS DE LA CFE 2008* se puede determinar que el Rack de Tuberías que se está diseñando en esta tesis, se encuentra dentro del grupo A, ya que el proyecto en general se trata de una planta de generación de energía.

*Tabla 6 Clasificación de las estructuras según su importancia de acuerdo al
MDOC. DS de la CFE 2008*

GRUPO	DESCRIPCIÓN
A+	Las estructuras de "gran importancia", o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes presas y las plantas nucleares.
→ A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

Por otro lado se clasifican las estructuras de acuerdo a su estructuración, en el capítulo 3.2.3 *CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU ESTRUCTURACIÓN* del Manual de Diseño de Obras Civiles DS de la CFE-2008 se enumeran los 13 tipos de estructura que deben considerarse para el diseño sísmico. En este caso la estructura del Rack de Tuberías está dentro del Tipo 1, como se indica en la Imagen 3.13

TIPO 1	Estructuras de edificios: Estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.
---------------	---

Imagen 3.13 Extracto de la Clasificación de las estructuras según su estructuración (estructuras tipo 1) MDOC. DS de la CFE 2008

- Elección del tipo de análisis

Para la obtención de fuerzas sísmicas se debe determinar en primera instancia el tipo de análisis que se emplea, considerando que se puede recurrir a tres tipos:

- a) Método simplificado
- b) Análisis estático
- c) Análisis dinámico

De acuerdo al MDOC. DS de la CFE 2008, para la utilización del método simplificado es necesario cumplir con tres condiciones que se describen en el capítulo 3.3.4 *MÉTODO SIMPLIFICADO*, para el caso de la estructura del Rack de Tuberías que se está diseñando en esta tesis no se cumple con la primera condición establecida es decir que:

“1. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte.” No cumple

Por lo que este método queda descartado, ya que el Rack de Tuberías no cuenta con muros ni losas monolíticas que soporten las cargas verticales.

El método estático, descrito en la sección 3.3.5 *Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE-2008*, es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. Para que una estructura se considere regular, debe cumplir las condiciones descritas en la sección 3.3.2, en caso contrario, se considerará irregular

Al no cumplir con algunas de las condiciones indicadas en la sección 3.3.2 del MDOC. de la CFE 2008 como se puede ver a continuación:

- 1) La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Ok cumple.

- 2) La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.

Ok cumple ya que $6/11.2=1.87$

- 3) La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.

No cumple ya que $94.8/6=15.8$

- 4) En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.

No cumple

- 5) En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

No cumple

- 6) No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta.

No cumple

La estructura del Rack de Tuberías es irregular y el método estático tampoco es aplicable, por lo que se emplea el método dinámico de análisis modal espectral con espectro de respuesta.

- Obtención de espectro sísmico transparente

Para la obtención del espectro sísmico transparente, es necesario un estudio Geotécnico que aporte los parámetros necesarios para la construcción de éste.

A continuación se incorporan los datos obtenidos del estudio geotécnico y la construcción del espectro transparente en roca para estructura tipo 1 y del grupo A que fue obtenido para el sitio del proyecto.

“A partir de la integración de las propiedades dinámicas del terreno (estratigrafía, velocidades de onda de corte para cada estrato, pesos volumétricos, estado límite y granulometría, así como el peligro sísmico y tipo de estructura, con el programa PRODISIS Versión. 2.3, Se construyó un espectro de diseño de 3 ramas como se muestra en la figura 3.13, (modelo convencional) Los parámetros que definen la configuración de los espectros de diseño para $Q=1$ son los indicados en la Tabla 4.1.”

Tabla 3.5 Parámetros para la construcción del espectro de diseño sísmico sugerido

a_0 (g)	c (g)	T_a (s)	T_b (s)	T_c (s)	k	r	β
0.223	0.772	0.172	0.6	2	1.5	0.5	1

Espectro de diseño transparente convencional de tres ramas para estructuras tipo A (MDOC-08)

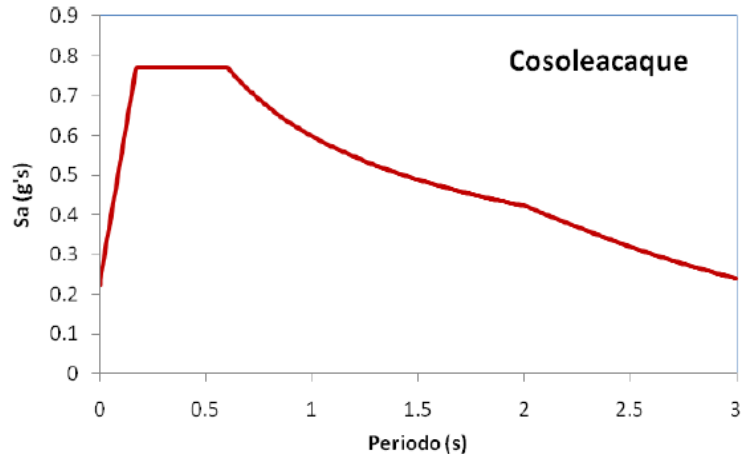


Figura 3.13 Espectro de diseño transparente obtenido para la planta de cogeneración , Cosoleacaque Veracruz. Manual de Diseño por sismo de 2008.

Tabla 4.1 Cuadro resumen del espectro de diseño sísmico PRODISIS V.2.3

Estado límite y caracterización del terreno	T_e y ζ_e efectivos	Resumen	Espectro
Respuesta dinámica Ts = 0.49 s Vs = 367.35 m/s <input checked="" type="checkbox"/> M. Haskel (exacto)	Fact comp lineal p = 0.27 Fs = 1 Fr = 3.465	Espectro de diseño a0 = 0.223 g c = 0.772 g Ta = 0.172 s Tb = 0.6 s ζ_e = 5 % k = 1.5 β = 1	
Fact terreno rocoso a0r = 0.223 g Fd = 0	Fact comp no lineal Fnl = 1 Fv = 1		

Imagen 3.14 Las tablas 3.5 y 4.1 así como la figura 3.13 son resultados extraídos del estudio de mecánica de suelos para el proyecto Planta de Cogeneración

En la Tabla 7 se muestra la forma tabular del espectro de diseño transparente:

Tabla 7 Forma tabular del espectro de diseño transparente

Te (s)	a
0.00	0.223
0.05	0.383
0.10	0.542
0.172	0.772
0.20	0.772
0.40	0.772
0.50	0.772
0.60	0.772
0.70	0.715
0.80	0.669
0.90	0.630
1.00	0.598
1.50	0.488
2.00	0.423
2.50	0.319
3.00	0.240
3.50	0.185
4.00	0.145
4.50	0.117
5.00	0.096
5.50	0.080
6.00	0.068
6.50	0.058
7.00	0.050

El espectro presentado es un espectro transparente por reflejar la totalidad del peligro sísmico. Habrá que tomar en cuenta el tipo de estructura, la importancia estructural y para el estado límite de colapso, las reducciones por ductilidad y sobre resistencia para obtención del espectro de diseño en las direcciones X y Z, a continuación se especifican los parámetros para la construcción del espectro de diseño para las dos direcciones de análisis X y Z utilizados en el diseño del Rack de Tuberías.

**PARÁMETROS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO DE DISEÑO'
ESTRUCTURAS TIPO 1 (RACK) SISMO EN DIRECCION X (Sx)**

a0=	0.223	g	
C=	0.772	g	ACELERACIÓN EN LA MESETA
Ta=	0.172	s	LIMITE INFERIOR DE LA MESETA
Tb=	0.6	s	LIMITE SUPERIOR DE LA MESETA
Tc=	2	s	PERIODO DE INICIO DE LA RAMA DESCENDENTE EN QUE LOS DESPLAZAMIENTOS TIENDEN AL DESP. DEL TERRENO
β =	1		RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO
Q=	2		FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO
Q'=			FACTOR REDUCTOR POR DUCTILIDAD
R=	2		FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA
r=	0.5		FACTOR QUE CONTROLA LA CAÍDA DE LA TERCERA RAMA
k=	1.5		PARÁMETRO QUE CONTROLA LA CAÍDA ESPECTRAL PARA $T_e \geq T_c$
α =	0.8		FACTOR CORRECTIVO POR IRREGULARIDAD (CAP. 3.3.2.4)
ρ =	0.8		FACTOR POR REDUNDANCIA (CAP. 3.3.1.4)
p=			FACTOR EMPLEADO PARA DEFINIR LA CAÍDA DEL ESPECTRO EN LA RAMA DESCENDENTE

**PARÁMETROS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO DE DISEÑO'
ESTRUCTURAS TIPO 1 (RACK) SISMO EN DIRECCION Z (Sz)**

a0=	0.223	g	
C=	0.772	g	ACELERACIÓN EN LA MESETA
Ta=	0.172	s	LIMITE INFERIOR DE LA MESETA
Tb=	0.6	s	LIMITE SUPERIOR DE LA MESETA
Tc=	2	s	PERIODO DE INICIO DE LA RAMA DESCENDENTE EN QUE LOS DESPLAZAMIENTOS TIENDEN AL DESP. DEL TERRENO
B=	1		RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO
Q=	2		FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO
Q'=			FACTOR REDUCTOR POR DUCTILIDAD
R=	2		FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA
r=	0.5		FACTOR QUE CONTROLA LA CAÍDA DE LA TERCERA RAMA
k=	1.5		PARÁMETRO QUE CONTROLA LA CAÍDA ESPECTRAL PARA $T_e \geq T_c$
α =	0.8		FACTOR CORRECTIVO POR IRREGULARIDAD (CAP. 3.3.2.4)
ρ =	1		FACTOR POR REDUNDANCIA (CAP. 3.3.1.4)
p=			FACTOR EMPLEADO PARA DEFINIR LA CAÍDA DEL ESPECTRO EN LA RAMA DESCENDENTE

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Con lo anterior se constituye el espectro de diseño en ambas direcciones, dirección X ver Tabla 8 y dirección Z ver Tabla 9.

*Tabla 8 ESPECTRO REDUCIDO DE DISEÑO PARA 5% DE
AMORTIGUAMIENTO - RACK DE TUBERÍAS SISMO EN DIRECCION X (Sx)*

Te (s)	a	p	Q'	R	ρ	α	Te (s)	a'
0.00	0.223		1.00	2.50	0.8	0.8	0.00	0.139
0.05	0.383		1.07	2.23	0.8	0.8	0.05	0.251
0.10	0.542		1.14	2.12	0.8	0.8	0.10	0.352
0.172	0.772		1.23	2.00	0.8	0.8	0.172	0.489
0.20	0.772		1.27	2.00	0.8	0.8	0.20	0.474
0.40	0.772		1.54	2.00	0.8	0.8	0.40	0.391
0.50	0.772		1.68	2.00	0.8	0.8	0.50	0.359
0.60	0.772	1.000	1.82	2.00	0.8	0.8	0.60	0.332
0.70	0.715	1.133	1.87	2.00	0.8	0.8	0.70	0.299
0.80	0.669	1.219	1.90	2.00	0.8	0.8	0.80	0.275
0.90	0.630	1.278	1.92	2.00	0.8	0.8	0.90	0.256
1.00	0.598	1.320	1.94	2.00	0.8	0.8	1.00	0.241
1.50	0.488	1.420	1.97	2.00	0.8	0.8	1.50	0.193
2.00	0.423	1.455	1.98	2.00	0.8	0.8	2.00	0.166
2.50	0.319	1.471	1.99	2.00	0.8	0.8	2.50	0.125
3.00	0.240	1.480	1.99	2.00	0.8	0.8	3.00	0.094
3.50	0.185	1.485	2.00	2.00	0.8	0.8	3.50	0.072
4.00	0.145	1.489	2.00	2.00	0.8	0.8	4.00	0.057
4.50	0.117	1.491	2.00	2.00	0.8	0.8	4.50	0.046
5.00	0.096	1.493	2.00	2.00	0.8	0.8	5.00	0.038
5.50	0.080	1.494	2.00	2.00	0.8	0.8	5.50	0.031
6.00	0.068	1.495	2.00	2.00	0.8	0.8	6.00	0.027
6.50	0.058	1.496	2.00	2.00	0.8	0.8	6.50	0.023
7.00	0.050	1.496	2.00	2.00	0.8	0.8	7.00	0.020

Dónde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2$$

Para $T_e > T_b$

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T_e}{k T_b}}$$

Si $T_e < T_b$

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}$$

Si $T_e > T_b$

$$R = R_0 + 0.5 \left(1 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} \right)$$

Para $T_e > T_b$

$R = R_0$ si $T_e > T_a$

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

*Tabla 9 ESPECTRO REDUCIDO DE DISEÑO PARA 5% DE
AMORTIGUAMIENTO - RACK DE TUBERÍAS SISMO EN DIRECCION Z (Sz)*

Te (s)	a	p	Q'	R	ρ	α	Te (s)	a'
0.00	0.223		1.00	2.50	1	0.8	0.00	0.112
0.05	0.383		1.07	2.23	1	0.8	0.05	0.201
0.10	0.542		1.14	2.12	1	0.8	0.10	0.282
0.172	0.772		1.23	2.00	1	0.8	0.172	0.391
0.20	0.772		1.27	2.00	1	0.8	0.20	0.379
0.40	0.772		1.54	2.00	1	0.8	0.40	0.312
0.50	0.772		1.68	2.00	1	0.8	0.50	0.287
0.60	0.772	1.000	1.82	2.00	1	0.8	0.60	0.266
0.70	0.715	1.133	1.87	2.00	1	0.8	0.70	0.239
0.80	0.669	1.219	1.90	2.00	1	0.8	0.80	0.220
0.90	0.630	1.278	1.92	2.00	1	0.8	0.90	0.205
1.00	0.598	1.320	1.94	2.00	1	0.8	1.00	0.193
1.50	0.488	1.420	1.97	2.00	1	0.8	1.50	0.155
2.00	0.423	1.455	1.98	2.00	1	0.8	2.00	0.133
2.50	0.319	1.471	1.99	2.00	1	0.8	2.50	0.100
3.00	0.240	1.480	1.99	2.00	1	0.8	3.00	0.075
3.50	0.185	1.485	2.00	2.00	1	0.8	3.50	0.058
4.00	0.145	1.489	2.00	2.00	1	0.8	4.00	0.046
4.50	0.117	1.491	2.00	2.00	1	0.8	4.50	0.037
5.00	0.096	1.493	2.00	2.00	1	0.8	5.00	0.030
5.50	0.080	1.494	2.00	2.00	1	0.8	5.50	0.025
6.00	0.068	1.495	2.00	2.00	1	0.8	6.00	0.021
6.50	0.058	1.496	2.00	2.00	1	0.8	6.50	0.018
7.00	0.050	1.496	2.00	2.00	1	0.8	7.00	0.016

Dónde:

$$p = k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2$$

Para $T_e > T_b$

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta T_e}{k T_b}}$$

Si $T_e < T_b$

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}$$

Si $T_e > T_b$

$$R = R_0 + 0.5 \left(1 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} \right)$$

Para $T_e > T_b$

$R=R_0$ si $T_e > T_a$

Graficando T_e y a' se obtiene el espectro de diseño sísmico que se muestra en la Imagen 3.15.

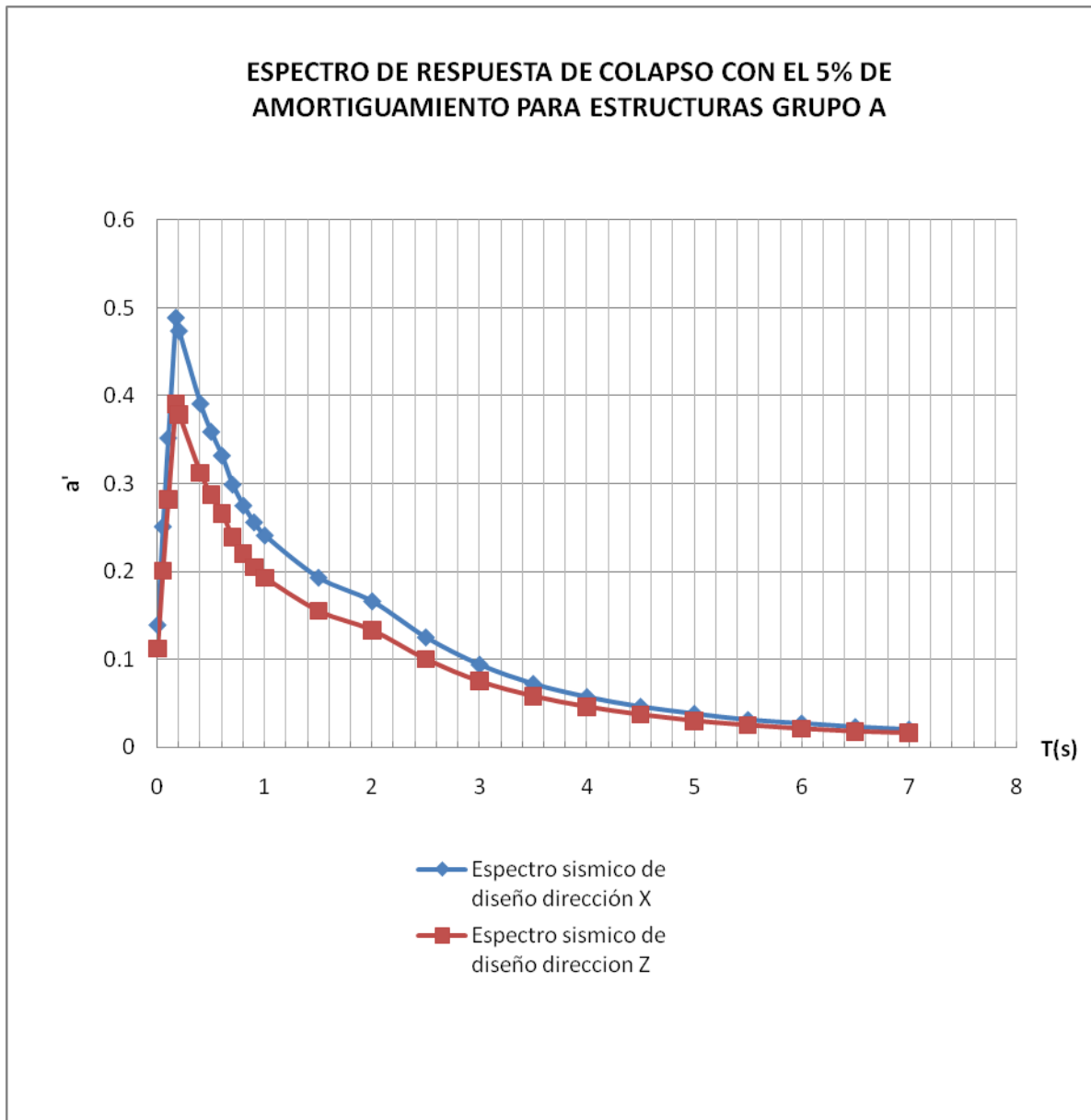


Imagen 3.15 Espectro sísmico de diseño del Rack de Tuberías, para las direcciones X y Z

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

Ambos espectros son incorporados al modelo en sus respectivas direcciones las Imágenes 3.16 y 3.17 muestran el resultado de este proceso.

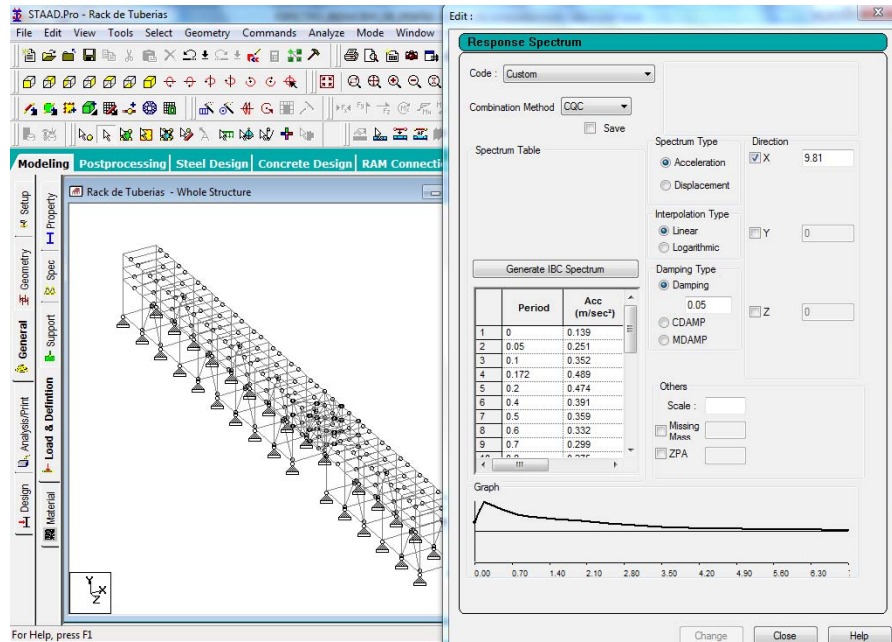


Imagen 3.16 Aplicación al modelo analítico del espectro sísmico en dirección X (S_x)

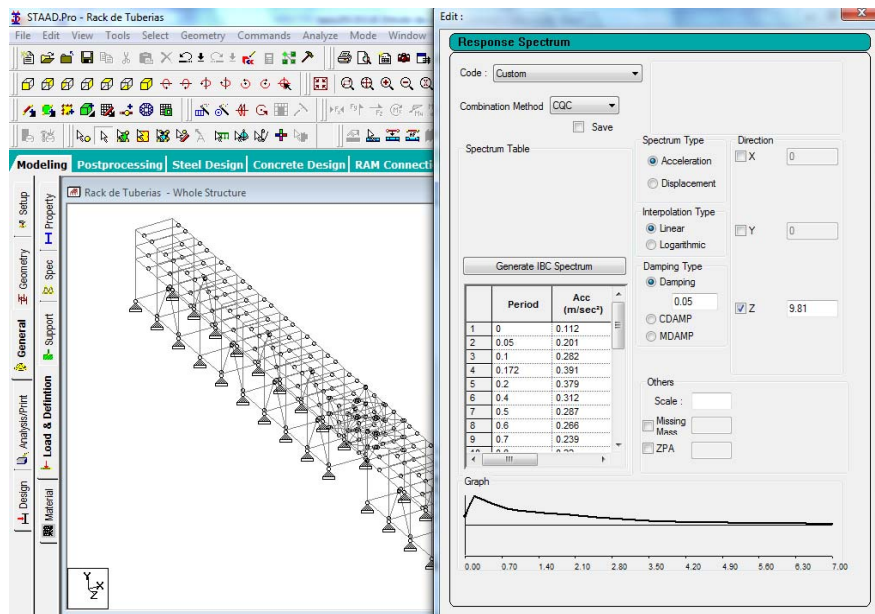


Imagen 3.17 Aplicación al modelo analítico del espectro sísmico en dirección Z (S_z)

De igual forma que para las fuerzas estáticas existen fuerzas sísmicas transmitidas por tuberías a la estructura del Rack los casos de carga se indican en las Tablas 10 y 11, para las tuberías de 14" y 24" respectivamente, los puntos de aplicación se indican en la Imagen 3.11 del capítulo 3.2 de la presente tesis:

Tabla 10 Fuerzas sísmicas por tubería de $\phi=14''$

Nodo	Caso de Carga	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
70	Sismo X	1.96	0.39	-0.30
	Sismo Z	-0.13	0.16	1.69
170	Sismo X	1.16	0.14	0.00
	Sismo Z	0.46	0.10	0.00
190	Sismo X	0.74	0.01	0.22
	Sismo Z	-0.19	0.00	3.54
220	Sismo X	1.48	0.27	0.08
	Sismo Z	-0.32	0.02	0.00
340	Sismo X	1.09	0.21	-0.06
	Sismo Z	0.46	0.06	-0.02
460	Sismo X	0.90	-0.03	0.00
	Sismo Z	-0.27	0.04	0.00
530	Sismo X	0.00	-0.14	-0.12
	Sismo Z	0.00	0.19	3.20
600	Sismo X	0.00	0.52	0.00
	Sismo Z	0.00	-0.08	0.00

Tabla 11 Fuerzas sísmicas por tubería de $\phi=24''$

Nodo	Caso de Carga	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
1030	Sismo X	0.60	0.00	0.00
	Sismo Z	0.03	-0.04	0.01
1070	Sismo X	0.72	0.00	-0.06
	Sismo Z	-0.19	0.01	2.47
1110	Sismo X	0.84	0.11	0.03
	Sismo Z	-0.16	0.04	0.01
1210	Sismo X	0.63	0.15	0.00
	Sismo Z	0.12	-0.02	0.00
1280	Sismo X	1.52	-0.18	-0.05
	Sismo Z	0.02	0.18	0.06
1310	Sismo X	0.20	0.53	0.09
	Sismo Z	0.00	0.16	0.05

3.4. Obtención de fuerzas por viento.

Para la obtención de fuerzas por viento se procede de acuerdo al diagrama de flujo mostrado en la Imagen 3.18 y contenido en el *Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE-2008 Diseño por Viento*.

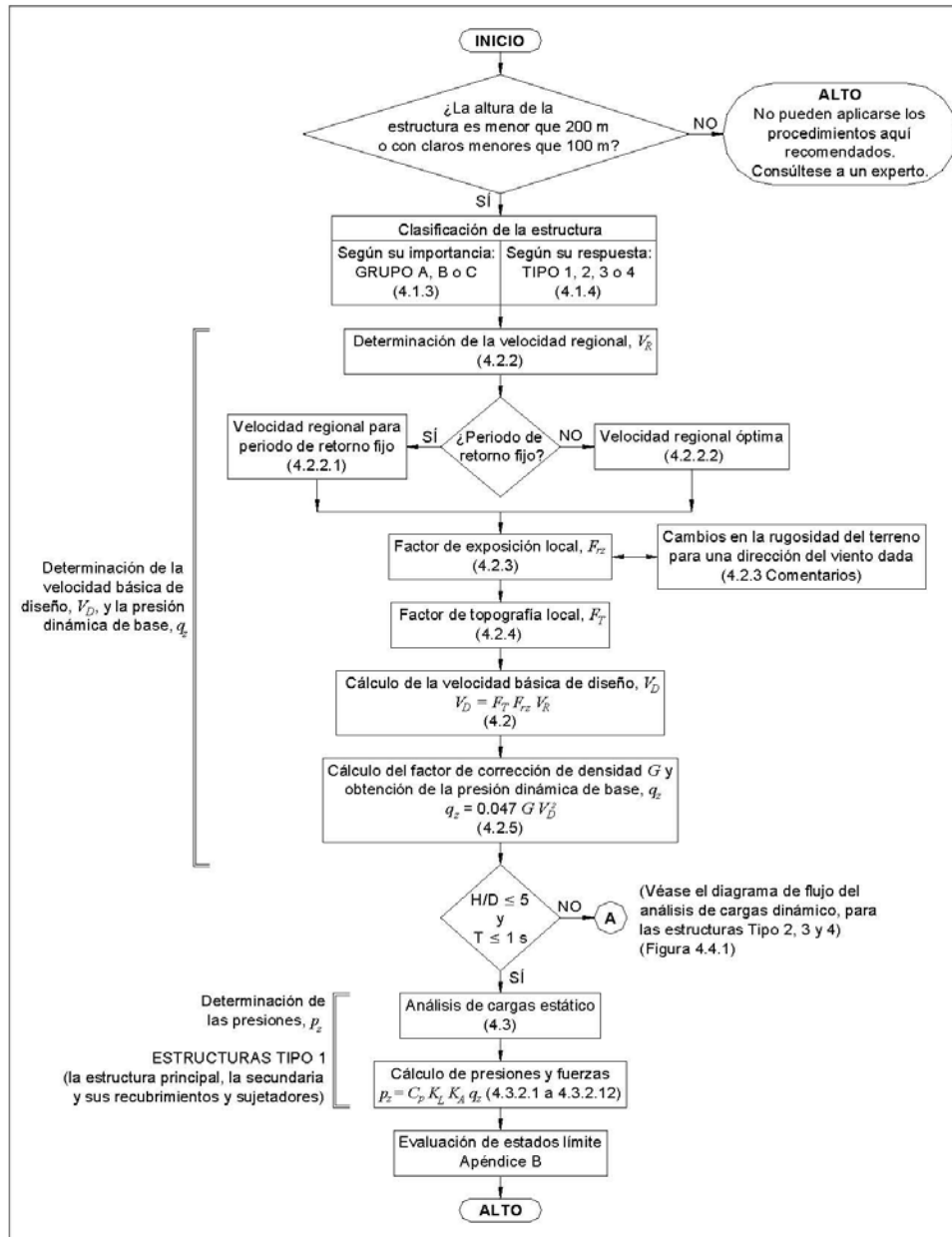


Imagen 3.18 Diagrama de flujo para la obtención de fuerzas por viento.

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Los parámetros que se utilizan para el análisis por viento se definen a continuación:

	Altitud :	30	m.s.n.m.
Estructura según su importancia	Grupo:	A	
Estructura según su respuesta al Viento	Tipo :	2	
Estructura según su tamaño	Clase:	A	
Categoría del terreno según su rugosidad	Categoría:	2	
Temperatura media anual	T =	28.0	° C
Velocidad Regional del Viento , para un periodo de retorno , T r = 200 años, para estructura del grupo A	V_R =	200	km/h
Velocidad Diseño:	VD =	F_T F_α V_R	
Factor de Topografía:	F_T =	1.00	
Factor de Exposición:	F_α =	1.00	
	F_α =	1.01	F_α = F_c F_{rz}
Factor de Rug. y Altura:	$F_{rz} = c$	si	$z \leq 10$
	$F_{rz} = c \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha$	si	$10 < z < \delta$
	$F_{rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha$	si	$z \geq \delta$
	Z >	10.00 m	
	c =	1.0	
	α =	0.128	
	δ =	315.0	
	Frz =	1.00	Para Z < 10 m.
	Frz =	1.01	Para Z = 11.20
	V_D =	200.00	km/h Para Z < 10 m
	V_D =	202.92	km/h Para Z = 11.20m

$$\text{Presión Dinámica: } q_z = 0.0048G V_D^2$$

$$G = 0.392 \Omega / (273 + T) = 0.99$$

$$\Omega = 757.60 \text{ mmHg} \quad \text{Presión Barométrica}$$

$$q_z = 189.44 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Para } Z < 10 \text{ m.}$$

$$q_z = 195.01 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Para } Z = 11.20 \text{ m.}$$

- Tipo de análisis

Se aplica el método de análisis estático por viento, donde la fuerza por viento se calcula como la suma de las fuerzas que actúan sobre cada uno de los miembros tomando en cuenta lo especificado en el capítulo 4.3.2.10 del *Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE-2008 Diseño por Viento*. En este caso se considera como una estructura con columnas y vigas abiertas para formar un marco plano de celosía; cada una de estas partes podrá analizarse por separado, a continuación lo establecido en el capítulo 4.3.2.10 del manual mencionado:

“4.3.2.10 Fuerzas en miembros individuales

La fuerza que el viento ejerce sobre elementos individuales expuestos directamente al flujo del viento, tales como perfiles estructurales, cuya relación de esbeltez (L_e/b) sea mayor o igual que 8, se calcula con las ecuaciones en la dirección del flujo del viento:”

$$F_a = K_i K_{re} C_a b L_e q_z \quad (4.3.14)$$

En la dirección de los ejes del elemento:

$$F_x = K_i K_{re} C_{Fx} b_y q_z \quad (4.3.15.a)$$

$$F_y = K_i K_{re} C_{Fy} b_x q_z \quad (4.3.15.b)$$

En donde:

- L_e es la longitud del elemento, en m,
- b el ancho del elemento, normal al flujo del viento, en m,
- b_x el ancho del elemento, en la dirección x, en m,
- b_y el ancho del elemento, en la dirección y, en m,
- F_a la fuerza de arrastre sobre el elemento en la dirección del viento.
- F_x, F_y las fuerzas de arrastre, sobre el elemento en la dirección de los ejes x y y, respectivamente (véanse las Figuras A.1, A.2 y la Tabla A.3 del Apéndice A),
- K_i el factor que toma en cuenta el ángulo de inclinación del eje del miembro con respecto a la dirección del viento, adimensional:
= 1.0 cuando el viento actúa perpendicularmente al miembro,
= $\text{sen}^2\theta_m$ para miembros con formas cilíndricas,
= $\text{sen}\theta_m$ para miembros prismáticos con aristas agudas, es decir, aquéllos con una relación b/r mayor que 16,
- θ_m el ángulo entre la dirección del viento y el eje longitudinal del miembro, en grados,
- r el radio de las esquinas de la sección transversal de un elemento prismático, en m,
- K_{re} el factor de corrección por relación de esbeltez para miembros individuales (Tabla A.4 del Apéndice A), adimensional,
- C_a el coeficiente de arrastre para un miembro en la dirección del flujo del viento, adimensional (véanse las Tablas A.1 y A.2 del Apéndice A),
- C_{Fx}, C_{Fy} los coeficientes de arrastre para un miembro en la dirección de los ejes x y y, respectivamente, adimensionales (véanse las Figuras A.1, A.2 y la Tabla A.3 del Apéndice A), y
- q_z la presión dinámica de base del viento, de acuerdo con lo especificado en el inciso 4.2.5 y para una altura z igual a la altura en la que se encuentra el punto medio de la longitud del elemento.

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Obtención de FUERZA DE ARRASTRE F_a

$$F_a = K_i K_{re} C_a b q_z$$

dónde:

$$K_i = 1$$

$$K_{re} = 0.87 \quad \text{Con } L_e/b=10$$

$$C_{ax} = 2.05 \quad \text{coef. Arrastre sobre vigas W}$$

$$C_{ax} = 2.2 \quad \text{coef. Arrastre sobre vigas y columnas}$$

$$A_z = \text{área del elemento}$$

$$q_z = 195.0 \quad \text{kg/m}^2$$

Tabla 12 Fuerzas de viento en dirección X

Elemento	b frontal(m)	longitud(m)	A solida(m ²)	Ca	Fa(kg/m)
COLUMNA 60x60	0.6	11.20	5.60	2.2	186.63
VIGA 60X30	0.6	6.00	3.60	2.2	223.95
VIGA W18X65	0.31	6.00	1.86	2.05	107.82

22

$$\phi = \frac{A_{solidatotal}}{A_{encerrada}} = \frac{22}{67.2} = 0.3$$

Tabla 13 Fuerza de viento en marcos subsecuentes del rack en dirección X

separación / ancho=

1.0

Elemento	A frontal (m ²)	ϕ	Ke	Fa (kg/m)
COLUMNA 60x60	0.6	0.3	0.7	130.64
VIGA 60X30	0.6	0.3	0.7	156.77
W18X65	0.31	0.3	0.7	75.47

Tabla 14 Fuerzas de viento en dirección Z

elemento	b frontal (m ²)	longitud (m)	A solida (m ²)	Ca	Fa (kg/m)
COLUMNA 60x60	0.5	11.20	5.60	2.2	186.63
VIGA 60X30	0.6	6.00	3.60	2.2	223.95
W18X65	0.31	6.00	1.86	2.05	107.82

22

$$\phi = \frac{A_{solidatotal}}{A_{encerrada}} = \frac{22}{67.2} = 0.3$$

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Tabla 15 Fuerza de viento en marcos subsecuentes del rack en dirección Z

separación / ancho= 1.0

elemento	A frontal (m ²)	ϕ	Ke		Fa (kg/m)
COLUMNA 60x60	0.5	0.3	0.7		130.64
VIGA 60X30	0.6	0.3	0.7		156.77
W18X65	0.31	0.3	0.7		75.47

3.5. Combinación de fuerzas

De acuerdo al ACI-318-08 y AISC LRFD 3ª Ed. las combinaciones de carga que se usan para el diseño estructural son las especificadas por el ASCE 7-02 para elementos estructurales de Concreto y Acero.

También debe considerarse lo indicado en el *Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE-2008* donde se establece que:

“Los efectos en la respuesta, tales como desplazamientos y elementos mecánicos, se combinarán empleando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos en las tres direcciones ortogonales:

$$S = \sqrt{S_x^2 + S_y^2 + S_z^2}$$

La acción de la componente vertical podrá despreciarse para estructuras desplazadas en suelos blandos y localizados a más de 80 km de una falla activa.”

En este caso se desprecia la componente vertical al localizarse el proyecto a más de 80 Km de una falla activa por lo que la ecuación anterior se convierte en:

$$S = \sqrt{S_x^2 + S_z^2} = \text{SISMO}$$

En seguida se definen los casos de carga primaria como sigue:

1	D	CARGA MUERTA
2	W _{CH}	PESO DE CHAROLAS ELÉCTRICAS
3	Q2	EQUIPO Y/O TUBERÍAS EN OPERACIÓN
4	Q3	EQUIPO Y/O TUBERÍAS CON CARGA HIDROSTÁTICA
5	T	FUERZAS POR TEMPERATURA
6	S _x	SISMO EN LA DIRECCIÓN X
7	S _z	SISMO EN LA DIRECCION Z

- | | | |
|---|----|--------------------------|
| 8 | Vx | VIENTO EN LA DIRECCION X |
| 9 | Vz | VIENTO EN LA DIRECCION Z |

Por lo que las combinaciones quedan de la siguiente forma:

**COMBINACIONES DE CARGA DE SERVICIO PARA ESTRUCTURAS DE
ACERO Y CONCRETO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO 1**

PARA REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL TERRENO, VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD DE CIMENTACIONES Y CALCULO DE DEFLEXIONES y DESPLAZAMIENTOS

No.	COMBINACIONES DE OPERACIÓN
20	$D + W_{CH} + Q2$
21	$D + W_{CH} + Q2 + T$
22	$D + W_{CH} + Q3$
	OPERACIÓN + SISMO
23	$D + W_{CH} + Q2 + SISMO$
24	$D + W_{CH} + Q2 - SISMO$
	OPERACIÓN + VIENTO
25	$D + Q2 + W_{CH} + Vx$
26	$D + Q2 + W_{CH} - Vx$
27	$D + Q2 + W_{CH} + Vz$
28	$D + Q2 + W_{CH} - Vz$

**COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO ESTRUCTURA TIPO 1**

COMBINACIONES DE OPERACIÓN

40 $1.4(D + W_{CH} + Q2)$

41 $1.4(D + W_{CH} + Q3)$

42 $1.2(D + W_{CH} + Q2) + 1.6 T$

OPERACIÓN + SISMO

43 $1.2(D + W_{CH} + Q2) + 1.0(\text{SISMO})$

44 $1.2(D + W_{CH} + Q2) - 1.0(\text{SISMO})$

OPERACIÓN + VIENTO

45 $1.2(D + W_{CH} + Q2) + 1.6V_x$

46 $1.2(D + W_{CH} + Q2) - 1.6V_x$

47 $1.2(D + W_{CH} + Q2) + 1.6V_z$

48 $1.2(D + W_{CH} + Q2) - 1.6V_z$

4. Análisis estructural (resultados) mediante software comercial.

Antes de proceder con la revisión de desplazamientos y el diseño de los miembros del Rack de Tuberías es indispensable hacer una revisión por cortante basal de la estructura, de acuerdo a lo indicado en el capítulo 3.3.6.3 *Revisión por cortante basal* del *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo de la CFE-2008*, a continuación se incorpora un fragmento del capítulo mencionado.

"3.3.6.3 Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la relación V/W es menor que $0.8a(\beta)/Q'R_p$ ó $0.8a(\beta)Acd/Q'R_p$ para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos blandos, según sea el caso, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V/W iguale a este valor.

Esta condición implica que la fuerza cortante basal de diseño no puede ser menor que 80% de la que suministraría un análisis estático tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura. Sin embargo, en ningún caso el cortante será menor que a_0W_{tot} , donde a_0 es la aceleración máxima del terreno normalizada con la aceleración de la gravedad, (ecuación 1.13 de la sección 3.1) y W_{tot} es el peso total de la construcción."

En el capítulo 3.2 de la presente tesis se obtuvo un peso propio total $W_{tot} = 800$ ton que se utiliza para la revisión por cortante basal, junto con los resultados obtenidos de periodo estructural y cortante dinámico de la corrida del modelo estructural.

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

- Revisión por cortante basal

De la tabla de participación de masa mostrada en la Imagen 4.1 se determina el modo fundamental de la estructura y el cortante basal dinámico en dirección X.

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT							BASE SHEAR IN MTON		
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
1	93.66	0.00	0.00	93.657	0.000	0.000	230.09	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	93.658	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
3	3.77	0.00	0.00	97.425	0.000	0.000	9.53	0.00	0.00
4	0.33	0.00	0.00	97.752	0.000	0.000	0.85	0.00	0.00
5	0.65	0.00	0.00	98.406	0.000	0.000	1.76	0.00	0.00
6	0.07	0.00	0.00	98.479	0.000	0.000	0.20	0.00	0.00
7	0.15	0.00	0.00	98.630	0.000	0.000	0.43	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	98.631	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
9	0.04	0.00	0.00	98.669	0.000	0.000	0.12	0.00	0.00
10	0.01	0.00	0.00	98.674	0.000	0.000	0.02	0.00	0.00
50	0.00	0.00	0.00	99.886	0.001	98.639	0.00	0.00	0.00
51	0.00	0.00	0.00	99.887	0.001	98.639	0.00	0.00	0.00
52	0.00	0.00	0.71	99.887	0.001	99.349	0.00	0.00	0.00
53	0.00	0.00	0.00	99.887	0.001	99.349	0.00	0.00	0.00
54	0.00	0.00	0.00	99.887	0.001	99.349	0.00	0.00	0.00
55	0.00	0.00	0.35	99.887	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
56	0.00	0.00	0.00	99.887	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
57	0.00	0.00	0.00	99.889	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
58	0.00	0.00	0.00	99.890	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
59	0.00	0.00	0.00	99.890	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
60	0.00	0.00	0.00	99.892	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
TOTAL SRSS SHEAR							230.31	0.00	0.00
TOTAL 10PCT SHEAR							239.68	0.00	0.00
TOTAL ABS SHEAR							246.04	0.00	0.00
TOTAL CQC SHEAR							237.16	0.00	0.00

*Imagen 4.1 Tabla de participación de masa y cortante dinámico en dirección X
resultado de la corrida del modelo estructural*

De lo anterior se establece que en el primer modo se tiene un porcentaje de participación de masa del 93.66% por lo que este es el modo fundamental de la estructura en la dirección X, mientras que el cortante basal dinámico es de 230.31 ton como se indica en rojo en la Imagen 4.1.

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

De igual forma procedemos a obtener estos valores para la dirección Z

Obtención de modo fundamental y cortante basal dinámico en dirección Z.

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT							BASE SHEAR IN MTON		
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
1	93.66	0.00	0.00	93.657	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	93.658	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
3	3.77	0.00	0.00	97.425	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
4	0.33	0.00	0.00	97.752	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
5	0.65	0.00	0.00	98.406	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
6	0.07	0.00	0.00	98.479	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
7	0.15	0.00	0.00	98.630	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	98.631	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
9	0.04	0.00	0.00	98.669	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
10	0.01	0.00	0.00	98.674	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
11	0.02	0.00	0.00	98.695	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	98.695	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
13	0.01	0.00	0.00	98.700	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	98.700	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	98.701	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	89.87	98.701	0.000	89.866	0.00	0.00	240.98
17	0.00	0.00	0.00	98.701	0.000	89.866	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	98.704	0.000	89.866	0.00	0.00	0.00
54	0.00	0.00	0.00	99.887	0.001	99.349	0.00	0.00	0.00
55	0.00	0.00	0.35	99.887	0.002	99.702	0.00	0.00	0.51
56	0.00	0.00	0.00	99.887	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
57	0.00	0.00	0.00	99.889	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
58	0.00	0.00	0.00	99.890	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
59	0.00	0.00	0.00	99.890	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
60	0.00	0.00	0.00	99.892	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00

TOTAL SRSS SHEAR							0.00	0.00	241.34
TOTAL 10PCT SHEAR							0.00	0.00	241.34
TOTAL ABS SHEAR							0.00	0.00	255.91
TOTAL CQC SHEAR							0.00	0.00	241.39

*Imagen 4.2 Tabla de participación de masa y cortante dinámico en dirección Z
resultado de la corrida del modelo estructural*

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Para la dirección Z se tiene que en el modo 16 la participación de masa es la mayor con 89.87% y un cortante basal dinámico de 241.34 ton como se indica en la Imagen 4.2.

Conocidos los modos fundamentales de la estructura podemos determinar el periodo fundamental de la estructura en las dos direcciones X y Z, en la tabla de la Imagen 4.3 generada en la corrida del modelo estructural tenemos que:

Mode	Frequency Hz	Period seconds	Participation X %	Participation Y %	Participation Z %
1	1.882	0.531	93.657	0.000	0.000
2	1.928	0.519	0.001	0.000	0.000
3	2.023	0.494	3.768	0.000	0.000
4	2.142	0.467	0.326	0.000	0.000
5	2.359	0.424	0.654	0.000	0.000
6	2.544	0.393	0.073	0.000	0.000
7	2.834	0.353	0.151	0.000	0.000
8	3.208	0.312	0.001	0.000	0.000
9	3.423	0.292	0.038	0.000	0.000
10	3.937	0.254	0.005	0.000	0.000
11	4.342	0.230	0.021	0.000	0.000
12	4.606	0.217	0.000	0.000	0.000
13	5.218	0.192	0.005	0.000	0.000
14	5.393	0.185	0.000	0.000	0.000
15	5.742	0.174	0.000	0.000	0.000
16	5.852	0.171	0.000	0.000	89.866
17	6.041	0.166	0.000	0.000	0.000
18	9.196	0.109	0.003	0.000	0.000
19	9.807	0.102	0.959	0.000	0.000
20	9.841	0.102	0.077	0.000	0.000
21	9.882	0.101	0.000	0.000	0.158
22	9.961	0.100	0.018	0.000	0.000
23	10.070	0.099	0.034	0.000	0.000
24	10.224	0.098	0.057	0.000	0.000
25	10.357	0.097	0.001	0.000	0.000
26	10.601	0.094	0.016	0.000	0.000
27	10.865	0.092	0.000	0.000	0.000
28	10.965	0.091	0.000	0.000	0.000
29	11.136	0.090	0.003	0.000	0.000
30	11.433	0.087	0.000	0.000	0.000
31	11.675	0.086	0.005	0.000	0.000
32	11.782	0.085	0.000	0.000	0.000

Periodo fundamental de la estructura en dirección X
 $T_e=0.531$ s

Periodo fundamental de la estructura en dirección Z
 $T_e=0.171$ s

Imagen 4.3 Frecuencias, periodos y participación de masa para los modos fundamentales

De acuerdo al Manual de Diseño de obras Civiles de la CFE en su capítulo 3.3.6.3

Revisión por cortante basal se debe cumplir que:

$$0.8V_E \leq VD$$

$$a_0W_{tot} \leq VD$$

Donde:

$$a_0 = 0.223$$

$$a_x = 0.350 \quad \text{Para: } T_{e_x} = 0.531 \text{ s}$$

$$a_z = 0.390 \quad \text{Para: } T_{e_z} = 0.171 \text{ s}$$

$$W_{tot} = 800 \quad \text{ton}$$

$$V_{DX} = 230.31 \quad \text{ton}$$

$$V_{Dz} = 241.34 \quad \text{ton}$$

Revisión en dirección X

$$0.8V_E = 0.8 \times a_x \times W_{tot} \quad 224 \text{ ton} < 230.31 \text{ ton}$$

$$a_0W_{tot} = 178.4 \text{ ton} < 230.31 \text{ ton}$$

Por lo tanto no es necesario incrementar las fuerzas sismicas en dirección X

Revisión en dirección Z

$$0.8V_E = 0.8 \times a_z \times W_{tot} \quad 249.6 \text{ ton} > 241.34 \text{ ton no cumple}$$

$$a_0W_{tot} = 178.4 \text{ ton} < 241.34 \text{ ton}$$

No cumple la primera condición se deben incrementar las fuerzas sismicas de forma que el cortante dinámico sea mayor, esto se logra multiplicando la aceleación de la gravedad por un factor que a continuación se obtiene.

$$\text{Factor} = \frac{249.6}{241.34} = 1.034$$

$$g \times \text{factor} = 9.81 \times 1.034 = 10.15 \text{ m/s}^2$$

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Con un valor $g=10.15 \text{ m/s}^2$ se obtiene un cortante dinámico de:

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT							BASE SHEAR IN MTON		
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
48	0.00	0.00	0.00	99.886	0.001	98.639	0.00	0.00	0.00
49	0.00	0.00	0.00	99.886	0.001	98.639	0.00	0.00	0.00
50	0.00	0.00	0.00	99.886	0.001	98.639	0.00	0.00	0.00
51	0.00	0.00	0.00	99.887	0.001	98.639	0.00	0.00	0.00
52	0.00	0.00	0.71	99.887	0.001	99.349	0.00	0.00	1.06
53	0.00	0.00	0.00	99.887	0.001	99.349	0.00	0.00	0.00
54	0.00	0.00	0.00	99.887	0.001	99.349	0.00	0.00	0.00
55	0.00	0.00	0.35	99.887	0.002	99.702	0.00	0.00	0.52
56	0.00	0.00	0.00	99.887	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
57	0.00	0.00	0.00	99.889	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
58	0.00	0.00	0.00	99.890	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
59	0.00	0.00	0.00	99.890	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
60	0.00	0.00	0.00	99.892	0.002	99.702	0.00	0.00	0.00
TOTAL SRSS SHEAR							0.00	0.00	249.70
TOTAL 10PCT SHEAR							0.00	0.00	249.71
TOTAL ABS SHEAR							0.00	0.00	264.77

$$0.8V_E = 0.8a_z \times W_{tot} \quad 249.6 \text{ ton} < 249.7 \text{ ton}$$

$$a_0 W_{tot} = 178.4 \text{ ton} < 249.7 \text{ ton}$$

Por lo que cumple

Se procede a la revisión por desplazamientos y diseño de elementos de concreto

5. Diseño estructural.

5.1. Revisión por desplazamientos.

- Revisión de desplazamientos horizontales

De acuerdo a los resultados del modelo estructural las combinaciones de sismo son las que rigen la revisión por desplazamientos horizontales, la revisión se lleva a cabo conforme a lo indicado en el capítulo 3.3.7.1 *Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio)* del MDOC DS de la CFE 2008 que indica:

“Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con alguno de los métodos de análisis sísmico para las ordenadas espectrales reducidas $(a(\beta)/Q'R\rho)$ que se describen en esta sección y multiplicadas por el factor $Q'R\rho/F_{ser}$, no excederán a 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes.”

Lo anterior se resume con la siguiente desigualdad.

$$\delta \left(\frac{Q'R\rho}{F_{ser}} \right) \leq 0.002H \quad \text{Dónde:}$$

δ Desplazamiento lateral de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales en dirección X ó Z según corresponda.

Q', R y ρ Se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.

F_{ser} También se calculará para el periodo fundamental de la estructura siguiendo las especificaciones que se proporcionan en las secciones de recomendaciones 3.1.6.7 y de comentarios 3.1.7.2. del MDOC. DS CFE 2008.

H altura del entrepiso, en general $0.002H$ se considera el desplazamiento horizontal permisible.

El desplazamiento horizontal máximo obtenido del modelo analítico para el Rack de Tuberías en dirección X ocurre en el nodo 55 con la combinación de carga 23 $\delta x=34.3\text{mm}$ indicado en la Imagen 5.1.

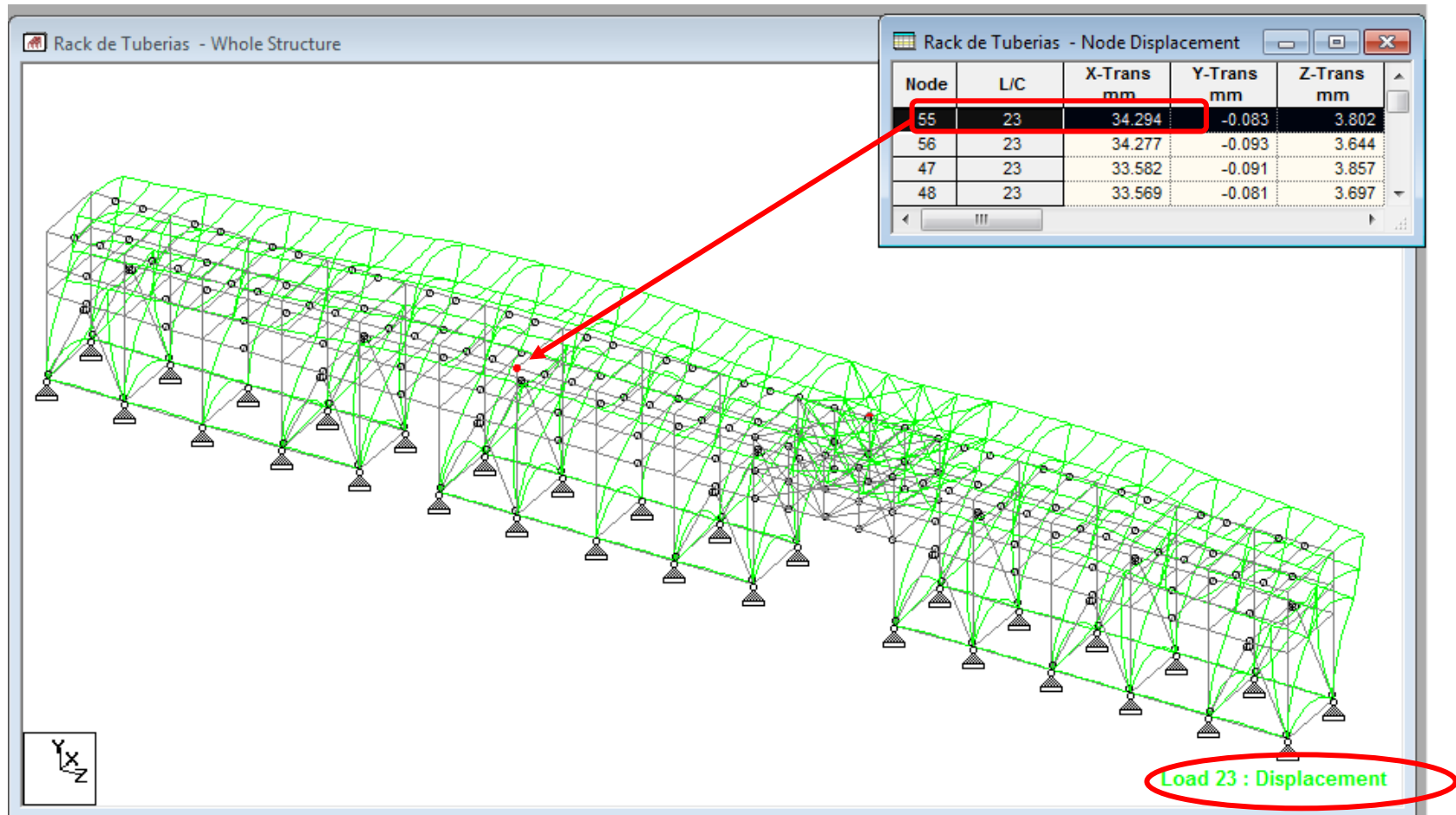


Imagen 5.1 Obtención del desplazamiento horizontal máximo en dirección X

El desplazamiento horizontal máximo en dirección Z ocurre en el nodo 7 con la combinación de carga 23 $\delta_z=4.0\text{mm}$ tal como se indica en la Imagen 5.2

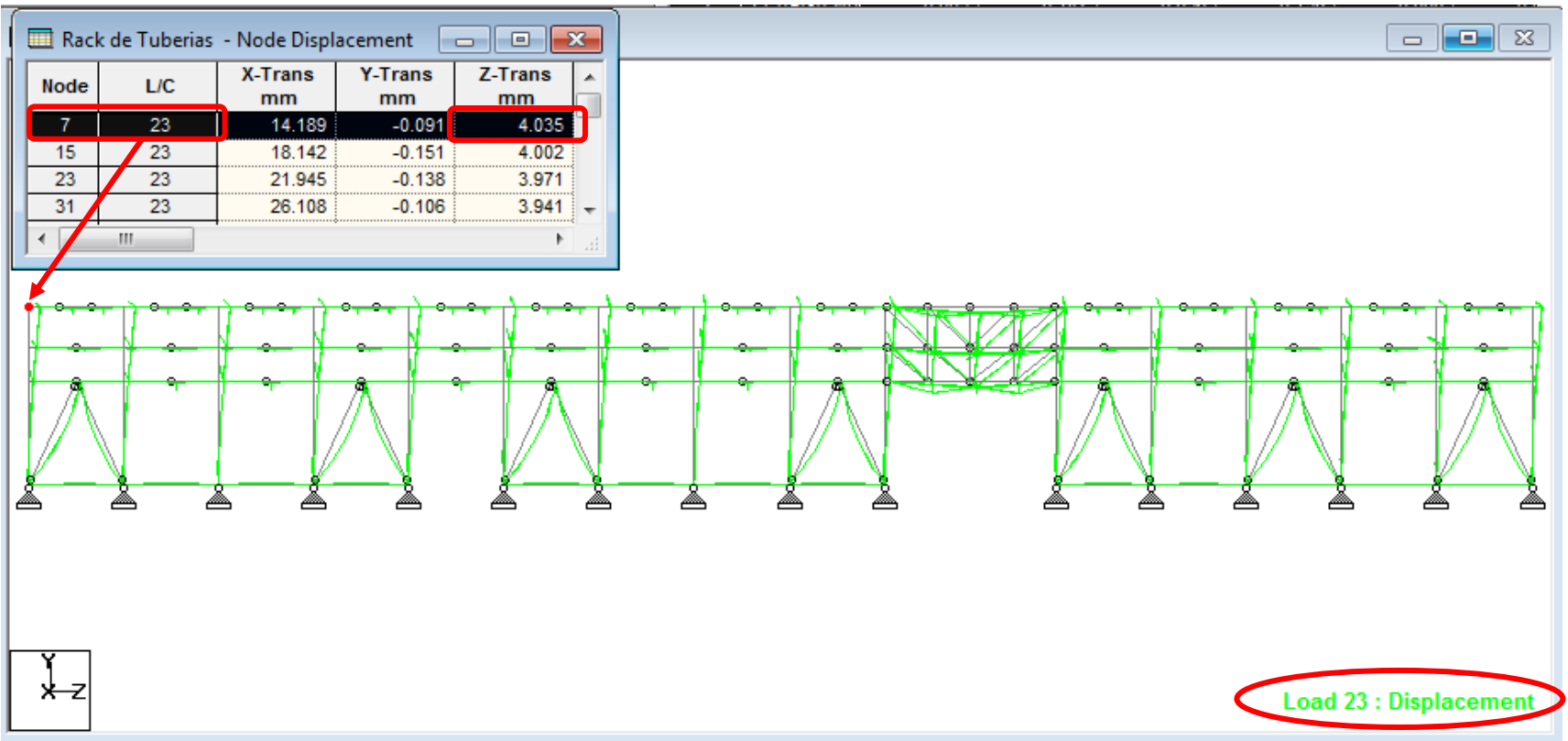


Imagen 5.2 Obtención del desplazamiento horizontal máximo en dirección Z

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Con lo anterior se tiene que:

$$d = d1 - d2$$

$$dx = 3.43 \text{ cm} - 0 = 3.43 \text{ cm}$$

$$dz = 0.40 \text{ cm} - 0 = 0.40 \text{ cm}$$

$$0.002H = 0.002 \times 1120 = 2.24 \text{ cm} \quad \text{Desplazamiento permisible}$$

Los desplazamientos laterales obtenidos para las fuerzas reducidas deberán ser multiplicados por el factor $Q'R/\rho A_c d F_{ser}$.

Los valores de Q' , R y ρ se calculan para el periodo fundamental de la estructura. F_{ser} se obtiene con el inciso 3.1.6.7 y de los comentarios del 3.1.7.2.

$$F_{ser} = 5.5$$

$$T_x = 0.531 \text{ s}; \quad Q' = 1.72; \quad R = 2; \quad r = 0.8$$

$$T_z = 0.171 \text{ s}; \quad Q' = 1.27; \quad R = 2; \quad r = 1$$

$$\begin{aligned} \text{En dirección X} \quad d(Q'Rr/F_{ser}) &= 1.72 \text{ cm} < 2.24 \text{ cm} \quad \text{ok.} \\ \text{En dirección Z} \quad d(Q'Rr/F_{ser}) &= 0.19 \text{ cm} < 2.24 \text{ cm} \quad \text{ok.} \end{aligned}$$

Por lo que la estructura cumple con los desplazamientos horizontales permisibles.

- Revisión de desplazamientos verticales

Los desplazamientos verticales se revisan de acuerdo a lo indicado en la tabla 9.5(b) del ACI-318-08 que a continuación se incorpora en la Imagen 5.3.

TABLA 9.5(b) — DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Limite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/180$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporta o este ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre despues de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) [†]	$l/480$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporta o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$ [§]

Imagen 5.3 Deflexión máxima admisible según el ACI-318-08

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

La deflexión máxima se presenta en el miembro 294 como se muestra en la Imagen 5.4.

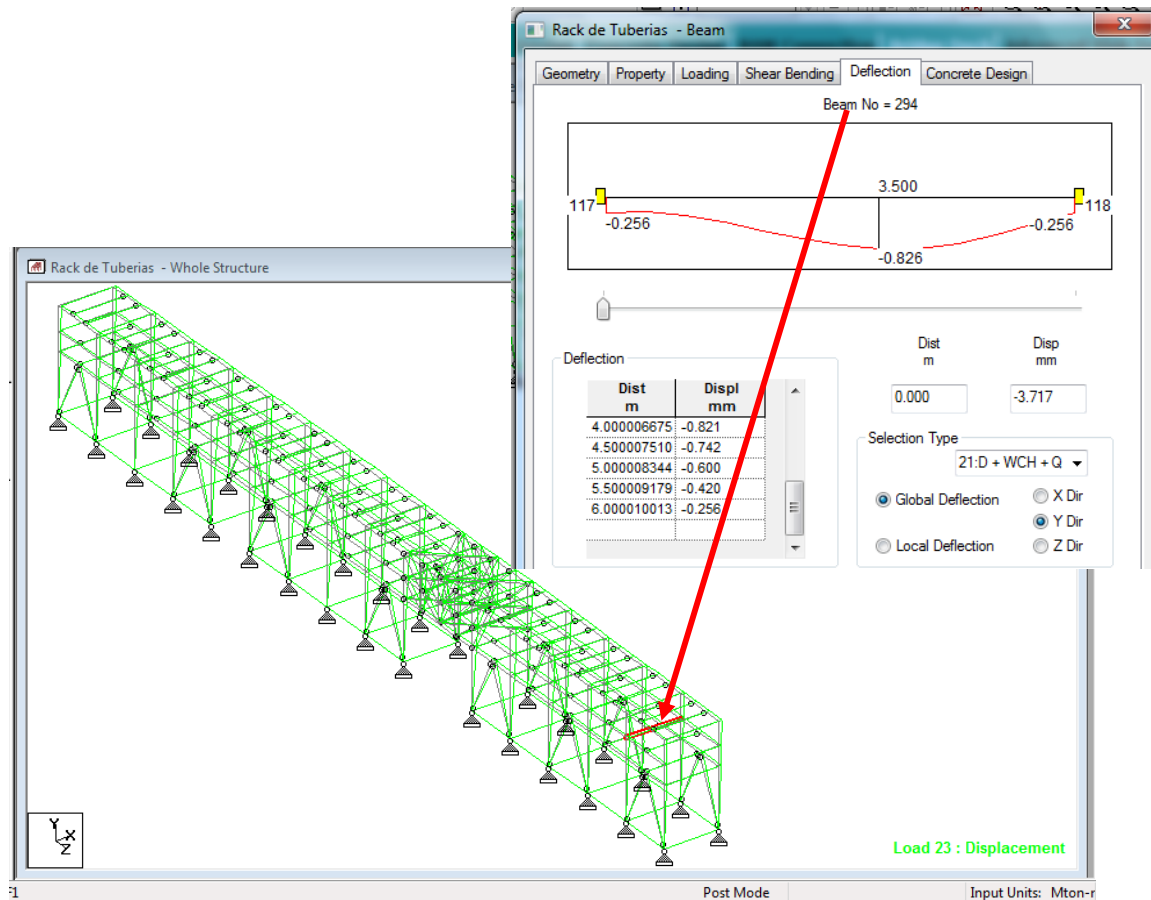


Imagen 5.4 Deflexión máxima presentada en la estructura del Rack de Tuberías

Se tiene una deflexión vertical máxima $\delta_Y = 0.826$ cm y una deflexión permisible $\delta_{perm} = 600/360 = 1.66$ cm, como $\delta_{perm} > \delta_Y$ por lo tanto se cumple.

5.2. Diseño de la Estructura.

Para facilitar el diseño de los diferentes miembros de concreto y acero que conforman la estructura del Rack de Tuberías se hace una división de estos en los siguientes grupos

- Diseño de Columnas "C-1"
- Diseño de Vigas transversales en el nivel N+6.50 "T-1"
- Diseño de Vigas transversales en el nivel N+8.60 "T-2"
- Diseño de Vigas transversales en el nivel N+11.20 "T-3"
- Diseño de Vigas longitudinales "T-4"
- Diseño de elementos metálicos en puentes de tuberías

- Diseño de Columnas "C-1"

La corrida del modelo arroja los elementos mecánicos máximos que ocurren en la columna más exigida, así como el porcentaje de acero de refuerzo requerido, los resultados se presentan enseguida:

```
COLUMN NO.      65  DESIGN PER ACI 318-05 - AXIAL + BENDING
FY - 413.7  FC - 24.5 MPA,  SQRE SIZE - 600.0 X 600.0 MMS, TIED
      AREA OF STEEL REQUIRED = 5364.0 SQ. MM
BAR CONFIGURATION      REINF PCT.    LOAD    LOCATION    PHI
-----
28 - 16 MM              1.564        43      END         0.650
(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)
TIE BAR NUMBER    10 SPACING 256.00 MM
```

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

COLUMN INTERACTION: MOMENT ABOUT Z -AXIS (KN-MET)

PO	Pn max	P-bal .	M-bal .	e-bal . (MM)
9713.73	7770.98	3548.19	954.22	268.9
MO	P-tens.	Des. Pn	Des. Mn	e/h
586.29	-2328.96	128.59	579.20	0.69293

COLUMN INTERACTION: MOMENT ABOUT Y -AXIS (KN-MET)

PO	Pn max	P-bal .	M-bal .	e-bal . (MM)
9713.73	7770.98	3548.19	954.22	268.9
MO	P-tens.	Des. Pn	Des. Mn	e/h
586.29	-2328.96	128.59	0.68	0.00081

El porcentaje de acero requerido para columnas C-1 es 1.564%.

Por lo que el área requerida de acero $60\text{cm} \times 60\text{cm} \times 0.01564\% = 56.30 \text{ cm}^2$ esto se logra con 12 varillas # 8 = 60.84 cm².

El refuerzo transversal con estribos de varilla del #3 en dos ramas se colocara a una separación $s=25\text{cm}$, en sección central y a $s/2 = 12.5\text{cm}$ en los extremos, la longitud L' en que se pondrán los estribos a menor separación está dada por la longitud mayor que resulte de las siguientes desigualdades:

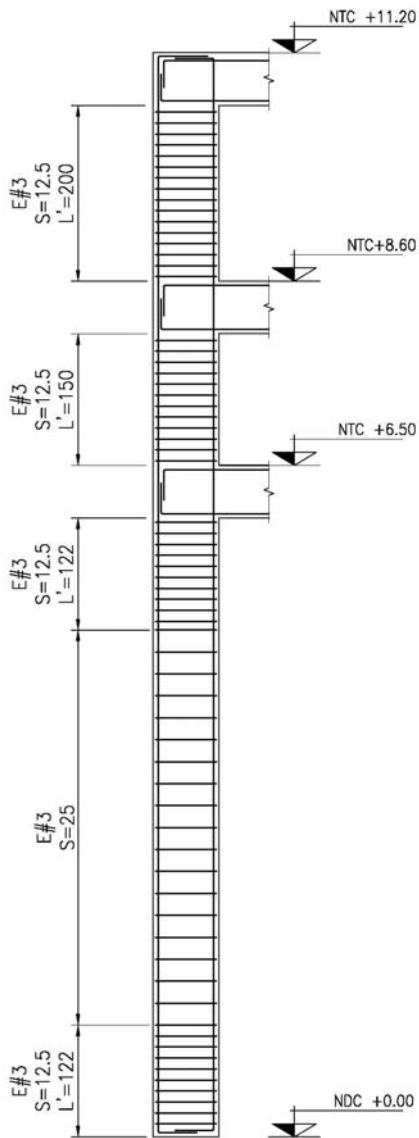
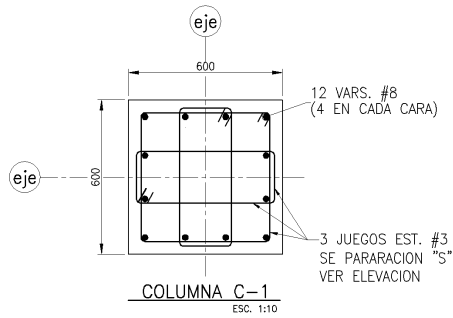
$$L' \geq l/6 = \frac{7.35}{6} = 1.22m$$

$$L' \geq h = 0.6m$$

$$L' \geq 0.6m$$

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

Por lo que el Croquis 1 de armado para columnas C-1 es el siguiente:



Croquis 1 Armado columnas C-1

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

- Diseño de Vigas transversales en el nivel N+6.50 "T-1"

La viga transversal en el nivel +6.50 con mayores solicitaciones se encuentra en el miembro 125 los resultados del programa de diseño son:

BEAM NO. 125 DESIGN RESULTS - FLEXURE PER CODE ACI 318-05						
LEN - 6000. MM		FY - 414.	FC - 25.	MPA,	SIZE - 300. X 600. MMS	
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	66.	2 - 32MM	0.	6000.	YES	YES

CRITICAL POS MOMENT= 285.80 KN-MET AT 2500.MM, LOAD 44						
<u>REQD STEEL= 1595.MM2</u> , ROW=0.0100, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033						
MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 64. / 172. MMS						
REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 1171. MMS						

Cracked Moment of Inertia I _z at above location = 230341.6 cm ⁴						
2	538.	4 - 25MM	0.	6000.	YES	YES

CRITICAL NEG MOMENT= 303.86 KN-MET AT 6000.MM, LOAD 44						
<u>REQD STEEL= 1695.MM2</u> , ROW=0.0105, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033						
MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 50. / 60. MMS						
REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 1583. MMS						

Cracked Moment of Inertia I _z at above location = 270664.2 cm ⁴						

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

B E A M N O. 1 2 5 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - $V_u = 107.76$ KNS $V_c = 129.28$ KNS $V_s = 14.40$ KNS
 $T_u = 0.20$ KN-MET $T_c = 5.4$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 43
NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

REINFORCEMENT IS REQUIRED FOR SHEAR.

PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 267. MM C/C FOR 2460. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 68.25$ KNS $V_c = 129.24$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 $T_u = 0.03$ KN-MET $T_c = 5.4$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 43
NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

REINFORCEMENT FOR SHEAR IS PER CL. 11.5.5.1.

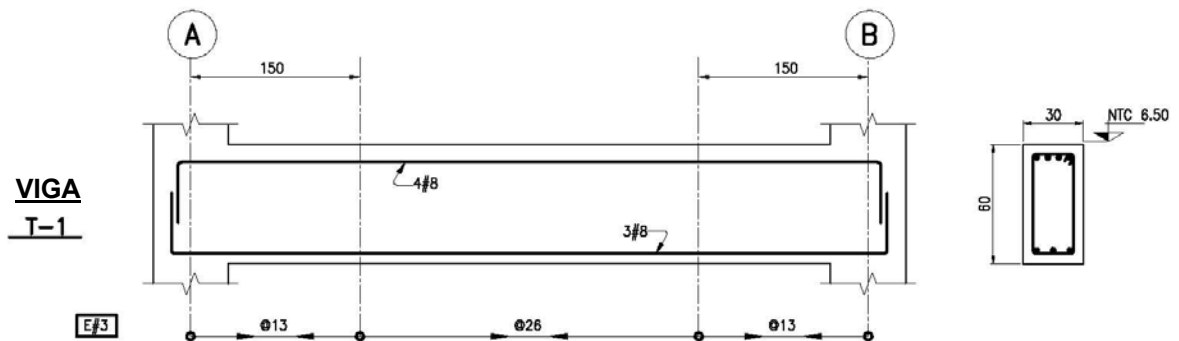
PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 267. MM C/C FOR 2460. MM

El acero de refuerzo longitudinal solicitado en el lecho inferior es de 15.95cm^2 que se alcanza con 3 var #8= 15.96cm^2 .

Por otro lado el acero de refuerzo longitudinal solicitado en el lecho superior es de 16.95cm^2 que se alcanza con 4 var #8= 20.28cm^2 .

Para el refuerzo por cortante se requieren estribos del #3 de dos ramas con una separación de $s = 27$ cm.

Por lo que el Croquis 2 de armado para la Vigas "T-1" queda de la siguiente forma:



Croquis 2 Armado Vigas T-1

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

- Diseño de Vigas transversales en el nivel N+8.60 "T-2"

La viga transversal en el nivel +8.60 con mayores solicitaciones se encuentra en el miembro 278 los resultados del programa de diseño son:

```

BEAM NO.    278 DESIGN RESULTS - FLEXURE PER CODE ACI 318-05
LEN - 6000. MM  FY - 414.  FC - 25.  MPA, SIZE - 300. X 600. MMS
LEVEL   HEIGHT   BAR INFO      FROM          TO            ANCHOR
      (MM)                (MM)          (MM)          STA  END
      1      58.    5 - 16MM      0.            6000.        YES  YES

```

```

|-----|
| CRITICAL POS MOMENT= 189.40 KN-MET AT 4000. MM, LOAD 44 |
| REQD STEEL= 1004. MM2, ROW=0.0062, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 41. / 47. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 823. MMS |
|-----|

```

Cracked Moment of Inertia I_z at above location = 164240.4 cm⁴

```

2      540.    4 - 20MM      0.            6000.        YES  YES

```

```

|-----|
| CRITICAL NEG MOMENT= 211.47 KN-MET AT 6000. MM, LOAD 44 |
| REQD STEEL= 1130. MM2, ROW=0.0070, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 45. / 61. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 985. MMS |
|-----|

```

Cracked Moment of Inertia I_z at above location = 195673.2 cm⁴

B E A M N O. 278 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - V_u= 75.97 KNS V_c= 133.32 KNS V_s= 0.00 KNS

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

$T_u = 0.03$ KN-MET $T_c = 5.5$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 43

NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

REINFORCEMENT FOR SHEAR IS PER CL. 11.5.5.1.

PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 271. MM C/C FOR 2460. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 52.14$ KNS $V_c = 133.07$ KNS $V_s = 0.00$ KNS

$T_u = 0.23$ KN-MET $T_c = 5.5$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 41

NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

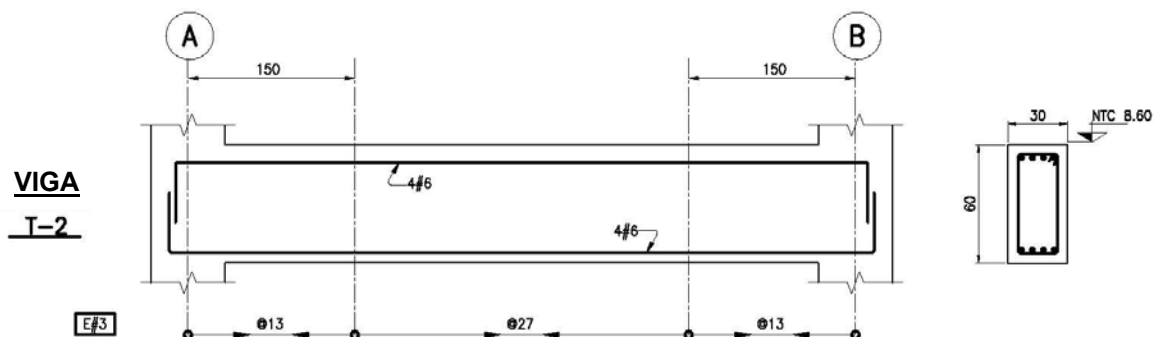
REINFORCEMENT FOR SHEAR IS PER CL. 11.5.5.1.

PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 271. MM C/C FOR 2460. MM

El acero de refuerzo longitudinal solicitado en el lecho inferior es de 10.04cm^2 y lecho superior es de 11.30cm^2 que se alcanza con 4 var #6= 11.40cm^2 en ambos lechos.

Para el refuerzo por cortante se requieren estribos del #3 de dos ramas con una separación de $s = 27$ cm.

Por lo que el Croquis 3 de armado para Vigas "T-2" queda de la siguiente forma:



Croquis 3 Armado Vigas T-2

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

- Diseño de Vigas transversales en el nivel N+11.20 "T-3"

La viga transversal en el nivel +11.20 con mayores solicitaciones se encuentra en el miembro 454 aquí los resultados del programa de diseño.

```

BEAM NO.    454 DESIGN RESULTS - FLEXURE PER CODE ACI 318-05
LEN - 6000. MM  FY - 414.  FC - 25.  MPA, SIZE - 300. X 600. MMS
LEVEL   HEIGHT      BAR INFO      FROM          TO            ANCHOR
        (MM)                (MM)          (MM)          STA  END
1        58.        3 - 16MM      0.            6000.        YES  YES

```

```

|-----|
| CRITICAL POS MOMENT= 111.96 KN-MET AT 3000. MM, LOAD 44 |
| REQD STEEL= 575. MM2, ROW=0.0035, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 41. / 94. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 483. MMS |
|-----|

```

Cracked Moment of Inertia I_z at above location = 108949.9 cm⁴

```

2        540.        2 - 20MM      0.            6000.        YES  YES

```

```

|-----|
| CRITICAL NEG MOMENT= 121.77 KN-MET AT 0. MM, LOAD 43 |
| REQD STEEL= 627. MM2, ROW=0.0039, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 45. / 184. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 604. MMS |
|-----|

```

Cracked Moment of Inertia I_z at above location = 112713.0 cm⁴

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

B E A M N O. 454 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - $V_u = 52.70$ KNS $V_c = 129.64$ KNS $V_s = 0.00$ KNS

$T_u = 0.10$ KN-MET $T_c = 5.7$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 43

NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

REINFORCEMENT FOR SHEAR IS PER CL. 11.5.5.1.

PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 271. MM C/C FOR 2460. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 51.35$ KNS $V_c = 130.03$ KNS $V_s = 0.00$ KNS

$T_u = 0.10$ KN-MET $T_c = 5.7$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 44

NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

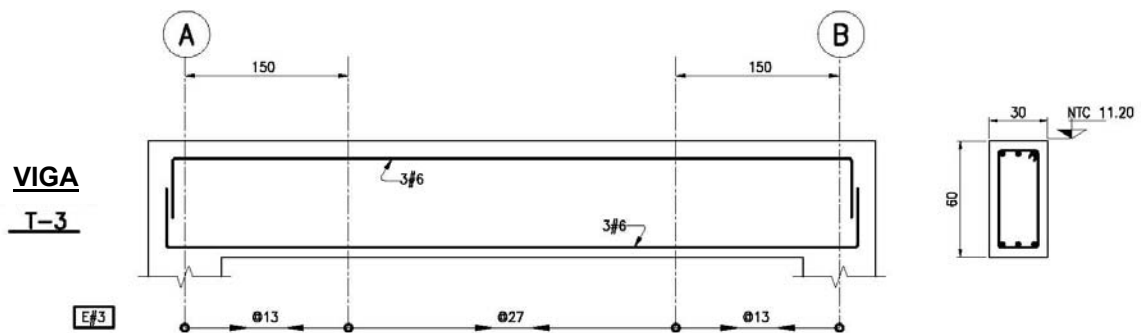
REINFORCEMENT FOR SHEAR IS PER CL. 11.5.5.1.

PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 271. MM C/C FOR 2460. MM

El acero de refuerzo longitudinal solicitado en el lecho inferior es de 5.75cm^2 y en el lecho superior es de 6.27cm^2 que se alcanza con 3 var #6 = 8.55cm^2 en ambos lechos.

Para el refuerzo por cortante se requieren estribos del #3 de dos ramas con una separación de $s = 27$ cm.

Por lo que el Croquis 4 de armado para Vigas "T-3" queda de la siguiente forma:



Croquis 4 Armado Vigas T-3

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

- Diseño de Vigas longitudinales “T-4”

El diseño de las vigas longitudinales se hace indistintamente del nivel donde se ubiquen ya que las solicitaciones que se presentan en estas vigas son similares en los tres niveles, a continuación se presentan los resultados para la viga “T-4” con las solicitaciones más altas.

BEAM NO. 253 DESIGN RESULTS - FLEXURE PER CODE ACI 318-05							
LEN - 3000. MM FY - 414. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS							
LEVEL	HEIGHT	BAR INFO	FROM	TO	ANCHOR		
	(MM)		(MM)	(MM)	STA	END	
1	58.	3 - 16MM	0.	3000.	YES	YES	

CRITICAL POS MOMENT= 51.31 KN-MET AT 0. MM, LOAD 41							
REQD STEEL= 542. MM2, ROW=0.0033, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033							
MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 41. / 94. MMS							
REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 483. MMS							

Cracked Moment of Inertia I _z at above location = 108949.9 cm ⁴							
2	542.	3 - 16MM	747.	3000.	NO	YES	

CRITICAL NEG MOMENT= 91.68 KN-MET AT 3000. MM, LOAD 41							
REQD STEEL= 542. MM2, ROW=0.0033, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033							
MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 41. / 94. MMS							
REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 483. MMS							

Cracked Moment of Inertia I _z at above location = 108949.9 cm ⁴							

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

B E A M N O. 253 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - $V_u = 8.40$ KNS $V_c = 128.67$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 $T_u = 0.09$ KN-MET $T_c = 5.7$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 40

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 87.75$ KNS $V_c = 137.46$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 $T_u = 0.03$ KN-MET $T_c = 5.6$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 41

NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

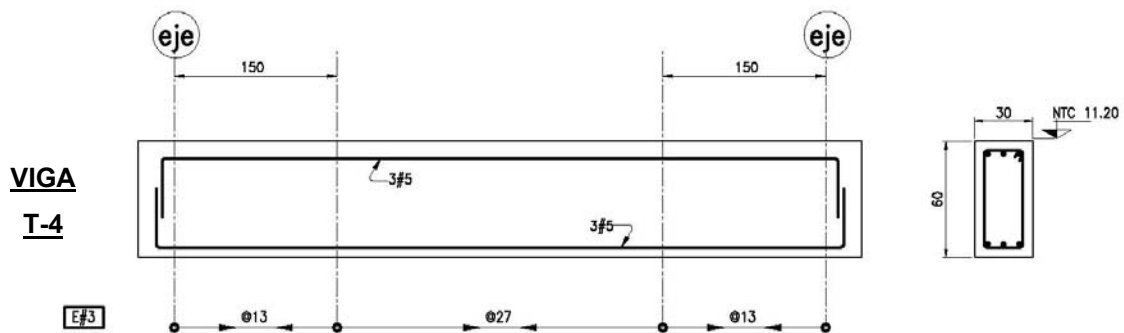
REINFORCEMENT FOR SHEAR IS PER CL. 11.5.5.1.

PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 271. MM C/C FOR 960. MM

El acero de refuerzo longitudinal solicitado en el lecho inferior y superior es de 5.42cm^2 y que se alcanza con 3 var #5= 5.94cm^2 en ambos lechos.

Para el refuerzo por cortante se requieren estribos del #3 de dos ramas con una separación de $s = 27$ cm.

El Croquis 5 se muestra el armado para estas Vigas.



Croquis 5 Armado Vigas T-4

- Diseño de elementos metálicos en puentes de tuberías

El puente de tuberías es una estructura metálica apoyada entre los marcos de los ejes 10 y 11, tiene una longitud de 10.8m, en sección transversal mantiene un ancho de 6m y los mismos niveles que las camas del Rack de Tuberías, su estructuración es de tipo armadura con largueros, travesaños, diagonales verticales y horizontales, en la Imagen 5.5 se pueden ver perspectivas del puente de tuberías

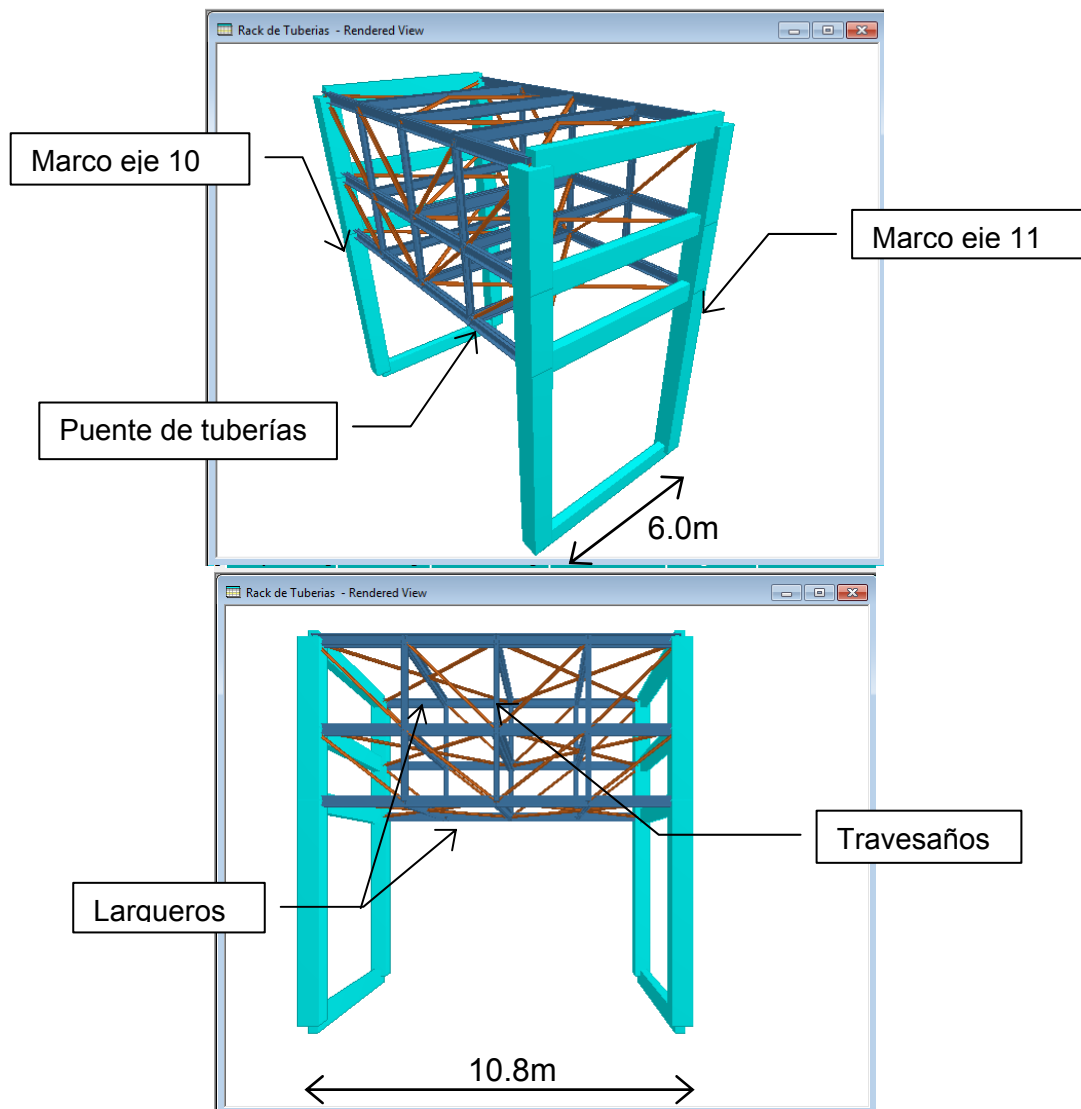
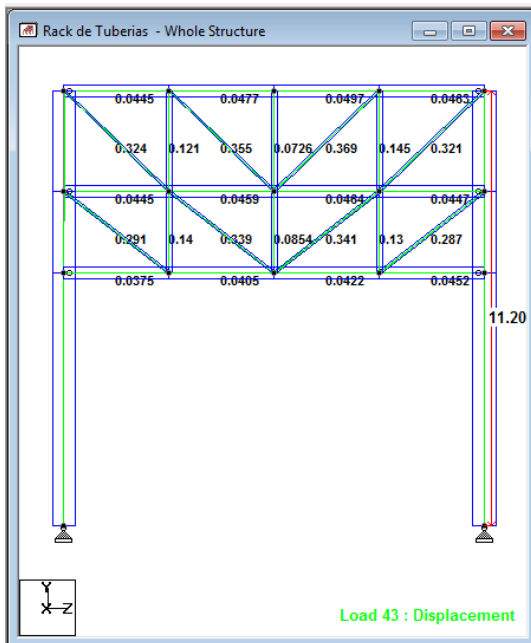


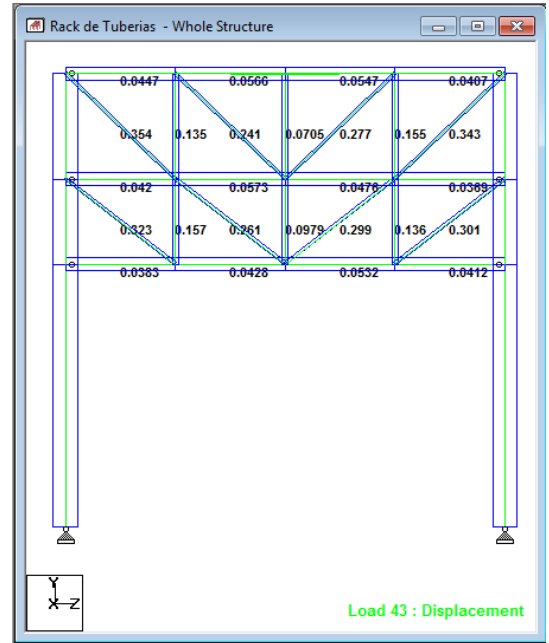
Imagen 5.5 Perspectivas Puente de Tuberías

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

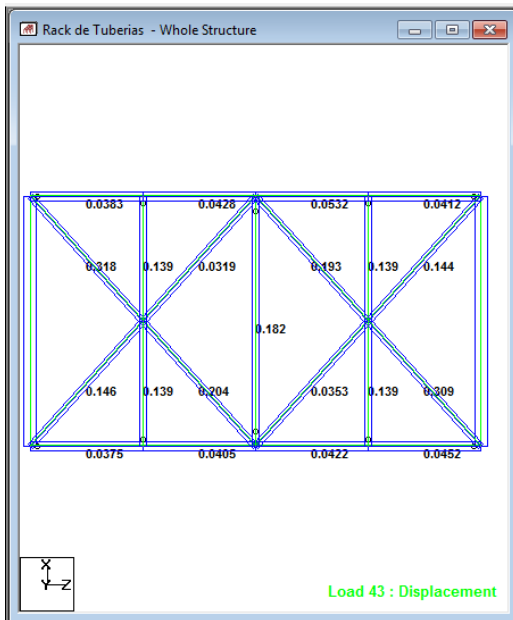
En la Imagen 5.6 se presentan las diferentes vistas de los resultados para relación de esfuerzo obtenida del modelo estructural en los miembros del puente del Rack de Tuberías se indica el porcentaje al cual se está diseñando cada miembro.



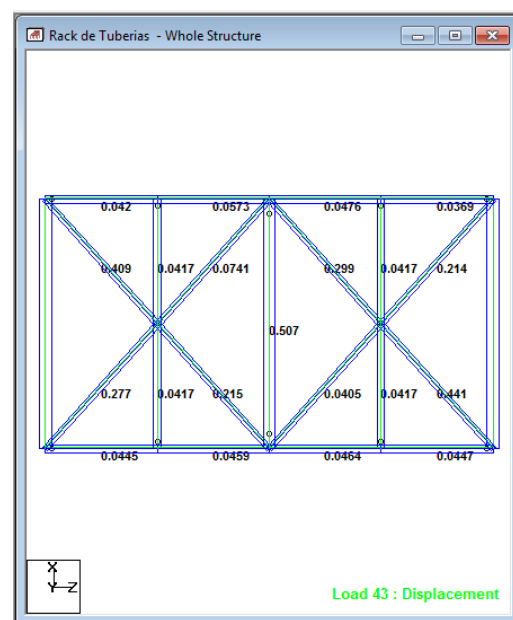
Puente de tuberías alzado eje B



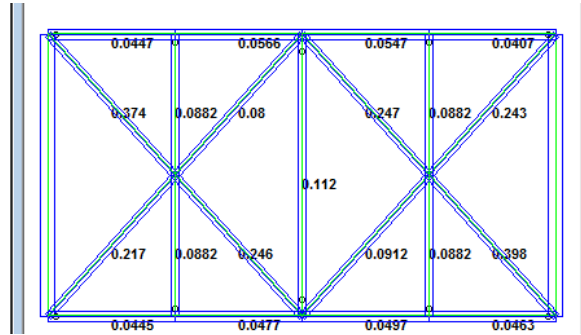
Puente de tuberías alzado eje A



Planta puente de tuberías Nivel N+6.50



Planta puente de tuberías Nivel N+8.60



Planta puente de tuberías Nivel N+11.20

Imagen 5.6 Diferentes vistas de los resultados de diseño para el puente del Rack de Tuberías

5.3. Diseño de la cimentación.

La cimentación a base de dados tipo candelero donde se empotraran las columnas se unen entre sí con traves de liga tanto en sentido transversal como en sentido longitudinal en la Imagen 5.7 se puede ver un arreglo de este tipo de cimentación.

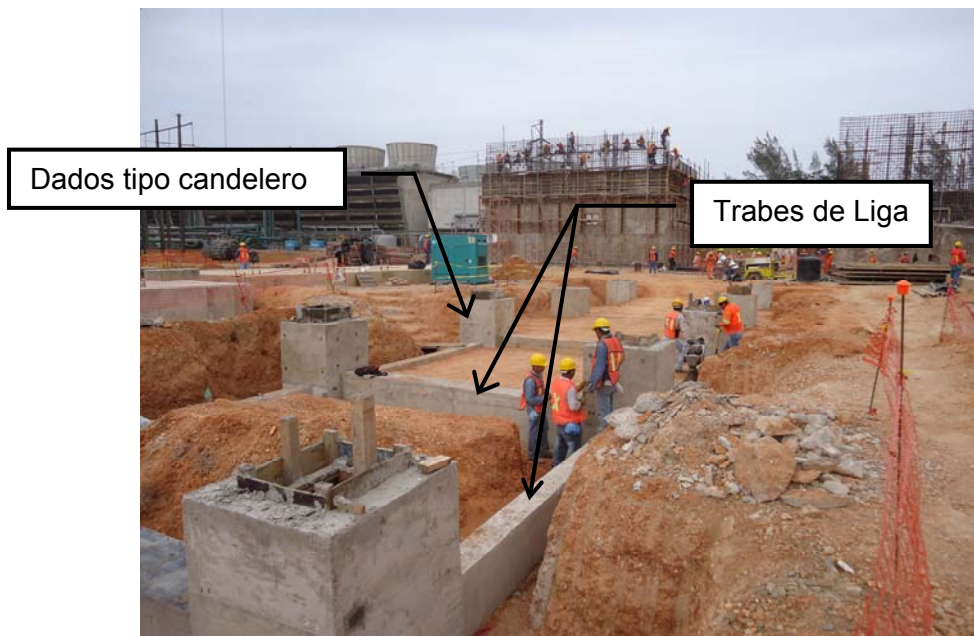


Imagen 5.7 Cimentación a base de dados tipo candelero y traves de liga

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

Los dados tipo candelero se diseñan para la fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes que actúan en la base de las columnas, para determinar estas acciones en una copia del modelo analítico se eliminan las traveses de liga y en su lugar se colocan apoyos empotrados como se muestra en la Imagen 5.8, así se podrá obtener mediante el modelo analítico los elementos mecánicos que actúan en la base de las columnas.

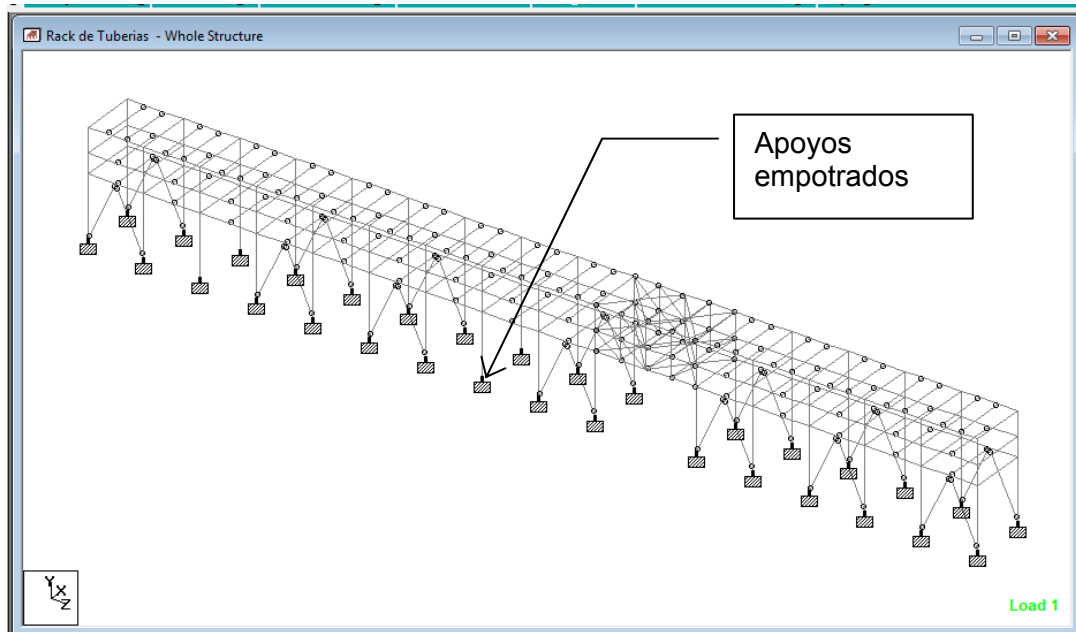


Imagen 5.8 Modelo del Rack de Tuberías con apoyos empotrados

- Diseño de dados tipo candelero.

Del modelo con apoyos empotrados se obtienen los elementos mecánicos presentados en las imágenes Imagen 5.9 a Imagen 5.13.

Node	L/C	Force-X Mton	Force-Y Mton	Force-Z Mton	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
66	43	10.304	61.009	11.199	3.342	0.295	36.798
50	43	10.120	60.669	8.972	3.708	0.719	44.685
49	43	10.388	60.663	8.442	3.526	0.743	44.098

Imagen 5.9 Axial Máximo

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Node	L/C	Force-X Mton	Force-Y Mton	Force-Z Mton	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
50	44	-11.150	8.792	-9.782	-2.686	-0.432	-41.099
49	44	-10.888	8.735	-10.345	-2.880	-0.408	-41.699
42	44	-10.882	8.347	-8.113	-3.230	-0.654	-38.577

Imagen 5.10 Cortante Máximo en X

Node	L/C	Force-X Mton	Force-Y Mton	Force-Z Mton	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
66	43	10.304	61.009	11.199	3.342	0.295	36.798
42	43	9.494	59.842	10.504	2.878	0.881	43.590
73	44	-8.532	10.582	-10.481	-2.929	-1.046	-35.237

Imagen 5.11 Cortante máximo en Z

Node	L/C	Force-X Mton	Force-Y Mton	Force-Z Mton	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
58	43	10.363	49.937	0.813	3.746	0.621	41.135
50	43	10.120	60.669	8.972	3.708	0.719	44.685
65	44	-8.916	8.788	-8.963	-3.679	-0.585	-42.491

Imagen 5.12 Momento máximo en X

Node	L/C	Force-X Mton	Force-Y Mton	Force-Z Mton	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
50	43	10.120	60.669	8.972	3.708	0.719	44.685
49	43	10.388	60.663	8.442	3.526	0.743	44.098
42	43	9.494	59.842	10.504	2.878	0.881	43.590

Imagen 5.13 Momento máximo en Z

Como se puede observar en las imágenes, los elementos mecánicos se presentan con el momento máximo en Z, por lo que para el diseño de los dados tipo candelero se toma esta condición de fuerzas:

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

Cortante $H_d=10.12$ Ton

Momento $M_z=44.69$ Ton-m

Axial $N=60.70$ Ton

El diseño del dado se hace de acuerdo a los siguientes datos y obteniendo las reacciones mostradas en la Imagen 5.14:

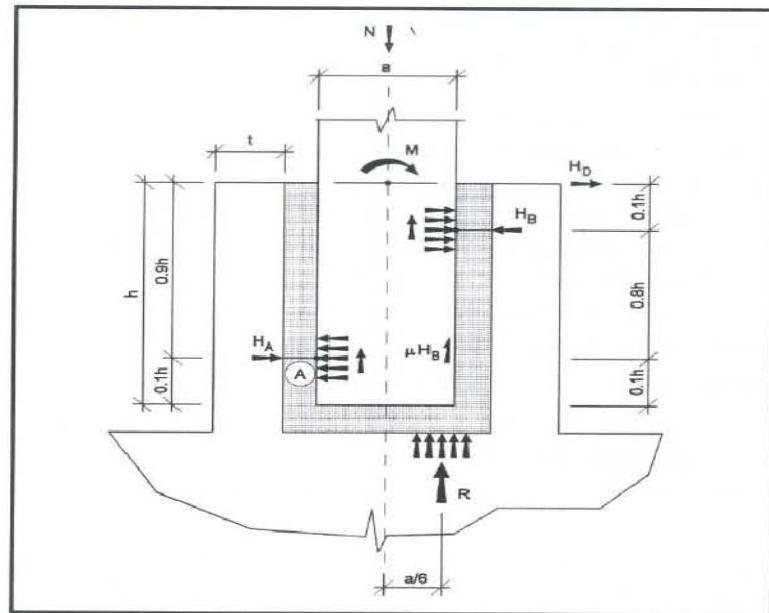
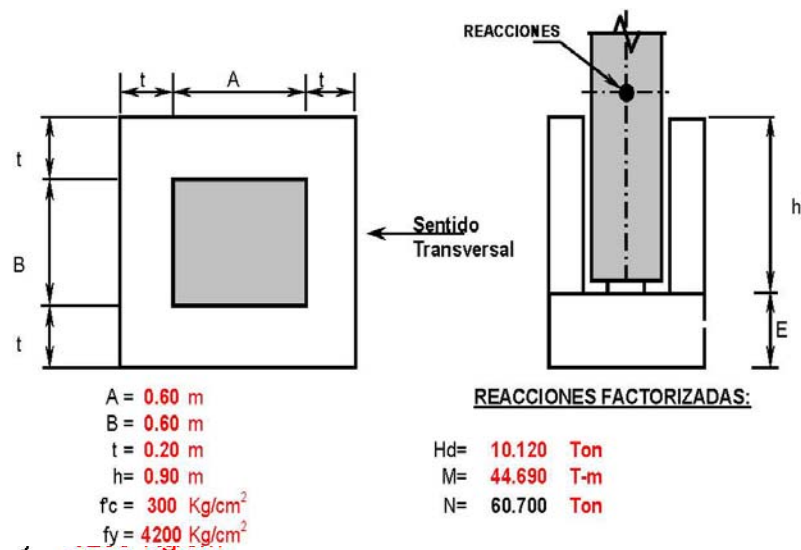


Imagen 5.14 Geometría y reacciones dentro del dado tipo candelero

DIMENSIONES RECOMENDADAS DEL SOCKET

$$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$A < h < 1.5A \quad \text{donde } A = \text{dimensión mínima de la columna}$$

$$h = 0.9 \text{ m}$$

se determina el espesor mínimo de los muros del dado $t = 0.18B + 70 \text{ mm}$

$$t_{\min} = 0.18 \text{ m}$$

En seguida se determinan las reacciones en los diferentes niveles del dado para determinar el respectivo acero de refuerzo transversal.

$$H_B = 1.14 \frac{M}{h} - 0.15N + 1.03H_D$$

Reacción horizontal superior

$$H_B = 57.9 \text{ ton}$$

$$A_{SB} = \frac{Hb}{0.87F_y}$$

ESTRIBO DE REFUERZO AL NIVEL Hb

Asb = 15.9 cm² CON VARS Nº 5 as = 1.99 cm² No de vars: 8
se colocan 4 estribos del Nº 5 de 4 ramas

$$H_A = H_B - H_D$$

Reacción horizontal inferior

$$H_A = 47.806 \text{ ton}$$

REACCION EN EL SOPORTE DE LA PLACA BASE

$$R = N - \mu H_B$$

donde coeficiente de fricción superficie lisa $\mu = 0.3$

$$R = 43.3 \text{ TON}$$

$$A_{s_a} = (H_A - \mu R) / 0.87 F_y$$

Asa = 11.9 cm² CON VARS Nº 5 as = 1.99 cm² No de varillas = 6
se colocan 3 estribos del Nº 5 de 4 ramas

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

Por otro lado se determina el acero de refuerzo por flexión con el momento inferior en el dado
Momento en el nivel inferior del dado

$$M_V = M + H_D * h$$

Mv= 53.8 t-m

z= brazo entre el acero vertical en el socket= 0.80 m

Acero vertical en el dado

$$A_{sv} = \frac{M_V}{0.87 F_y * z}$$

Asv= 18.4 cm² con vars N° 5 as= 1.99 cm² N= 9

se usarán 9 vars N° 5 por cara

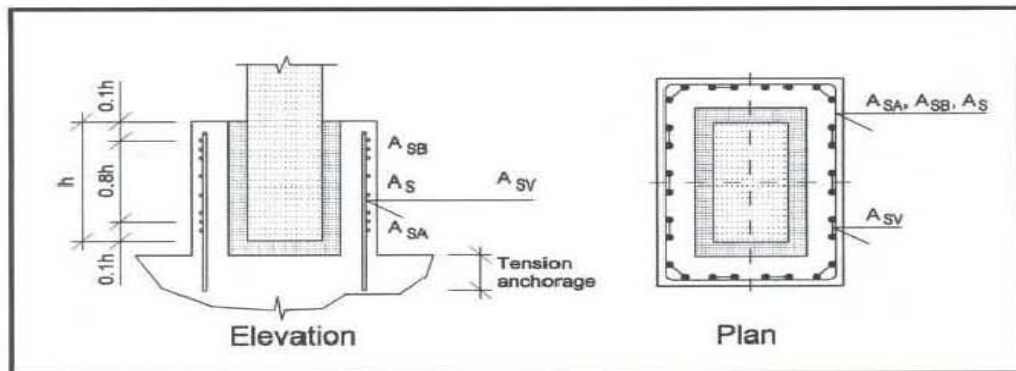


Imagen 5.15 Referencia para el armado de refuerzo en dado

El espesor E del dado es la longitud de desarrollo a tensión para las varillas a flexión por lo que:

$$E = 59\text{cm} + 5\text{cm} = 64\text{cm}$$

Se debe proveer también refuerzo adicional a la columna dentro del dado se obtiene de la siguiente forma:

As= Ha/(0.87Fy)= 13.1 cm² Área de acero de refuerzo en U en la base de la columna
se adicionarán 4 vars N° 6

Estribos en la base de la columna

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

También se debe proveer acero de refuerzo transversal en la columna que esta dentro del dado

$$H_{bst} = 0.11 * N = 6.68 \text{ ton}$$

Área de los estribos en la columna

$$A_{bst} = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{EST N}^\circ 3 @ 38.9$$

se pondrán @35 cm

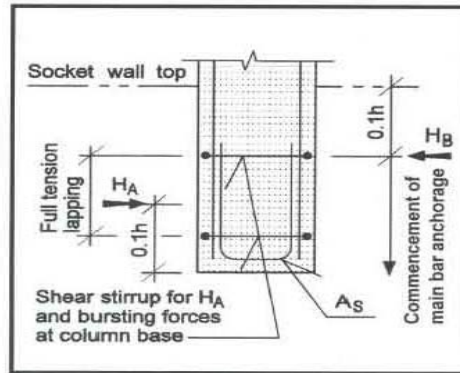
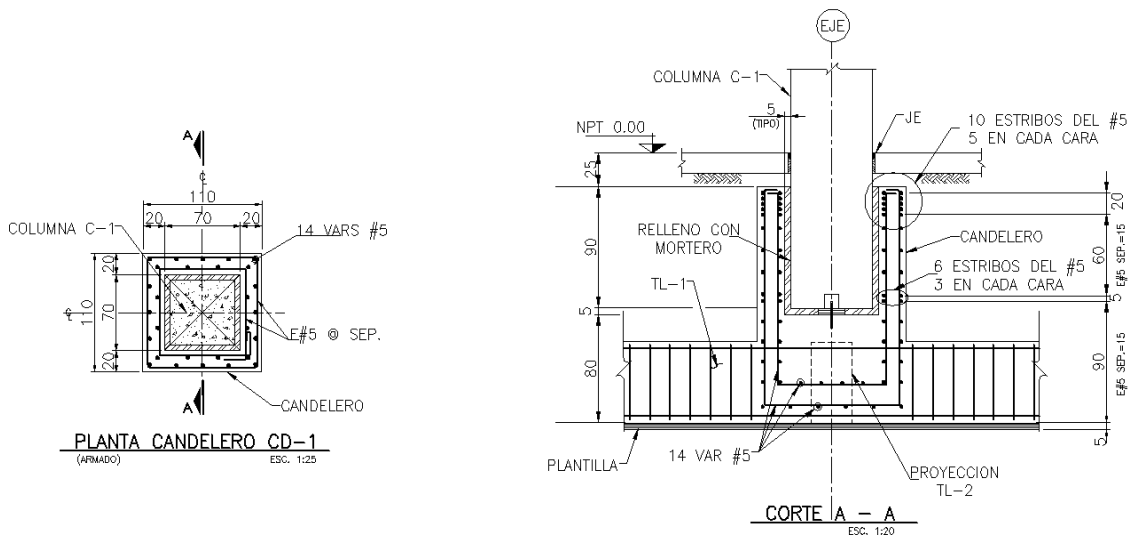


Figure 3.31 Typical Reinforcement Of Column In Socket

El Croquis 6 para el armado del dado tipo candelero queda de la siguiente forma:



Croquis 6 Armado de dado tipo candelero

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

- Diseño traveses de liga TL

Las Traveses de Liga se diseñan considerando que estas absorben todos los momentos de volteo que transmite la superestructura a la cimentación. Las Traveses de liga se dividen en los siguientes grupos:

- Traveses de Liga Transversales “TL-1”

De igual forma que para la superestructura se determina aquella viga que presenta las sollicitaciones más desfavorables en este caso el miembro número 20.

BEAM NO. 20 DESIGN RESULTS - FLEXURE PER CODE ACI 318-05						
LEN -	6000. MM	FY -	414.	FC -	25. MPA,	SIZE - 300. X 600. MMS
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	62.	4 - 25MM	0.	6000.	YES	YES

```

|-----|
| CRITICAL POS MOMENT= 306.79 KN-MET AT 2500. MM, LOAD 44 |
| REQD STEEL= 1714. MM2, ROW=0.0106, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 50. / 60. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 1583. MMS |
|-----|

```

Cracked Moment of Inertia I_z at above location = 270664.2 cm⁴

2	538.	4 - 25MM	0.	6000.	YES	YES
---	------	----------	----	-------	-----	-----

```

|-----|
| CRITICAL NEG MOMENT= 317.61 KN-MET AT 6000. MM, LOAD 44 |
| REQD STEEL= 1783. MM2, ROW=0.0111, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 50. / 60. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 1583. MMS |
|-----|

```

Cracked Moment of Inertia I_z at above location = 270664.2 cm⁴

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

B E A M N O. 20 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - $V_u = 107.64$ KNS $V_c = 131.81$ KNS $V_s = 11.71$ KNS

$T_u = 0.08$ KN-MET $T_c = 5.6$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 43

NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

REINFORCEMENT IS REQUIRED FOR SHEAR.

PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 269. MM C/C FOR 2460. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 82.60$ KNS $V_c = 130.22$ KNS $V_s = 0.00$ KNS

$T_u = 0.02$ KN-MET $T_c = 5.6$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 43

NO STIRRUPS ARE REQUIRED FOR TORSION.

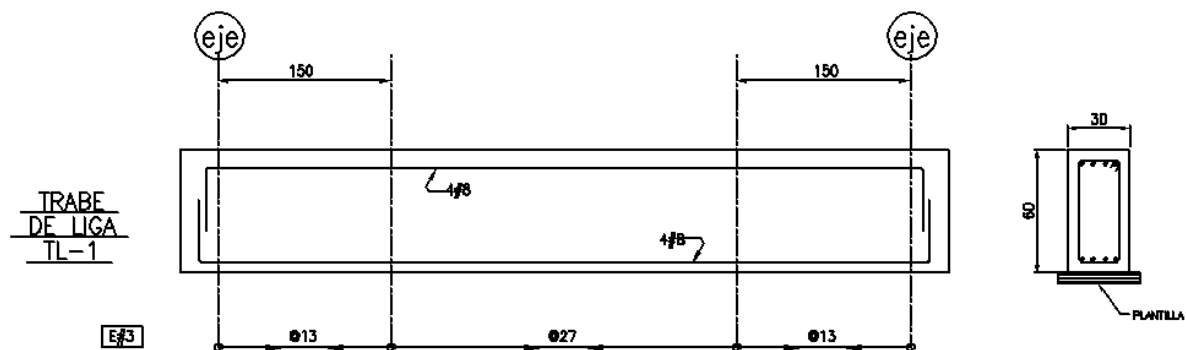
REINFORCEMENT FOR SHEAR IS PER CL. 11.5.5.1.

PROVIDE 10 MM 2-LEGGED STIRRUPS AT 269. MM C/C FOR 2460. MM

El acero de refuerzo longitudinal solicitado en el lecho inferior y superior es de 17.83cm^2 y que se alcanza con 4 var #8= 20.28cm^2 en ambos lechos.

Para el refuerzo por cortante se requieren estribos del #3 de dos ramas con una separación de $s = 27$ cm.

El Croquis 7 muestra el armado para las Traves de Liga "TL-1".



Croquis 7 Armado de Trabe de Liga "TL-1"

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

- Trabes de Liga Longitudinales “TL-2”

Estas trabes de liga presentan solicitaciones menores que las “TL-1” por lo que su acero de refuerzo es menor como se puede ver a continuación.

BEAM NO. 37 DESIGN RESULTS - FLEXURE PER CODE ACI 318-05						
LEN - 6000. MM FY - 414. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS						
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	58.	3 - 16MM	0.	6000.	YES	YES

```

|-----|
| CRITICAL POS MOMENT= 23.38 KN-MET AT 3500. MM, LOAD 44 |
| REQD STEEL= 542. MM2, ROW=0.0033, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 41. / 94. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 483. MMS |
|-----|

```

Cracked Moment of Inertia I_z at above location = 108949.9 cm⁴

2	542.	3 - 16MM	0.	6000.	YES	YES
---	------	----------	----	-------	-----	-----

```

|-----|
| CRITICAL NEG MOMENT= 30.18 KN-MET AT 0. MM, LOAD 43 |
| REQD STEEL= 542. MM2, ROW=0.0033, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 256. / 41. / 94. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 483. MMS |
|-----|

```

Cracked Moment of Inertia I_z at above location = 108949.9 cm⁴

**DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO
REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES**

B E A M N O. 37 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - $V_u = 16.54$ KNS $V_c = 134.46$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 $T_u = 0.97$ KN-MET $T_c = 5.6$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 40

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

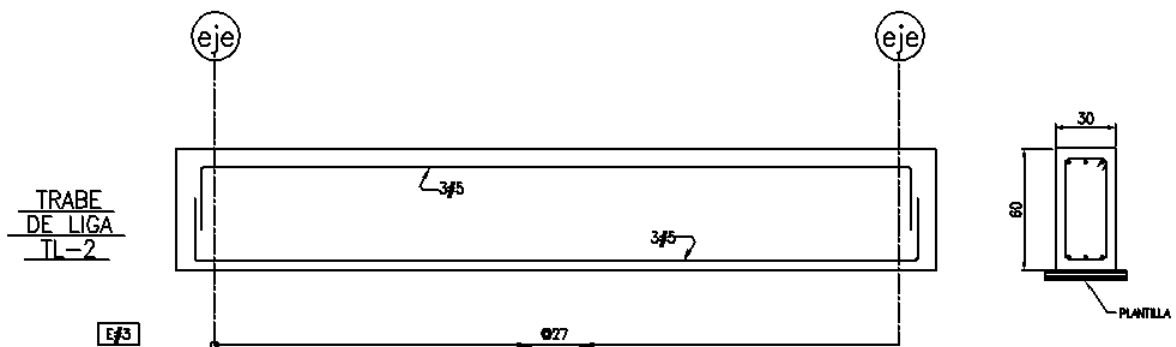
AT END SUPPORT - $V_u = 12.68$ KNS $V_c = 136.36$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 $T_u = 0.97$ KN-MET $T_c = 5.6$ KN-MET $T_s = 0.0$ KN-MET LOAD 40

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

El acero de refuerzo longitudinal solicitado en el lecho inferior y superior es de 5.42cm^2 y que se alcanza con 3 var #5 = 5.94cm^2 en ambos lechos.

Para el refuerzo por cortante se requieren estribos del #3 de dos ramas con una separación de $s = 27$ cm.

El Croquis 8 muestra el armado para las Traveses de Liga "TL-2".



Croquis 8 Armado de Trabe de Liga "TL-2"

6. Procedimiento Constructivo.

La primera etapa para la construcción de un Rack es la cimentación, donde los dados tipo candelero y las trabes de liga se construyen con un habilitado del acero de refuerzo en forma continua ver Imagen 6.1 y el colado de los elementos de concreto se hace de forma monolítico ver Imagen 6.2 .



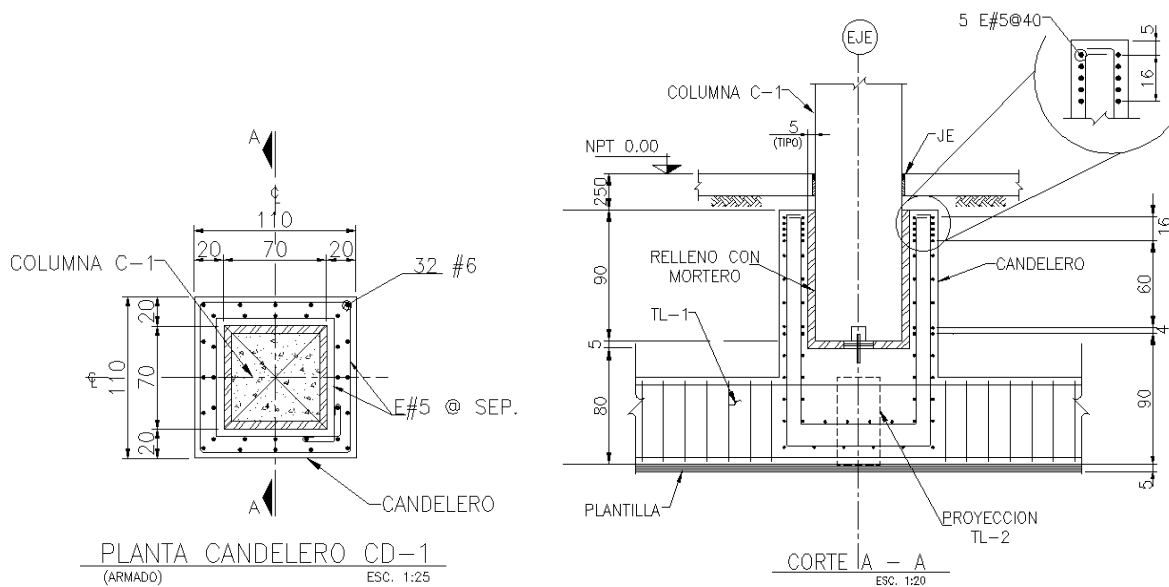
Imagen 6.1 Habilitado de refuerzo en trabes de liga y candeleros para la cimentación de un Rack



Imagen 6.2 Colado monolítico de la cimentación para un Rack de Tuberías

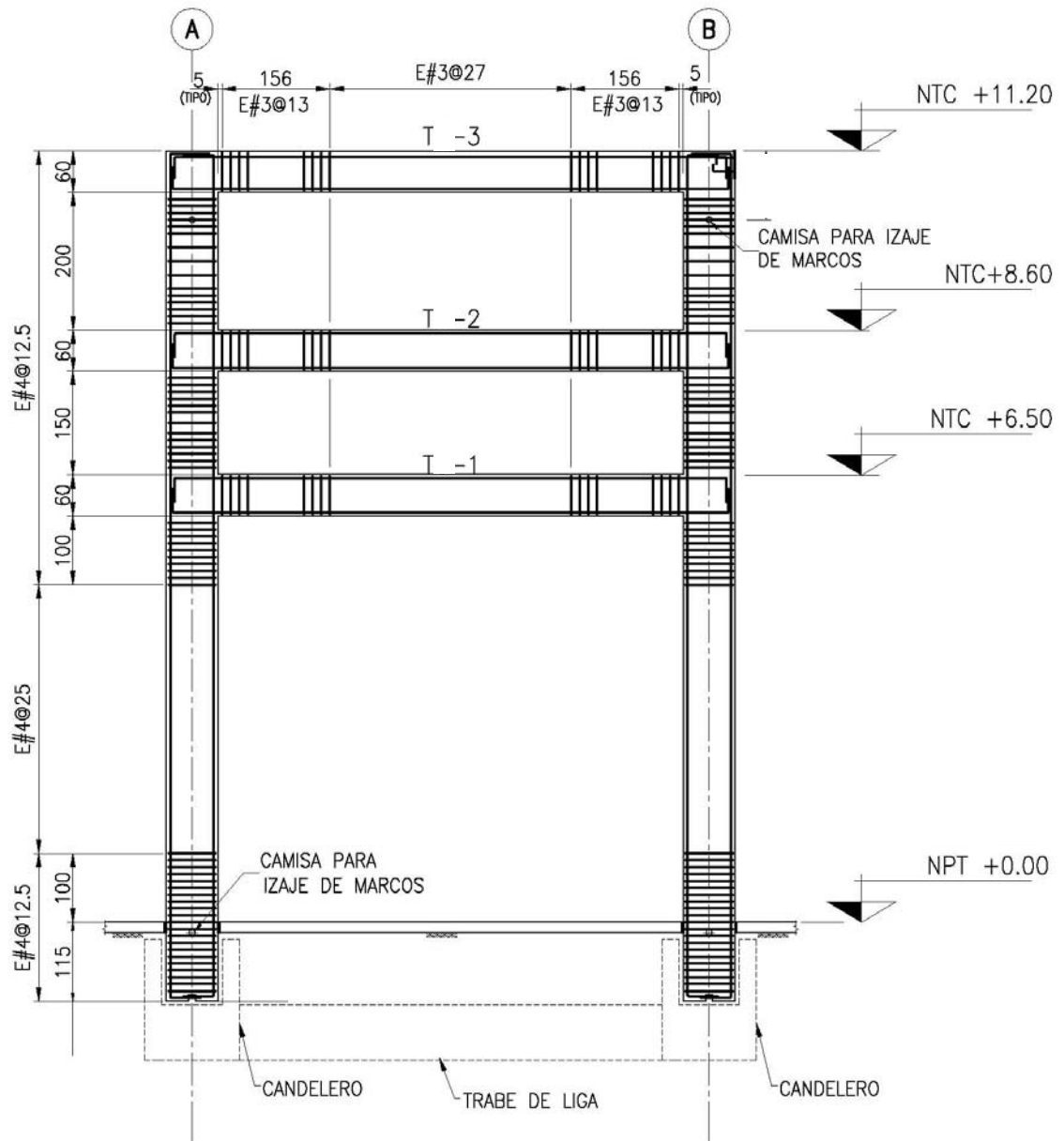
DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

En la segunda etapa se construye la superestructura, la cual se conforma de marcos transversales y vigas longitudinales prefabricados. Una vez que estos elementos alcancen una resistencia adecuada se integraran a la cimentación mediante un procedimiento de izaje, empotrando la base de las columnas en los huecos del dado tipo candelero el Croquis 9 muestra a detalle el resultado de este paso a demás el detalle constructivo para los marcos transversales se indica en el Croquis 10.



Croquis 9 Detalle de empotramiento de columna C-1 en dados tipo candelero

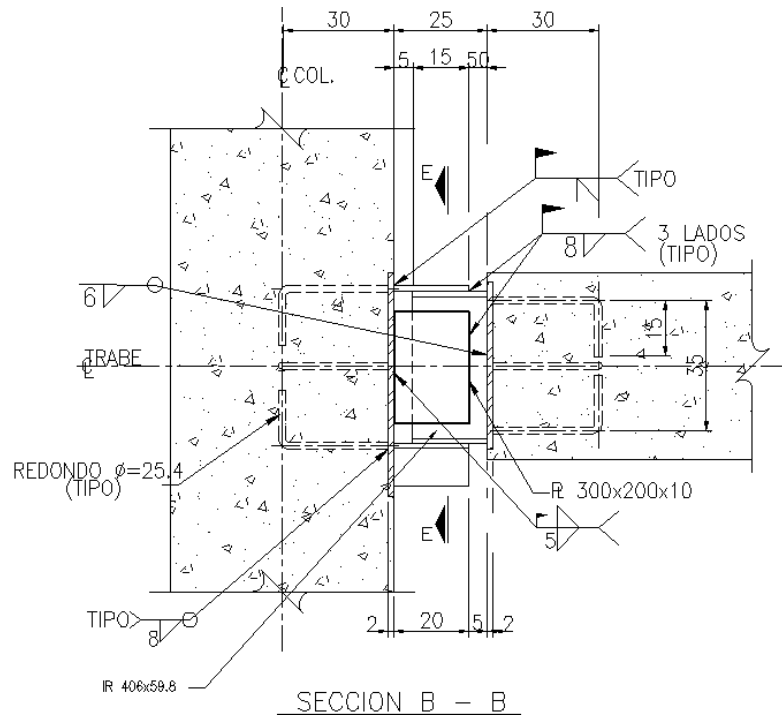
DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES



Croquis 10 Elevación detalle para construcción de marcos transversales de la estructura del Rack de Tuberías

DISEÑO CIVIL ESTRUCTURAL DE UN RACK DE CONCRETO REFORZADO PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES

Para ligar las los marcos transversales se utilizan las vigas longitudinales “T-4”, se debe tener presente que dichas vigas y los marcos transversales son elementos prefabricados por lo que, para lograr una continuidad de la estructura se debe contemplar una conexión viga longitudinal a columna mostrada en Croquis 11.



Croquis 11 Conexión vigas longitudinales a columna

Podemos ver estos procedimientos para la construcción de la superestructura del Rack en las siguientes imágenes.



Imagen 6.3 Construcción y estiba de marcos transversales de Rack de Tuberías



Imagen 6.4 Maniobras para izaje de marcos transversales y empotramiento en dados tipo candelero.



Imagen 6.5 Estabilización, nivelación y conformado de marcos de Rack



Imagen 6.6 Construcción de vigas longitudinales

7. Programación en obra.

Para un buen desarrollo y construcción del Rack de Tuberías y en general del proyecto Planta de Cogeneración, se requiere un programa de obra que reduzca los plazos de ejecución de cada una de las actividades, además de no interferir con la construcción de los demás edificios e instalaciones del proyecto. Para la construcción de Rack de Tuberías se elabora un programa de obra mediante software para tal fin, en la Imagen 7.1 podemos ver un ejemplo de programa de obra.

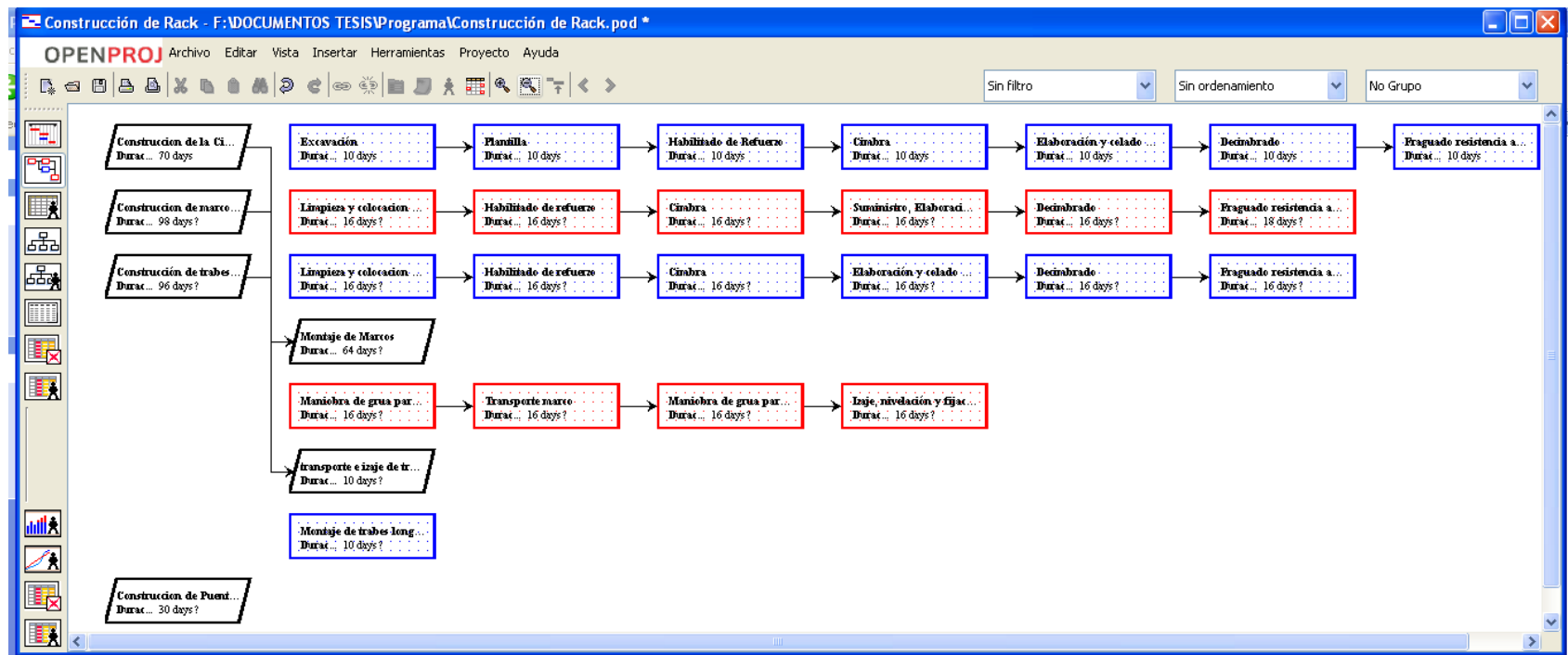


Imagen 7.1 Ejemplo de programa de obra para un Rack de Tuberías

8. Conclusiones.

La estructura denominada Rack de Tuberías juega un papel fundamental dentro de las instalaciones industriales ya que es la vía por las que se transportan diferentes instalaciones, para el cumplimiento de los procesos productivos en una industria. Por lo que su diseño y construcción tienen una importancia destacada.

El Rack una estructura con múltiples peculiaridades algunas de ellas que se han tratado en esta tesis son el tipo de cargas que deben soportar y su longitud, aunque solo se ha estudiado un tramo de esta estructura, que pudiera llegar a tener mucha más longitud o incluso cambios de dirección, lo abordado en esta tesis es una herramienta de gran utilidad ya que es práctica común dividir este tipo de estructuras en tramos para su diseño.

La construcción es otra de las peculiaridades, ya que se toma una solución muy práctica al hacer la cimentación con dados tipo candelero que permite llevar la construcción de la cimentación y superestructura de forma simultánea.

En conclusión el análisis, diseño y construcción de un Rack de Tuberías conlleva el estudio de aspectos que no son propios de una estructura común. Con esta tesis se está proporciona una herramienta que auxilia al ingeniero civil en el detallado para su construcción que influye de forma importante en los costos y tiempos de ejecución, además de inducir al ingeniero diseñador de estructuras tener presente estos aspectos ya que la manera en se concibe un método constructivo los tiempos de ejecución de la obra y sus costos no se elevarán. En esta tesis también se da la pauta para que el lector pueda profundizar en este tema para el estudio de otras estructuras que se encuentran presentes en las instalaciones industriales.

Bibliografía

Meli R, Bazán E. *Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México

González O. *Aspectos fundamentales del Concreto reforzado*, Limusa, 4^{ta} edición. México.

Comisión Federal de Electricidad. *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo*, Departamento de Difusión IIE, México D.F.

Comisión Federal de Electricidad. *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento*, Departamento de Difusión IIE, México D.F.

Petróleos Mexicanos. *NRF-139-PEMEX-2012 Soporte para Tuberías Diseño*, Comité de Normalización de Petróleos Mexicanos y Organismos Subsidiarios, México, 2012.

American Concrete Institute. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, Reported by ACI Committee 318, U.S.A., 2008.

American Institute of Steel Construction, Inc. *MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN Volume I Structural Members, Specifications, & Codes*, 3^{era} edición, U.S.A., 2001.