

41121
4



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGÓN"**

**"ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS
METÁLICAS PARA SUBESTACIÓN
ELÉCTRICA DE 85/23 KV"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
JOSÉ JAVIER CABRERA ROMERO

**ASESOR:
MTRO. DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ**

MÉXICO

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2003

A



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.

**TESIS CON
FALLA DE
ORIGEN**

PAGINACION DISCONTINUA

Journal of Management Studies, 2011, 44(1), 1–12
DOI: 10.1080/00216992.2010.541111



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. MARTÍN ORTIZ LEÓN
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 29 de octubre del año en curso, por la que se comunica que el alumno JOSE JAVIER CABRERA ROMERO, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS PARA SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE 85/23kV", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 29 de octubre del 2002
EL SECRETARIO


Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis
C p Interesado.

AIR/vr

R

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN**
DIRECCIÓN

JOSE JAVIER CABRERA ROMERO
PRESENTE.

En referencia a su atento escrito de fecha 3 de octubre del año en curso, por el que solicita autorización para cambio de título de su trabajo de tesis, mismo que propone se denomine "ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS PARA SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE 85/23kV", dirigido por el profesor, Mtro. DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ, con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, a 7 de octubre del 2002.
LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ

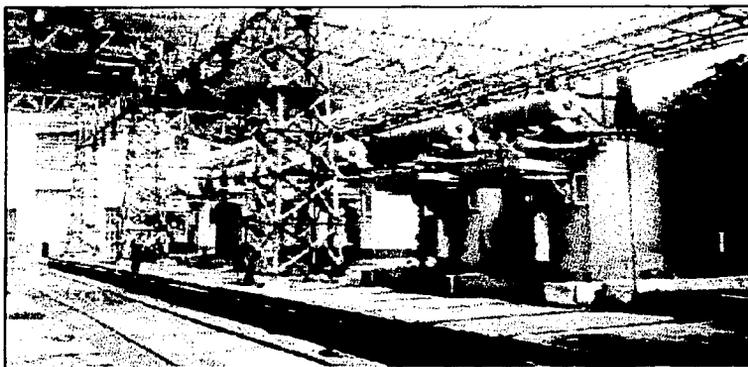


C p Secretaría Académica.
C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/vr

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS
PARA SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE 85/23 kv.**



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**Agradezco a los profesores
de Ingeniería Civil de esta escuela
sus valiosas observaciones
para terminar este trabajo.**

ÍNDICE

Pág.

INTRODUCCIÓN	5
1 MARCO TEÓRICO	7
1.1 SEGURIDAD Y SERVICIO	
1.1.1 Criterios de diseño	7
1.1.2 Tipo de estructura	9
1.1.3 Sistemas de barras y estructuras soporte	10
1.1.4 Características eléctricas para diseño de subestaciones	11
1.2 TIPOS DE CARGAS A CONSIDERAR	
1.2.1 Solicitaciones para las estructuras metálicas de subestaciones	14
1.2.2 Combinaciones y factores de carga	15
1.3 ESPECIFICACIONES	
1.3.1 Del material	15
1.3.2 Del diseño	19
1.3.3 Diseño por factores de carga y resistencia	19
1.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	
1.4.1 Procedimiento de análisis	22
1.5 DIMENSIONAMIENTO	
1.5.1 Diseño de elementos estructurales	24
1.5.2 Capacidad de miembros en compresión axial	25
1.5.2.1 Pandeo	27
1.5.2.2 Pandeo elástico	27
1.5.2.3 Pandeo inelástico	28
1.5.3 Miembros en tensión axial	29
1.5.4 Diseño de conexiones	31
1.5.4.1 Selección del diámetro de tornillos	34
1.5.4.2 Taladros para tornillos	34
1.5.4.3 Doblado	35
1.5.4.4 Empalmes	35
2 DESARROLLO	36
2.1 DATOS GENERALES	36
2.2 MATERIALES	37
2.3 CONDICIONES DE CARGA	37
2.4 PREDISEÑO	39
2.5 ANÁLISIS POR COMPUTADORA	42
2.6 DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS PRINCIPALES	45
3 RESULTADOS	47
3.1 PLANO DE ARREGLO GENERAL DE LA SUBESTACIÓN	48
3.2 PLANOS DE ESTRUCTURAS MAYORES	49

3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.2.1 Plano de estructuras mayores (trabes y columnas).....	49
3.2.2 Plano de estructuras mayores (detalles).....	50
3.3 PLANO DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS MAYORES.....	51
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	52
BIBLIOGRAFÍA	53
ANEXOS	54
ANEXO 1. ANÁLISIS DEL MARCO TRIDIMENSIONAL	54
Tipo de estructura.....	55
Selección de unidades de medida y fuerza	55
Coordenadas de los nudos.....	55
Incidencias de miembros	55
Propiedades geométricas de los miembros	55
Tipo de soportes	55
Diagrama lineal del marco tridimensional	56
Descripción de cargas permanentes y de viento	57
Definición de las combinaciones de carga.....	57
Desplazamientos de nudos.....	58
Reacciones en los soportes.....	59
ANEXO 2. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA INCLUYENDO A TODOS SUS MIEMBROS	62
Tipo de estructura.....	63
Selección de unidades de medida y fuerza	63
Coordenadas de los nudos.....	63
Incidencias de miembros	78
Propiedades geométricas de los miembros	81
Tipo de soportes.....	81
Descripción de cargas permanentes y de viento	81
Definición de las combinaciones de carga.....	82
Desplazamientos de nudos.....	83
Reacciones en los soportes.....	84
Revisión de resistencias con el código AISC-LRFD	88
Estimación de la cantidad de acero en la estructura	94

INTRODUCCIÓN

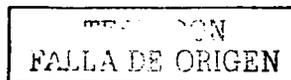
El presente trabajo es parte del diseño civil que se realizó para un proyecto de subestación eléctrica de 85/23kV, en días recientes. La localización del proyecto es en la Ciudad de Toluca, Estado de México, para una empresa transnacional dedicada a la producción de polietilenos en ese lugar. Este desarrollo se puede decir que parte de cierta cantidad de información generada en el departamento eléctrico, que no se calcula aquí, y que termina con la entrega de planos de diseño, memorias de cálculo, volúmenes de obra, entre otros documentos, que están especificados o puede requerir el cliente.

Una subestación eléctrica se puede definir como un conjunto de máquinas, aparatos y circuitos que tienen la función de modificar los parámetros de la potencia eléctrica (tensión y corriente) y de permitir el suministro de la misma al sistema y líneas de transmisión existente. Una primera clasificación de las subestaciones define a la de este trabajo como *subestación reductora secundaria*, éstas se encuentran alimentadas normalmente por los niveles de tensión intermedios: 69 kV, 115 kV, y en algunos casos 85 kV para alimentar a las llamadas redes de distribución de 6.6, 13.8, 23 y 34.5 kV. Una segunda clasificación que se refiere al tipo de instalación la define como *subestación a la intemperie* que son aquellas construidas para operar a la intemperie y que requieren del uso de máquinas y aparatos adaptados para el funcionamiento en condiciones atmosféricas adversas: lluvia, nieve, viento y contaminación ambiental; generalmente se usan para sistemas de alta tensión y, en una forma muy elemental, en las redes de distribución aéreas.

Un interés particular por las estructuras de acero limita este trabajo solo a las estructuras soporte para barras colectoras de energía, aunque la ingeniería civil completa incluye también la caseta de control, cimentación de transformadores, fosa de aceites, trincheras, ductos eléctricos, drenajes, muros cortafuego, etc. En las especificaciones, *CFE JA100-57 para diseño de estructuras metálicas y sus cimentaciones para subestaciones* que establece la Comisión Federal de Electricidad (CFE), estas estructuras se definen como *Estructuras Mayores* y son estructuras para sostener cables de energía eléctrica y accesorios.

Al inicio del capítulo 1 "Marco Teórico", he querido mencionar algunos conceptos eléctricos para resaltar las fuerzas principales que actúan en este tipo de estructuras, como tensiones de cables, y que ayuden a valorar en alguna forma la importancia de los elementos en la subestación, en el momento del diseño. El resto del capítulo se refiere a aspectos de ingeniería estructural en torno a las estructuras de acero, siendo que la experiencia contenida en especificaciones para el diseño de subestaciones requiere que sean metálicas. El empleo del método de diseño por Factores de Carga y Resistencia en general no espera diferencia en resultados con el alternativo por esfuerzos permisibles, dado que las conexiones en los miembros de esta armadura no aprovecha la posibilidad de articulaciones plásticas. Más bien presenta resultados en un contexto del desarrollo de la construcción en acero.

En el segundo capítulo "Desarrollo", se tratan las estructuras metálicas de la subestación eléctrica indicada. Se aplican las recomendaciones expuestas en el capítulo 1,



para obtener valores de cargas y resistencias de diseño. Se desarrolla el dimensionamiento de algunos miembros, para verificar los resultados del análisis por computadora que se realizó para la estructura completa. *“todo este desarrollo se apega a las especificaciones CPTT-GT-001-95 para diseño de subestaciones y CFE JA100-57 para diseño de estructuras metálicas y sus cimentaciones para subestaciones, que establece la misma Comisión Federal de Electricidad. También se revisará que se cumpla con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, como reglamento local.*

En el tercero y último capítulo, “Resultados”, se presentan los planos completos para la construcción de las estructuras metálicas mayores. Que incluyen: plano de arreglo general de la subestación, planos de estructuras mayores y plano de cimentación de estructuras mayores. Después de la bibliografía, se ha preferido colocar en la sección de “Anexos” el análisis por computadora de la estructura.

CAPÍTULO 1

MARCO TEÓRICO

1.1 SEGURIDAD Y SERVICIO

1.1.1 Criterios de diseño

Los requisitos de seguridad y servicio estructurales se establecen mediante la definición de *estados límite*, los cuales estipulan los comportamientos inaceptables en la estructura.

Se llama estado límite o límite de seguridad estructural de una estructura en cualquier etapa de su comportamiento a partir del cual su respuesta se considera inaceptable y deja de cumplir con la función para la que fue proyectada.

Los estados límite pueden dividirse en Estado Límite de Falla, relacionados con la seguridad de la estructura, y en Estados Límite de Servicio, relacionados con el funcionamiento adecuado de la misma. Los primeros, a su vez, se subdividen en estados de falla dúctil y de falla frágil.

Los estados límite de falla son aquellos relacionados con la seguridad y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre falla total o parcial, o simplemente

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

presenta daños que afectan su capacidad para recibir nuevas acciones. La falla de una sección por cortante, flexión, torsión, carga axial o cualquier combinación de estos efectos, constituye un estado límite de falla, así como la inestabilidad o falta de equilibrio global de la estructura, el pandeo de uno de sus miembros o el pandeo local de una sección. Se debe evitar la aparición de estados límite de falla debidos a las acciones que ocurren durante la operación normal de la estructura y a las acciones correspondientes a condiciones extremas.

El otro tipo de estado límite se relaciona con aquellas situaciones que afectan el correcto funcionamiento de la construcción debe revisarse también los estados límite de servicio el cual comprende las deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivas, así como el daño en elementos no estructurales en la construcción. Los requisitos de servicio se relacionan principalmente con la rigidez de la estructura y de sus miembros; de ella dependen principalmente los movimientos, flechas y vibraciones, quedando estas limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

En función de estados límite, *acción* es todo agente que puede llevar a la estructura a uno de ellos. Para cada acción se establece un valor nominal que es un valor conservador de su intensidad más desfavorable. El valor de diseño para una acción se obtiene multiplicando su valor nominal por un factor de carga. Para el diseño se debe considerar el efecto combinado de acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

La *resistencia*, en el contexto de los estados límite, se define como la magnitud de una acción o de una combinación de acciones, que provocaría un estado límite en la estructura. El valor nominal de la resistencia de un elemento o sección estructural es un valor conservador de la capacidad mínima para soportar los efectos de las acciones. La resistencia de diseño se obtiene multiplicando el valor nominal por un factor de resistencia.

La determinación definitiva de las características geométricas y materiales de los elementos estructurales debe hacerse considerando:

a. Revisión de la seguridad

La resistencia de diseño de cualquier sección o elemento estructural debe ser mayor o igual que los efectos de la combinación de acciones de diseño más desfavorable:

$$F_R \cdot R \geq \Sigma F_i C_i S$$

En donde:

R = resistencia nominal de la sección o elemento considerado.

F_R = factor de reducción de la resistencia correspondiente a la resistencia nominal que se esta considerando.

S = acción nominal

F_C = factor de carga, correspondiente a la acción o combinación de acciones que se está considerando

El símbolo Σ indica suma y, debe considerarse la suma de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

El Producto $F_R \cdot R$ recibe el nombre de resistencia de diseño.

b. Revisión de funcionalidad

Bajo el efecto de acciones nominales, no deberá rebasarse ningún estado límite de servicio.

c. Requisitos adicionales

Deberán cumplirse los requisitos adicionales estipulados en el reglamento de construcción vigente y/o códigos de práctica de asociaciones técnicas reconocidas.

El tratamiento para las estructuras propuestas en este trabajo, cumplirá como mínimo con el manual AISC-LRFD, con el Código ACI 318 y el reglamento de construcción del sitio (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), según se estipula en las especificaciones para Diseño de Estructuras Metálicas y sus Cimentaciones para Subestaciones, CFE JA100-57.

1.1.2 Tipo de estructura

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficiente para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

La Comisión Federal de Electricidad en sus especificaciones CPTT-GT-001-95 para diseño de subestaciones eléctricas, ya establece que las estructuras mayores, como las de este trabajo, se construyan metálicas.

Y de las especificaciones para diseño de estructuras metálicas y sus cimentaciones para subestaciones, CFE JA100-57, se obtienen la siguiente definición:

Estructuras Mayores. Son estructuras para sostener cables de energía eléctrica y accesorios.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

También se obtiene que, las estructuras metálicas para subestaciones eléctricas se clasifican por:

a) Disposición de sus elementos:

- de alma llena,
- de celosía.

b) Sección transversal:

- a base de ángulos,
- sección I,
- tubulares.

c) Por la tensión para:

- 115 kV,
- 230 kV,
- 400 kV.

Para una subestación tipo intemperie, las estructuras en celosía ofrecen buenos resultados para la construcción de sus *estructuras mayores*: ligereza, disponibilidad de materiales, procedimiento constructivo, menores efectos por viento. Así las estructuras de este trabajo, tendrán partes de armadura formadas con ángulos aislados de lados iguales y se analizan como si las barras estuviesen articuladas por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas y estas son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados.

1.1.3 Sistemas de barras y estructuras soporte (Subestación tipo intemperie)

Se llaman barras colectoras al conjunto de conductores eléctricos que se utilizan como conexión común de los diferentes circuitos de que consta una subestación. Los circuitos que se conectan o derivan de las barras pueden ser generadores, líneas de transmisión, bancos de transformadores, bancos de tierras, etc. En una subestación tipo intemperie, las estructuras mayores se construyen principalmente para sostener este conjunto de conductores eléctricos.

En una subestación se puede tener uno o varios juegos de barras que agrupan diferentes circuitos en uno o varios niveles de voltaje, dependiendo del propio diseño de la

subestación. Las barras colectoras están formadas principalmente de los siguientes elementos:

-conductores eléctricos.

-Aisladores que sirven de elemento aislante eléctrico y fijan las barras conductoras a la estructura.

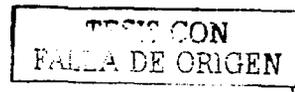
-Conectores y herrajes que sirven para unir los diferentes tramos de conductores y para sujetar el conductor al aislador.

El elemento principal de que se componen las barras colectoras es el conductor eléctrico que llamaremos barra. Cada juego de barras consta de tantos conductores como de fases o polos componen al circuito ya sea que se tenga corriente alterna o directa. Los tipos normalmente usados son los siguientes:

-Cables

-Tubos

-Soleras



El cable es un conductor formado por un haz de alambres trenzados en forma helicoidal. Es el tipo de barra más usado.

1.1.4 Características eléctricas para diseño de subestaciones

El arreglo de una subestación eléctrica consiste esencialmente en la distribución de un cierto número de componentes en un orden dado (transformador de potencia, interruptores, transformadores de instrumentos, cuchillas, etc.) de acuerdo con las funciones a desarrollar y con ciertas reglas de espacio o área por respetar y considerando también un arreglo eléctrico predeterminado dado por el diagrama unifilar y el sistema de barras.

Donde:

-Diagrama unifilar. Es aquel que muestra, las conexiones entre dispositivos, componentes, partes de un circuito eléctrico o de un sistema de circuitos, representados mediante símbolos.

-Barras colectoras (buses). Es el conjunto de conductores eléctricos que se utilizan como conexión común (nodo), de los diferentes circuitos que conectan una subestación.

Los arreglos deben ser seleccionados de acuerdo con lo siguiente:

a) Los niveles de tensión existentes en la subestación de referencia

- b) La importancia de la subestación de referencia como nodo eléctrico, dentro del sistema integrado
- c) El grado de confiabilidad en el servicio, desde el punto de vista de disposición del equipo
- d) El nivel de contaminación existente en la zona
- e) El aspecto económico y las facilidades para operación
- f) Facilidades para diseño, mantenimiento, construcción y necesidad de ampliación
- g) El número de alimentadores en alta y en baja tensión.

Con base en el diagrama unifilar y al arreglo general, el área de diseño eléctrico debe elaborar los planos a detalle de Disposición de Equipo en planta y cortes indicando entre otras cosas, dimensión general de las Estructuras Mayores. De estos, se elabora a escala el plano *isométrico con cargas* de proyecto, en el cual se muestren las estructuras metálicas de la subestación a 30 grados con respecto a la horizontal, y tener la información de las cargas tanto del equipo en las estructuras como de las tensiones mecánicas de conductores utilizadas en el diseño; estas tensiones serán a centro de traveses y columnas. También se deben considerar capiteles con tensiones para cable de guarda y bayonetas, e indicar los detalles de las diferentes cargas.

Los planos anteriores siguen criterios como:

- Dimensionamiento dieléctrico (distancia del conductor al terreno, separación entre conductores y la estructura de soporte, ángulo de protección)
- Cruzamiento con calles
- Flechas y tensiones mecánicas en cables

El diseño civil para las estructuras mayores, se puede decir que sigue de la elaboración del plano isométrico con cargas. La figura 1, es el isométrico de cargas en las estructuras para este trabajo y, las cargas se detallan en la tabla 1.

TABLA 1:		CARGAS
	CARGA (Kg)	DESCRIPCIÓN
F1	650	TENSIÓN POR CABLE
F2	50	TENSIÓN DEL HILO DEGUARDA

En materia de protección contra sobretensiones en las subestaciones, se debe contar con una red de tierra a la que se conectan los neutros de los transformadores, las descargas de los pararrayos, los cables de guarda, las estructuras metálicas, los tanques de los aparatos, rejillas y partes metálicas en general que deben estar siempre al potencial de la tierra circundante. Estos aspectos se consideran en los resultados, incluyendo bayonetas y herrajes convenientes para hilos de guarda sobre las estructuras.

1.2 TIPOS DE CARGAS A CONSIDERAR

En términos generales, acción es todo agente —externo o inherente a la estructura y/o a su funcionamiento— cuyos efectos en una estructura pueden hacer que esta alcance un estado límite.

Para fines de diseño, las acciones se presentan usualmente por medio de sistemas de cargas y/o de deformaciones cuyos efectos sobre la estructura se supone equivalentes a los de las acciones reales.

En el diseño de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

1.2.1 Solicitaciones para las estructuras metálicas de subestaciones

Las condiciones básicas de carga que se recomienda emplear para el análisis de las estructuras mayores son:

- a) Cargas verticales debidas al peso de los cables y sus accesorios
- b) Tensión de los cables
- c) Tensión del hilo de guarda
- d) Cargas debidas al peso propio de la estructura
- e) Carga transversal sobre la estructura debida a la acción del viento
- f) Por acumulación de hielo (cuando se indique en las características particulares)
- g) Sismo
- h) Desequilibrio de conductores durante el montaje.
- i) Fuerza vertical adicional, carga viva por montaje de conductores.



Las condiciones empleadas para el análisis de las estructuras en este trabajo se identifican con las siguientes abreviaciones:

BUSES = Tensión por cables conductores e hilo de guarda

EQ. = Peso de los cables y sus accesorios

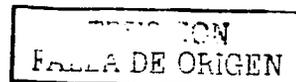
P.P. = Peso propio de la estructura

MONTAJE = Peso de dos personas por maniobras de montaje

BUSES EN DESQ. = Carga durante el montaje de cables

VIENTO DIR. X = Carga transversal sobre la estructura por viento en la dirección X

VIENTO DIR. Z = Carga transversal sobre la estructura por viento en la dirección Z



1.2.2 Combinaciones y factores de carga

Las especificaciones para diseño de estructuras metálicas y sus cimentaciones para subestaciones de CFE, estipulan que debe cumplirse, como mínimo, con el Manual AISC-LRFD, con el código ACI y el reglamento de construcción del sitio.

Para el caso de este trabajo, las combinaciones de carga que se considera tienen una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente están en la tabla 2:

TABLA 2	
CONDICIÓN DE SERVICIO	COMBINACIÓN
Normal	1.4(BUSES + EQ. + P.P. + MONTAJE)
Viento en dirección X	1.2(BUSES + EQ. + P.P.) +1.3(VIENTO DIR. X)
Viento en dirección -X	1.2(BUSES + EQ. + P.P.) -1.3(VIENTO DIR. X)
Viento en dirección Z	1.2(BUSES + EQ. + P.P.) +1.3(VIENTO DIR. Z)
Viento en dirección -Z	1.2(BUSES + EQ. + P.P.) -1.3(VIENTO DIR. Z)
Buses en desequilibrio	1.0(BUSES EN DESQ. + EQ. + P.P. +MONTAJE)

1.3 ESPECIFICACIONES

1.3.1 Del material

Saber de las características elásticas, inelásticas, de fractura y de fatiga de un metal es necesario al evaluar lo adecuado que resulta fabricar un miembro estructural para determinada aplicación. La elasticidad es la capacidad de un metal de regresar a su forma

original al retirar las cargas aplicadas en él. La fatiga de un metal ocurre cuando se es sometido a esfuerzos en forma repetida por arriba de su límite de fatiga por medio de muchos ciclos de carga y descarga. ductilidad es la capacidad de un cuerpo de deformarse sin fracturarse en el rango inelástico, es decir, después del límite elástico. Sujeto a tensión simple, el acero, tiene un marcado punto de fluencia a un esfuerzo ligeramente mayor que el límite elástico. Cargado más allá del punto de fluencia, la ductilidad del acero estructural le permite experimentar grandes alargamientos inelásticos. Finalmente alcanza la resistencia última de ruptura y se fractura. La carga de tensión en la fractura, dividida por el área original de la probeta se llama resistencia última a la tensión. Valores mínimos especificados para el punto de fluencia, resistencia última de tensión, índices de ductilidad y parámetros químicos han sido establecidos por la American Society for Testing and Materials (ASTM) para controlar la aceptación de los aceros estructurales. Ver disponibilidad de aceros estructurales en perfiles, placas y barras en la Tabla 3 (tomada de la 3ª edición del manual que publica el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero).

DISPONIBILIDAD DE ACEROS ESTRUCTURALES EN PERFILES, PLACAS Y BARRAS																						
Tipo de acero	NORMAS		Fy Esfuerzo de fluencia mínimo	Fu Esfuerzo de tensión Mínimo a	PERFILES					PLACAS Y BARRAS												
	NOM	ASTM			Grupos de acuerdo a la norma NOM B-252 (ASTMA6)					Hasta 13 mm inclusive	Más de 13 a 19 mm inclusive	Más de 19 a 32 mm inclusive	Más de 32 a 38 mm inclusive	Más de 38 a 51 mm inclusive	Más de 51 a 64 mm inclusive	Más de 64 a 102 mm inclusive						
			(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	1b	2	3	4	5													
al carbono	B-254	A-36	2530	4060-5620 c																		
	B-99	A-529	2950	4220-5075																		
Alta resistencia baja aleación	B-284	A-441	2810	4220																		
			2950	4430																		
			3235	4710																		
			3515	4920																		
Resistente a la corrosión alta resistencia baja aleación	B-282	A-242	2950	4430																		
			3235	4710																		
			3515	4920																		

a Valor mínimo, a menos que se muestre un intervalo.
b Incluye barras y perfiles.
c Para perfiles de más de 635 kg/m, únicamente se aplica el valor mínimo de 4060 kg/cm².

No disponible

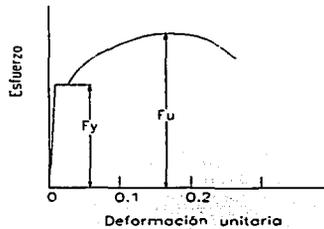
Tabla 3. Aceros estructurales, placas y barras disponibles en el mercado nacional.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las propiedades mecánicas del acero estructural, que describen su resistencia, ductilidad, etc. son dadas en términos de una prueba simple de tensión. Fig. 2. La capacidad de carga de vigas y columnas es determinada principalmente en la primera parte de la figura. La pendiente de la gráfica en el rango elástico se denomina E, módulo de elasticidad, igual a 2039000 kg/cm^2 o 200000 N/mm^2 , para los aceros estructurales. El punto de fluencia F_y , es la propiedad principal de diferencia entre los aceros estructurales. El punto de fluencia bien marcado y el nivel plano de esfuerzo de fluencia mostrado en la figura son características de aceros no tratados térmicamente.

El diseñador usará a menudo un perfil estándar de acero como miembro estructural. Estos son laminados en caliente a partir de lingotes y sus dimensiones estandarizadas para detallar así como sus propiedades para diseño están tabulados en manuales de construcción en acero como el del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA) o del AISC. Ver en la fig. 3 las propiedades geométricas del perfil angular de lados iguales que se usará en este trabajo.

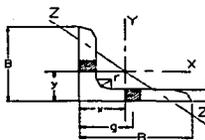
Como se indica en las especificaciones para diseño de subestaciones de la Comisión Federal de Electricidad, las estructuras mayores serán metálicas. El perfil estructural ángulo de lados iguales que se escogió para este trabajo será de calidad ASTM A-36.



ESTACION
FALLA DE ORIGEN

Figura 2. Curva típica esfuerzo-deformación unitaria de una prueba a tensión de acero estructural

PERFIL ÁNGULO DE LADOS IGUALES



FUNCIÓN ESTRUCTURAL: CARGA AXIAL

NOMENCLATURA: APS, ÁNGULO, PERFIL ESTANDAR L.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Area (cm^2)

I_x = Momento de inercia (cm^4)

$X = Y$ = Posición del centroide (cm)

$r_{x, y}$ = Radio de giro en x-x, y-y (cm)

r_z = El menor radio de giro en z-z con respecto al eje principal (cm)

t = Espesor del patín (cm)

B = Ala o patín (cm)

g = gramil (cm)

r = Radio de curvatura interior (cm)

S = Módulo de sección (cm^3)

Figura 3. Características geométricas del perfil estructural de este trabajo

CON
FALLA DE ORIGEN

1.3.2 Del diseño

El proporcionamiento de un elemento o miembro estructural está delimitado por un conjunto de reglas o normas de diseño llamadas especificaciones, las cuales incluyen una serie de fórmulas que orientan al diseñador en la verificación de la resistencia, rigidez, proporciones y una serie de criterios que determinan la aceptación del elemento estructural.

Estas especificaciones están basadas en la experiencia obtenida por la observación del comportamiento de estructuras reales, así también como por estudios teóricos llevados a la práctica sobre prototipos.

Las especificaciones de diseño que se utilizarán en este trabajo son:

- Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.
- Especificaciones CPTT-GT-001-95 para diseño de subestaciones, Comisión Federal de Electricidad.
- Especificaciones CFE JA100-57 para diseño de estructuras metálicas y sus cimentaciones, Comisión Federal de Electricidad.
- Manuales de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad.

1.3.3 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (AISC-LRFD)

La siguiente descripción se encuentra en la segunda parte del manual para la construcción en acero del American Institute of Steel Construction, bajo el título de "Essentials of LRFD". Sólo se incluyó en la edición de 1993.

Este método como su nombre lo implica, usa factores separados para cada carga y para la resistencia. Una considerable investigación y experiencia fue necesaria para establecer los factores apropiados. Dado que los diferentes factores reflejan el grado de incertidumbre de las diferentes cargas y combinaciones de carga y la exactitud de la resistencia predeterminada, una confiabilidad más uniforme es posible.

El método LRFD puede ser resumido por la fórmula

$$\sum \gamma_i Q_i < \phi R_n$$

En el lado izquierdo de la desigualdad, la resistencia requerida es la sumatoria de varios efectos de carga Q_i multiplicados por sus respectivos factores de carga γ_i . La resistencia de diseño, en el lado derecho, es la resistencia nominal o resistencia R_n multiplicada por un factor de resistencia ϕ . Valores para ϕ , R_n para columnas, vigas, etc. se dan a lo largo de las especificaciones del LRFD.

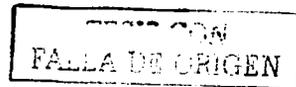
De acuerdo con la especificación del LRFD, $\Sigma \gamma_i Q_i$ = el valor absoluto máximo de las siguientes combinaciones:

- 1.4D (1)
- 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r o S o R) (2)
- 1.2D + 1.6(L_r o S o R) + (0.5L o 0.8W) (3)
- 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r o S o R) (4)
- 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S (5)
- 0.9D ± (1.3W o 1.0E) (6)

(Excepción: El factor de carga para L en las combinaciones 3, 4, 5 se igualará a 1.0 para garages, áreas ocupadas para asambleas públicas y áreas donde la carga viva sea mayor que 100 psf, o bien 100lb/ft²).

Las letras representan los efectos de las cargas:

- D = Carga muerta
- L = Carga viva por ocupación
- L_r = Carga viva de cubierta
- S = Carga por nieve
- R = Carga nominal por inicio de lluvia o hielo, sin incluir el encharcamiento
- W = Carga por viento
- E = Carga por sismo



Además las cargas se deberán tomar del código local de construcción o el ASCE 7, Minimum Design Loads in Buildings & other structures (American Society of Civil Engineers, 1988). En lo aplicable, L se determinará de la carga viva reducida especificada para el miembro dado en el código que gobierna. Cargas de sismo serán de las estipulaciones sísmicas del AISC para edificios de acero estructural incluidas en el Manual del AISC.

LRFD es un método de proporcionamiento de estructuras tal que ningún estado límite aplicable es excedido cuando la estructura es sometida a todas las combinaciones de carga apropiadamente factorizadas. Los estados límite de resistencia están relacionados a la seguridad y capacidad de soportar carga (por ejemplo, los estados límite de momento plástico y pandeo). Los estados límite de servicio (por ejemplo, deflexiones) relacionan funcionamiento bajo condiciones normales de operación. En general, un miembro estructural tendrá varios estados límite. Para una viga, por ejemplo, son resistencia a flexión, resistencia a cortante, deflexión vertical, etc. Cada estado límite tiene asociado consigo un valor de R_n , el cual define el límite de utilidad estructural.

Porque la especificación del AISC se preocupa principalmente por la seguridad, los estados límite de resistencia son expuestos con importancia. Las combinaciones de carga para determinar la resistencia requerida fueron dadas en las expresiones 1 a 6. (Otras combinaciones de carga, con diferentes valores de γ_i son apropiados para servicio).

Los factores de carga AISC (1 a 6) están basados en el ASCE 7. Ellos fueron originalmente desarrollados por el Subcomité de factores de carga A58 del American National Standards Institute, ANSI, y están basados estrictamente en estadísticas de carga. Siendo independientes del material, ellos son aplicables a todos los materiales estructurales.

Los factores de carga del AISC reconocen que cuando varias cargas actúan en combinación, sólo una asume su máximo valor de la vida útil, mientras que las otras están a su valor instantáneo arbitrario. Cada combinación forma la condición de carga de diseño completa cuando una carga diferente está a su máximo:

<u>Combinación de carga</u>	<u>Carga a su máximo de la vida útil (50 años)</u>
1	D (durante Construcción; otras cargas no presentes)
2	L
3	L _r o S o R (carga de techo)
4	W (actuando en dirección de D)
5	E (actuando en dirección de D)
6	W o E (opuesta a D)

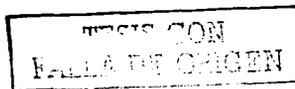
Las otras Cargas, las que están a su valor instantáneo, tienen valores medios considerablemente menores que los máximos en la vida útil. Para alcanzar una confiabilidad uniforme, cada carga factorizada (máximo de vida útil o valor instantáneo) es más grande que su valor medio por una cantidad que depende de su variabilidad.

Los factores de resistencia del AISC están basados en recomendaciones de investigación publicadas por la Universidad de Washington en San Luis y revisada por el comité de consultoría de especificaciones del AISC. Información de pruebas fue analizada para determinar la variabilidad de cada resistencia. En general, los factores de resistencia son menores que uno ($\phi < 1$). Para una confiabilidad uniforme, la más grande la dispersión en información para una dada resistencia, el más pequeño su factor ϕ .

Varios factores ϕ del LRFD representativos para miembros de acero son:

- $\phi_t = 0.90$ para fluencia por tensión
- $\phi_t = 0.75$ para fractura por tensión
- $\phi_c = 0.85$ para compresión
- $\phi_b = 0.90$ para flexión
- $\phi_v = 0.90$ para fluencia por cortante

Factores de resistencia para otro miembro o estados límite de conexión están dados en la especificación.



1.4 ANALISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural tiene por objetivo determinar el conjunto de fuerzas internas y deformaciones que se producen en una estructura por la aplicación de fuerzas externas. La estructura es un conjunto de elementos ordenados y apoyados de forma que pueden resistir y transmitir las fuerzas mencionadas.

Para el análisis, los sistemas estructurales se pueden considerar reticulares (armaduras, marcos, etc.) o continuos (muros, zapatas, etc.). Las estructuras reticulares, están formadas por un conjunto de barras, orientadas arbitrariamente en el espacio tridimensional, las cuales se intersecan formando juntas o nudos. Las estructuras continuas son aquellas que no se pueden considerar como reticulares.

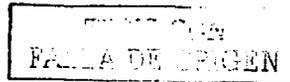
Las estructuras metálicas de una subestación eléctrica, tipo intemperie, generalmente se proyectan reticulares, de acuerdo a necesidades eléctricas. Además, por las relación de esbeltez en sus partes (trabes y columnas), se prefiere el uso de celosías, y así reducir los efectos por peso propio y viento.

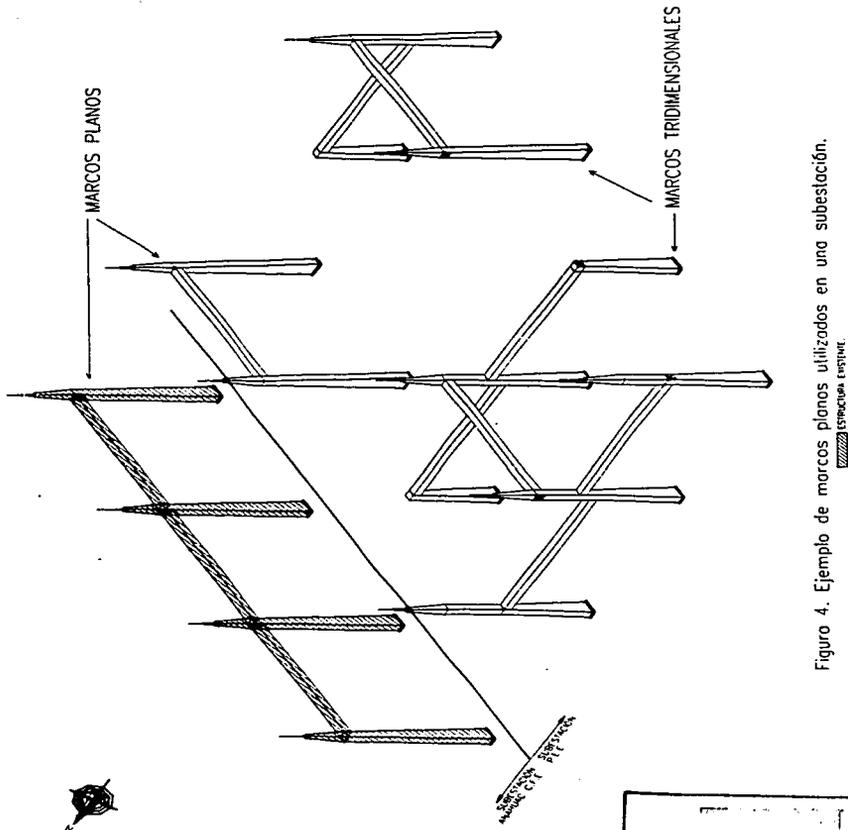
1.4.1 Procedimiento de análisis

El método convencional de análisis es por superposición de efectos (la aplicación de las cargas en la estructura es gradual, por lo tanto válido el principio de superposición de causas y efectos). Así, el análisis de marcos planos aislados se puede resolver completamente analizando por partes sus trabes y columnas (ver marcos planos aislados en la figura 4). Para el caso de marcos tridimensionales, será necesario modelar la estructura completa, (como sucede en este trabajo).

Las estructuras presentadas siguieron un proceso iterativo, propio de estructuras hiperestáticas: proponer un dimensionamiento preliminar y revisarlo hasta que cumple los requisitos de seguridad y servicio. La estructura se analizará por medio de un programa de computadora y, el método convencional que se escogió con base en la experiencia servirá para verificar los resultados obtenidos por tal programa.

En este caso, el programa para análisis y diseño utilizado para la estructura completa, es el STAAD versión 22.3, y la considera como una armadura en el espacio. El análisis es elástico y se basa en el método de las rigideces. Es necesario correr el programa en una computadora con capacidad suficiente para la gran cantidad de cálculos internos que pueden resultar de una estructura de muchos miembros.





Figuro 4. Ejemplo de marcos planos utilizados en una subestación.

ESTRUCTURA EXISTENTE

Datos necesarios para el programa

La información de la estructura ha sido dividida en los siguientes grupos:

- A. Nombre del archivo en uso**
- B. Geometría**
- C. Comandos de propiedades**
- D. Comandos de constantes**
- E. Comandos de soportes**
- F. Comandos de carga**
- G. Comandos de análisis**
- H. Comandos de diseño**
- I. Comandos de impresión**
- J. Comandos de dibujo/ploteo**

El archivo de datos de entrada, se puede redactar con cualquier procesador de textos, y contiene las características geométricas y materiales de la estructura (geometría, propiedades de los miembros, constantes y tipos de soporte) junto con las indicaciones que ejecutará el programa (combinación de cargas, análisis, diseño e impresión de resultados).

Un formato se seguirá, para asignar cargas en los nudos, miembros o elementos y así establecer las condiciones básicas de carga y combinaciones para el análisis.

Los comandos de análisis, indican a la computadora que inicie algún tipo de análisis (elástico lineal, de segundo orden, no lineal, etc.); se indica al programa:

- a. checar toda la información provista para la estructura,
- b. formar la matriz de rigideces de los nudos,
- c. checar la estabilidad de la estructura,
- d. resolver ecuaciones simultáneas y,
- e. calcula fuerzas en los miembros y desplazamientos.

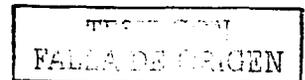
Las especificaciones de diseño a que se apegue el dimensionamiento de los miembros, se podrá escoger del listado de códigos internacionales, incluidos.

Los resultados de la corrida, aparecen en el archivo de salida, junto con otros archivos para post-análisis gráficos.

1.5 DIMENSIONAMIENTO

1.5.1 Diseño de elementos estructurales

La filosofía del diseño de un elemento estructural está basada fundamentalmente en el mecanismo de falla proporcionado por el elemento mecánico que lo solicita, de esta forma dependiendo del tipo que sea este, puede diseñarse bajo efecto de tensión,



compresión, flexión, torsión o una combinación de estos como: flexotensión o flexocompresión.

De tal forma que dichos elementos mecánicos no rebasen ciertos valores límite. Adicionalmente a estos requerimientos de resistencia el diseño puede involucrar otros efectos diferentes como: fenómenos de inestabilidad (pandeo), fatiga y vibraciones en donde los esfuerzos no determinan directamente el diseño.

1.5.2 Capacidad de miembros en compresión axial

La falla de un elemento estructural sujeto a una carga axial de compresión se puede presentar de dos formas:

- Por pandeo general del elemento estructural.
- Por pandeo local de los elementos que lo forman.

El concepto de columnas para una estructura se puede aplicar a cualquier elemento estructural sujeto a una fuerza axial de compresión. Puesto que la capacidad de carga de una columna es inversamente proporcional a su relación de esbeltez kl/r , por lo tanto es necesario mantener este valor tan bajo como sea posible con el objeto de aumentar su capacidad a compresión debido al fenómeno de pandeo. De esta forma para una longitud dada, la sección transversal deberá tener un radio de giro lo más alto posible.

En el caso de perfiles angulares la sección óptima, sería aquella que a un momento de inercia dado corresponda el área mínima y esto se lograría proporcionando secciones de alas grandes " b " y espesores pequeños " t ", pero esto lleva a una posible falla por "pandeo local", en donde cada ala del ángulo se comporta a su vez como una columna cuya relación ancho-espesor b/t , propicia el colapso de la sección para cargas menores de las correspondientes para el pandeo total, figura 5.



(a) Pandeo general



(b) Pandeo local



(c) Pandeo torsional

Figura 5

TESIS CON
FALLA DE PUNTO

Las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC), para el diseño por factores de carga y resistencia, consideran que para perfiles estructurales en ángulo laminados en caliente, el ancho b , es la dimensión nominal completa (figura 6). Y fijan relaciones ancho-espesor b/t que garantizan, que nunca se presentarían fallas locales por pandeo, para esfuerzos menores que el correspondiente al límite de fluencia del material, por lo tanto esas relaciones son fijas e independientes de la esbeltez en conjunto del miembro:

- Para ángulos aislados no atesados comprimidos, usando acero A-36 ($F_y = 2530$ kg/cm²): $b/t < 12.67$

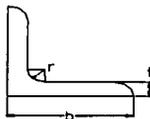


Figura 6. Definición del ancho para ángulos

Cuando las relaciones ancho-espesor b/t exceden tal estipulación, lo que se hace es reducir el esfuerzo crítico de la pieza en compresión, para garantizar que no se presente pandeo local en la pieza, antes de que ésta falle en conjunto.

En el Apéndice B de las especificaciones AISC-LRFD se recomienda una reducción directa al esfuerzo crítico de la pieza en compresión, con el factor de reducción para pandeo local ϕ , considerando un ancho efectivo, en lugar del ancho real del perfil a utilizar.

Las piezas comprimidas sumamente cortas pueden fallar por plastificación completa en sus secciones transversales cuando sobre ellas actúa una carga de intensidad:

$$P_y = AF_y$$

Donde: P_y = Falla por plastificación
 A = Área de la sección transversal crítica
 F_y = Esfuerzo de fluencia del material

Este caso constituye el límite de resistencia de piezas comprimidas, correspondiente a relación de esbeltez que tiende a cero.

En resumen los miembros sujetos a compresión axial están en general formados por varios elementos planos y es posible que éstos alcancen un estado de equilibrio inestable y se pandeen localmente antes de que la pieza falle en forma general. La condición fundamental que rige el diseño respecto al pandeo local, de acuerdo con las

especificaciones AISC, es que el miembro puede alcanzar el esfuerzo de fluencia del material, sin que se presente el fenómeno de "pandeo local", independientemente del esfuerzo crítico de pandeo del miembro considerado en conjunto.

1.5.2.1 Pandeo

Se define como pandeo a la pérdida repentina de resistencia que acompaña a la aparición de fuertes deformaciones, independientemente de que los esfuerzos hallan alcanzado o no el punto de fluencia. Iniciando el pandeo, los desplazamientos laterales provocan que los esfuerzos crezcan rápidamente y se llegue pronto al intervalo inelástico, de tal forma que la falla se presenta siempre en éste intervalo, el fenómeno de pandeo no es un problema de resistencia, sino de estabilidad, por esa razón las fórmulas originales que representan este fenómeno se refieren a cargas críticas no a esfuerzo, sin embargo, por razones prácticas se traducen en esfuerzos.

1.5.2.2 Pandeo elástico

La determinación de la carga crítica de una *columna esbelta*, articulada en sus extremos y de sección transversal constante fue resuelta por "Leonardo Euler" con la siguiente expresión:

$$P_c = \pi^2 EI / L^2$$

Donde: P_c = Carga crítica de Euler

E = Módulo de elasticidad del material

I = Momento de inercia mínimo de la sección

L = Longitud entre puntos de inflexión de la pieza

Para obtener el esfuerzo crítico, es decir cuando se inicia el pandeo, el resultado de la ecuación anterior puede ser expresado en forma diferente dividiendo entre el área de la sección transversal:

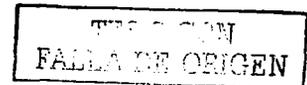
$$P_c / A = \pi^2 EI / L^2 A$$

Y llamando al esfuerzo de compresión promedio para la carga de pandeo $P_c / A = F_c$ (esfuerzo crítico) y recordando que el radio de giro se define como $r = \sqrt{I/A}$ esto es $I = Ar^2$, la fórmula de Euler puede escribirse como:

$$F_c = \pi^2 Er^2 / L^2$$

Dividiendo el numerador y el denominador por r^2 se llega a:

$$F_c = \pi^2 E / (L/r)^2$$



1.5.2.3 Pandeo inelástico

Para columnas cortas o de longitud intermedia, las fórmulas de Euler no son aplicables porque se alcanza el límite de proporcionalidad antes que el esfuerzo crítico del pandeo elástico.

En 1960, el Column Research Council (ahora Structural Stability Research Council-SSRC-) propuso una fórmula de transición para el intervalo corto e intermedio, que tiene un valor F_y para relación de esbeltez igual con cero, hasta la curva de Euler con valor $F_y/2$. Ahora, el SSRC en sus más recientes recomendaciones, recomienda que la base de la resistencia de la columna es la columna con una falta de rectitud inicial y con esfuerzos residuales (resultado del proceso de fabricación). Las fórmulas para columnas de las AISC se basan en una falta de rectitud inicial senoidal de $1/1500$ de la longitud de la columna.

Las especificaciones del American Institute of Steel Construction para diseño por factores de carga y resistencia incluyen estas recomendaciones y, en una especificación especial para construcción con miembros de un sólo ángulo se presentan como sigue:

Carga de diseño para miembros en compresión: $\phi_c P_n$

Donde:

$$\phi_c = 0.90$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

A_g = área total de la sección transversal del miembro

F_{cr} = esfuerzo crítico de pandeo

a. Para $\lambda_c \sqrt{Q} < 1.5$:

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2}) F_y$$

b. Para $\lambda_c \sqrt{Q} \geq 1.5$:

$$F_{cr} = [0.877/\lambda_c^2] F_y$$

En donde:

$$\lambda_c = (Kl/r\pi)\sqrt{(F_y/E)}$$

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero

K = factor de longitud efectiva (función de las condiciones de apoyo en los extremos)

r = radio de giro alrededor del eje de pandeo

FALLA DE ORIGEN

l = longitud del miembro no soportada lateralmente

Q = factor de reducción para pandeo local

El factor de reducción debe ser:

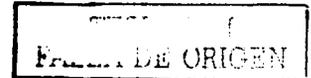
cuando $b/t < 0.446 \sqrt{E/F_y}$: $Q = 1.0$

cuando $0.446 \sqrt{E/F_y} < b/t < 0.910 \sqrt{E/F_y}$:

$$Q = 1.34 - 0.761(b/t) \sqrt{F_y/E}$$

cuando $b/t \geq 0.910 \sqrt{E/F_y}$: $Q = 0.534E/(F_y (b/t)^2)$

b = ancho total del lado más largo del ángulo
 t = espesor del ángulo



Para miembros cuyo diseño está basado en fuerza de compresión, la mayor relación de esbeltez efectiva preferentemente no excederá 200.

En el inciso (b), está implícita la fórmula que desarrolló Euler, para calcular la resistencia a compresión de columnas esbeltas.

1.5.3 Miembros en tensión axial

Un miembro en tensión es la forma más eficiente de usar el acero estructural. Su eficiencia se debe a que la fuerza axial aplicada, produce esfuerzos constantes en todo el material que lo compone, de forma que puede trabajar a su máximo esfuerzo y, además, las piezas en tensión no se pandean, por lo que no hay fenómenos de inestabilidad. En el diseño por factores de carga y resistencia, se compara la resistencia requerida (carga factorizada de diseño) con la resistencia, producto del área por el esfuerzo de fluencia o de ruptura.

El diseño de miembros en tensión en la mayor parte de los casos de interés práctico se complica sólo porque las conexiones con el resto de la estructura suelen introducir excentricidades en las cargas, haciendo que trabajen en flexotensión, también, porque los elementos reales tienen imperfecciones geométricas, esfuerzos residuales, agujeros, que hacen que los esfuerzos no se distribuyan de manera uniforme en la sección transversal.

Las conexiones constituyen uno de los aspectos más importantes en el diseño de estructuras de acero, porque definen como se transmiten las acciones entre los miembros que conectan, que influye finalmente en su forma de trabajo y, en las dimensiones que se

requieren para acomodar los elementos de unión, tornillos o soldadura. Los detalles de conexión gobiernan con frecuencia el diseño por tensión.

El flujo plástico general del miembro en tensión, constituye un estado límite de falla, porque las deformaciones excesivas de llegar a la plastificación total, pueden ocasionar la falla del sistema a que pertenece el elemento. Por otro lado, si la pieza se une al resto de la estructura por medio de remaches o tornillos, el miembro puede fallar por fractura en el *área neta* bajo una fuerza menor que la que ocasionaría el flujo plástico de la sección total. La fractura en la sección neta constituye un segundo estado límite de falla. Una situación semejante ocurre cuando el miembro en tensión se une al resto de la estructura a través de alguna de las partes que lo componen, aunque la conexión sea soldada.

En el diseño por factores de carga y resistencia de miembros de un solo ángulo, del American Institute of Steel Construction, la resistencia de diseño a tensión $\phi_t P_n$ será el menor de los valores obtenidos de acuerdo a los estados límite de fluencia $\phi_t = 0.90$, $P_n = F_y A_g$, y fractura $\phi_t = 0.75$, $P_n = F_u A_e$.

- a. Para miembros conectados por tornillos, el área neta y el área neta efectiva serán determinadas de las especificaciones AISC-LRFD, secciones B1 a B3, es decir:

El área neta A_n de un miembro, es la suma de los productos del espesor y el ancho neto de cada elemento.

Para calcular el ancho neto de tensión y cortante, el ancho del agujero de tornillos, se restará $1/16''$ más grande que la dimensión nominal del agujero.

Para cadenas de agujeros a través de la sección, en línea diagonal o zigzag, se considera la trayectoria de falla que dé el menor ancho neto; restando todos los agujeros en la trayectoria y sumando $s^2/4g$ por cada espacio de gramil.

s = espacio longitudinal centro a centro de cualquier par de agujeros

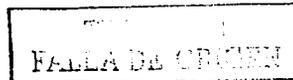
g = espacio transversal centro a centro (gramil) entre líneas de sujetadores.

Para ángulos, el gramil para agujeros en alas adyacentes opuestas, es la suma de los gramiles desde el lomo del ángulo menos el espesor.

El área neta efectiva A_e para miembros de tensión, cuando la fuerza de tensión es transmitida directamente a cada elemento transversal por tornillos o soldadura, A_e es igual al área neta A_n .

Cuando la fuerza de tensión es transmitida por tornillos o ramaches a través de alguno pero no todos los elementos transversales del miembro, el área neta efectiva es:

$$A_e = A_n U$$



Donde: $U = (1 - \bar{x}/l) < 0.9$

x = excentricidad de la conexión

l = longitud de la conexión en la dirección de la carga

- b. Cuando la carga se transmite únicamente por soldadura longitudinal o una combinación de soldadura longitudinal y transversal a lo largo de una sola ala del ángulo, el área neta efectiva será:

$$A_e = A_g U$$

A_g = área total del miembro

- c. Cuando una carga se transmite por soldadura transversal, a través sólo de una ala del ángulo, A_e es el área del ala conectada y $U = 1$.

Para miembros cuyo diseño se base en tensión, la relación de esbeltez l/r preferentemente no excederá de 300. Miembros en los que el diseño es gobernado por la carga de tensión, pero los cuales son susceptibles de alguna compresión bajo otras condiciones de carga, no se necesita cumplir con las relaciones de esbeltez de compresión.

1.5.4 Diseño de conexiones

Los remaches y tornillos transmiten fuerza de una placa a otra por cortante simple o doble, ver figura 7. Para cargas bajas, la transmisión de cargas es principalmente por fricción y, si las cargas son mayores, después del deslizamiento, los tornillos actúan en aplastamiento directo.

Los tornillos estándar, llamados también tornillos estándar o comunes, se apegarán a las *Specifications for Low Carbon Steel Externally and Internally Threaded Standard Fastener*, correspondientes a la ASTM A307. Debido a que la tensión inicial en los tornillos estándar es incierta y posiblemente muy pequeña, no se supone resistencia friccional en las superficies en contacto y el deslizamiento puede ocurrir bajo cargas cortantes pequeñas, haciendo trabajar a los tornillos en aplastamiento, ver figura 8.

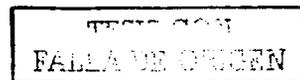
El esfuerzo de aplastamiento f_p sobre el área de contacto entre los tornillos y las placas conectadas es:

$$f_p = P/(dt)$$

Donde: p = carga cortante transmitida

d = diámetro nominal del tornillo

t = espesor de la placa conectada



El esfuerzo cortante en el tornillo f_s es:

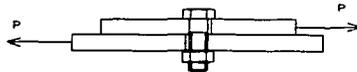
$$f_s = P/A_s$$

A_s = área cortante efectiva total

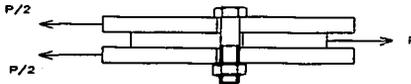
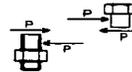
$$= \pi d^2/4, \quad \text{para cortante simple}$$

$$= \pi d^2/2, \quad \text{para cortante doble}$$

En una conexión atomillada, cuando el esfuerzo cortante se transmite únicamente por la fricción producida entre las placas, debido a grandes fuerzas de apriete, se le denomina *conexión por fricción* y no se permite ningún desplazamiento entre las placas, ver figura 9. Los tornillos de alta resistencia son preferidos como sujetadores en conexiones de campo, en condiciones con inversión de esfuerzos, bajo cargas de impacto y otras aplicaciones donde el deslizamiento en la junta no es deseable. Los tornillos de alta resistencia existen en dos niveles de resistencia y se utilizan de acuerdo a la especificación para Juntas Estructurales usando Tornillos ASTM A325 o ASTM A490, aprobada por el *Research Council on Structural Riveted and Bolted Structural Joints*.



a. Tornillo a cortante simple



b. Tornillo a cortante doble

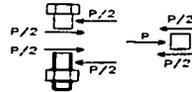


Figura 7. Fuerza cortante en tornillos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

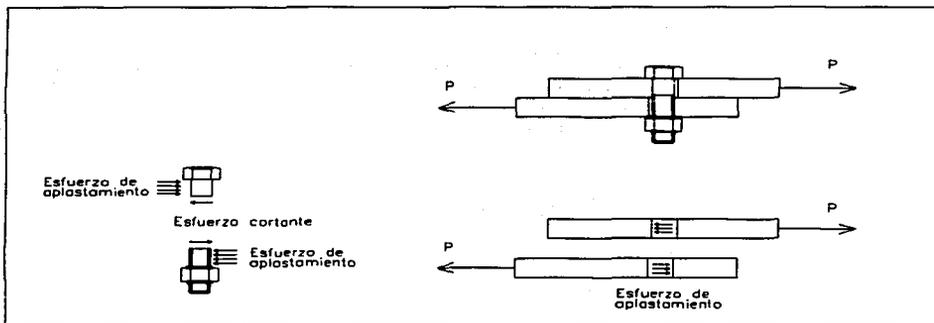


Figura 8. Transmisión del esfuerzo cortante y aplastamiento en una conexión tipo aplastamiento con tornillos

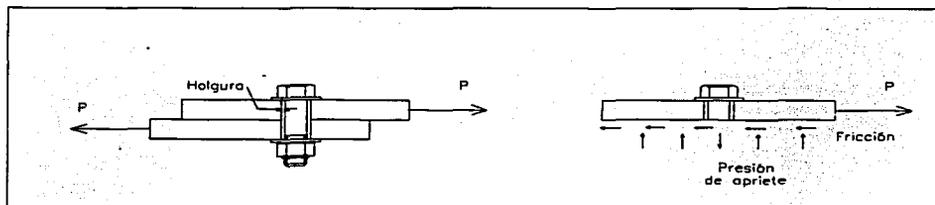


Figura 9. Conexión tipo fricción

TEMA CON
FALLA DE ORIGEN

1.5.4.1 Selección del diámetro de tornillos

Para la selección del diámetro de los tornillos, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Limitaciones de las especificaciones de C.F.E. en cuanto al diámetro mínimo y número de diámetros diferentes para ser utilizados en la estructura
- La limitación del ancho de los perfiles que forman parte de la junta
- La uniformidad de la junta (tornillos de un sólo diámetro) para mejorar las condiciones de fabricación y construcción.

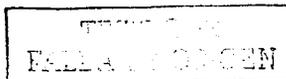
1.5.4.2 Taladros para tornillos

- El diámetro de los taladros debe ser 1.6mm (1/16") mayor que el diámetro del tornillo respectivo, para espesores mayores que 15.9mm (5/8") podrá ser de 3.2mm.
- La conicidad de los taladros punzonados no debe exceder 1.2mm (3/64") entre diámetros máximo y mínimo
- Las tolerancias son entre:

Gramiles	= 0.4mm (1/64")
Centro de taladros	= 0.8mm (1/32")
Centro de grupos de taladros	= 1.6mm (1/16")

- Las distancias a las orillas y espaciamientos mínimos entre centros de tornillos se muestra en la tabla 4, según especificaciones de C.F.E.

TABLA 4				
SEPARACIÓN ENTRE CONECTORES			DISTANCIA MÍNIMA A ORILLA	
Diámetro del tornillo (mm)	Separación mínima (mm)	Espesor del material (mm)	Distancia a la orilla laminada (mm)	Distancia a la orilla cortada (mm)
12.7	36	Hasta 4.8	16	19
		Mayor de 4.8	19	22
		Hasta 4.8	19	22
15.9	40	Mayor de 4.8	22	25
		Hasta 4.8	22	25
		Mayor de 4.8	25	29
19.1	50	Hasta 4.8	25	29
		Mayor de 4.8	25	29
		Mayor de 4.8	29	32

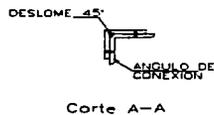
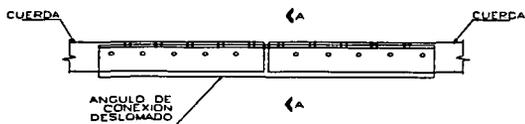


1.5.4.3 Doblado

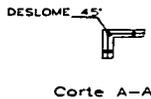
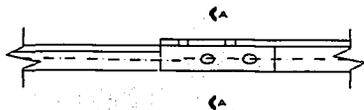
Los dobleces mayores de 5 grados se deben hacer en caliente, a temperatura de 600 a 650 grados centigrados para materiales con espesores hasta 12.7mm y de 850 a 950 grados centigrados para cuando son mayores.

1.5.4.4 Empalmes

- a. Empate de ángulos. Los tornillos trabajan a cortante simple (figura 10a).
- b. Traslape de ángulos. Los tornillos trabajan a cortante simple (figura 10b).



a. Empate de ángulos.



b. Traslape de ángulos

Figura 10. Empalme de ángulos

FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 2

DESARROLLO

2.1 DATOS GENERALES

UBICACIÓN: TOLUCA, MEX.

ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR $H=2.68$ km.

TIPO DE SUELO II

ZONA SÍSMICA B

CAPACIDAD DE SOBRECARGA $\sigma = 10$ Ton / m²

PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO $P_{vs} = 1.60$ Ton / m²

VELOCIDAD REGIONAL DEL VIENTO $V_R = 100$ Km / hr

$K = 1.0$ (TERRENO ABIERTO)

TECNICÓN
FALLA DE ORIGEN

COEFICIENTE SÍSMICO $C_s = 0.306 \cdot 1.5 = 0.45$

DUCTILIDAD $\mu = 1.0$

2.2 MATERIALES

- **Perfiles angulares laminados en caliente calidad ASTM A36**
Limite de fluencia mínimo = 2530 kg/cm^2
- **Placas calidad ASTM A36**
Limite de fluencia mínimo = 2530 kg/cm^2
- **Tornillos de acero ASTM A325 y contratueras de acero ASTM A563**
- **Soldadura de taller con electrodos recubiertos E-70XX de bajo contenido de hidrógeno y de acuerdo a la norma ASTM A523**

2.3 CONDICIONES DE CARGA

Las cargas a considerar para el análisis de las estructuras mayores de esta subestación eléctrica, que ya se resumieron en el subcapítulo "1.2.2 Combinaciones y factores de carga", se repiten ahora:

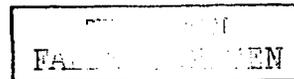
CONDICIÓN DE SERVICIO	COMBINACIÓN
Normal	1.4(BUSES + EQ. + P.P. + MONTAJE)
Viento en dirección X	1.2(BUSES + EQ. + P.P.) +1.3(VIENTO DIR. X)
Viento en dirección -X	1.2(BUSES + EQ. + P.P.) -1.3(VIENTO DIR. X)
Viento en dirección Z	1.2(BUSES + EQ. + P.P.) +1.3(VIENTO DIR. Z)
Viento en dirección -Z	1.2(BUSES + EQ. + P.P.) -1.3(VIENTO DIR. Z)
Buses en desequilibrio	1.0(BUSES EN DESQ. + EQ. + P.P. +MONTAJE)

Los valores para las cargas permanentes se obtienen del mismo *isométrico de cargas en la estructura* (ver en el inciso 1.1.4):

TENSIÓN POR CABLE = 650kg
TENSIÓN DEL HILO DEGUARDA = 50kg

Los datos generales para calcular la influencia del viento son:

ESTRUCTURA GRUPO A



ESTRUCTURA TIPO 1

ESTRUCTURA CLASE A

TERRENO TIPO 2

$$V_R = 100 \text{ km/hr}$$

$$H = 2.68 \text{ km (ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR)}$$

$$F_T = 1.0; \quad F_c = 1.0; \quad \alpha = 0.128; \quad \delta = 315 \text{ M}$$

$$F_{rz} = 1.56 [10 / \delta]^\alpha = 1.56 [10 / 315]^{0.128} = 1.00 \quad Z < 10$$

$$F_{rz} = 1.56 [Z / \delta]^\alpha = 1.56 [11.5 / 315]^{0.128} = 1.021 \quad Z = 11.5$$

$$F_\alpha = F_c F_{rz} = 1.0(1.0) = 1.0$$

$$F_\alpha = F_c F_{rz} = 1.0(1.021) = 1.021$$

$$F_\alpha (\text{PROMEDIO}) = 1.015$$

$$G = 0.392 \Omega / (273 + \tau) = 0.392 (553) / (273 + 13) = 0.758$$

$$G = (8+h) / (8+2h) = 10.68 / 13.36 = 0.799$$

$$G = 0.80$$

$$V_D = F_T F_\alpha V_R = 1.0(1.015)(100) = 101.5 \text{ km/hr}$$

$$q_z = 0.0048 \text{ GCV}_D^2 = 0.0048(0.80) 101.5^2 \text{ C} = 39.56 \text{ C kg/m}^2$$

$$q_z = 39.56 \text{ C kg/m}^2$$

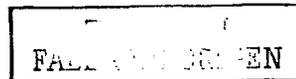
COLUMNS

$$A_T = (.80 * 1.0) = 0.80 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{efect}} = 2 (0.064) + (0.051) 1.40 = 0.1994 \text{ m}^2$$

$$\emptyset = \frac{A_{\text{efect}}}{A_T} = 0.249; \quad C_a = 3.5 - 3.5 \emptyset = 2.63$$

$$F = q_z A_{\text{efect}} = (39.56 * 0.1994)(2.63) = 20.74 \text{ kg/m (11.00 kg/m/CUERDA)}$$



TRABES

$$A_T = 0.60 * (1.0) = 0.60 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{efect}} = 2 * 0.064 + 0.051 * 1.16 = 0.1872; \quad C_a = 3.5 - 3.5\phi = 2.85$$

$$F = q_z A_{\text{efect}} = 39.56 * 0.1872 (2.85) = 21.10 \text{ kg/m} (11.00 \text{ kg/m/CUERDA})$$

2.4 PREDISEÑO

Resultados preliminares para traves, se obtienen analizando cada trabe como viga continua. El momento flexionante calculado, produce tensión en las cuerdas externas de la trabe, y compresión en las internas. La magnitud de estas fuerzas se obtiene de la relación que tiene el momento con la separación de las cuerdas de la trabe.

Para la trabe sobre el eje 2, el momento máximo es $3.05 * 1.4 = 4.27 \text{ ton-m}$, cargas permanentes factorizadas, ver figura 11. Considerando la sección transversal propuesta en la figura 12:

$$T = C = M/d \\ = 4.27 / 0.765 = 5.582 \text{ ton}; \quad 2.79 \text{ ton/cuerda}$$

- El área de acero requerida para cada cuerda en tensión es:

$$A_{\text{req}} = 2.79 / (0.9 * 2530) = 1.23 \text{ cm}^2$$

- En compresión, un ángulo aislado de lados iguales, APS 51x3mm, resiste 4.18ton, mayor que la requerida de 2.79ton, considerando un miembro de longitud 125cm y un factor de longitud efectiva $K = 0.75$, ver figura 12.

Las diagonales, resisten la fuerza cortante en la trabe de 1.79ton:

$$F = 1.79 / 2 = 0.90 \text{ ton/diagonal}$$

La fuerza de compresión o tensión, a lo largo de la diagonal es:

$$C = 0.90 / \cos 41.2^\circ = 1.19 \text{ ton}$$

- El área de acero requerida para tensión:

$$A_{\text{req}} = 1.19 / (0.9 * 2530) = 0.52 \text{ cm}^2$$

- En compresión, un APS 38x3 resiste 1.75ton, mayor que 1.19ton. Considerando la longitud de la diagonal 106cm y $K = 1$.

Bajo cargas de servicio, las deflexiones en traves, no deben exceder $L/250$.

$$\begin{aligned}\delta_{\max} &= L/250 \\ &= 1000/250 = 4\text{cm.}\end{aligned}$$

La trabe sobre el eje 2, considerándola como viga continua, tiene una deflexión de 0.35cm.

Con las mismas consideraciones, se obtienen resultados preliminares para el resto de las traves.

El prediseño de las columnas, requiere analizar el marco de la estructura completa. Las propiedades prismáticas de los miembros, se introducen de secciones transversales propuestas para traves y columnas, ver la figura 13. La sección hallada para las traves a aumentado para reducir el momento flexionante en la base de la columna entre los ejes 2 y C.

En el anexo 1, se halla analizado el marco completo, para obtener reacciones en los soportes y observar un comportamiento previo.

El momento en la base de la columna entre ejes 2 y C (ver Pág. 60), se descompone en su par de fuerzas:

$$\begin{aligned}T = C &= M/d \\ &= 13.73/0.765 = 17.95\text{ton}; \quad 8.97\text{ton/cuerda}\end{aligned}$$

- Cada pata de la columna se construye con un ángulo aislado de lados iguales, ver figura 14. La resistencia a compresión de un APS 64x5mm es 9.71ton, mayor que la requerida. Considerando un miembro de longitud 93.1cm y un factor de longitud efectiva K, igual a uno.

La fuerza cortante de 1.77ton en la base de la columna, se traduce en compresión o tensión para las diagonales. La componente de ésta fuerza en la dirección del miembro es:

$$F = 1.77/2 = 0.885\text{ton/diagonal}$$

$$\begin{aligned}C &= 0.885/\cos\alpha \\ &= 0.885/\cos 50.0^\circ = 1.38\text{ton}\end{aligned}$$

- Un APS 51x3mm, resulta conveniente en resistencia y peso. Su capacidad a compresión es de 3.21ton.

La deflexión para esta columna, así calculada, es 3.0cm (ver Pág. 59), menor que la máxima permitida $L/250$:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\delta_{\max} = L/250$$

$$= 800/250 = 3.2\text{cm.}$$

Las otras columnas se pueden analizar igual. Entonces, se puede mejorar el cálculo de las estructuras incluyendo todos los miembros.

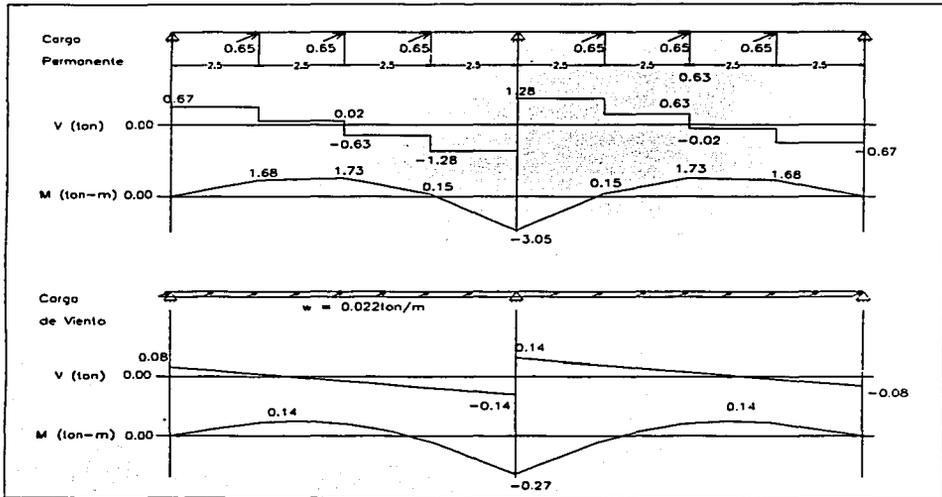


Figura 11. Elementos mecánicos de la trabe sobre el eje 2, analizada como viga continua

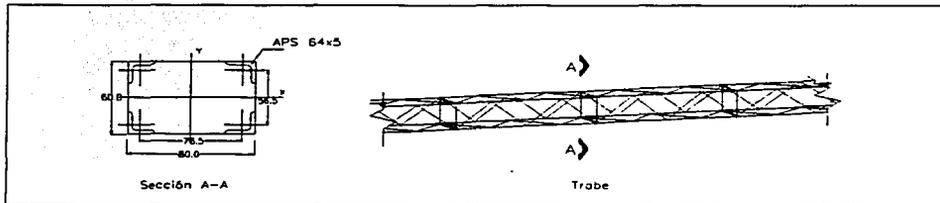


Fig. 12. Sección transversal propuesta para trabe sobre eje 2.

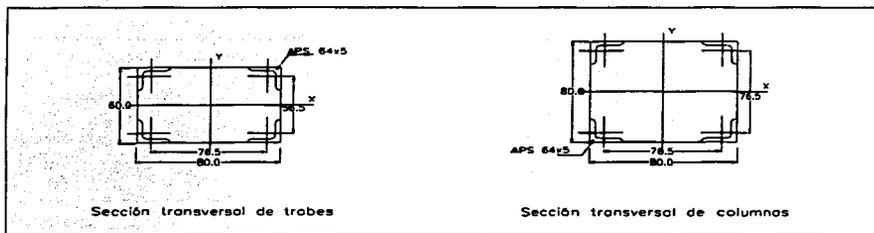


Figura 13. Sección transversal de traves y columnas. (Dibujos sin escala y acotaciones en centímetros)

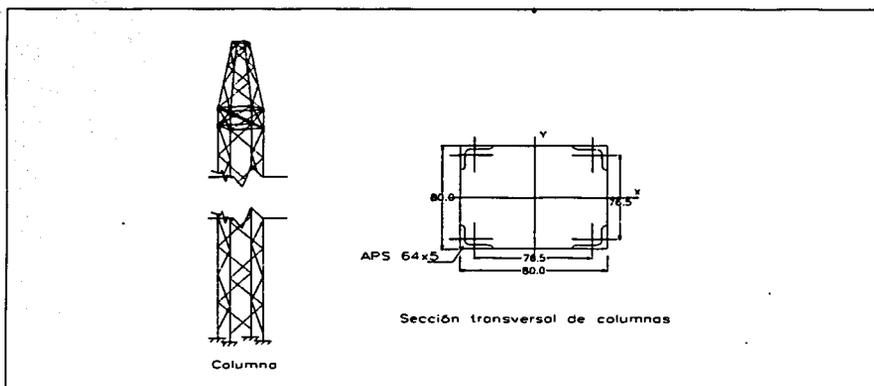


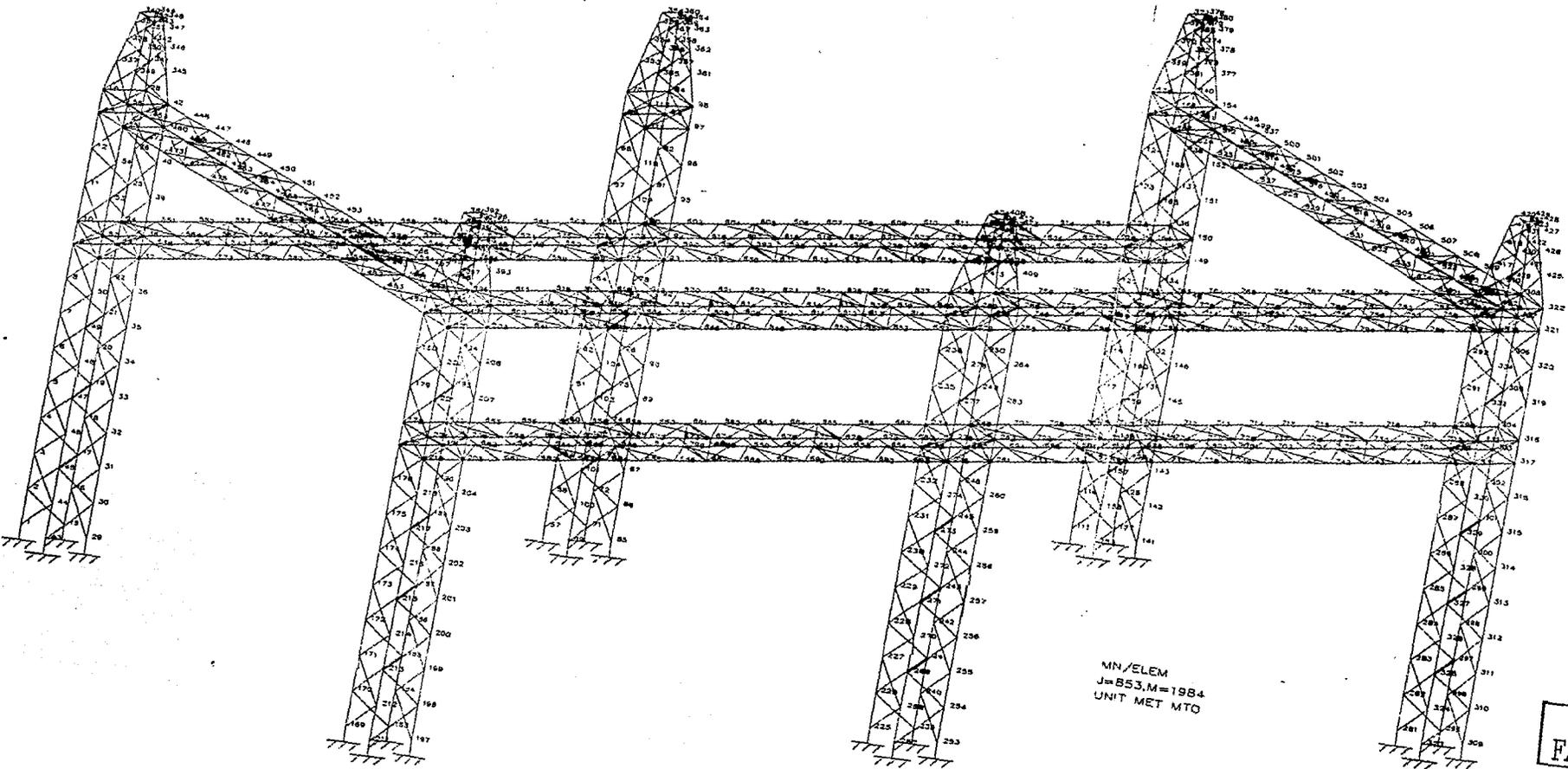
Figura 14. Columna entre ejes "C" y "2".

2.5 ANÁLISIS POR COMPUTADORA

En el Anexo 2, al final de este trabajo, se incluye parte del análisis por computadora, hecho para las estructuras mayores de esta subestación. Este se obtuvo con el programa para análisis y diseño estructural, STAAD III Rev. 22.3WM.

En la figura 15 se muestra la estructura completa, con la numeración escogida para los nudos, y en la figura 16 la numeración de los miembros.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

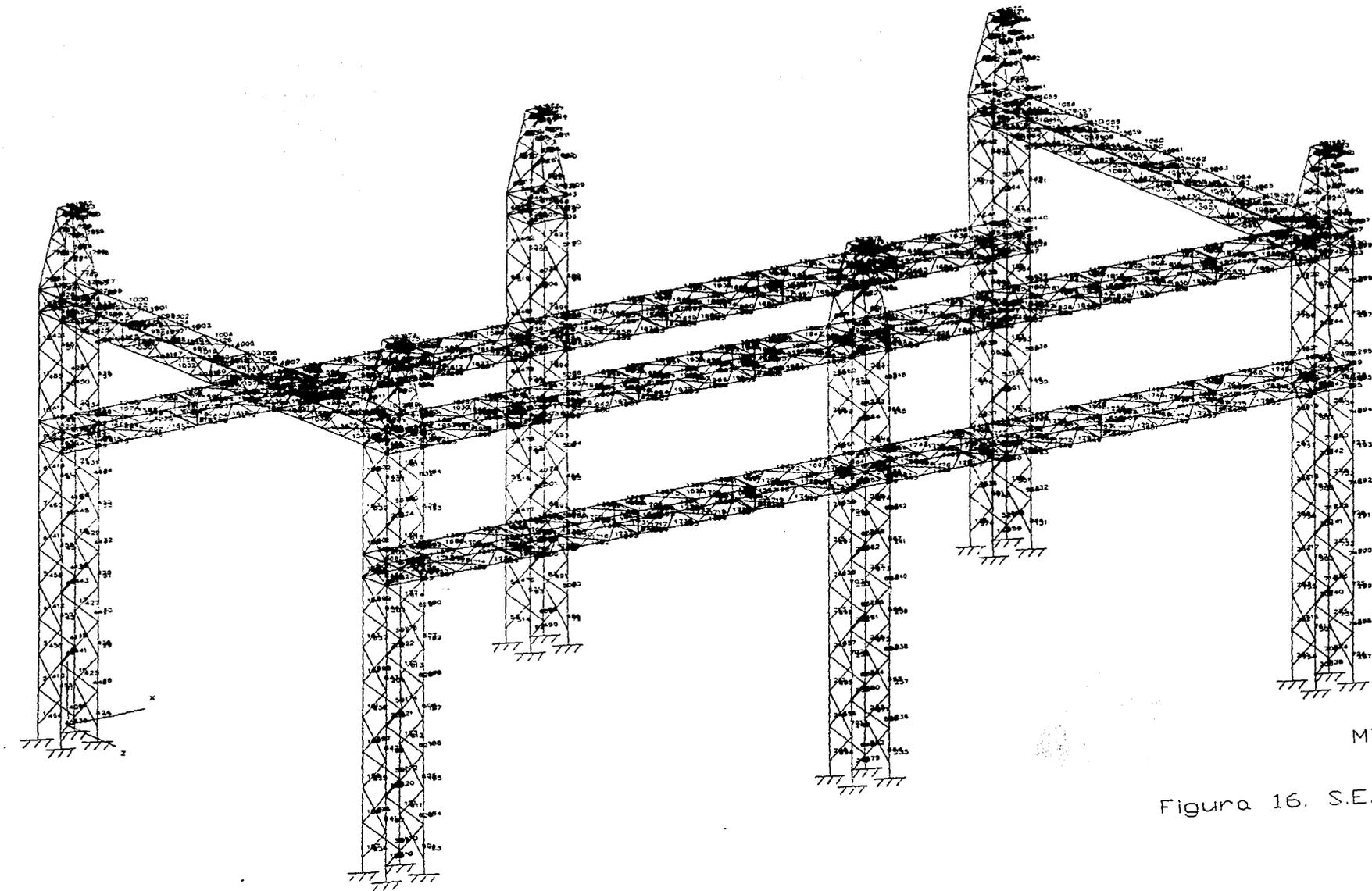


MN/ELEM
 J=853, M=1984
 UNIT MET MTO

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

NUDOS

Figura 15



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MIEMBROS

Figura 16. S.E. KOSA 85/23 KV

2.6 DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS PRINCIPALES

Se revisarán los miembros principales de la estructura, que tengan la mayor carga de compresión o tensión. Estos miembros se encuentran en las cuerdas de la columna localizada entre los ejes C y 2. Ver figura 17.

La resistencia requerida para las cuerdas en compresión, es de 7750kg (ver análisis por computadora en el anexo 2, miembro 66 en la Pág. 91). El perfil estructural, ángulo de lados iguales es de 64×5mm. La carga se considera aplicada a través de su centroide, y se utiliza conservadoramente un factor de longitud efectiva igual a uno:

$$\begin{aligned}A &= 5.81\text{cm}^2 \\r_x &= 1.26\text{cm} \\l &= 93.1\text{cm} \\ \text{Acero A36; } F_y &= 2530\text{kg/cm}^2 \\ E &= 2039000\text{kg/cm}^2 \\ K &= 1.0\end{aligned}$$

$$\text{Relación de esbeltez de la columna} = 1.0(93.1/1.24) = 75.1 < 200$$

$$\text{Relación de esbeltez de la placa} = b/t = 6.35/0.48 = 13.33$$

$$\begin{aligned}0.446\sqrt{(E/F_y)} &= 12.67 \\ 0.910\sqrt{(E/F_y)} &= 25.83\end{aligned}$$

$$\text{Cuando } 0.446\sqrt{(E/F_y)} < b/t < 0.910\sqrt{(E/F_y)}$$

$$\text{entonces } Q = 1.34 - 0.761(b/t)\sqrt{(F_y/E)} = 0.983$$

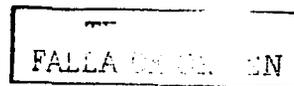
$$\lambda_c = (kl/r\pi)\sqrt{(F_y/E)} = 0.842$$

$$\lambda_c\sqrt{Q} = 0.842\sqrt{0.983} = 0.835 < 1.5$$

$$\text{entonces } F_{cr} = 0.983[0.658^{0.983 \cdot 0.842}] \cdot 2530 = 1857\text{kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 5.81(1857) = 10789\text{kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.90(10789) = 9710\text{kg} > 7750\text{kg}$$



Las cuerdas en tensión, también APS 64×5, tiene una carga de diseño de 6970kg (ver en el anexo 2 los resultados del análisis estructural, miembro 92 en la Pág. 93). Para calcular el área neta, considerar que las diagonales se unen a las cuerdas de la columna con un tornillo de 16mm de diámetro. El Acero es A36 con $F_y = 2530\text{kg/cm}^2$ y $F_u = 4080\text{kg/cm}^2$

$$A_g = 0.48[2 \cdot 6.35 - 0.48] \\ = 0.48[12.22] = 5.82 \text{cm}^2$$

$$A_n = 0.48[12.22 - (1.75 + 0.16)] \\ = 4.95 \text{cm}^2$$

Estado límite de fluencia:

$$P_n = F_y A_g = 2530(5.82) = 14725 \text{kg}$$

$$\phi_o P_n = 0.90(14725) = 13250 \text{kg} > 6970 \text{kg}$$

Estado límite de fractura:

$$P_n = F_u A_n = 4080(4.95) = 20196 \text{kg}$$

$$\phi_o P_n = 0.75(20196) = 15147 \text{kg}$$

Relación de esbeltez del miembro = $93.1/1.24 = 75.1 < 300$

La deformación en la columna, bajo cargas de servicio, es de 2.48cm (ver Pág. 84), menor que la máxima permitida $L/250$:

$$\delta_{max} = L/250 \\ = 800/250 = 3.2 \text{cm.}$$

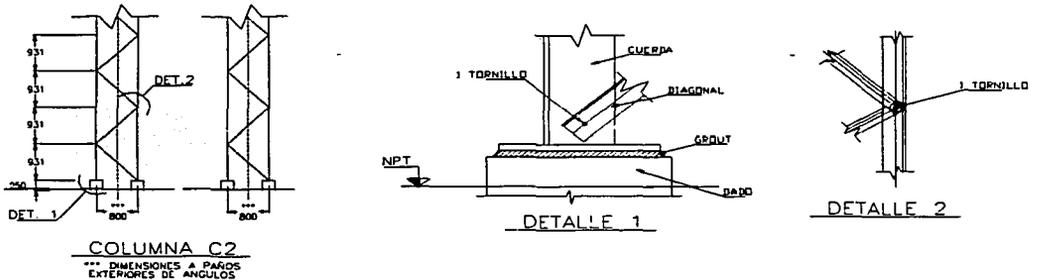


Figura 17. Columna entre ejes "C" y "2".

TRABAJOS
CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 3

RESULTADOS

Éste último capítulo, presenta la ingeniería civil realizada para las estructuras metálicas mayores de la subestación eléctrica en cuestión. Los planos de arreglo general y de cimentaciones se han incluido para ilustrar la forma en que se conectan las estructuras metálicas en dicha subestación. Por otra parte las estructuras metálicas calculadas se han distribuido en dos planos que contienen: uno, dimensiones de traveses y columnas y el otro, su complemento de detalles y conexiones.

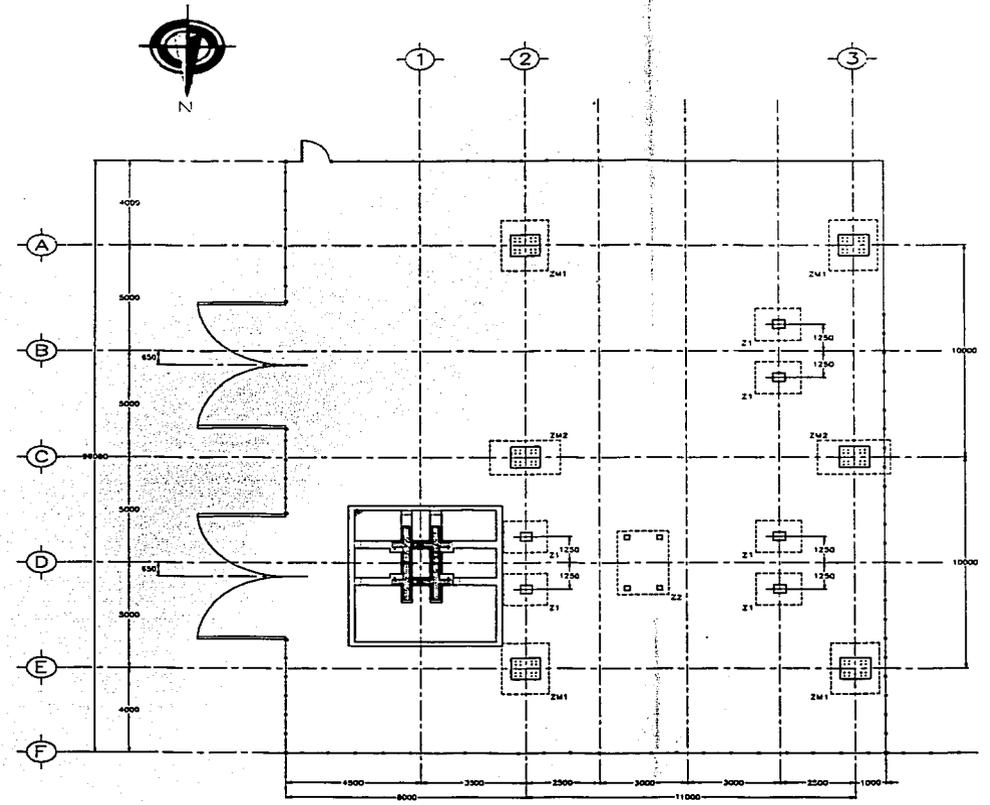
EST. DE INGENIERIA
FALLA DE ORIGEN

NOTAS GENERALES

- 1.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS
- 2.- EL DIBUJO NO NECESARIAMENTE ESTÁ A ESCALA Y PARA SU INTERPRETACIÓN SIGEN LAS DIMENSIONES INDICADAS
- 3.- VERIFICAR DIMENSIONES Y POSICIÓN DE EQUIPOS EXISTENTES EN CAMPO

SIMBOLOGIA

- MC = NIVEL TORRE DE CONCRETO
- MT = NIVEL DE DISO TERMINADO
- MC = NIVEL DE PLANTAJE DE ORIENTACIÓN
- MT = NIVEL DE TERRACETA TERMINADA
- MT = NIVEL DE BANQUETA TERMINADA

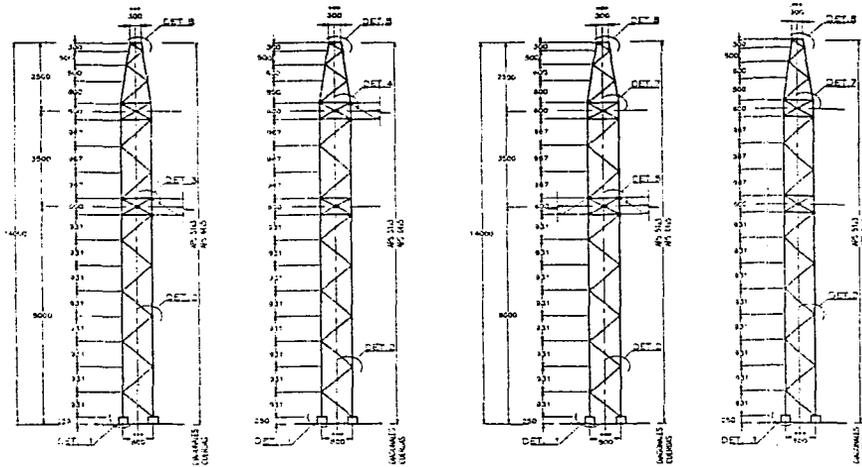
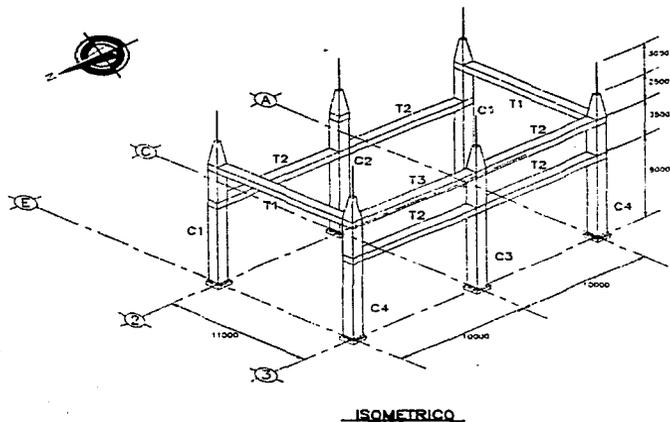


PLANTA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

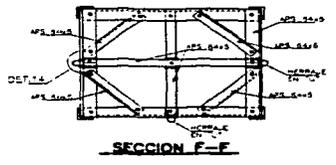
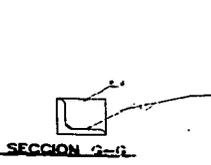
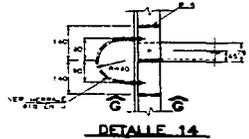
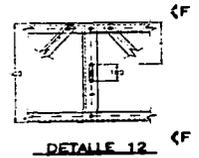
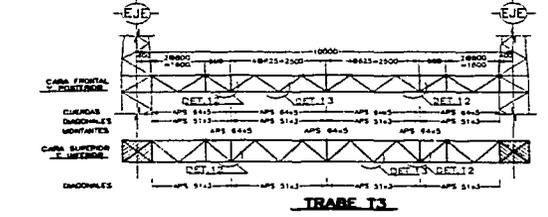
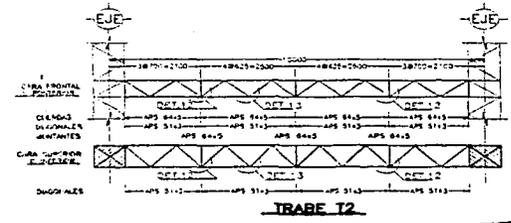
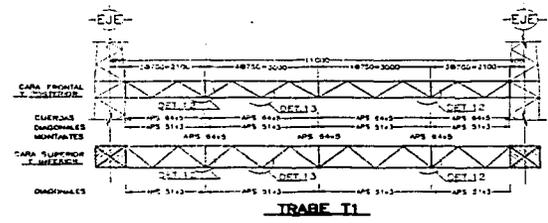
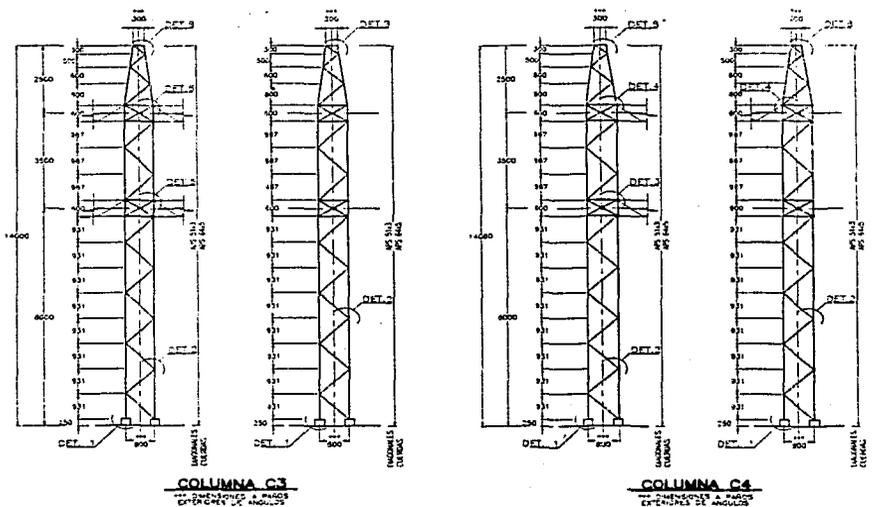
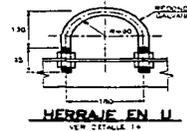
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CARRERA DE INGENIERÍA EN SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN	
TÍTULO	
DISEÑOS DE REFERENCIA	
UNAM	
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
PROYECTO: BARRIO AGUA FREJA S.S. 61/60 SV	
TÍTULO: ANEXOS GENERAL	
AUTOR: [Name]	
FECHA: [Date]	
LUGAR: [Location]	
Escala: [Scale]	
Materia: [Subject]	
Módulo: [Module]	
Ciclo: [Cycle]	
Materia: [Subject]	
Módulo: [Module]	
Ciclo: [Cycle]	

48



NOTAS

- 1-DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS
- 2-REFUERZOS METALICOS Y PLACAS DE ACERO ASTM A36
- 3-SOLDADURA DE TALLER CON ELECTRODOS RESISTENTES E-TUBO DE BASTO CONTENIDO DE HOMOGENEO Y DE ACUERDO A LA NORMA ASTM A332
- 4-TORNILLOS DE ACERO ASTM A325 Y CONTRATORNILLOS DE ACERO ASTM A305
- 5-REFUERZOS, PLACAS Y TORNILLOS DEBEN GALVANIZARSE POR INMERSION EN CALIENTE DE ACUERDO A LA NORMA ASTM A123, NOMES 2-1951
- 6-LOS AGUJEROS PARA TORNILLOS TENDRAN UN DIAMETRO IGUAL AL DIAMETRO DEL TORNILLO + 1.6 mm.
- 7-ESTOS PLANOS SON DE DISEÑO Y DE ESTOS SE DEBEN COPIAR LOS PLANOS DE TALLER
- 8-EN LA COLOCACION DE LOS REFUERZOS EN LAS CONJUNIONES SE DEBEN COLOCAR DE TAL MODO QUE SE RESISTAN AL VIENTO LAS EXCENTRICIDADES



SIMBOLOGIA

- 100 = NIVEL TOPE DE COLUMNAS
- 1000 = NIVEL DE PISO TERMINADO
- 10000 = NIVEL DE PLANTA DE MANTENIMIENTO
- 100000 = NIVEL DE TERMINACION TERMINADA
- 1000000 = NIVEL DE BOMBUETA TERMINADA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

UNAM	
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
PROYECTO: EDIFICIO POLITECNICO S.E. 80/85 CV	
TITULO: ESTRUCTURAS MAYORES	
ESTUDIANTE:	FECHA:
GRUPO:	FECHA:
PROFESOR:	FECHA:
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las dimensiones generales de las estructuras metálicas de este trabajo son propias de los arreglos eléctricos para subestaciones de 85kV. Sugieren la construcción de una estructura reticular, que ya no conviene arriostrar por alguna forma convencional, porque los espacios libres son más útiles para el movimiento de equipo durante la construcción o reparación de la subestación. Entonces estas estructuras y para estructuras más altas de subestaciones más grandes, se construyen preferentemente con cuerpos abiertos, en celosía, para reducir los efectos de viento. Además, los miembros de acero en esa disposición proporcionan menores pesos muertos.

Los lineamientos contenidos en las especificaciones para diseño de subestaciones, que emite la Comisión Federal de Electricidad, permiten que las estructuras metálicas de la misma subestación se calculen con criterios estándares, como los criterios de diseño por estados límite. Los criterios de diseño aquí empleados se justifican en mayor medida porque sus formulaciones para miembros en compresión implican la revisión de una falla por flexotorsión que, con frecuencia, es el caso más importante para los perfiles que se utilizaron (ángulos aislados).

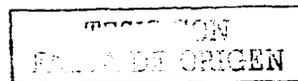
Las estructuras presentadas siguieron un proceso iterativo propio de estructuras hiperestáticas: proponer un arreglo estructural preliminar (con base en la experiencia y fórmulas sencillas de prediseño) y revisar hasta que se halle una solución adecuada. En este caso, los miembros a que se llegó tienen cargas máximas del orden del 80% de su resistencia total, lo cual es razonable. Durante el análisis, en lo posible, se recomienda utilizar el principio de superposición de esfuerzos, dado que la aplicación de cargas en la estructura es gradual. También se recomienda, incluir en las combinaciones de carga, la que considera la secuencia del montaje de cables, y que produce cierto desequilibrio importante antes de que el sistema de fuerzas este completo.

La bibliografía mencionada también sirve de referencia para el diseño del resto de los elementos en la subestación eléctrica, hasta tensiones de 400kV. Pero no completamente para elementos del sistema de transmisión de energía eléctrica, es decir, las torres de transmisión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

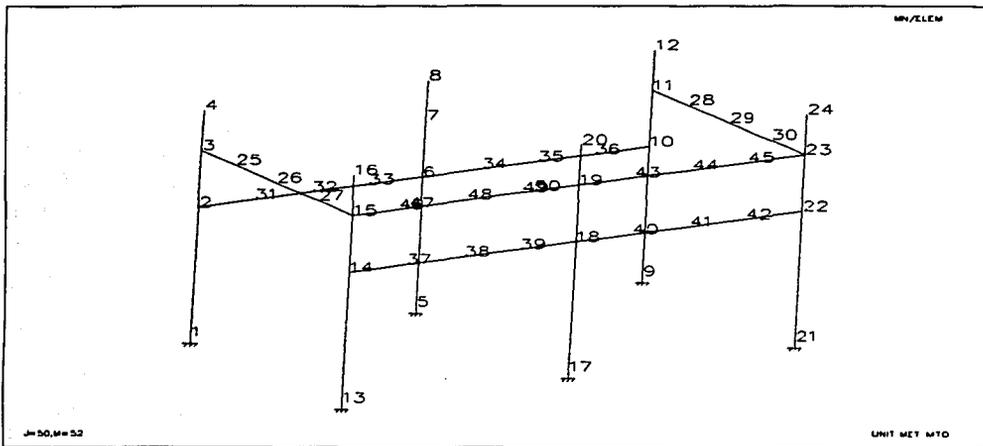
BIBLIOGRAFÍA

- 1. Manual de diseño de obras civiles, capítulo C.1.1 (Métodos de diseño)
Comisión Federal de Electricidad, Instituto de investigaciones eléctricas**
- 2. Manual de diseño de obras civiles, capítulo C.2.3 (Estructuras para transmisión de energía eléctrica)
Comisión Federal de Electricidad, Instituto de investigaciones eléctricas**
- 3. Especificaciones para diseño de subestaciones, CPTT-GT-001-95
Comisión Federal de Electricidad**
- 4. Especificaciones para diseño de estructuras metálicas y sus cimentaciones para subestaciones, CFE JA100-57
Comisión Federal de Electricidad**
- 5. Elementos de diseño de subestaciones eléctricas
Ing. Gilberto Enriquez Harper
Edit. Limusa**
- 6. Diseño de subestaciones eléctricas
Raull Martin José
Edit. Limusa**
- 7. Diseño de estructuras de acero, Miembros en tensión
Oscar de Buen López de Heredia
Fundción ICA, A.C.**
- 8. Manual de diseño de obras civiles, Diseño por viento
Comisión Federal de Electricidad, Instituto de investigaciones eléctricas
Mexico D.F. 1993**
- 9. Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design
American institute of Steel Construction
2nd Edition (1994)**
- 10. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318/318R-1992
American Concrete Institute**



ANEXO 1
ANÁLISIS DEL MARCO TRIDIMENSIONAL

ESTADO DE GUAYMAS
FEDERACIÓN DE ORIGIN



TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

39. LOAD 1 BUSES + EQ. + P.P. + MONTAJE
 40. MEMBER LOAD
 41. SELFWEIGHT Y -1.
 42. JOINT LOAD
 43. 25 26 27 FX .65
 44. 28 29 30 FX -.65
 45. 47 48 49 FZ -.65
 46. 46 48 50 FZ .65
 47. 37 38 39 FZ .65
 48. 40 41 42 FZ .65
 49. 31 32 33 FZ -.65
 50. 34 35 36 FZ -.65
 51. 4 8 12 FZ .050
 52. 16 20 24 FZ -.025
 53. 16 20 24 FZ .025
 54. LOAD 2 BUSES EN DESQ. + EQ. + P.P. + MONTAJE
 55. MEMBER LOAD
 56. SELFWEIGHT Y -1.
 57. JOINT LOAD
 58. 25 26 27 FX .65
 59. 46 48 50 FZ .65
 60. 37 38 39 FZ .65
 61. 4 8 12 FZ .050
 62. 16 20 24 FZ .050
 63. LOAD 3 VIENTO DIRECCION X
 64. MEMBER LOAD
 65. 19 TO 22 UNI GX .022
 66. ****COLUMNAS
 67. 1 2 3 10 11 12 UNI GX .022
 68. LOAD 4 VIENTO DIRECCION -X
 69. MEMBER LOAD
 70. 23 TO 26 UNI GX -.022
 71. ****COLUMNAS
 72. 7 8 9 16 17 18 UNI GX -.022
 73. LOAD 5 VIENTO DIRECCION Z
 74. MEMBER LOAD
 75. 43 TO 52 UNI GZ .022
 76. 27 TO 34 UNI GZ .022
 77. *****COLUMNAS
 78. 1 TO 9 UNI GZ .022
 79. LOAD 6 VIENTO DIRECCION -Z
 80. MEMBER LOAD
 81. 35 TO 42 UNI GZ -.022
 82. 43 TO 52 UNI GZ -.022
 83. 10 TO 18 UNI GZ -.022
 84. LOAD COMB 7 BUSES +EQ. + P.P.
 85. 1 1.40
 86. LOAD COMB 8 BUSES + EQ. + P.P. + VIENTO DIR. X
 87. 1 1.2 3 1.3
 88. LOAD COMB 9 BUSES + EQ. + P.P. - VIENTO DIR. X
 89. 1 1.2 4 1.3
 90. LOAD COMB 10 BUSES + EQ. + P.P. + VIENTO DIR. Z
 91. 1 1.2 5 1.3
 92. LOAD COMB 11 BUSES + EQ. + P.P. - VIENTO DIR. Z
 93. 1 1.2 6 1.3
 94. PERFORM ANALYSIS

TRINIDAD
 FALLA DE ONGEN

P R O B L E M S T A T I S T I C S

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS = 50/ 52/ 6
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH = 31/ 5
TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 6, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 264
SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 7920 DOUBLE PREC. WORDS
REQRD/AVAIL. DISK SPACE = 12.14/ 44.8 MB, EXMEM = 1960.5 MB

++ Processing Element Stiffness Matrix. 17:52: 4
++ Processing Global Stiffness Matrix. 17:52: 4
++ Processing Triangular Factorization. 17:52: 5
++ Calculating Joint Displacements. 17:52: 5
++ Calculating Member Forces. 17:52: 5

95. LOAD LIST 1 2 7 TO 11

96. PRINT JOINT DISPLACEMENTS LIST 6 26 32 48 8

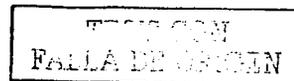
TECH CON
FALLA DE CP GEN

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN	
6	1	-.0041	-.0120	-2.9635	-.0055	.0000	.0000	
	2	.3673	-.0100	.8155	.0016	.0007	-.0002	
	7	-.0058	-.0168	-4.1489	-.0077	.0000	.0000	
	8	.1721	-.0151	-3.5574	-.0066	.0000	-.0001	
	9	-.1820	-.0151	-3.5574	-.0066	.0000	.0001	
	10	-.0049	-.0146	-2.3688	-.0042	.0000	.0000	
	11	-.0049	-.0140	-3.8749	-.0072	.0000	.0000	
	26	1	.8968	-.2094	.3676	-.0002	-.0004	-.0009
		2	1.5061	-.1163	3.1710	-.0010	-.0003	-.0013
		7	1.2555	-.2931	.5146	-.0002	-.0006	-.0012
		8	1.4261	-.2495	.4111	-.0002	-.0007	-.0014
9		.8508	-.2534	.4637	-.0002	-.0005	-.0009	
10		1.1295	-.2252	1.3295	-.0005	-.0005	-.0011	
32	11	.9529	-.2261	-.5397	.0001	-.0005	-.0010	
	1	.0114	-.1168	-2.2217	-.0024	.0032	.0002	
	2	.3801	-.1419	1.3242	.0026	.0013	.0003	
	7	.0160	-.1635	-3.1103	-.0034	.0044	.0002	
	8	.1947	-.1749	-2.6762	-.0029	.0038	.0003	
	9	-.1617	-.1288	-2.6590	-.0029	.0038	.0001	
	10	.0143	-.1421	-1.6277	-.0012	.0032	.0002	
	11	.0124	-.1339	-3.0819	-.0037	.0035	.0002	
	48	1	.0142	-.0333	1.5090	.0005	-.0020	.0000
2		.6331	-.0430	4.1583	.0031	-.0009	.0002	
7		.0199	-.0466	2.1125	.0007	-.0028	.0000	
8		.2391	-.0433	1.8482	.0006	-.0024	.0001	
9		-.2019	-.0388	1.8443	.0006	-.0024	.0000	
10		.0167	-.0420	2.8360	.0016	-.0026	.0000	
8	11	.0180	-.0377	.4839	-.0006	-.0017	.0000	
	1	-.0055	-.0127	-6.1936	-.0053	.0000	.0000	
	2	.4907	-.0107	1.8365	.0017	.0007	-.0002	
	7	-.0077	-.0178	-8.6710	-.0075	.0000	.0000	
	8	.2357	-.0160	-7.4350	-.0064	.0000	-.0001	
	9	-.2488	-.0160	-7.4350	-.0064	.0000	.0001	
	10	-.0066	-.0154	-4.7800	-.0039	.0000	.0000	
11	-.0066	-.0148	-8.1096	-.0070	.0000	.0000		

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

97. LOAD LIST 1 2 7 TO 11
 98. PRINT SUPPORT REACTIONS



SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	1	.46	.15	.41	1.06	.00	-1.18
	2	.17	-.65	-.93	-6.91	.00	.39
	7	.65	.21	.58	1.49	.00	-1.65
	8	.40	.07	.50	1.34	.00	-.74
	9	.71	.24	.49	1.22	.00	-2.19
	10	.57	-.04	-.06	-1.45	.00	-1.46
	11	.52	.43	.78	3.41	.00	-1.32
5	1	.01	.79	1.26	9.81	.00	-.02
	2	-.46	.67	-.28	-2.51	.00	2.04
	7	.01	1.10	1.77	13.73	.00	-.03
	8	-.21	.98	1.52	11.77	.00	.94
	9	.22	.98	1.52	11.77	.00	-.99
	10	.01	.95	.99	7.93	.00	-.03
	11	.01	.92	1.65	12.81	.00	-.03
9	1	-.46	.14	.41	1.03	.00	1.15
	2	-.45	.24	-.28	-2.22	.00	1.97
	7	-.65	.19	.57	1.44	.00	1.61
	8	-.70	.23	.48	1.18	.00	2.16
	9	-.39	.06	.50	1.30	.00	.70
	10	-.57	-.05	-.07	-1.49	.00	1.43
	11	-.51	.42	.77	3.37	.00	1.29
13	1	.02	.64	-.51	-2.25	.00	-.06
	2	-.37	.91	-1.41	-8.65	.00	1.97
	7	.03	.89	-.71	-3.15	.00	-.08
	8	-.24	.63	-.60	-2.64	.00	.87
	9	.18	.89	-.62	-2.76	.00	-.82
	10	.03	.97	-.89	-4.71	.00	-.06
	11	.03	.53	-.05	-.16	.00	-.07
17	1	.00	.67	-1.21	-6.61	.00	.02
	2	-.44	.66	-.93	-7.50	.00	2.18
	7	.00	.94	-1.69	-9.26	.00	.02
	8	-.17	.80	-1.45	-7.99	.00	.83
	9	.16	.80	-1.45	-7.99	.00	-.79
	10	.00	.81	-1.60	-9.63	.00	.02
	11	.00	.80	-.93	-4.71	.00	.02
21	1	-.03	.65	-.51	-2.28	.00	.08
	2	-.40	1.20	-.37	-2.57	.00	2.05
	7	-.04	.90	-.72	-3.20	.00	.12
	8	-.18	.90	-.63	-2.80	.00	.85
	9	.24	.64	-.61	-2.68	.00	-.84
	10	-.03	.98	-.90	-4.75	.00	.10
	11	-.04	.54	-.05	.12	.00	.10

FALLA DE CEMENTO

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

99. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

**** DATE= OCT 14,2002 TIME= 17:52: 7 ****

* For questions on STAAD-III, contact: *
* Research Engineers, Inc at *
* West Coast: Ph- (714) 974-2500 Fax- (714) 921-2543 *
* East Coast: Ph- (508) 688-3626 Fax- (508) 685-7230 *

TRABAJOS COM
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 2

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA INCLUYENDO A TODOS SUS MIEMBROS

TRABAJO
FALLA DE ORIGEN

```

*****
*
*          S T A A D - III
*      Revision 22.3
*      Proprietary Program of
*      Research Engineers, Inc.
*      Date=   AUG 25, 2002
*      Time=   0:31: 2
*
*****

```

```

1. STAAD SPACE S.E. KOSA 85/23 KV
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES
5.      1      -.400      .000      -.400
6.      2      -.400      .931      -.400
7.      3      -.400      1.862      -.400
8.      4      -.400      2.794      -.400
9.      5      -.400      3.725      -.400
10.     6      -.400      4.656      -.400
11.     7      -.400      5.587      -.400
12.     8      -.400      6.519      -.400
13.     9      -.400      7.450      -.400
14.    10      -.400      8.050      -.400
15.    11      -.400      9.017      -.400
16.    12      -.400      9.983      -.400
17.    13      -.400     10.950      -.400
18.    14      -.400     11.550      -.400
19.    15      .400      .000      -.400
20.    16      .400      .931      -.400
21.    17      .400      1.862      -.400
22.    18      .400      2.794      -.400
23.    19      .400      3.725      -.400
24.    20      .400      4.656      -.400
25.    21      .400      5.587      -.400
26.    22      .400      6.519      -.400
27.    23      .400      7.450      -.400
28.    24      .400      8.050      -.400
29.    25      .400      9.017      -.400
30.    26      .400      9.983      -.400
31.    27      .400     10.950      -.400
32.    28      .400     11.550      -.400
33.    29      .400      .000      .400
34.    30      .400      .931      .400
35.    31      .400      1.862      .400
36.    32      .400      2.794      .400
37.    33      .400      3.725      .400
38.    34      .400      4.656      .400
39.    35      .400      5.587      .400
40.    36      .400      6.519      .400
41.    37      .400      7.450      .400

```

TEC CON
FALLA DE ORIGEN

42.	38	.400	8.050	.400
43.	39	.400	9.017	.400
44.	40	.400	9.983	.400
45.	41	.400	10.950	.400
46.	42	.400	11.550	.400
47.	43	-.400	.000	.400
48.	44	-.400	.931	.400
49.	45	-.400	1.862	.400
50.	46	-.400	2.794	.400
51.	47	-.400	3.725	.400
52.	48	-.400	4.656	.400
53.	49	-.400	5.587	.400
54.	50	-.400	6.519	.400
55.	51	-.400	7.450	.400
56.	52	-.400	8.050	.400
57.	53	-.400	9.017	.400
58.	54	-.400	9.983	.400
59.	55	-.400	10.950	.400
60.	56	-.400	11.550	.400
61.	57	9.600	.000	-.400
62.	58	9.600	.931	-.400
63.	59	9.600	1.862	-.400
64.	60	9.600	2.794	-.400
65.	61	9.600	3.725	-.400
66.	62	9.600	4.656	-.400
67.	63	9.600	5.587	-.400
68.	64	9.600	6.519	-.400
69.	65	9.600	7.450	-.400
70.	66	9.600	8.050	-.400
71.	67	9.600	9.017	-.400
72.	68	9.600	9.983	-.400
73.	69	9.600	10.950	-.400
74.	70	9.600	11.550	-.400
75.	71	10.400	.000	-.400
76.	72	10.400	.931	-.400
77.	73	10.400	1.862	-.400
78.	74	10.400	2.794	-.400
79.	75	10.400	3.725	-.400
80.	76	10.400	4.656	-.400
81.	77	10.400	5.587	-.400
82.	78	10.400	6.519	-.400
83.	79	10.400	7.450	-.400
84.	80	10.400	8.050	-.400
85.	81	10.400	9.017	-.400
86.	82	10.400	9.983	-.400
87.	83	10.400	10.950	-.400
88.	84	10.400	11.550	-.400
89.	85	10.400	.000	.400
90.	86	10.400	.931	.400
91.	87	10.400	1.862	.400
92.	88	10.400	2.794	.400
93.	89	10.400	3.725	.400
94.	90	10.400	4.656	.400
95.	91	10.400	5.587	.400
96.	92	10.400	6.519	.400
97.	93	10.400	7.450	.400

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

98.	94	10.400	8.050	.400
99.	95	10.400	9.017	.400
100.	96	10.400	9.983	.400
101.	97	10.400	10.950	.400
102.	98	10.400	11.550	.400
103.	99	9.600	.000	.400
104.	100	9.600	.931	.400
105.	101	9.600	1.862	.400
106.	102	9.600	2.794	.400
107.	103	9.600	3.725	.400
108.	104	9.600	4.656	.400
109.	105	9.600	5.587	.400
110.	106	9.600	6.519	.400
111.	107	9.600	7.450	.400
112.	108	9.600	8.050	.400
113.	109	9.600	9.017	.400
114.	110	9.600	9.983	.400
115.	111	9.600	10.950	.400
116.	112	9.600	11.550	.400
117.	113	19.600	.000	-.400
118.	114	19.600	.931	-.400
119.	115	19.600	1.862	-.400
120.	116	19.600	2.794	-.400
121.	117	19.600	3.725	-.400
122.	118	19.600	4.656	-.400
123.	119	19.600	5.587	-.400
124.	120	19.600	6.519	-.400
125.	121	19.600	7.450	-.400
126.	122	19.600	8.050	-.400
127.	123	19.600	9.017	-.400
128.	124	19.600	9.983	-.400
129.	125	19.600	10.950	-.400
130.	126	19.600	11.550	-.400
131.	127	20.400	.000	-.400
132.	128	20.400	.931	-.400
133.	129	20.400	1.862	-.400
134.	130	20.400	2.794	-.400
135.	131	20.400	3.725	-.400
136.	132	20.400	4.656	-.400
137.	133	20.400	5.587	-.400
138.	134	20.400	6.519	-.400
139.	135	20.400	7.450	-.400
140.	136	20.400	8.050	-.400
141.	137	20.400	9.017	-.400
142.	138	20.400	9.983	-.400
143.	139	20.400	10.950	-.400
144.	140	20.400	11.550	-.400
145.	141	20.400	.000	.400
146.	142	20.400	.931	.400
147.	143	20.400	1.862	.400
148.	144	20.400	2.794	.400
149.	145	20.400	3.725	.400
150.	146	20.400	4.656	.400
151.	147	20.400	5.587	.400
152.	148	20.400	6.519	.400
153.	149	20.400	7.450	.400

TEGIC 3-4
FALLA DE ORIGEN

154.	150	20.400	8.050	.400
155.	151	20.400	9.017	.400
156.	152	20.400	9.983	.400
157.	153	20.400	10.950	.400
158.	154	20.400	11.550	.400
159.	155	19.600	.000	.400
160.	156	19.600	.931	.400
161.	157	19.600	1.862	.400
162.	158	19.600	2.794	.400
163.	159	19.600	3.725	.400
164.	160	19.600	4.656	.400
165.	161	19.600	5.587	.400
166.	162	19.600	6.519	.400
167.	163	19.600	7.450	.400
168.	164	19.600	8.050	.400
169.	165	19.600	9.017	.400
170.	166	19.600	9.983	.400
171.	167	19.600	10.950	.400
172.	168	19.600	11.550	.400
173.	169	-.400	.000	10.600
174.	170	-.400	.931	10.600
175.	171	-.400	1.862	10.600
176.	172	-.400	2.794	10.600
177.	173	-.400	3.725	10.600
178.	174	-.400	4.656	10.600
179.	175	-.400	5.587	10.600
180.	176	-.400	6.519	10.600
181.	177	-.400	7.450	10.600
182.	178	-.400	8.050	10.600
183.	179	-.400	9.017	10.600
184.	180	-.400	9.983	10.600
185.	181	-.400	10.950	10.600
186.	182	-.400	11.550	10.600
187.	183	.400	.000	10.600
188.	184	.400	.931	10.600
189.	185	.400	1.862	10.600
190.	186	.400	2.794	10.600
191.	187	.400	3.725	10.600
192.	188	.400	4.656	10.600
193.	189	.400	5.587	10.600
194.	190	.400	6.519	10.600
195.	191	.400	7.450	10.600
196.	192	.400	8.050	10.600
197.	193	.400	9.017	10.600
198.	194	.400	9.983	10.600
199.	195	.400	10.950	10.600
200.	196	.400	11.550	10.600
201.	197	.400	.000	11.400
202.	198	.400	.931	11.400
203.	199	.400	1.862	11.400
204.	200	.400	2.794	11.400
205.	201	.400	3.725	11.400
206.	202	.400	4.656	11.400
207.	203	.400	5.587	11.400
208.	204	.400	6.519	11.400
209.	205	.400	7.450	11.400

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

210.	206	.400	8.050	11.400
211.	207	.400	9.017	11.400
212.	208	.400	9.983	11.400
213.	209	.400	10.950	11.400
214.	210	.400	11.550	11.400
215.	211	-.400	.000	11.400
216.	212	-.400	.931	11.400
217.	213	-.400	1.862	11.400
218.	214	-.400	2.794	11.400
219.	215	-.400	3.725	11.400
220.	216	-.400	4.656	11.400
221.	217	-.400	5.587	11.400
222.	218	-.400	6.519	11.400
223.	219	-.400	7.450	11.400
224.	220	-.400	8.050	11.400
225.	221	-.400	9.017	11.400
226.	222	-.400	9.983	11.400
227.	223	-.400	10.950	11.400
228.	224	-.400	11.550	11.400
229.	225	9.600	.000	10.600
230.	226	9.600	.931	10.600
231.	227	9.600	1.862	10.600
232.	228	9.600	2.794	10.600
233.	229	9.600	3.725	10.600
234.	230	9.600	4.656	10.600
235.	231	9.600	5.587	10.600
236.	232	9.600	6.519	10.600
237.	233	9.600	7.450	10.600
238.	234	9.600	8.050	10.600
239.	235	9.600	9.017	10.600
240.	236	9.600	9.983	10.600
241.	237	9.600	10.950	10.600
242.	238	9.600	11.550	10.600
243.	239	10.400	.000	10.600
244.	240	10.400	.931	10.600
245.	241	10.400	1.862	10.600
246.	242	10.400	2.794	10.600
247.	243	10.400	3.725	10.600
248.	244	10.400	4.656	10.600
249.	245	10.400	5.587	10.600
250.	246	10.400	6.519	10.600
251.	247	10.400	7.450	10.600
252.	248	10.400	8.050	10.600
253.	249	10.400	9.017	10.600
254.	250	10.400	9.983	10.600
255.	251	10.400	10.950	10.600
256.	252	10.400	11.550	10.600
257.	253	10.400	.000	11.400
258.	254	10.400	.931	11.400
259.	255	10.400	1.862	11.400
260.	256	10.400	2.794	11.400
261.	257	10.400	3.725	11.400
262.	258	10.400	4.656	11.400
263.	259	10.400	5.587	11.400
264.	260	10.400	6.519	11.400
265.	261	10.400	7.450	11.400

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

266.	262	10.400	8.050	11.400
267.	263	10.400	9.017	11.400
268.	264	10.400	9.983	11.400
269.	265	10.400	10.950	11.400
270.	266	10.400	11.550	11.400
271.	267	9.600	.000	11.400
272.	268	9.600	.931	11.400
273.	269	9.600	1.862	11.400
274.	270	9.600	2.794	11.400
275.	271	9.600	3.725	11.400
276.	272	9.600	4.656	11.400
277.	273	9.600	5.587	11.400
278.	274	9.600	6.519	11.400
279.	275	9.600	7.450	11.400
280.	276	9.600	8.050	11.400
281.	277	9.600	9.017	11.400
282.	278	9.600	9.983	11.400
283.	279	9.600	10.950	11.400
284.	280	9.600	11.550	11.400
285.	281	19.600	.000	10.600
286.	282	19.600	.931	10.600
287.	283	19.600	1.862	10.600
288.	284	19.600	2.794	10.600
289.	285	19.600	3.725	10.600
290.	286	19.600	4.656	10.600
291.	287	19.600	5.587	10.600
292.	288	19.600	6.519	10.600
293.	289	19.600	7.450	10.600
294.	290	19.600	8.050	10.600
295.	291	19.600	9.017	10.600
296.	292	19.600	9.983	10.600
297.	293	19.600	10.950	10.600
298.	294	19.600	11.550	10.600
299.	295	20.400	.000	10.600
300.	296	20.400	.931	10.600
301.	297	20.400	1.862	10.600
302.	298	20.400	2.794	10.600
303.	299	20.400	3.725	10.600
304.	300	20.400	4.656	10.600
305.	301	20.400	5.587	10.600
306.	302	20.400	6.519	10.600
307.	303	20.400	7.450	10.600
308.	304	20.400	8.050	10.600
309.	305	20.400	9.017	10.600
310.	306	20.400	9.983	10.600
311.	307	20.400	10.950	10.600
312.	308	20.400	11.550	10.600
313.	309	20.400	.000	11.400
314.	310	20.400	.931	11.400
315.	311	20.400	1.862	11.400
316.	312	20.400	2.794	11.400
317.	313	20.400	3.725	11.400
318.	314	20.400	4.656	11.400
319.	315	20.400	5.587	11.400
320.	316	20.400	6.519	11.400
321.	317	20.400	7.450	11.400

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

322.	318	20.400	8.050	11.400
323.	319	20.400	9.017	11.400
324.	320	20.400	9.983	11.400
325.	321	20.400	10.950	11.400
326.	322	20.400	11.550	11.400
327.	323	19.600	.000	11.400
328.	324	19.600	.931	11.400
329.	325	19.600	1.862	11.400
330.	326	19.600	2.794	11.400
331.	327	19.600	3.725	11.400
332.	328	19.600	4.656	11.400
333.	329	19.600	5.587	11.400
334.	330	19.600	6.519	11.400
335.	331	19.600	7.450	11.400
336.	332	19.600	8.050	11.400
337.	333	19.600	9.017	11.400
338.	334	19.600	9.983	11.400
339.	335	19.600	10.950	11.400
340.	336	19.600	11.550	11.400
341.	337	-.310	12.350	-.310
342.	338	-.240	12.950	-.240
343.	339	-.180	13.450	-.180
344.	340	-.150	13.750	-.150
345.	341	.310	12.350	-.310
346.	342	.240	12.950	-.240
347.	343	.180	13.450	-.180
348.	344	.150	13.750	-.150
349.	345	.310	12.350	.310
350.	346	.240	12.950	.240
351.	347	.180	13.450	.180
352.	348	.150	13.750	.150
353.	349	-.310	12.350	.310
354.	350	-.240	12.950	.240
355.	351	-.180	13.450	.180
356.	352	-.150	13.750	.150
357.	353	9.690	12.350	-.310
358.	354	9.760	12.950	-.240
359.	355	9.820	13.450	-.180
360.	356	9.850	13.750	-.150
361.	357	10.310	12.350	-.310
362.	358	10.240	12.950	-.240
363.	359	10.180	13.450	-.180
364.	360	10.150	13.750	-.150
365.	361	10.310	12.350	.310
366.	362	10.240	12.950	.240
367.	363	10.180	13.450	.180
368.	364	10.150	13.750	.150
369.	365	9.690	12.350	.310
370.	366	9.760	12.950	.240
371.	367	9.820	13.450	.180
372.	368	9.850	13.750	.150
373.	369	19.690	12.350	-.310
374.	370	19.760	12.950	-.240
375.	371	19.820	13.450	-.180
376.	372	19.850	13.750	-.150
377.	373	20.310	12.350	-.310

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

378.	374	20.240	12.950	-.240
379.	375	20.180	13.450	-.180
380.	376	20.150	13.750	-.150
381.	377	20.310	12.350	.310
382.	378	20.240	12.950	.240
383.	379	20.180	13.450	.180
384.	380	20.150	13.750	.150
385.	381	19.690	12.350	.310
386.	382	19.760	12.950	.240
387.	383	19.820	13.450	.180
388.	384	19.850	13.750	.150
389.	385	-.310	12.350	10.690
390.	386	-.240	12.950	10.760
391.	387	-.180	13.450	10.820
392.	388	-.150	13.750	10.850
393.	389	.310	12.350	10.690
394.	390	.240	12.950	10.760
395.	391	.180	13.450	10.820
396.	392	.150	13.750	10.850
397.	393	.310	12.350	11.310
398.	394	.240	12.950	11.240
399.	395	.180	13.450	11.180
400.	396	.150	13.750	11.150
401.	397	-.310	12.350	11.310
402.	398	-.240	12.950	11.240
403.	399	-.180	13.450	11.180
404.	400	-.150	13.750	11.150
405.	401	9.690	12.350	10.690
406.	402	9.760	12.950	10.760
407.	403	9.820	13.450	10.820
408.	404	9.850	13.750	10.850
409.	405	10.310	12.350	10.690
410.	406	10.240	12.950	10.760
411.	407	10.180	13.450	10.820
412.	408	10.150	13.750	10.850
413.	409	10.310	12.350	11.310
414.	410	10.240	12.950	11.240
415.	411	10.180	13.450	11.180
416.	412	10.150	13.750	11.150
417.	413	9.690	12.350	11.310
418.	414	9.760	12.950	11.240
419.	415	9.820	13.450	11.180
420.	416	9.850	13.750	11.150
421.	417	19.690	12.350	10.690
422.	418	19.760	12.950	10.760
423.	419	19.820	13.450	10.820
424.	420	19.850	13.750	10.850
425.	421	20.310	12.350	10.690
426.	422	20.240	12.950	10.760
427.	423	20.180	13.450	10.820
428.	424	20.150	13.750	10.850
429.	425	20.310	12.350	11.310
430.	426	20.240	12.950	11.240
431.	427	20.180	13.450	11.180
432.	428	20.150	13.750	11.150
433.	429	19.690	12.350	11.310

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

434.	430	19.760	12.950	11.240
435.	431	19.820	13.450	11.180
436.	432	19.850	13.750	11.150
437.	433	.400	10.950	1.100
438.	434	.400	10.950	1.800
439.	435	.400	10.950	2.500
440.	436	.400	10.950	3.250
441.	437	.400	10.950	4.000
442.	438	.400	10.950	4.750
443.	439	.400	10.950	5.500
444.	440	.400	10.950	6.250
445.	441	.400	10.950	7.000
446.	442	.400	10.950	7.750
447.	443	.400	10.950	8.500
448.	444	.400	10.950	9.200
449.	445	.400	10.950	9.900
450.	446	.400	11.550	1.100
451.	447	.400	11.550	1.800
452.	448	.400	11.550	2.500
453.	449	.400	11.550	3.250
454.	450	.400	11.550	4.000
455.	451	.400	11.550	4.750
456.	452	.400	11.550	5.500
457.	453	.400	11.550	6.250
458.	454	.400	11.550	7.000
459.	455	.400	11.550	7.750
460.	456	.400	11.550	8.500
461.	457	.400	11.550	9.200
462.	458	.400	11.550	9.900
463.	459	-.400	11.550	1.100
464.	460	-.400	11.550	1.800
465.	461	-.400	11.550	2.500
466.	462	-.400	11.550	3.250
467.	463	-.400	11.550	4.000
468.	464	-.400	11.550	4.750
469.	465	-.400	11.550	5.500
470.	466	-.400	11.550	6.250
471.	467	-.400	11.550	7.000
472.	468	-.400	11.550	7.750
473.	469	-.400	11.550	8.500
474.	470	-.400	11.550	9.200
475.	471	-.400	11.550	9.900
476.	472	-.400	10.950	1.100
477.	473	-.400	10.950	1.800
478.	474	-.400	10.950	2.500
479.	475	-.400	10.950	3.250
480.	476	-.400	10.950	4.000
481.	477	-.400	10.950	4.750
482.	478	-.400	10.950	5.500
483.	479	-.400	10.950	6.250
484.	480	-.400	10.950	7.000
485.	481	-.400	10.950	7.750
486.	482	-.400	10.950	8.500
487.	483	-.400	10.950	9.200
488.	484	-.400	10.950	9.900
489.	485	20.400	10.950	1.100

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

490.	486	20.400	10.950	1.800
491.	487	20.400	10.950	2.500
492.	488	20.400	10.950	3.250
493.	489	20.400	10.950	4.000
494.	490	20.400	10.950	4.750
495.	491	20.400	10.950	5.500
496.	492	20.400	10.950	6.250
497.	493	20.400	10.950	7.000
498.	494	20.400	10.950	7.750
499.	495	20.400	10.950	8.500
500.	496	20.400	10.950	9.200
501.	497	20.400	10.950	9.900
502.	498	20.400	11.550	1.100
503.	499	20.400	11.550	1.500
504.	500	20.400	11.550	2.500
505.	501	20.400	11.550	3.250
506.	502	20.400	11.550	4.000
507.	503	20.400	11.550	4.750
508.	504	20.400	11.550	5.500
509.	505	20.400	11.550	6.250
510.	506	20.400	11.550	7.000
511.	507	20.400	11.550	7.750
512.	508	20.400	11.550	8.500
513.	509	20.400	11.550	9.200
514.	510	20.400	11.550	9.900
515.	511	19.600	11.550	1.100
516.	512	19.600	11.550	1.800
517.	513	19.600	11.550	2.500
518.	514	19.600	11.550	3.250
519.	515	19.600	11.550	4.000
520.	516	19.600	11.550	4.750
521.	517	19.600	11.550	5.500
522.	518	19.600	11.550	6.250
523.	519	19.600	11.550	7.000
524.	520	19.600	11.550	7.750
525.	521	19.600	11.550	8.500
526.	522	19.600	11.550	9.200
527.	523	19.600	11.550	9.900
528.	524	19.600	10.950	1.100
529.	525	19.600	10.950	1.800
530.	526	19.600	10.950	2.500
531.	527	19.600	10.950	3.250
532.	528	19.600	10.950	4.000
533.	529	19.600	10.950	4.750
534.	530	19.600	10.950	5.500
535.	531	19.600	10.950	6.250
536.	532	19.600	10.950	7.000
537.	533	19.600	10.950	7.750
538.	534	19.600	10.950	8.500
539.	535	19.600	10.950	9.200
540.	536	19.600	10.950	9.900
541.	537	20.400	11.550	1.800
542.	538	1.100	7.450	-.400
543.	539	1.800	7.450	-.400
544.	540	2.500	7.450	-.400
545.	541	3.125	7.450	-.400

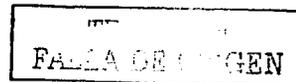
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

546.	542	3.750	7.450	- .400
547.	543	4.375	7.450	- .400
548.	544	5.000	7.450	- .400
549.	545	5.625	7.450	- .400
550.	546	6.250	7.450	- .400
551.	547	6.875	7.450	- .400
552.	548	7.500	7.450	- .400
553.	549	8.200	7.450	- .400
554.	550	8.900	7.450	- .400
555.	551	1.100	8.050	- .400
556.	552	1.800	8.050	- .400
557.	553	2.500	8.050	- .400
558.	554	3.125	8.050	- .400
559.	555	3.750	8.050	- .400
560.	556	4.375	8.050	- .400
561.	557	5.000	8.050	- .400
562.	558	5.625	8.050	- .400
563.	559	6.250	8.050	- .400
564.	560	6.875	8.050	- .400
565.	561	7.500	8.050	- .400
566.	562	8.200	8.050	- .400
567.	563	8.900	8.050	- .400
568.	564	1.100	8.050	.400
569.	565	1.800	8.050	.400
570.	566	2.500	8.050	.400
571.	567	3.125	8.050	.400
572.	568	3.750	8.050	.400
573.	569	4.375	8.050	.400
574.	570	5.000	8.050	.400
575.	571	5.625	8.050	.400
576.	572	6.250	8.050	.400
577.	573	6.875	8.050	.400
578.	574	7.500	8.050	.400
579.	575	8.200	8.050	.400
580.	576	8.900	8.050	.400
581.	577	1.100	7.450	.400
582.	578	1.800	7.450	.400
583.	579	2.500	7.450	.400
584.	580	3.125	7.450	.400
585.	581	3.750	7.450	.400
586.	582	4.375	7.450	.400
587.	583	5.000	7.450	.400
588.	584	5.625	7.450	.400
589.	585	6.250	7.450	.400
590.	586	6.875	7.450	.400
591.	587	7.500	7.450	.400
592.	588	8.200	7.450	.400
593.	589	8.900	7.450	.400
594.	590	11.100	7.450	- .400
595.	591	11.800	7.450	- .400
596.	592	12.500	7.450	- .400
597.	593	13.125	7.450	- .400
598.	594	13.750	7.450	- .400
599.	595	14.375	7.450	- .400
600.	596	15.000	7.450	- .400
601.	597	15.625	7.450	- .400

602.	598	16.250	7.450	-.400
603.	599	16.875	7.450	-.400
604.	600	17.500	7.450	-.400
605.	601	18.200	7.450	-.400
606.	602	18.900	7.450	-.400
607.	603	11.100	8.050	-.400
608.	604	11.800	8.050	-.400
609.	605	12.500	8.050	-.400
610.	606	13.125	8.050	-.400
611.	607	13.750	8.050	-.400
612.	608	14.375	8.050	-.400
613.	609	15.000	8.050	-.400
614.	610	15.625	8.050	-.400
615.	611	16.250	8.050	-.400
616.	612	16.875	8.050	-.400
617.	613	17.500	8.050	-.400
618.	614	18.200	8.050	-.400
619.	615	18.900	8.050	-.400
620.	616	11.100	8.050	.400
621.	617	11.800	8.050	.400
622.	618	12.500	8.050	.400
623.	619	13.125	8.050	.400
624.	620	13.750	8.050	.400
625.	621	14.375	8.050	.400
626.	622	15.000	8.050	.400
627.	623	15.625	8.050	.400
628.	624	16.250	8.050	.400
629.	625	16.875	8.050	.400
630.	626	17.500	8.050	.400
631.	627	18.200	8.050	.400
632.	628	18.900	8.050	.400
633.	629	11.100	7.450	.400
634.	630	11.800	7.450	.400
635.	631	12.500	7.450	.400
636.	632	13.125	7.450	.400
637.	633	13.750	7.450	.400
638.	634	14.375	7.450	.400
639.	635	15.000	7.450	.400
640.	636	15.625	7.450	.400
641.	637	16.250	7.450	.400
642.	638	16.875	7.450	.400
643.	639	17.500	7.450	.400
644.	640	18.200	7.450	.400
645.	641	18.900	7.450	.400
646.	642	1.100	7.450	10.600
647.	643	1.800	7.450	10.600
648.	644	2.500	7.450	10.600
649.	645	3.125	7.450	10.600
650.	646	3.750	7.450	10.600
651.	647	4.375	7.450	10.600
652.	648	5.000	7.450	10.600
653.	649	5.625	7.450	10.600
654.	650	6.250	7.450	10.600
655.	651	6.875	7.450	10.600
656.	652	7.500	7.450	10.600
657.	653	8.200	7.450	10.600

TRINIDAD
FALLA DE ORIGEN

658.	654	8.900	7.450	10.600
659.	655	1.100	8.050	10.600
660.	656	1.800	8.050	10.600
661.	657	2.500	8.050	10.600
662.	658	3.125	8.050	10.600
663.	659	3.750	8.050	10.600
664.	660	4.375	8.050	10.600
665.	661	5.000	8.050	10.600
666.	662	5.625	8.050	10.600
667.	663	6.250	8.050	10.600
668.	664	6.875	8.050	10.600
669.	665	7.500	8.050	10.600
670.	666	8.200	8.050	10.600
671.	667	8.900	8.050	10.600
672.	668	1.100	8.050	11.400
673.	669	1.800	8.050	11.400
674.	670	2.500	8.050	11.400
675.	671	3.125	8.050	11.400
676.	672	3.750	8.050	11.400
677.	673	4.375	8.050	11.400
678.	674	5.000	8.050	11.400
679.	675	5.625	8.050	11.400
680.	676	6.250	8.050	11.400
681.	677	6.875	8.050	11.400
682.	678	7.500	8.050	11.400
683.	679	8.200	8.050	11.400
684.	680	8.900	8.050	11.400
685.	681	1.100	7.450	11.400
686.	682	1.800	7.450	11.400
687.	683	2.500	7.450	11.400
688.	684	3.125	7.450	11.400
689.	685	3.750	7.450	11.400
690.	686	4.375	7.450	11.400
691.	687	5.000	7.450	11.400
692.	688	5.625	7.450	11.400
693.	689	6.250	7.450	11.400
694.	690	6.875	7.450	11.400
695.	691	7.500	7.450	11.400
696.	692	8.200	7.450	11.400
697.	693	8.900	7.450	11.400
698.	694	11.100	7.450	10.600
699.	695	11.800	7.450	10.600
700.	696	12.500	7.450	10.600
701.	697	13.125	7.450	10.600
702.	698	13.750	7.450	10.600
703.	699	14.375	7.450	10.600
704.	700	15.000	7.450	10.600
705.	701	15.625	7.450	10.600
706.	702	16.250	7.450	10.600
707.	703	16.875	7.450	10.600
708.	704	17.500	7.450	10.600
709.	705	18.200	7.450	10.600
710.	706	18.900	7.450	10.600
711.	707	11.100	8.050	10.600
712.	708	11.800	8.050	10.600
713.	709	12.500	8.050	10.600



714.	710	13.125	8.050	10.600
715.	711	13.750	8.050	10.600
716.	712	14.375	8.050	10.600
717.	713	15.000	8.050	10.600
718.	714	15.625	8.050	10.600
719.	715	16.250	8.050	10.600
720.	716	16.875	8.050	10.600
721.	717	17.500	8.050	10.600
722.	718	18.200	8.050	10.600
723.	719	18.900	8.050	10.600
724.	720	11.100	8.050	11.400
725.	721	11.800	8.050	11.400
726.	722	12.500	8.050	11.400
727.	723	13.125	8.050	11.400
728.	724	13.750	8.050	11.400
729.	725	14.375	8.050	11.400
730.	726	15.000	8.050	11.400
731.	727	15.625	8.050	11.400
732.	728	16.250	8.050	11.400
733.	729	16.875	8.050	11.400
734.	730	17.500	8.050	11.400
735.	731	18.200	8.050	11.400
736.	732	18.900	8.050	11.400
737.	733	11.100	7.450	11.400
738.	734	11.800	7.450	11.400
739.	735	12.500	7.450	11.400
740.	736	13.125	7.450	11.400
741.	737	13.750	7.450	11.400
742.	738	14.375	7.450	11.400
743.	739	15.000	7.450	11.400
744.	740	15.625	7.450	11.400
745.	741	16.250	7.450	11.400
746.	742	16.875	7.450	11.400
747.	743	17.500	7.450	11.400
748.	744	18.200	7.450	11.400
749.	745	18.900	7.450	11.400
750.	746	11.100	10.950	10.600
751.	747	11.800	10.950	10.600
752.	748	12.500	10.950	10.600
753.	749	13.125	10.950	10.600
754.	750	13.750	10.950	10.600
755.	751	14.375	10.950	10.600
756.	752	15.000	10.950	10.600
757.	753	15.625	10.950	10.600
758.	754	16.250	10.950	10.600
759.	755	16.875	10.950	10.600
760.	756	17.500	10.950	10.600
761.	757	18.200	10.950	10.600
762.	758	18.900	10.950	10.600
763.	759	11.100	11.550	10.600
764.	760	11.800	11.550	10.600
765.	761	12.500	11.550	10.600
766.	762	13.125	11.550	10.600
767.	763	13.750	11.550	10.600
768.	764	14.375	11.550	10.600
769.	765	15.000	11.550	10.600

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

770.	766	15.625	11.550	10.600
771.	767	16.250	11.550	10.600
772.	768	16.875	11.550	10.600
773.	769	17.500	11.550	10.600
774.	770	18.200	11.550	10.600
775.	771	18.900	11.550	10.600
776.	772	11.100	11.550	11.400
777.	773	11.800	11.550	11.400
778.	774	12.500	11.550	11.400
779.	775	13.125	11.550	11.400
780.	776	13.750	11.550	11.400
781.	777	14.375	11.550	11.400
782.	778	15.000	11.550	11.400
783.	779	15.625	11.550	11.400
784.	780	16.250	11.550	11.400
785.	781	16.875	11.550	11.400
786.	782	17.500	11.550	11.400
787.	783	18.200	11.550	11.400
788.	784	18.900	11.550	11.400
789.	785	11.100	10.950	11.400
790.	786	11.800	10.950	11.400
791.	787	12.500	10.950	11.400
792.	788	13.125	10.950	11.400
793.	789	13.750	10.950	11.400
794.	790	14.375	10.950	11.400
795.	791	15.000	10.950	11.400
796.	792	15.625	10.950	11.400
797.	793	16.250	10.950	11.400
798.	794	16.875	10.950	11.400
799.	795	17.500	10.950	11.400
800.	796	18.200	10.950	11.400
801.	797	18.900	10.950	11.400
802.	798	15.000	7.450	- .400
803.	799	5.000	7.450	10.600
804.	800	15.000	7.450	10.600
805.	801	15.000	10.950	10.600
806.	802	1.200	10.950	10.600
807.	803	2.000	10.950	10.600
808.	804	2.500	10.950	10.600
809.	805	3.125	10.950	10.600
810.	806	3.750	10.950	10.600
811.	807	4.375	10.950	10.600
812.	808	5.000	10.950	10.600
813.	809	5.625	10.950	10.600
814.	810	6.250	10.950	10.600
815.	811	6.875	10.950	10.600
816.	812	7.500	10.950	10.600
817.	813	8.000	10.950	10.600
818.	814	8.800	10.950	10.600
819.	815	1.200	11.550	10.600
820.	816	2.000	11.550	10.600
821.	817	2.500	11.550	10.600
822.	818	3.125	11.550	10.600
823.	819	3.750	11.550	10.600
824.	820	4.375	11.550	10.600
825.	821	5.000	11.550	10.600

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

826.	822	5.625	11.550	10.600
827.	823	6.250	11.550	10.600
828.	824	6.875	11.550	10.600
829.	825	7.500	11.550	10.600
830.	826	8.000	11.550	10.600
831.	827	8.800	11.550	10.600
832.	828	1.200	11.550	11.400
833.	829	2.000	11.550	11.400
834.	830	2.500	11.550	11.400
835.	831	3.125	11.550	11.400
836.	832	3.750	11.550	11.400
837.	833	4.375	11.550	11.400
838.	834	5.000	11.550	11.400
839.	835	5.625	11.550	11.400
840.	836	6.250	11.550	11.400
841.	837	6.875	11.550	11.400
842.	838	7.500	11.550	11.400
843.	839	8.000	11.550	11.400
844.	840	8.800	11.550	11.400
845.	841	1.200	10.950	11.400
846.	842	2.000	10.950	11.400
847.	843	2.500	10.950	11.400
848.	844	3.125	10.950	11.400
849.	845	3.750	10.950	11.400
850.	846	4.375	10.950	11.400
851.	847	5.000	10.950	11.400
852.	848	5.625	10.950	11.400
853.	849	6.250	10.950	11.400
854.	850	6.875	10.950	11.400
855.	851	7.500	10.950	11.400
856.	852	8.000	10.950	11.400
857.	853	8.800	10.950	11.400
858.	MEMBER	INCIDENCES		
859.	1	1	2	
860.	2	2	3	
861.	3	3	4	
862.	4	4	5	
863.	5	5	6	
864.	6	6	7	
865.	7	7	8	
866.	8	8	9	
867.	9	9	10	
868.	10	10	11	
869.	11	11	12	
870.	12	12	13	
871.	13	13	14	
872.	14	15	16	
873.	15	16	17	
874.	16	17	18	
875.	17	18	19	
876.	18	19	20	
877.	19	20	21	
878.	20	21	22	
879.	21	22	23	
880.	22	23	24	
881.	23	24	25	

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

882.	24	25	26
883.	25	26	27
884.	26	27	28
885.	27	29	30
886.	28	30	31
887.	29	31	32
888.	30	32	33
889.	31	33	34
890.	32	34	35
891.	33	35	36
892.	34	36	37
893.	35	37	38
894.	36	38	39
895.	37	39	40
896.	38	40	41
897.	39	41	42
898.	40	43	44
899.	41	44	45
900.	42	45	46
901.	43	46	47
902.	44	47	48
903.	45	48	49
904.	46	49	50
905.	47	50	51
906.	48	51	52
907.	49	52	53
908.	50	53	54
909.	51	54	55
910.	52	55	56
911.	53	57	58
912.	54	58	59
913.	55	59	60
914.	56	60	61
915.	57	61	62
916.	58	62	63
917.	59	63	64
918.	60	64	65
919.	61	65	66
920.	62	66	67
921.	63	67	68
922.	64	68	69
923.	65	69	70
924.	66	71	72
925.	67	72	73
926.	68	73	74
927.	69	74	75
928.	70	75	76
929.	71	76	77
930.	72	77	78
931.	73	78	79
932.	74	79	80
933.	75	80	81
934.	76	81	82
935.	77	82	83
936.	78	83	84
937.	79	85	86

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS
DE LA BIBLIOTECA

2786.	1928	852	813
2787.	1929	195	815
2788.	1930	815	803
2789.	1931	803	817
2790.	1932	817	805
2791.	1933	805	819
2792.	1934	819	807
2793.	1935	807	821
2794.	1936	821	809
2795.	1937	809	823
2796.	1938	823	811
2797.	1939	811	825
2798.	1940	825	813
2799.	1941	813	827
2800.	1942	827	237
2801.	1943	196	828
2802.	1944	828	816
2803.	1945	816	830
2804.	1946	830	818
2805.	1947	818	832
2806.	1948	832	820
2807.	1949	820	834
2808.	1950	834	822
2809.	1951	822	836
2810.	1952	836	824
2811.	1953	824	838
2812.	1954	838	826
2813.	1955	826	840
2814.	1956	840	238
2815.	1957	210	841
2816.	1958	841	829
2817.	1959	829	843
2818.	1960	843	831
2819.	1961	831	845
2820.	1962	845	833
2821.	1963	833	847
2822.	1964	847	835
2823.	1965	835	849
2824.	1966	849	837
2825.	1967	837	851
2826.	1968	851	839
2827.	1969	839	853
2828.	1970	853	280
2829.	1971	209	802
2830.	1972	802	842
2831.	1973	842	804
2832.	1974	804	844
2833.	1975	844	806
2834.	1976	806	846
2835.	1977	846	808
2836.	1978	808	848
2837.	1979	848	810
2838.	1980	810	850
2839.	1981	850	812
2840.	1982	812	852
2841.	1983	852	814

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2842. 1984 814 279
 2843. *CUERDAS COLUMNAS DE 1 A 52(312)
 2844. *DIAFRAGMAS DE COLUMNAS 313 A 328(408)
 2845. *DIAGONALES COLUMNAS DE 409 A 468(768)
 2846. *CAPITEL CUERDAS Y DIAGONALES DE 769 A 800(960)
 2847. *TAPAS DE COLUMNAS DE 961 A 964(984)
 2848. *TRABE T11 CUERDAS DE 985 A 1040(1096)
 2849. *DIAFRAGMAS DE 1097 A 1108(1120)
 2850. *DIAGONALES DE 1121 A 1176(1232)
 2851. *TRABE 10 CUERDAS DE 1233 A 1288(1512)
 2852. *DIAFRAGMAS DE 1513 A 1524(1572)
 2853. *DIAGONALES DE 1573 A 1628(XXX)
 2854. MEMBER PROPERTY AMERICAN
 2855. 1 TO 312 TABLE ST L25253
 2856. 313 TO 408 TABLE ST L25253
 2857. 409 TO 768 TABLE ST L20202
 2858. 769 TO 960 TABLE ST L20202
 2859. 961 TO 984 TABLE ST L20202
 2860. 985 TO 1096 TABLE ST L25253
 2861. 1097 TO 1120 TABLE ST L25253
 2862. 1121 TO 1232 TABLE ST L20202
 2863. 1233 TO 1572 TABLE ST L25253
 2864. 1573 TO 1852 TABLE ST L20202
 2865. 1853 TO 1928 TABLE ST L25253
 2866. 1929 TO 1984 TABLE ST L20202
 2867. CONSTANT
 2868. E STEEL ALL
 2869. DENSITY STEEL ALL
 2870. SUPPORT
 2871. 1 15 29 43 57 71 85 99 FIXED
 2872. 113 127 141 155 169 183 197 211 FIXED
 2873. 225 239 253 267 281 295 309 323 FIXED
 2874. LOAD 1 BUSES + EQ. + P.P. + MONTAJE
 2875. MEMBER LOAD
 2876. SELFWEIGHT Y -1.
 2877. JOINT LOAD
 2878. 448 452 456 FX .65
 2879. 513 517 521 FX -.65
 2880. 817 821 825 FZ -.65
 2881. 829 834 839 FZ .65
 2882. 657 661 665 FZ .65
 2883. 709 713 717 FZ .65
 2884. 566 570 574 FZ -.65
 2885. 618 622 626 FZ -.65
 2886. 348 352 364 368 380 384 FZ .025
 2887. 388 392 404 408 420 424 FZ -.025
 2888. 396 400 412 416 428 432 FZ .025
 2889. LOAD 2 BUSES EN DESQ. + EQ. + P.P. + MONTAJE
 2890. MEMBER LOAD
 2891. SELFWEIGHT Y -1.
 2892. JOINT LOAD
 2893. 448 452 456 FX .65
 2894. 829 834 839 FZ .65
 2895. 657 661 665 FZ .65
 2896. 348 352 364 368 380 384 FZ .025
 2897. 396 400 412 416 428 432 FZ .025

TERCER FON
 FALLA DE ORIGEN

2898. LOAD 3 VIENTO DIRECCION X
 2899. MEMBER LOAD
 2900. 1013 TO 1040 UNI GX .01
 2901. ****COLUMNAS
 2902. 1 TO 13 40 TO 52 769 TO 772 781 TO 784 UNI GX .01
 2903. 157 TO 168 196 TO 208 865 TO 868 877 TO 880 UNI GX .01
 2904. LOAD 4 VIENTO DIRECCION -X
 2905. MEMBER LOAD
 2906. 1041 TO 1068 UNI GX -.01
 2907. ****COLUMNAS
 2908. 118 TO 143 837 TO 844 UNI GX -.011
 2909. 274 TO 299 935 TO 940 UNI GX -.011
 2910. LOAD 5 VIENTO DIRECCION Z
 2911. MEMBER LOAD
 2912. 1457 TO 1484 1853 TO 1880 UNI GZ .01
 2913. 1233 TO 1260 1289 TO 1316 UNI GZ .01
 2914. ****COLUMNAS
 2915. 1 TO 26 769 TO 776 UNI GZ .011
 2916. 53 TO 78 801 TO 808 UNI GZ .011
 2917. 105 TO 130 833 TO 840 UNI GZ .011
 2918. LOAD 6 VIENTO DIRECCION -Z
 2919. MEMBER LOAD
 2920. 1373 TO 1400 1429 TO 1456 UNI GZ -.01
 2921. 1485 TO 1512 1881 TO 1908 UNI GZ -.01
 2922. 183 TO 208 873 TO 880 UNI GZ -.011
 2923. 235 TO 260 905 TO 912 UNI GZ -.011
 2924. 287 TO 312 937 TO 944 UNI GZ -.011
 2925. LOAD COMB 7 BUSES +EQ. + P.P.
 2926. 1 1.40
 2927. LOAD COMB 8 BUSES + EQ. + P.P. + VIENTO DIR. X
 2928. 1 1.2 3 1.3
 2929. LOAD COMB 9 BUSES + EQ. + P.P. - VIENTO DIR. X
 2930. 1 1.2 4 1.3
 2931. LOAD COMB 10 BUSES + EQ. + P.P. + VIENTO DIR. Z
 2932. 1 1.2 5 1.3
 2933. LOAD COMB 11 BUSES + EQ. + P.P. - VIENTO DIR. Z
 2934. 1 1.2 6 1.3
 2935. PERFORM ANALYSIS

PRECISO
 FALLA DE ORIGEN

P R O B L E M S T A T I S T I C S

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS = 853/ 1984/ 24
 ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH = 632/ 27
 TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 6, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 4974
 SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 835632 DOUBLE PREC. WORDS
 REQRD/AVAIL. DISK SPACE = 19.99/ 40.9 MB, EXMEM = 1956.5 MB

++ Processing Element Stiffness Matrix. 0:31:48
 ++ Processing Global Stiffness Matrix. 0:31:56
 ++ Processing Triangular Factorization. 0:32: 4
 ++ Calculating Joint Displacements. 0:33: 7
 ++ Calculating Member Forces. 0:33:50

2936. LOAD LIST 1 2 7 TO 11

2937. PRINT JOINT DISPLACEMENTS LIST 448 452 456 513 517

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN	
66	1	.0130	-.1767	-2.4768	-.0040	.0000	.0001	
	2	.4405	.0619	.8926	.0017	.0008	-.0001	
	7	.0183	-.2474	-3.4675	-.0056	.0001	.0001	
	8	.1892	-.2080	-2.9754	-.0048	.0000	.0000	
	9	-.1681	-.2179	-2.9754	-.0048	.0001	.0002	
	10	.0150	-.1438	-2.0063	-.0031	.0000	.0001	
	11	.0170	-.2344	-3.2971	-.0054	.0000	.0001	
	80	1	.0226	-.1785	-2.4736	-.0040	-.0001	-.0001
		2	.4457	.0365	.8404	.0016	.0007	-.0002
		7	.0317	-.2498	-3.4631	-.0056	-.0002	-.0001
		8	.2007	-.2195	-2.9705	-.0048	-.0001	-.0002
9		-.1567	-.2099	-2.9726	-.0048	-.0001	.0000	
10		.0245	-.1454	-2.0030	-.0030	-.0001	-.0001	
11		.0268	-.2364	-3.2931	-.0054	-.0001	-.0001	
448		1	1.0390	-.2506	.2580	.0004	.0009	-.0026
		2	1.6851	-.3676	3.2156	.0002	.0008	-.0032
		7	1.4546	-.3509	.3612	.0005	.0012	-.0036
		8	1.6295	-.3164	.3027	.0004	.0010	-.0036
	9	1.0033	-.2952	.3178	.0004	.0011	-.0029	
	10	1.2554	-.3287	1.1012	.0004	.0010	-.0031	
	11	1.1983	-.2337	-.5296	.0004	.0010	-.0030	
	452	1	1.0895	-.2774	.3003	.0001	-.0006	-.0027
		2	1.7374	-.1888	3.2404	.0008	-.0006	-.0032
		7	1.5253	-.3883	.4205	.0002	.0009	-.0038
		8	1.6576	-.3442	.3581	.0001	.0009	-.0036
9		1.0766	-.3278	.3686	.0001	.0007	-.0031	
10		1.3219	-.3080	1.1471	.0003	-.0007	-.0032	
11		1.2401	-.3123	-.4760	.0001	-.0008	-.0032	
456		1	.6588	-.1618	.3465	-.0004	-.0020	-.0017
		2	1.3224	.0709	3.3147	-.0001	-.0020	-.0022
		7	.9223	-.2266	.4851	-.0005	-.0029	-.0023
		8	1.0692	-.2014	.4172	-.0005	-.0027	-.0022
	9	.5717	-.1897	.4242	-.0004	-.0024	-.0019	
	10	.8092	-.1311	1.2097	-.0004	-.0025	-.0020	
	11	.7285	-.2308	-.4317	-.0004	-.0024	-.0020	

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

2938. LOAD LIST 1 2 7 TO 11
2939. PRINT SUPPORT REACTIONS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	1	.01	1.28	-.11	.00	.00	.00
	2	-.01	-5.21	-.59	-.01	.00	.00
	7	.01	1.79	-.16	.00	.00	.00
	8	.00	1.09	-.14	.00	.00	.00
	9	.01	2.01	-.14	.00	.00	.00
	10	.00	.00	-.34	-.01	.00	.00
	11	.01	2.73	.01	.00	.00	.00
15	1	.52	.31	.01	.01	.00	.00
	2	.16	-3.88	-.01	-.01	.00	.00
	7	.72	.44	.02	.01	.00	.00
	8	.55	.81	.02	.01	.00	.00
	9	.69	-.10	.01	.01	.00	.00
	10	.58	-1.17	.00	.00	.00	.00
	11	.59	1.61	.02	.01	.00	.00
29	1	.00	-.96	.50	.01	.00	.00
	2	-.01	5.09	-.37	-.01	.00	.00
	7	.00	-1.35	.70	.01	.00	.00
	8	.00	-.77	.60	.01	.00	.00
	9	.00	-1.60	.60	.01	.00	.00
	10	.00	.28	.32	.00	.00	.00
	11	.00	-2.26	.70	.01	.00	.00
43	1	-.11	-.06	-.01	.00	.00	.00
	2	-.06	3.75	-.01	-.02	.00	.00
	7	-.15	-.09	-.01	.00	.00	.00
	8	-.21	-.54	.00	.00	.00	.00
	9	-.06	.43	-.01	.00	.00	.00
	10	-.08	1.41	-.01	-.01	.00	.00
	11	-.12	-1.20	.00	.00	.00	.00
57	1	.01	5.44	.56	.01	.00	.00
	2	.00	-2.79	-.20	.00	.00	.00
	7	.01	7.61	.79	.02	.00	-.01
	8	.01	6.02	.68	.01	.00	.00
	9	.01	7.09	.68	.01	.00	-.01
	10	.01	4.52	.44	.01	.00	.00
	11	.01	7.17	.74	.02	.00	-.01
71	1	-.02	5.56	.02	.02	.00	.00
	2	-.19	-.01	.01	.00	.00	.00
	7	-.03	7.78	.02	.03	.00	.00
	8	-.12	7.20	.02	.03	.00	.00
	9	.07	6.14	.02	.02	.00	.00
	10	-.02	4.65	.01	.02	.00	.00
	11	-.03	7.32	.02	.03	.00	.00
85	1	.01	-4.83	.55	.01	.00	.00
	2	-.01	3.39	-.09	.00	.00	.00
	7	.01	-6.76	.78	.02	.00	-.01
	8	.01	-5.27	.66	.01	.00	.00
	9	.01	-6.34	.67	.01	.00	-.01
	10	.01	-3.78	.43	.01	.00	.00

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
99	11	.01	-6.44	.73	.02	.00	-.01
	1	-.02	-5.00	.01	.02	.00	.00
	2	-.32	.45	.00	.00	.00	.00
	7	-.03	-7.00	.02	.02	.00	.00
	8	-.12	-6.52	.02	.02	.00	.00
	9	.07	-5.46	.01	.02	.00	.00
	10	-.02	-3.98	.01	.01	.00	.00
	11	-.03	-6.65	.02	.02	.00	.00
113	1	.00	.30	.52	.01	.00	.00
	2	.00	-2.35	-.11	.00	.00	.00
	7	.00	.42	.72	.01	.00	.00
	8	.00	-.09	.62	.01	.00	.00
	9	.00	.82	.62	.01	.00	.00
	10	-.01	-1.19	.33	.00	.00	.00
	11	.00	1.59	.72	.01	.00	.00
127	1	-.52	1.31	.00	.00	.00	.00
	2	-.22	.22	.00	.00	.00	.00
	7	-.73	1.84	.00	.00	.00	.00
	8	-.69	2.02	.00	.00	.00	.00
	9	-.54	1.11	.00	.00	.00	.00
	10	-.58	.03	-.01	-.01	.00	.00
	11	-.59	2.78	.00	.01	.00	.00
141	1	.00	-.04	-.12	.00	.00	.00
	2	.00	2.76	-.13	.00	.00	.00
	7	.00	-.05	-.17	.00	.00	.00
	8	.00	.43	-.15	.00	.00	.00
	9	.01	-.55	-.14	.00	.00	.00
	10	.00	1.44	-.35	.00	.00	.00
	11	.00	-1.16	.00	.00	.00	.00
155	1	.13	-.99	.01	.01	.00	.00
	2	-.22	.07	.00	.00	.00	.00
	7	.18	-1.39	.02	.01	.00	.00
	8	.09	-1.61	.02	.01	.00	.00
	9	.23	-.77	.01	.01	.00	.00
	10	.11	.24	.01	.00	.00	.00
	11	.13	-2.30	.02	.02	.00	.00
169	1	.00	-.86	-.01	.00	.00	.00
	2	-.01	-6.09	-.50	-.01	.00	.01
	7	.00	-1.21	-.01	.00	.00	.00
	8	-.01	-1.54	.00	.00	.00	.00
	9	.00	-.61	-.01	.00	.00	.00
	10	-.01	-2.11	-.12	.00	.00	.00
	11	.00	.45	.19	.00	.00	.00
183	1	-.20	-1.06	-.01	-.01	.00	.00
	2	-.31	-4.05	-.01	-.02	.00	.00
	7	-.28	-1.48	-.01	-.01	.00	.00
	8	-.35	-.79	-.01	-.01	.00	.00
	9	-.17	-1.67	-.01	-.01	.00	.00

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	10	-.24	-2.36	-.01	-.01	.00	.00
	11	-.20	.23	.00	.00	.00	.00
197	1	.00	1.48	-.46	-.01	.00	.00
	2	-.01	6.97	-.87	-.02	.00	.01
	7	.00	2.08	-.64	-.01	.00	.00
	8	.00	2.22	-.56	-.01	.00	.00
	9	.00	1.41	-.55	-.01	.00	.00
	10	.00	2.95	-.68	-.01	.00	.00
	11	.00	.17	-.26	.00	.00	.00
211	1	.24	1.52	.00	.00	.00	.00
	2	.02	4.58	-.01	-.02	.00	.00
	7	.34	2.13	.00	.00	.00	.00
	8	.18	1.30	.00	.00	.00	.00
	9	.35	2.27	.00	-.01	.00	.00
	10	.29	2.98	-.01	-.01	.00	.00
	11	.25	.25	.01	.00	.00	.00
225	1	-.01	-3.57	-.55	-.01	.00	.00
	2	-.01	-5.98	-.66	-.01	.00	.01
	7	-.01	-4.99	-.78	-.01	.00	.00
	8	-.01	-4.73	-.67	-.01	.00	.00
	9	-.01	-3.85	-.66	-.01	.00	.00
	10	-.01	-5.32	-.74	-.01	.00	.00
	11	.00	-2.34	-.42	-.01	.00	.00
239	1	.00	-3.60	-.01	-.01	.00	.00
	2	-.01	-3.48	.00	-.01	.00	.00
	7	.01	-5.04	-.02	-.02	.00	.00
	8	-.06	-3.92	-.01	-.02	.00	.00
	9	.08	-4.77	-.02	-.02	.00	.00
	10	.01	-5.37	-.02	-.02	.00	.00
	11	.00	-2.37	-.01	-.01	.00	.00
253	1	-.01	4.23	-.56	-.01	.00	.00
	2	-.01	6.53	-.31	-.01	.00	.01
	7	-.01	5.92	-.79	-.01	.00	.01
	8	-.01	5.53	-.68	-.01	.00	.01
	9	-.01	4.65	-.67	-.01	.00	.00
	10	-.01	6.12	-.75	-.01	.00	.01
	11	-.01	3.13	-.42	.00	.00	.00
267	1	.01	4.25	-.02	-.02	.00	.00
	2	-.35	4.20	-.01	-.02	.00	.00
	7	.01	5.95	-.02	-.02	.00	.00
	8	-.06	4.70	-.02	-.02	.00	.00
	9	.08	5.55	-.02	-.02	.00	.00
	10	.01	6.16	-.02	-.02	.00	.00
	11	.01	3.15	-.01	-.01	.00	.00
281	1	.00	-1.07	-.46	-.01	.00	.00
	2	.00	-2.25	-.32	-.01	.00	.00
	7	.00	-1.50	-.64	-.01	.00	.00
	8	.00	-1.68	-.56	-.01	.00	.00

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

□

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	9	.00	-.78	-.55	-.01	.00	.00
	10	.00	-2.37	-.68	-.01	.00	.00
	11	.00	.23	-.27	.00	.00	.00
295	1	.20	-.91	.00	.00	.00	.00
	2	-.04	.13	.01	.00	.00	.00
	7	.29	-1.27	.00	.00	.00	.00
	8	.18	-.68	.00	.00	.00	.00
	9	.37	-1.61	.00	.00	.00	-.01
	10	.25	-2.16	.00	-.01	.00	.00
	11	.21	.38	.01	.00	.00	.00
309	1	.00	1.51	-.01	.00	.00	.00
	2	-.01	3.02	-.02	.00	.00	.00
	7	-.01	2.12	-.01	.00	.00	.00
	8	-.01	2.26	-.01	.00	.00	.00
	9	.00	1.25	.00	.00	.00	.00
	10	-.01	2.97	-.12	.00	.00	.00
	11	.00	.24	-.19	.01	.00	.00
323	1	-.23	1.51	-.01	-.01	.00	.00
	2	-.32	.68	.00	-.01	.00	.00
	7	-.33	2.12	-.02	-.01	.00	.00
	8	-.34	1.46	-.01	-.01	.00	.00
	9	-.17	2.29	-.02	-.01	.00	.00
	10	-.29	2.99	-.02	-.02	.00	.00
	11	-.25	.21	.00	.00	.00	.00

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

2940. LOAD LIST 1 2 7 TO 11
 2941. PARAMETER
 2942. CODE LRFD
 2943. CHECK CODE ALL

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

STAAD-III CODE CHECKING - (LRFD)

ALL UNITS ARE - MTON METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
1	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.389	2
		4.53 T	.01	.00	.00
2	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.399	2
		4.90 T	.01	.00	.00
3	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.282	2
		3.53 T	.00	.00	.93
4	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.307	2
		3.90 T	.00	.00	.93
5	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.107	2
		2.52 T	.00	.00	.93
6	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.228	2
		2.89 T	.00	.00	.93
7	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.097	8
		1.91 T	.00	.00	.93
8	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.307	7
		3.73 T	.00	.00	.93
9	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.299	7
		3.62 T	-.01	.00	.60
10	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.275	8
		2.99 T	.01	.01	.00
11	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.247	8
		2.94 T	.00	.00	.97
12	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.079	2
		.95 C	-.01	.00	.00
13	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.066	2
		.57 C	-.01	.00	.00
14	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.307	2
		3.70 T	.01	.00	.00
15	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.234	2
		2.85 T	.01	.00	.00
16	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.212	11
		2.02 C	.00	.00	.00
17	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.078	2
		1.64 T	.00	.00	.00
18	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.098	11
		1.71 C	.00	.00	.93
19	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.029	10
		.34 T	.00	.00	.00
20	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.093	7
		1.33 C	.00	.00	.93
21	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.054	2
		.76 C	.00	.00	.93

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ALL UNITS ARE - MTON METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ M2	LOADING/ LOCATION
22	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.085	2
		1.30 C	.00	.00	.60
23	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.324	2
		2.78 C	.00	.00	.00
24	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.106	2
		1.79 C	.00	.00	.97
25	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.375	2
		3.18 C	.01	.00	.97
26	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.112	2
		1.34 C	-.02	.00	.00
27	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.521	2
		4.66 C	.01	.00	.00
28	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.483	2
		4.51 C	.01	.00	.00
29	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.384	2
		3.64 C	.00	.00	.93
30	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.368	2
		3.48 C	.00	.00	.00
31	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.279	2
		2.61 C	.00	.00	.00
32	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.259	2
		2.46 C	.00	.00	.00
33	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.349	7
		3.32 C	.00	.00	.93
34	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.314	7
		2.96 C	.00	.00	.93
35	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.395	7
		4.02 C	-.02	.00	.60
36	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.588	7
		5.03 C	.02	.00	.00
37	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.233	11
		2.15 C	.00	.00	.97
38	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.128	2
		1.68 T	.02	.00	.97
39	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.089	2
		1.00 T	-.02	.00	.00
40	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.424	2
		3.81 C	.01	.00	.00
41	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.264	2
		2.44 C	.01	.00	.00
42	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.280	2
		2.58 C	.01	.00	.00
43	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.081	2
		1.19 C	.01	.00	.00
44	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.081	2
		1.33 C	.00	.00	.00

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ALL UNITS ARE - MTON METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
45	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.053	8
		.53 T	.00	.00	.93
46	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.047	8
		.23 T	.00	.00	.00
47	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.073	2
		1.30 T	.01	.00	.93
48	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.096	2
		1.72 T	.00	.00	.60
49	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.262	2
		3.23 T	.00	.00	.00
50	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.074	2
		1.81 T	.00	.00	.00
51	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.301	2
		3.01 T	.02	.00	.97
52	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.102	2
		.98 T	-.02	.00	.00
53	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.759	7
		6.69 C	-.02	-.01	.00
54	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.730	7
		6.73 C	-.01	.00	.00
55	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.517	7
		4.85 C	-.01	.00	.00
56	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.516	7
		4.88 C	-.01	.00	.00
57	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.321	7
		2.99 C	-.01	.00	.00
58	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.320	7
		3.02 C	.00	.00	.00
59	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.072	7
		1.14 C	.00	.00	.00
60	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.087	8
		1.35 C	.00	.00	.93
61	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.027	2
		.31 C	.00	.00	.00
62	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.028	10
		.43 T	.00	.00	.97
63	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.021	10
		.21 T	.00	.00	.00
64	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.023	10
		.23 T	.00	.00	.97
65	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.012	10
		.11 T	.00	.00	.00
<u>66</u>	<u>ST L25 253</u>	<u>PASS</u>	<u>LRFD-H1-1A-C</u>	<u>.852</u>	<u>7</u>
		<u>7.75 C</u>	<u>-.02</u>	<u>.00</u>	<u>.00</u>
67	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.628	7
		5.91 C	-.01	.00	.00

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ALL UNITS ARE - MTON METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
68	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.617	7
		5.87 C	-.01	.00	.00
69	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.431	7
		4.00 C	-.01	.00	.00
70	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.418	7
		3.95 C	-.01	.00	.00
71	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.224	7
		2.09 C	.00	.00	.00
72	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.216	7
		2.04 C	.00	.00	.00
73	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.041	2
		.87 T	.00	.00	.93
74	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.035	2
		.53 T	.00	.00	.00
75	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.038	10
		.34 T	.01	.00	.00
76	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.026	10
		.35 T	.00	.00	.97
77	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.017	10
		.14 T	.00	.00	.00
78	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.012	10
		.12 T	.00	.00	.60
79	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.513	7
		5.86 T	-.02	-.01	.00
80	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.493	7
		5.92 T	-.01	.00	.00
81	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.330	7
		4.07 T	-.01	.00	.00
82	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.329	7
		4.12 T	-.01	.00	.00
83	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.105	7
		2.28 T	-.01	.00	.00
84	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.106	7
		2.34 T	.00	.00	.00
85	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.035	11
		.57 T	.00	.00	.00
86	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.053	8
		.80 T	.00	.00	.93
87	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.025	2
		.20 T	.00	.00	.00
88	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.039	10
		.57 C	.00	.00	.00
89	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.019	10
		.33 C	.00	.00	.00
90	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.018	10
		.31 C	.00	.00	.00

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ALL UNITS ARE - MTON METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
91	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.011	10
		.16 C	.00	.00	.00
92	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.583	7
		6.97 T	-.02	.00	.00
93	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.415	7
		5.13 T	-.01	.00	.00
94	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.409	7
		5.11 T	-.01	.00	.00
95	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.267	7
		3.24 T	-.01	.00	.00
96	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-T	.259	7
		3.21 T	-.01	.00	.00
97	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.065	7
		1.35 T	.00	.00	.93
98	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.095	2
		1.70 C	.00	.00	.93
99	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.079	2
		1.23 C	.00	.00	.93
100	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.049	2
		.86 C	.00	.00	.00
101	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.027	10
		.41 C	.00	.00	.97
102	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.024	10
		.41 C	.00	.00	.00
103	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.013	10
		.21 C	.00	.00	.00
104	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.010	10
		.16 C	.00	.00	.60
105	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.105	2
		2.22 T	.00	.00	.00
106	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1A-C	.234	11
		2.13 C	-.01	.00	.00
107	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.062	2
		1.46 T	.00	.00	.93
108	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.098	11
		1.78 C	.00	.00	.93
109	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.043	10
		.66 T	.00	.00	.00
110	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.086	11
		1.44 C	.00	.00	.93
111	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.038	7
		.55 T	.00	.00	.93
112	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-C	.088	8
		1.17 C	.00	.00	.93
113	ST L25 253	PASS	LRFD-H1-1B-T	.066	7
		.09 T	-.02	.00	.60

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

□ ALL UNITS ARE - MTON METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
1977	ST L20 202	PASS	LRFD-H1-1B-C	.035	2
		.03 C	.00	.00	1.02
1978	ST L20 202	PASS	LRFD-H1-1B-C	.040	2
		.11 C	.00	.00	.00
1979	ST L20 202	PASS	LRFD-H1-1B-C	.026	7
		.12 C	.00	.00	.00
1980	ST L20 202	PASS	LRFD-H1-1B-C	.033	2
		.12 C	.00	.00	1.02
1981	ST L20 202	PASS	LRFD-H1-1B-C	.034	7
		.12 C	.00	.00	1.02
1982	ST L20 202	PASS	LRFD-H1-1B-C	.060	2
		.20 C	.00	.00	.94
1983	ST L20 202	PASS	LRFD-H1-1B-T	.058	2
		.32 T	.00	.00	.00
1984	ST L20 202	PASS	LRFD-H1-1B-C	.107	2
		.38 C	.01	.00	1.13

***** END OF TABULATED RESULT OF DESIGN *****

2944. STEEL TAKE OFF

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

□

STEEL TAKE-OFF

□

PROFILE	LENGTH (METE)	WEIGHT (MTON)
ST L25 253	729.20	3.335
ST L20 202	991.72	2.426
	TOTAL =	5.76

***** END OF DATA FROM INTERNAL STORAGE *****

2945. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

**** DATE= AUG 25,2002 TIME= 0:35:31 ****

* For questions on STAAD-III, contact: *

* Research Engineers, Inc at *

* West Coast: Ph- (714) 974-2500 Fax- (714) 921-2543 *

* East Coast: Ph- (508) 688-3626 Fax- (508) 685-7230 *

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN