

01161

10
24

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MEXICO**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

MAESTRÍA EN INGENIERÍA (ESTRUCTURAS)

TESIS:

**ANÁLISIS DE UN SISTEMA DE CUBIERTA
FORMADO POR CABLES**

AUTOR:

GUILLERMO UTRERAS LARRIVA

DIRECTOR DE TESIS:

Ing. NEFTALÍ RODRÍGUEZ CUEVAS

MÉXICO D.F., MÉXICO

ENERO 1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

AGRADECIMIENTO:

A DIOS
A la VIRGEN DOLOROSA
A mis Padres
A mi Hermano
A María Dolores
A mi tutor: Ing. Nefalí Rodríguez Cuevas
A mis amigos, especialmente:
Victor y María Paula
Xavier y Silvana
Andrés y Verónica

DEDICATORIA:

A mis Papás y mi Hermano, lo más grande que tengo en la vida

RECONOCIMIENTO:

Se reconoce que el desarrollo de esta tesis fué posible por la beca que otorgó al autor la Dirección General de Asuntos del Personal Académico, de la Universidad Nacional Autónoma de México, dentro del Proyecto PAPIIT INI100394

CONTENIDO

NOTACIÓN

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1

CAPÍTULO 2 ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE CABLES

2

2.1 INTRODUCCIÓN

2

2.1.1 FUENTES DE NO LINEALIDAD

2.1.2 TIPOS DE ESTRUCTURAS A LAS CUALES SE APLICA EL PROCEDIMIENTO

2.2 ANÁLISIS DE UNA ESTRUCTURA GENERAL BIDIMENSIONAL DE CABLES

3

2.2.1 SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS Y COSENOS DIRECTORES

2.2.2 CARGAS Y COORDENADAS EN SISTEMAS GLOBAL Y LOCAL

2.2.3 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS LOCALES A GLOBALES

2.2.4 DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS BÁSICAS

2.2.5 TRANSFORMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS BÁSICOS PARCIALES A LOCALES
PARCIALES

2.2.6 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS A FUERZAS LOCALES

2.2.7 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS PARCIALES A FUERZAS LOCALES
PARCIALES Y DESPLAZAMIENTOS LOCALES PARCIALES

2.2.8 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS A FUERZAS GLOBALES

2.2.9 TRANSFORMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARCIALES GLOBALES A FUERZAS
PARCIALES GLOBALES

2.2.10 MATRIZ INCREMENTAL DE RIGIDEZ PARA UN ELEMENTO CABLE
BIDIMENSIONAL

2.3 CONTRIBUCIÓN DE LA RIGIDEZ DEL ELEMENTO A LA MATRIZ DE RIGIDEZ TOTAL DE LA ESTRUCTURA

11

2.4 MÉTODO DE SOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE RIGIDEZ NO-LINEALES

13

2.5 ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS GENERALES TRIDIMENSIONALES DE CABLES

16

2.5.1 SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS Y COSENOS DIRECTORES

2.5.2 CARGAS Y DESPLAZAMIENTOS EN LOS SISTEMAS GLOBAL Y LOCAL

2.5.3 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS LOCALES A GLOBALES

2.5.4 DESPLAZAMIENTOS BÁSICOS Y FUERZAS BÁSICAS

2.5.5 TRANSFORMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARCIALES BÁSICOS A
DESPLAZAMIENTOS PARCIALES LOCALES

2.5.6 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS A FUERZAS LOCALES

2.5.7 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS PARCIALES A FUERZAS LOCALES
PARCIALES Y DESPLAZAMIENTOS LOCALES PARCIALES

2.5.8 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS A FUERZAS GLOBALES

2.5.9 TRANSFORMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS GLOBALES PARCIALES A FUERZAS
GLOBALES PARCIALES

2.5.10 MATRIZ DE RIGIDEZ INCREMENTAL PARA UN ELEMENTO CABLE
TRIDIMENSIONAL

CAPÍTULO 3	
CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES	26
3.1 TIPO DE ESTRUCTURA	26
3.2 TOPOLOGÍA ESTRUCTURAL	26
3.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	
3.2.2 CUBIERTA EN ESTUDIO	
CAPÍTULO 4	
CARGAS QUE ACTÚAN EN LA ESTRUCTURA	31
4.1 PESO PROPIO DE LA CUBIERTA	31
4.2 ACCIÓN DEL VIENTO	31
4.3 ACCIÓN SÍSMICA	33
4.4 ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE	33
CAPÍTULO 5	
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	34
5.1 RED DE CABLES	34
5.2 ESTRUCTURA DE SOPORTE	35
5.3 CIMENTACIÓN	36
CAPÍTULO 6	
ANÁLISIS COMPLEMENTARIOS DE LA CUBIERTA	38
6.1 MOVIMIENTO DE LOS APOYOS	38
6.2 ERROR EN EL PRESFUERZO INICIAL	38
6.3 PÉRDIDAS DE PRESFUERZO	38
6.4 COMPARACIÓN DEL ESTADO LINEAL CON EL NO-LINEAL	39
6.5 FLUENCIA DE ELEMENTOS	39
6.6 CICLOS DE CARGA Y DESCARGA	40

**CAPÍTULO 7
COMENTARIOS FINALES**

41

REFERENCIAS

43

APÉNDICE A

45

APÉNDICE B

46

APÉNDICE C

48

APÉNDICE D

52

APÉNDICE E

70

APÉNDICE F

91

NOTACIÓN

- [A] = Matriz de transformación entre desplazamientos locales y básicos
A = Área de la sección
[AA] = Matriz de transformación entre cambios incrementales en los desplazamientos básicos del elemento con cambios incrementales de desplazamientos locales
C_p = Coeficiente de presión
[d] = Matriz que conecta los cambios incrementales en las fuerzas locales con los cambios incrementales en los desplazamientos locales
e = Desplazamiento básico
[E] = Vector unitario de desplazamientos básicos del elemento
E = Módulo de Young
F_{x_a} = Fuerza en el extremo A del elemento A-B en dirección del eje global X
F_{y_a} = Fuerza en el extremo A del elemento A-B en dirección del eje global Y
F_{z_a} = Fuerza en el extremo A del elemento A-B en dirección del eje global Z
H_m = Componente horizontal de la fuerza de presfuerzo en dirección x
H_n = Componente horizontal de la fuerza de presfuerzo en dirección y
[k] = Porción no-lineal de [K]
[K] = Matriz de rigidez estructural
[K_o] = Matriz de rigidez inicial
[K]_s = Matriz de rigidez de la estructura completa
[L] = Vector de carga (sistema global de coordenadas)
L = Longitud del elemento
L_o = Longitud original del elemento
l_p , m_p , n_p = cosenos directores respecto al eje P
l_q , m_q , n_q = cosenos directores respecto al eje Q
l_r , m_r , n_r = cosenos directores respecto al eje R
[P] = Vector unitario que representa la fuerza básica del elemento
P = Fuerza básica del elemento
P = Presión del viento
P_o = Fuerza básica original del elemento (presfuerzo del elemento)
Q = Factor de comportamiento sísmico
[R] = Vector de fuerza (sistema local de coordenadas del elemento)
R = Fuerza que actúa a lo largo del eje P del elemento
S = Fuerza que actúa a lo largo del eje Q del elemento
[T] = Matriz de transformación entre desplazamientos globales y locales
T = Fuerza que actúa a lo largo del eje R del elemento
u = Desplazamiento que actúa a lo largo del eje P del elemento
[U] = Vector de desplazamientos (sistema local de coordenadas del elemento)
v = Desplazamiento que actúa a lo largo del eje Q del elemento
v = Velocidad del viento
V = Componente vertical de la fuerza en los cables
w = Desplazamiento que actúa a lo largo del eje R del elemento
x_a = Desplazamiento en el extremo A del elemento A-B en dirección del eje global X
[X] = Vector de desplazamientos (sistema global de coordenadas)
y_a = Desplazamiento en el extremo A del elemento A-B en dirección del eje global Y
z = Altura de los nodos de la red de cables
z_a = Desplazamiento en el extremo A del elemento A-B en dirección del eje global Z
ρ = Densidad del aire

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Las estructuras formadas por cables, pueden llamarse también estructuras de tensión, en ellas los miembros que soportan las cargas aplicadas y las transmiten a la cimentación u otra estructura soportante, solamente aceptan esfuerzos de tensión mas no de flexión ni de compresión. Las dimensiones de las secciones transversales y el método de fabricación son tales que la rigidez a la flexión y al cortante, así como la resistencia al pandeo son irrelevantes.

Las estructuras de cables pueden dividirse en cuatro subgrupos:

1. *Cable sencillo*; en el cual los segmentos individuales de cables o múltiples segmentos simplemente conectados, están sujetos a cargas que actúan predominantemente en un único plano de acción.
2. *Armaduras de cables*; en el cual los segmentos presforzados están múltiplemente conectados y cargados en un solo plano.
3. *Arreglo de cables*; en el cual los segmentos presforzados están múltiplemente conectados en una superficie curva y la carga es predominantemente normal a la superficie.
4. *Red de cables*; en el cual los segmentos están múltiplemente conectados, para formar un marco tridimensional.

Debido a la naturaleza no lineal del comportamiento de este tipo de estructuras, el análisis lineal convencional, el cual supone pequeñas deformaciones elásticas, a menudo no es aplicable para el estudio de estos sistemas estructurales.

En este tipo de estructuras, la principal fuente de no linealidad es el cambio en la geometría del sistema. Además se tiene como una significativa causa de no linealidad el que los elementos reduzcan su nivel de tensión a cero, lo cual puede ser causado por la acción de las cargas externas.

En este trabajo se ha estudiado un procedimiento teórico realista para el análisis de estructuras formadas por cables. Dicho procedimiento ha permitido considerar los efectos de no linealidad producidos por los cambios en la geometría o por la pérdida total de tensión en uno o varios elementos. El método teórico sigue un procedimiento desarrollado por Jennings (*ref. 1*) en el cual se considera los efectos de no linealidad producidos por los cambios en la geometría.

Para aplicar la teoría y los métodos de solución que se plantearon, se estudiaron los efectos que produce el viento en la cubierta de la iglesia de Santa Bárbara que se encuentra ubicada en Rheinhausen, Alemania. Se tomaron como datos de la carga del viento, los resultados de las mediciones de las pruebas en túnel de viento realizadas en el Instituto para Aerodinámica del Colegio Técnico Aachen mencionadas por Franz Vaessen (*ref. 2*).

En la figura A.1 del apéndice A se muestran las proporciones geométricas del edificio. La forma del techo es de un paraboloide hiperbólico que cubre un área de terreno rómbica (A, C', B', C).

La cubierta está formada por un sistema de cables presforzados, como material de relleno se supuso gasoconcreto. Posteriormente se darán las características de cada uno de estos elementos.

La estructura de soporte para la cubierta está formada por columnas y vigas de acero, en ella se anclaron los cables que forman la cubierta. En este trabajo también se presenta el diseño de la estructura de soporte. Se diseñó también la cimentación de la estructura y se muestran detalles de la soldadura en las uniones viga columna.

En el apéndice B, están 2 gráficas que muestran los nodos y elementos de la red de cables y de la estructura de soporte, respectivamente, figura B.1 y figura B.2.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE CABLES

2.1 INTRODUCCIÓN

Estas estructuras son inusuales e interesantes para el ingeniero estructural. Cada elemento de cable (sección individual) tiene solamente rigidez axial. Lo interesante de su comportamiento es la no linealidad que presenta ante la acción de carga externa, la cual se debe al cambio de forma de la estructura. Generalmente el patrón de comportamiento que presentan las estructuras de cables es el aumento de rigidez debido a no linealidad bajo el incremento de cargas. En la mayoría de casos, la rigidez inicial depende en gran parte del presfuerzo inicial de los cables.

Un comportamiento no lineal muy importante se produce cuando el efecto de la carga externa reduce el nivel de tensión a cero, en tales casos la contribución de ese elemento a la rigidez total de la estructura se elimina.

2.1.1 FUENTES DE NO LINEALIDAD

En ciertas estructuras resulta inexacto considerar relaciones lineales entre fuerzas y desplazamientos. Para tales estructuras se consideran las siguientes fuentes de no linealidad:

1. Comportamiento no lineal del material
2. No linealidad geométrica
3. Una combinación de ambos efectos

Para estructuras con comportamiento no lineal debido a cambios geométricos, hay esencialmente dos formas de comportamiento no lineal:

a) Estructuras que se flexibilizan con aumento de carga

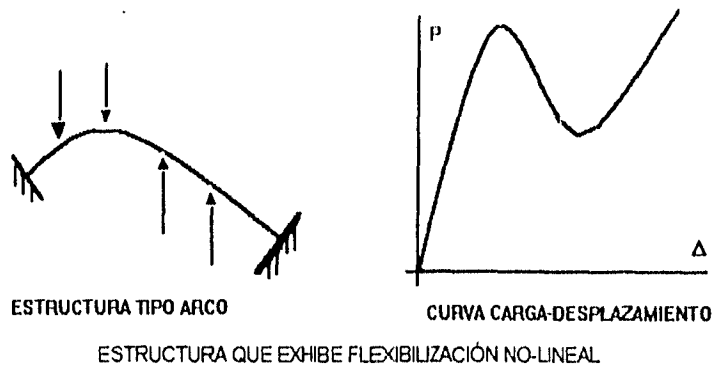


figura 2.1

b) Estructuras que se rigidizan con aumento de carga

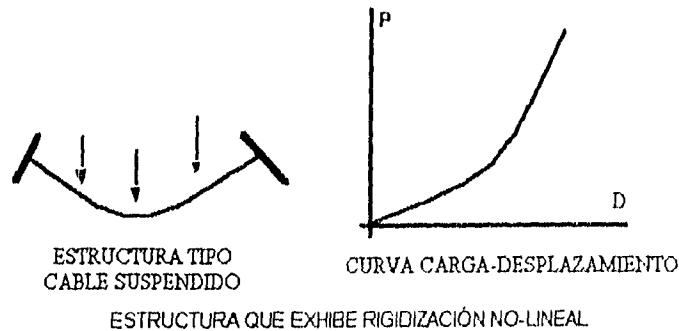


figura 2.2

En las estructuras del primer tipo la curva carga-deformación se aparta de la forma lineal debido a factores tales como la geometría estructural, la forma de la carga externa y las condiciones de frontera. Este comportamiento estructural está generalmente asociado con el pandeo y es más complejo que el caso de aumento de rigidez. Para el segundo tipo de estructura es esencial establecer una formulación del comportamiento para entenderlo y poder establecer adecuadamente una relación esfuerzo-deformación en los elementos de la estructura. Se estudiaron los efectos de la no linealidad geométrica, la cual se debe a grandes desplazamientos de los elementos individuales. Para este tipo de estructura se ha incluido otra fuente significativa de no linealidad, la cual se da cuando los elementos llegan a tener tensión cero.

2.1.2 TIPOS DE ESTRUCTURA A LOS CUALES SE APLICA EL PROCEDIMIENTO

- puentes suspendidos
- estructuras de cubierta de cables suspendidos
- mástiles sujetos con cables
- estructuras flotantes
- etc.

2.2 ANÁLISIS DE UNA ESTRUCTURA GENERAL BIDIMENSIONAL DE CABLES

Este capítulo cubre la formulación para rigidez no lineal geométrica para un elemento plano (bidimensional), que consista de elementos cable, varilla o cadena y que esté sometido a grandes deformaciones (ref. 3).

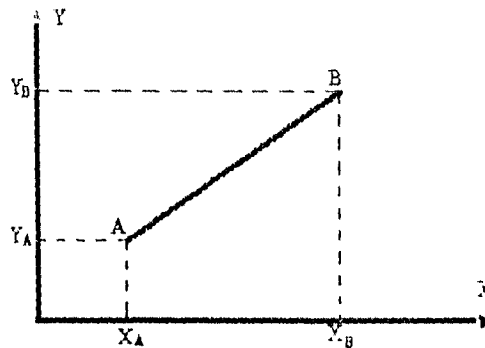
Los procedimientos para resolver el problema teórico no lineal están basados en un trabajo de Jennings (ref. 1), aunque el procedimiento aquí descrito es más simple. El método es iterativo, se basa en calcular una matriz inicial de rigidez y definir un desplazamiento correspondiente, con lo cual se obtiene un sistema interno de fuerzas del elemento, se procede entonces a calcular el desequilibrio entre las cargas aplicadas y las fuerzas internas; si la diferencia es mayor a un valor límite de tolerancia, se calcula una nueva matriz de rigidez considerando las posiciones del elemento deformado, y se procede nuevamente a revisar el desequilibrio de las cargas externas e internas. Si el desequilibrio resulta menor a la tolerancia, el proceso se da por finalizado, en caso contrario se sigue con los ciclos de iteración. En este capítulo se ha explicado la manera de obtener las matrices de rigidez incrementales para poder considerar la no-linealidad geométrica.

2.2.1 SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS Y COSENOS DIRECTORES

La figura 2.3 muestra un elemento típico (A-B) dentro de las coordenadas globales. (X_A, Y_A, X_B, Y_B) , son las coordenadas de los extremos. La longitud inicial del elemento respecto al sistema global es:

$$L_o = \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2}$$

ecuación 2.1



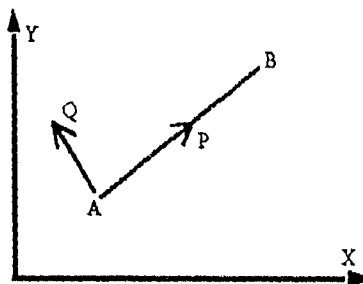
SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS

figura 2.3

Este elemento típico tiene las siguientes propiedades:

A = Área de la sección transversal
E = Módulo de Young

Para el elemento (A-B) es conveniente definir un sistema de ejes locales P y Q. El eje P coincide con el eje longitudinal del elemento (estado no deformado) y el eje Q es ortogonal a éste. Estos nuevos ejes han sido referidos como sistema coordenado local, y se muestra en la figura 2.4.



SISTEMA DE COORDENADAS LOCALES

figura 2.4

Del sistema local de coordenadas del elemento, es posible definir los cosenos directores para los ejes locales (P,Q), con respecto a los ejes globales (X,Y).

$$l_p = (X_B - X_A)/L_o \quad m_p = (Y_B - Y_A)/L_o$$

ecuación 2.2

Los términos dados definen los cosenos directores del eje longitudinal P del elemento con respecto a los ejes (X,Y). Los cosenos directores del eje ortogonal Q son:

$$l_q = -(Y_B - Y_A)/L_o \quad m_q = (X_B - X_A)/L_o$$

ecuación 2.3

$$l_q = -m_p \quad m_q = l_p$$

ecuación 2.4

2.2.2 CARGAS Y COORDENADAS EN SISTEMAS GLOBAL Y LOCAL

El vector de cargas aplicadas a los extremos del elemento (A-B), referido al sistema global, está dado por:

$$\{L\} = \{F_{x_a}, F_{y_a}, F_{x_b}, F_{y_b}\}$$

ecuación 2.5

Este sistema de fuerzas se ve en la figura 2.5.

El vector de desplazamientos correspondiente al vector de cargas aplicado es:

$$\{X\} = \{x_a, y_a, x_b, y_b\}$$

ecuación 2.6

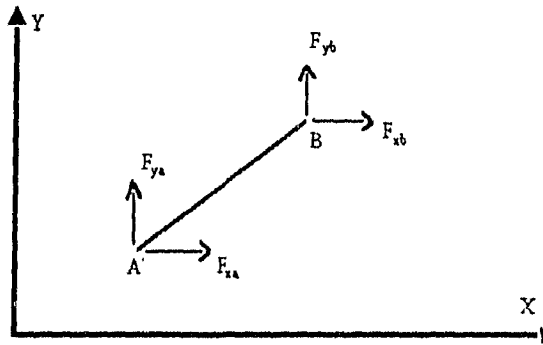
Este sistema de desplazamientos se muestra en la figura 2.6.

El objetivo de la formulación de rigideces es combinar el vector de cargas externo $\{L\}$, con el vector de desplazamientos globales $\{X\}$. Este vector de desplazamientos define los desplazamientos de todos los elementos y las posiciones de los extremos de los elementos de toda la estructura.

La conexión de las cargas globales con los desplazamientos globales se logra mediante la matriz completa de rigidez estructural $[K]$.

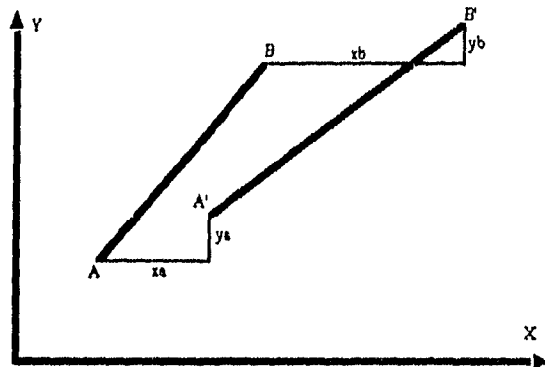
$$\{L\} = [K] \times \{X\}$$

ecuación 2.7



FUERZAS GLOBALES EN LOS EXTREMOS DEL ELEMENTO (A-B)

figura 2.5



DESPLAZAMIENTOS GLOBALES EN LOS EXTREMOS DEL ELEMENTO (A-B)

figura 2.6

El propósito de definir un sistema local de coordenadas del elemento (ejes P,Q) fué definir un sistema de fuerzas y desplazamientos locales de cada elemento. El vector de cargas aplicadas a cada extremo del elemento y referido al sistema local de coordenadas está dado por:

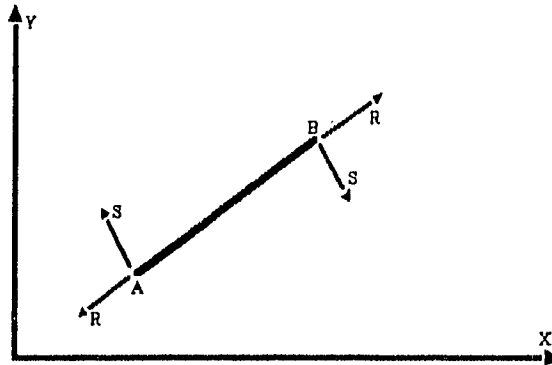
$$[R] = [R, S] \quad \text{ecuación 2.8}$$

donde R es la fuerza actuante a lo largo del eje P y S es la fuerza actuante en la dirección del eje Q . Este sistema de fuerzas se ve en la figura 2.7.

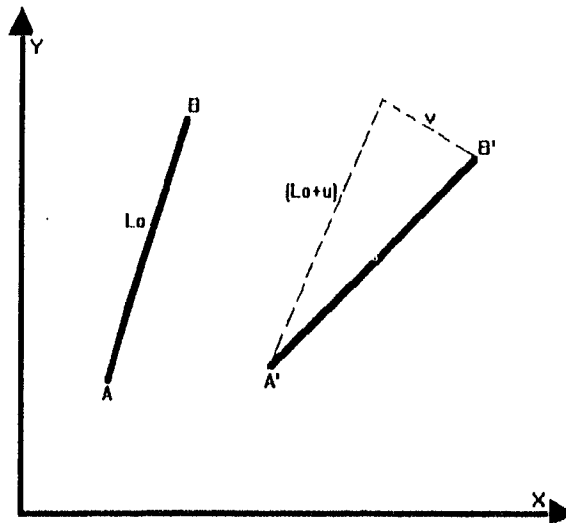
El vector de desplazamientos aplicable al elemento (A-B) y referido al sistema local de coordenadas está dado por:

$$[U] = [u, v] \quad \text{ecuación 2.9}$$

siendo u el desplazamiento a lo largo del eje P y v el desplazamiento en la dirección del eje Q . Esto se muestra en la figura 2.8.



FUERZAS LOCALES DEL ELEMENTO
figura 2.7



DESPLAZAMIENTOS LOCALES DEL ELEMENTO
figura 2.8

2.2.3 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS LOCALES A GLOBALES

Los desplazamientos locales del elemento se pueden asociar con los globales mediante la matriz de transformación [T], la cual está compuesta por los cosenos directores definidos en (2.2), (2.3), (2.4):

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p & -m_p & l_p & m_p \\ -l_q & -m_q & l_q & m_q \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_a \\ y_a \\ x_b \\ y_b \end{bmatrix}$$

ecuación 2.10

Las ecuaciones anteriores satisfacen la compatibilidad de deformaciones en los extremos del elemento y pueden escribirse como:

$$[U] = [T] \times [X]$$

ecuación 2.11

Para relacionar los vectores de fuerzas, se hizo:

$$[L] = [T^T] \times [R]$$

ecuación 2.12

donde [T^T] es la transpuesta de [T]. (2.12), en forma expandida es:

$$\begin{bmatrix} Fx_a \\ Fy_a \\ Fx_b \\ Fy_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p & -l_q \\ -m_p & -m_q \\ l_p & l_q \\ m_p & m_q \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} R \\ S \end{bmatrix}$$

ecuación 2.13

Es importante notar que las fuerzas y desplazamientos globales y locales se han referido a la posición original no deformada del elemento, por lo que no se ha introducido no linealidad en las ecuaciones (2.10), (2.11), (2.12) o (2.13).

2.2.4 DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS BÁSICAS

Un arreglo adicional de fuerzas y desplazamientos básicos del elemento se definió y relacionó con la posición deformada del elemento (A' - B').

El desplazamiento básico se dió como el alargamiento del elemento a lo largo del eje del elemento deformado:

$$e = \sqrt{[(L_o + u)^2 + v^2]} - L_o$$

ecuación 2.14

En forma matricial :

$$[E] = [A] \times [U]$$

ecuación 2.15

[E] = vector de desplazamientos básicos del elemento

[U] = vector de desplazamientos locales del elemento

[A] = matriz de transformación

Los sistemas de desplazamientos básicos y locales se muestran en la figura (2.9).

La fuerza básica del elemento se ha expresado en forma de desplazamiento básico y de cualquier presfuerzo del elemento, como sigue:

$$P = P_o + \frac{EA}{L_o} \times e$$

ecuación 2.16

donde:

- E = Módulo de Young
- A = Área de la sección transversal del elemento
- P_o = Fuerza axial original del elemento (presfuerzo)
- L_o = Longitud original del elemento
- P = Fuerza básica del elemento actualizada (nueva)
- e = Desplazamiento básico (extensión del elemento deformado a lo largo del eje)

2.2.5 TRANSFORMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS BÁSICOS PARCIALES A LOCALES PARCIALES

Las ecuaciones (2.14) y (2.15) proveen la conexión entre los desplazamientos básicos y los desplazamientos locales en términos absolutos. Es conveniente desarrollar las derivadas parciales de los desplazamientos básicos del elemento con respecto a las derivadas parciales de los desplazamientos locales del elemento. Esto se logró al calcular la derivada parcial de cada término en la ecuación (2.14), lo que condujo a:

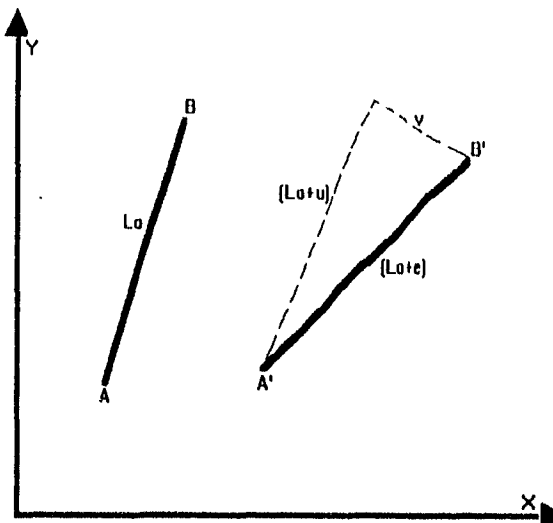
$$[\delta e] = \begin{bmatrix} L_o + u & v \\ L_o + e & L_o + e \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \end{bmatrix}$$

ecuación 2.17

La ecuación (2.17) en forma matricial es:

$$[\delta E] = [AA] \times [\delta U]$$

ecuación 2.18



DESPLAZAMIENTOS LOCALES Y BÁSICOS DEL ELEMENTO

figura 2.9

2.2.6 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS A FUERZAS LOCALES

La matriz transpuesta $[AA']$ se utiliza para conectar las fuerzas locales con las básicas del elemento y satisfacer las condiciones de equilibrio en los extremos del elemento, así:

$$[R] = [AA'] \times [P] \quad \text{ecuación 2.19}$$

En forma expandida se tiene:

$$\begin{bmatrix} R \\ S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \end{bmatrix} \times [P] \quad \text{ecuación 2.20}$$

2.2.7 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS PARCIALES A FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS LOCALES PARCIALES

Las ecuaciones (2.19) y (2.20) dan la conexión entre las las fuerzas locales y las básicas del elemento en términos absolutos. Es conveniente desarrollar las derivadas parciales de las fuerzas locales del elemento con respecto a las derivadas parciales de las fuerzas básicas y las derivadas parciales de los desplazamientos locales del elemento. Esto se logró obteniendo las derivadas parciales de cada término en la ecuación (2.20):

$$\begin{bmatrix} \delta R \\ \delta S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \end{bmatrix} \times [\delta P] + \begin{bmatrix} \frac{Pv^2}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} \\ \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{P(L_o + u)^2}{(L_o + e)^3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \end{bmatrix} \quad \text{ecuación 2.21}$$

En forma matricial :

$$[\delta R] = [AA'] \times [\delta P] + [d] \times [\delta U] \quad \text{ecuación 2.22}$$

$$[\delta P] = EA / L_o [\delta E] \quad \text{ecuación 2.23}$$

$$[\delta P] = EA / L_o \times [AA] \times [\delta U] \quad \text{ecuación 2.24}$$

$$[\delta R] = ([AA'] \times EA / L_o \times [AA] + [d]) \times [\delta U] \quad \text{ecuación 2.25}$$

En forma expandida se tiene :

$$\begin{bmatrix} \delta R \\ \delta S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \end{bmatrix} \times \frac{EA}{L_o} \times \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} & \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} & \frac{L_o + u}{L_o + e} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{Pv^2}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} \\ \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{P(L_o + u)^2}{(L_o + e)^3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \end{bmatrix} \quad \text{ecuación 2.26}$$

2.2.8 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS A FUERZAS GLOBALES

La ecuación (2.12), que relaciona las fuerzas globales del elemento con las fuerzas locales es usada en conjunto con la ecuación (2.19), que relaciona las fuerzas locales con las fuerzas básicas del elemento; así:

$$[L] = [T'] \times [R] \text{ y } [R] = [AA'] \times [P]$$

ecuación 2.27

En forma expandida, se tiene :

$$\begin{bmatrix} Fx_a \\ Fy_a \\ Fx_b \\ Fy_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p & -l_q \\ -m_p & -m_q \\ l_p & l_q \\ m_p & m_q \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} L_o + u \\ L_o + e \\ v \\ L_o + e \end{bmatrix} \times [P]$$

ecuación 2.28

Al combinar las ecuaciones (2.11), (2.15) y (2.16) con la ecuación (2.27), en forma matricial se obtuvo :

$$[L] = [T'] \times [AA'] \times [P_o + (EA/L_o) \times [A] \times [T] \times [X]]$$

ecuación 2.29

En forma expandida, se escribe :

$$\begin{bmatrix} Fx_a \\ Fy_a \\ Fx_b \\ Fy_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p & -l_q \\ -m_p & -m_q \\ l_p & l_q \\ m_p & m_q \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} L_o + u \\ L_o + e \\ v \\ L_o + e \end{bmatrix} \times \left[P_o + \frac{EA}{L_o} \times \left[\sqrt{(L_o + u)^2 + v^2} - L_o \right] \times \begin{bmatrix} -l_p & -m_p & l_p & m_p \\ -l_q & -m_q & l_q & m_q \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_a \\ y_a \\ x_b \\ y_b \end{bmatrix} \right]$$

ecuación 2.30

2. 2. 9 TRANSFORMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARCIALES GLOBALES A FUERZAS PARCIALES GLOBALES

La ecuación (2.7) representa la relación entre las fuerzas y los desplazamientos globales en términos absolutos. Es conveniente desarrollar las derivadas parciales de las fuerzas globales con respecto a las derivadas parciales de los desplazamientos globales.

Ya que las ecuaciones (2.10), (2.11), (2.12) y (2.13) que conectan las fuerzas globales a las locales y los desplazamientos locales a los globales tienen solamente expresiones lineales, el correspondiente cambio incremental (o parcial) en varios términos conduce a :

$$[\delta U] = [T] \times [\delta X]$$

ecuación 2.31

$$[\delta L] = [T'] \times [\delta R]$$

ecuación 2.32

Las ecuaciones (2.25) y (2.26) se han expandido mediante sustituciones:

$$[\delta L] = [T'] \times \{ [AA'] \times EA/L_o \times [AA] + [d] \} \times [T] \times [\delta X]$$

ecuación 2.33

en donde:

$$[T'] \times \{ [AA'] \times EA/L_o \times [AA] + [d] \} \times [T]$$

representa la matriz incremental de rigidez [K].

2.2.10 MATRIZ INCREMENTAL DE RIGIDEZ PARA UN ELEMENTO CABLE BIDIMENSIONAL

Esta matriz es :

$$[K] = \begin{bmatrix} -l_p & -l_q \\ -m_p & -m_q \\ l_p & l_q \\ m_p & m_q \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{L_o + u}{L_o + e} \end{bmatrix} \times \frac{EA}{L_o} \times \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} & \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{L_o + u}{L_o + e} & \frac{v}{L_o + e} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{Pv^2}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} \\ -\frac{Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{P(L_o + u)^2}{(L_o + e)^3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} -l_p & -m_p & l_p & m_p \\ -l_q & -m_q & l_q & m_q \end{bmatrix}$$

ecuación 2.34

2.3 CONTRIBUCIÓN DE LA RIGIDEZ DEL ELEMENTO A LA MATRIZ DE RIGIDEZ TOTAL DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo se ha estudiado la contribución de la rigidez de cada elemento a la rigidez total y su ubicación dentro de la matriz global. Este estudio es aplicable también a tres dimensiones.

En los modelos estructurales, los miembros (elementos) y los nodos (juntas) son numerados separada pero secuencialmente. Por lo tanto, los grados de libertad de cada nodo en la estructura completa, que son representados por los desplazamientos en cada posición del nodo son también secuenciales.

La matriz de rigidez total de la estructura, combina las rigideces individuales de cada elemento de una manera y un orden determinado.

Para un elemento bidimensional, tal como el elemento cable, que tiene 2 grados de libertad en cada extremo, los desplazamientos en cada uno de éstos representan un subarreglo del vector de desplazamientos globales de la estructura total, [X]. Para un elemento típico con extremos A y B, los grados de libertad en cada extremo están representados por la porción del vector de desplazamientos globales dada por (x_a, y_a, x_b, y_b). La contribución de rigidez del elemento se ha dividido en dos arreglos que representan los dos extremos del elemento. En el sistema de numeración de los nodos de la estructura total, la numeración de los nodos de cada elemento resulta invariablemente no secuencial. Resulta así que la contribución de rigidez, que representa los extremos de cada elemento, está separada y espaciada dentro de la matriz de rigidez estructural total.

De la notación previa, la contribución de rigidez de un elemento típico ha sido dada en la ecuación (2.33), en la cual:

$$[K] = [T'] \times \{ [AA'] \times EA / L_o \times [AA] + [d] \} \times [T]$$

ecuación 2.35

representa la rigidez en los dos extremos del elemento, combinada en una sola expresión. En esta expresión se ha definido :

$$[k] = \{ [AA'] \times EA / L_o \times [AA] + [d] \}$$

ecuación 2.36

en la cual [k] representa la porción no lineal de la matriz de rigidez del elemento. Así, la contribución de rigidez de cada elemento a la rigidez total de la estructura se ha definido como :

$$[K] = [T'] \times [k] \times [T]$$

ecuación 2.37

Previamente se definió la matriz de transformación [T], en términos de los cosenos directores (de 2.10 y 2.11):

$$[T] = \begin{bmatrix} -l_p & -m_p & l_p & m_p \\ -l_q & -m_q & l_q & m_q \end{bmatrix}$$

ecuación 2.38

Para separar las contribuciones de desplazamientos y rigideces de cada extremo del elemento, fué conveniente dividir [T] en dos grupos separados que representaron cada extremo del elemento:

$$[T_1] = \begin{bmatrix} -l_p & -m_p \\ -l_q & -m_q \end{bmatrix}$$

ecuación 2.39

y

$$[T_2] = \begin{bmatrix} l_p & m_p \\ l_q & m_q \end{bmatrix}$$

ecuación 2.40

La contribución de rigidez en el primer extremo del elemento fué :

$$[K_{11}] = [T_1^T] \times [k] \times [T_1]$$

ecuación 2.41

y en el otro extremo :

$$[K_{22}] = [T_2^T] \times [k] \times [T_2]$$

ecuación 2.42

se calcularon también términos adicionales, que procedieron del producto cruz, y representan la influencia de un extremo sobre el otro. Estos términos fueron :

$$[K_{12}] = [T_1^T] \times [k] \times [T_2]$$

ecuación 2.43

$$[K_{21}] = [T_2^T] \times [k] \times [T_1]$$

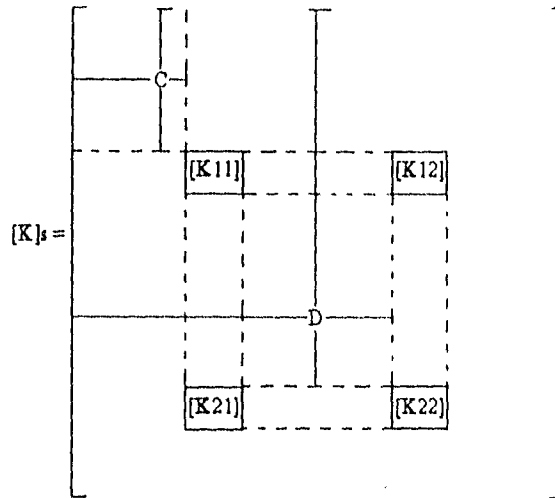
ecuación 2.44

Los términos de rigidez dados por el producto cruz son simétricos dentro de la matriz de rigidez total, es decir que:

$$[K_{21}] = [K_{12}]'$$

ecuación 2.45

Las contribuciones de rigidez [K₁₁], [K₂₂], [K₁₂], [K₂₁], se conjuntaron dentro de la matriz de rigidez total [K]s , de la manera que se indica gráficamente en (2.46).



ecuación 2.46

El espaciamento de las contribuciones individuales de rigidez de cada elemento dentro de la matriz total depende del sistema adoptado de numeración secuencial de los nodos, y en particular depende de la numeración de cada extremo del elemento.

Para un elemento en particular, la distancia C (ecuación 2.46), representa los grados de libertad en la estructura total que preceden a los grados de libertad asociados al extremo A del elemento AB, y la distancia D representa los grados de libertad que preceden a los grados de libertad asociados al extremo B del mismo elemento.

C representa submatrices de la matriz de rigidez del elemento. En una estructura plana, dichas submatrices son de 2x2 y en una estructura tridimensional son de 3x3.

La matriz de rigidez total $[K]_s$ es simétrica respecto a la diagonal principal, y todos los términos que estén en dicha diagonal deben ser positivos y mayores que cero. Para un arreglo de cables o una estructura de catenaria, las contribuciones individuales de cada elemento para la rigidez total, $[K_{11}]$, $[K_{22}]$, $[K_{12}]$, $[K_{21}]$, deben ser cero si la extensión básica del elemento, dada por el término e definido en (2.14) es negativa. Esta es una fuente básica de no linealidad para estas formas estructurales, y se debe al hecho de que los elementos individuales no pueden aceptar compresiones.

2.4 MÉTODO DE SOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE RIGIDEZ NO-LINEALES

La contribución de la rigidez individual de cada elemento (ecuaciones 2.33 y 2.34) en la matriz de rigidez total $[K]_s$ se definió en las ecuaciones 2.35 a 2.46.

Similarmente, las relaciones entre las cargas globales $[L]$, y los desplazamientos globales $[X]$, en términos absolutos se han definido en las ecuaciones (2.29) y (2.30). De manera similar a la que se combinan las rigideces individuales de cada elemento dentro de la matriz de rigidez total de la estructura (capítulo 2.3), las contribuciones de las fuerzas en los elementos referidas a los ejes globales (ecuación 2.29 y 2.30) se combinaron para obtener un vector global del sistema interno de fuerzas, que sea aplicable a la estructura completa.

Para que la condición de equilibrio exista, es necesario que la suma de las fuerzas en los elementos referidas a los ejes globales (ecuación 2.30) sea igual a la suma de fuerzas externas aplicadas. Cualquier desbalance entre las cargas externas y el sistema interno de fuerzas en los elementos (ecuación 2.29) se ha referido como desequilibrio.

El propósito de este capítulo es explicar el método de solución por el cual la matriz de rigidez "incremental" o "tangencial", que se definió en las ecuaciones (2.33) y (2.34), es usada para determinar el

desequilibrio entre las cargas externamente aplicadas y el sistema interno de fuerzas de los elementos, y posteriormente proyectar o determinar una forma desplazada más exacta de la estructura para poder así reducir significativamente el desequilibrio resultante de la diferencia entre las cargas aplicadas externamente y el sistema interno de fuerzas de los elementos. El método de solución de estos sistemas de ecuaciones se basa en el método de Newton-Raphson (ref. 4).

El método es explicado con referencia a una estructura que progresivamente pierde rigidez con el aumento de carga aplicada, del tipo que se mostró en la figura 2.1, pero que es igualmente aplicable a una estructura formada por cables, la cual se rigidiza progresivamente con el aumento de carga externa, como se mostró en la figura 2.2.

El método de Newton-Raphson, que es iterativo y de rápida convergencia, se basa en el cálculo o determinación sucesiva del incremento de rigidez de cada elemento y de la estructura completa, para luego hacer una proyección más exacta de la configuración desplazada de los nodos, de los elementos individuales y de la estructura completa para minimizar el desequilibrio. La explicación del método se basa en obtener la solución de un sistema de ecuaciones para un solo incremento en el vector total de cargas aplicadas. Aunque el método es aplicable a sistemas de múltiples grados de libertad, aquí se ha aplicado a un sistema de un solo grado de libertad (tal como un solo desplazamiento del nodo a lo largo de un eje global particular). Esto se ve en la figura 2.10.

Para propósitos de explicación, se calculó el vector de desplazamientos $[X]$ correspondiente al vector de cargas externas totales $[\bar{L}]$; el vector de cargas externo, $[\bar{L}]$, representa un solo incremento específico en la aplicación de la carga externa. En este caso, la rigidez inicial total de la estructura se representó como $[K_0]$. Esto se basó en que los desplazamientos de la estructura fueron nulos con la matriz de rigidez inicial $[K_0]$, correspondiente a la configuración no deformada de la estructura. La primera solución a las ecuaciones de equilibrio se obtuvo al combinar las ecuaciones en la forma

$$\{[\bar{L}] - [L_0]\} = [K_0] \times [\delta X]$$

ecuación 2.47

donde $[\bar{L}]$ = Vector de cargas aplicadas externamente
 $[L_0]$ = Sistema interno de fuerzas del elemento

Para la configuración no deformada de la estructura, la magnitud del sistema interno del elemento en la estructura $[L_0]$, es dependiente del estado inicial de presfuerzo. La expresión $\{[\bar{L}] - [L_0]\}$ representa el monto de desequilibrio en la estructura (o el desbalance entre las cargas aplicadas externamente y el sistema interno de fuerzas del elemento). La expresión $\{[\bar{L}] - [L_0]\}$ representa el primer incremento de carga a ser aplicado a la estructura. La matriz de rigidez $[K_0]$, calculada mediante las ecuaciones (2.33) y (2.34), representa la rigidez de la estructura en el estado no deformado.

La ecuación (2.47) se resolvió al conocer $[K_0]$ y $\{[\bar{L}] - [L_0]\}$, se obtuvo así el cambio incremental en desplazamiento, $[\delta X]$. El primer arreglo de desplazamiento se calculó y representó en la figura 2.10 por $[\delta X] = [X_a]$.

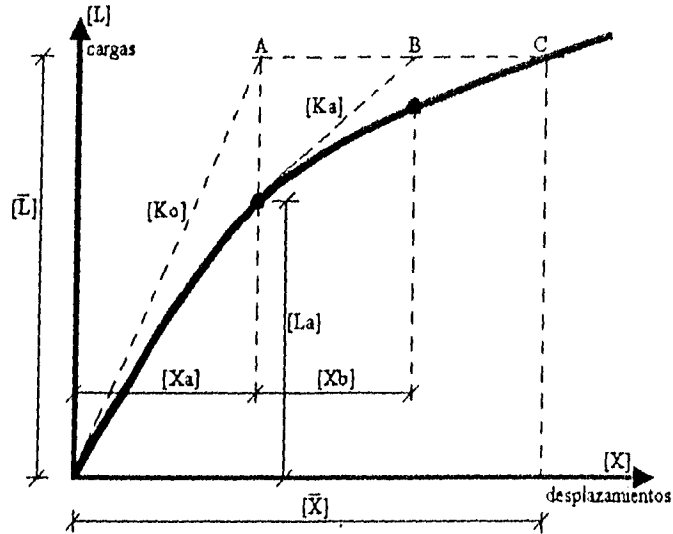
En este punto, la estructura ha adoptado una "configuración deformada" representada por el desplazamiento $[X_a]$, y el desequilibrio entre las cargas aplicadas externamente y el sistema interno de fuerzas en los elementos se calcula nuevamente.

El desequilibrio revisado, o nuevo vector de cargas a ser aplicado a la estructura, se representó en la figura 2.10 por $\{[\bar{L}] - [L_a]\}$. En este caso $[L_a]$ representó el sistema interno de fuerzas en los elementos en la estructura, dado por

$$[L_a] = [T'] \times [AA'] \times [P]$$

ecuación 2.48

la cual es la misma que las ecuaciones previas (2.27), (2.29) o (2.30).



MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO TANGENCIAL
DE NEWTON-RAPHSON

figura 2.10

Similarmente, para la configuración deformada de la estructura, representada por los desplazamientos $[X_a]$, la matriz de rigidez recalculada o revisada se basó en la nueva forma deformada de la estructura. La matriz de rigidez recalculada se ha representado en la figura 2.10 por la pendiente de la línea dada por $[K_a]$.

Así, la matriz de rigidez recalculada y el vector de desequilibrio se combinaron, para dar :

$$\{[\bar{L}] - [L_a]\} = [K_a] \times [\delta X]$$

ecuación 2.49

El nuevo sistema de ecuaciones se resolvió para obtener $[\delta X] = [X_b]$, como se muestra en la figura 2.10.

El proceso se continúa, calculando la nueva matriz de rigidez en cada estado, dada por $[K_n]$, y el nuevo vector de cargas de desequilibrio, dado por $\{[\bar{L}] - [L_n]\}$, para determinar la configuración desplazada de la estructura, representada por $[\bar{X}]$, la cual corresponde al vector de cargas externas aplicadas, $[\bar{L}]$. El proceso continúa, con la solución para la forma desplazada de la estructura convergiendo, dada por :

$$[\bar{X}] = [X_a] + [X_b] + [X_c] + \dots + [\delta X]$$

ecuación 2.50

Se considera que se ha alcanzado la convergencia cuando $[\delta X]$ es pequeña, o cuando la relación $[\delta X]/[\bar{X}]$ es pequeña. Alternativamente, se considera también buena la solución cuando el vector de desequilibrio dado por $\{[\bar{L}] - [L_n]\}$, es pequeño.

Al proseguir la solución de las ecuaciones para el incremento particular en el vector de cargas externas $[\bar{L}]$, es usual incrementar progresivamente la magnitud de las cargas externas por estados. Para estructuras que sufren grandes cambios en rigidez se aplican las cargas externas en pequeños incrementos, para evitar la posibilidad de divergencia del método. Una posible divergencia es más probable en estructuras que pierden rigidez con el aumento de carga.

El método que se ha descrito es igualmente aplicable a estructuras que se rigidizan, con el aumento de carga externa, tal como estructuras de cables o catenaria.

2.5 ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS GENERALES TRIDIMENSIONALES DE CABLES

En este capítulo se ha tratado la formulación de la rigidez no lineal geométrica en elementos tridimensionales, y se ha enfocado de la misma manera que se enfocó el problema bidimensional.

2.5.1 SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS Y COSENO DIRECTORES

La figura 2.11 muestra la posición de un elemento típico dentro del sistema global de coordenadas X-Y-Z. Las coordenadas del elemento A-B son (X_A, Y_A, Z_A) , en el extremo A y (X_B, Y_B, Z_B) , en el extremo B. La longitud inicial del elemento en el sistema global de coordenadas es:

$$L_o = \sqrt{[(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2 + (Z_B - Z_A)^2]}$$

ecuación 2.51

El sistema local de coordenadas del elemento (ejes P, Q, R) se muestra en la figura 2.12. El eje P coincide con el eje longitudinal del elemento, el eje Q es perpendicular a éste y el eje R es ortogonal a los dos anteriores, con la convención de la mano derecha.

Los cosenos directores para el eje P, relativos a los ejes globales son:

$$l_p = (X_B - X_A) / L_o \quad m_p = (Y_B - Y_A) / L_o \quad n_p = (Z_B - Z_A) / L_o$$

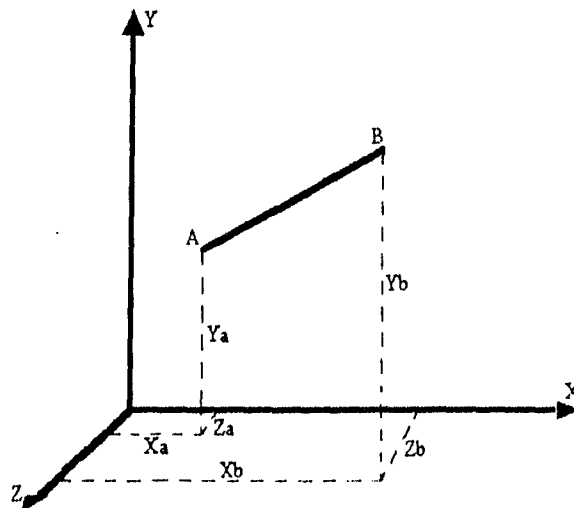
ecuación 2.52

para el eje Q, los cosenos directores son:

$$l_q = (X_C - X_A) / L_o \quad m_q = (Y_C - Y_A) / L_o \quad n_q = (Z_C - Z_A) / L_o$$

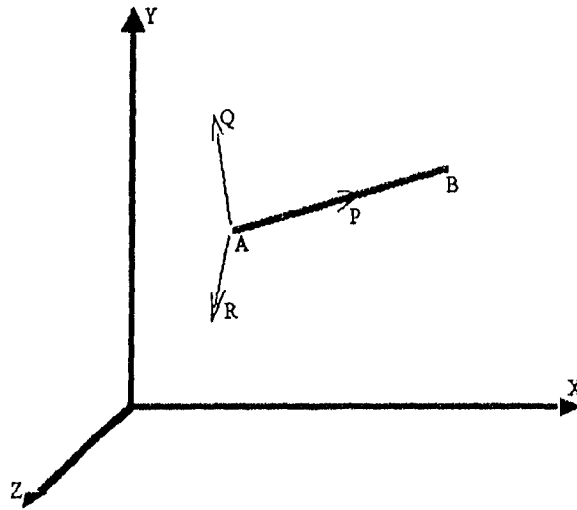
ecuación 2.53

en este caso (X_C, Y_C, Z_C) , son las coordenadas de un punto C localizado a cierta distancia del punto A sobre el eje Q.



SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS

figura 2.11



SISTEMA DE COORDENADAS LÓCALES DEL MIEMBRO

figura 2.12

Para definir los cosenos directores del eje R se utiliza la regla de la mano derecha:

$$l_r = (m_p \cdot n_q - n_p \cdot m_q) ; m_r = (n_p \cdot l_q - l_p \cdot n_q) ; n_r = (l_p \cdot m_q - m_p \cdot l_q)$$

ecuación 2.54

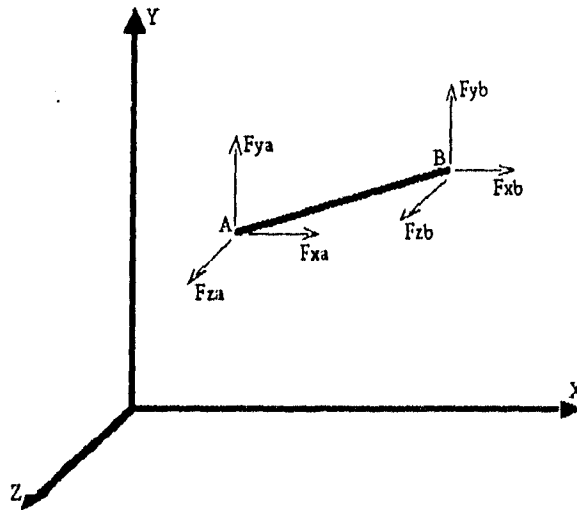
2.5.2 CARGAS Y DESPLAZAMIENTOS EN LOS SISTEMAS GLOBAL Y LOCAL

El vector de cargas aplicadas a los extremos del elemento A-B, referido a los ejes globales está dado por:

$$[L] = [F_{x_a}, F_{y_a}, F_{z_a}, F_{x_b}, F_{y_b}, F_{z_b}]$$

ecuación 2.55

Este sistema de fuerzas se muestra en la figura 2.13.



FUERZAS GLOBALES EN LOS EXTREMOS DEL ELEMENTO A-B

figura 2.13

El correspondiente vector de desplazamientos aplicable a los extremos del elemento A-B en el sistema global está dado por:

$$[X] = [x_a, y_a, z_a, x_b, y_b, z_b]$$

ecuación 2.56

Este sistema de desplazamientos se muestra en la figura 2.14.

La conexión de las cargas externas o globales con los desplazamientos globales de la estructura se logró por medio de la matriz de rigidez estructural completa de la estructura [K]:

$$[L] = [K] x [X]$$

ecuación 2.57

Se ha utilizado un sistema de coordenadas locales para cada elemento (ejes P, Q, R), para definir las llamadas fuerzas locales y desplazamientos locales (en cada elemento típico A - B). El vector de cargas aplicable a los extremos del elemento A-B, y referido al sistema local de coordenadas es:

$$[R] = [R, S, T]$$

ecuación 2.58

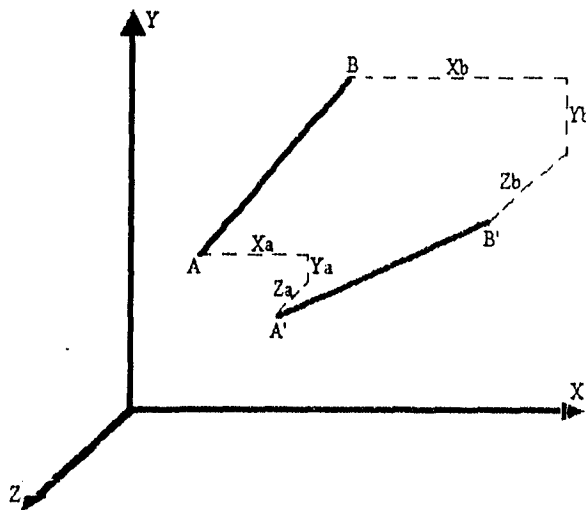
donde R actúa a lo largo del eje P, S en dirección del eje Q y T lo hace en dirección del eje R. Este sistema se ve en la figura 2.15.

El vector de desplazamientos aplicable al elemento típico A-B, y referido al sistema de coordenadas local es:

$$[U] = [u, v, w]$$

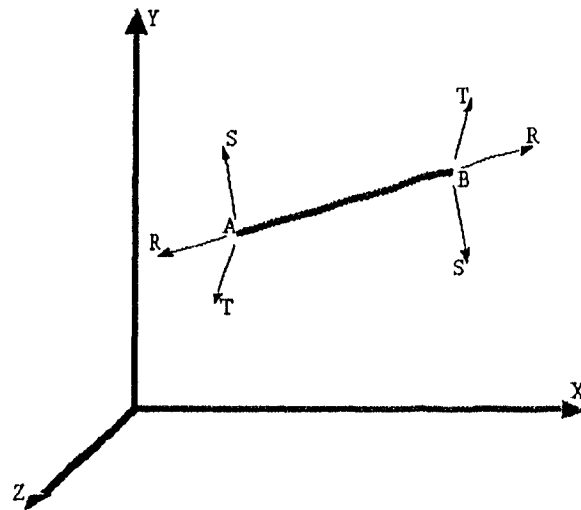
ecuación 2.59

En este vector, u es el desplazamiento a lo largo del eje P, v en dirección del eje Q y w en dirección del eje R. Este sistema se muestra en la figura 2.16.



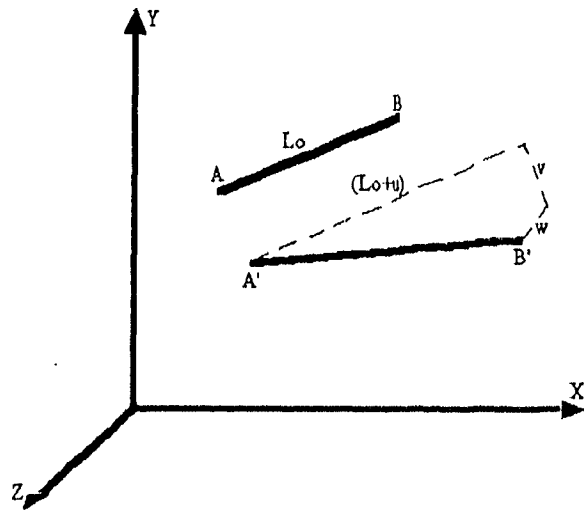
DESPLAZAMIENTOS GLOBALES EN LOS
EXTREMOS DEL ELEMENTO A-B

figura 2.14



FUERZAS LOCALES EN EL ELEMENTO

figura 2.15



DESPLAZAMIENTOS LOCALES DEL ELEMENTO

figura 2.16

2.5.3 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS LOCALES A GLOBALES

Los desplazamientos locales del elemento están conectados a los desplazamientos globales por medio de la matriz de transformación $[T]$, en donde $[T]$ está compuesta por los cosenos directores del elemento.

$$\begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p & -m_p & -n_p & l_p & m_p & n_p \\ -l_q & -m_q & -n_q & l_q & m_q & n_q \\ -l_r & -m_r & -n_r & l_r & m_r & n_r \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_a \\ y_a \\ z_a \\ x_b \\ y_b \\ z_b \end{bmatrix}$$

ecuación 2.60

Esta ecuación satisface la compatibilidad de desplazamientos en los extremos del elemento; en forma matricial se expresa:

$$[U] = [T] \times [X]$$

ecuación 2.61

Los vectores de fuerzas globales y de fuerzas locales se relacionaron mediante :

$$[L] = [T'] \times [R]$$

ecuación 2.62

donde [T'] es la transpuesta de la matriz [T]. En forma expandida, esta ecuación queda:

$$\begin{bmatrix} Fx_a \\ Fy_a \\ Fz_a \\ Fx_b \\ Fy_b \\ Fz_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p & -l_q & -l_r \\ -m_p & -m_q & -m_r \\ -n_p & -n_q & -n_r \\ l_p & l_q & l_r \\ m_p & m_q & m_r \\ n_p & n_q & n_r \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} R \\ S \\ T \end{bmatrix}$$

ecuación 2.63

2.5.4 DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS BÁSICAS

El desplazamiento básico está dado por la extensión del elemento medida a lo largo del eje del elemento deformado.

$$e = \sqrt{(L_o + u)^2 + v^2 + w^2} - L_o$$

ecuación 2.64

En forma matricial, esta ecuación se expresa :

$$[E] = [A] \times [U]$$

ecuación 2.65

donde: [E] = vector de desplazamientos básicos del elemento

[U] = vector de desplazamientos locales del elemento

Este sistema se muestra en la figura 2.17. La fuerza básica del elemento está en función del desplazamiento básico del elemento y de cualquier presfuerzo existente en dicho elemento:

$$P = P_o + \frac{EA}{L_o} \times e$$

ecuación 2.66

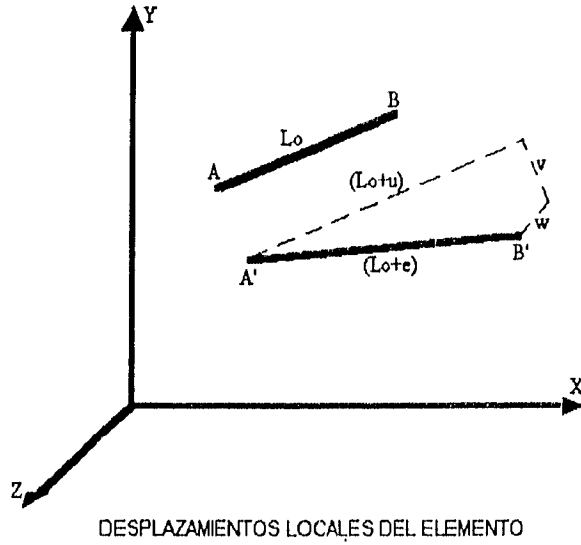


figura 2.17

2.5.5 TRANSFORMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARCIALES BÁSICOS A DESPLAZAMIENTOS PARCIALES LOCALES

Se desarrolló las derivadas parciales de los desplazamientos básicos del elemento con respecto a las derivadas parciales de los desplazamientos locales. Esto se consigue al desarrollar las derivadas parciales de cada término en la ecuación (2.64); se tiene :

$$[\delta e] = \begin{bmatrix} \frac{L_0 + u}{L_0 + e} & \frac{v}{L_0 + e} & \frac{w}{L_0 + e} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \\ \delta w \end{bmatrix}$$

ecuación 2.67

En forma matricial :

$$[\delta E] = [AA] \times [\delta U]$$

ecuación 2.68

2.5.6 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS A FUERZAS LOCALES

La matriz transpuesta de $[AA]$ se ha usado para conectar las fuerzas locales a las fuerzas básicas del elemento , para cumplir así con las condiciones de equilibrio en los extremos.

$$[R] = [AA'] \times [P]$$

ecuación 2.69

En forma expandida se tiene :

$$\begin{bmatrix} R \\ S \\ T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{w}{L_o + e} \end{bmatrix} \times [P]$$

ecuación 2.70

2. 5.7 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS PARCIALES A FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS LOCALES PARCIALES

Las ecuaciones 2.69 y 2.70 dieron la conexión entre las fuerzas locales y las fuerzas básicas del elemento en términos absolutos. Se desarrolló las derivadas parciales de las fuerzas locales con respecto a las derivadas parciales de las fuerzas básicas y las derivadas parciales de los desplazamientos locales del elemento. Esto se logró al desarrollar las derivadas de cada término en la ecuación 2.70:

$$\begin{bmatrix} \delta R \\ \delta S \\ \delta T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{w}{L_o + e} \end{bmatrix} \times [\delta P] + \begin{bmatrix} \frac{P(v^2 + w^2)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pw(L_o + u)}{(L_o + e)^3} \\ \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{P((L_o + u)^2 + w^2)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pvw}{(L_o + e)^3} \\ \frac{-Pw(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pvw}{(L_o + e)^3} & \frac{P((L_o + u)^2 + v^2)}{(L_o + e)^3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \\ \delta w \end{bmatrix}$$

ecuación 2.71

En forma matricial :

$$[\delta R] = [AA'] \times [\delta P] + [d] \times [\delta U]$$

ecuación 2.72

$$[\delta P] = EA / L_o \times [\delta E]$$

ecuación 2.73

$$[\delta P] = EA / L_o \times [AA'] \times [\delta U]$$

ecuación 2.74

$$[\delta R] = \{ [AA'] \times (EA / L_o) \times [AA'] + [d] \} \times [\delta U]$$

ecuación 2.75

en forma expandida, esta última ecuación es :

$$\begin{bmatrix} \delta R \\ \delta S \\ \delta T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{w}{L_o + e} \end{bmatrix} \times \frac{EA}{L_o} \times \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} & \frac{v}{L_o + e} & \frac{w}{L_o + e} \end{bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} \frac{P(v^2 + w^2)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pw(L_o + u)}{(L_o + e)^3} \\ \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{P((L_o + u)^2 + w^2)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pvw}{(L_o + e)^3} \\ \frac{-Pw(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pvw}{(L_o + e)^3} & \frac{P((L_o + u)^2 + v^2)}{(L_o + e)^3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \\ \delta w \end{bmatrix}$$

ecuación 2.76

2.5.8 TRANSFORMACIÓN DE FUERZAS BÁSICAS A FUERZAS GLOBALES

La ecuación 2.62 que conecta las fuerzas globales con las fuerzas locales del elemento, se ha utilizado en conjunción con la ecuación 2.69, la cual conecta fuerzas locales con las fuerzas básicas del elemento.

$$[L] = [T'] \times [R] \quad \text{y} \quad [R] = [AA'] \times [P]$$

$$[L] = [T'] \times [AA'] \times [P]$$

ecuación 2.77

en forma expandida, se tiene:

$$\begin{bmatrix} Fx_a \\ Fy_a \\ Fz_a \\ Fx_b \\ Fy_b \\ Fz_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p & -l_q & -l_r \\ -m_p & -m_q & -m_r \\ -n_p & -n_q & -n_r \\ l_p & l_q & l_r \\ m_p & m_q & m_r \\ n_p & n_q & n_r \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{w}{L_o + e} \end{bmatrix} \times [P]$$

ecuación 2.78

Las ecuaciones 2.61, 2.65, 2.66, se combinan con la ecuación 2.77 para dar en forma matricial:

$$[L] = [T'] \times [AA'] \times [P_o + (EA/L_o) \times [A] \times [T] \times [X]]$$

ecuación 2.79

lo que, en forma expandida se escribe :

$$\begin{bmatrix} Fx_a \\ Fy_a \\ Fz_a \\ Fx_b \\ Fy_b \\ Fz_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p & -l_q & -l_r \\ -m_p & -m_q & -m_r \\ -n_p & -n_q & -n_r \\ l_p & l_q & l_r \\ m_p & m_q & m_r \\ n_p & n_q & n_r \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{w}{L_o + e} \end{bmatrix} \times \left[P_o + \left(\frac{EA}{L_o} \right) \times \left[\sqrt{(L_o + u)^2 + v^2 + w^2} - L_o \right] \right] \times \begin{bmatrix} x_a \\ y_a \\ z_a \\ x_b \\ y_b \\ z_b \end{bmatrix}$$

ecuación 2.80

2.5.9 TRANSFORMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS A FUERZAS GLOBALES PARCIALES

La ecuación 2.57 representa la relación entre las fuerzas globales y los desplazamientos globales en términos absolutos. Por conveniencia se desarrolla las derivadas parciales de las fuerzas globales, con respecto a las derivadas parciales de los desplazamientos globales.

Ya que las ecuaciones 2.60 , 2.61 , 2.62 , 2.63 , que conectan las fuerzas globales a las fuerzas locales y los desplazamientos locales a los desplazamientos globales incluyen solamente expresiones lineales, el correspondiente cambio incremental en los varios términos debe igualmente aplicarse :

$$[\delta U] = [T] \times [\delta X] \tag{ecuación 2.81}$$

$$[\delta L] = [T'] \times [\delta R] \tag{ecuación 2.82}$$

Al sustituir las ecuaciones 2.75 y 2.76, se tiene :

$$[\delta L] = [T'] \times \{ [AA'] \times (EA / L_o) \times [AA] + [d] \} \times [T] \times [\delta X] \tag{ecuación 2.83}$$

en donde:

$$[K] = [T'] \times \{ [AA'] \times (EA / L_o) \times [AA] + [d] \} \times [T]$$

y [K] representa la matriz de rigidez incremental .

2.5.10 MATRIZ DE RIGIDEZ INCREMENTAL PARA UN ELEMENTO CABLE TRIDIMENSIONAL

La matriz de rigidez incremental [K] , se usó para relacionar los cambios incrementales en las fuerzas globales [δL] , con los cambios incrementales en los desplazamientos globales [δX] , de la siguiente manera:

$$[\delta L] = [K] \times [\delta X] \tag{ecuación 2.84}$$

En forma expandida se tiene :

$$[K] = \begin{bmatrix} -l_p & -l_q & -l_r \\ -m_p & -m_q & -m_r \\ -n_p & -n_q & -n_r \\ l_p & l_q & l_r \\ m_p & m_q & m_r \\ n_p & n_q & n_r \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} \\ \frac{L_o + e}{L_o + e} \\ \frac{v}{L_o + e} \\ \frac{w}{L_o + e} \\ \frac{L_o + e}{L_o + e} \end{bmatrix} \times \frac{EA}{L_o} \times \begin{bmatrix} \frac{L_o + u}{L_o + e} & \frac{v}{L_o + e} & \frac{w}{L_o + e} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{P(v^2 + w^2)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pw(L_o + u)}{(L_o + e)^3} \\ \frac{-Pv(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{P((L_o + u)^2 + w^2)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pvw}{(L_o + e)^3} \\ \frac{-Pw(L_o + u)}{(L_o + e)^3} & \frac{-Pvw}{(L_o + e)^3} & \frac{P((L_o + u)^2 + v^2)}{(L_o + e)^3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} -l_p & -m_p & -n_p & l_p & m_p & n_p \\ -l_q & -m_q & -n_q & l_q & m_q & n_q \\ -l_r & -m_r & -n_r & l_r & m_r & n_r \end{bmatrix}$$

ecuación 2.85

CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

En este capítulo se define el tipo de estructura, el tipo de material, la topología y los presfuerzos iniciales, además de la ubicación geográfica y la clasificación de la estructura, para establecer la velocidad de diseño por viento.

3.1 TIPO DE ESTRUCTURA

La estructura tiene forma de paraboloides hiperbólico; las características geométricas de la planta y de los vértices se muestran en el apéndice A, figura A.1. Para poder obtener esta forma geométrica se seleccionó como solución estructural, una red de cables, la cual toma la forma antes mencionada. Las características de los cables de presfuerzo utilizados se dan en el apéndice C, tabla C.1 y figura C.1 (ref. 5). El tipo de anclajes utilizados y el sistema de colocación se muestran en la figura C.2 (ref. 5). El material de revestimiento es gasoconcreto, que tiene un peso específico de 1624Kg/m^3 ; se usa una capa de 4cm de espesor (ref. 6).

La estructura de soporte es de acero, con la restricción de diseño impuesta por los desplazamientos, ya que estos deben ser relativamente pequeños para no afectar a la red de cables, porque un movimiento excesivo de los soportes, que se suponen fijos podría afectar en alguna medida el comportamiento del arreglo de cables. La topología de esta estructura de soporte depende de la topología inicial de la cubierta, por lo tanto posteriormente se indica esta propiedad del soporte. Las placas de acero utilizadas para esta estructura son de 2.54cm de espesor y 71.12cm de ancho, y tienen las siguientes propiedades:

Módulo de Elasticidad : 2100000Kg/cm^2
Límite de fluencia : 2300Kg/cm^2
Resistencia al cortante : 845Kg/cm^2
Peso : 6.9Kg/cm

Ahora según la clasificación dada por el "Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad" (ref. 7), y de acuerdo a las características estructurales y de uso se tiene :

Estructura : grupo B
 tipo I
Q = 1
Ubicación : Costa de Acapulco
Tipo de Suelo : I
Zona Sísmica : D
Velocidad de Diseño del Viento : 150Km/h
Amortiguamiento : 2%

Las características del espectro de diseño se indican en el capítulo 4, al igual que las cargas producidas por el viento y el peso propio.

3.2 TOPOLOGÍA ESTRUCTURAL

En esta parte del estudio se define la topología inicial de la red de cables, y la topología de la estructura de soporte, a partir de aquella. Como dato se acepta que el presfuerzo inicial de los cables, sea de 8550Kg en cada uno de ellos; se ha seleccionado este valor, porque es aproximadamente la mitad del valor de fluencia.

La figura 3.1 representa una estructura espacial en la cual se ancla un arreglo cualquiera de cables (ref. 8). Los cables están suspendidos en dos planos verticales paralelos. El espaciamiento de los planos se ha denotado por a, b, c, d . Se considera todas las separaciones como un múltiplo de a ; se tiene: $b=k_1 a, c=k_2 a, d=k_3 a$. Las familias de planos son ortogonales.

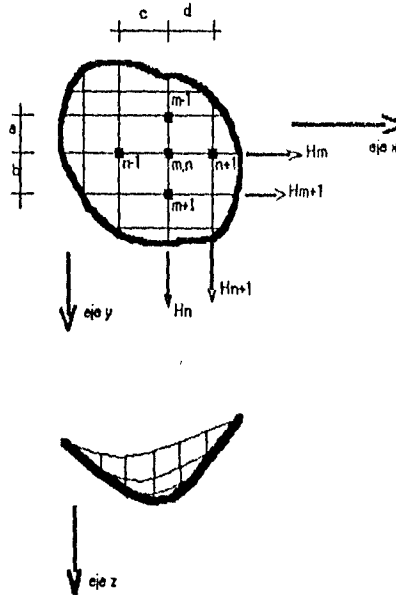


figura 3.1

Cuando no actúan todavía las fuerzas externas, ya existen en los cables las fuerzas de tensión debidas al presfuerzo inicial. Las componentes de estas fuerzas en los cables que se intersectan en el punto m,n se han denotado por H_m y H_n , a lo largo de los ejes x e y respectivamente. Por generalidad, se asumió que dichas fuerzas eran diferentes en cada cable.

De las condiciones de equilibrio en las direcciones x e y , se dedujo que las componentes horizontales H_m y H_n de las fuerzas de tensión inclinadas en los cables eran constantes a través de cada cable (figura 3.2). z , con un subíndice apropiado, denota las ordenadas de cada nodo, y V , la componente vertical de la fuerza en el segmento correspondiente de cable. La dirección positiva de ambas se ha supuesto hacia abajo. La componente vertical de la fuerza en la sección $(m,n)(m,n+1)$ es

$$V_{(m,n+1)(m,n)} = H_m \tan(\alpha 1)_{(m,n+1)(m,n)} = H_m \frac{z_{m,n+1} - z_{m,n}}{d}$$

y similarmente

$$V_{(m,n-1)(m,n)} = H_m \tan(\alpha 2)_{(m,n-1)(m,n)} = H_m \frac{z_{m,n-1} - z_{m,n}}{c}$$

La fuerza total ejercida por el cable en la junta (en la dirección x) es la suma de las fuerzas que se acaban de definir:

$$V_{m,n,x} = \frac{H_m}{a} \left[\frac{z_{m,n+1}}{k_3} - z_{m,n} \left(\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_2} \right) + \frac{z_{m,n-1}}{k_2} \right]$$

ecuación 3.1

Análogamente la fuerza ejercida por el cable (en la dirección y) en la misma junta es:

$$V_{m,n,y} = \frac{H_n}{a} \left[z_{m-1,n} - z_{m,n} \left(1 + \frac{1}{k_1} \right) + \frac{z_{m+1,n}}{k_1} \right]$$

ecuación 3.2

El equilibrio en la junta (m,n) implica que la suma de todas las fuerzas en dicho punto sea cero; entonces

$$V_{m,n,x} + V_{m,n,y} + P'_{m,n} = 0$$

ecuación 3.3

donde $P'_{m,n}$ es el peso muerto del cable.

Para simplificar los cálculos y las consideraciones teóricas, el peso muerto del cable se ha despreciado, con lo cual no se han introducido errores de consideración, ya que dicha fuerza generalmente es de magnitud muy pequeña con respecto a las fuerzas ejercidas por los cables.

Al sustituir en la ecuación 3.3 los valores de las ecuaciones 3.1 y 3.2 y eliminar a , se tiene :

$$H_m \left[\frac{z_{m,n+1}}{k_3} - z_{m,n} \left(\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_2} \right) + \frac{z_{m,n-1}}{k_2} \right] + H_n \left[z_{m-1,n} - z_{m,n} \left(1 + \frac{1}{k_1} \right) + \frac{z_{m+1,n}}{k_1} \right] = 0$$

ecuación 3.4

En la ecuación 3.4 se puede observar los términos H_m y H_n , que representan los valores de las fuerzas de pretensado, que tienen un valor conocido, ya que se fijan antes de este cálculo. Una vez establecida la ecuación 3.4 para cada punto, se obtiene un sistema de ecuaciones lineales que consta de tantas ecuaciones como nodos hay en el arreglo de cables y con el mismo número de incógnitas. Los valores de z para los nodos de la frontera son conocidos, por lo tanto ya no se establecen las ecuaciones para dichos puntos.

La ecuación 3.4 expresada en diferencias finitas queda:

$$H_m \left(\frac{\Delta^2 z}{\Delta x^2} \right)_{m,n} + H_n \left(\frac{\Delta^2 z}{\Delta y^2} \right)_{m,n} = 0$$

ecuación 3.5

Al reemplazar las diferencias finitas por una función continua, se tiene :

$$H(y) \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + H(x) \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = 0$$

ecuación 3.6

En este caso $H(y)$ es la componente horizontal de la tensión en la dirección x , por unidad de ancho. La fuerza es una función de y , y por eso la notación $H(y)$. Análogamente $H(x)$ es la componente horizontal en la dirección y .

3.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE

De las ecuaciones 3.4 y 3.6 se ha observado que:

- Como las ecuaciones mencionadas son homogéneas, la forma de la superficie depende solamente de la relación entre las fuerzas de tensión, y no de su magnitud absoluta.
- Como $H(x)$ y $H(y)$ son positivas (ambas son tensiones), las segundas derivadas deben tener signos opuestos, por lo tanto curvaturas opuestas y así tenemos superficies de paraboloides hiperbólico.
- La ecuación 3.6 se puede escribir de la siguiente forma:

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = - \frac{H(x)}{H(y)} \frac{\partial^2 z}{\partial y^2}$$

ecuación 3.7

la cual muestra que la relación de las curvaturas en cada punto, depende de la relación de las fuerzas de tensión en el punto especificado.

- Hay un infinito número de combinaciones posibles de funciones y de relaciones entre las fuerzas de tensión H , de donde se podría pensar en un infinito número de superficies obtenibles. Sin embargo, no todas las formas arquitectónicas son factibles debido a estas restricciones:
 - 1.- Todas las superficies (que sean paraboloides hiperbólicas) deben estar acotadas arriba y abajo por las envolventes de los planos tangentes a la cubierta.
 - 2.- Las coordenadas de las juntas deben ser interdependientes, por la siguiente razón : si las alturas de todos los puntos están especificadas por el arquitecto, entonces las incógnitas serían las fuerzas H , pero se tendría más ecuaciones 3.4 que incógnitas, y la dependencia entre las alturas z se perdería.

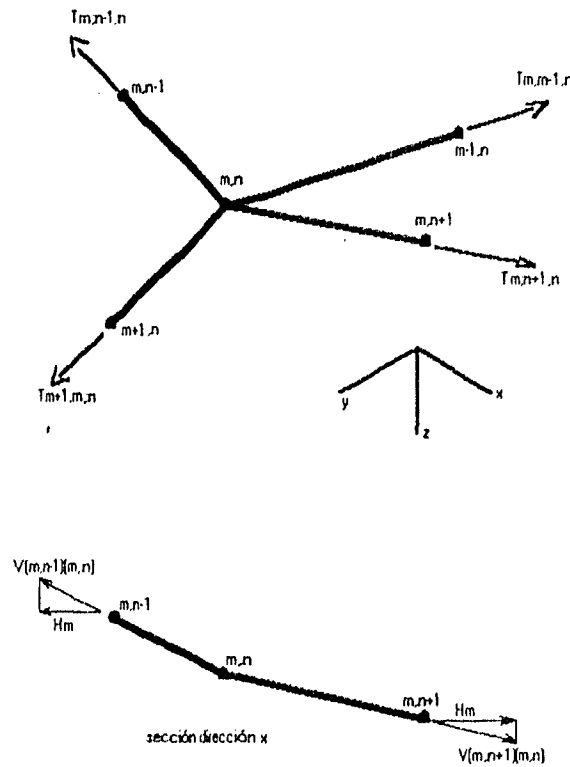


figura 3.2

3.2.2 CUBIERTA EN ESTUDIO

Para el caso particular de la cubierta en estudio, se seleccionaron ciertas características especiales:

- Las fuerzas de pretensado en todos los cables son iguales (8550Kg), por lo tanto en la ecuación 3.4 se eliminan los términos H_m y H_n .
- La cubierta se ha dividido en tres zonas para plantear la ecuación del tipo 3.4 para cada punto: La primera zona donde x es negativo, la segunda zona donde x es cero y la tercera zona donde x es positivo.

La ecuación 3.4 para la primera zona es :

$$a = 2.975m, \quad b = 2.975m, \quad c = 3.966m, \quad d = 3.966m$$

$$0.75z_{m,n-1} + 0.75z_{m,n+1} - 3.5z_{m,n} + z_{m-1,n} + z_{m+1,n} = 0$$

La ecuación 3.4 para la segunda zona es :

$$a = 2.975m, b = 2.975m, c = 3.966m, d = 2.233m$$

$$0.75z_{m,n-1} + 1.332z_{m,n+1} - 4.082z_{m,n} + z_{m-1,n} + z_{m+1,n} = 0$$

La ecuación 3.4 para la tercera zona es :

$$a = 2.975m, b = 2.975m, c = 2.233m, d = 2.233m$$

$$1.332z_{m,n-1} + 1.332z_{m,n+1} - 4.663z_{m,n} + z_{m-1,n} + z_{m+1,n} = 0$$

Este grupo de ecuaciones, aplicadas a la cubierta conduce a un sistema de 61 ecuaciones lineales con 61 incógnitas, ya que existen 61 nodos interiores en la red de cables; los nodos de borde son 24, por lo que el arreglo de cables consta de 85 nodos en total.

Al resolver el sistema de 61 ecuaciones lineales con 61 incógnitas, se obtienen las alturas de cada uno de los puntos interiores de la cubierta. Las alturas de los puntos del borde fueron previamente establecidas, de acuerdo a los requerimientos arquitectónicos. En el inciso C, tabla C.2 se muestran las coordenadas espaciales de cada uno de los nodos de la cubierta (incluidos los bordes).

Para definir la topología de la estructura de soporte, se tomaron las coordenadas de los nodos de borde de la red de cables y se les sumó 300cm en la dirección Z y así se definió la altura de los puntos de apoyo de los cables; los apoyos de la estructura de soporte tienen iguales coordenadas X e Y pero están obviamente a nivel Z=0cm. En la tabla C.3 del apéndice C se muestran las coordenadas de los nodos de la estructura de soporte. El valor de la altura de los puntos más bajos de la cubierta se fijó para satisfacer los requerimientos arquitectónicos.

CAPÍTULO 4

CARGAS QUE ACTÚAN EN LA ESTRUCTURA

Para el presente estudio se ha tomado en consideración algunos tipos de cargas que actúan sobre la estructura, principalmente sobre la cubierta.

Primeramente se ha considerado la acción del peso propio de la cubierta; luego, a partir de la configuración deformada que produce la acción de dicha carga muerta, se ha procedido al análisis de la estructura bajo la acción de la carga producida por el viento, en cinco diferentes direcciones (una dirección cada vez). Posteriormente se ha realizado también el análisis bajo la acción sísmica, para lo cual se ha supuesto una ubicación geográfica de la estructura.

Para este estudio se han determinado dos tipos de cargas, las primeras son las ya mencionadas, es decir las que actúan sobre la cubierta, y las segundas son las cargas que ejercen los cables sobre la estructura de soporte. El primer análisis se ha hecho en la red de cables y una vez determinadas las tensiones en los cables que llegan a los bordes, se ha analizado la acción de dichas tensiones sobre la estructura de soporte.

Para poder definir las cargas puntuales sobre cada nodo de la red de cables, se ha definido un área tributaria de cada uno de éstos, con lo cual se han establecido las distintas acciones sobre cada uno de dichos nodos. En el apéndice D, tabla D.1 se muestran las áreas tributarias de cada nodo. Debido a que los puntos que sirven de apoyo a la red de cables no tienen libertad de desplazamientos en ninguna de las tres direcciones, y cualquier carga aplicada sobre ellos se transmite directamente a los apoyos y no a la red de cables, éstos nodos se han supuesto sin carga, para cuando se analice solamente la estructura de cables.

A continuación se muestra el análisis para los distintos tipos de cargas que actúan sobre la estructura.

4.1 PESO PROPIO DE LA CUBIERTA

El material de la cubierta es gasocreto, el cual tiene un peso específico de 1624kg/m^3 . Se supuso una capa de 4cm de espesor, por lo que el peso de la cubierta es de 65Kg/m^2 . Se multiplicó el área tributaria de cada nodo por el peso de la cubierta y se obtuvo la carga por peso propio. Con estas cargas en los nodos se hizo el análisis por peso propio, actuando dichas cargas cuando se tiene la configuración inicial de la cubierta, es decir, la configuración que se obtiene luego de aplicar el pretensado inicial a los cables. Una vez aplicada la carga por peso propio se obtuvo la configuración deformada por peso propio y sobre ésta última topología, se aplicaron las cargas de viento, las cuales se definen más adelante. Las cargas por peso propio que actúan en cada uno de los nodos de la red de cables se muestran en el apéndice D, tabla D.2.

4.2 ACCIÓN DEL VIENTO

Para considerar la acción del viento sobre la estructura, se usaron como datos los resultados de pruebas en túnel de viento, realizadas con distintos ángulos de ataque. Dichos estudios fueron publicados por Franz Vaessen (ref. 2).

Las cargas del viento en este estudio representan la acción media, y corresponden a una presión media de 80Kg/m^2 . Los resultados en la publicación indicada están expresados gráficamente como presiones, por lo que se hizo la conversión a coeficientes de presión, para trabajar posteriormente con cualquier velocidad del viento, ya que dichos coeficientes no dependen de la velocidad del viento.

En el apéndice D, en las figuras D.1 a D.5 se muestran los resultados gráficos de las presiones actuantes en la cubierta, según las pruebas en túnel de viento. Se muestran las presiones resultantes en cinco diferentes direcciones de ataque del viento: 0° , 20° , 90° , 130° , 180° .

Para cada dirección, se obtuvo el valor de las presiones, y luego se procedió a calcular los coeficientes de presión para los puntos en donde se había medido la presión. Para obtener los coeficientes mencionados, se hizo lo siguiente:

$$P = \frac{1}{2} \rho C_p v^2$$

$$\frac{1}{2} \rho v^2 = 80$$

$$C_p = \frac{P}{80}$$

en donde: P = Presión del viento
 ρ = Densidad del aire
 Cp = Coeficiente de presión
 v = Velocidad del viento

De esta manera se conocen los coeficientes de presión en cada uno de los puntos en los que se midieron valores de presión.

Para conocer los valores de los coeficientes de presión en los puntos de cruce de los cables, es decir en los nodos, se procedió a trazar curvas de igual presión, con los valores de los coeficientes de presión que se tenían en los puntos en los cuales se realizó la medición, los cuales no coincidían con los nodos. Una vez trazadas las curvas de nivel mencionadas, se obtuvieron valores para cada vértice del área tributaria de cada nodo, y luego se procedió a promediar dichos valores, para obtener el valor del coeficiente de presión en cada nodo. Una vez obtenido este valor se procedió a calcular la presión actuante en cada nodo, para lo cual se obtuvo de la referencia 7, la velocidad del viento de diseño para el Estado de Guerrero, que sea aplicable al tipo de estructura en estudio. Se obtuvo:

Velocidad del Viento = 150km/h = 41.66m/s
 Densidad del aire = 0.125

$$P = \frac{1}{2} \rho C_p v^2$$

$$P_i = \frac{1}{2} 0.125 C_{p_i} (41.66^2)$$

Este procedimiento se realizó para cada una de las direcciones de ataque del viento. Una vez conocida la presión actuante en cada nodo, se obtuvo la respectiva fuerza; para lo cual se hizo:

$$F = P A$$

$$F_i = 108.5 C_{p_i} A_i$$

en donde F_i es la fuerza actuante en cada nodo, C_{p_i} el coeficiente local de presión y A_i el área tributaria correspondiente.

En el apéndice D, figuras D.6 a D.10 se muestran las curvas isobaras de los coeficientes de presión para cada dirección del viento, y en las tablas D.3 a D.7 se muestran las fuerzas actuantes sobre cada nodo para 0°, 20°, 90°, 130°, 180°, de la dirección del viento, respectivamente.

4.3 ACCIÓN SÍSMICA

Como se ha indicado previamente se supone que la estructura está localizada en la costa del Estado de Guerrero. De la referencia 7 se obtuvo el espectro de diseño; los valores de las aceleraciones se muestran en el apéndice D, tabla D.8. El espectro señalado se muestra gráficamente en la figura D.11. El amortiguamiento supuesto para la estructura de acuerdo al material utilizado es de 2%. Se ha supuesto una combinación de 100% en dirección X, 30% en dirección Y y 30% en la dirección Z, y otra con 100% en dirección Y, 30% en dirección X y 30% en dirección Z. Se considera el 30% de aceleración espectral en dirección Z debido a que por la ubicación de la estructura, potencialmente cercana al epicentro y al suelo duro de la zona, la componente de aceleración vertical es importante.

Esta acción se tomó sobre la estructura total, a diferencia de las anteriores que se habían tomado primeramente sobre los cables.

4.4 ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE

Como ya se mencionó, las fuerzas sobre la estructura de soporte se obtuvieron una vez realizado el estudio de las distintas acciones sobre la red de cables. Resultaron cargas puntuales, las cuales al aplicarse a la estructura portante han permitido conocer elementos mecánicos y desplazamientos de los distintos puntos de la estructura. Para el análisis por peso propio, se han aplicado las fuerzas que resultaron del análisis de dicha acción sobre los cables, y se procedió de igual manera para cada dirección de ataque del viento. Para el análisis sísmico se tomaron las combinaciones indicadas en el inciso anterior, y para simular la cubierta de cables y el revestimiento, se calculó la masa total de este conjunto citado y se repartió en las vigas perimetrales de la estructura portante, con lo cual se trató de simular los efectos de inercia que produciría la masa del conjunto cables-revestimiento.

La masa del conjunto cables-revestimiento, se calculó de la siguiente manera:

Área de la Cubierta = 664.02m^2
Peso del relleno = 65Kg/m^2
Peso Cubierta = $664.02 * 65 = 43161\text{Kg}$
Peso Total Cubierta = 50000Kg (incluye conexiones, instalaciones, etc.)
Perímetro de Vigas de borde = 11198cm

Peso Cubierta/Perímetro Vigas = 4.47Kg/cm

Masa extra de las vigas de Borde debida a la cubierta = $0.005(\text{Kg s}^2/\text{cm})/\text{cm}$

Masa de las Vigas de Borde = $0.012(\text{Kg s}^2/\text{cm})/\text{cm}$

Masa de las Columnas = $0.007(\text{Kg s}^2/\text{cm})/\text{cm}$

El resto de cargas se determinaron luego efectuar el análisis de la red de cables; su valor se indica posteriormente. Estas cargas son las que han servido para dimensionar la estructura portante, los detalles de soldadura y las cimentaciones.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Este capítulo se ha dividido en dos partes. En la primera se menciona el análisis de la red de cables y en la segunda el análisis de la estructura de soporte; para esta segunda parte se necesita de los resultados obtenidos en la primera, es decir las tensiones que actúan sobre los nodos de borde.

5.1 RED DE CABLES

Para el análisis de la red de cables se utilizó el programa "Program for nonlinear analysis of 3-D cable structures using standard Newton-Raphson technique", desarrollado por Peter Broughton y Paul Ndumbaro (*ref. 3*). Este programa provee resultados lineales y no-lineales. Para el capítulo en estudio se ha trabajado con los resultados no-lineales; posteriormente se muestran análisis con los dos tipos de respuestas, las lineales y las no-lineales, para juzgar su importancia relativa.

En esta parte se ha analizado el arreglo de cables bajo distintas acciones. La primera es la acción del peso propio de la cubierta, para lo cual se ha aplicado sobre la configuración inicial de la red de cables, es decir cuando las tensiones iniciales son de 8550Kg, la carga producida por peso propio. Estas cargas, que se aplican en cada nodo interior de la red de cables se muestran en la tabla D.2 del apéndice D. Las tensiones resultantes en cada cable, se muestran en forma gráfica en la figura E.1, y los desplazamientos producidos en cada nodo se muestran en la figura E.2, descrito como diferencia de alturas entre la configuración inicial y la configuración deformada por peso propio. El criterio para aceptación de las tensiones en los cables está limitado por dos valores: el primero es el valor de tensión cero, con lo cual el cable con ese valor de tensión nula, es inaceptable, ya que por su esbeltez los cables no trabajan a compresión, por lo que la tensión en los cables debe ser siempre mayor que cero; el segundo valor límite es de 17000Kg, que es el valor del límite de fluencia del cable, ya que si algún cable sobrepasa esta tensión se produciría una falla del material.

Conocida la configuración deformada de la cubierta debido a la acción de su peso propio, se estudió la acción del viento sobre la cubierta, para lo cual se aplicaron las cargas puntuales obtenidas de la manera indicada en el capítulo 4, para cada dirección. Estas cargas a diferencia de las producidas por peso propio que solo tenían componente Z negativa, tienen componentes paralelas a los ejes X, Y, Z por ser normales a la superficie de la cubierta. Se debe tener cuidado con obtener las normales a la cubierta cuando tiene la configuración deformada por acción del peso propio, y no a la configuración inicial. En las tablas D.3, D.4, D.5, D.6, D.7, se muestran las cargas puntuales sobre cada nodo interior de la cubierta producidas por cada dirección del viento, 0°, 20°, 90°, 130°, 180°, respectivamente. Se debe notar que las presiones tienen dirección Z negativa (hacia abajo) y las succiones tienen dirección Z positiva (hacia arriba). En la figura E.1 se muestran también las tensiones resultantes en cada cable, para cada dirección de ataque del viento. En la figura E.3 se muestra las diferencias de alturas de los nodos entre la configuración deformada por peso propio y la configuración deformada por la acción del viento en cada una de las cinco direcciones estudiadas. Se muestra los cambios en la dirección Z, ya que en todos los casos los cambios en las coordenadas X e Y de los nodos fueron muy pequeños.

Al revisar las tensiones resultantes en los cables obtenidas en el análisis no-lineal, se nota que ningún valor de tensión sobrepasa los 17000Kg. La máxima tensión alcanzada es 17000Kg, en dos elementos, cuando el viento tiene una dirección de ataque de 20°, pero como se demuestra en el siguiente capítulo, al ser un problema aislado de solamente dos cables, no implica un peligro de colapso para la estructura; en todo caso lo que se podría hacer es disminuir un poco la pretensión inicial y el problema de estar en el límite desaparecería; esto último se menciona en el capítulo 6. En cuanto a tensiones bajas, el menor valor obtenido en los análisis fue de 3790Kg en dos elementos de la red, cuando actuó el peso propio de la cubierta.

Se concluye que todos los elementos del arreglo de cables cumplen satisfactoriamente con los requerimientos señalados al inicio del diseño, es decir que no tengan tensiones de valor cero, ni que sobrepasen los 17000Kg.

Así se concluye este análisis de la cubierta formada por cables; con los datos obtenidos se ha podido continuar con el análisis y diseño de la estructura de soporte, ya que se conocen las tensiones que actúan sobre las vigas de borde y que constituyen las acciones de diseño.

5.2 ESTRUCTURA DE SOPORTE

Para el análisis y diseño de la estructura de soporte se han tomado las tensiones en los cables que llegan a los bordes, para definir las cargas puntuales sobre la estructura. Esta estructura portante se ha dividido en elementos limitados por nodos, cuyas coordenadas se muestran en la tabla C.3. En la figura E.4 se muestra una vista en perspectiva de la estructura portante.

En las tablas E.1 , E.2 , E.3 , E.4 , E.5 , E.6 , se muestran las cargas puntuales que se ejercen en la estructura metálica correspondientes a la acción del peso propio , viento a 0° , a 20° , a 90° , a 130° y a 180° , respectivamente. Cabe anotar que la numeración de los nodos en esta estructura, no coincide con la numeración de la red de cables.

Se analizó también, el efecto de las acciones sísmicas sobre la estructura, con los lineamientos indicados en el capítulo 4. En las tablas E.7 y E.8 se muestran los espectros de diseño utilizados para el análisis sísmico.

Como requisitos de diseño se impuso que los desplazamientos en la parte superior de las columnas divididos entre la longitud de dichos elementos, no sobrepasen la relación de 0.006 y que las rotaciones en los nodos no sobrepasen 0.003rad, además se verificó que no se sobrepasen los esfuerzos máximos para evitar fallas por fluencia o por cortante en los elementos de la estructura. Se aceptó comportamiento lineal del material en todo momento y bajo esa condición se eligió el valor de $Q=1$ como factor de comportamiento sísmico.

Por facilidad de construcción y debido a que en todos los elementos existen efectos de flexión , carga axial , torsión y cortante , es decir se comportan como vigas-columnas y columnas se ha seleccionado una sección cajón cuadrada para todos los elementos estructurales. Para el análisis estructural se utilizó el programa SAP-90 (ref. 13), se supuso que todos los apoyos estaban empotrados, y se utilizó un sistema de ejes locales para cada elemento; el primer eje local coincide con el eje longitudinal del elemento, los otros dos ejes son paralelos a los lados de la sección transversal , ortogonales entre sí y al primer eje. Los elementos mecánicos han sido referidos a los ejes locales en cada elemento. En las columnas el eje 1 es paralelo al eje Z, el eje 3 está dirigido desde el centro del elemento hacia afuera de la estructura y el eje 2 es ortogonal a los dos anteriores. En los elementos viga-columna, el eje 1 coincide con el eje longitudinal del elemento, el eje 3 se dirige desde el centro del elemento hacia afuera de la estructura y el eje 2 es ortogonal a los dos anteriores.

Se efectuaron varios intentos en búsqueda de una sección que cumpliera los requisitos de desplazamientos y se llegó a una sección cajón cuadrada, con placa de 71.12cm de ancho y 2.54cm de espesor (ref. 12).

Se realizó el análisis de la estructura, para comprobar que los elementos mecánicos sean menores a los máximos permitidos, se usaron los mayores valores de cada elemento mecánico considerando todas las acciones posibles, es decir: peso propio, viento, sismo. Se obtuvieron los valores mostrados en la tabla E.9. Los elementos mecánicos considerados fueron: carga axial , momento y cortante en el plano 1-2 , momento y cortante en el plano 1-3 y torsión. En la tabla E.10 se muestran los valores máximos de desplazamientos y rotaciones en los nodos de la estructura.

Se logró que la relación de esbeltez máxima sea de 52.4 y la relación ancho/grueso de la placa 26. Cuando se revisó los extremos de cada elemento, la relación más desfavorable en la ecuación de interacción de flexo-compresión fué de 0.68 en el plano 1-3 y la misma revisión para el elemento total fué de 0.77 también en el plano 1-3 (ref. 9). El esfuerzo cortante máximo por torsión tuvo un valor de 109.5Kg/cm² (ref. 10), mucho menor al valor límite indicado en el capítulo 3. Cuando actuó el sismo se presentaron tensiones en los elementos, pero la ecuación de interacción de flexo-tensión dió un valor máximo de 0.04, lo cual es menor a 1 que es el valor máximo permitido. Se revisó también la necesidad del uso de atiesadores en las placas y por seguridad se ha recomendado su uso alrededor de los nodos ya que ahí van los anclajes de los cables (ref. 9).

El diámetro de los cables seleccionados que son de 19 hilos con un área de 1.262cm^2 es de 1.27cm, el anclaje tiene una profundidad de 50cm y un diámetro de 6.8cm. Los detalles se indican en la figura E.5. En la figura E.6 se muestra un detalle de la colocación de los anclajes en los elementos estructurales.

En las figuras de la E.7 a la E.12 se muestran diagramas de elementos mecánicos para un caso particular de carga, cuando el viento ataca con un ángulo de 20° .

Se calculó también las longitudes de los cordones de soldadura que conectan las placas de unión de los elementos estructurales. Las placas se seleccionaron de 2.54cm de espesor, con soldadura E70XX para formar filetes de 2.22cm (ref. 9). Los elementos mecánicos considerados para dimensionar la soldadura fueron los mismos que se usaron para el análisis de la estructura. Una vez realizados los cálculos, se obtuvieron los siguientes resultados:

plano 1-3 : 44cm de cordón de soldadura

plano 1-2 : 96cm de cordón de soldadura

Con estas longitudes se soportan los efectos de fuerza axial, torsión, momento flexionante y cortante en el plano 1-3 y torsión, momento flexionante y cortante en el plano 1-2.

En la figura E.13 y E.14 se muestran detalles de la soldadura, en dos tipos de nodos de la estructura de soporte.

5.3 CIMENTACIÓN

Para el diseño de la estructura de soporte se tomaron los elementos mecánicos más importantes que actuaban en las bases de las columnas, para los tipos de acciones que soporta la estructura. Por tratarse de una estructura metálica, las columnas se apoyan sobre dados de concreto, los cuales transmiten las cargas a la cimentación.

En la tabla E.11 se indican los elementos mecánicos que se tomaron para el diseño de las cimentaciones.

Para el diseño de la cimentación se recurrió a un sistema de dos zapatas conectadas por una viga de unión, con otra viga de unión en la dirección transversal, ya que el momento en una dirección presentó una magnitud grande y la carga axial pequeña.

El momento en la dirección 1-3 se convirtió en carga vertical con excentricidad y se puso la segunda zapata, para soportar dicho efecto, y así se logró tener dos zapatas sometidas únicamente a carga axial; la viga de unión entre dichas zapatas, se diseñó para resistir el momento en la dirección que une a estos elementos. Al existir un momento en sentido contrario en el mismo plano, el cual podría levantar las zapatas, se lo contrarrestó con el peso propio del conjunto formado por la segunda zapata y su respectivo dado. En la otra dirección, es decir en la dirección del plano 1-2 solo se tomó el mayor momento actuante y se consideró que podía actuar en los dos sentidos y se diseñó la viga de unión considerando dos acciones, el momento actuante más el momento por peso propio y el momento actuante menos el momento por peso propio. La primera acción produce flexión hacia abajo en el extremo de la viga, mientras que la segunda produce flexión hacia arriba. Cabe anotar que al ser las vigas de amarre perpendiculares a los dados solamente en algunas columnas, pero en las de los vértices de la estructura no, se hizo una composición vectorial de los momentos en la dirección 1-2 y se diseñó para soportar el mayor de éstos:

$$M = M_{1,2} / \cos 36.9^\circ$$

$$M = M_{1,2} / \cos 53.1^\circ$$

resultando mayor lógicamente la segunda composición, a la cual se sumó y restó respectivamente el momento producido por el peso propio. La viga se diseñó de manera conservadora, ya que se diseñó para el cortante resultante en el claro más corto y para los momentos flexionantes del claro más largo.

El dado de la zapata 1, se dimensionó de manera que soporte la base de la columna, las anclas y además los cartabones, con medidas de 100cm x 100cm x 100cm. La placa de apoyo de la columna, cubre todo el dado y resultó de 7.62cm de espesor. Las anclas resultaron varillas del número 5, soldadas a la placa y ancladas en el dado con su respectiva longitud de desarrollo, sirven además como dovelas, por lo cual van

hasta 30cm dentro de la zapata. Se han puesto 9 varillas en cada lado del dado. Además para transmitir los momentos flectores que actúan en la base de la columna, se han puesto 4 cartabones de 2.54cm de espesor y de 13cm de base por 26cm de alto en cada cara de la columna.

Las vigas 1-3 tiene 90cm de peralte, 55cm de ancho y 310cm de longitud libre. Las vigas 1-2 tienen 55cm de peralte y 30cm de ancho, y su longitud libre varía para cada tramo.

La zapata 1 resultó de 170cm x 170cm x 25cm, la zapata 2 de 310cm x 310cm x 25cm y el dado 2 de 240cm x 100cm x 100cm.

En la figura E.15 se muestra la vista en planta de la cimentación; en las figuras de la E.16 a la E.19 se muestra el detallado de las zapatas, dados y vigas que componen la cimentación (*ref. 11*), al aceptar un subsuelo de buena calidad, con un esfuerzo permisible de 30Ton/m^2 .

En la tabla E.12 se muestran los valores de los elementos mecánicos máximos que podrían actuar sobre cada componente estructural, y se señala los valores admisibles de cada uno de ellos. Se puede comprobar que la estructura está diseñada de manera conservadora en cuanto a elementos mecánicos, pero en cuanto a rotaciones está en el límite, como se puede observar en la tabla E.10.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS COMPLEMENTARIOS DE LA CUBIERTA

En este capítulo se muestran los diversos resultados obtenidos al analizar varias hipótesis sobre carga y descarga, acciones provocadas por errores en las pretensiones iniciales, pérdidas de presfuerzo, para entender mejor el comportamiento de este sistema estructural.

6.1 MOVIMIENTO DE LOS APOYOS

La primera consideración que se analizó es la concerniente al movimiento de los apoyos de la red de cables. Los apoyos de los cables se supusieron con desplazamientos restringidos totalmente en las tres direcciones X, Y, Z, lo que no resulta cierto físicamente ya que al estar los anclajes en las vigas de la estructura portante, se presentan desplazamientos. Para estudiar este efecto se hizo lo siguiente: se obtuvieron las tensiones resultantes en los cables al aplicarles la carga de peso propio y las fuerzas que actúan sobre los nodos de la estructura portante; una vez obtenidas estas fuerzas se realizó el análisis de la estructura de borde y se obtuvieron los desplazamientos de los puntos, en donde van anclados los cables pretensados, y se dió nuevas posiciones a dichos puntos, en el estudio de cables, provocados por los desplazamientos obtenidos al analizar el soporte. Los resultados obtenidos indicaron que los desplazamientos de los apoyos en el intervalo estudiado, no afectan al comportamiento de la red de cables. Por lo tanto los análisis presentados más adelante, que se desarrollaron considerando los apoyos con desplazamientos totalmente restringidos son aceptables. Los resultados de estos análisis se muestran gráficamente en el apéndice F, figuras F.1 y F.2.

6.2 ERROR EN EL PRESFUERZO INICIAL

El estudio se realizó con tensiones de presfuerzo inicial, de 8550Kg en cada uno de los cables. Su valor real depende del control de calidad en el pretensado. Para juzgar el efecto de cambios en el presfuerzo inicial de los cables, se hicieron los siguientes análisis: se escogieron al azar dos cables en donde supuestamente existen errores del pretensado y se hicieron tres suposiciones: la primera, que en ambos se ponga menos tensión de la correcta; la segunda, que en ambos se ponga de más; la tercera, que en uno se ponga de más y en otro menos. El error en el valor de presfuerzo fué del 2% en todos los análisis. Los cables seleccionados fueron los que van del nodo 10 al 70 y del nodo 61 al 69. Se observó que el error en el pretensado inicial es un fenómeno local, que afecta solamente los elementos que se cruzan con los cables con error; éstos a su vez tienen un mayor cambio en su tensión final al compararla con la inicial, pero la tensión media en el sistema total se mantiene similar. Se ha concluído que no hay problemas globales cuando aparecen estos errores en el pretensado inicial, aunque siempre es preferible que no existan, por lo que es conveniente un excelente control de calidad. Gráficamente, estos resultados se muestran en las figuras F.3 y F.4 del apéndice F.

6.3 PÉRDIDAS DE PRESFUERZO

El efecto producido por pérdida de presfuerzo, se produce principalmente con el paso del tiempo. Se supuso dos etapas de pérdida en el presfuerzo: la primera, cuando existe pérdida de 20% del valor inicial y la segunda, cuando las pérdidas alcanzan el 30%, como límite. En las figuras F.5 y F.6 se observan las diferencias de alturas de los puntos de la cubierta con pretensado inicial y con la pérdida de 20% y las tensiones en cada elemento, con el presfuerzo inicial y con la pérdida, respectivamente. En las figuras F.7 y F.8 se muestra resultados del mismo tipo, pero para una pérdida del 30%.

Una conclusión interesante es que la tensión media descendió en un valor similar a la pérdida de presfuerzo; en el primer caso bajó alrededor de 20% y en el segundo la disminución fué del 30% con respecto al valor inicial.

Esta conclusión permite respaldar lo señalado en el capítulo 5, respecto a la posible reducción del pretensado inicial, para que así los elementos que están en tensión límite de 17000kg al actuar el viento con un ángulo de 20°, tengan una tensión menor; en el resto de cables también disminuirían las tensiones, pero la cubierta se mantendría estable.

6.4 COMPARACIÓN DEL ESTADO LINEAL CON EL NO-LINEAL

Cuando los cables presentan un comportamiento no-lineal geométrico, el análisis lineal no es representativo. Se presenta un estudio comparativo entre la respuesta lineal y no-lineal del mismo sistema de cables, sometido a las mismas acciones. Se muestran los resultados obtenidos cuando actúa la carga de peso propio y cuando actúa la carga de viento a 0°.

En la figura F.9 se muestran las diferencias de alturas en cada nodo, entre el estado lineal y no-lineal y en la figura F.10 están las diferencias de tensiones en cada elemento entre el estado lineal y no lineal cuando actúa el peso propio de la cubierta. Se puede apreciar que las diferencias son pequeñas y que los dos estados presentan un comportamiento similar. Al analizar los resultados obtenidos cuando el viento tiene un ángulo de ataque de 0°, como se muestra en las figuras F.11 y F.12, en los desplazamientos se dan diferencias de hasta 8cm y en las tensiones, se dan diferencias de casi 9000Kg. Esto muestra que hacer un análisis lineal de estas estructuras, en ciertos casos puede conducir a errores, especialmente cuando las tensiones resultantes son grandes, ya que en esos cables las diferencias aumentan.

6.5 FLUENCIA DE ELEMENTOS

Cuando se analizó la red de cables, con el viento actuando con una dirección de 20°, y se revisaron los resultados del análisis lineal, se encontró que había elementos que sobrepasaron el límite de fluencia y algunos que sobrepasaron el límite de ruptura. Para considerar estos efectos, en los elementos que sobrepasaron el límite de fluencia, se cambió el módulo de elasticidad, y en lugar de usar el valor inicial de 2000000Kg/cm^2 , se disminuyó este valor a 284000Kg/cm^2 , obtenido de la curva esfuerzo-deformación del cable de pretensado y como valor inicial de presfuerzo se puso el valor de la tensión final en el cable correspondiente. En los elementos que sobrepasaron el límite de ruptura se dió cero como valor inicial de rigidez axial, y se anuló la fuerza de pretensado. Resumiendo; se hizo un primer análisis con presfuerzo inicial de 8550Kg y rigidez axial de 2524000Kg/cm^2 en cada elemento, y un segundo análisis con cambios en la rigidez axial de los elementos que sobrepasaron el límite de fluencia a 358408Kg/cm^2 y un presfuerzo inicial igual a la tensión resultante del primer análisis; en los elementos que sobrepasaron el límite de ruptura, se puso cero como rigidez axial y como presfuerzo inicial.

Se muestran gráficamente los resultados de estos análisis en: figura F.13, en donde se muestran las diferencias de alturas entre los distintos nodos de la cubierta para cada análisis; figura F.14 en donde están las tensiones para cada análisis; figura F.15 en donde se muestran las diferencias de tensiones entre el primer y segundo análisis.

Aunque estos resultados se analizaron con el estado lineal geométrico, sirven para observar el efecto de la falla de algún cable. Los cálculos indicaron que solamente se producen cambios importantes en los elementos adyacentes, que tratan de equilibrar el sistema, mientras que en el resto de cables, prácticamente no hay cambios. Se concluye que la falla de algún cable no implica el colapso general de la estructura.

6.6 CICLOS DE CARGA Y DESCARGA

En este análisis se tomaron las acciones producidas por el viento actuando con un ángulo de 180°, ya que con esta dirección en el estado lineal y no-lineal no se dan tensiones mayores a la de fluencia, y por tanto el estudio se enfocó más en analizar el efecto de la carga y descarga de la cubierta.

Durante el análisis se usaron subíndices asociados a cada ciclo: p es el correspondiente al estado producido por el peso propio; 1, 3, 5, 7, 9, 11 a los ciclos de carga y, 2, 4, 6, 8, 10 a los ciclos de descarga.

Al tomar la configuración deformada por acción del peso propio con sus respectivas tensiones como estado inicial, y aplicar la carga de viento a 180°, se calculó una nueva configuración deformada y un conjunto de tensiones finales en los elementos. Se aplicó entonces una carga de igual intensidad, pero de sentido contrario en cada uno de los nodos, para simular la descarga del viento, y se obtuvo una configuración deformada por la descarga del viento, la cual se comparó con la configuración inicial, es decir la debida únicamente a la acción del peso propio. Este proceso se continuó durante seis ciclos.

En las figuras F.16 y F.17 se muestran las comparaciones entre las alturas iniciales y las resultantes después de cada descarga, y las comparaciones entre las tensiones iniciales y las que se produjeron luego de cada descarga, respectivamente. En la figura F.18 aparecen las diferencias de alturas de los nodos de la cubierta entre el primer ciclo y cada uno de los siguientes ciclos de carga, en la figura F.19 están los valores de la comparación de las tensiones producidas en los elementos, durante los distintos ciclos de carga.

Los resultados indican que el estado deformado por carga del viento prácticamente no cambia durante los distintos ciclos de carga, ya que las alturas de los puntos son prácticamente iguales, excepto por una diferencia de 1cm en un nodo. La cubierta no sufre cambios apreciables en su deformada conforme aparecen ciclos de carga del viento.

Al analizar los estados en que queda la cubierta sin carga de viento, se observa que los nodos tienden a cambiar su altura, algunos suben y otros bajan, pero los que suben, se desplazan más que los que bajan. En las zonas en donde originalmente se aplican presiones en la cubierta, los nodos tienden a subir y en donde originalmente se aplican succiones, tienden a bajar. Se observa diferencia entre la cubierta antes de cargarse con viento y luego de su descarga, pero después del primer ciclo de descarga, el comportamiento tiende a ser uniforme, es decir, se obtienen resultados similares para todos los ciclos subsiguientes de descarga.

Los desplazamientos que sufre la estructura desde el estado inicial hasta que se da el último ciclo de carga se muestran en las siguientes figuras: en F.20 se muestra la configuración inicial de la cubierta, cuando actúa solamente el pretensado inicial; en F.21 se muestra la diferencia entre la configuración inicial y la debida al peso propio; en F.22 se muestra la diferencia entre la deformada debida al peso propio y al primer ciclo de carga; en F.23 se muestra la diferencia entre la deformada por peso propio y la deformada luego del último ciclo de descarga del viento; en F.24 se muestra la diferencia entre la deformada por peso propio y la debida a la última carga del viento. En la figura F.25 se muestran las tensiones para el estado deformado por peso propio y las correspondientes al estado resultante de la primera carga. En la figura F.26 aparecen las tensiones producidas por el peso propio y las que resultan luego de la última descarga. En la figura F.27 se muestran las tensiones producidas por el peso propio y las producidas por la última carga.

Se concluye que el efecto del viento durante varios ciclos no influye significativamente en la configuración deformada de la cubierta. La tensión media en la red de cables se mantiene prácticamente constante. Antes de la primera carga se tiene una configuración deformada y una tensión media; luego de la primera descarga se nota un cambio en la configuración del arreglo de cables y un aumento en la tensión media de éste; en ciclos posteriores este cambio se minimiza. Se presenta un acomodado de las tensiones y el sistema tiende a equilibrarse y mejora así su comportamiento ante carga y descarga.

CAPÍTULO 7

COMENTARIOS FINALES

Del estudio realizado de la estructura formada por la cubierta de cables y la estructura portante, se extrajeron los siguientes comentarios.

- La determinación de la topología inicial de la red de cables, con las herramientas de cálculo actuales, no representa ningún problema, ya que el sistema de ecuaciones lineales necesario para conocerla, se resuelve sin inconveniente con cualquier subrutina de cálculo.
- El estudio de desplazamientos en los apoyos, mostró que éstos no afectaron al comportamiento de la red de cables, ya que las variaciones en tensiones y alturas en los elementos y nodos, respectivamente, no son de gran magnitud, por lo que este factor no es decisivo en el comportamiento de la cubierta.
- El anclaje de los cables a los elementos de la estructura de borde no resulta difícil, ya que el sistema de anclaje escogido es de fácil manejo, y puede colocarse sin inconvenientes y facilita el tensado de ellos.
- Las características de los cables pretensados influyen de manera significativa. Debe cuidarse la protección contra la corrosión ya que este fenómeno puede producir colapso. Se seleccionó un cable galvanizado, para lograr una buena protección. Obviamente las características de resistencia y deformación son importantes.
- La estructura portante debe presentar facilidad para el anclaje de los cables.
- Se debe evitar llegar al límite de fluencia o que aparezca tensión cero en algún elemento. Esto queda controlado por la tensión inicial y la forma de la red.
- Errores en el pretensado inicial no afectan significativamente el comportamiento general de la cubierta, más bien los problemas que se presentan resultan localizados alrededor de los elementos en donde se cometió el error de pretensado. En este estudio el error supuesto fué de 2% de la fuerza de presfuerzo inicial.
- Las pérdidas de presfuerzo que se presentan por el paso del tiempo, alteran el comportamiento general de la estructura, ya que las tensiones en general disminuyen en todos los cables; las tensiones medias se reducen aproximadamente el mismo porcentaje que se pierde de presfuerzo.
- El análisis lineal para este tipo de estructuras, bajo ciertas condiciones de carga, conduce a resultados erróneos, debido a los desplazamientos grandes que se producen, los cuales conducen a una no-linealidad geométrica.
- Al comparar los resultados del análisis lineal con el no-lineal, existe mayor diferencia entre las respuestas, mientras mayor sea la tensión en los cables.
- Al sobrepasar el límite de fluencia en un elemento, no se producen efectos generalizados en toda la cubierta; se dan cambios locales, que afectan a los cables adyacentes al que fluye.
- Cuando algún cable sobrepasa el límite de ruptura, se nota algo similar a lo que pasa cuando se presenta la fluencia, es decir que en los elementos adyacentes se dan grandes cambios de tensión para tratar de equilibrar el sistema nuevo que se forma sin el cable roto.
- La fluencia o ruptura de un elemento no significa el colapso de la cubierta.
- El análisis de varias configuraciones de la cubierta bajo ciclos de la acción de carga de viento indicó pequeños cambios en los distintos ciclos.
- El análisis de los resultados del estudio de la configuración debida al peso propio y de ciclos de descarga del viento en la cubierta mostraron diferencias.
- A mayor número de ciclos de carga y descarga, la configuración deformada de la cubierta que resulta de descargar el viento, muestra diferencias con la configuración deformada producida por el peso propio.
- Los ciclos de carga y descarga producen reacomodo y aumento en la tensión media.

- En las configuraciones producidas después de cada descarga, las tensiones máximas disminuyeron y las mínimas aumentaron con respecto a los valores de la configuración deformada por peso propio; aunque la tensión media aumentó, los picos superiores disminuyeron y los inferiores aumentaron, lo cual es benéfico para la estructura.
- La dirección de ataque del viento que más problemas provocó para la cubierta fué la de 20°, ya que en esa dirección se dieron las mayores succiones.
- Se notó correspondencia entre las presiones de viento y los desplazamientos producidos; la cubierta se levanta cuando sufre succiones, pero en zonas en donde las presiones son menores a aquellas, hay puntos que no alcanzan una cota inferior a su cota inicial.
- Los desplazamientos en el plano horizontal son muy pequeños, comparados con los que se producen en el plano vertical.
- Se juzga necesario un estudio posterior para obtener valores de la presión dinámica del viento, con lo cual se mejoraría el conocimiento del comportamiento dinámico de la cubierta ante cargas de viento.
- En el análisis de la estructura de soporte no se consideró la fuerza ejercida por el viento contra las paredes verticales de la estructura, ya que los desplazamientos y elementos mecánicos en ella, disminuyeron al considerar dicha acción.
- Las acciones más importantes para la estructura de soporte fueron las debidas al peso propio y la acción del viento a 20° y 90°.
- La acción del sismo en dirección X, produjo la mayor tensión entre los elementos, mientras que cuando actuó el sismo en la dirección ortogonal no produjo acciones importantes.
- A esta estructura el sismo no le afectó en ninguna medida, debido a que la estructura de soporte es muy rígida y su masa es pequeña.
- En este análisis se consideró a las bases de las columnas como empotradas, lo que obligó a un cuidadoso diseño para evitar fallas y así garantizar que no se produzca el colapso estructural.
- Los momentos en las bases resultaron importantes para el diseño de las zapatas.
- El sistema de cimentación se calculó bajo las acciones más desfavorables, para dar una alta seguridad a dicho sistema.
- El uso de cables en cubiertas, permite cubrir claros muy importantes con poco material.

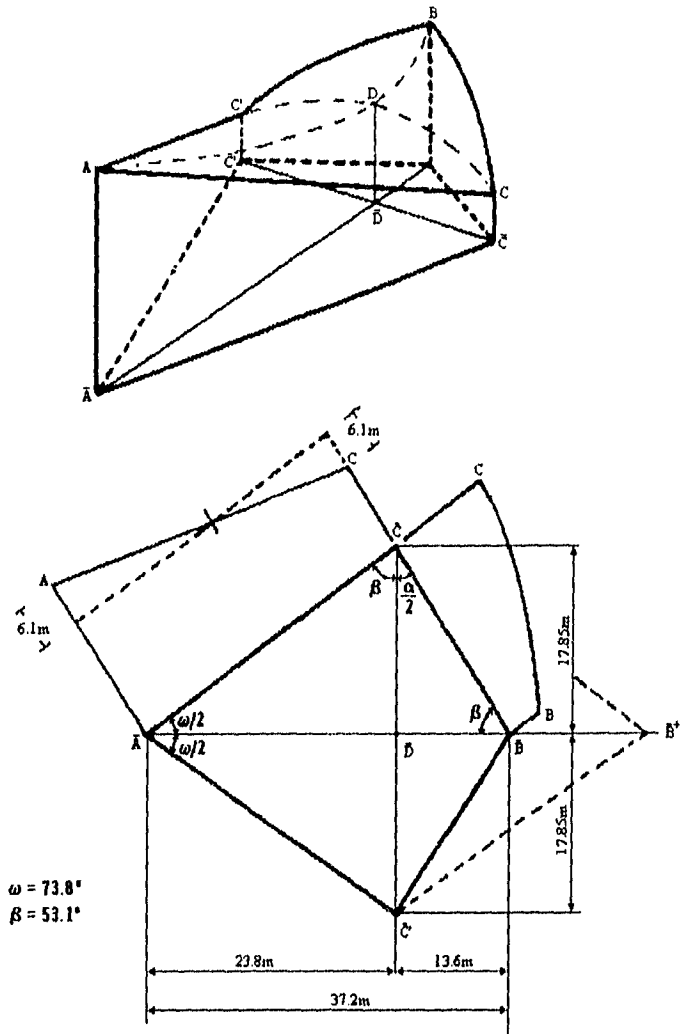
En la estructura estudiada, predominó la acción del viento como efecto significativo en el diseño. La acción sísmica no indujo efectos mecánicos que modificaran el diseño por la acción del peso propio y del viento.

REFERENCIAS

- (1)
A. JENNINGS , *FRAME ANALYSIS INCLUDING CHANGE OF GEOMETRY*, Journal of the Structural Division, ASCE, 1968, 94, No. ST3, Marzo, Proc. Paper 5839.
- (2)
F. VAESSEN , *WINDCHANNEL TESTS TO INVESTIGATE THE WIND-PRESSURES ON A HYPARSHELL ROOF* , Proceedings of the IASS colloquium on Hanging Roofs, Continuous Metallic Shell Roofs and Superficial Lattice Roofs . París, Francia, 1962.
- (3)
P. BROUGHTON y P. NDUMBARO , *THE ANALYSIS OF CABLE AND CATENARY STRUCTURES*, Thomas Telford Services Ltd., Londres, Inglaterra, 1994 .
- (4)
R. LIVESLEY , *MÉTODOS MATRICIALES PARA CÁLCULO DE ESTRUCTURAS*, H. Blume Ediciones, Madrid, España, 1970 .
- (5)
R. PELISSIER , *PHYSICAL PROPERTIES OF WIRE ROPES FOR HANGING ROOFS* , Proceedings of the IASS colloquium on Hanging Roofs, Continuous Metallic Shell Roofs and Superficial Lattice Roofs. París, Francia, 1962.
- (6)
N. RODRIGUEZ CUEVAS , *COMPORTAMIENTO DE UNA LOSA COLGANTE* , Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., México, 1967.
- (7)
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES , Comisión Federal de Electricidad, México, 1993.
- (8)
A. SIEV y J. EIDELMAN , *SHAPES OF SUSPENDED ROOFS* , Proceedings of the IASS colloquium on Hanging Roofs, Continuous Metallic Shell Roofs and Superficial Lattice Roofs. París, Francia, 1962.
- (9)
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL D.F. , México D.F. , México, 1987 .
- (10)
O. de BUEN , *ESTRUCTURAS DE ACERO* , Editorial Limusa, México D. F. , México, 1980.
- (11)
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE , *REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO* , I.M.C.Y.C. , México D.F. , México, 1991.
- (12)
MANUAL PARA CONSTRUCTORES , Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey S. A. , Quinta Edición, 1954.

(13)
E. WILSON, *SAP 90 : STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS* , Versión 5.10, Computers &
Structures Inc. , Berkeley, California, Estados Unidos de América, 1989.

APÉNDICE A



PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA ESTRUCTURA

figura A.1

APÉNDICE B

RED DE CABLES:
NODOS Y ELEMENTOS

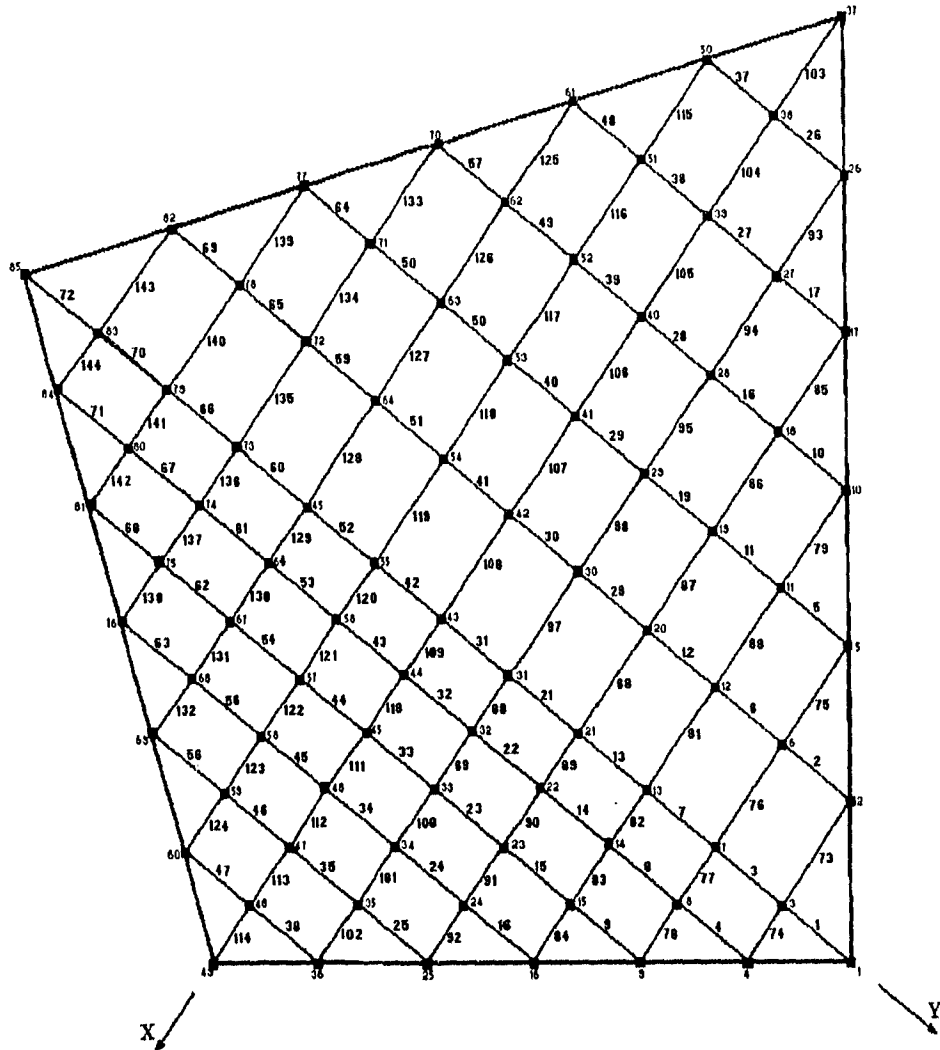
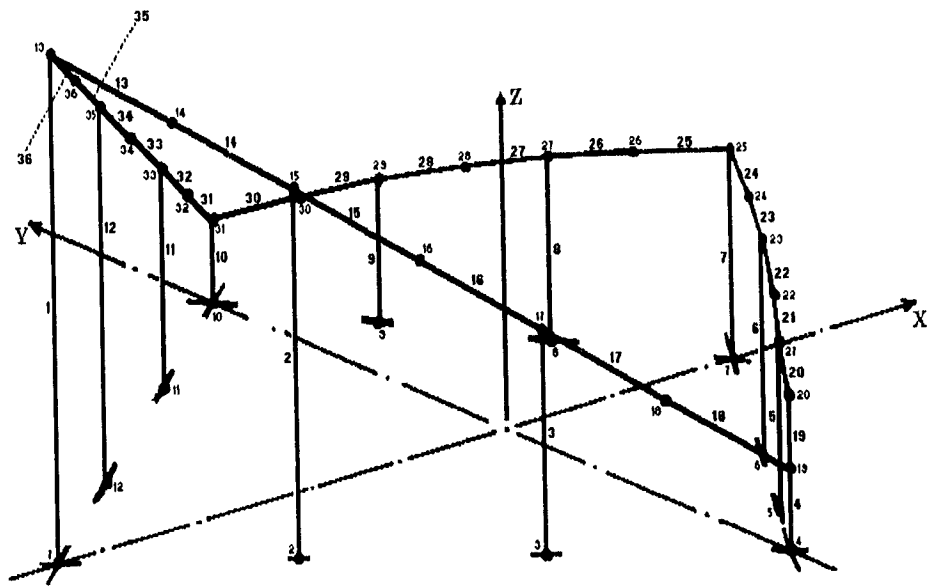


figura B.1



ESTRUCTURA DE SOPORTE:
NODOS Y ELEMENTOS

figura B.2

APÉNDICE C

CARACTERÍSTICAS DEL CABLE DE PRESFUERZO

PROTECCIÓN:	GALVANIZADO
PRESFUERZO:	SI
NUMERO DE ALAMBRES:	19
DIÁMETRO DE CADA ALAMBRE:	0.29 cm
ÁREA TOTAL:	1.262 cm ²
MÓDULO DE ELASTICIDAD:	2000000 Kg/cm ²
LÍMITE ELÁSTICO:	13500 Kg/cm ²
ESFUERZO DE RUPTURA:	18000 Kg/cm ²
RESISTENCIA ÚLTIMA:	22640 Kg
ELONGACIÓN ANTES DE LA RUPTURA:	6.5 %

TABLA C.1

COORDENADAS DE LOS NODOS DE LA RED DE CABLES

PUNTO	X(cm)	Y(cm)	Z(cm)	PUNTO	X(cm)	Y(cm)	Z(cm)
1	0	1790	0	45	447	0	557
2	-397	1490	203	46	670	0	600
3	0	1490	176	47	893	0	659
4	223	1490	192	48	1120	0	730
5	-793	1190	407	49	1340	0	803
6	-397	1190	336	50	-1980	-298	1020
7	0	1190	309	51	-1590	-298	849
8	223	1190	321	52	-1190	-298	713
9	447	1190	360	53	-793	-298	611
10	-1190	893	610	54	-397	-298	545
11	-793	893	503	55	0	-298	516
12	-397	893	435	56	223	-298	520
13	0	893	407	57	447	-298	544
14	223	893	412	58	670	-298	588
15	447	893	436	59	893	-298	652
16	670	893	465	60	1120	-298	727
17	-1590	595	813	61	-1590	-595	813
18	-1190	595	675	62	-1190	-595	675
19	-793	595	571	63	-793	-595	571
20	-397	595	504	64	-397	-595	504
21	0	595	475	65	0	-595	475
22	223	595	480	66	223	-595	480
23	447	595	504	67	447	-595	504
24	670	595	549	68	670	-595	549
25	893	595	628	69	893	-595	628
26	-1980	298	1020	70	-1190	-893	610
27	-1590	298	849	71	-793	-893	503
28	-1190	298	713	72	-397	-893	435
29	-793	298	611	73	0	-893	406
30	-397	298	545	74	223	-893	412
31	0	298	516	75	447	-893	436
32	223	298	520	76	670	-893	465
33	447	298	544	77	-793	-1190	407
34	670	298	588	78	-397	-1190	336
35	893	298	652	79	0	-1190	309
36	1120	298	727	80	223	-1190	321
37	-2380	0	1220	81	447	-1190	360
38	-1980	0	1030	82	-397	-1490	203
39	-1590	0	861	83	0	-1490	176
40	-1190	0	726	84	223	-1490	192
41	-793	0	625	85	0	-1790	0
42	-397	0	559				
43	0	0	530				
44	223	0	534				

TABLA C.2

COORDENADAS DE LOS NODOS DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE (cm) :

<i>NODO</i>	<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Z</i>
1	-2380.000	.000	.000
2	-1586.667	-595.000	.000
3	-793.333	-1190.000	.000
4	.000	-1785.000	.000
5	446.667	-1190.000	.000
6	893.333	-595.000	.000
7	1340.000	.000	.000
8	893.333	595.000	.000
9	446.667	1190.000	.000
10	.000	1785.000	.000
11	-793.300	1190.000	.000
12	-1586.600	595.000	.000
13	-2380.000	.000	1520.000
14	-1983.333	-297.500	1316.667
15	-1586.667	-595.000	1113.333
16	-1190.000	-892.500	910.000
17	-793.333	-1190.000	706.667
18	-396.667	-1487.500	503.333
19	.000	-1785.000	300.000
20	223.300	-1487.500	491.700
21	446.600	-1190.000	660.000
22	669.900	-892.500	764.700
23	893.300	-595.000	928.000
24	1116.600	-297.500	1027.000
25	1340.000	.000	1103.400
26	1116.600	297.500	1027.000
27	893.300	595.000	928.000
28	669.900	892.500	764.700
29	446.600	1190.000	660.000
30	223.300	1487.500	491.700
31	.000	1785.000	300.000
32	-396.660	1487.500	503.300
33	-793.320	1190.000	706.600
34	-1189.980	892.500	909.900
35	-1586.640	595.000	1113.200
36	-1983.300	297.500	1316.500

TABLA C.3

CARACTERÍSTICAS DEL CABLE DE PRESFUERZO

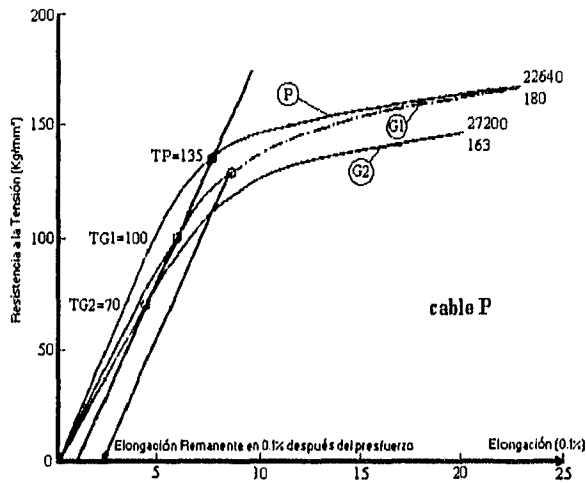
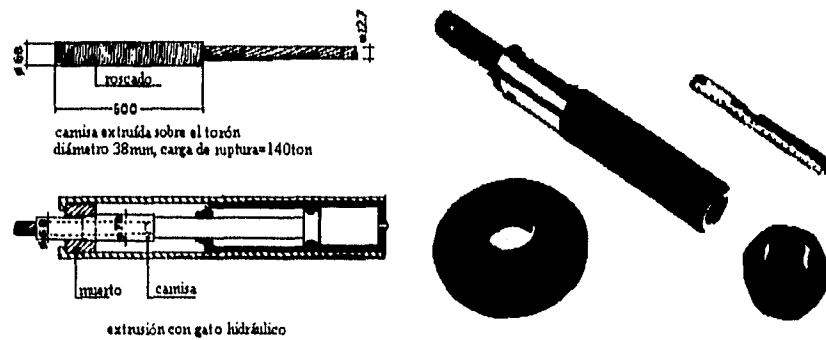


Diagrama de Tensión del Cable Galvanizado
 Construcción primer cable
 19 alambres, diámetro 2.9mm, área 126.2mm²
 carga ruptura alambre: 190Kg/mm²
 G1=alambre galvanizado, torón sin presfuerzo
 P = alambre galvanizado, torón con presfuerzo
 Construcción segundo cable
 19 alambres, diámetro 3.34mm, área 167mm²
 carga ruptura alambre: 170Kg/mm²
 G2 = alambre galvanizado, torón sin presfuerzo
 Ru = resistencia última de tensión

	G1 - P	G2
Ru (Kg)	22640	27200
(Kg/mm ²)	180	163
Elongación límite	6.5%	7%

figura C.1

CARACTERÍSTICAS DE LOS ANCLAJES



CARACTERÍSTICAS DE LOS ANCLAJES

figura C.2

APÉNDICE D

ÁREAS TRIBUTARIAS			
PUNTO	ÁREA(m ²)	PUNTO	ÁREA(m ²)
1	2.31	44	6.64
2	5.90	45	6.64
3	9.10	46	6.64
4	3.32	47	6.64
5	5.90	48	6.64
6	11.80	49	1.66
7	9.10	50	5.90
8	6.64	51	11.80
9	3.32	52	11.80
10	5.90	53	11.80
11	11.80	54	11.80
12	11.80	55	9.10
13	9.10	56	6.64
14	6.64	57	6.64
15	6.64	58	6.64
16	3.32	59	6.64
17	5.90	60	3.32
18	11.80	61	5.90
19	11.80	62	11.80
20	11.80	63	11.80
21	9.10	64	11.80
22	6.64	65	9.10
23	6.64	66	6.64
24	6.64	67	6.64
25	3.32	68	6.64
26	5.90	69	3.32
27	11.80	70	5.90
28	11.80	71	11.80
29	11.80	72	11.80
30	9.10	73	9.10
31	6.64	74	6.64
32	6.64	75	6.64
33	6.64	76	3.32
34	6.64	77	5.90
35	6.64	78	11.80
36	3.32	79	9.10
37	2.95	80	6.64
38	11.80	81	3.32
39	11.80	82	5.90
40	11.80	83	9.10
41	11.80	84	3.32
42	11.80	85	2.31
43	9.10		

TABLA D.1

FUERZAS (Kg) : PESO PROPIO

NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z	NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z
3	0	0	-591.811	44	0	0	-431.806
6	0	0	-767.022	45	0	0	-431.806
7	0	0	-591.811	46	0	0	-431.806
8	0	0	-431.806	47	0	0	-431.806
11	0	0	-767.022	48	0	0	-431.806
12	0	0	-767.022	51	0	0	-767.022
13	0	0	-591.811	52	0	0	-767.022
14	0	0	-431.806	53	0	0	-767.022
15	0	0	-431.806	54	0	0	-767.022
18	0	0	-767.022	55	0	0	-591.811
19	0	0	-767.022	56	0	0	-431.806
20	0	0	-767.022	57	0	0	-431.806
21	0	0	-591.811	58	0	0	-431.806
22	0	0	-431.806	59	0	0	-431.806
23	0	0	-431.806	62	0	0	-767.022
24	0	0	-431.806	63	0	0	-767.022
27	0	0	-767.022	64	0	0	-767.022
28	0	0	-767.022	65	0	0	-591.811
29	0	0	-767.022	66	0	0	-431.806
30	0	0	-767.022	67	0	0	-431.806
31	0	0	-591.811	68	0	0	-431.806
32	0	0	-431.806	71	0	0	-767.022
33	0	0	-431.806	72	0	0	-767.022
34	0	0	-431.806	73	0	0	-591.811
35	0	0	-431.806	74	0	0	-431.806
38	0	0	-767.022	75	0	0	-431.806
39	0	0	-767.022	78	0	0	-767.022
40	0	0	-767.022	79	0	0	-591.811
41	0	0	-767.022	80	0	0	-431.806
42	0	0	-767.022	83	0	0	-591.811
43	0	0	-591.811				

TABLA D.2

FUERZAS (Kg) : VIENTO 0°

NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z	NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z
3	3.902989	112.1932	219.9867	44	13.52222	0.00E+00	-208.5965
6	59.07449	175.2901	463.8207	45	27.37451	0.00E+00	-185.4001
7	6.255226	105.1553	277.0171	46	30.46797	0.00E+00	-133.5214
8	-20.34364	60.8272	168.4012	47	18.13247	0.00E+00	-62.28711
11	162.8158	187.9077	713.3314	48	-4.567987	0.00E+00	13.6733
12	61.41232	138.3174	502.6655	51	469.9809	-73.06421	1174.952
13	8.70983	70.32722	257.1474	52	265.6952	-68.15696	880.1154
14	-8.868723	34.81334	132.1577	53	86.88156	-34.68321	412.0371
15	-8.875751	16.49453	69.60456	54	-4.400118	3.39124	-38.00735
18	321.6644	161.9766	1027.001	55	-6.65024	17.87817	-196.6571
19	150.0355	119.5944	690.8608	56	12.0108	15.97948	-179.0898
20	34.39981	52.23346	287.7677	57	26.297	14.60218	-170.3589
21	1.642599	8.816793	48.574	58	33.7616	10.80305	-139.7355
22	1.518418	-3.852435	-21.22407	59	28.17407	3.901485	-89.28403
23	9.148513	-10.16815	-56.01897	62	321.6644	-161.9766	1027.001
24	23.25661	-16.44419	-81.6728	63	150.0355	-119.5944	690.8608
27	469.9809	73.06431	1174.952	64	34.39972	-52.23346	287.7677
28	265.6952	68.1572	880.1154	65	1.642599	-8.816793	48.574
29	86.88156	34.68331	412.0371	66	1.518425	3.852435	-21.22407
30	-4.400118	-3.391218	-38.00736	67	9.148513	10.16815	-56.01897
31	-6.650243	-17.87767	-196.6572	68	23.25661	16.44419	-81.6728
32	12.0108	-15.97931	-179.0898	71	162.8158	-187.9077	713.3314
33	26.297	-14.6022	-170.3589	72	61.41232	-138.3174	502.6655
34	33.7616	-10.80312	-139.7355	73	8.70983	-70.32722	257.1474
35	28.17407	-3.901489	-89.28403	74	-8.868725	-34.81334	132.1577
38	418.1545	0.00E+00	892.8165	75	-8.875751	-16.49453	69.60456
39	337.5273	0.00E+00	885.3175	78	59.07449	-175.2901	463.8207
40	189.4724	0.00E+00	638.265	79	6.255226	-105.1553	277.0171
41	41.78201	0.00E+00	200.5537	80	-20.34364	-60.8272	168.4012
42	-18.93747	0.00E+00	-165.3678	83	3.902989	-112.1932	219.9867
43	-8.347041	0.00E+00	-246.834				

TABLA D.3

FUERZAS (Kg) : VIENTO 20°

NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z	NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z
3	4.215228	121.1687	237.5856	44	-9.325667	0.00E+00	143.8597
6	37.86826	112.3654	297.321	45	-16.84585	0.00E+00	114.0923
7	3.753135	63.09319	166.2103	46	-20.84651	0.00E+00	91.35676
8	-8.137455	24.33088	67.36047	47	-30.22079	0.00E+00	103.8119
11	99.34525	114.6556	435.2531	48	-43.39588	0.00E+00	129.8964
12	20.97006	47.23032	171.6419	51	512.7065	-79.70641	1281.766
13	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	52	328.4287	-84.24957	1087.92
14	2.333875	-9.161406	-34.77834	53	186.927	-74.62145	886.5041
15	5.32545	-9.896715	-41.76274	54	80.66885	-62.17273	696.8015
18	200.5672	100.9971	640.3651	55	14.96304	-40.22588	442.4785
19	56.2633	44.8479	259.0728	56	-18.73685	-24.92799	279.3801
20	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	57	-36.15837	-20.078	234.2435
21	-3.613718	-19.39694	-106.8628	58	-47.26624	-15.12426	195.6298
22	8.098228	-20.54632	-113.195	59	-54.18091	-7.502856	171.7001
23	18.29703	-20.3363	-112.0379	62	317.8801	-160.071	1014.918
24	21.31855	-15.07384	-74.86672	63	190.2235	-151.6286	875.9128
27	517.4537	80.44454	1293.634	64	86.74713	-131.7192	725.6751
28	217.7224	55.85104	721.2056	65	16.09747	-86.40457	476.0252
29	65.81936	26.27523	312.1494	66	-22.27023	-56.50237	311.2863
30	13.20036	10.17365	114.0221	67	-44.599	-49.56974	273.0925
31	3.33E-01	8.94E-01	9.832858	68	-67.83176	-47.96222	238.2123
32	2.402161	-3.195863	-35.81797	71	162.8158	-187.9077	713.3314
33	7.669958	-4.258975	-49.68801	72	71.89735	-161.9325	588.4865
34	6.75232	-2.160624	-27.94711	73	13.22604	-106.7932	390.483
35	-8.668946	1.200458	27.47201	74	-16.8039	-65.96213	250.404
38	792.8645	0.00E+00	1692.873	75	-30.17755	-56.08139	236.6555
39	497.1686	0.00E+00	1304.049	78	60.58922	-179.7847	475.7136
40	287.8523	0.00E+00	969.6718	79	7.506271	-126.1864	332.4205
41	143.6257	0.00E+00	689.4033	80	-26.8536	-80.2919	222.2896
42	52.44222	0.00E+00	457.9415	83	4.995826	-143.6073	281.5829
43	8.347041	0.00E+00	246.834				

TABLA D.4

FUERZAS (Kg) : VIENTO 90°

NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z	NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z
3	4.371347	125.6564	246.3851	44	-29.37585	0.00E+00	453.158
6	49.98611	148.3224	392.4637	45	-58.96048	0.00E+00	399.3232
7	6.880748	115.6708	304.7188	46	-76.97172	0.00E+00	337.3173
8	-24.41236	72.99264	202.0814	47	-80.58878	0.00E+00	276.8316
11	96.58566	111.4707	423.1627	48	-63.95182	0.00E+00	191.4262
12	58.4166	131.5702	478.1453	51	185.144	-28.78287	462.86
13	13.22604	106.7932	390.483	52	162.3693	-41.65147	537.8483
14	-17.73745	69.62669	264.3153	53	123.7404	-49.3973	586.8408
15	-31.9527	59.38029	250.5764	54	79.20214	-61.04232	684.1324
18	140.0186	70.50745	447.0474	55	20.61575	-55.42233	609.6371
19	117.885	93.96703	542.8192	56	-29.78678	-39.62911	444.1428
20	77.77348	118.093	650.6052	57	-63.55108	-35.28859	411.7006
21	17.08303	91.69464	505.1696	58	-104.661	-33.48944	433.1802
22	-24.29469	61.63895	339.5851	59	-138.7031	-19.20731	439.5522
23	-50.31682	55.92483	308.1043	62	230.8415	-116.242	737.024
24	-77.52202	54.81397	272.2426	63	136.6394	-108.9163	629.1768
27	161.4076	25.09279	403.519	64	61.32125	-93.11182	512.9772
28	140.228	35.97186	464.5053	65	14.78339	-79.35114	437.166
29	134.2715	53.60147	636.7846	66	-25.30708	-64.20724	353.7345
30	90.93578	70.08517	785.4854	67	-61.75247	-68.63503	378.1281
31	20.61575	55.42078	609.6372	68	-124.0352	-87.70235	435.5882
32	-27.86506	37.07201	415.4884	71	154.537	-178.3531	677.0603
33	-56.97683	31.6381	369.1109	72	50.92729	-114.7022	416.8446
34	-72.58744	23.22671	300.4314	73	9.032416	-72.93194	266.6714
35	-78.02052	10.80412	247.2481	74	-14.00325	-54.96844	208.67
38	173.7785	0.00E+00	371.0406	75	-35.503	-65.9781	278.4182
39	164.2025	0.00E+00	430.695	78	49.98611	-148.3224	392.4637
40	145.748	0.00E+00	490.9731	79	2.50209	-42.06212	110.8068
41	127.9574	0.00E+00	614.1957	80	-8.9512	-26.76397	74.09652
42	90.31716	0.00E+00	788.6771	83	-6.24E+00	17.95	-35.2
43	22.03619	0.00E+00	651.6417				

TABLA D.5

FUERZAS (Kg) : VIENTO 130°

NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z	NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z
3	4.527467	130.1441	255.1845	44	-27.51072	0.00E+00	424.386
6	37.86826	112.3654	297.321	45	-71.59486	0.00E+00	484.8925
7	6.463733	108.6605	286.251	46	-117.0612	0.00E+00	513.0034
8	-30.92233	92.45734	255.9698	47	-149.0892	0.00E+00	512.1385
11	77.26852	89.17654	338.5302	48	-166.7316	0.00E+00	499.0756
12	43.43798	97.83424	355.5439	51	33.23097	-5.166156	83.07743
13	10.64535	85.9555	314.2912	52	55.35316	-14.19937	183.3574
14	-19.13777	75.12353	285.1823	53	60.55381	-24.17315	287.1774
15	-42.6036	79.17372	334.1019	54	52.80143	-40.69488	456.0883
18	121.0972	60.97942	386.6356	55	16.6256	-44.69543	491.6428
19	93.77216	74.74651	431.788	56	-30.74765	-40.90746	458.4699
20	53.84319	81.75673	450.419	57	-82.17812	-45.63181	532.3715
21	11.82671	63.48091	349.7328	58	-135.0464	-43.21218	558.9422
22	-21.25785	53.93408	297.1369	59	-173.3789	-24.00914	549.4402
23	-59.46534	66.09298	364.1233	62	11.35286	-5.71682	36.24709
24	-116.283	82.22095	408.364	63	18.75443	-14.9493	86.3576
27	113.9348	17.71256	284.8369	64	32.90408	-49.96244	275.256
28	114.3965	29.34546	378.9386	65	12.81227	-68.77098	378.8772
29	100.0454	39.93835	474.467	66	-27.83779	-70.62797	389.1079
30	60.13496	46.34664	519.4339	67	-84.62375	-94.0554	518.1755
31	13.96551	37.54311	412.98	68	-162.7962	-115.1093	571.7095
32	-23.06074	30.68028	343.8525	71	-8.27877	9.55463	-36.27109
33	-63.55108	35.28865	411.7006	72	19.4722	-43.85673	159.3818
34	-111.4133	35.6503	461.1273	73	10.96793	-88.5602	323.8152
35	-147.3721	20.40779	467.0242	74	-28.0065	-109.9369	417.34
38	70.59752	0.00E+00	150.7352	75	-73.66872	-136.9046	577.7178
39	72.97887	0.00E+00	191.42	78	15.14731	-44.94618	118.9284
40	87.44879	0.00E+00	294.5838	79	7.506271	-126.1864	332.4205
41	86.1754	0.00E+00	413.642	80	-65.09964	-194.647	538.8838
42	59.72586	0.00E+00	521.5444	83	2.810152	-80.7791	158.3904
43	16.3602	0.00E+00	483.7946				

TABLA D.6

FUERZAS (Kg) : VIENTO 180°

NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z	NODO	Fuerza x	Fuerza y	Fuerza z
3	6.557021	188.4845	369.5776	44	-7.460534	0.00E+00	115.0877
6	59.07449	175.2901	463.8207	45	-35.79743	0.00E+00	242.4462
7	9.174331	154.2278	406.2917	46	-88.19676	0.00E+00	386.5094
8	-36.61855	109.489	303.1221	47	-139.0156	0.00E+00	477.5345
11	35.87467	41.40339	157.1747	48	-173.5835	0.00E+00	519.5855
12	46.43371	104.5814	380.0642	51	-137.6712	21.40265	-344.1779
13	15.16156	122.4215	447.6269	52	-77.49442	19.87911	-256.7003
14	-25.20585	98.94318	375.606	53	-42.12439	16.8161	-199.7756
15	-50.59177	94.01879	396.746	54	-7.333531	5.652066	-63.34559
18	-64.33289	-32.39531	-205.4001	55	3.32512	-8.939086	98.32856
19	-16.07523	-12.81369	-74.02081	56	-12.49123	-16.61866	186.2534
20	19.44337	29.52326	162.6513	57	-55.88112	-31.02962	362.0126
21	10.84116	58.19083	320.5884	58	-119.8537	-38.35081	496.0612
22	-24.29469	61.63895	339.5851	59	-171.2117	-23.70902	542.5722
23	-74.33167	82.61623	455.1541	62	-64.33289	32.39531	-205.4001
24	-147.2918	104.1465	517.261	63	-16.07523	12.81369	-74.02081
27	-137.6712	-21.40268	-344.1779	64	19.44332	-29.52326	162.6513
28	-77.49442	-19.87918	-256.7003	65	10.84116	-58.19083	320.5884
29	-42.12439	-16.81615	-199.7756	66	-24.29479	-61.63895	339.5851
30	-7.333531	-5.65203	-63.3456	67	-74.33167	-82.61623	455.1541
31	3.325121	8.938836	98.32858	68	-147.2918	-104.1465	517.261
32	-12.49123	16.61848	186.2534	71	35.87467	-41.40339	157.1747
33	-55.88112	31.02967	362.0126	72	46.43371	-104.5814	380.0642
34	-119.8537	38.35108	496.0612	73	15.16156	-122.4215	447.6269
35	-171.2117	23.70905	542.5722	74	-25.20585	-98.94318	375.606
38	-59.73636	0.00E+00	-127.5452	75	-50.59177	-94.01879	396.746
39	-100.3459	0.00E+00	-263.2025	78	59.07449	-175.2901	463.8207
40	-76.51769	0.00E+00	-257.7608	79	9.174331	-154.2278	406.2917
41	-49.61613	0.00E+00	-238.1575	80	-36.61855	-109.489	303.1221
42	-14.56728	0.00E+00	-127.206	83	6.557021	-188.4845	369.5776
43	1.001645	0.00E+00	29.62008				

TABLA D.7

DENSIDADES DE ACELERACIÓN ESPECTRAL

período (seg)	aceleración espectral (a/g)
0.0	0.50
0.6	0.50
0.8	0.43
1.0	0.39
1.2	0.35
1.5	0.32
2.0	0.27
10	0.12
1000	0.01

TABLA D.8

PRESION ; VIENTO A 0°

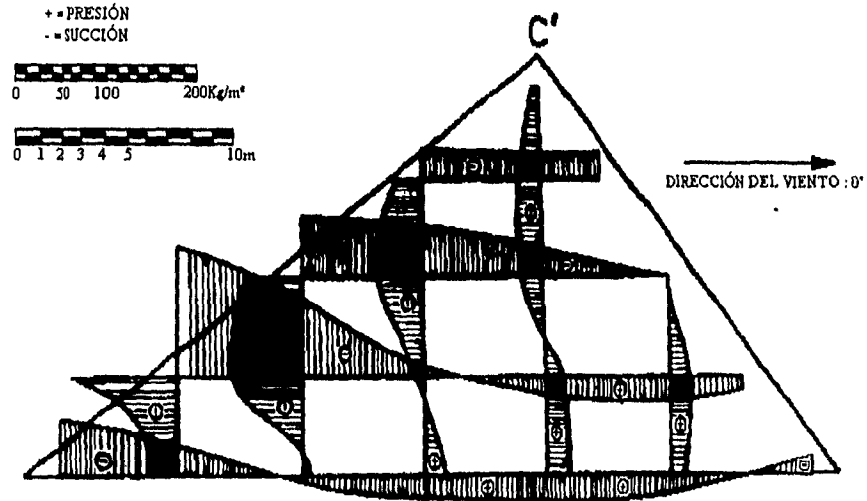


figura D.1

PRESION : VIENTO A 20°

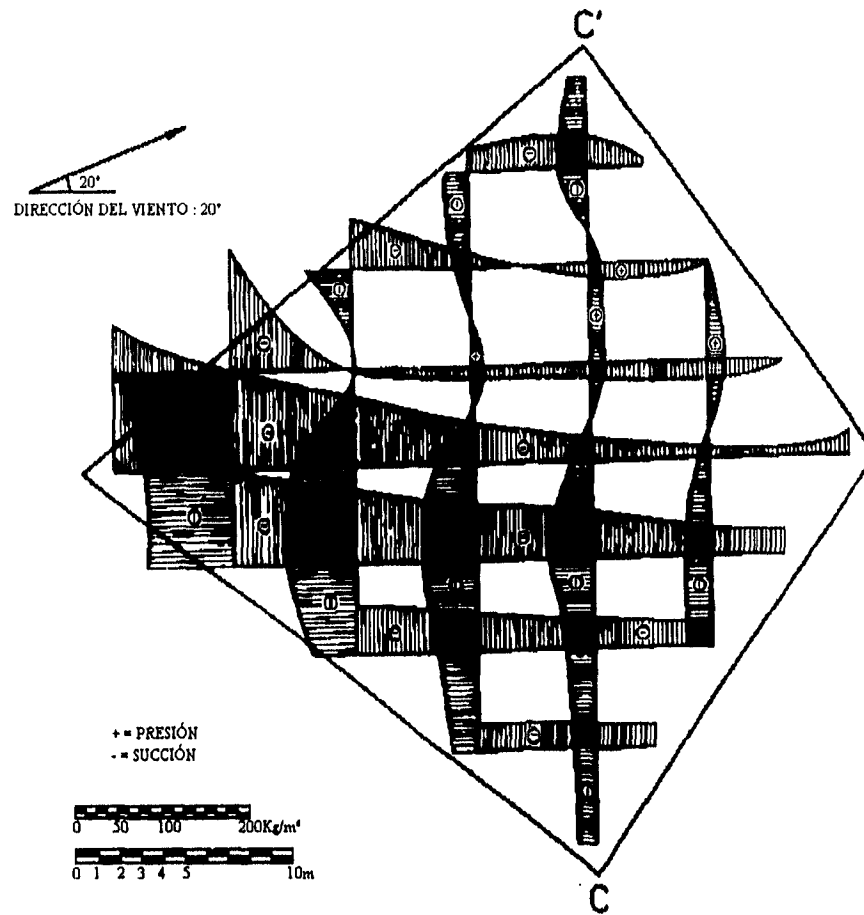


figura D.2

PRESION : VIENTO A 90°

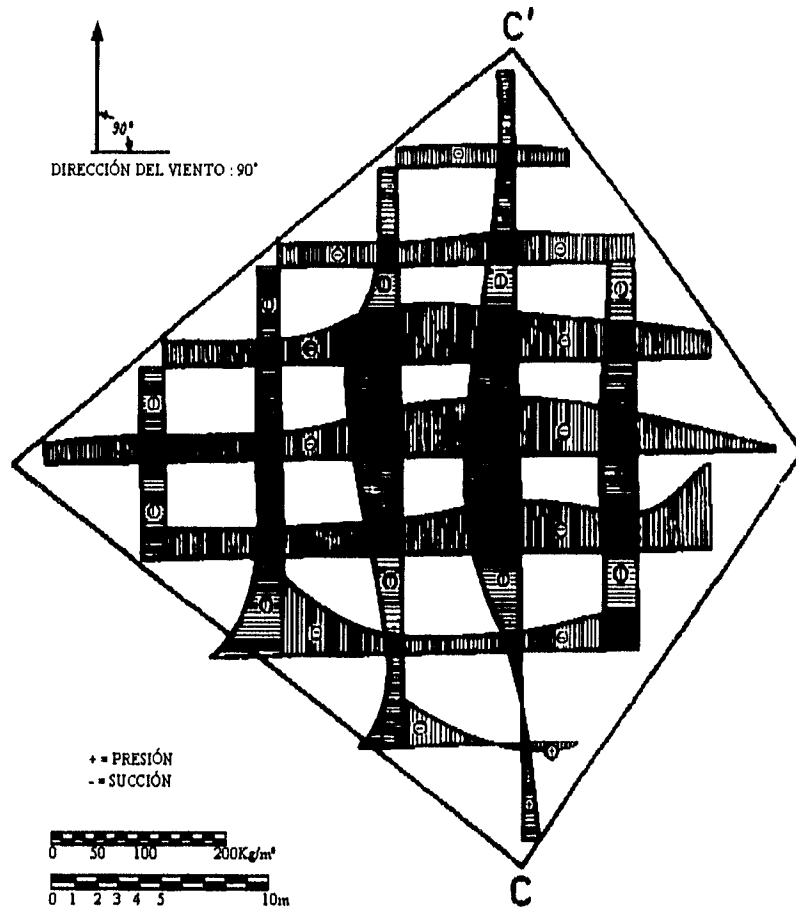


figura D.3

PRESION : VIENTO A 130°

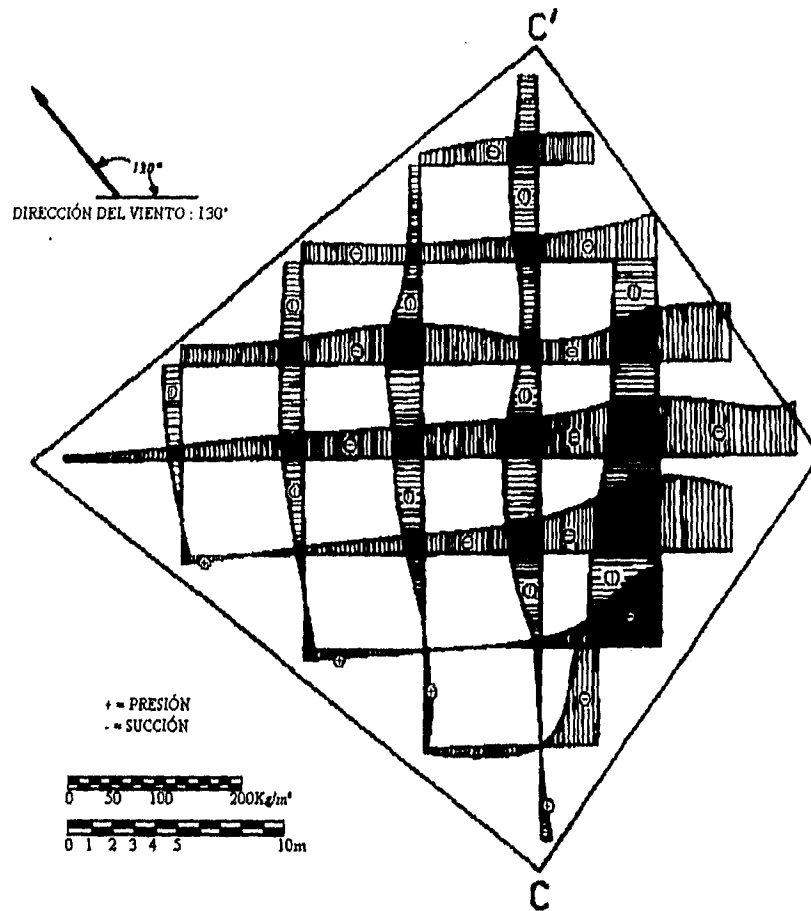


figura D.4

PRESION : VIENTO A 180°

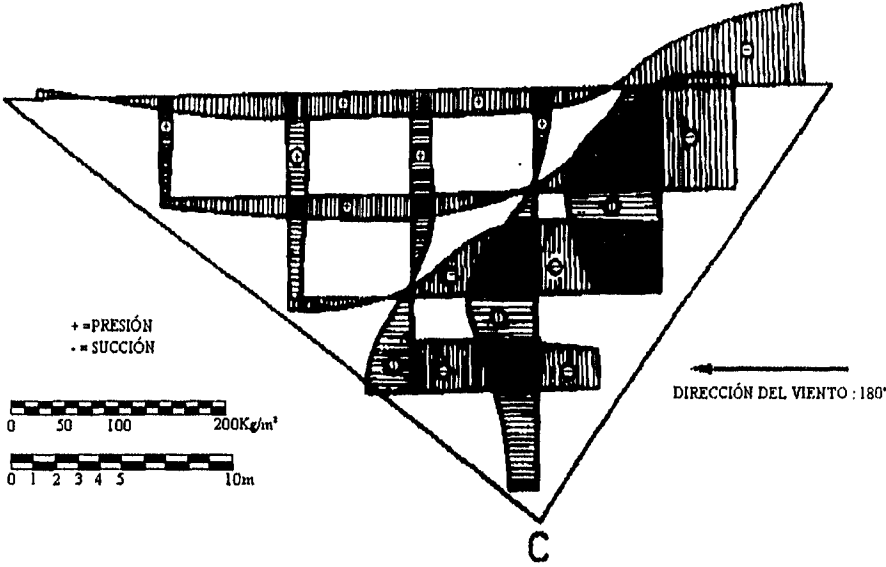
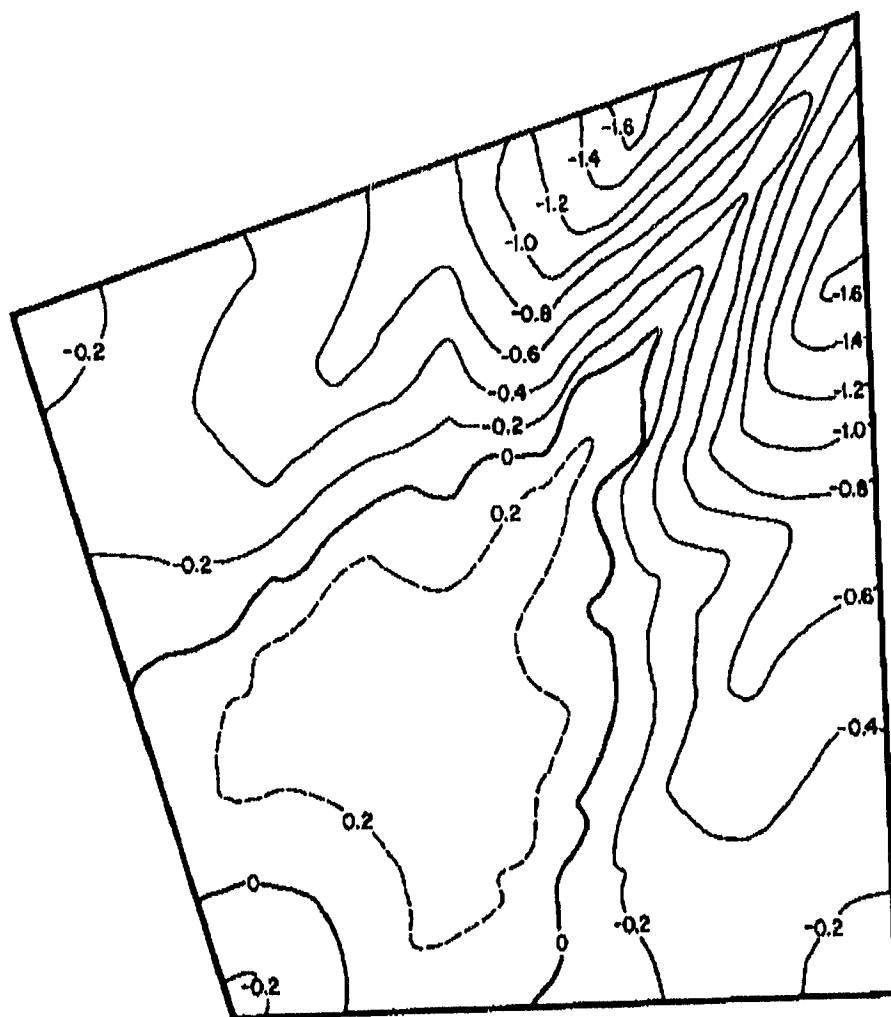
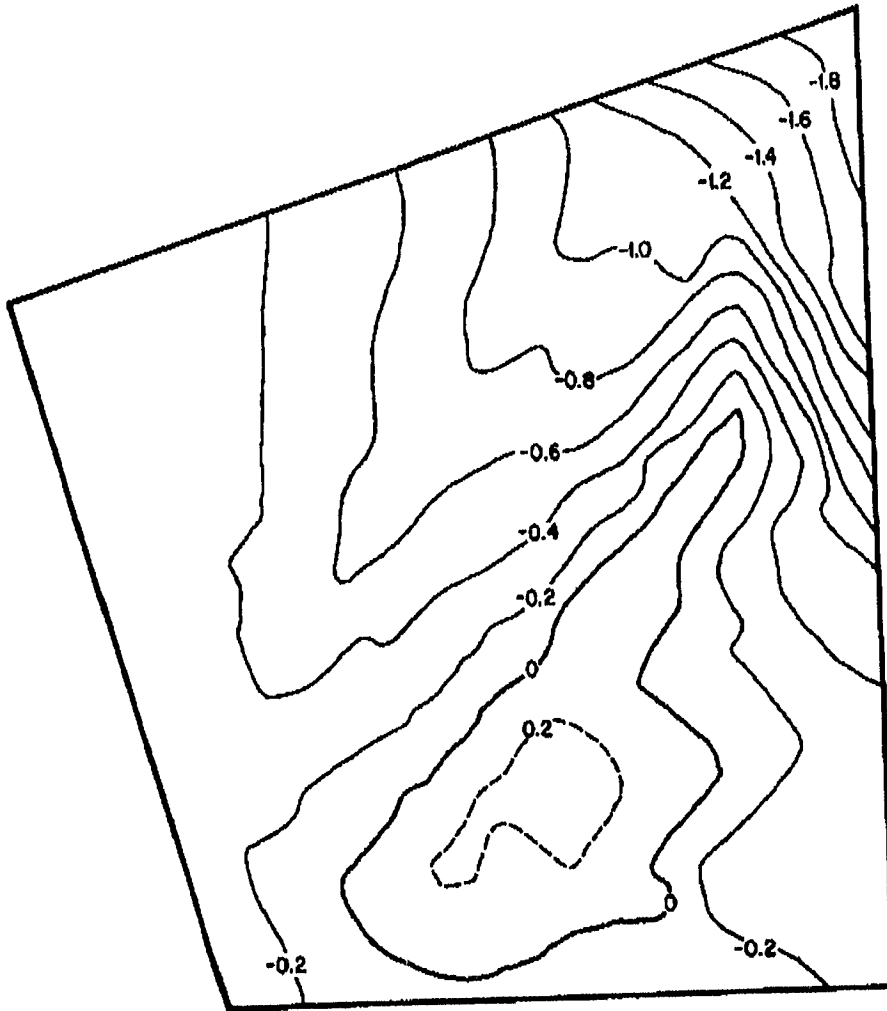


figura D.5



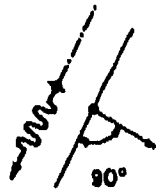
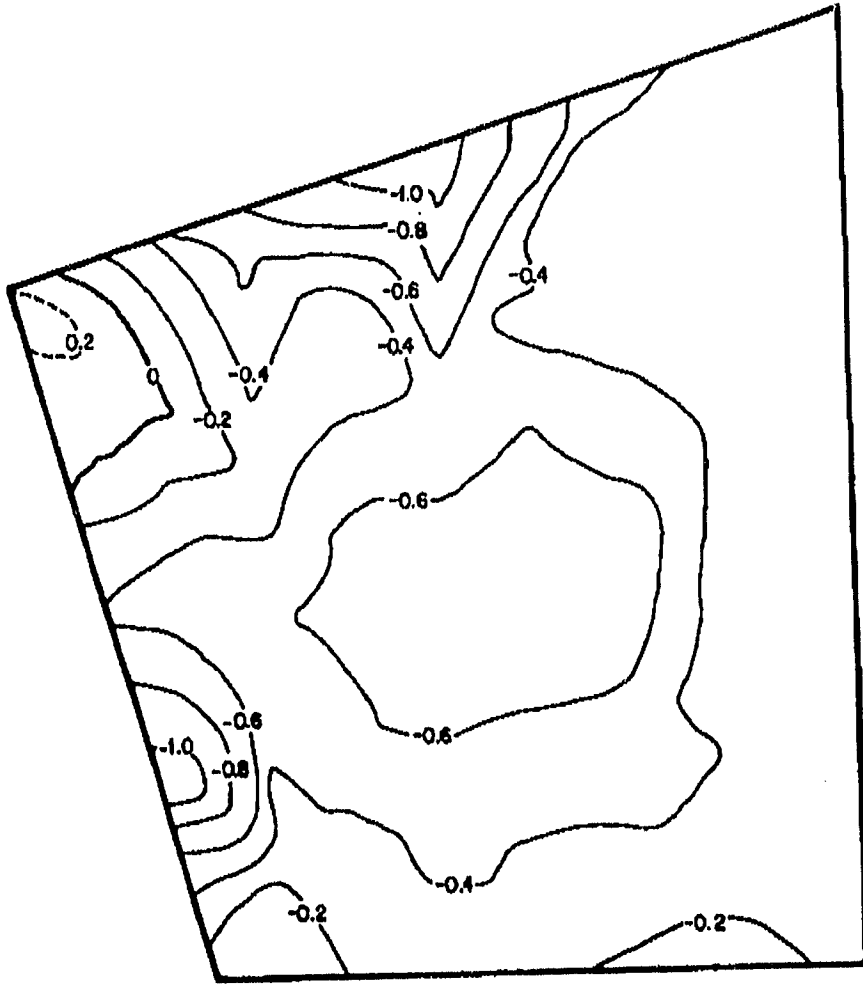
ISOLÍNEAS DE COEFICIENTES DE PRESIÓN
DIRECCIÓN DEL VIENTO : 0°

figura D.6



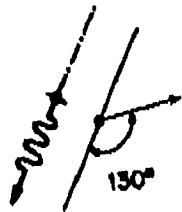
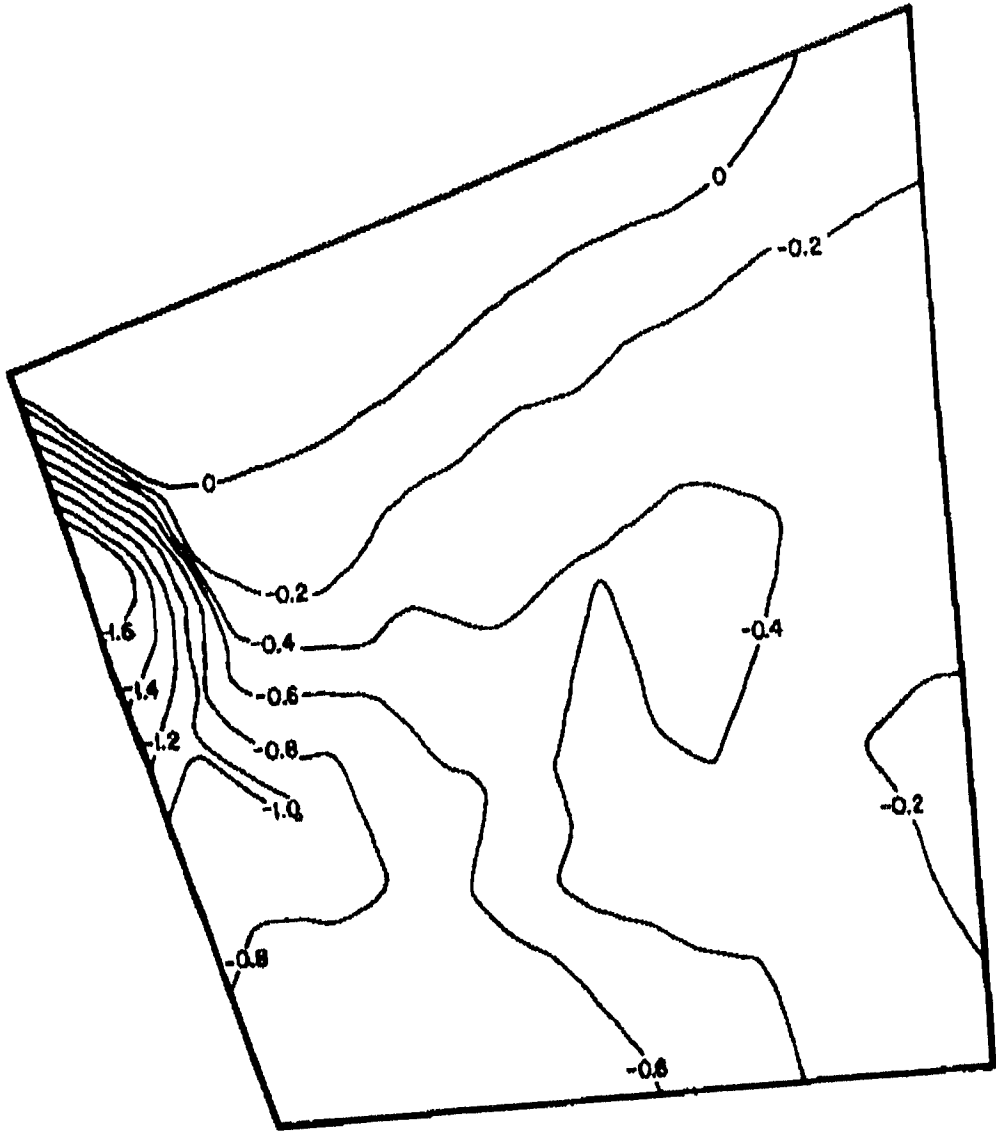
ISOLÍNEAS DE COEFICIENTES DE PRESIÓN
DIRECCIÓN DEL VIENTO : 20°

figura D.7



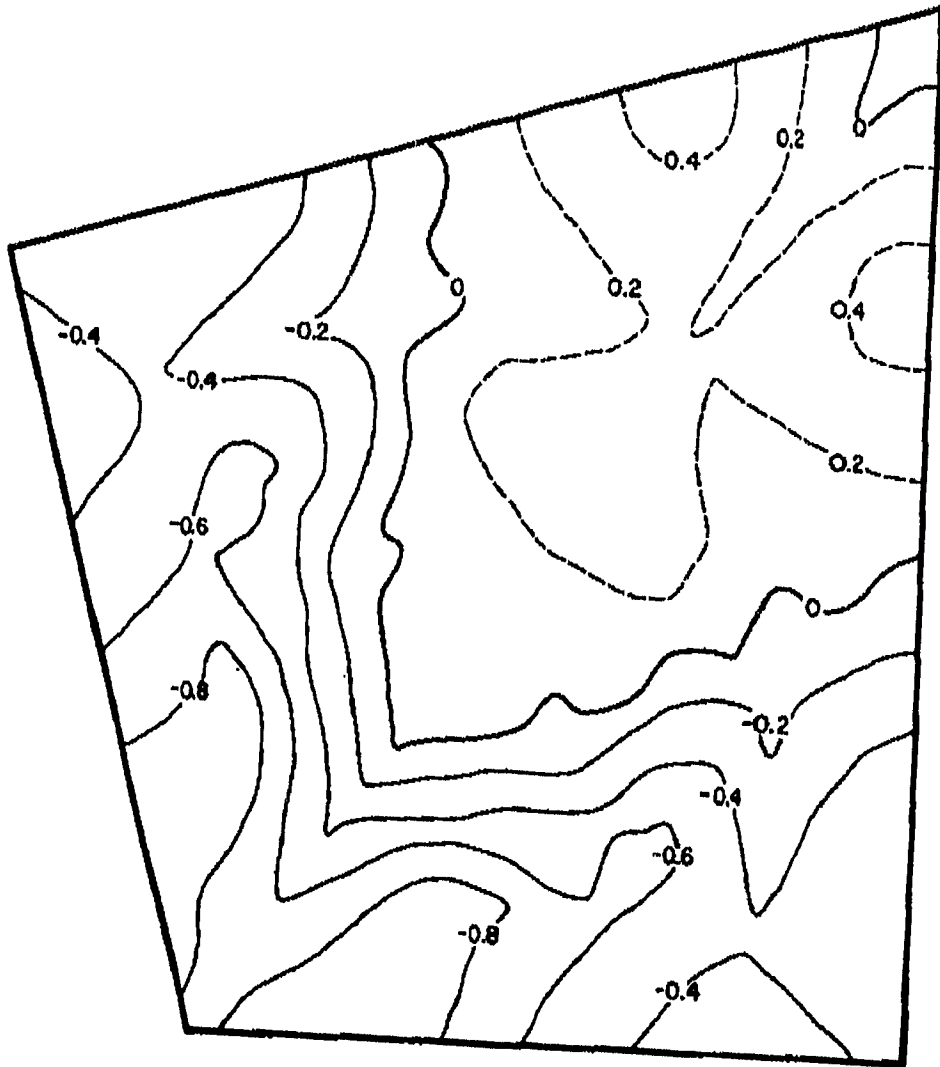
ISOLÍNEAS DE COEFICIENTES DE PRESIÓN
DIRECCIÓN DEL VIENTO : 90°

figura D.8



ISOLÍNEAS DE COEFICIENTES DE PRESIÓN
DIRECCIÓN DEL VIENTO : 130°

figura D.9



ISOLÍNEAS DE COEFICIENTES DE PRESIÓN
DIRECCIÓN DEL VIENTO : 180°

figura D.10

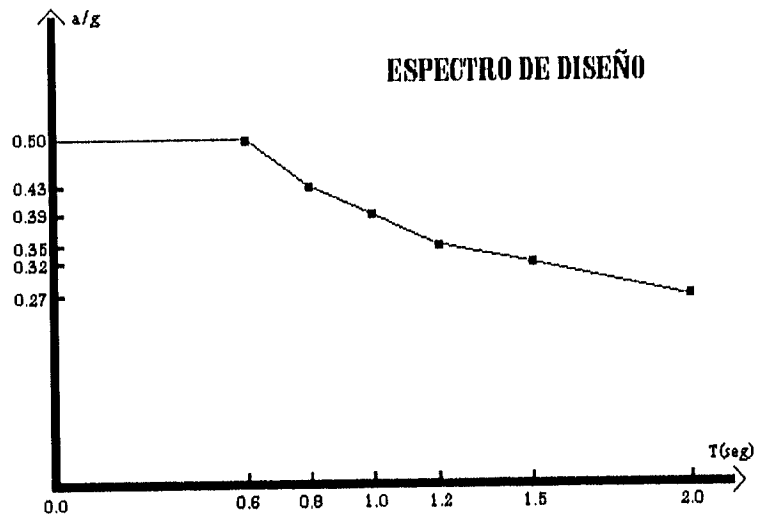


figura D.11

APÉNDICE E

CARGAS (Kg) : PESO PROPIO

NODO	Carga x	Carga y	Carga z	NODO	Carga x	Carga y	Carga z
13	1.20E+04	0.00E+00	-6.02E+03	25	-1.19E+04	0.00E+00	-4.19E+03
14	1.16E+04	7.31E+03	-5.26E+03	26	-1.17E+04	-8.46E+03	-4.14E+03
15	1.13E+04	5.71E+03	-3.49E+03	27	-1.12E+04	-7.10E+03	-3.50E+03
16	1.09E+04	3.94E+03	-2.27E+03	28	-1.10E+04	-7.01E+03	3.27E+02
17	9.97E+03	3.79E+03	-6.92E+02	29	-9.95E+03	-6.62E+03	-1.94E+02
18	9.17E+03	4.05E+03	1.10E+03	30	-9.16E+03	-6.01E+03	1.85E+03
19	4.40E-01	5.38E+03	3.13E+03	31	4.30E-01	-5.35E+03	3.12E+03
20	-9.17E+03	6.00E+03	1.84E+03	32	9.16E+03	-4.06E+03	1.11E+03
21	-9.96E+03	6.62E+03	-1.97E+02	33	9.95E+03	-3.80E+03	-6.88E+02
22	-1.09E+04	7.01E+03	3.33E+02	34	1.09E+04	-3.94E+03	-2.28E+03
23	-1.12E+04	7.10E+03	-3.50E+03	35	1.13E+04	-5.71E+03	-3.48E+03
24	-1.17E+04	8.46E+03	-4.14E+03	36	1.16E+04	-7.31E+03	-5.26E+03

TABLA E.1

CARGAS (Kg) : VIENTO 0°

NODO	Carga x	Carga y	Carga z	NODO	Carga x	Carga y	Carga z
13	8.91E+03	0.00E+00	-4.04E+03	25	-8.24E+03	0.00E+00	-2.77E+03
14	8.61E+03	1.13E+04	-2.75E+03	26	-8.22E+03	-8.57E+03	-2.78E+03
15	8.23E+03	1.60E+04	1.87E+01	27	-7.28E+03	-7.68E+03	-2.08E+03
16	6.80E+03	1.48E+04	1.97E+03	28	-6.35E+03	-6.51E+03	1.00E+03
17	6.21E+03	1.22E+04	3.17E+03	29	-6.10E+03	-6.73E+03	7.23E+02
18	7.45E+03	9.46E+03	3.89E+03	30	-7.43E+03	-7.05E+03	2.64E+03
19	-1.07E+00	7.99E+03	4.76E+03	31	-1.07E+00	-7.99E+03	4.76E+03
20	-7.44E+03	7.05E+03	2.64E+03	32	7.45E+03	-9.46E+03	3.89E+03
21	-6.10E+03	6.73E+03	7.23E+02	33	6.21E+03	-1.22E+04	3.17E+03
22	-6.36E+03	6.51E+03	9.99E+02	34	6.80E+03	-1.48E+04	1.97E+03
23	-7.28E+03	7.68E+03	-2.08E+03	35	8.22E+03	-1.60E+04	1.98E+01
24	-8.21E+03	8.57E+03	-2.77E+03	36	8.62E+03	-1.13E+04	-2.75E+03

TABLA E.2

CARGAS (Kg) : VIENTO 20°

NODO	Carga x	Carga y	Carga z	NODO	Carga x	Carga y	Carga z
13	6.90E+03	0.00E+00	-3.04E+03	25	-5.97E+03	0.00E+00	-1.97E+03
14	5.72E+03	1.38E+04	-1.20E+03	26	-7.69E+03	-8.67E+03	-2.50E+03
15	5.90E+03	1.68E+04	9.14E+02	27	-8.80E+03	-8.22E+03	-2.51E+03
16	5.82E+03	1.47E+04	2.20E+03	28	-8.73E+03	-7.44E+03	9.02E+02
17	6.16E+03	1.25E+04	3.32E+03	29	-7.97E+03	-7.92E+03	5.99E+02
18	7.52E+03	1.04E+04	4.32E+03	30	-7.98E+03	-8.21E+03	3.00E+03
19	-1.11E+00	8.81E+03	5.24E+03	31	-6.30E-01	-9.00E+03	5.32E+03
20	-7.50E+03	7.94E+03	3.02E+03	32	7.99E+03	-1.07E+04	4.21E+03
21	-6.04E+03	7.72E+03	1.06E+03	33	8.03E+03	-1.28E+04	2.75E+03
22	-5.39E+03	7.26E+03	1.40E+03	34	9.03E+03	-1.48E+04	1.09E+03
23	-5.02E+03	8.23E+03	-1.17E+03	35	9.71E+03	-1.68E+04	-3.69E+02
24	-5.15E+03	8.66E+03	-1.63E+03	36	8.14E+03	-1.38E+04	-2.16E+03

TABLA E.3

CARGAS (Kg) : VIENTO 90°

NODO	Carga x	Carga y	Carga z	NODO	Carga x	Carga y	Carga z
13	5.90E+03	0.00E+00	-2.77E+03	25	-5.37E+03	0.00E+00	-1.73E+03
14	5.44E+03	8.99E+03	-1.95E+03	26	-5.61E+03	-8.83E+03	-1.69E+03
15	6.26E+03	1.08E+04	-5.67E+02	27	-6.17E+03	-9.47E+03	-1.41E+03
16	7.27E+03	1.12E+04	8.40E+02	28	-6.65E+03	-9.12E+03	1.76E+03
17	8.29E+03	1.20E+04	2.64E+03	29	-7.32E+03	-9.77E+03	1.32E+03
18	9.31E+03	1.18E+04	4.62E+03	30	-8.25E+03	-9.82E+03	3.67E+03
19	1.00E+00	1.03E+04	5.97E+03	31	-3.90E-01	-1.03E+04	6.03E+03
20	-9.30E+03	9.95E+03	3.51E+03	32	8.26E+03	-1.17E+04	4.72E+03
21	-8.22E+03	9.80E+03	1.13E+03	33	7.37E+03	-1.20E+04	2.67E+03
22	-7.06E+03	9.13E+03	1.78E+03	34	6.87E+03	-1.13E+04	7.40E+02
23	-5.98E+03	9.45E+03	-1.21E+03	35	6.44E+03	-1.08E+04	-7.18E+02
24	-5.42E+03	8.82E+03	-1.57E+03	36	5.62E+03	-9.00E+03	-2.04E+03

TABLA E.4

CARGAS (Kg) : VIENTO 130°

NODO	Carga x	Carga y	Carga z	NODO	Carga x	Carga y	Carga z
13	6.30E+03	0.00E+00	-3.01E+03	25	-6.03E+03	0.00E+00	-1.84E+03
14	6.12E+03	8.28E+03	-2.42E+03	26	-6.23E+03	-9.53E+03	-1.65E+03
15	6.90E+03	9.26E+03	-1.32E+03	27	-6.69E+03	-1.08E+04	-1.33E+03
16	7.60E+03	9.36E+03	-1.83E+02	28	-6.88E+03	-1.08E+04	2.22E+03
17	7.13E+03	9.93E+03	1.78E+03	29	-7.43E+03	-1.09E+04	1.60E+03
18	8.37E+03	1.02E+04	3.90E+03	30	-8.19E+03	-1.04E+04	3.91E+03
19	-2.50E-01	1.01E+04	5.92E+03	31	-4.50E-01	-1.00E+04	5.90E+03
20	-8.41E+03	1.05E+04	4.05E+03	32	8.21E+03	-1.02E+04	4.06E+03
21	-7.23E+03	1.08E+04	1.90E+03	33	7.47E+03	-9.85E+03	2.03E+03
22	-7.75E+03	1.08E+04	2.41E+03	34	7.04E+03	-9.26E+03	3.30E+02
23	-6.90E+03	1.07E+04	-1.24E+03	35	6.64E+03	-9.22E+03	-9.97E+02
24	-6.39E+03	9.52E+03	-1.66E+03	36	5.85E+03	-8.27E+03	-2.26E+03

TABLA E.5

CARGAS (Kg) : VIENTO 180°

NODO	Carga x	Carga y	Carga z	NODO	Carga x	Carga y	Carga z
13	8.53E+03	0.00E+00	-4.15E+03	25	-8.66E+03	0.00E+00	-2.63E+03
14	7.98E+03	7.58E+03	-3.44E+03	26	-8.66E+03	-9.64E+03	-2.32E+03
15	7.27E+03	6.52E+03	-1.88E+03	27	-7.62E+03	-1.12E+04	-1.46E+03
16	6.43E+03	5.60E+03	-5.52E+02	28	-6.58E+03	-1.16E+04	2.66E+03
17	6.30E+03	6.88E+03	1.23E+03	29	-6.31E+03	-1.11E+04	1.95E+03
18	7.58E+03	8.81E+03	3.59E+03	30	-7.56E+03	-1.00E+04	3.87E+03
19	-1.16E+00	9.67E+03	5.75E+03	31	-1.15E+00	-9.67E+03	5.75E+03
20	-7.56E+03	1.00E+04	3.87E+03	32	7.58E+03	-8.81E+03	3.59E+03
21	-6.31E+03	1.11E+04	1.95E+03	33	6.30E+03	-6.88E+03	1.23E+03
22	-6.58E+03	1.16E+04	2.66E+03	34	6.43E+03	-5.60E+03	-5.51E+02
23	-7.62E+03	1.12E+04	-1.46E+03	35	7.27E+03	-6.52E+03	-1.88E+03
24	-8.65E+03	9.64E+03	-2.31E+03	36	7.99E+03	-7.58E+03	-3.45E+03

TABLA E.6

ESPECTRO DE DISEÑO : DIRECCIÓN X=100%

PERÍODO(seg)	a/g X	a/g Y	a/g Z
0.0	0.50	0.15	0.15
0.6	0.50	0.15	0.15
0.8	0.43	0.13	0.13
1.0	0.39	0.12	0.12
1.2	0.35	0.11	0.11
1.5	0.32	0.10	0.10
2.0	0.27	0.08	0.08
10	0.12	0.04	0.04
1000	0.01	0.003	0.003

TABLA E.7

ESPECTRO DE DISEÑO : DIRECCIÓN Y=100%

PERÍODO(seg)	a/g X	a/g Y	a/g Z
0.0	0.15	0.50	0.15
0.6	0.15	0.50	0.15
0.8	0.13	0.43	0.13
1.0	0.12	0.39	0.12
1.2	0.11	0.35	0.11
1.5	0.10	0.32	0.10
2.0	0.08	0.27	0.08
10	0.04	0.12	0.04
1000	0.003	0.01	0.003

TABLA E.8

ELEMENTOS MECÁNICOS PARA DISEÑO :

ACCIÓN	ELEMENTO	PLANO 1-2			PLANO 1-3		
		F. AXIAL (Kg)	CORTANTE (Kg)	MOMENTO (Kg cm)	CORTANTE (Kg)	MOMENTO (Kg cm)	MOM.TORS. (Kg cm)
peso propio	31	-49304	965	152052	11265	-6414139	-1317029
sismo X	21	7243	810	112394	1531	976525	110554
V 90°	19	-19812	-7704	493366	17642	-99889	-922800
V 90°	19	-19812	-5836	3089527	17642	-6865020	-922800
peso propio	10	-38529	-6221	505030	-34994	4686610	-368901
V 20°	11	-5855	2769	-958458	25290	-15809486	800919
V 20°	35	-23690	2108	-112847	-12708	6808868	2617319

TABLA E.9

DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES MÁXIMAS :

ACCIÓN	NODO	DESPLAZAMIENTOS			ROTACIONES		
		X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	X (rad)	Y (rad)	Z (rad)
V 20°	34	1.9122	-2.6733	-0.0178	0.003	0.0023	-0.0008
V 20°	34	1.9122	-2.6733	-0.0178	0.003	0.0023	-0.0008
V 90°	18	0.4291	0.7791	-0.0631	-0.0018	0.0015	-0.0011
V 20°	33	1.3117	-1.8756	-0.0027	0.0035	0.0026	0.0008
V 20°	33	1.3117	-1.8756	-0.0027	0.0035	0.0026	0.0008
V 0°	14	0.6315	0.8856	-0.0034	-0.0002	0.0002	0.0035

TABLA E.10

ELEMENTOS MECÁNICOS PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN :

CARGA AXIAL = 38600 Kg
 MOMENTO 1-3 = 15809486 Kg cm
 MOMENTO 1-2 = 1676586 Kg cm

TABLA E.11

ELEMENTOS MECÁNICOS

	ACTUANTE	ADMISIBLE
ESTRUCTURA DE SOPORTE		
Momento Flexionante (plano 1-2)	3089527 Kg cm	31836600 Kg cm
Cortante (plano 1-2)	7704 Kg	493471 Kg
Momento Flexionante (plano 1-3)	15809486 Kg cm	31836600 Kg cm
Cortante (plano 1-3)	34994 Kg	493471 Kg
Momento Torsionante	2617319 Kg cm	20188956 Kg cm
Carga Axial	49304 Kg	11612756 Kg
Flexo-Compresión	0.77	1
CIMENTACIÓN		
Momento Flexionante (-) (viga 1-2)	3471563 Kg cm	3597502 Kg cm
Momento Flexionante (+) (viga 1-2)	2113145 Kg cm	2234804 Kg cm
Momento Flexionante (-) (viga 1-3)	15809486 Kg cm	15993006 Kg cm
Momento Flexionante (+) (viga 1-3)	4690000 Kg cm	15993006 Kg cm
Carga Punzonamiento (zapata 1)	41000 Kg	142642 Kg
Momento Flexionante (zapata 1)	1219 Kg cm	3358 Kg cm
Carga Punzonamiento (zapata 2)	50126 Kg	179152 Kg
Momento Flexionante (zapata 2)	4024 Kg cm	4517 Kg cm

TABLA E.12

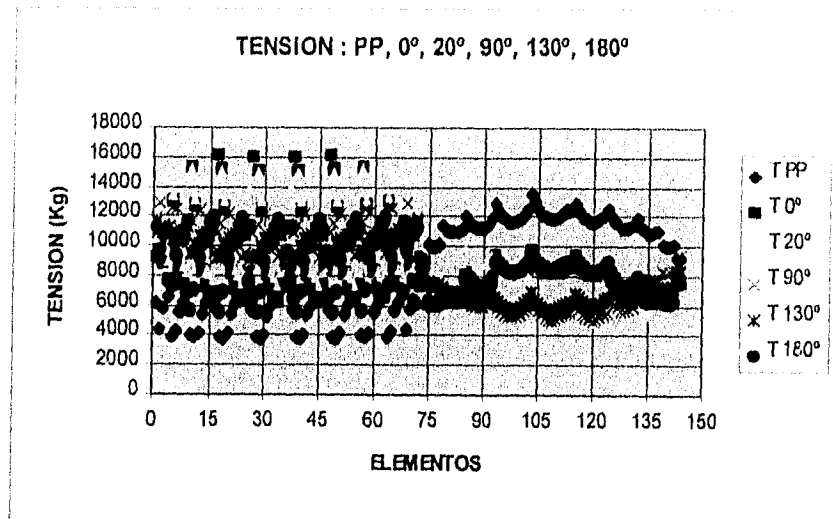


figura E.1. Tensiones en los cables, bajo la acción del Peso Propio y el viento a 0°, 20°, 90°, 130° y 180°.

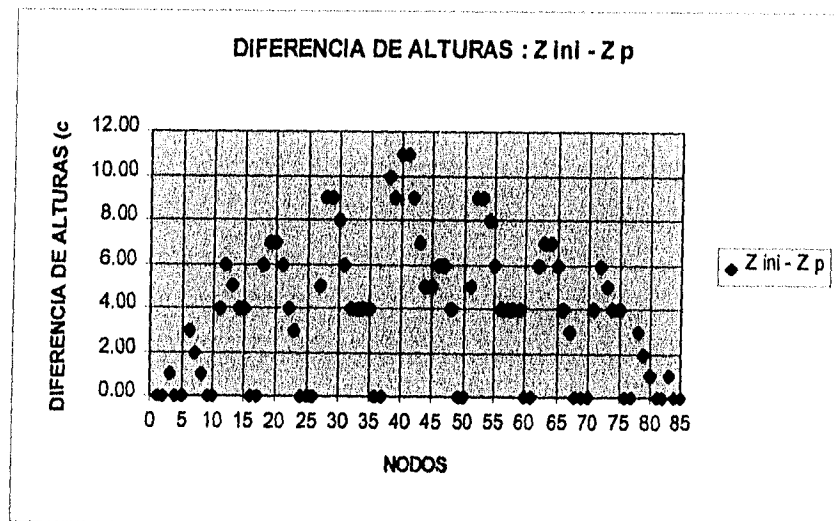


figura E.2. Diferencia de alturas, Alturas producidas por la acción del presfuerzo inicial menos las producidas por el peso propio.

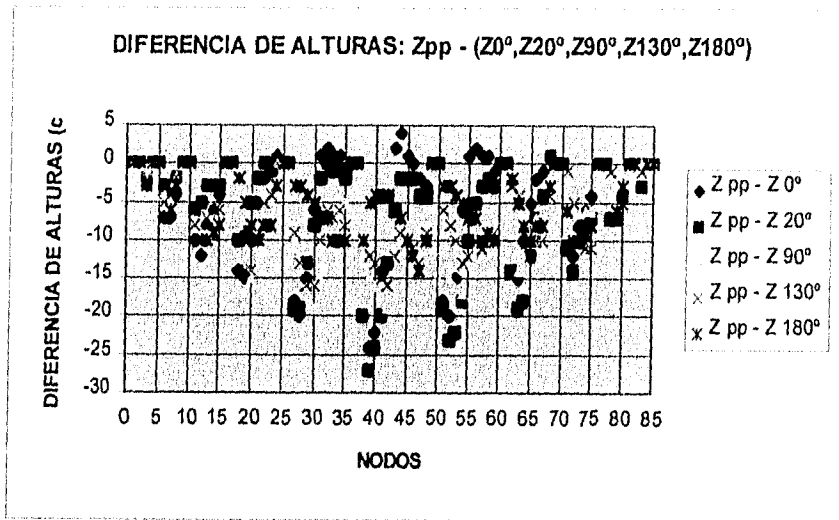
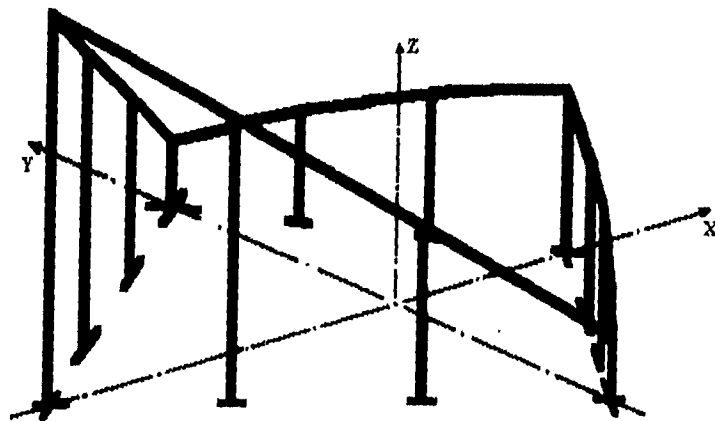


figura E.3. Diferencia de alturas. Alturas producidas por la acción del peso propio menos las alturas producidas por cada una de las direcciones de acción del viento.



ESTRUCTURA DE SOPORTE

figura E.4

DETALLE DE LOS ANCLAJES

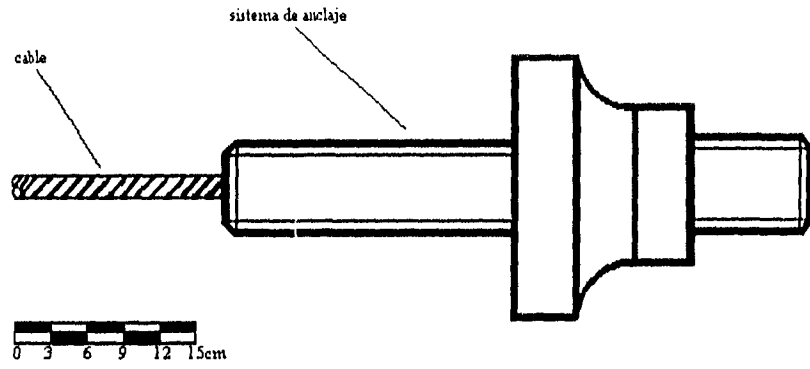


figura E.5

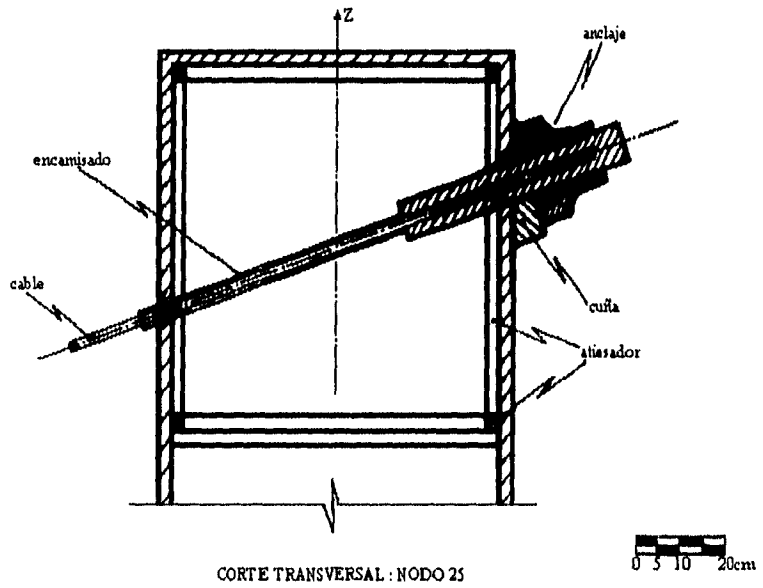
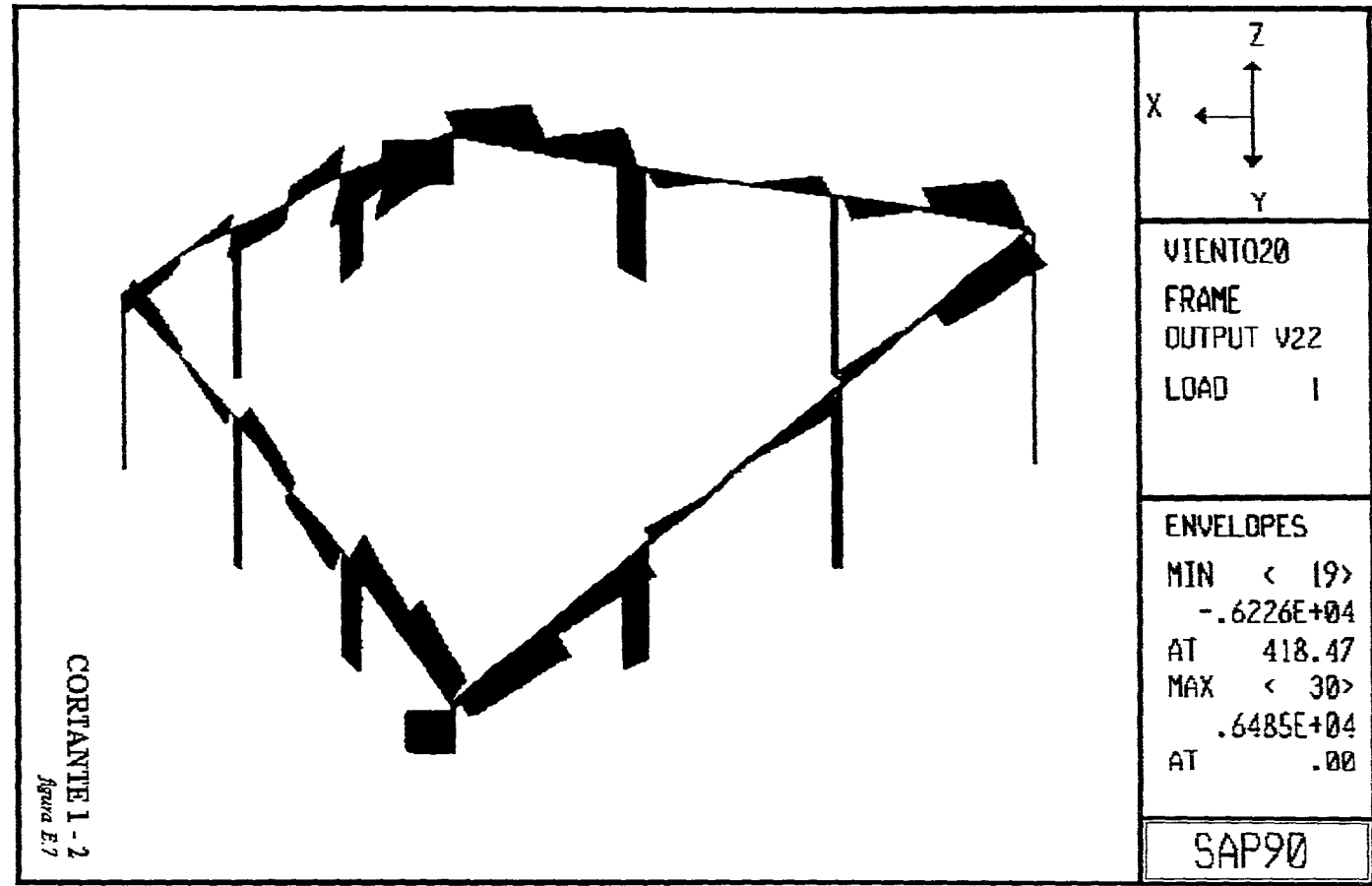
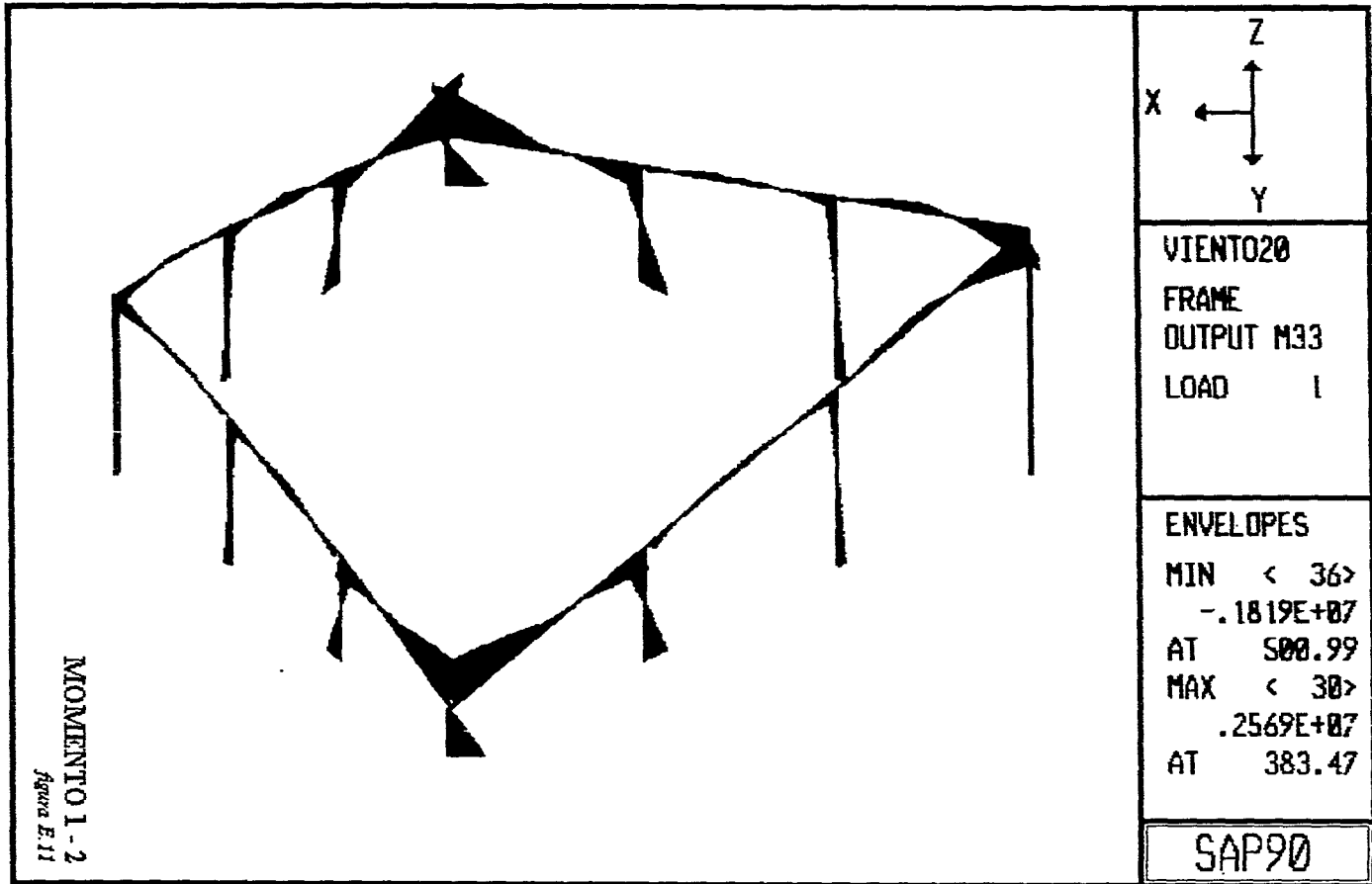


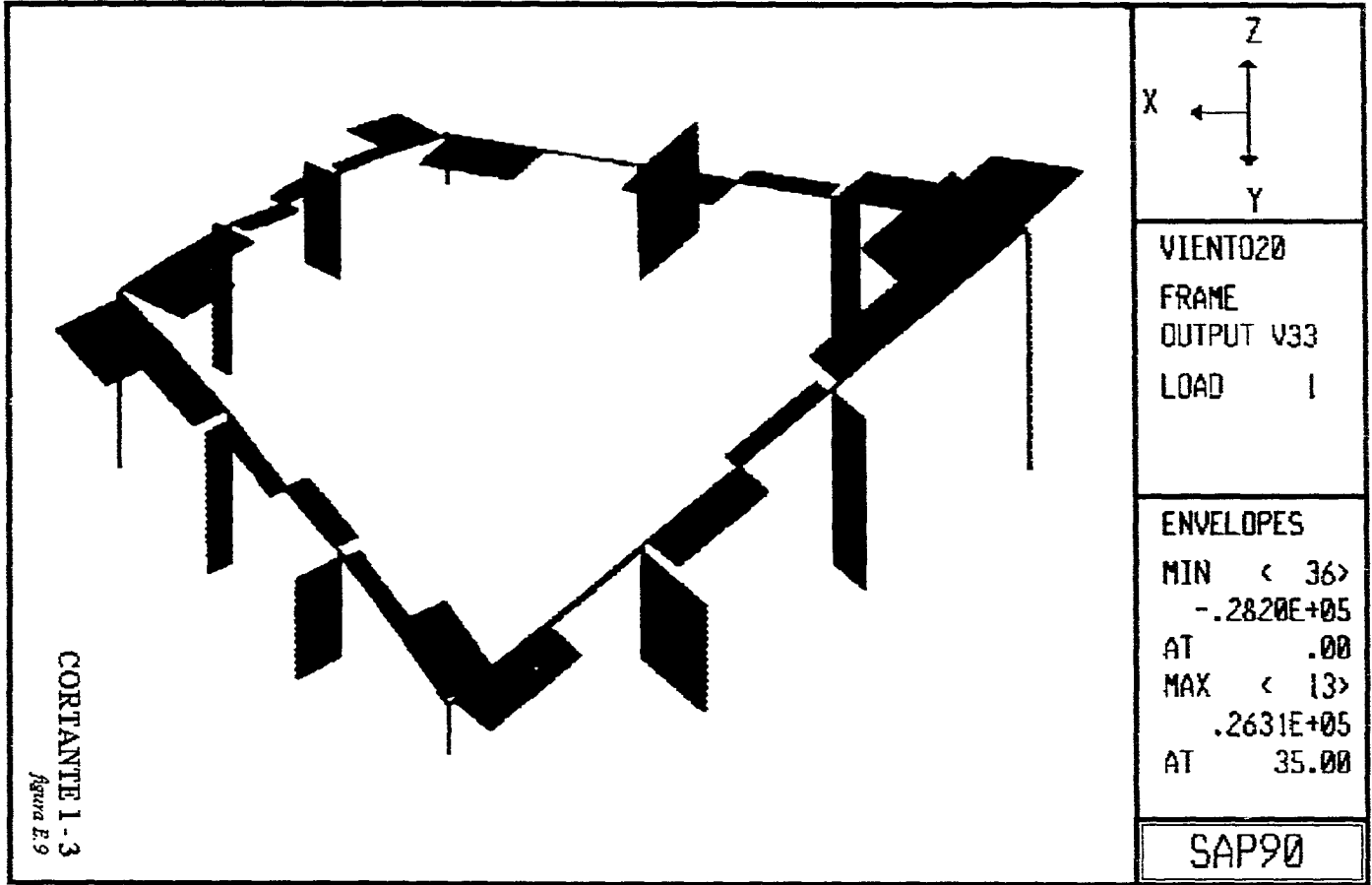
figura E.6

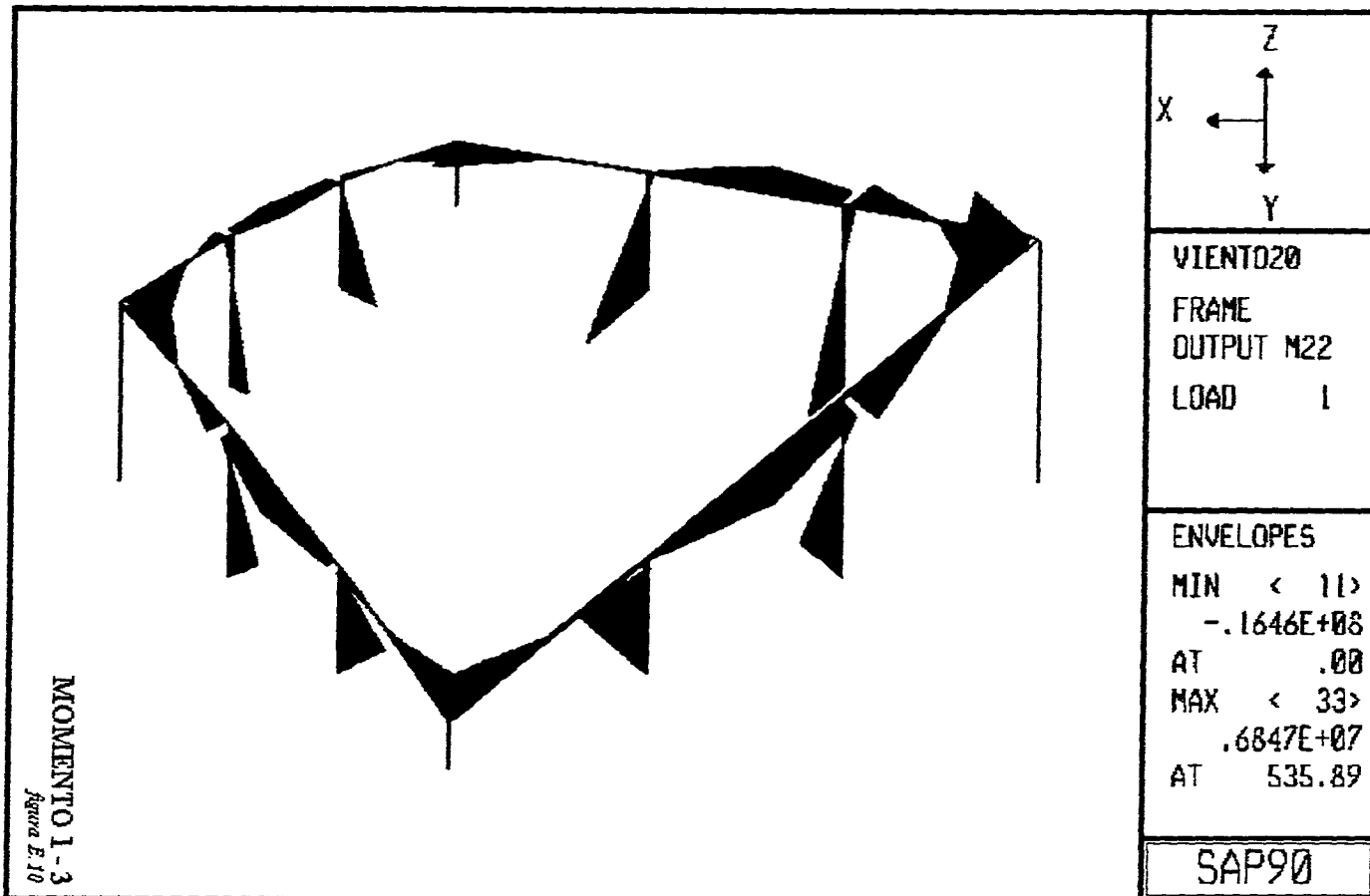
.....
.....
.....

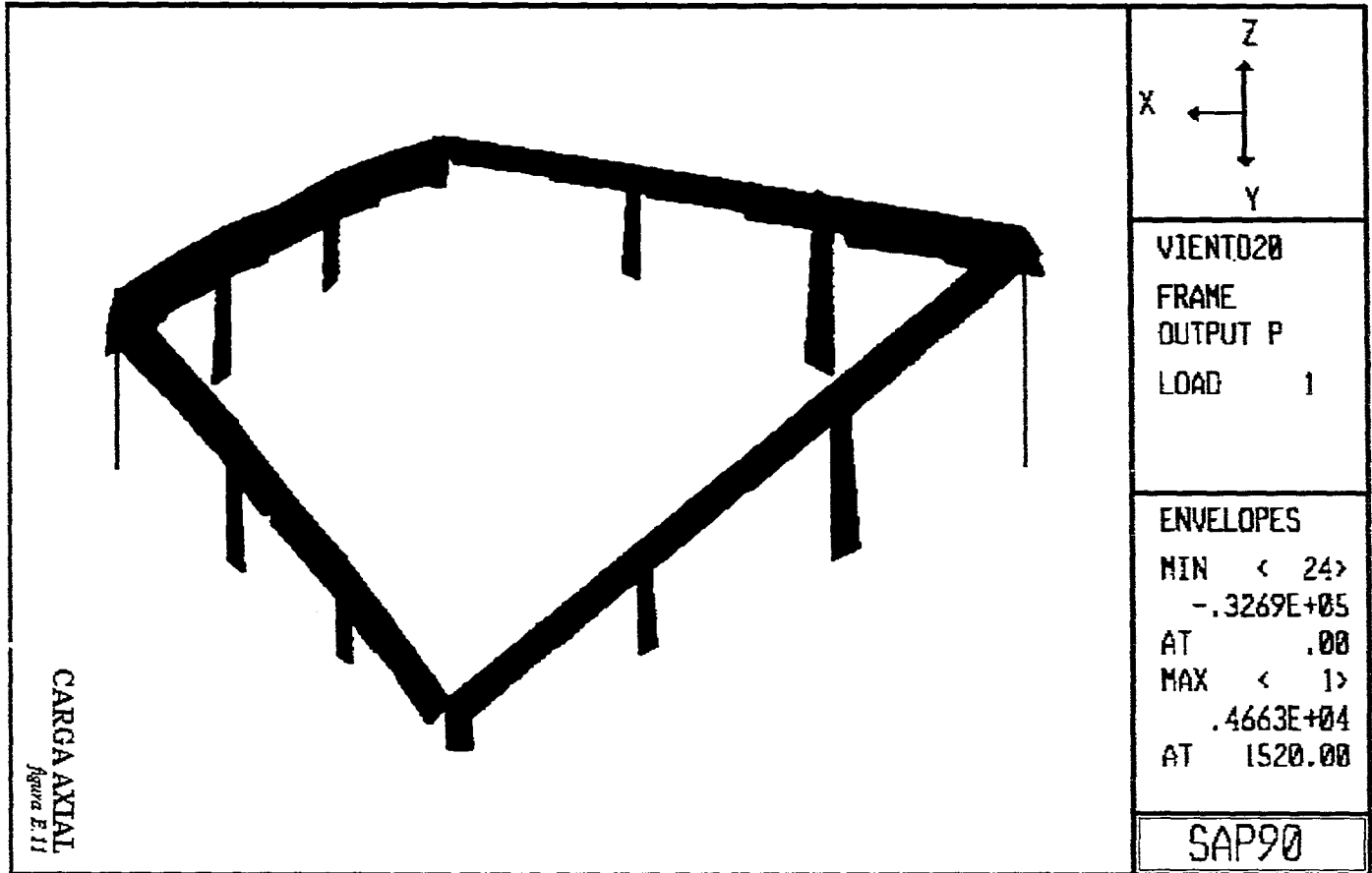




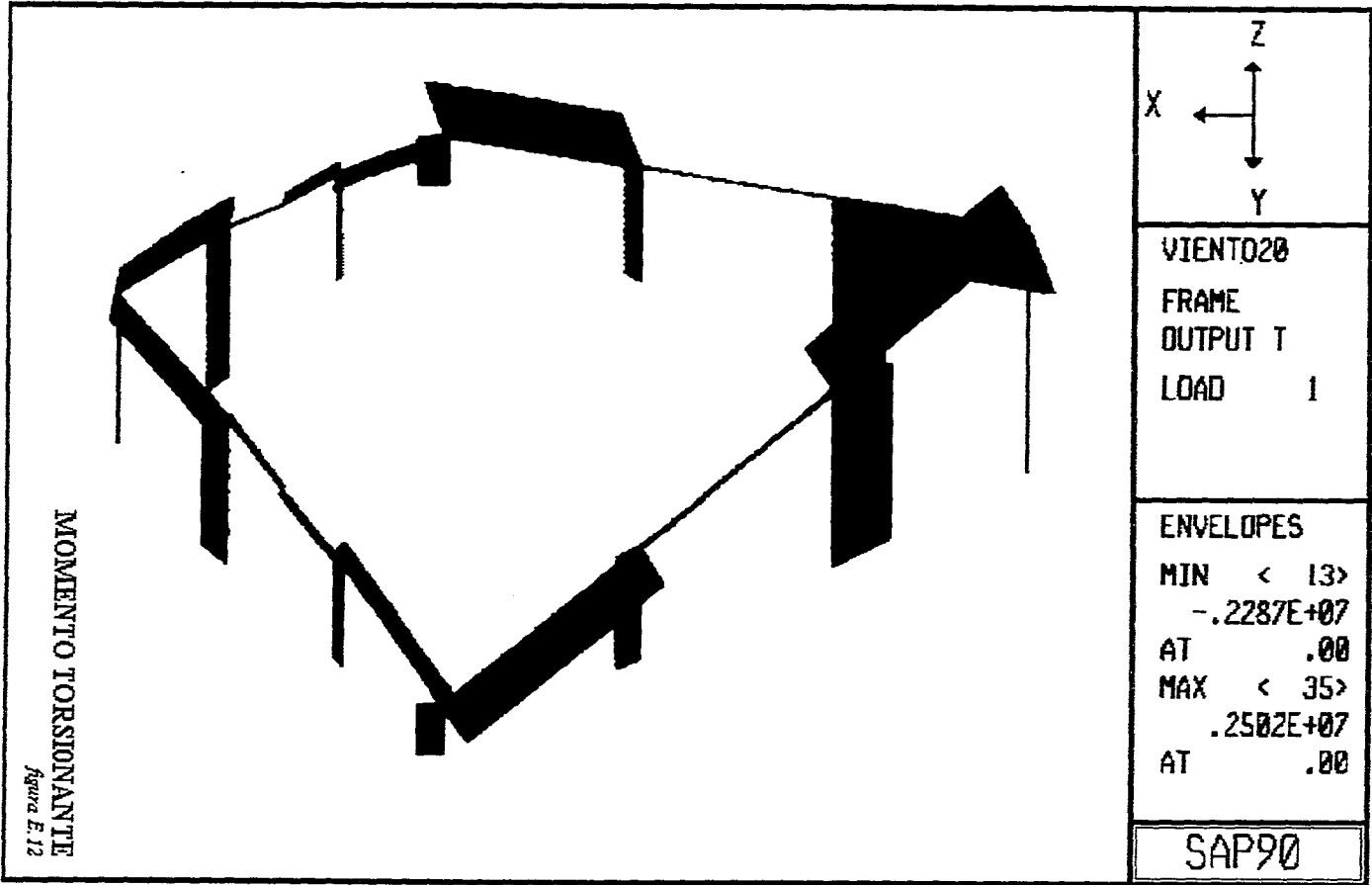
ESTÁ YESIS NO REBE
SALUD DE LA OBLITERA

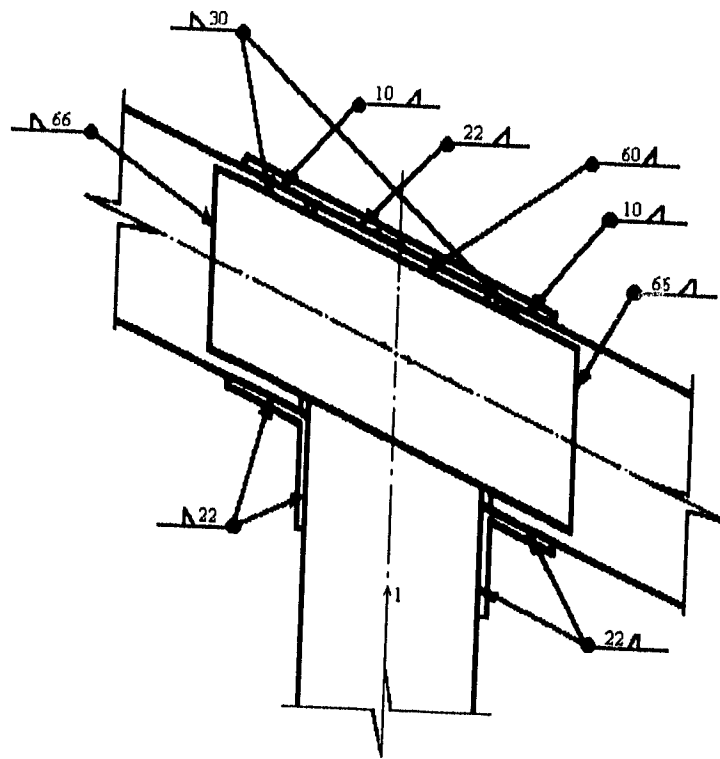
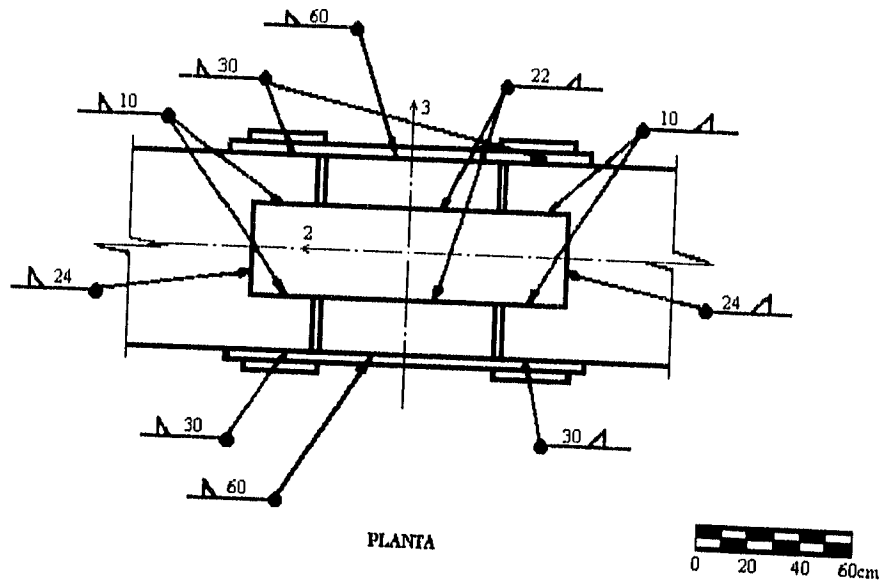






CARGA AXIAL
Figura E.11

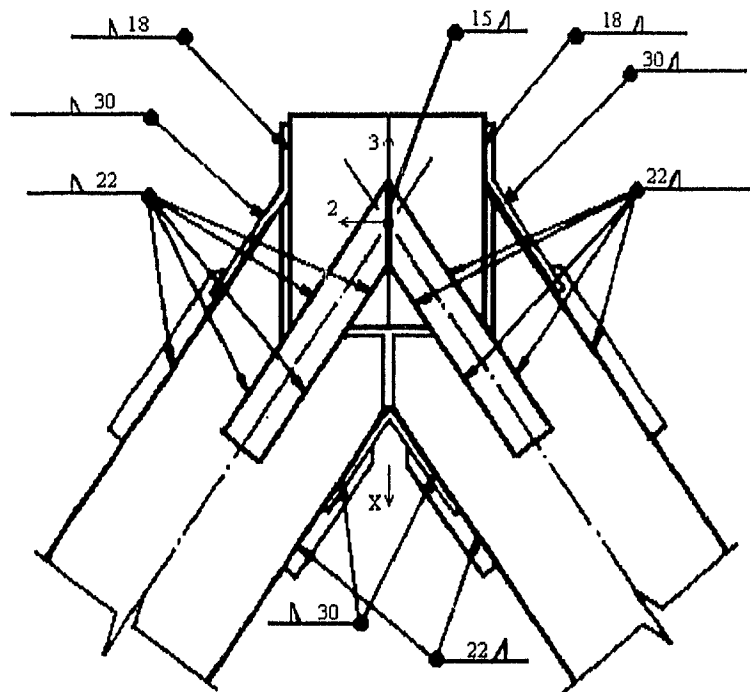




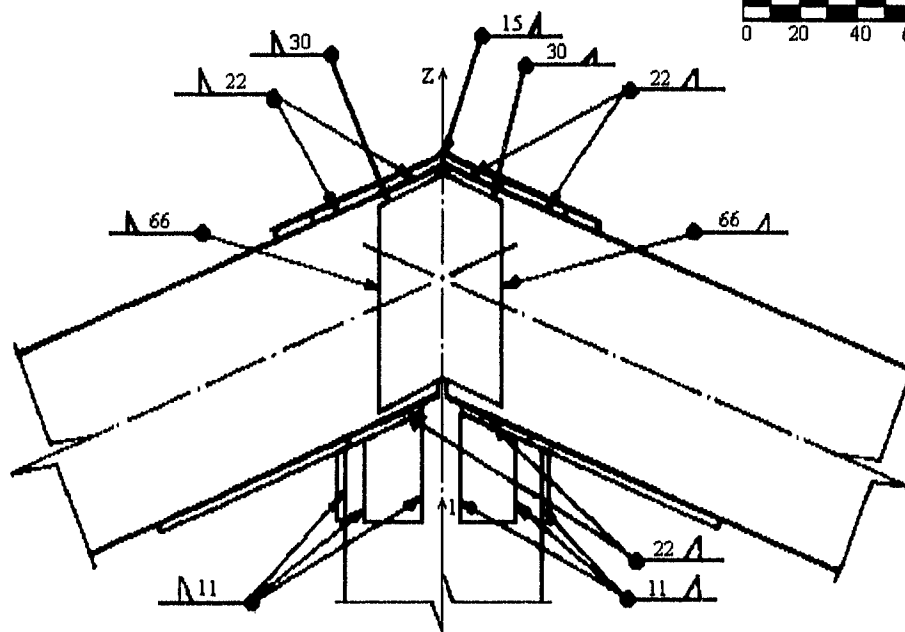
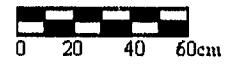
LEVANTAMIENTO

NODO 15

figura E.13



PLANTA



LEVANTAMIENTO

NODO 13

figura E.14

CIMENTACIÓN : PLANTA

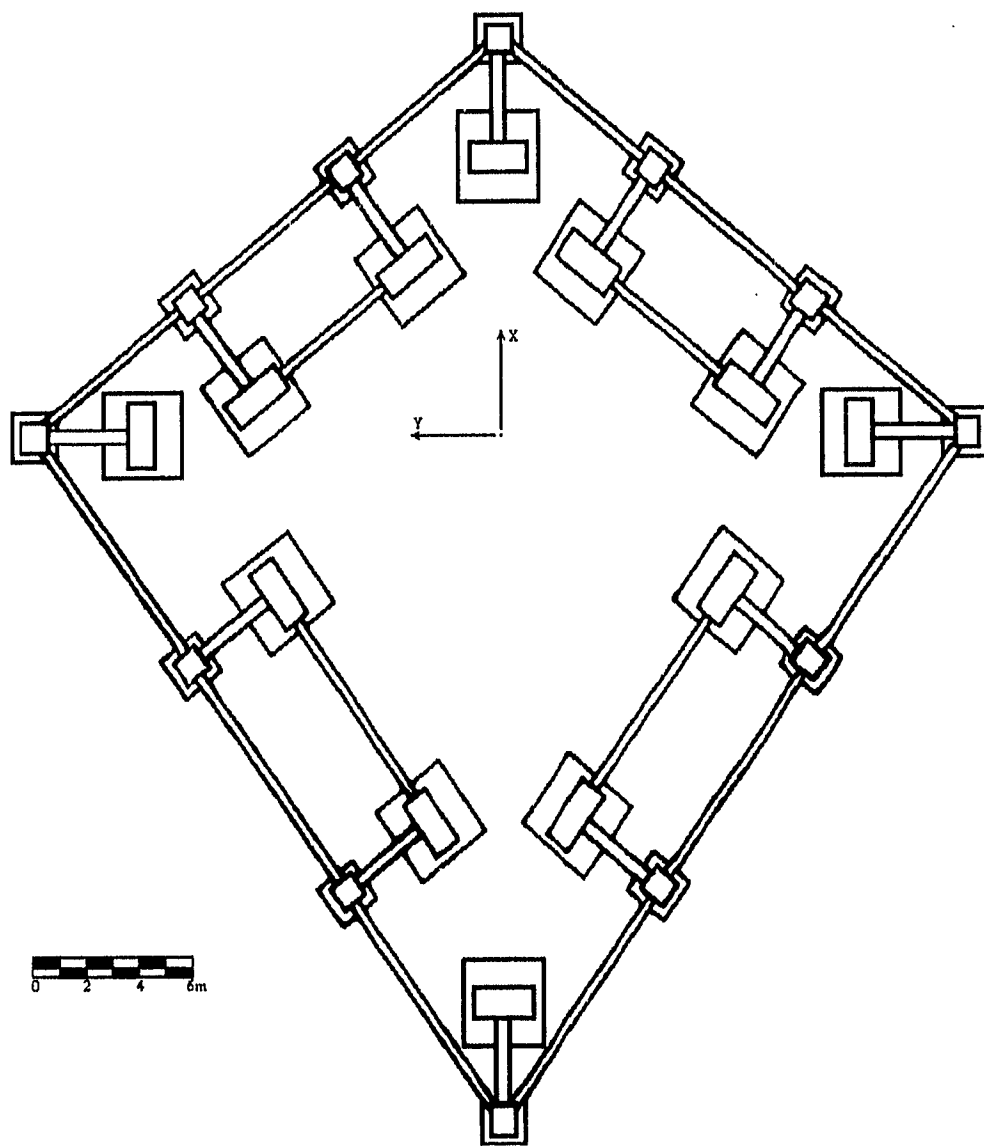
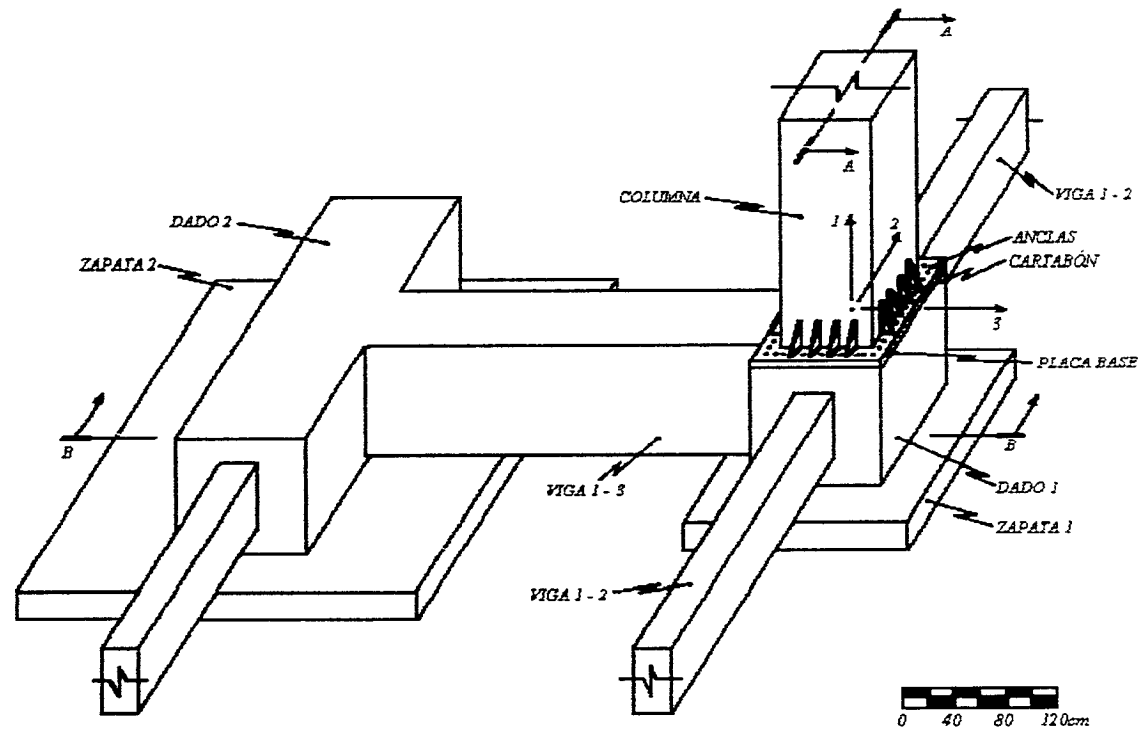


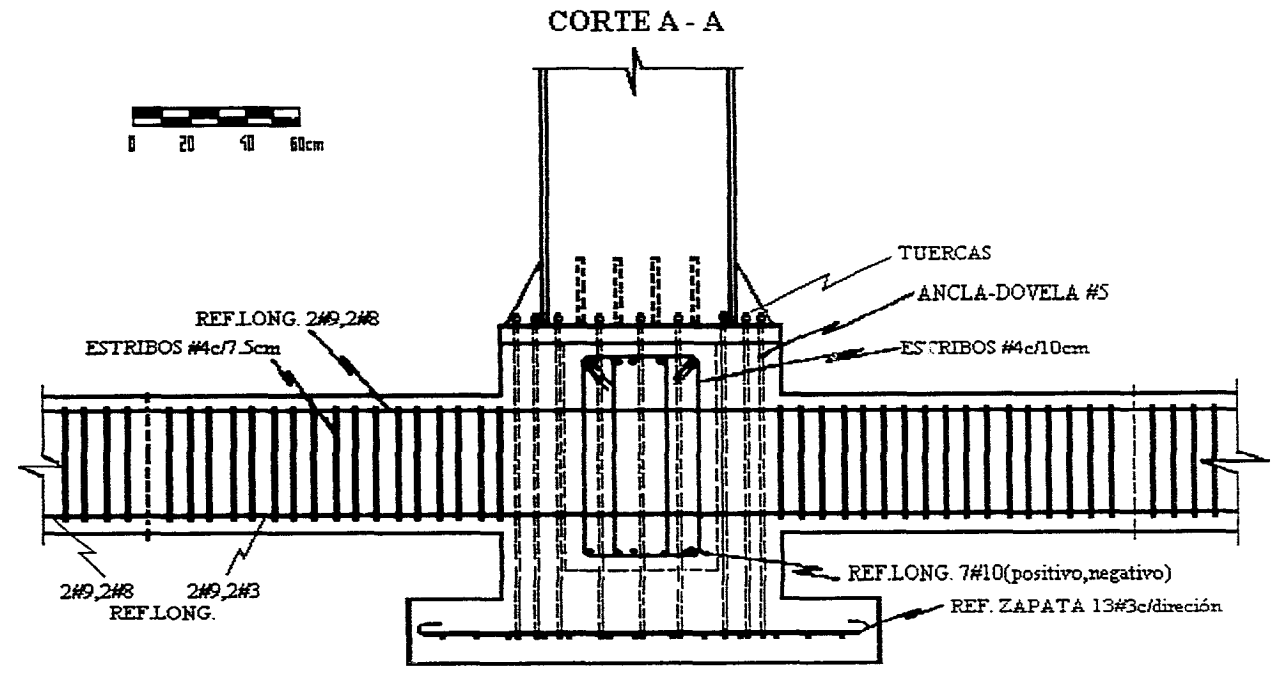
figura E.15

Figura E.16



CIMENTACIÓN : NODO 3

Figura E.17



CORTE B - B

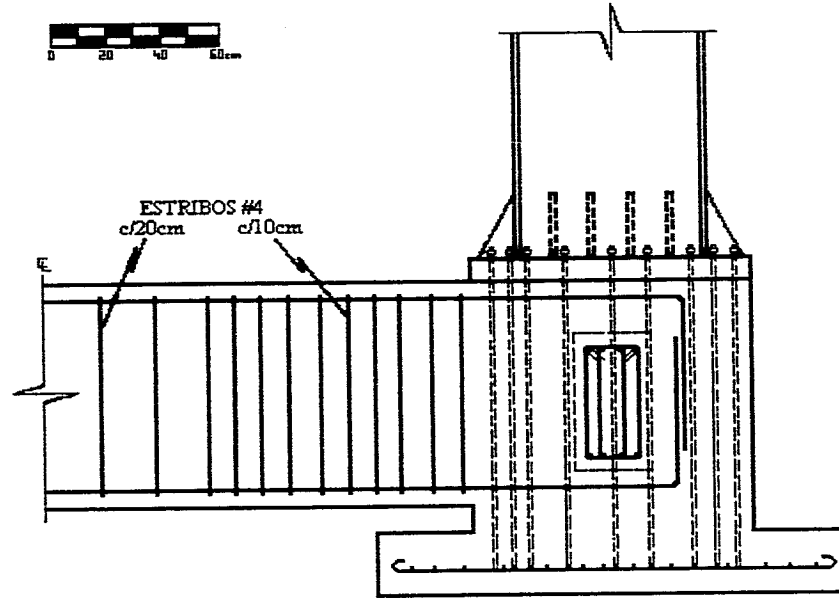
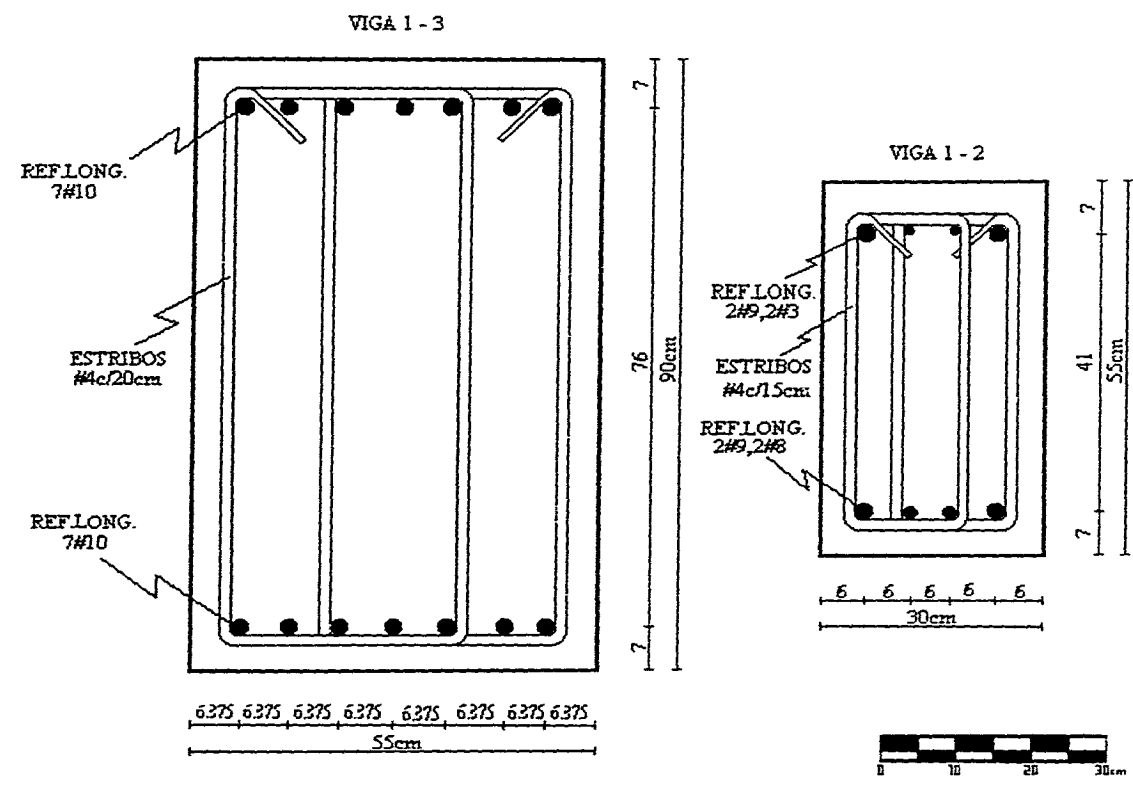


Figura E.18

SECCIÓN : CENTRO DEL CLARO

Figura E.19



APÉNDICE F

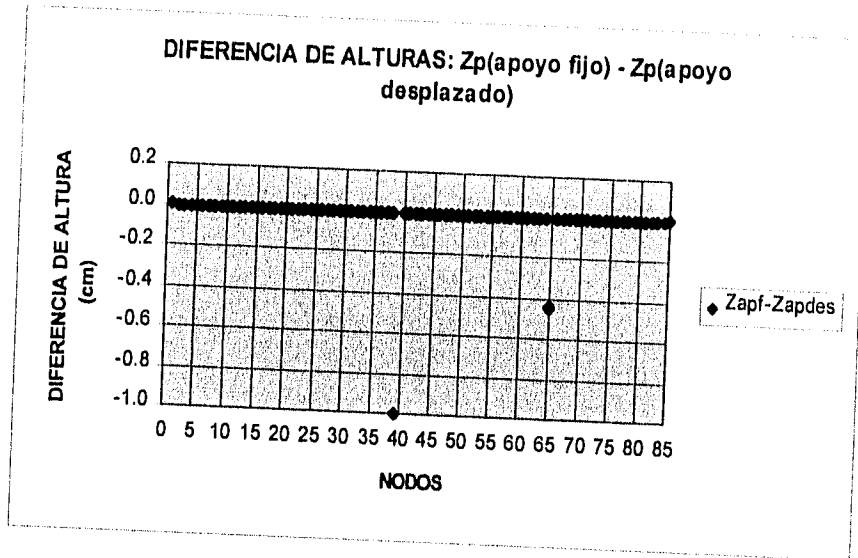


figura F.1. Diferencia de alturas entre la topología producida con apoyos fijos menos la producida con apoyos desplazados.

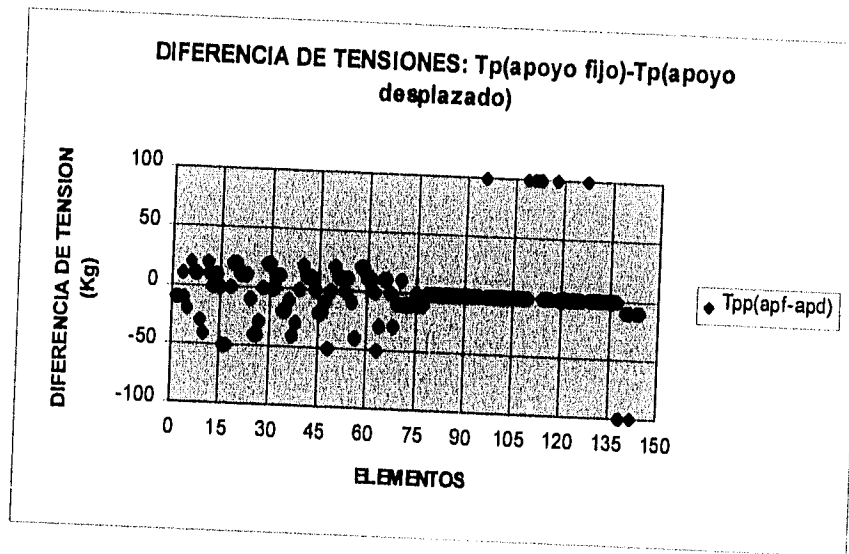


figura F.2. Diferencia de tensiones. Tensiones en los elementos cuando se tienen apoyos fijos menos las tensiones producidas con los apoyos desplazados.

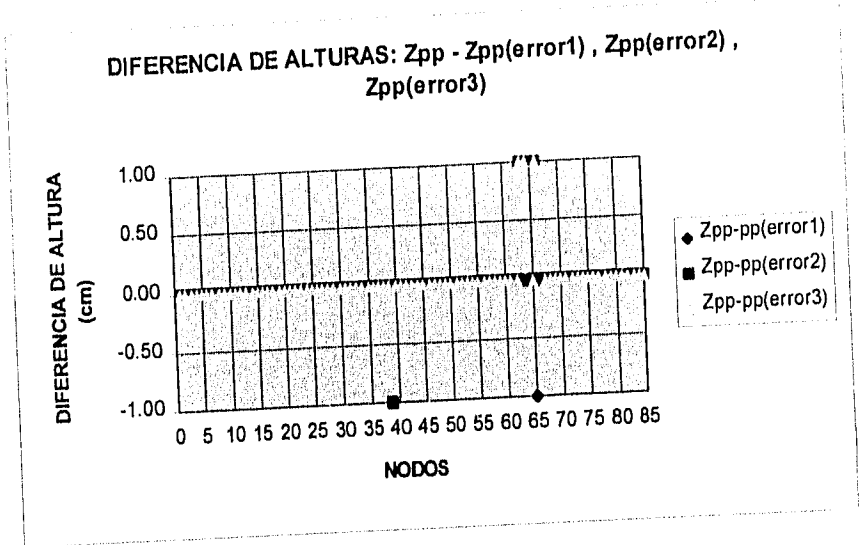


figura F.3. Diferencia de alturas, entre la topología producida por el peso propio, sin errores en el presforzado inicial, y considerando errores en el pretensado inicial.

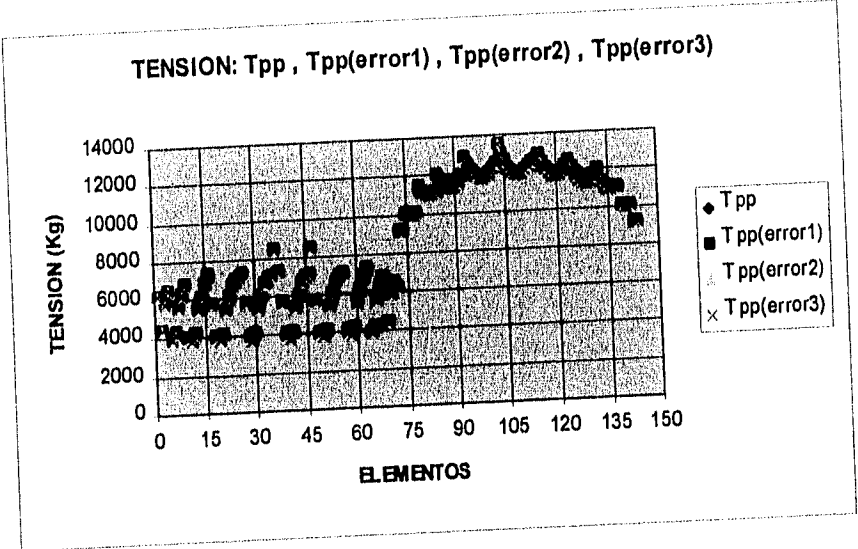


figura F.4. Tensiones cuando actúa el peso propio, sin error en el presfuerzo inicial y con tres tipos de errores en el pretensado inicial.

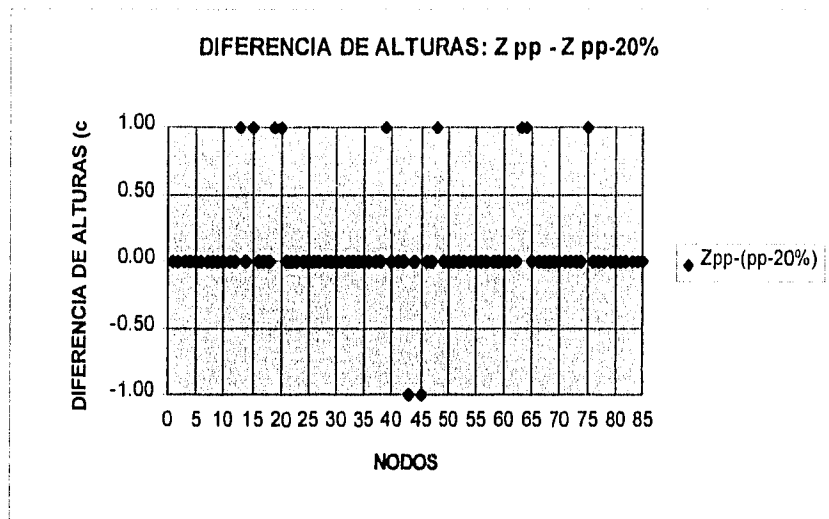


figura F.5. Diferencia de alturas de los nodos de la cubierta, entre la topología producida con presfuerzo inicial y la producida por la pérdida de 20% de dicho presfuerzo.

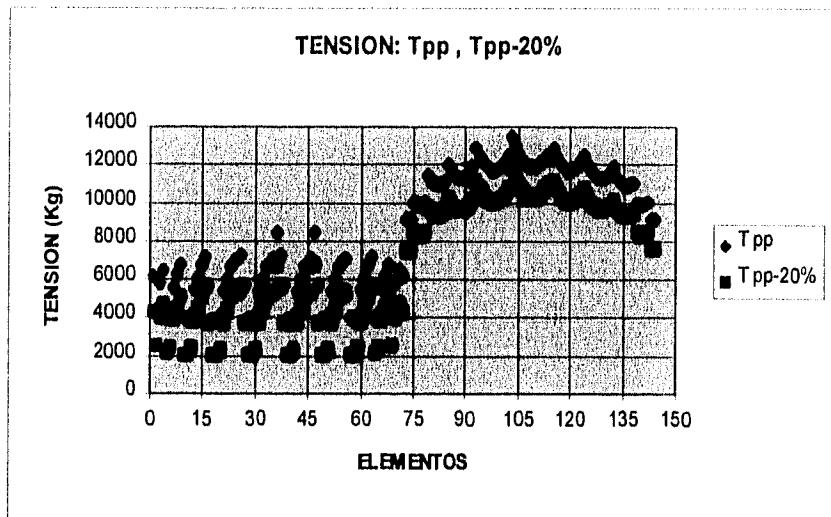


figura F.6. Diferencia entre las tensiones de los cables. Tensiones cuando actúa el presfuerzo inicial menos las tensiones cuando se ha perdido el 20% de esa fuerza.

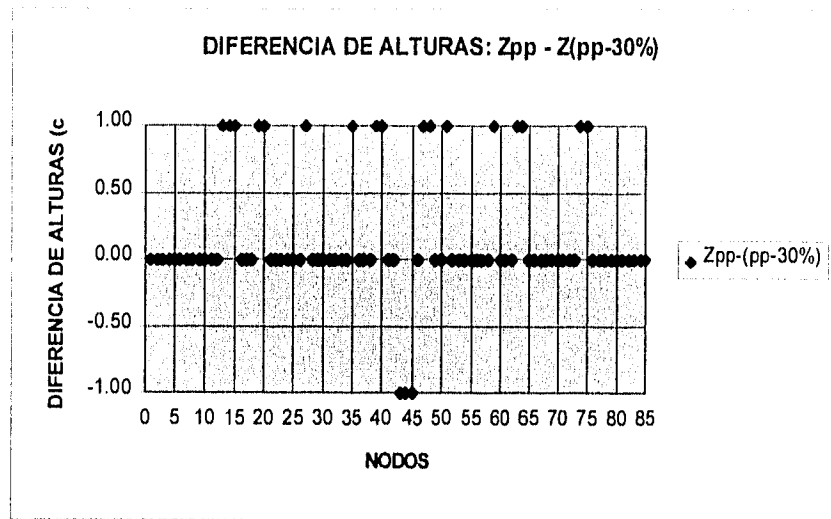


figura F.7. Diferencia de alturas de los nodos de la cubierta, entre la topología con presfuerzo inicial y la producida por la pérdida de 30% de dicho presfuerzo.

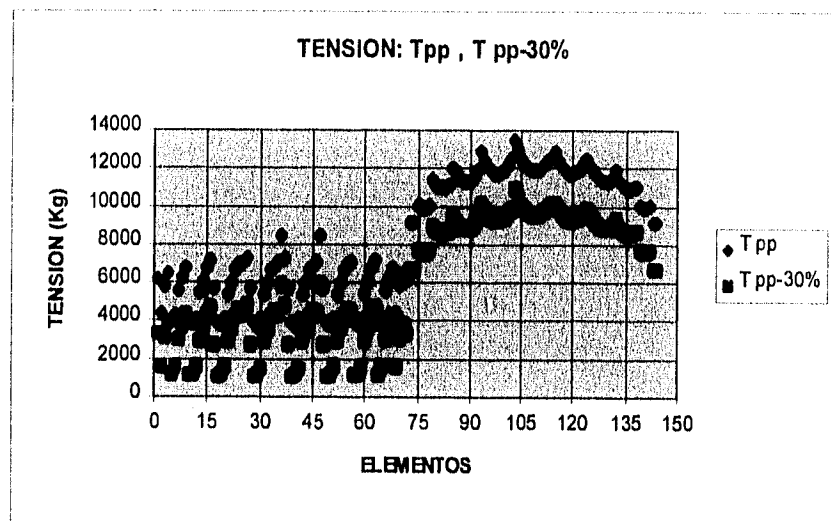


figura F.8. Diferencia entre las tensiones de los cables, cuando actúa el presfuerzo inicial y cuando se ha perdido el 30% de dicha fuerza.

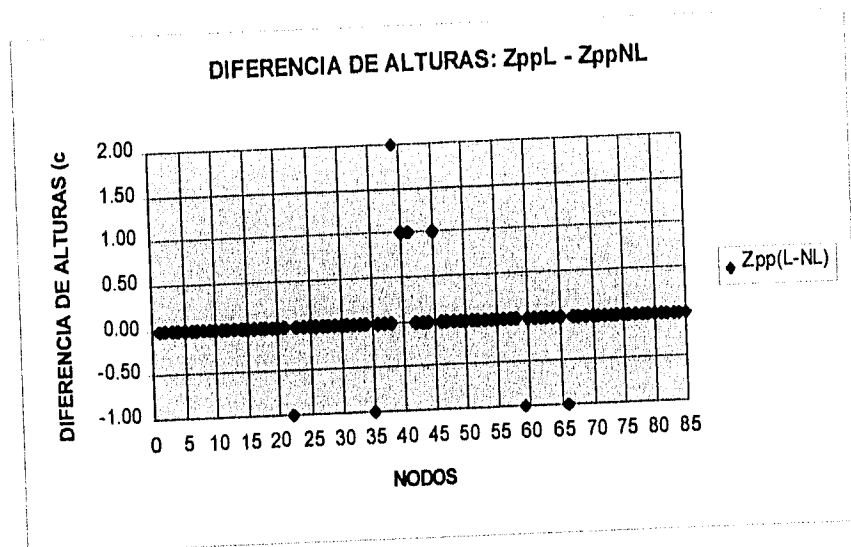


figura F.9. Diferencia de alturas de los nodos de la cubierta, entre el análisis lineal y el no-lineal, cuando actúa el peso propio

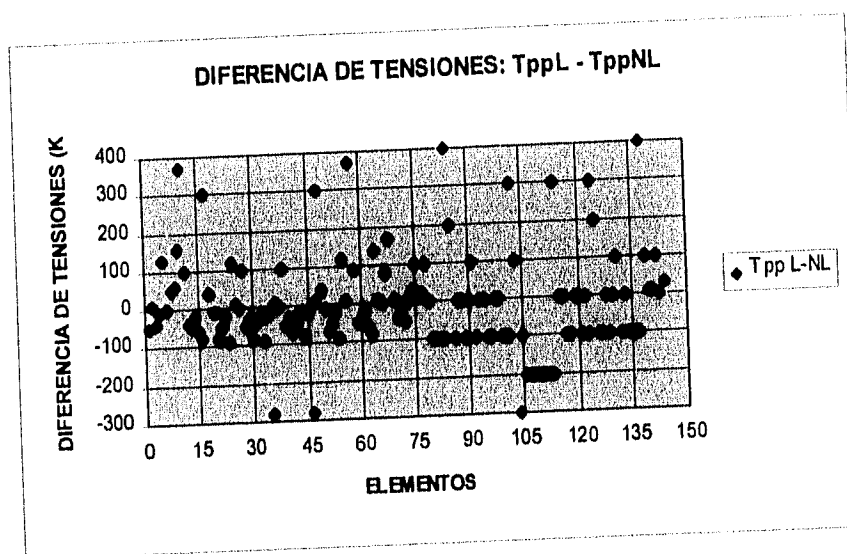


figura F.10. Diferencia de tensiones en los cables, considerando el análisis lineal menos el no-lineal, cuando actúa el peso propio.

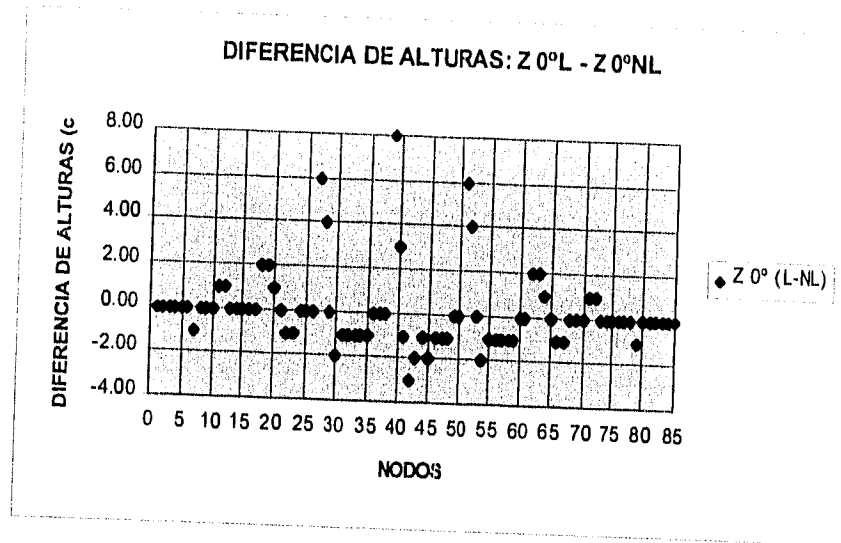


figura F.11. Diferencia de alturas de los nodos de la cubierta, entre el análisis lineal y el no-lineal, cuando actúa el viento a 0° .

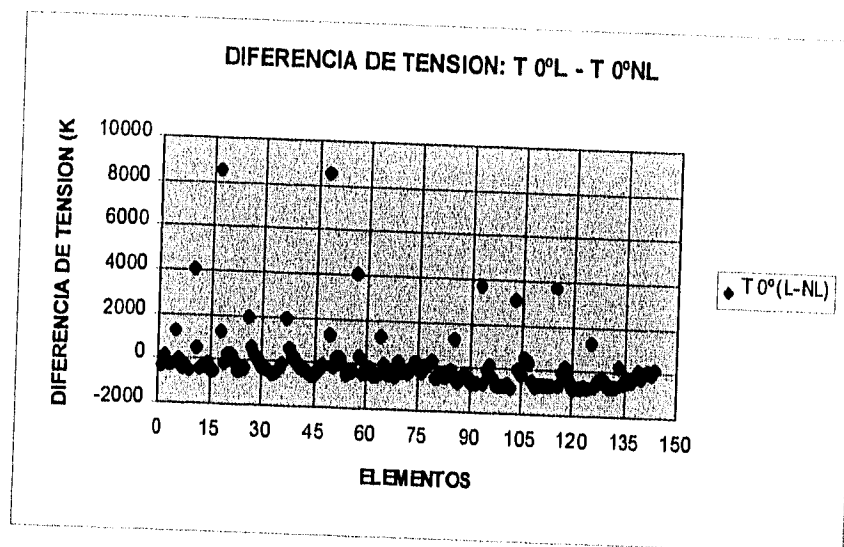


figura F.12. Diferencia de tensiones en los cables, considerando el análisis lineal menos el no-lineal, cuando actúa el viento a 0° .

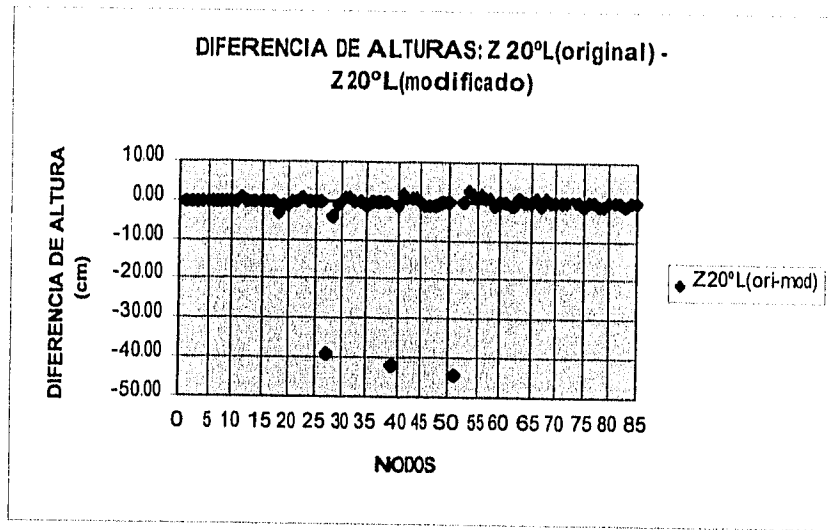


figura F.13 . Diferencia de alturas, entre las topologías producidas por la acción del viento a 20°, sobre la red inicial de cables y sobre la red modificada.

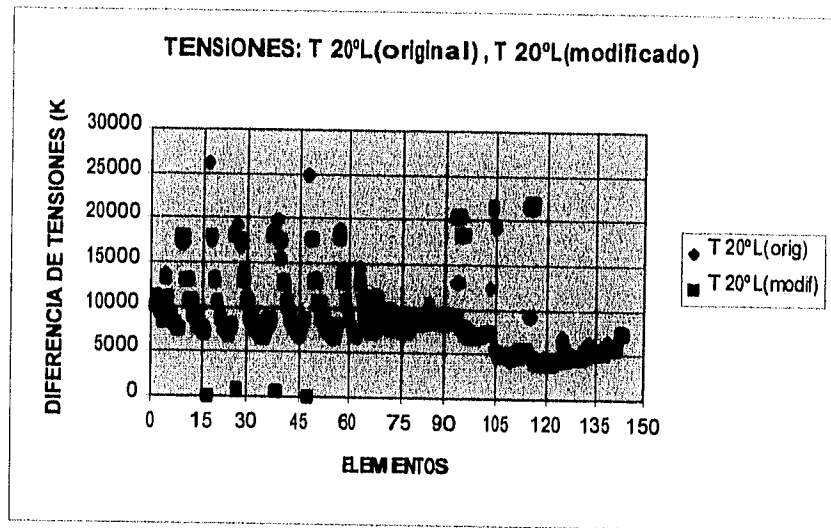


figura F.14 . Tensiones en los cables con la acción del viento a 20°, sobre la cubierta con todos los cables y sobre la cubierta con la red de cables modificada.

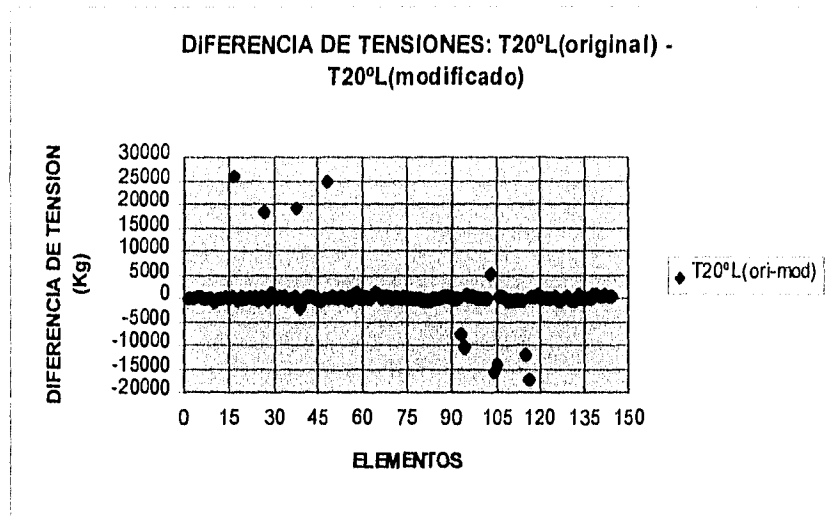


figura F.15. Diferencia de tensiones. Tensiones en la red original, menos tensiones en la red modificada, con el viento actuando a 20°.

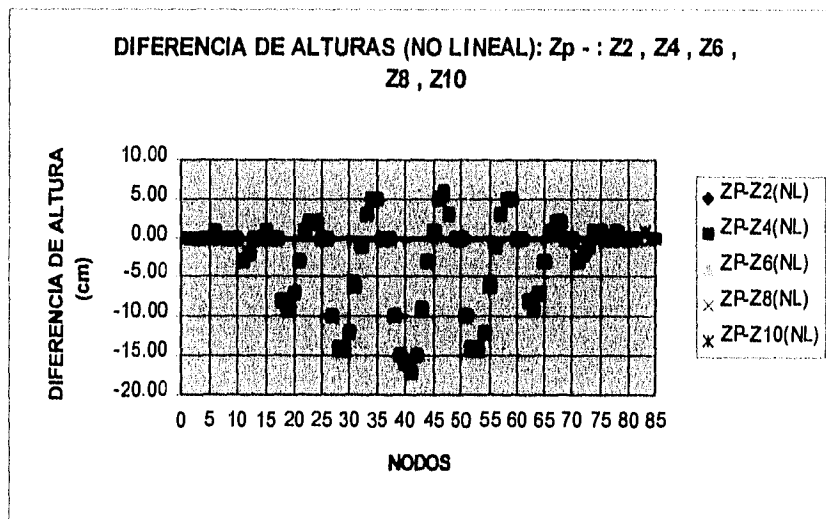


figura F.16. Diferencias entre las alturas producidas por la acción del peso propio menos las alturas resultantes de cada descarga del viento.

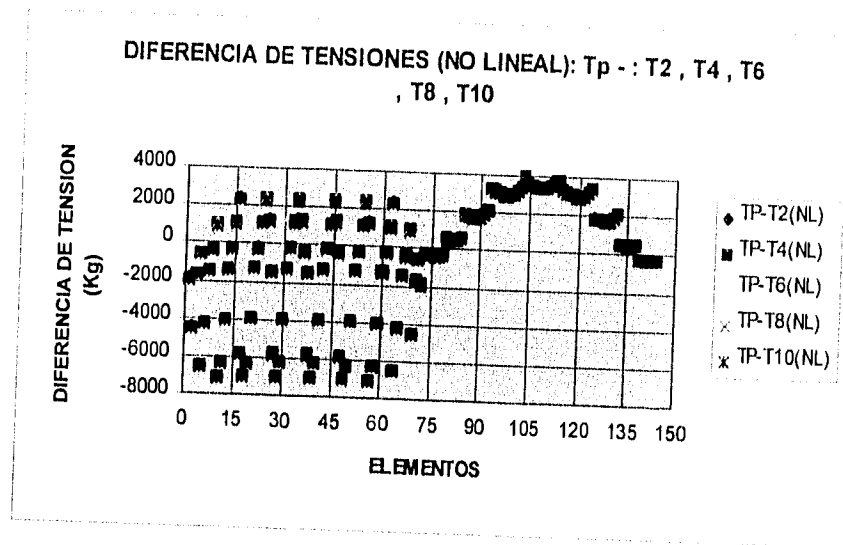


figura F.17. Diferencia entre las tensiones producidas por la acción del peso propio menos las tensiones producidas en cada descarga del viento.

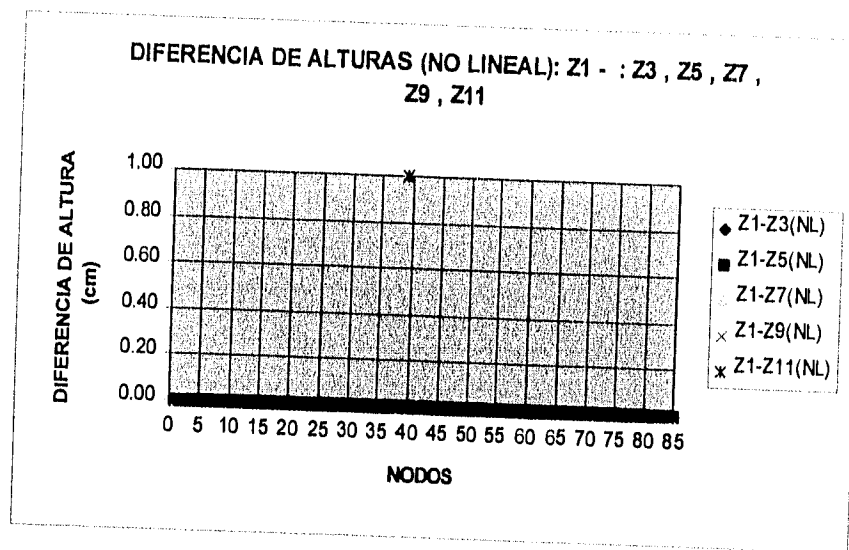


figura F.18. Diferencia entre las alturas producidas por la primera carga del viento menos las alturas producidas por cada carga posterior.

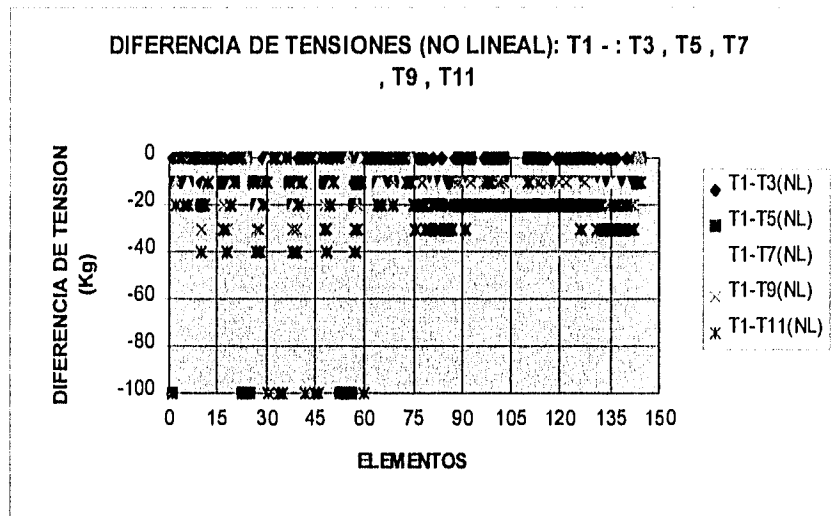


figura F.19. Diferencia entre las tensiones producidas por la primera carga del viento menos las tensiones producidas por las cargas posteriores.

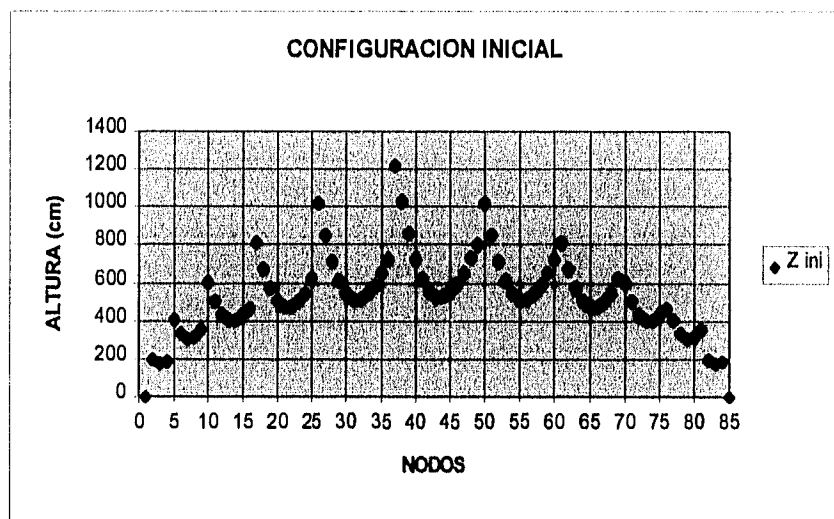


figura F.20. Alturas correspondientes a la configuración inicial de la cubierta, cuando actúa solamente el presfuerzo inicial.

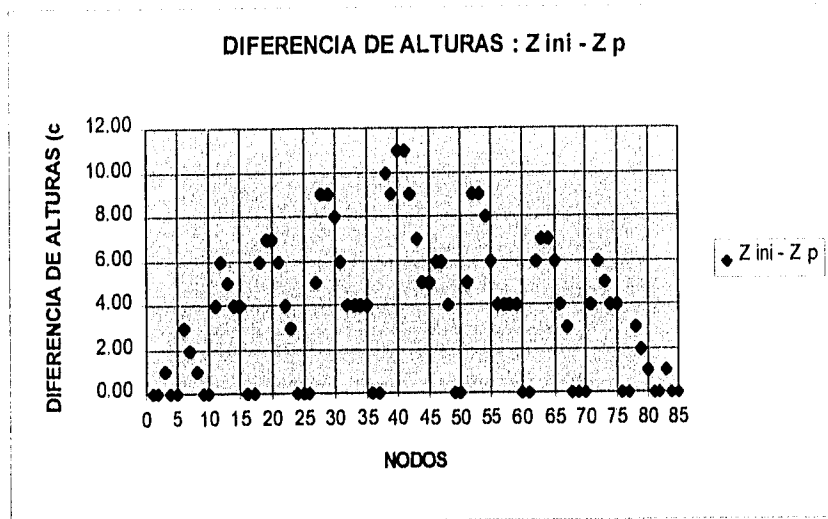


figura F.21. Diferencia de las alturas correspondientes a la configuración inicial menos las debidas a la acción del peso propio de la cubierta.

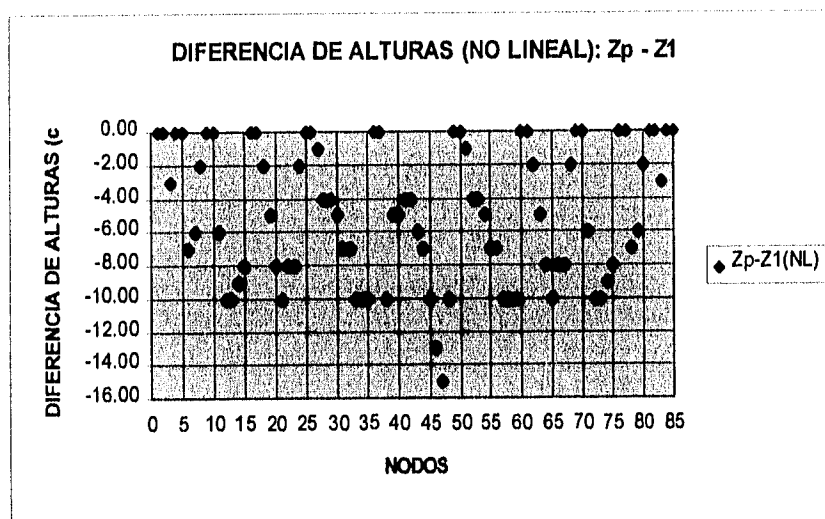


figura F.22. Diferencia de las alturas correspondientes a la configuración resultante de la acción del peso propio, menos las correspondientes a la topología producida por el primer ciclo de carga del viento.

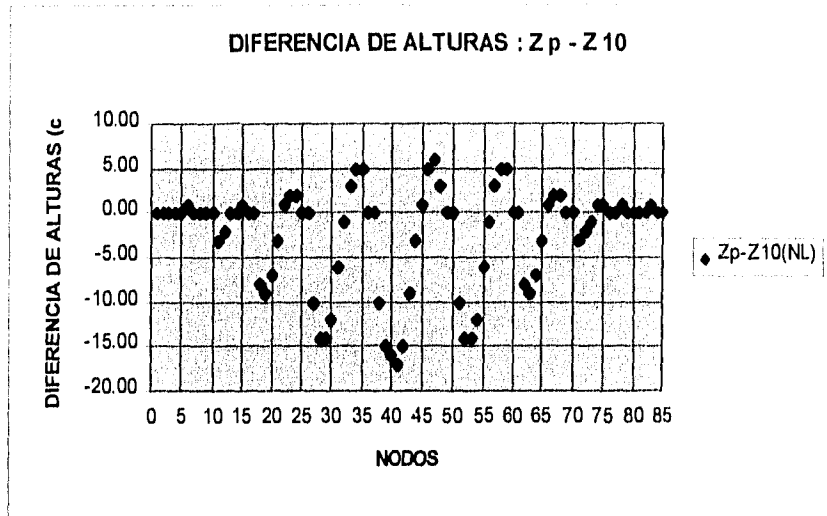


figura F.23. Diferencia de las alturas de los nodos, producidas por la acción del peso propio, menos las producidas por la última descarga del viento.

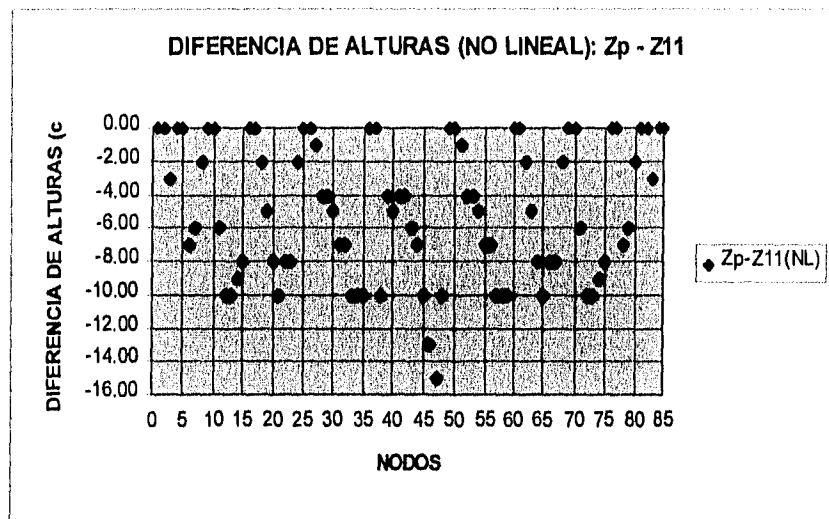


figura F.24. Diferencia de las alturas producidas por la acción del peso propio menos las producidas por la última carga del viento.

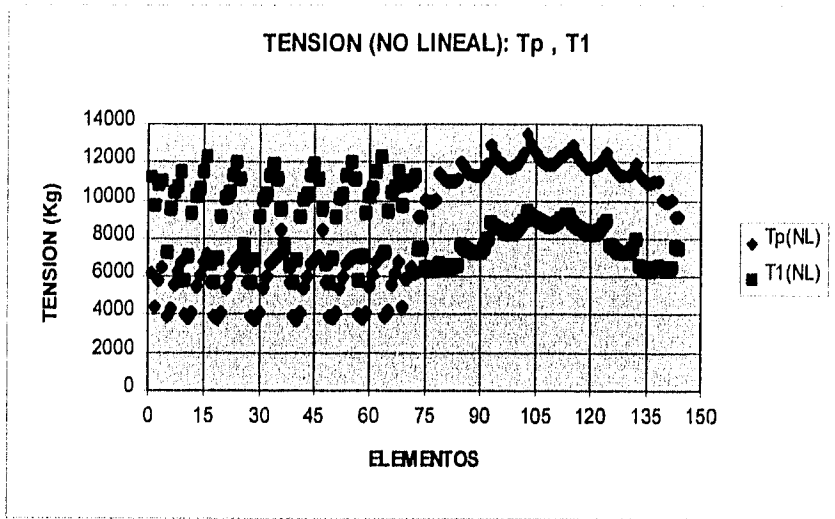


figura F.25 . Tensiones producidas por la acción del peso propio y por la primera carga del viento.

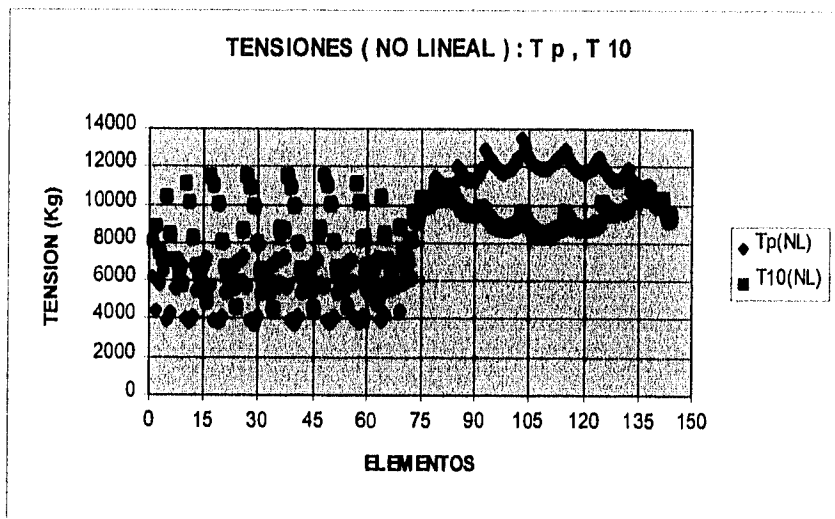


figura F.26 . Tensiones producidas por la acción del peso propio y por la última descarga del viento.

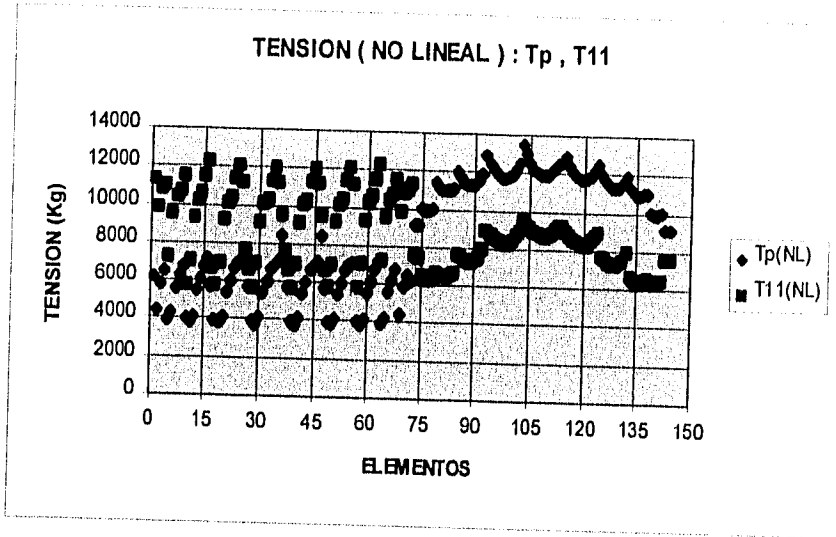


figura F.27. Tensiones debidas a la acción del peso propio y al último ciclo de carga del vicio.