

107 2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS Y DISEÑO DE UNA CUBIERTA DE GRAN CLARO SOPORTADA POR CABLES DE ACERO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :
AGUSTIN ORDUÑA BUSTAMANTE



MEXICO, D. F.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

JULIO 1990



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



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 está 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.

INDICE.

I. Introducción.....	1
I.1. Cacaxtla.....	1
I.2. No linealidad en estructuras de cables.....	5
II. Descripción de la estructura.....	16
II.1. Condicionantes y solución estructural.....	16
II.2. Descripción de la estructura.....	20
III. Análisis de cargas.....	39
III.1. Carga muerta.....	39
III.2. Carga viva.....	44
III.3. Sismo.....	50
III.4. Viento.....	54
IV. Análisis estructural de una de las armaduras de cable....	61
IV.1. Aspectos teóricos del análisis no-lineal geométrico.	61
IV.2. Modelo matemático de la estructura para análisis....	71
IV.3. Resultados del análisis.....	80
V. Diseño de detalles y conexiones.....	113
V.1. Revisión de secciones de elementos principales.....	113
V.2. Detalles y conexiones.....	124
VI. Proceso constructivo.....	145
VII. Recomendaciones para el mantenimiento de las estructuras.....	148
VII.1. Antecedentes.....	148
VII.2. Operaciones de inspección y mantenimiento recomendadas.....	150

VIII. Conclusiones.....	153
Referencias.....	159

I. INTRODUCCION.

La zona arqueológica de Cacaxtla se encuentra ubicada a 113 km de la Ciudad de México y aproximadamente a 1 km al noroeste del pueblo de San Miguel del Milagro, en el municipio de Nativitas del Estado de Tlaxcala. Las pinturas murales halladas en este lugar, tienen gran importancia gracias a que son, tal vez, las mejor conservadas que se han encontrado hasta ahora en lo que se conoce como Mesoamérica. Las construcciones prehispánicas de Cacaxtla utilizan el adobe y el tepetate, entre otros materiales, por lo que estaban siendo destruidas por la acción de los agentes climáticos como el sol, el viento y la lluvia. El Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) consideró, por este motivo, necesario proteger las ruinas y pinturas por medio de una cubierta. El sistema estructural desarrollado para esta cubierta, su análisis, diseño y construcción son los temas a tratar en el presente trabajo.

I.1. Cacaxtla.

Antes se mencionarán otros asuntos no menos interesantes ni ajenos a este fin: Los habitantes de Cacaxtla eran un grupo, entre los varios que se asentaron principalmente en los cerros localizados entre los ríos Atoyac y Zahuapan, en lo que hoy es el suroeste del Estado de Tlaxcala. Algunos de los sitios arqueoló-

gicos que corresponden a estos grupos son: Tenanyecac, Huilacapistco, Xochitecatl, Cacaxtla, Alcoyo, Atlachino y Mixco. En la época prehispánica, ésta región presentaba características ambientales favorables para los asentamientos humanos. Una ciénega al sur y la laguna del Rosario al norte de Cacaxtla, proveían, además de agua, de una serie de elementos necesarios para la supervivencia (caza, pesca, agricultura, etc.). Además la altura de los cerros proporcionaba una amplia visibilidad que constituía una gran ventaja defensiva. Los asentamientos humanos en Cacaxtla abarcan desde el año 400 dC hasta 1000-1100 dC, aproximadamente, con una Época de apogeo entre 700 dC y 900 dC. Sus pobladores fueron un grupo triétnico formado por nahuas, mixtecos y chocho-popolacas, denominado olmeca-xicalanca; "olmeca", habitante de la región del hule y "xicalanca" (de Xicalanco en Campeche), lugar de jícaras o jicareros. Para algunos autores, el nombre indica el origen del grupo (las costas del Golfo de México), y otros opinan que fueron ellos los que, en su éxodo final, fundaron Xicalanco. Esta y otras incógnitas plantea éste grupo, que ocupó el valle poblano-tlaxcalteca por lo menos durante cinco siglos, y se espera que el estudio de los vestigios encontrados en Cacaxtla, arroje algunas luces sobre ellas.

Las construcciones de Cacaxtla presentan algunos elementos arquitectónicos constantes a lo largo de su ocupación, que únicamente se adaptan a los nuevos materiales. Los materiales constructivos empleados en Cacaxtla son el tepetate, la piedra, la arena, la cal, y en épocas más tardías el adobe sustituye al

tepetate. "La gran mayoría de los edificios de Cacaxtla tenían al frente una serie de pilares que, por lo general, formaban parte del pórtico, y cuya función era la de sostener las vigas de la techumbre y la de separar espacios arquitectónicos"⁽¹⁾. La disposición de los edificios alrededor de patios, es semejante a la empleada en Teotihuacan lo que, aunado a las piezas de cerámica encontradas, pone de manifiesto la existencia de relaciones entre estos dos grupos. Los principales conjuntos arquitectónicos en Cacaxtla se encuentran sobre grandes plataformas y son: el Gran Basamento (cubierto actualmente por la estructura de cables), la Plaza de las Tres Pirámides y Los Cerritos.

El Gran Basamento tenía muy probablemente una función religiosa. Hipótesis respaldada por el hallazgo de los restos de 100 cuerpos: 97 de niños y 3 de adultos, enterrados con ofrendas y sacrificados, tal vez, en honor de Tláloc. También porque algunos de los 13 murales encontrados, tienen por personajes a sacerdotes y otros elementos rituales.

Los murales fueron pintados sobre el adobe o tepetate de los muros con las técnicas al temple (pintura y agua) y al fresco (pintura sobre una capa de cal), que los hace susceptibles a sufrir daños. Tal vez el mural más importante por su tamaño (22 m de largo), su excelente estado de conservación y por estar casi completo es el de La Batalla. Encontrado al remover un talud que lo ocultaba, sobre una plataforma estucada, a ambos lados de una pequeña escalera central. "Caracterizan a este mural la profusión y proximidad de las figuras, la complejidad de la composición, el

(1) referencia 1.

movimiento de los personajes y el sorprendente realismo con el cual se presenta un por demás cruento y devastador combate. Dos poco homogéneos bandos se distinguen en esta batalla. Con vigoroso trazo se muestran, trenzados en mortal encuentro, personajes que portan atributos de jaguar (vencedores) contra el bando de los que llevan tocados de ave (vencidos y sacrificados)⁽¹⁾. Otros murales son: el de un personaje ataviado con yelmo, alas y garras de ave, con el cuerpo pintado totalmente de negro; uno que aparece en posición de danza y que abraza a un gran caracol del que sale un hombrecillo con pelo colorado; otro más que muestra a una figura cubierta con una piel de jaguar y con un tocado formado por el cráneo de un animal fantástico; el de una planta de maíz con cabecillas humanas en lugar de mazorcas; y el hallado más recientemente que muestra a un animal fantástico con cabeza de felino -probablemente un jaguar-, y cuerpo constituido por un enorme caparazón de tortuga.⁽²⁾ Todos los murales presentan una fuerte influencia maya que contrasta con los elementos propios de la cultura teotihuacana también presentes en los murales y en la arquitectura. Algunos autores intentan explicar esta diversidad de influencias culturales afirmando que Cacaxtla era un punto de reunión de comerciantes que viajaban del altiplano a la península y viceversa.⁽³⁾

Con el fin de proteger estas ruinas prehispánicas consideradas Patrimonio Cultural del Mundo, y que estaban siendo destruidas por los agentes climáticos, el INAH consideró necesario colocar algún tipo de cubierta sobre ellas. Dadas algunas limitantes

(1) referencia 1.

(2) ref. 2.

(3) ref. 6.

de carácter estructural y constructivo, que se comentan en el capítulo siguiente, se llegó a proponer una estructuración a base de marcos formados por columnas de acero y armaduras de cable que salvan un claro de 72 m (ver figura I.1.). Una descripción algo detallada de la estructura también se encuentra en el capítulo II; sin embargo, cabe mencionar aquí un problema relacionado con el análisis de estructuras de cables.

1.2. No linealidad en estructuras de cables.

Los métodos de análisis comunes parten de la hipótesis de que los desplazamientos sufridos por una estructura al ser sometida a un cierto sistema de cargas, son muy pequeños comparados con las dimensiones de la misma. Por lo tanto es válido plantear las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones de la estructura cargada y deformada, en función de la geometría de la estructura indeformada y descargada, es decir, que se pueden despreciar las deformaciones al plantear dichas ecuaciones. Esto conduce a un error que, en la mayoría de los casos es despreciable, pero en estructuras muy flexibles puede ser de importancia; y éste es el caso de la mayoría de las formadas a base de cables, y en general, de aquellas cuyos elementos trabajan exclusivamente a fuerza axial.

Las pequeñas dimensiones transversales de los cables, que dan momentos de inercia y radios de giro despreciables, hacen que éstos sean incapaces de transmitir momentos flexionantes y fuer-

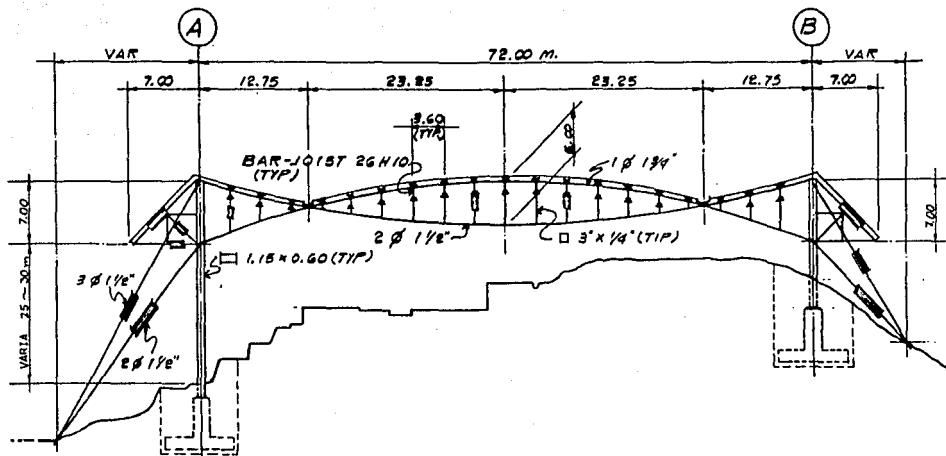


Fig. I.1. Sección transversal típica.

zas axiales de compresión, por lo que únicamente pueden trabajar a tensión.

Al cambiar las relaciones entre fuerza en los extremos de los miembros y desplazamiento de los nudos de una estructura conforme cambia su geometría, y al ser estos cambios de forma de una magnitud tal, que las relaciones fuerza-desplazamiento se alteran significativamente, la matriz de rigideces de la estructura dependerá de la forma de ésta, e irá variando con cada incremento de carga; es decir, la estructura no tiene una rigidez constante, presenta un comportamiento "no-lineal geométrico". Existe otro tipo de comportamiento no lineal, que se presenta cuando la relación esfuerzo-deformación del material con el que está hecha la estructura es, a su vez, no-lineal y/o de tipo inelástico. Como el acero presenta un comportamiento elástico-lineal en el rango de esfuerzos de trabajo comunes, este tipo de no-linealidad es irrelevante en este caso particular.

Cabe mencionar que en estructuras de cable, los desplazamientos a los que se refiere el párrafo anterior, pueden ser producidos por deformaciones importantes de los miembros, así como por cambios en el patrón de cargas aplicado⁽⁴⁾. La figura I.2.a), muestra un cable de 15.2 m de longitud, sujeto a dos cargas de 8.0 ton en los tercios del claro de 14.4 m. Se desprecian los cambios en la longitud del cable, y su peso propio. La forma del cable producida por esta primera condición de carga y las tensiones en cada tramo de cable se muestran en la misma figura. Para un segundo caso de carga, que consiste en aplicar

(4) ref. 8.

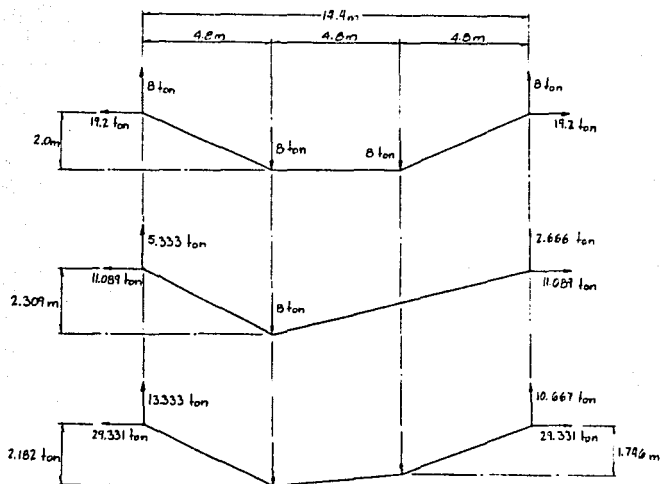


Fig. I.2. No linealidad por cambios de forma debidos a diferentes patrones de carga.

Tabla I.1. Fuerzas para la figura I.2.c)

Tramo de cable	AB	BC	CD
Fuerza superpuesta (lineal) (ton)	33.105	30.605	32.205
Fuerza real (ton)	32.220	29.452	31.211
Error (%)	2.7	3.9	3.2

una sola de las fuerzas del caso anterior (la del punto B), la figura I.2.b) muestra la forma del cable y las tensiones en cada tramo del mismo. Por último, sumando los dos casos de carga anteriores, en la figura I.2.c) aparece el mismo cable con 16.0 ton y 8.0 ton aplicadas en los puntos B y C respectivamente, que producen flechas de 2.182 m en B y 1.746 m en C. La forma que adquiere el cable en cada caso, es la única que satisface las condiciones de equilibrio para el sistema de carga aplicado y dada la longitud constante del cable. Obsérvese que la forma adquirida por el cable es bastante diferente en cada caso de carga.

Si se quisiera aplicar el principio de superposición de causas y efectos de la teoría elástica clásica, y obtener las fuerzas en el cable para la tercera condición de carga, sumando las tensiones en cada tramo de los dos primeros casos, se cometería un error, ya que se estarían empleando formas diferentes del cable. Aunque en este caso el error es pequeño, podría llegar a ser importante en otros.

En el ejemplo anterior, la no-linealidad es producida por cambios significativos de la forma al cambiar los patrones de carga aplicados. Este efecto es producto de la falta de rigidez a la flexión del cable, ya que se supone que no tiene deformaciones axiales. En realidad la mayoría de los cables se alargan bastante, debido a que sus resistencias (y por lo tanto los esfuerzos utilizables) son bastante mayores y sus módulos de elasticidad

bastante menores que los del acero estructural empleado en miembros a tensión.

En la figura I.3., se estudia un cable de peso despreciable que salva un claro de 20.0 m con una carga concentrada P en el centro (fig. I.3.a). Primero se consideran una flecha (f_0) y tensión (T_0) iniciales nulas y se obtienen gráficas del comportamiento del cable (figs. I.3.b) y c)) para diferentes rigideces a tensión (productos EA). Después se estudia el caso en que la tensión inicial (T_0) es nula y la rigidez axial vale $EA=6084$ ton ($\phi=1"$ y $E=1.2E6$ kg/cm²), con diferentes flechas iniciales f_0 (figs. I.3.d) y e)). Por último, con la misma rigidez y una flecha inicial nula, se estudia el caso en que la tensión inicial en el cable es variable (figs. I.3.f) y g)). En estas gráficas, T es la tensión en el cable al aplicarle la carga P y f es la flecha a partir de la posición inicial del cable. En ellas se puede apreciar claramente el comportamiento no-lineal del cable, sobre todo en las gráficas carga-flecha (figs. I.3.c), e) y g)).

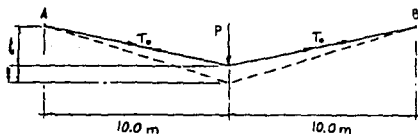


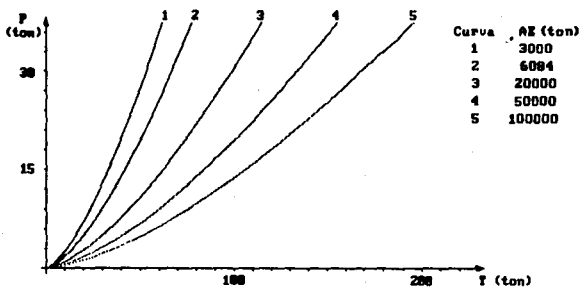
Fig. I.3. a) Comportamiento de un cable simple

b) GRAFICA P-T

$f_0=0$

$T_0=0$

AE=3000, 6084, 20000, 50000, 100000 ton

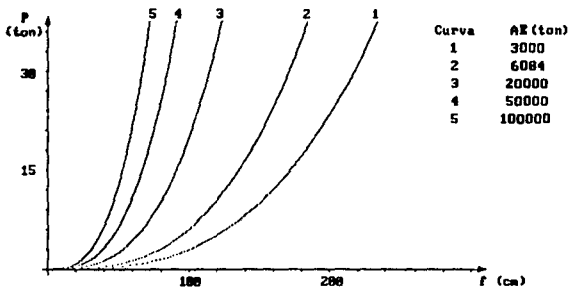


c) GRAFICA P-f

$f_0=0$

$T_0=0$

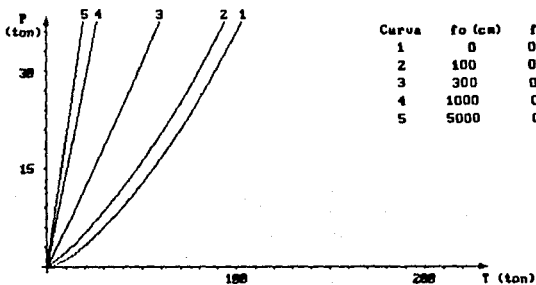
AE=3000, 6084, 20000, 50000, 100000 ton



d) GRAFICA P-T

$f_0=0, 100, 300, 1000, 5000$ cm $T_0=0$

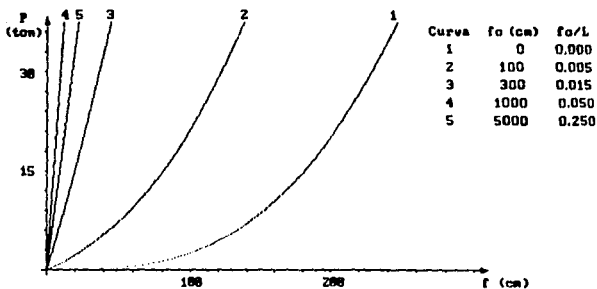
AE=6884 ton



e) GRAFICA P-f

$f_0=0, 100, 300, 1000, 5000$ cm $T_0=0$

AE=6884 ton

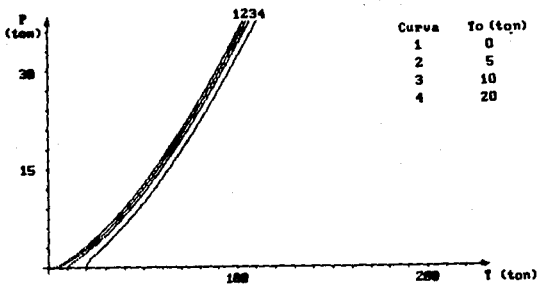


f) GRAFICA P-T

f₀=0

T₀=0,5,10,20 ton

AR=6884 ton

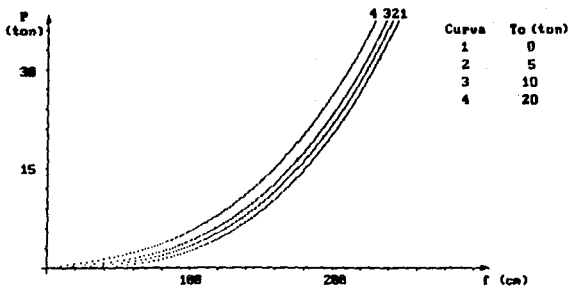


g) GRAFICA P-f

f₀=0

T₀=0,5,10,20 ton

AR=6884 ton



Se puede ver también que el comportamiento no-lineal es más pronunciado para relaciones flecha/claro pequeñas (figs. I.3.d y e)), y que para valores altos de esta relación, se podría suponer un comportamiento lineal sin mucho error. Aunque para este cable simple no parece ser significativo, Krishna⁽⁵⁾ menciona que la no-linealidad es más pronunciada en estructuras de cubiertas donde los cables no están pretensados. También es interesante notar que la tensión inicial del cable no tiene una influencia en su comportamiento tan marcada como la rigidez o la flecha inicial.

Es evidente que en un cable sometido únicamente a cargas gravitacionales, la componente horizontal H de la tensión es constante a lo largo de todo el cable. Un aspecto interesante del comportamiento de un cable simple se presenta al hacer una analogía con una viga simplemente apoyada (figura I.4.). Sumando momentos en un punto x cualquiera del cable, cuyos extremos están sujetos en los puntos A y B, se tiene:

$$M_x = M_{ex} - H \cdot z$$

siendo M_{ex} el momento flexionante en x correspondiente a una viga simplemente apoyada del mismo claro y con el mismo sistema de cargas; pero, como el cable no resiste momentos: $M_x = 0$ y:

$$z = M_{ex} / H \dots \dots \dots \text{ec. I.1.}$$

(5) ref.7.

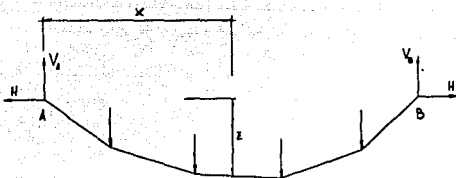


fig. I.4. Forma de un cable.

esta ecuación indica que la curva que describe un cable es proporcional, es decir, tiene la misma forma, que el diagrama de momentos flexionantes de la viga simplemente apoyada.

En los ejemplos anteriores se ha despreciado el peso propio de los cables; de allí que al cargarlos con fuerzas concentradas, se deformen a lo largo de líneas rectas. Si se aplica una carga uniformemente repartida en la proyección horizontal del cable, éste describirá una parábola. El peso propio de un cable está uniformemente repartido a lo largo de su longitud, tomando en cuenta esto, se pueden obtener expresiones que definen la curva (llamada catenaria) que describe un cable bajo su propio peso. Sin embargo, estas expresiones son bastante complicadas, y el error introducido al considerar el peso repartido en la proyección horizontal del cable es tan pequeño para relaciones flecha/claro comunes, que justifica el empleo de ecuaciones mucho más sencillas.

II. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.

II.1. Condicionantes y solución estructural.

Dado que el objetivo de la cubierta es proteger las ruinas, la solución elegida debe ser tal, que ni durante su montaje, ni durante su trabajo estructural, afecte a las construcciones prehispánicas. Esto conduce a una serie de limitantes de tipo constructivo y estructural.

II.1.1. Limitantes:

No es posible colocar columnas dentro del área donde se encuentran las estructuras prehispánicas más importantes, y donde se seguirán realizando exploraciones, que requieren de grandes espacios libres. Esto elimina la posibilidad de colocar una serie de cobertizos parciales y conduce a la necesidad de considerar soluciones estructurales con grandes claros. Sin embargo, si se considera que el costo de una estructura es aproximadamente proporcional al cuadrado del claro, se ve que debe haber un equilibrio entre claro y costo. Es necesario entonces, reconciliar estos dos parámetros y escoger un claro tal, que la estructura cumpla satisfactoriamente con su objetivo y que su costo sea accesible.

El peligro de dañar las construcciones prehispánicas, impide la utilización de cualquier soporte temporal que descargue sobre el sitio, para montar alguna estructura de gran claro, como marcos rígidos, armaduras espaciales y, en general, cualquier estructura que requiera de este tipo de soporte.

La estrecha vía de acceso existente al sitio, la imposibilidad de abrir nuevos caminos y de construir plataformas para la operación de grúas (ya que se encuentran vestigios en una amplia zona alrededor del Gran Basamento), limitan el tamaño y el peso de los miembros estructurales que se pueden transportar y montar en el lugar.

Los equipos y las cuadrillas para el montaje, deben reducir al mínimo su circulación sobre las ruinas, o en lo posible eliminarla.

El INAH se encarga de hacer las exploraciones iniciales en las excavaciones requeridas para cimentar la estructura, en lo que se llama rescate arqueológico. Estas excavaciones se hacen a mano para evitar dañar cualquier estructura existente en el terreno. Los vestigios encontrados durante las excavaciones deben ser registrados y recuperados por el INAH.

En resumen: se requiere una estructura de gran claro; que no necesite soporte temporal durante su montaje; cuyo proceso constructivo evite en lo posible la circulación de personal y de equipos sobre las ruinas y con limitaciones en los tamaños y

pesos máximos de los elementos estructurales que se pueden transportar y montar.

II.1.2. Solución estructural.

El sistema estructural desarrollado, tomando en cuenta las limitantes mencionadas arriba, consiste en colocar columnas de acero en los taludes del promontorio, con armaduras de cable salvando el claro entre columnas y sirviendo como base a una cubierta de lámina metálica (ver fig. II.1.). De esta manera, quedan excluidas las columnas del área de ruinas y los cables pueden ser colocados sin necesidad de tocar las construcciones prehispánicas, ni colocar soportes temporales, además de que, una vez montadas las armaduras, ellas mismas sirven como obra falsa para colocar la cubierta. Para tomar las cargas laterales de viento o sismo, y para balancear las tensiones de los cables de armadura, evitando un gran momento flexionante en las columnas, se ligan éstas a la cimentación por medio de cables de retenida anclados fuera del montículo. La cubierta se completa con dos faldones laterales en voladizo a 45° en ambos lados de la estructura y con claro de 7 m.

Tomando en cuenta lo mencionado en II.1.1. y de común acuerdo con el INAH (y su presupuesto), se estableció que las armaduras tendrían un claro de 72 m y estarían separadas 12 m una de otra. Dos cables de curvaturas opuestas separados por puntales, forman las armaduras; esta disposición surge de la necesidad de

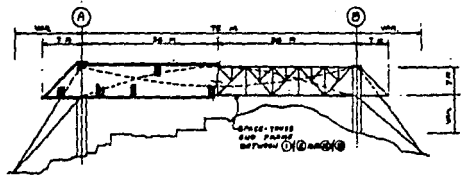
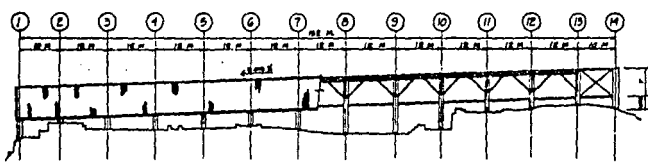
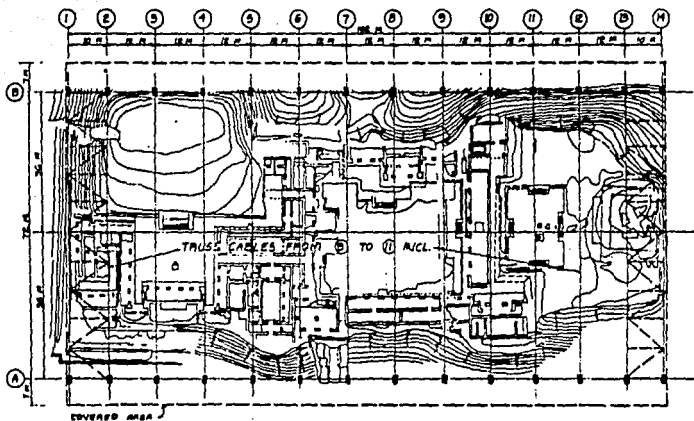


Figura 11.1. Solución Estructural

contar con un cable en forma de catenaria para tomar las cargas gravitacionales y un segundo cable con curvatura invertida para transmitir las succiones producidas por el viento. La forma de las armaduras, con los cables cruzándose en dos puntos, reduce la longitud de las columnas proporcionando una altura libre adecuada en el interior. Siguiendo la forma del terreno, la estructura tiene una pendiente de 3.257% en el sentido longitudinal de la misma.

II.2. Descripción de la estructura.

La estructura consta de diez armaduras de cable de 72 m de claro y espaciadas a cada 12 m. En cada extremo hay dos marcos rígidos separados 10 m uno de otro con el mismo claro. Las trabes de estos marcos son armaduras que están unidas entre sí formando a su vez, armaduras tridimensionales de 72 m de claro, 10 m de ancho y 7 m de peralte. La función principal de estas armaduras es proporcionar resistencia a la acción del viento en el sentido longitudinal de la estructura en cada extremo de la misma; también sirven para proporcionar unión lateral a las armaduras de cable para prevenir que durante el montaje se salgan de su plano torciéndose, lo que implica que deben construirse antes que éstas.

Las columnas son de sección cajón de 1.15x0.53 m (fig. II.2.) formadas por cuatro placas de acero soldadas y cuya altura varía entre 22 m y 30 m dependiendo de su localización.

Las dimensiones relativamente grandes de la sección transversal se justifican por las longitudes también grandes, de manera que se tienen relaciones de esbeltez adecuadas. Las columnas están cimentadas con zapatas de 4.0x4.5 m. Los extremos de los cables de las armaduras se anclan a las columnas en los puntos A y B (ver fig. II.3.), y de esos mismos puntos, otros cables inclinados (retenidas) en el mismo plano de la armadura, atan a las columnas con unas pilas en los puntos C. Estas pilas deben transmitir al suelo una reacción horizontal importante, por ello tienen una forma un poco especial (fig. II.4.). Están formadas por una pila de 0.80 m de diámetro y 6.60 m de longitud, ensanchada en su base hasta un diámetro de 2.40 m; de esta pila salen dos "alas" que forman un muro vertical de 3.0 m de profundidad por 7.5 m de ancho. La función de la campana inferior es la de tomar las componentes verticales de tracción y las alas toman la reacción horizontal.

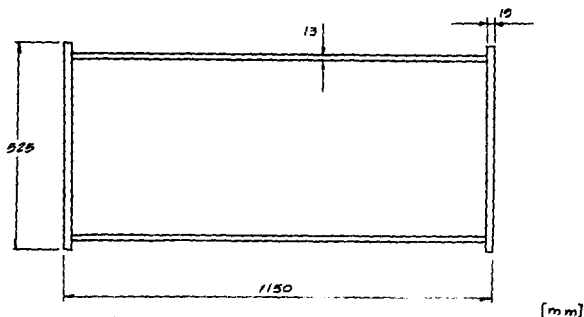


Figura II. 2 Sección Transversal de Columnas.

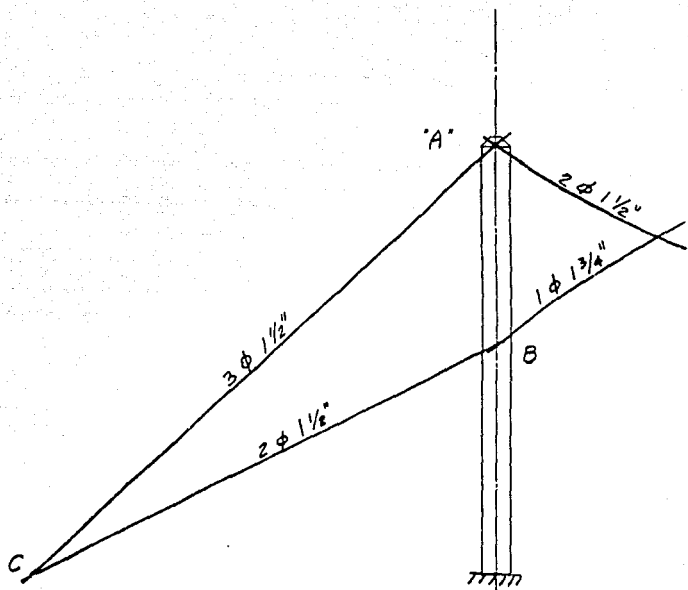


Figura 11.3. Cables de Retenidas

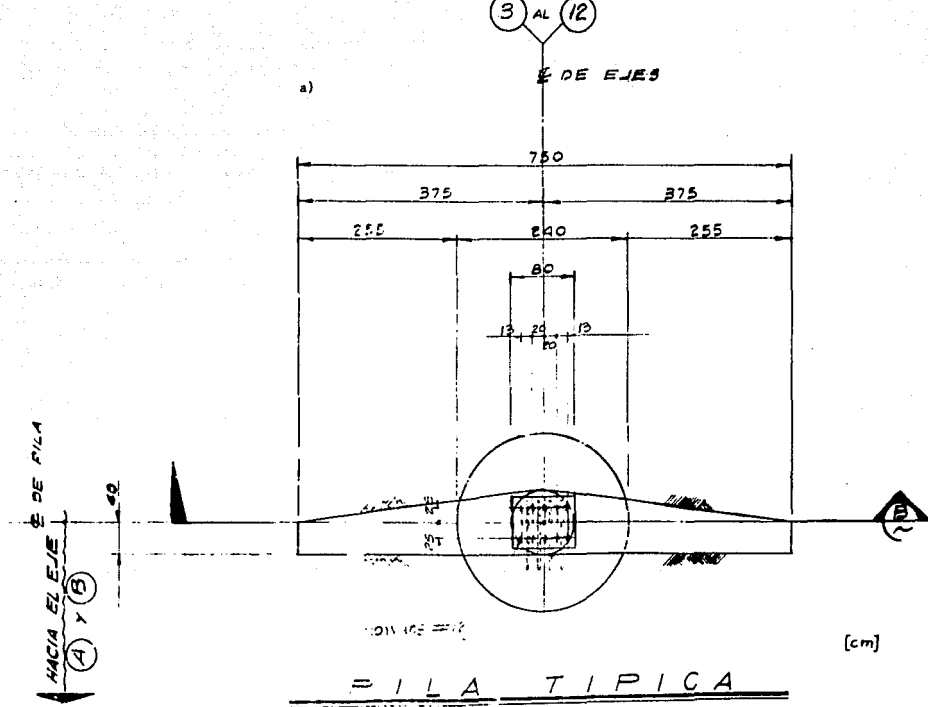


Figura II. 4.

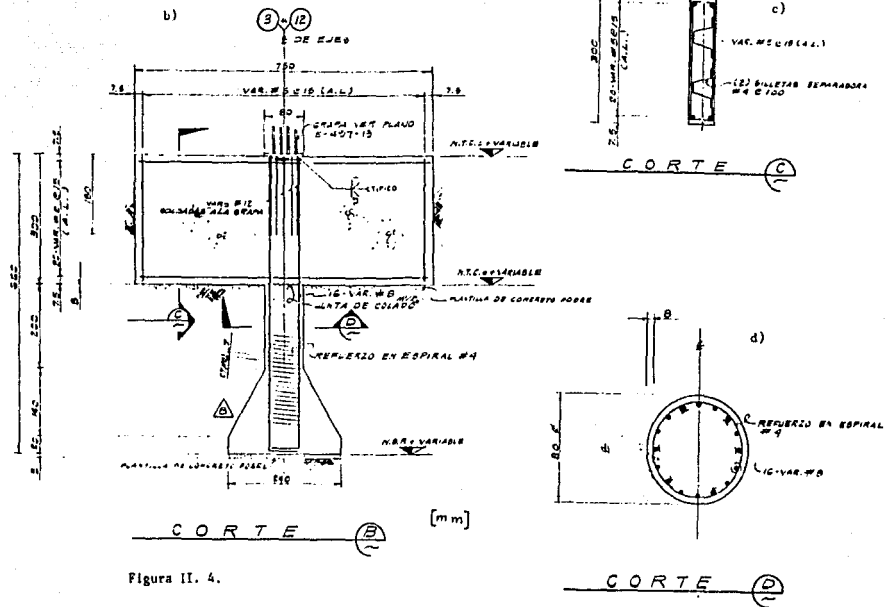


Figura II. 4.

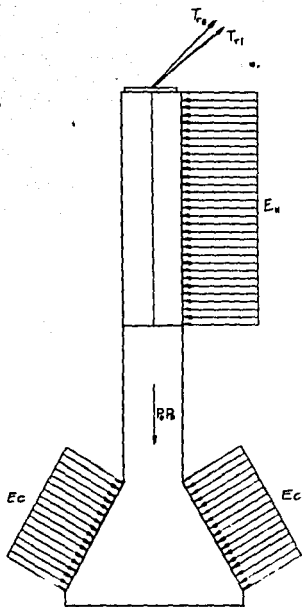


Figura II.4 e) Digrana de cuerpo libre de la pila.

Las retenidas están formadas por cables de 38 mm (1 1/2") de diámetro, tres en la superior inclinados a 45°, y dos en la inferior cuya inclinación es variable y queda determinada por el punto en donde se anclan los cables superiores.

Las armaduras tienen dos cables paralelos con diámetro de 38 mm (1 1/2") como cables de carga, mientras que el cable de forma es sólo uno de 45 mm (1 3/4") de diámetro. Este hecho facilita el cruce de los cables en los puntos en donde concurren. La forma inicial teórica de los cables es parabólica. Los cables de carga tienen su vértice al centro del claro y 5.0 m abajo de los otros dos puntos conocidos de esta parábola, que se encuentran en los extremos superiores de las columnas. El vértice de los cables de forma también se localiza al centro del claro y 7.0 m arriba de los puntos en los que se anclan éstos a las columnas.

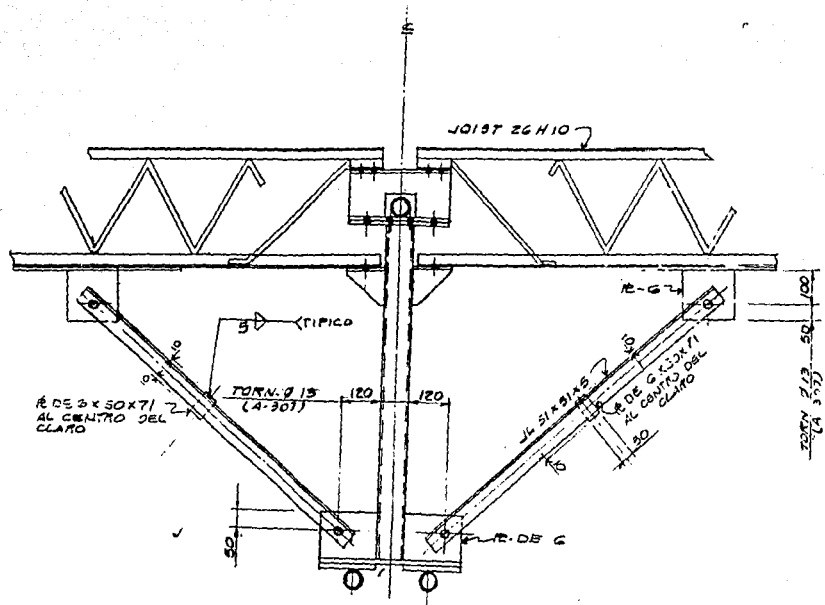
Si un tramo de cable tuviera en algún momento una sollicitación de compresión, se aflojaría y daría lugar a deformaciones locales grandes que, en general, podrían dañar la cubierta. Para evitar este problema, se dá una tensión inicial a los extremos de ambos cables (de carga y de forma).

Los puntales que separan los cables son perfiles OR 102x72x3.2 de longitud variable y separados a cada 3.6 m. De estos elementos, los que están en la parte central trabajan a compresión, mientras que los laterales lo hacen a tensión.

La cubierta es de lámina metálica ROMSA perfil HR calibre 22 de 38 mm de peralte, atornilladas a los patines de las vigas de alma abierta joist 26H10' separados a cada 3.6 m, y que son soportados por las armaduras de cable sobre cada uno de los puntales. Perfiles LI 51x5 arriostran los patines inferiores de los joists a cada 3.0 m. La cubierta sigue el contorno externo de las armaduras, y se considera que actúa también como diafragma para sujetar lateralmente las cuerdas superiores de los joists y de las armaduras, rigidizando el conjunto. Riostras de dos ángulos LI 51x5 inclinados, soportan lateralmente las cuerdas inferiores de las armaduras, apoyándose en las cuerdas inferiores de los joists (ver fig. II.5.).

Dado que la cubierta queda siempre por la parte externa de la armadura, se hace necesario un sistema de drenaje pluvial, el cual se compone de dos canalones que corren sobre los puntos en donde se cruzan los cables de las armaduras. En cada armadura estos canalones descargan a tubos de PVC de 105 mm de diámetro que bajan por las columnas y desaguan en cada caso de acuerdo a las condiciones particulares del sitio. El diámetro de estos tubos se determinó con base en un índice pluviométrico de 10 cm/hr y considerando que en algún momento pudieran no estar trabajando a toda su capacidad.

Las columnas soportan un faldón lateral en voladizo de 7 m, el cual proporciona un área cubierta adicional. La inclinación de los faldones a 45° proporciona un perfil que es arquitectónica-



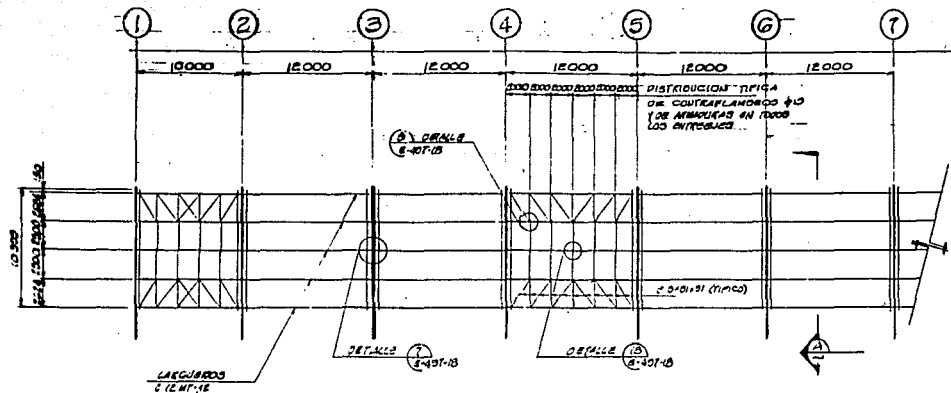
DETALLE TÍPICO DE ARRIOSTRAMIENTO

Figura II.5.

[mm]

mente agradable y adecuado para propósitos aerodinámicos. Su estructuración aparece en la figura II.6.

Las armaduras espaciales y los marcos formados con ellas en ambos extremos de la estructura, se muestran esquemáticamente en la figura II.7. No se tratan con detalle, por quedar fuera del alcance de este trabajo. Sin embargo, cabe mencionar que estas subestructuras son capaces de resistir por sí mismas las fuerzas de viento en la dirección longitudinal del edificio y transmitir las mediante el sistema de contraventeos verticales entre las columnas a la cimentación, liberando al resto de las armaduras de las cargas perpendiculares a su plano (ver fig.II.8).



ESTRUCTURACION DE FALDON EN EJES LATERALES

Figura II.6. a)

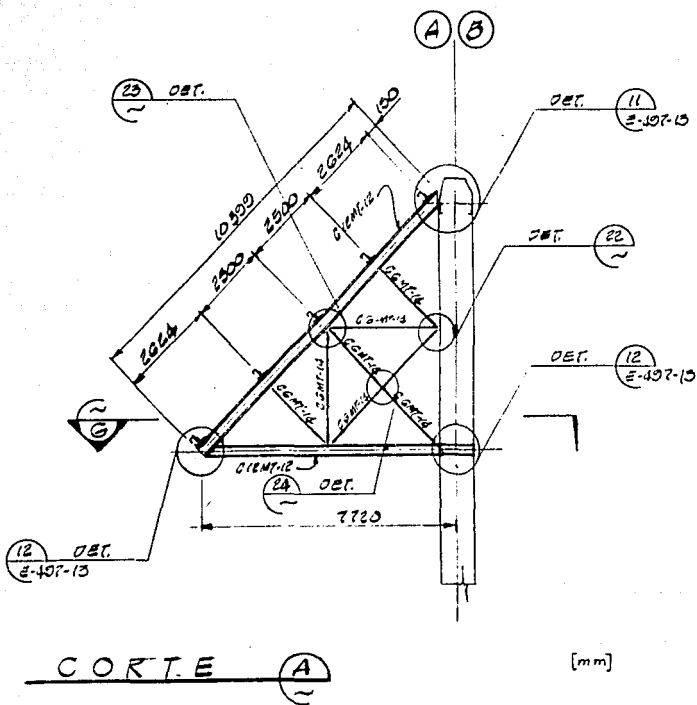


Figura II.6. b)

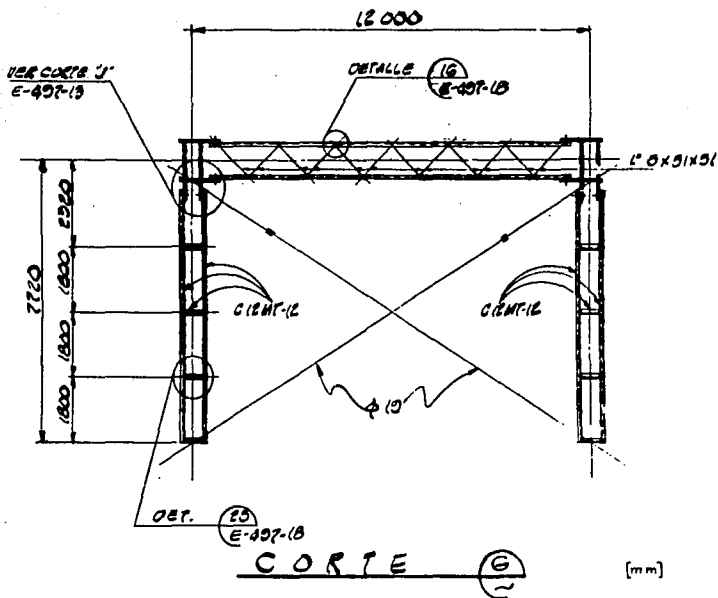


Figura II.6.c)

d)

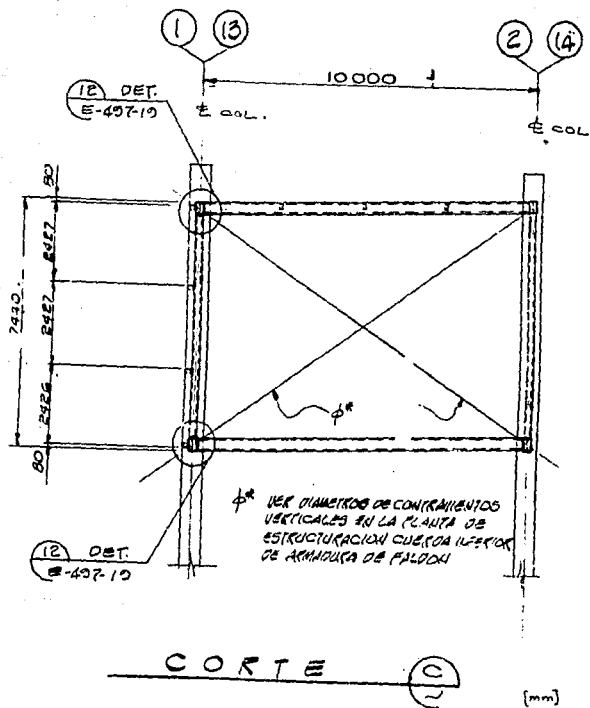
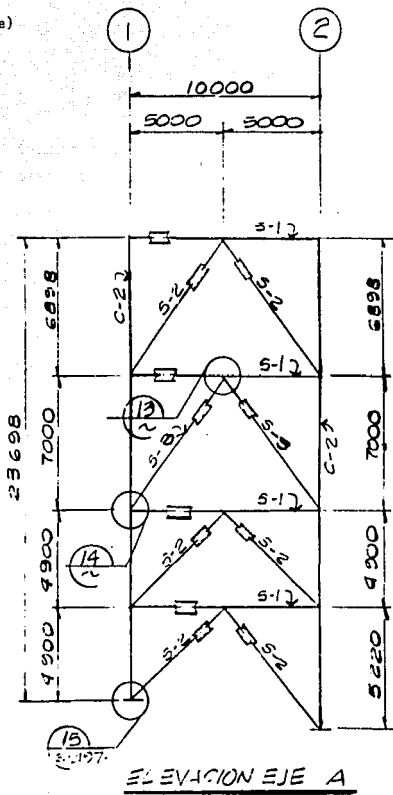


Figura 11.7.

e)



[mm]

Figura II.7.

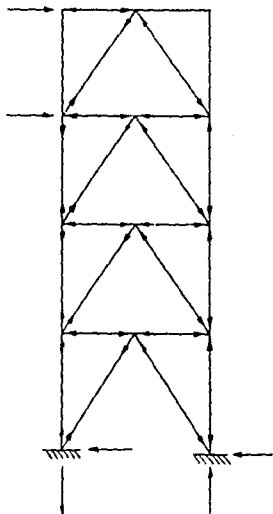


Figura II.8. Transmisión de fuerzas laterales a la cimentación por los contra-ventes en los marcos de extremo.

III. ANALISIS DE CARGAS.

Se consideran básicamente tres combinaciones de carga:

- Carga Muerta (CM) + Carga Viva (CV)
- CM + CV + Sismo
- CM + Viento

Dentro de la combinación de CM+CV, se considera el caso de la acción de una posible acumulación de granizo en el fondo de los valles. Se emplean las especificaciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (referencia 11). Cuando se habla de cargas en nudos, se refiere a los modelos matemáticos de las figuras IV.3. para las armaduras de cable, y IV.4. para las columnas, faldones y retenidas.

III.1. Carga Muerta.

Lista de pesos de los materiales empleados:

Material	Peso
lámina ROMSA HR cal.22	8.31 kg/m ²
joist 26H10	19.00 kg/m
cable, Ø=45 mm	9.56 kg/m
cable, Ø=38 mm	7.00 kg/m
perfil OR 102x72x3.2	8.39 kg/m
perfil LI 51x5	3.63 kg/m
perfil CF 305x12	10.66 kg/m
perfil CF 152x14	4.53 kg/m
perfil OS 19.1	2.235 kg/m
perfil OS 12.7	0.994 kg/m

a) Carga sobre las armaduras.

Por simplicidad se considera que la carga muerta está uniformemente repartida a lo largo del claro de la armadura. Primero se calculan las cantidades de obra de los materiales y a continuación se estima el peso por metro lineal de armadura. Las conexiones y otros accesorios se toman en cuenta agregando una carga de 1.0 kg/m^2 en la proyección horizontal de la cubierta.

-Longitud total de puntales.

$$L_p = 2(4.72 + 2.68 + 0.88 + 0.68 + 2.00 + 3.08 + 3.90 + 4.52 + 4.88) + 5.00$$

$$L_p = 59.72 \text{ m}$$

-Longitud de cables⁽¹⁾.

cable de carga:

$$f/L = 5.0/72.0 = 0.0694$$

$$L_{cc} = 72.0[1 + 8/3(0.0694)^2 - 32/5(0.0694)^4] = 72.915 \text{ m}$$

cable de forma:

$$f/L = 7.0/72.0 = 0.0972$$

$$L_{cf} = 72.0[1 + 8/3(0.0972)^2 + 32/5(0.0972)^4] = 73.774 \text{ m}$$

-Longitud total de riostras.

$$\begin{aligned} L_r = 2\{ & (4.72^2 + 2.6^2)^{1/2} + (2.68^2 + 2.6^2)^{1/2} + (0.88^2 + 2.6^2)^{1/2} + \\ & + (0.68^2 + 2.6^2)^{1/2} + (2.00^2 + 2.6^2)^{1/2} + (3.08^2 + 2.6^2)^{1/2} + \\ & + (3.99^2 + 2.6^2)^{1/2} + (4.52^2 + 2.6^2)^{1/2} + (4.88^2 + 2.6^2)^{1/2} + \\ & + (5.0^2 + 2.6^2)^{1/2} \} = 136.66 \text{ m} \end{aligned}$$

(1) ref. 7

-Carga por unidad de longitud.

Concepto	Carga (kg/m)
lámina	$8.31 \times 12.0 = 99.72$
joists	$(19.0/3.6) \times 12.0 = 63.33$
puntales	$(59.72 \times 8.39) / 72.0 = 6.96$
cables de carga	$72.915(2 \times 7.0) / 72.0 = 14.18$
cable de forma	$(73.774 \times 9.56) / 72.0 = 9.80$
riostras	$136.66(2 \times 3.63) / 72.0 = 13.78$
contraflameos de joists	$3 \times 2 \times 3.63 = 21.78$
piezas chicas y accesorios	$1.0 \times 12.0 = 12.00$
total	234.95 kg/m

-Carga por nudo

nudos intermedios	$243.95 \times 3.6 = 878$ kg/nudo
nudos extremos	$243.95 \times 1.8 = 439$ kg/nudo

Ver fig. III.1.

b) Carga sobre faldón, retenidas y columna.

Se incluye el peso propio de los elementos, como carga uniformemente repartida sobre ellos; el peso de la cubierta como cargas concentradas en los nudos de la cuerda superior del faldón; y 2.0 kg/m^2 de cubierta por concepto de piezas chicas y accesorios, repartido entre todos los nudos.

-Peso propio de elementos estructurales.

cuerdas superior e inferior:	$2 \times 10.66 = 21.32$ kg/m
elementos interiores:	$2 \times 4.53 = 9.06$ kg/m
retenida superior:	$3 \times 7.00 = 21.00$ kg/m
retenida inferior:	$2 \times 7.00 = 14.00$ kg/m
columna:	$0.048862 \times 7850 = 383.57$ kg/m

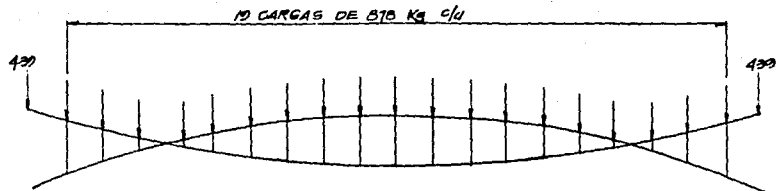


Figura III.1. Carga muerta sobre armadura (kg).

-Cubierta y otros elementos.

a) cubierta:

lámina: $8.31 \cdot 12.0 \cdot 10.399 = 1036.99$ kg

contraflameos (LI 51x5):

$2[5(2.624) + 6(2.0^2 + 2.624^2)^{1/2}] \cdot 3.63 = 238.97$ kg

contraflameos (OS 12.7):

$10 \cdot 2.5 \cdot 0.994 = 24.85$ kg

total: 1300 kg

nudos 3, 5 y 8 $1300/4 = 325$ kg/nudo

nudos 2 y 10 $1300/8 = 163$ kg/nudo

b) largueros:

nudos 2, 3, 5, 8 y 10: $10.66 \cdot 12.0 = 128$ kg/nudo

c) elemento longitudinal (S-4):

$2 \cdot 12.2 + (1.0^2 + 1.15^2)^{1/2} \cdot 3.63 = 29.93$ kg/m

nudo 7 $29.93 \cdot 12.0 = 359$ kg

d) contraventeo (OS 19.1):

$2(7.72^2 + 12.0^2)^{1/2} \cdot 2.235 = 63.78$ kg

nudos 2 y 7 $63.78/2 = 32$ kg/nudo

e) piezas chicas:

$2.0 \cdot 12.0 \cdot 10.399 = 250$ kg

nudos 2 a 11 $250/10 = 25$ kg/nudo

Cargas por nudo (kg)

nudos	cubierta	larg.	elm.S-4	contrv.	pzas ch.	total
2	163	128	0	32	25	348
3,5 y 8	325	128	0	0	25	478
4,6,9 y 11	0	0	0	0	25	25
7	0	0	359	32	25	416
10	163	128	0	0	25	316

Ver fig. III.2.

III.3. Carga Viva.

El Manual de Obras Civiles recomienda emplear las especificaciones correspondientes a cargas vivas del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal (referencia 12). Este documento, en su versión de 1987, menciona que para "cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5.0%", se consideren los siguientes valores de carga viva:

carga viva máxima:	$w_m = 40 \text{ kg/m}^2$
carga viva instantánea:	$w_a = 20 \text{ kg/m}^2$
carga viva media:	$w = 5 \text{ kg/m}^2$

De las observaciones hechas, las aplicables a este caso son:

"...Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica."

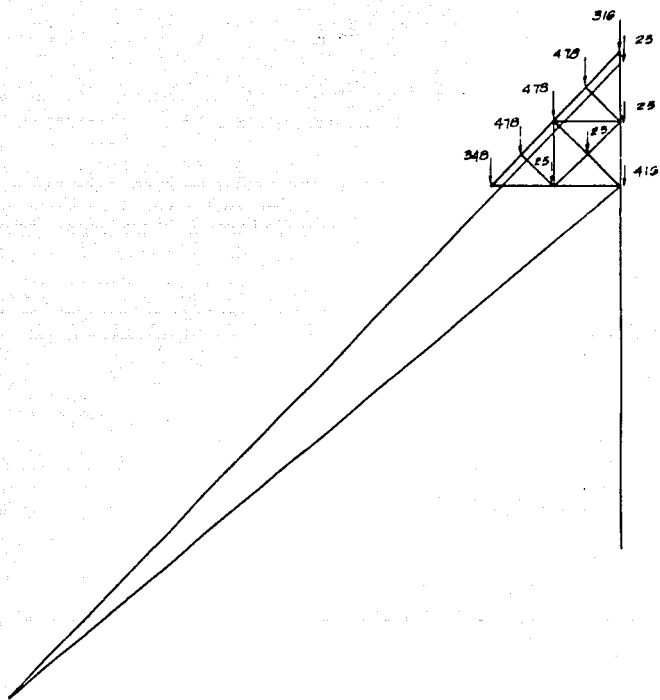


Figura III.2. Carga muerta sobre faldón (kg).

"Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad, y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según el artículo 194."(2)

a) Carga sobre las armaduras.

Por nudo:	$12.0 * 3.6 * w_{CV} = 43.2 w_{CV}$
CV máxima:	$43.2 * 40 = 1728 \text{ kg/nudo}$
CV instantánea:	$43.2 * 20 = 864 \text{ kg/nudo}$
CV media:	$43.2 * 5 = 216 \text{ kg/nudo}$

Ver fig. III.3.

b) Carga sobre los faldones.

Nudos 3,5 y 8:	$(12.0 * 10.399 / 4) w_{CV} = 31.2 w_{CV}$
nudos 2 y 10:	$(12.0 * 10.399 / 8) w_{CV} = 15.6 w_{CV}$

Carga viva por nudo (kg).

nudos	CV máxima	CV instantánea	CV media
3,5 y 8	1248	624	156
2 y 10	624	312	78

Ver fig. III.4.

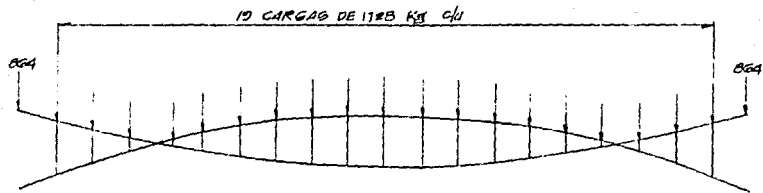


Figura III.3. Carga viva sobre armadura (kg).

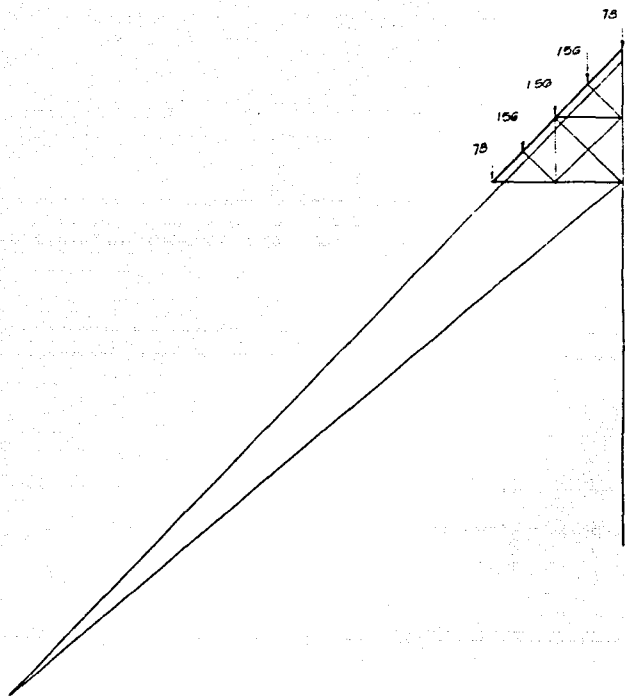


Figura III.4. Carga viva sobre faldón (kg).

c) Sobrecarga por acumulación de granizo en el fondo de los valles.

Carga total sobre uno de los valles de la armadura:

$$P_{gr} = 30 \cdot 12.0 \cdot (72.0/2) = 12960 \text{ kg}$$

$$\text{nudos 11 y 35: } P = 12960 \cdot (1.962/3.6) = 7083 \text{ kg}$$

$$\text{nudos 8 y 38: } P = 12960 - 7063 = 5897 \text{ kg}$$

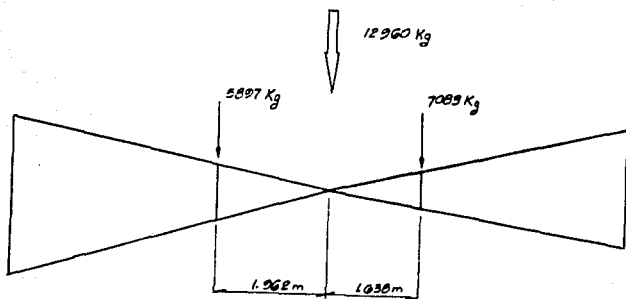


Figura III.5. Sobrecarga por granizo.

III.3. Sismo.

Según su destino, la estructura se clasifica dentro del grupo A, ya que su falla implicaría una cuantiosa pérdida cultural para la nación mexicana. Por su estructuración es del tipo 1, dado que las fuerzas laterales son resistidas por marcos.

La regionalización sísmica de la República Mexicana (3), ubica al Estado de Tlaxcala dentro de la zona B. Para un suelo tipo I el coeficiente sísmico es: $c=1.3(0.16)=0.208$ (3), y tomando un factor de ductilidad $Q=2.0$, el método estático de diseño sísmico considera que la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura es:

$$F_B=(c/Q)W=(0.208/2.0)*W=0.104W.....ec.III.1.$$

donde:

F_B - cortante en la base, y

W - peso de la estructura.

En el sentido longitudinal, las fuerzas laterales son resistidas por contraventeos en los marcos extremos, como se mencionó en el capítulo anterior, siendo transmitidas las fuerzas sísmicas en esta dirección, generadas en los marcos intermedios, por la cubierta y por los elementos longitudinales (joists). Por quedar fuera del alcance de este trabajo, no se calculan dichas fuerzas sísmicas. Únicamente se toman en cuenta, por lo tanto, las fuer-

(3) ref. 11, capítulo C.1.3.

zas generadas en el sentido transversal. Para ello se considera que la estructura tiene un sólo grado de libertad de traslación, y que las masas se concentran en el nivel medio entre los puntos en los que se anclan los cables de la armadura a las columnas.

III.3.1. Masa que genera fuerzas sísmicas.

En realidad no se estiman masas sino pesos para aplicar directamente la ec. III.1., y se considera únicamente el peso que gravita sobre un marco.

a) Carga muerta

armadura: $241.55 \cdot 72.0 = 17392 \text{ kg}$

faldones:

cuerdas superior e inferior:

$$2[21.32 \cdot (7.72 + 7.72 / 0.7071)] = 795 \text{ kg}$$

elementos interiores:

$$2[4.53 \cdot (2 \cdot 3.5 + 6 \cdot 3.5 / 0.7071)] = 332 \text{ kg}$$

cubierta: $2 \cdot 1300 = 2600 \text{ kg}$

largueros: $2(5 \cdot 128) = 1280 \text{ kg}$

contraventeo (OS 19.1): $2 \cdot 64 = 128 \text{ kg}$

piezas chicas: $2 \cdot 250 = 500 \text{ kg}$

retenidas superiores: $2 \cdot (1/2) \cdot 21.0 \cdot 36.52 / 0.7071 = 1085 \text{ kg}$

retenidas inferiores:

$$2 \cdot (1/2) \cdot 14.0 \cdot (36.52^2 + 29.52^2)^{1/2} = 657 \text{ kg}$$

columnas: $2(1/2) \cdot 383.57 \cdot 28.54 = 11024 \text{ kg}$

total: $W_{cm} = 36473 \text{ kg}$.

b) Carga viva.

Se toma el valor de la carga viva instantánea por tratarse de una condición de carga accidental.

$$W_{CV}=20.0*12.0*(72.0+2*7.0)=20640 \text{ kg.}$$

c) Peso total.

$$W=57113 \text{ kg}$$

III.3.2. Fuerzas sísmicas.

De la ec. III.1., el cortante en la base es:

$$F_B=0.104*57113=5940 \text{ kg}$$

a) Armadura.

Fuerza sísmica por nudo:

$$S_a=0.104(878+864)=181 \text{ kg/nudo}$$

b) Columnas.

Se aplica sobre cada una de ellas una fuerza igual a la mitad de la diferencia entre el cortante total y la suma de las fuerzas ya aplicadas a la armadura:

$$S_c=(5940-19*181)/2=1251 \text{ kg/columna.}$$

Ver fig. III.6.

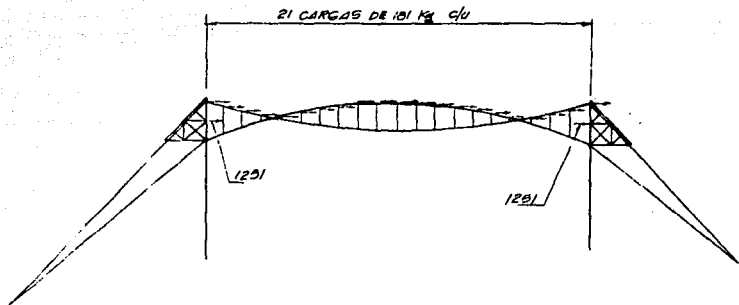


Figura III.6. Fuerzas sísmicas (kg).

III.4. Viento.

Por su destino, la estructura se clasifica dentro del grupo A, igual que para sismo. De acuerdo a su respuesta ante el viento, es una estructura tipo 4, ya que se trata de una cubierta flexible, por lo que puede presentar problemas aerodinámicos especiales, como el fenómeno llamado "alateo" (flutter) que suele implicar vibraciones excesivas. "Los efectos del viento sobre este tipo de estructuras deben determinarse por estudios, analíticos o experimentales, representativos del fenómeno. Los estudios experimentales pueden llevarse a cabo en prototipos o en modelos en túnel de viento"⁽⁴⁾. A pesar de esta especificación, no se hace ningún estudio para evaluar los efectos aerodinámicos en la estructura; se toma en cuenta, en cambio, el párrafo que recomienda no tomar efectos menores a los correspondientes a estructuras del tipo 3, y son éstos los que se calculan en este inciso.

III.4.1. Velocidad del viento diseño

El Estado de Tlaxcala pertenece a la zona 5 de la regionalización eólica de la República Mexicana⁽⁵⁾. Como se trata de una estructura del grupo A, la velocidad regional recomendada es la que tiene un período de recurrencia de 200 años:

$$V_R = 90 \text{ km/hr } (6).$$

(4) ref. 11, capítulo C.1.4.

(5) idem.

(6) idem.

Por estar situada en un promontorio, le corresponde un factor $K=1.20$ y, por tanto, una velocidad básica:

$$V_B=1.20*90=108 \text{ km/hr.}$$

La altura de la cubierta sobre el terreno se toma como 36.5m y, estando situada en campo abierto interior (no en la costa), le corresponde un exponente $a=0.14$ y una altura de gradiente $s=275m$; siendo la velocidad del viento para estas condiciones de:

$$V_{36.5}=108(36.5/10)^{0.14}=129 \text{ km/hr.}$$

Finalmente, a una estructura del tipo 3, le corresponde un factor de ráfaga $F_R=1.3$ y la velocidad del viento de diseño es:

$$V_D=1.3*129=168 \text{ km/hr.}$$

III.4.2. Empujes estáticos.

Estando Cacaxtla situada a unos 2250 m sobre el nivel del mar, el factor correctivo por variación de la densidad del aire con la altura, vale:

$$G=(8+2.25)/(8+2*2.25)=0.82$$

La presión del viento sobre superficies planas se calcula, en kg/m^2 , como:

$$p=0.0048*G*C*V_D^2=0.0048*0.82*C*168^2=111C \text{ec.III.2.}$$

Los valores del coeficiente de empuje, C, adoptados para analizar la estructura, se encuentran en la figura III.7. Los valores allí expresados son una combinación de los recomendados para cubiertas de formas comunes, como: techos de dos aguas, en diente de sierra y cubiertas circulares. Para el tramo I (faldón de barlovento), siendo la inclinación de la cubierta mayor de 15° y menor de 65° , se recomienda tomar, en una longitud

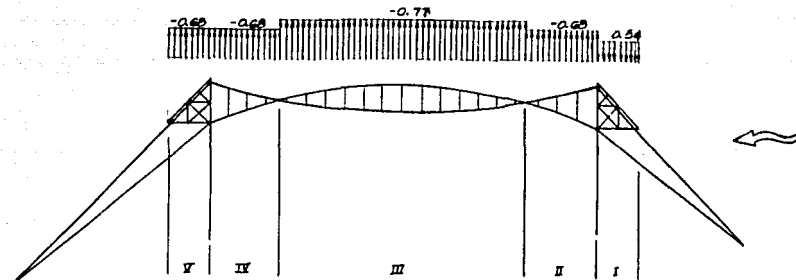


Figura III.7. Coeficientes de empuje de viento C.

$H/3=21.9/3=7.27 \text{ m} > 7.0 \text{ m}$ (es decir, en todo el faldón), como coeficiente de empuje, el mayor de los siguientes valores:

$$C=-2.1+0.23(45)=-1.076$$

$$C=0.012(45)=0.54$$

por lo tanto: $C=0.54$

En el tramo II se toma $C=-0.68$, que es el valor recomendado para el lado de sotavento de un techo de dos aguas, en este mismo caso está el faldón de sotavento (tramo V). El tramo III se asemeja a una cubierta circular, y para ésta se recomienda que, en la zona central donde la inclinación es menor de 45° , se tome:

$$C=-0.95(D/B)-0.71=-0.95(2.92/46.5)-0.71=-0.77$$

Para el tramo IV se adopta un valor de $C=-0.68$ que corresponde a un diente protegido de un techo en diente de sierra.

También se toma en cuenta el empuje sobre los elementos de sección transversal pequeña como son columnas y cables de retenida, con la expresión:

$$F_L=0.0048 \cdot G \cdot C_L \cdot V_D^2 \dots\dots\dots \text{ec.III.3.a)}$$

donde:

$G=0.82$ (calculado arriba),

C_L : coeficiente de empuje longitudinal; $C_L=2.03$ para las columnas y $C_L=2.0$ para los cables,

B : ancho de la superficie expuesta en metros; $B=0.525 \text{ m}$ para las columnas y $B=0.038 \text{ m}$ para los cables,

$V_D=168 \text{ km/hr}$, velocidad del viento de diseño;

por tanto:

a) para las columnas:

$$F_L = 0.0048 * 0.82 * 2.03 * 0.525 * 168^2 = 118.4 \text{ kg/m}$$

b) para cada cable de retenida, y proyectando la fuerza sobre la dirección perpendicular a él:

$$F_L = 0.0048 * 0.82 * 2.0 * 0.038 * 168^2 * \cos a = 8.4 * \cos a \dots \text{ec.III.3.b)}$$

siendo a el ángulo que forma el cable con la horizontal:

$a = 45^\circ$ para la retenida superior y

$a = \arctg(29.52/36.52) = 38.95^\circ$ para la retenida inferior;

-retenida superior: $F_L = 8.4 * \cos 45^\circ = 5.9 \text{ kg/m}$

-retenida inferior: $F_L = 8.4 * \cos 38.95^\circ = 6.5 \text{ kg/m}$

En elementos de sección asimétrica, también se genera un empuje transversal a la dirección del viento, pero en este caso las dos secciones son simétricas y no existe tal empuje.

III.4.2.1. Armadura.

Empujes de viento normales a la superficie de la cubierta:

nudos 4, 6, 40 y 42:

$$E_V = 111(-0.68)(3.6)(12.0) = -3261 \text{ kg}$$

nudos 8 y 38:

$$E_V = 111(-0.68)(3.76)(12.0) = -3406 \text{ kg}$$

nudos 11 y 35:

$$E_V = 111(-0.77)(3.44)(12.0) = -3528 \text{ kg}$$

nudos 13, 15, 17, 19, 21, 23, 25, 27, 29, 31 y 33:

$$E_V = 111(-0.77)(3.6)(12.0) = -3692 \text{ kg}$$

III.4.2.2.Faldón.

a) Viento desde la derecha:

$$p=111(-0.68)=-75.48 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{V\text{Tot}}=-75.48(7.0)(12.0)=-6340 \text{ kg}$$

nudos 3,5 y 8:

$$E_V=-6340/4=-1585 \text{ kg/nudo}$$

nudos 2 y 12:

$$E_V=-6340/8=-793 \text{ kg/nudo}$$

b) Viento desde la izquierda.

$$p=111(0.54)=59.94 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{V\text{Tot}}=59.94(7.0)(12.0)=5035 \text{ kg}$$

nudos 3,5 y 8:

$$E_V=5035/4=1259 \text{ kg/nudo}$$

nudos 2 y 12:

$$E_V=5035/8=629 \text{ kg/nudo.}$$

Ver fig. III.8.

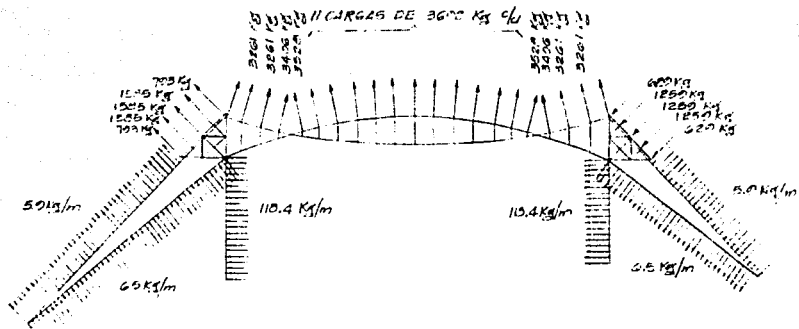


Figura III.8. Empujes de viento.

IV. ANALISIS ESTRUCTURAL DE UNA DE LAS ARMADURAS DE CABLE.

El análisis estructural de las armaduras de cable no se puede realizar empleando los métodos tradicionales basados en hipótesis de comportamiento elástico-lineal, como ya se mencionó en el subcapítulo I.2. Fué necesario desarrollar un programa de computadora para análisis estructural que tomara en cuenta la no-linealidad de las estructuras de cable. Después de exponer brevemente algunos aspectos teóricos en los que se basa dicho programa, se describe el modelo matemático empleado para el análisis de las armaduras, se presentan los listados de la computadora y finalmente se interpretan estos resultados.

IV.1. Aspectos teóricos del análisis no-lineal geométrico.

El procedimiento de análisis es una generalización del método directo de las rigideces que, dada la no-linealidad en el comportamiento de la estructura, se tiene que volver iterativo, corrigiendo en cada ciclo la aproximación lograda en el anterior, hasta obtener un conjunto de resultados con los que se satisface el equilibrio con las dimensiones de la estructura deformada.

VI.1.1. Hipótesis.

Las hipótesis hechas para desarrollar la teoría son las siguientes⁽¹⁾:

1. El cable es completamente flexible, no transmite ningún momento flexionante.
2. El cable no puede tomar ninguna fuerza de compresión.
3. La cubierta no contribuye a la rigidez del sistema. Esta suposición no es correcta pero hay tres razones que la justifican:
 - a) la contribución de la cubierta es un factor difícil de evaluar y despreciarla conduce a una seguridad mayor;
 - b) el error es del lado de la seguridad; y
 - c) simplifica considerablemente el análisis.
4. La intersección de dos o más cables se trata como un nudo. Esto es cierto si los cables están sujetos adecuadamente entre sí.
5. Los elementos de cable son rectos entre los nudos. Esto implica que todas las cargas, incluyendo el peso propio del cable, se aplican únicamente en los nudos y que el cable en sí tiene un peso despreciable.

Además, en el caso presente, existen puntales que pueden trabajar tanto a tensión como a compresión y que, evidentemente, no trabajarán a flexión en ningún momento, ya que están unidos a los cables únicamente.

(1) ref. 7.

IV.1.2. Planteamiento teórico.(2)

En la teoría clásica de estructuras elástico-lineales, las relaciones entre las cargas externas P y los desplazamientos de los nudos U están dadas en forma matricial por:

$$P = K_E \cdot U \dots\dots\dots \text{ec.IV.1}$$

en donde K_E es la matriz de rigideces de la estructura. Esta matriz se forma ensamblando las contribuciones de cada miembro que llega a un nudo al equilibrio de las fuerzas externas en el mismo, y para todos los nudos. En la teoría no-lineal la ec.IV.1 no es válida porque los desplazamientos en los nudos son grandes y las ecuaciones de equilibrio nodal deben de expresarse en función de la geometría final de la estructura.

Si se consideran los cambios entre dos estados de deformación, 1 y 2, de una estructura, el equilibrio nodal se puede escribir matricialmente como:

$$P_{12} = K_{12} \cdot U_{12} \dots\dots\dots \text{ec.IV.2}$$

donde P_{12} es el vector columna del incremento en cargas del estado 1 al 2; U_{12} es el vector columna del incremento en desplazamientos; y la matriz K_{12} depende de U_{12} y del estado inicial 1, se puede interpretar como una rigidez secante para el incremento de carga P_{12} .

(2) ref. 9.

La matriz de rigidez completa puede considerarse compuesta de dos partes:

$$K_{12} = K_L + K_{NL} \dots\dots\dots ec.IV.3$$

K_L es una versión linealizada de la matriz de rigidez completa y

K_{NL} es la parte no-lineal de la matriz de rigidez completa y es función de los desplazamientos U_{12} (función no-lineal).

A su vez la versión linealizada, k_L , de la rigidez de un elemento, llamada a menudo rigidez tangente k_T , se compone de dos partes:

$$k_L = k_T = k_E + k_G \dots\dots\dots ec.IV.4$$

donde:

k_E es la misma que se obtiene en la teoría clásica de estructuras elástico-lineales y

k_G es la matriz de rigidez geométrica.

La matriz k_E está asociada con las deformaciones elásticas de un elemento y k_G con los cambios en la posición de los elementos considerados como cuerpos rígidos. Estos cambios de posición se refieren a rotaciones alrededor de los ejes x, y, z , y a traslaciones a lo largo de los mismos ejes. Sin embargo, las traslaciones del elemento no contribuyen a un cambio en la fuerza del mismo, por ello, al obtener la matriz k_G , es suficiente conside-

rar las contribuciones de un cambio rotacional pequeño del elemento en las ecuaciones de equilibrio nodal. Partiendo de estas ideas se puede desarrollar la siguiente expresión para un miembro sujeto a fuerza axial únicamente:

$$k_G = \frac{p}{1} \left[I - \frac{L \cdot L^T}{l^2} \right] \dots\dots\dots \text{ec.IV.5}$$

y la matriz de rigidez tangente queda como:

$$k_T = k_E + k_G = \frac{AE}{l_0} \left[\frac{L \cdot L^T}{l^2} \right] + \frac{p}{1} \left[I - \frac{L \cdot L^T}{l^2} \right]$$

donde:

- p- módulo de la fuerza en cada extremo del miembro,
- l- longitud del elemento,
- L- vector longitud del elemento,
- l₀- longitud inicial del miembro,
- I- matriz identidad

IV.1.3. Esquema de solución. (3)

Se trata de resolver la ecuación:

$$P = K \cdot U \dots\dots\dots \text{ec.IV.7}$$

para el vector desplazamientos U, conocidas las cargas P. Esto

(3) ref. 9.

se logra mediante una serie de estimaciones, D_{EST} , para el vector U . Cuando se ha obtenido una estimación, se puede calcular la deformación unitaria ϵ para un elemento cualquiera que ligue los nudos i y j . Los cambios en las magnitudes de las fuerzas de miembro están dadas por la Ley de Hooke:

$$\delta P = \frac{AE}{l_0} \cdot \epsilon \cdot l_1 \dots \dots \dots ec. IV.8$$

y las magnitudes de las fuerzas de miembro por:

$$P = P_1 + \delta P \dots \dots \dots ec. IV.9$$

Sin embargo estas fuerzas de miembro no estarán en equilibrio con las cargas externas, en general, puesto que se trata de una estimación que no necesariamente es la solución correcta. Las cargas de nudo P_{EQ} que están en equilibrio con las fuerzas de miembro se calculan por estática:

$$P_{EQ} + \epsilon \frac{P}{l} L = 0 \dots \dots \dots ec. IV.10$$

donde:

$$l = l_1 (1 + \epsilon);$$

$$L = L_1 + D_{EST};$$

D_{EST} - estimación para el vector de diferencias entre las componentes de desplazamientos de los extremos j e i de un

y la sumatoria es para todos los elementos que concurren a un nudo. La ec.IV.10 es una ecuación matricial válida para todos los nudos de la estructura. En consecuencia, la ec.IV.10 produce un conjunto de cargas P_{EQ} para las cuales el vector desplazamientos estimado D_{UEST} es una solución no-lineal exacta, porque dicha ecuación se refiere a la posición deformada de la estructura, se satisfacen los requerimientos de geometría y se mantiene válida la Ley de Hooke. Además, para que D_{UEST} sea la solución requerida U , el vector carga residual definido como:

$$P_R = P - P_{EQ} \dots\dots\dots ec.IV.11$$

debe ser nulo o quedar dentro de una tolerancia preestablecida.

Para lograr este objetivo primeramente se calcula la matriz de rigidez tangente $K_T^{(0)}$ para la forma inicial de la estructura y las fuerzas de miembro también iniciales (tensión inicial); con ella se encuentra una primera estimación $U_{12}^{(1)}$ del vector U por medio de la ecuación:

$$P_{12} = K_T^{(0)} \cdot U_{12}^{(1)} \dots\dots\dots ec.IV.12$$

a continuación se calcula el vector carga residual $P_R^{(1)}$ y la matriz de rigidez tangente $K_T^{(1)}$ para la forma y fuerzas de miembro obtenidas de esta primera estimación. Se obtiene una segunda estimación $U_{12}^{(2)}$ por medio de:

$$P_R^{(1)} = K_T^{(1)} \cdot \delta U^{(1)} \dots\dots\dots \text{ec.IV.13}$$

$$y \quad U_{12}^{(2)} = U_{12}^{(1)} + \delta U^{(1)} \dots\dots\dots \text{ec.IV.14}$$

y así sucesivamente. En general, el esquema iterativo es:

$$P_R^{(i)} = K_T^{(i)} \cdot \delta U^{(i)} \dots\dots\dots \text{ec.IV.15}$$

donde:

$P_R^{(i)}$ -vector carga residual después de i ciclos de iteración (para $i=0$ $P_R^{(0)} = P_{12}$)

$K_T^{(i)}$ -matriz de rigidez tangente ensamblada a partir de la forma y las fuerzas de miembro al cabo de i ciclos iterativos.

Después de cada ciclo se compara la magnitud absoluta del vector carga residual en cada nudo contra la tolerancia establecida de antemano, lo mismo se hace con el vector $\delta U^{(i)}$ y se termina el cálculo cuando estos vectores son menores que la tolerancia. (4)

Este procedimiento, conocido como método de la rigidez tangente, es similar a la técnica de Newton-Raphson para la solución

(4)ref. 7 pp. 81-83

de ecuaciones no-lineales y también se conoce con este nombre (método de Newton-Raphson). La figura IV.1. muestra la técnica de solución, ya que P y U son cantidades vectoriales, esta figura es sólo una representación esquemática; y en la figura IV.2. se presenta el diagrama de flujo en el que se basa el programa de computadora desarrollado. Para estructuras grandes, éste método puede consumir mucho tiempo de máquina, ya que la matriz de rigidez tangente se recalcula en cada ciclo, sin embargo no es el caso de la estructura tratada aquí.

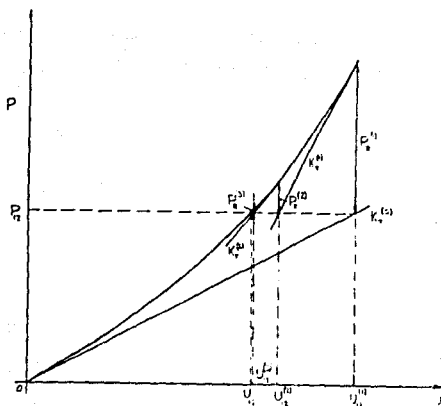
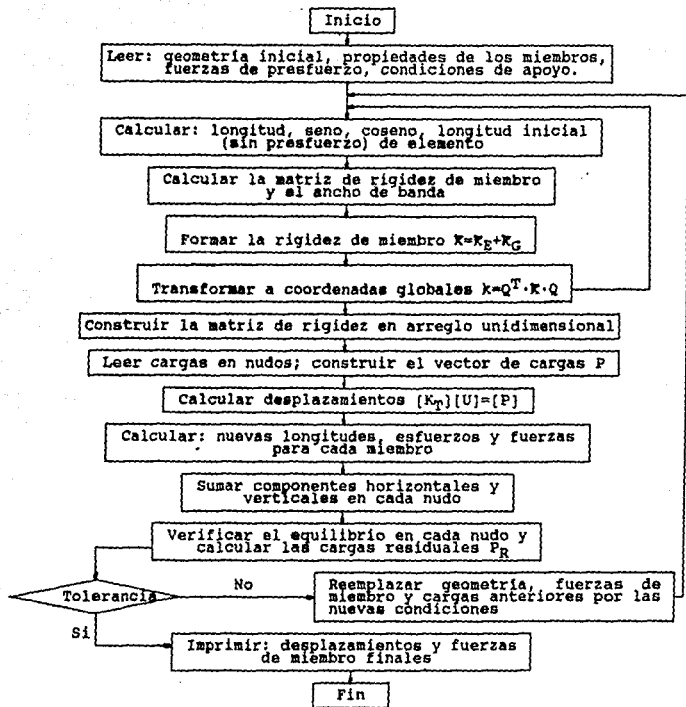


Figura IV.1 Esquema de solución por el método de Newton-Raphson.



donde:

- K -matriz de rigidez de miembro en coordenadas locales
- K_E -matriz de rigidez para miembro de armadura común
- K_G -matriz de rigidez geométrica
- k -matriz de rigidez no-lineal en coordenadas globales
- Q -matriz ortogonal de transformación
- Q^T -matriz de rigidez tangente
- U -vector columna de desplazamientos
- P -vector columna de cargas

Figura IV.2. Diagrama de flujo del programa de computadora para análisis. (5)

El programa trabaja con elementos sujetos a fuerza axial exclusivamente. Ofrece la posibilidad de definir si un elemento puede tomar tanto tensiones como compresiones (los puntales son de este tipo), o si únicamente es capaz de trabajar a tensión (como ocurre con los cables), para este tipo de elementos, cuando el programa detecta que alguno de ellos toma compresión en un ciclo determinado, lo elimina y repite la iteración.

IV.2. Modelo matemático de la estructura para análisis.

Como el programa de análisis no-lineal no trabaja con elementos a flexión, es imposible analizar los marcos completos, puesto que las columnas trabajan a flexocompresión. Para salvar esta dificultad, se analizan por separado: la armadura de cable con el programa ya mencionado y las columnas junto con las retenidas y faldones con un programa de análisis elástico lineal común. Primero se analiza la armadura y las reacciones encontradas en los puntos de apoyo se aplican posteriormente a las columnas en los puntos correspondientes, con sentidos opuestos. Esta partición del marco conduce a un error, pero se supone que no es de gran importancia y además es del lado de la seguridad, pues suponer perfectamente rígidos los apoyos de la armadura produce reacciones más grandes que si se toma en cuenta la flexibilidad de las columnas.

IV.2.1. Modelo matemático de la armadura de cable.

Se presenta gráficamente este modelo en la figura IV.3. Las ecuaciones de las parábolas que definen las formas de los cables son las siguientes:

a) cable de carga

$$y=0.05(x')^2-x'+7 \dots\dots\dots\text{ec.IV.16}$$

donde:

$$x'=x/3.6$$

6

$$y= \frac{5}{1296} x^2 - \frac{5}{18} x + 7 \dots\dots\dots\text{ec.IV.18}$$

b) cable de forma

$$y=-0.07(x')^2+1.4x' \dots\dots\dots\text{ec.IV.19}$$

6

$$y= - \frac{7}{1296} x^2 + \frac{7}{18} x \dots\dots\dots\text{ec.IV.20}$$

con base en estas ecuaciones se presentan en la tabla IV.1. las coordenadas de los nudos de la armadura. En la tabla IV.2. se presentan las incidencias de los elementos, sus secciones y tensiones iniciales; complementándose con la tabla IV.3. donde aparecen las propiedades de los tipos de secciones y materiales.

La tensión inicial de los cables se determinó analizando la armadura con diferentes valores de este parámetro, se decidió adoptar T=50 ton porque de esta manera se consigue que no se afloje ningún cable bajo la mayor parte de las combinaciones de carga consideradas.

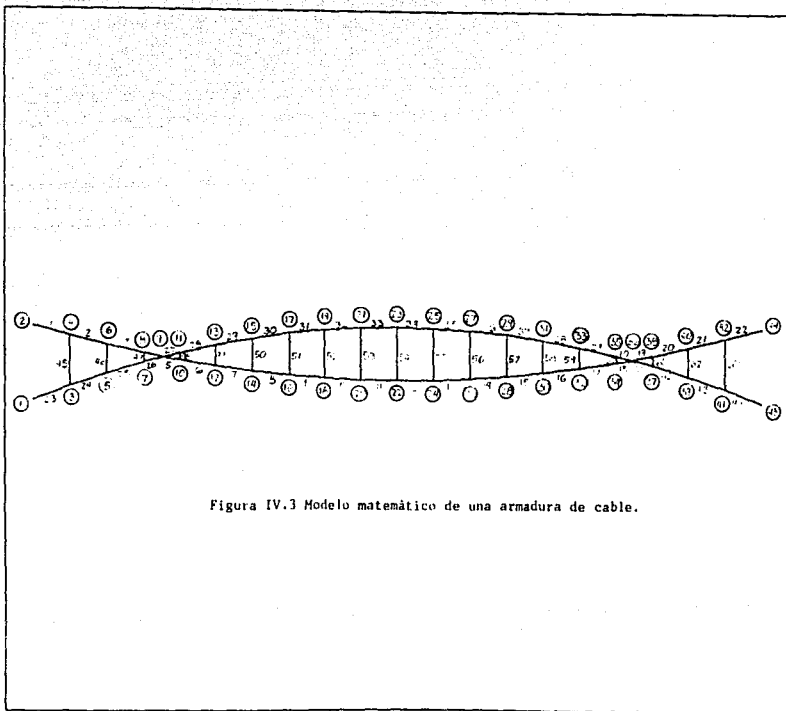


Figura IV.3 Modelo matemático de una armadura de cable.

IV.2.2. Modelo matemático de columna, faldón y retenidas.

Las columnas tienen diferentes alturas, sin embargo es evidente que la que está en condiciones más desfavorables es la más larga y es ésta la que se analiza. El modelo matemático se muestra en la figura IV.4.; las coordenadas de los nudos en la tabla IV.4.; las incidencias de los elementos en la tabla IV.5. y las propiedades de las secciones en la tabla IV.6.

Tabla IV.1. Coordenadas de nudos del modelo matemático de las armaduras de cable

nudo	x	y	nudo	x	y
* 1	0	0	23	3600	700
* 2	0	700	24	3960	205
3	360	133	25	3960	693
4	360	605	26	4320	220
5	720	252	27	4320	672
6	720	520	28	4680	245
7	1080	357	29	4680	637
8	1080	445	30	5040	280
9	1276.2	408.03	31	5040	588
10	1440	380	32	5400	325
11	1440	448	33	5400	525
12	1800	325	34	5760	380
13	1800	525	35	5760	448
14	2160	280	36	5923.8	408.03
15	2160	581	37	6120	357
16	2520	245	38	6120	445
17	2520	637	39	6480	252
18	2880	220	40	6480	520
19	2880	672	41	6840	133
20	3240	205	42	6840	605
21	3240	693	* 43	7200	0
22	3600	200	* 44	7200	700

* Nudo con desplazamientos restringidos en X y Y.

Tabla IV.2. Incidencias de elementos, secciones y tensiones iniciales (kg), de armaduras

elemento	nudo i	nudo j	secc	tensión inicial
1	2	4	1	50000
2	4	6	1	49659
3	6	8	1	49351
4	8	9	1	49078
5	9	10	1	48944
6	10	12	1	48840
7	12	14	1	48638
8	14	16	1	48472
9	16	18	1	48343
10	18	20	1	48250
11	20	22	1	48194
12	22	24	1	48194
13	24	26	1	48250
14	26	28	1	48343
15	28	30	1	48472
16	30	32	1	48638
17	32	34	1	48840
18	34	36	1	48944
19	36	38	1	49078
20	38	40	1	49351
21	40	42	1	49659
22	42	44	1	50000
23	1	3	2	50000
24	3	5	2	49372
25	5	7	2	48803
26	7	9	2	48396
27	9	11	2	48046
28	11	13	2	47852
29	13	15	2	47473
30	15	17	2	47161
31	17	19	2	46916
32	19	21	2	46741
33	21	23	2	46636
34	23	25	2	46636
35	25	27	2	46741
36	27	29	2	46916
37	29	31	2	47161
38	31	33	2	47473
39	33	35	2	47852
40	35	36	2	48046
41	36	37	2	48396
42	37	39	2	48803
43	39	41	2	49372
44	41	43	2	50000
45	3	4	3	0
46	5	6	3	0
47	7	8	3	0
48	10	11	3	0

elemento	nudo i	nudo j	secc	tensión inicial
49	12	13	3	0
50	14	15	3	0
51	16	17	3	0
52	18	19	3	0
53	20	21	3	0
54	22	23	3	0
55	24	25	3	0
56	26	27	3	0
57	28	29	3	0
58	30	31	3	0
59	32	33	3	0
60	34	35	3	0
61	37	38	3	0
62	39	40	3	0
63	41	42	3	0

Tabla IV.3. Propiedades de secciones y de materiales

sección	área (cm ²)	E (kg/cm ²)	descripción
1	17.42	1685000	2 cables Ø=38 mm
2	11.871	1685000	1 cable Ø=45 mm
3	10.62	2039000	OR 102x72x3.2

Tabla IV.4. Coordenadas de nudos del modelo matemático de las columnas, retenidas y faldones

nudo	x	y
* 1	0	0
2	2880	2952
3	1060	3132
4	3240	2952
5	3240	3312
6	3420	3132
7	3652	2952
8	3420	3492
9	3652	3312
10	3652	3724
11	3652	3652
12	3652	2252
13	3652	1552
* 14	3652	850

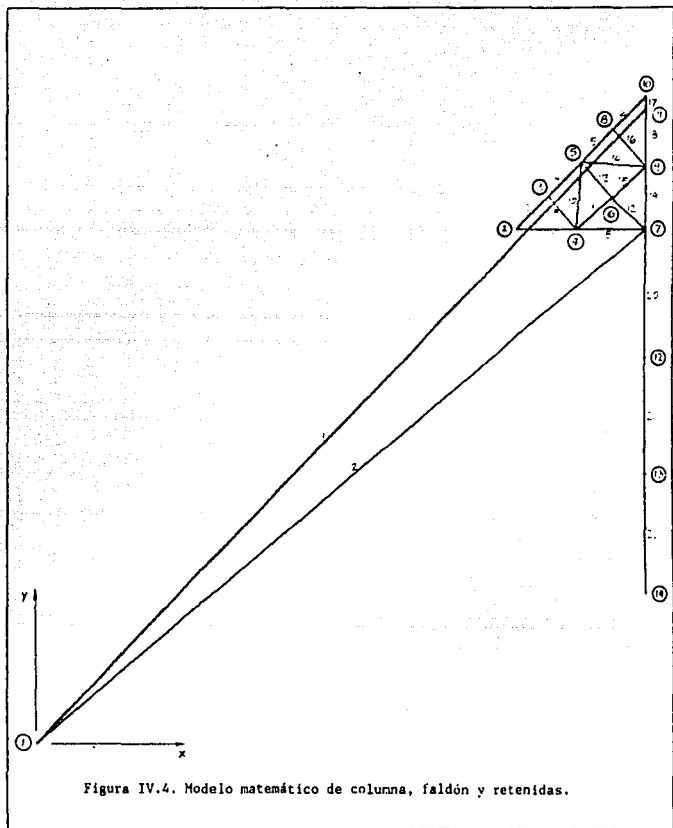
* Nudo empotrado.

Tabla IV.5. Incidencias de elementos secciones de columnas, retenidas y faldones

elemento	nudo i	nudo j	sección
1	1	11	1
2	1	7	2
3	2	3	3
4	3	5	3
5	5	8	3
6	8	10	3
7	2	4	3
8	4	7	3
9	3	4	4
10	4	5	4
11	4	6	4
12	6	7	4
13	5	6	4
14	5	9	4
15	6	9	4
16	8	9	4
17	11	10	5
18	9	11	5
19	7	9	5
20	12	7	5
21	13	12	5
22	14	13	5

Tabla IV.6. Propiedades de secciones y de materiales

sección	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	E (kg/cm ²)	peso vol (ton/m ³)	descripción
1	26.13	0.00	1685000	8.037	3 cables Ø=38 mm
2	17.42	0.00	1685000	8.037	2 cable Ø=38 mm
3	26.98	3640.22	2039000	7.850	2 CF 305x12
4	11.46	418.04	2039000	7.850	2 CF 152x14
5	488.62	935966.00	2039000	7.850	columna



ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

IV.2.3. Cargas.

Debido al comportamiento no-lineal de las armaduras, no se puede analizar para las condiciones de carga por separado y luego combinar linealmente los resultados, por ello es necesario analizar con las combinaciones de carga hechas previamente. para las cargas gravitacionales o sísmicas, las cuales actúan en direcciones paralelas a los ejes adoptados en los modelos matemáticos, basta con sumar para cada nudo y cada dirección las cargas estimadas en el capítulo anterior; sin embargo, las fuerzas de viento actúan en dirección perpendicular a la cubierta, por ello es necesario proyectar en las direcciones de los ejes coordenados para poder sumarias con las cargas gravitacionales y proporcionarlás a los programas de análisis.

A partir de la ec.IV.17. se pueden desarrollar las ecuaciones IV.20. y IV.21. para el cable de carga, en donde θ es el ángulo que forma la tangente a la parábola con la dirección positiva del eje X; de manera similar las ecuaciones IV.22. y IV.23. se derivan de la ec.IV.19. para el cable de forma.

Cable de carga

$$\cos\theta = 3.6 * \left[\frac{1}{x^2/1296 - x/18 + 13.96} \right]^{1/2} \dots\dots\dots \text{ec.IV.20}$$

$$\text{sen}\theta = (0.1x - 1) * \left[\frac{1}{x^2/100 + x/5 + 13.96} \right]^{1/2} \dots\dots \text{ec.IV.21}$$

Cable de forma

$$\cos\theta = 2.57 * \left[\frac{1}{x^2/1296 - x/18 + 7.612} \right]^{1/2} \dots\dots\dots \text{ec.IV.22}$$

$$\text{sen}\theta = (-0.1x + 1) * \left[\frac{1}{x^2/1296 - x/18 + 7.612} \right]^{1/2} \dots\dots \text{ec.IV.23}$$

Proyectando en la dirección perpendicular a θ se tiene:

$$|P_x| = P_n |\text{sen}\theta| \dots\dots\dots \text{ec.IV.24}$$

$$|P_y| = P_n |\cos\theta| \dots\dots\dots \text{ec.IV.25}$$

Estas expresiones se escriben con valores absolutos porque no se sabe de antemano qué signo tiene el radical que define a $\text{sen}\theta$ y a $\cos\theta$ en las ecuaciones IV.20. a IV.23., en cada caso se debe tomar el signo adecuado observando la dirección de la fuerza normal P_n en función de la forma de la cubierta. En la tabla IV.7. se muestra la aplicación de las ecuaciones anteriores a la proyección de las fuerzas de viento.

IV.3. Resultados del análisis.

A continuación se incluyen los listados de salida de los programas de análisis, en ellos aparecen tanto los datos de entrada como los resultados.

Tabla IV.7. Fuerzas de viento.

nudo	x	cos θ	sen θ	Pn	Px	Py
2	0.0	0.9635	0.2676	1630	436	1571
4	3.6	0.9701	0.2425	3261	791	3164
6	7.2	0.9762	0.2169	3261	707	3183
8	10.8	0.9816	0.1909	3406	650	3343
11	14.1	0.9738	0.2272	3528	-802	3436
13	18.0	0.9816	0.1909	3692	-705	3624
15	21.6	0.9881	0.1537	3692	-567	3648
17	25.2	0.9933	0.1159	3692	-428	3667
19	28.8	0.9970	0.0775	3692	-286	3681
21	32.4	0.9992	0.0389	3692	-144	3689
23	36.0	1.0000	0.0000	3692	0	3692
25	39.6	0.9923	0.3899	3692	144	3689
27	43.2	0.9970	0.0775	3692	286	3681
29	46.8	0.9933	0.1159	3692	428	3667
31	50.4	0.9881	0.1537	3692	567	3648
33	54.0	0.9816	0.1909	3692	705	3624
35	57.6	0.9738	0.2272	3528	802	3436
38	61.2	0.9816	0.1909	3406	-650	3343
40	64.8	0.9762	0.2169	3261	-707	3183
42	68.4	0.9701	0.2425	3261	-791	3164
44	72.0	0.9635	0.2676	1630	-436	1571

PROGRAMA DE ANALISIS NO LINEAL DE ARMADURAS DE CABLES

***** CUBIERTA ZONA ARQUEOLOGICA DE CACAXTLA *****

DATOS DE CONTROL

NUMERO DE NUDOS = 44
 NUMERO DE NUDOS RESTRINGIDOS = 4
 NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD POR NUDO = 2
 NUMERO DE ELEMENTOS = 63
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 4

COORDENADAS Y RESTRICCIONES

NUDO	RES	X	Y	Z
1	1	.0000E+00	.0000E+00	
2	1	.0000E+00	.7000E+03	
3	0	.3600E+03	.1330E+03	
4	0	.3600E+03	.6050E+03	
5	0	.7200E+03	.2520E+03	
6	0	.7200E+03	.5200E+03	
7	0	.1080E+04	.3570E+03	
8	0	.1080E+04	.4450E+03	
9	0	.1276E+04	.4080E+03	
10	0	.1440E+04	.3800E+03	
11	0	.1440E+04	.4480E+03	
12	0	.1800E+04	.3250E+03	
13	0	.1800E+04	.5250E+03	
14	0	.2160E+04	.2800E+03	
15	0	.2160E+04	.5880E+03	
16	0	.2520E+04	.2450E+03	
17	0	.2520E+04	.6370E+03	
18	0	.2880E+04	.2200E+03	
19	0	.2880E+04	.6720E+03	
20	0	.3240E+04	.2050E+03	
21	0	.3240E+04	.6930E+03	
22	0	.3600E+04	.2000E+03	
23	0	.3600E+04	.7000E+03	
24	0	.3960E+04	.2050E+03	
25	0	.3960E+04	.6930E+03	
26	0	.4320E+04	.2200E+03	
27	0	.4320E+04	.6720E+03	
28	0	.4680E+04	.2450E+03	
29	0	.4680E+04	.6370E+03	
30	0	.5040E+04	.2800E+03	
31	0	.5040E+04	.5880E+03	
32	0	.5400E+04	.3250E+03	

33	0	.5400E+04	.5250E+03
34	0	.5760E+04	.3800E+03
35	0	.5760E+04	.4480E+03
36	0	.5924E+04	.4080E+03
37	0	.6120E+04	.3570E+03
38	0	.6120E+04	.4450E+03
39	0	.6480E+04	.2520E+03
40	0	.6480E+04	.5200E+03
41	0	.6840E+04	.1330E+03
42	0	.6840E+04	.6050E+03
43	1	.7200E+04	.0000E+00
44	1	.7200E+04	.7000E+03

ELEMENTOS Y PROPIEDADES

MIEMBRO	AREA	MOD. ELAS.	PRETENSION	LONGITUD	I	J	ICPR	MTI
1	.1742E+02	.1685E+07	.5000E+05	.3723E+03	2	4	0	1
2	.1742E+02	.1685E+07	.4966E+05	.3699E+03	4	6	0	1
3	.1742E+02	.1685E+07	.4935E+05	.3677E+03	6	8	0	1
4	.1742E+02	.1685E+07	.4908E+05	.3697E+03	8	9	0	1
5	.1742E+02	.1685E+07	.4894E+05	.3662E+03	9	10	0	1
6	.1742E+02	.1685E+07	.4884E+05	.3642E+03	10	12	0	1
7	.1742E+02	.1685E+07	.4864E+05	.3628E+03	12	14	0	1
8	.1742E+02	.1685E+07	.4847E+05	.3617E+03	14	16	0	1
9	.1742E+02	.1685E+07	.4834E+05	.3609E+03	16	18	0	1
10	.1742E+02	.1685E+07	.4825E+05	.3603E+03	18	20	0	1
11	.1742E+02	.1685E+07	.4819E+05	.3600E+03	20	22	0	1
12	.1742E+02	.1685E+07	.4819E+05	.3600E+03	22	24	0	1
13	.1742E+02	.1685E+07	.4825E+05	.3603E+03	24	26	0	1
14	.1742E+02	.1685E+07	.4834E+05	.3609E+03	26	28	0	1
15	.1742E+02	.1685E+07	.4847E+05	.3617E+03	28	30	0	1
16	.1742E+02	.1685E+07	.4864E+05	.3628E+03	30	32	0	1
17	.1742E+02	.1685E+07	.4884E+05	.3642E+03	32	34	0	1
18	.1742E+02	.1685E+07	.4894E+05	.3662E+03	34	36	0	1
19	.1742E+02	.1685E+07	.4908E+05	.3697E+03	36	38	0	1
20	.1742E+02	.1685E+07	.4935E+05	.3677E+03	38	40	0	1
21	.1742E+02	.1685E+07	.4966E+05	.3699E+03	40	42	0	1
22	.1742E+02	.1685E+07	.5000E+05	.3723E+03	42	44	0	1
23	.1187E+02	.1685E+07	.5000E+05	.3838E+03	1	3	0	1
24	.1187E+02	.1685E+07	.4937E+05	.3792E+03	3	5	0	1
25	.1187E+02	.1685E+07	.4880E+05	.3750E+03	5	7	0	1
26	.1187E+02	.1685E+07	.4840E+05	.3702E+03	7	9	0	1
27	.1187E+02	.1685E+07	.4805E+05	.3686E+03	9	11	0	1
28	.1187E+02	.1685E+07	.4785E+05	.3681E+03	11	13	0	1
29	.1187E+02	.1685E+07	.4747E+05	.3655E+03	13	15	0	1
30	.1187E+02	.1685E+07	.4716E+05	.3633E+03	15	17	0	1
31	.1187E+02	.1685E+07	.4692E+05	.3617E+03	17	19	0	1
32	.1187E+02	.1685E+07	.4674E+05	.3606E+03	19	21	0	1
33	.1187E+02	.1685E+07	.4664E+05	.3601E+03	21	23	0	1
34	.1187E+02	.1685E+07	.4664E+05	.3601E+03	23	25	0	1
35	.1187E+02	.1685E+07	.4674E+05	.3606E+03	25	27	0	1
36	.1187E+02	.1685E+07	.4692E+05	.3617E+03	27	29	0	1

37	.1187E+02	.1685E-07	.4716E+05	.3633E+03	29	31	0	1
38	.1187E+02	.1685E-07	.4747E+05	.3655E+03	31	33	0	1
39	.1187E+02	.1685E-07	.4785E+05	.3681E+03	33	35	0	1
40	.1187E+02	.1685E-07	.4805E+05	.3686E+03	35	36	0	1
41	.1187E+02	.1685E-07	.4840E+05	.2027E+03	36	37	0	1
42	.1187E+02	.1685E-07	.4880E+05	.3750E+03	37	39	0	1
43	.1187E+02	.1685E-07	.4937E+05	.3792E+03	39	41	0	1
44	.1187E+02	.1685E-07	.5000E+05	.3838E+03	41	43	0	1
45	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.4720E+03	3	4	0	0
46	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.2680E+03	5	6	0	0
47	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.8800E+02	7	8	0	0
48	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.6800E+02	10	11	0	0
49	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.2000E+03	12	13	0	0
50	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.3080E+03	14	15	0	0
51	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.3920E+03	16	17	0	0
52	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.4520E+03	18	19	0	0
53	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.4880E+03	20	21	0	0
54	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.5000E+03	22	23	0	0
55	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.4880E+03	24	25	0	0
56	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.4520E+03	26	27	0	0
57	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.3920E+03	28	29	0	0
58	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.3080E+03	30	31	0	0
59	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.2000E+03	32	33	0	0
60	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.6800E+02	34	35	0	0
61	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.8800E+02	37	38	0	0
62	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.2680E+03	39	40	0	0
63	.1062E+02	.2100E-07	.0000E+00	.4720E+03	41	42	0	0

CASO DE CARGA NUMERO = 1

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

CARGAS NODALES

NUDO	PX	PY	PZ
3	.0000E+00	.0000E+00	
4	.0000E+00	-.2606E+04	
5	.0000E+00	.0000E+00	
6	.0000E+00	-.2606E+04	
7	.0000E+00	.0000E+00	
8	.0000E+00	-.2606E+04	
9	.0000E+00	.0000E+00	
10	.0000E+00	.0000E+00	
11	.0000E+00	-.2606E+04	
12	.0000E+00	.0000E+00	
13	.0000E+00	-.2606E+04	
14	.0000E+00	.0000E+00	
15	.0000E+00	-.2606E+04	
16	.0000E+00	.0000E+00	
17	.0000E+00	-.2606E+04	
18	.0000E+00	.0000E+00	

19	.0000E+00	-.2606E+04
20	.0000E+00	.0000E+00
21	.0000E+00	-.2606E+04
22	.0000E+00	.0000E+00
23	.0000E+00	-.2606E+04
24	.0000E+00	.0000E+00
25	.0000E+00	-.2606E+04
26	.0000E+00	.0000E+00
27	.0000E+00	-.2606E+04
28	.0000E+00	.0000E+00
29	.0000E+00	-.2606E+04
30	.0000E+00	.0000E+00
31	.0000E+00	-.2606E+04
32	.0000E+00	.0000E+00
33	.0000E+00	-.2606E+04
34	.0000E+00	.0000E+00
35	.0000E+00	-.2606E+04
36	.0000E+00	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00
38	.0000E+00	-.2606E+04
39	.0000E+00	.0000E+00
40	.0000E+00	-.2606E+04
41	.0000E+00	.0000E+00
42	.0000E+00	-.2606E+04

NUMERO DE CICLOS = 10
 PORCENTAJE DE TOLERANCIA EN ERROR DE DEFLEXIONES = .1000E+01
 MAGNITUD DE LA DEFLEXION PERMITIDA PARA SER IGNORADA
 EN EL CHEQUEO DE APROXIMACION = .1000E-02

DETALLE DE MIEMBROS QUE SE AFLOJAN

CICLO ITERATIVO No. # 1

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO ITERATIVO No. # 2

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO ITERATIVO No. # 3

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO DE ITERACION No. 3

DESPLAZAMIENTOS

MUDO	DX	DY	DZ
1	.0000E+00	.0000E+00	
2	.0000E+00	.0000E+00	
3	.3549E+00	-.3480E+01	
4	-.2711E+00	-.3477E+01	
5	.5016E+00	-.6630E+01	
6	-.3793E+00	-.6630E+01	
7	.4594E+00	-.9443E+01	
8	-.3389E+00	-.9446E+01	
9	.5493E+02	-.9440E+01	
10	-.6647E+00	-.1444E+02	
11	.8160E+00	-.1447E+02	
12	-.1230E+01	-.2144E+02	
13	.1518E+01	-.2149E+02	
14	-.1427E+01	-.2718E+02	
15	.1764E+01	-.2724E+02	
16	-.1330E+01	-.3165E+02	
17	.1644E+01	-.3172E+02	
18	-.1010E+01	-.3485E+02	
19	.1249E+01	-.3492E+02	
20	-.5423E+00	-.3677E+02	
21	.6704E+00	-.3684E+02	
22	.0000E+00	-.3742E+02	
23	.0000E+00	-.3748E+02	
24	.5423E+00	-.3677E+02	
25	-.6704E+00	-.3684E+02	
26	.1010E+01	-.3485E+02	
27	-.1250E+01	-.3492E+02	
28	.1330E+01	-.3165E+02	
29	-.1645E+01	-.3172E+02	
30	.1427E+01	-.2718E+02	
31	-.1765E+01	-.2724E+02	
32	.1230E+01	-.2144E+02	
33	-.1518E+01	-.2149E+02	
34	.6630E+00	-.1444E+02	
35	-.8159E+00	-.1447E+02	
36	.5839E+02	-.9440E+01	
37	-.4595E+00	-.9443E+01	
38	.3389E+00	-.9446E+01	
39	-.5015E+00	-.6630E+01	
40	.3789E+00	-.6630E+01	
41	-.3543E+00	-.3480E+01	
42	.2710E+00	-.3477E+01	
43	.0000E+00	.0000E+00	
44	.0000E+00	.0000E+00	

FUERZAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	FUERZA TOTAL	CAMBIO EN FZA
1	.100515E+06	.505153E+05
2	.998139E+05	.501549E+05
3	.991859E+05	.498349E+05
4	.986459E+05	.495679E+05
5	.948806E+05	.459366E+05
6	.944278E+05	.455878E+05
7	.940148E+05	.453768E+05
8	.936819E+05	.452099E+05
9	.934311E+05	.450881E+05
10	.932634E+05	.450134E+05
11	.931795E+05	.449855E+05
12	.931795E+05	.449855E+05
13	.932635E+05	.450135E+05
14	.934309E+05	.450879E+05
15	.936821E+05	.452101E+05
16	.940149E+05	.453769E+05
17	.944277E+05	.455877E+05
18	.948809E+05	.459369E+05
19	.986458E+05	.495678E+05
20	.991860E+05	.498350E+05
21	.998139E+05	.501549E+05
22	.100515E+06	.505153E+05
23	.527097E+04	-.447290E+05
24	.521088E+04	-.441611E+05
25	.515721E+04	-.436458E+05
26	.512808E+04	-.432679E+05
27	.911411E+04	-.389319E+05
28	.902001E+04	-.388320E+05
29	.892532E+04	-.385477E+05
30	.885142E+04	-.383096E+05
31	.879650E+04	-.381195E+05
32	.876004E+04	-.379810E+05
33	.874184E+04	-.378942E+05
34	.874184E+04	-.378942E+05
35	.876004E+04	-.379810E+05
36	.879650E+04	-.381195E+05
37	.885142E+04	-.383096E+05
38	.892532E+04	-.385477E+05
39	.902000E+04	-.388320E+05
40	.911413E+04	-.389319E+05
41	.512804E+04	-.432680E+05
42	.515718E+04	-.436458E+05
43	.521085E+04	-.441612E+05
44	.527095E+04	-.447291E+05
45	.187164E+03	.187164E+03
46	.187266E+03	.187266E+03
47	.114730E+03	.114730E+03
48	-.278113E+04	-.278113E+04
49	-.292340E+04	-.292340E+04
50	-.292022E+04	-.292022E+04
51	-.291803E+04	-.291803E+04

52	-.291653E+04	-.291653E+04
53	-.291565E+04	-.291565E+04
54	-.291536E+04	-.291536E+04
55	-.291565E+04	-.291565E+04
56	-.291653E+04	-.291653E+04
57	-.291803E+04	-.291803E+04
58	-.292022E+04	-.292022E+04
59	-.292339E+04	-.292339E+04
60	-.278115E+04	-.278115E+04
61	.114735E+03	.114735E+03
62	.187262E+03	.187262E+03
63	.187166E+03	.187166E+03

MAXIMO PORCENTAJE DE CORRECCION EN DEFLEXIONES / DEFLEXION OBTENIDA = .501839E+00

LONGITUD DEL ARREGLO TRI USADO= 340

CASO DE CARGA NUMERO = 2

CARGA MUERTA + CARGA VIVA + GRANIZO (RCDF87)

C A R G A S M O D A L E S

MUDO	PX	PY	PZ
3	.0000E+00	.0000E+00	
4	.0000E+00	-.1742E+04	
5	.0000E+00	.0000E+00	
6	.0000E+00	-.1742E+04	
7	.0000E+00	.0000E+00	
8	.0000E+00	-.7639E+04	
9	.0000E+00	.0000E+00	
10	.0000E+00	.0000E+00	
11	.0000E+00	-.8825E+04	
12	.0000E+00	.0000E+00	
13	.0000E+00	-.1742E+04	
14	.0000E+00	.0000E+00	
15	.0000E+00	-.1742E+04	
16	.0000E+00	.0000E+00	
17	.0000E+00	-.1742E+04	
18	.0000E+00	.0000E+00	
19	.0000E+00	-.1742E+04	
20	.0000E+00	.0000E+00	
21	.0000E+00	-.1742E+04	
22	.0000E+00	.0000E+00	
23	.0000E+00	-.1742E+04	
24	.0000E+00	.0000E+00	
25	.0000E+00	-.1742E+04	
26	.0000E+00	.0000E+00	
27	.0000E+00	-.1742E+04	
28	.0000E+00	.0000E+00	

29	.0000E+00	-.1742E+04
30	.0000E+00	.0000E+00
31	.0000E+00	-.1742E+04
32	.0000E+00	.0000E+00
33	.0000E+00	-.1742E+04
34	.0000E+00	.0000E+00
35	.0000E+00	-.8825E+04
36	.0000E+00	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00
38	.0000E+00	-.7639E+04
39	.0000E+00	.0000E+00
40	.0000E+00	-.1742E+04
41	.0000E+00	.0000E+00
42	.0000E+00	-.1742E+04

NUMERO DE CICLOS = 10
 PORCENTAJE DE TOLERANCIA EN ERROR DE DEFLEXIONES = .1000E+01
 MAGNITUD DE LA DEFLEXION PERMITIDA PARA SER IGNORADA
 EN EL CRÉQUEO DE APROXIMACION = .1000E+02

DETALLE DE MIEMBROS QUE SE AFLOJAN

CICLO ITERATIVO No. = 1

MIEMBRO No.	FUERZA TOTAL CALCULADA
23	-.5844E+04
24	-.3979E+04
43	-.3980E+04
44	-.5846E+04

CICLO ITERATIVO No. = 2

MIEMBRO No.	FUERZA TOTAL CALCULADA
23	-.2216E+05
24	-.3176E+04
43	-.3171E+04
44	-.2215E+05

CICLO ITERATIVO No. = 3

MIEMBRO No.	FUERZA TOTAL CALCULADA
23	-.2288E+05
24	-.7390E+04
43	-.7390E+04
44	-.2288E+05

CICLO ITERATIVO No. 4

MIEMBRO No.	FUERZA TOTAL CALCULADA
23	-.2282E+05
24	-.7299E+04
41	-.7055E-05
43	-.7301E+04
44	-.2282E+05

CICLO ITERATIVO No. 5

MIEMBRO No.	FUERZA TOTAL CALCULADA
23	-.2282E+05
24	-.7299E+04
41	-.1699E+01
43	-.7301E+04
44	-.2282E+05

CICLO DE ITERACION No. 5

DESPLAZAMIENTOS

NUDO	DX	DY	DZ
1	.0000E+00	.0000E+00	
2	.0000E+00	.0000E+00	
3	-.9633E+00	-.1425E+01	
4	.4643E+00	-.1428E+01	
5	-.3186E+00	-.6922E+01	
6	-.4333E-01	-.6922E+01	
7	.1394E+01	-.1651E+02	
8	-.1360E+01	-.1655E+02	
9	-.2050E+00	-.1249E+02	
10	-.2493E+01	-.2457E+02	
11	.2086E+01	-.2475E+02	
12	-.2223E+01	-.2619E+02	
13	.1910E+01	-.2626E+02	
14	-.1867E+01	-.2746E+02	
15	.1644E+01	-.2751E+02	
16	-.1452E+01	-.2842E+02	
17	.1300E+01	-.2848E+02	
18	-.9917E+00	-.2911E+02	
19	.8979E+00	-.2916E+02	
20	-.5029E+00	-.2952E+02	
21	.4583E+00	-.2957E+02	
22	.0000E+00	-.2965E+02	
23	.0000E+00	-.2971E+02	
24	.5029E+00	-.2952E+02	
25	-.4585E+00	-.2957E+02	
26	.9917E+00	-.2911E+02	
27	-.8979E+00	-.2916E+02	
28	.1452E+01	-.2842E+02	

29	-.1300E+01	-.2848E+02
30	.1868E+01	-.2746E+02
31	-.1643E+01	-.2731E+02
32	.2222E+01	-.2619E+02
33	-.1910E+01	-.2626E+02
34	.2493E+01	-.2457E+02
35	-.2084E+01	-.2473E+02
36	.2051E+00	-.1249E+02
37	-.1394E+01	-.1651E+02
38	.1360E+01	-.1655E+02
39	.3179E+00	-.6922E+01
40	.4297E-01	-.6922E+01
41	.9634E+00	-.1425E+01
42	-.4644E+00	-.1428E+01
43	.0000E+00	.0000E+00
44	.0000E+00	.0000E+00

FUERZAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	FUERZA TOTAL	CAMBIO EN FZA
1	.114266E+06	.642663E+05
2	.113829E+06	.641695E+05
3	.113416E+06	.640648E+05
4	.111909E+06	.628309E+05
5	.913775E+05	.424335E+05
6	.903185E+05	.414785E+05
7	.900092E+05	.413712E+05
8	.897492E+05	.412772E+05
9	.895498E+05	.412068E+05
10	.894156E+05	.411656E+05
11	.893482E+05	.411542E+05
12	.893482E+05	.411542E+05
13	.894156E+05	.411656E+05
14	.895499E+05	.412069E+05
15	.897491E+05	.412771E+05
16	.900094E+05	.413714E+05
17	.903184E+05	.414784E+05
18	.913774E+05	.424334E+05
19	.111909E+06	.628309E+05
20	.113416E+06	.640650E+05
21	.113828E+06	.641694E+05
22	.114266E+06	.642662E+05
23	.000000E+00	-.500000E+05
24	.000000E+00	-.493720E+05
25	.590077E-07	-.488030E+05
26	.115107E-06	-.483960E+05
27	.220016E+05	-.260444E+05
28	.216221E+05	-.262299E+05
29	.214171E+05	-.260559E+05
30	.212664E+05	-.258946E+05
31	.211571E+05	-.257589E+05
32	.210853E+05	-.256557E+05
33	.210496E+05	-.255864E+05

34	.210496E+05	-.255864E+05
35	.210852E+05	-.256558E+05
36	.211571E+05	-.257589E+05
37	.212665E+05	-.258945E+05
38	.214171E+05	-.260559E+05
39	.216221E+05	-.262299E+05
40	.220016E+05	-.260444E+05
41	.000000E+00	-.483960E+05
42	.115855E+06	-.488030E+05
43	.000000E+00	-.493720E+05
44	.000000E+00	-.500000E+05
45	-.137242E-07	-.137242E-07
46	.845259E-07	.845259E-07
47	.305017E-07	.305017E-07
48	-.802327E+04	-.802327E+04
49	-.255957E+04	-.255957E+04
50	-.255001E+04	-.255001E+04
51	-.254751E+04	-.254751E+04
52	-.254631E+04	-.254631E+04
53	-.254572E+04	-.254572E+04
54	-.254552E+04	-.254552E+04
55	-.254572E+04	-.254572E+04
56	-.254631E+04	-.254631E+04
57	-.254752E+04	-.254752E+04
58	-.255001E+04	-.255001E+04
59	-.255957E+04	-.255957E+04
60	-.802328E+04	-.802328E+04
61	.341787E-06	.341787E-06
62	.119528E-07	.119528E-07
63	.332846E-07	.332846E-07

MAXIMO PORCENTAJE DE CORRECCION EN DEFLEXIONES / DEFLEXION OBTENIDA = .158713E-01

LONGITUD DEL ARREGLO TRJ USADO= 332

MIEMBROS FLOJOS SON: 23 24 41 43 44

CASO DE CARGA NUMERO = 3

CARGA MUERTA + VIENTO TRANSVERZAL

C A R G A S N O D A L E S

MUDO	PX	PY	PZ
3	.0000E+00	.0000E+00	
4	.7910E+03	.2286E+04	
5	.0000E+00	.0000E+00	
6	.7070E+03	.2305E+04	
7	.0000E+00	.0000E+00	
8	.6500E+03	.2465E+04	

9	.0000E+00	.0000E+00
10	.0000E+00	.0000E+00
11	-.8020E+03	.2558E+04
12	.0000E+00	.0000E+00
13	-.7050E+03	.2746E+04
14	.0000E+00	.0000E+00
15	-.5670E+03	.2770E+04
16	.0000E+00	.0000E+00
17	-.4280E+03	.2789E+04
18	.0000E+00	.0000E+00
19	-.2860E+03	.2803E+04
20	.0000E+00	.0000E+00
21	-.1440E+03	.2811E+04
22	.0000E+00	.0000E+00
23	.0000E+00	.2814E+04
24	.0000E+00	.0000E+00
25	.1440E+03	.2811E+04
26	.0000E+00	.0000E+00
27	.2860E+03	.2803E+04
28	.0000E+00	.0000E+00
29	.4280E+03	.2789E+04
30	.0000E+00	.0000E+00
31	.5670E+03	.2770E+04
32	.0000E+00	.0000E+00
33	.7050E+03	.2746E+04
34	.0000E+00	.0000E+00
35	.8020E+03	.2558E+04
36	.0000E+00	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00
38	-.6500E+03	.2465E+04
39	.0000E+00	.0000E+00
40	-.7070E+03	.2305E+04
41	.0000E+00	.0000E+00
42	-.7910E+03	.2286E+04

NUMERO DE CICLOS = 10
 PORCENTAJE DE TOLERANCIA EN ERROR DE DEFLEXIONES = .1000E+01
 MAGNITUD DE LA DEFLEXION PERMITIDA PARA SER IGNORADA
 EN EL CHEQUEO DE APROXIMACION = .1000E-02

DETALLE DE MIEMBROS QUE SE AFLOJAN

CICLO ITERATIVO No. = 1

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO ITERATIVO No. = 2

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO ITERATIVO No. = 3

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO DE ITERACION No. = 3

DESPLAZAMIENTOS

MUDO	DX	DY	DZ
1	.0000E+00	.0000E+00	
2	.0000E+00	.0000E+00	
3	.6044E-01	.1683E+01	
4	.2652E-01	.1745E+01	
5	.2673E-01	.3771E+01	
6	.7530E-01	.3806E+01	
7	-.1139E+00	.6420E+01	
8	.1797E+00	.6431E+01	
9	.5957E-01	.7058E+01	
10	.4896E+00	.1091E+02	
11	-.6593E+00	.1090E+02	
12	.9161E+00	.1660E+02	
13	-.1342E+01	.1659E+02	
14	.1043E+01	.2098E+02	
15	-.1555E+01	.2097E+02	
16	.9524E+00	.2421E+02	
17	-.1430E+01	.2420E+02	
18	.7119E+00	.2642E+02	
19	-.1073E+01	.2641E+02	
20	.3784E+00	.2770E+02	
21	-.5708E+00	.2769E+02	
22	.0000E+00	.2813E+02	
23	.0000E+00	.2812E+02	
24	-.3784E+00	.2770E+02	
25	.5708E+00	.2769E+02	
26	-.7119E+00	.2642E+02	
27	.1072E+01	.2641E+02	
28	-.9526E+00	.2421E+02	
29	.1430E+01	.2419E+02	
30	-.1043E+01	.2098E+02	
31	.1555E+01	.2097E+02	
32	-.9165E+00	.1660E+02	
33	.1341E+01	.1659E+02	
34	-.4897E+00	.1091E+02	
35	.6592E+00	.1090E+02	
36	-.5957E-01	.7058E+01	
37	.1138E+00	.6420E+01	
38	-.1797E+00	.6431E+01	
39	-.2734E-01	.3771E+01	
40	-.7520E-01	.3806E+01	
41	-.6055E-01	.1682E+01	
42	-.2684E-01	.1745E+01	
43	.0000E+00	.0000E+00	
44	.0000E+00	.0000E+00	

FUERZAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	FUERZA TOTAL	CAMBIO EN FZA
1	.172274E+05	-.327726E+05
2	.163018E+05	-.333572E+05
3	.154829E+05	-.338681E+05
4	.147863E+05	-.342917E+05
5	.170926E+05	-.318514E+05
6	.170647E+05	-.317753E+05
7	.170099E+05	-.316281E+05
8	.169649E+05	-.315071E+05
9	.169305E+05	-.314125E+05
10	.169072E+05	-.313428E+05
11	.168955E+05	-.312985E+05
12	.168955E+05	-.312985E+05
13	.169072E+05	-.313428E+05
14	.169305E+05	-.314125E+05
15	.169649E+05	-.315071E+05
16	.170099E+05	-.316281E+05
17	.170647E+05	-.317753E+05
18	.170926E+05	-.318514E+05
19	.147863E+05	-.342917E+05
20	.154828E+05	-.338682E+05
21	.163018E+05	-.333572E+05
22	.172273E+05	-.327727E+05
23	.835163E+05	.335163E+05
24	.825304E+05	.331584E+05
25	.816477E+05	.328447E+05
26	.808752E+05	.324792E+05
27	.785306E+05	.304846E+05
28	.786501E+05	.307981E+05
29	.787010E+05	.312280E+05
30	.787421E+05	.315811E+05
31	.787741E+05	.318581E+05
32	.787951E+05	.320541E+05
33	.788066E+05	.321706E+05
34	.788066E+05	.321706E+05
35	.787952E+05	.320542E+05
36	.787740E+05	.318580E+05
37	.787422E+05	.315812E+05
38	.787011E+05	.312281E+05
39	.786500E+05	.307980E+05
40	.785307E+05	.304847E+05
41	.808752E+05	.324792E+05
42	.816478E+05	.328448E+05
43	.825303E+05	.331583E+05
44	.835163E+05	.335163E+05
45	.294636E+04	.294636E+04
46	.291358E+04	.291358E+04
47	.282109E+04	.282109E+04
48	-.177004E+03	-.177004E+03
49	-.406210E+03	-.406210E+03
50	-.414776E+03	-.414776E+03
51	-.421446E+03	-.421446E+03

52	-.426216E+03	-.426216E+03
53	-.429155E+03	-.429155E+03
54	-.430088E+03	-.430088E+03
55	-.429156E+03	-.429156E+03
56	-.426215E+03	-.426215E+03
57	-.421449E+03	-.421449E+03
58	-.414771E+03	-.414771E+03
59	-.406207E+03	-.406207E+03
60	-.177023E+03	-.177023E+03
61	.282110E+04	.282110E+04
62	.291358E+04	.291358E+04
63	.294635E+04	.294635E+04

MAXIMO PORCENTAJE DE CORRECCION EN DEFLEXIONES / DEFLEXION OBTENIDA = .422057E+00

LONGITUD DEL ARREGLO TRI USADO= 340

CASO DE CARGA NUMERO = 4

CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO

C A R G A S N O D A L E S

NUDD	PX	PY	PZ
3	.0000E+00	.0000E+00	
4	.1810E+03	-.1742E+04	
5	.0000E+00	.0000E+00	
6	.1810E+03	-.1742E+04	
7	.0000E+00	.0000E+00	
8	.1810E+03	-.1742E+04	
9	.0000E+00	.0000E+00	
10	.0000E+00	.0000E+00	
11	.1810E+03	-.1742E+04	
12	.0000E+00	.0000E+00	
13	.1810E+03	-.1742E+04	
14	.0000E+00	.0000E+00	
15	.1810E+03	-.1742E+04	
16	.0000E+00	.0000E+00	
17	.1810E+03	-.1742E+04	
18	.0000E+00	.0000E+00	
19	.1810E+03	-.1742E+04	
20	.0000E+00	.0000E+00	
21	.1810E+03	-.1742E+04	
22	.0000E+00	.0000E+00	
23	.1810E+03	-.1742E+04	
24	.0000E+00	.0000E+00	
25	.1810E+03	-.1742E+04	
26	.0000E+00	.0000E+00	
27	.1810E+03	-.1742E+04	
28	.0000E+00	.0000E+00	

29	.1810E+03	-.1742E+04
30	.0000E+00	.0000E+00
31	.1810E+03	-.1742E+04
32	.0000E+00	.0000E+00
33	.1810E+03	-.1742E+04
34	.0000E+00	.0000E+00
35	.1810E+03	-.1742E+04
36	.0000E+00	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00
38	.1810E+03	-.1742E+04
39	.0000E+00	.0000E+00
40	.1810E+03	-.1742E+04
41	.0000E+00	.0000E+00
42	.1810E+03	-.1742E+04

NUMERO DE CICLOS = 10
 PORCENTAJE DE TOLERANCIA EN ERROR DE DEFLEXIONES = .1000E+01
 MAGNITUD DE LA DEFLEXION PERMITIDA PARA SER IGNORADA
 EN EL CHEQUEO DE APROXIMACION = .1000E-02

DETALLE DE MIEMBROS QUE SE AFLOJAN

CICLO ITERATIVO No. = 1

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO ITERATIVO No. = 2

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO ITERATIVO No. = 3

MIEMBRO No. FUERZA TOTAL CALCULADA

CICLO DE ITERACION No. = 3

DESPLAZAMIENTOS

KUDO	DX	DY	DZ
1	.0000E+00	.0000E+00	
2	.0000E+00	.0000E+00	
3	.2213E+00	-.2375E+01	
4	-.1470E+00	-.2362E+01	
5	.3347E+00	-.4630E+01	
6	-.2159E+00	-.4622E+01	
7	.3403E+00	-.6740E+01	
8	-.2019E+00	-.6740E+01	
9	.3430E+01	-.6797E+01	
10	-.4955E+00	-.1073E+02	
11	.7096E+00	-.1073E+02	

12	-.9579E+00	-.1614E+02
13	.1318E+01	-.1618E+02
14	-.1117E+01	-.2043E+02
15	.1539E+01	-.2048E+02
16	-.1042E+01	-.2362E+02
17	.1459E+01	-.2367E+02
18	-.7998E+00	-.2575E+02
19	.1164E+01	-.2581E+02
20	-.4531E+00	-.2686E+02
21	.7322E+00	-.2692E+02
22	-.6120E-01	-.2700E+02
23	.2395E+00	-.2709E+02
24	.3206E+00	-.2621E+02
25	-.2446E+00	-.2626E+02
26	.6421E+00	-.2454E+02
27	-.6558E+00	-.2459E+02
28	.8569E+00	-.2205E+02
29	-.9346E+00	-.2210E+02
30	.9238E+00	-.1879E+02
31	-.1029E+01	-.1883E+02
32	.8081E+00	-.1481E+02
33	-.8896E+00	-.1484E+02
34	.4766E+00	-.1016E+02
35	-.4771E+00	-.1018E+02
36	.5371E-01	-.6803E+01
37	.3184E+00	-.6934E+01
38	.3203E+00	-.6934E+01
39	-.3892E+00	-.4975E+01
40	.3525E+00	-.4969E+01
41	-.2949E+00	-.2677E+01
42	.2539E+00	-.2665E+01
43	.0000E+00	.0000E+00
44	.0000E+00	.0000E+00

FUERZAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	FUERZA TOTAL	CAMBIO EN FZA
1	.868656E+05	.368656E+05
2	.860930E+05	.364340E+05
3	.853808E+05	.360298E+05
4	.847702E+05	.356922E+05
5	.816799E+05	.327359E+05
6	.813237E+05	.326837E+05
7	.809764E+05	.323384E+05
8	.806988E+05	.322268E+05
9	.806916E+05	.321486E+05
10	.803552E+05	.321052E+05
11	.802892E+05	.320952E+05
12	.802929E+05	.320989E+05
13	.803655E+05	.321155E+05
14	.805062E+05	.321632E+05
15	.807137E+05	.322417E+05
16	.809862E+05	.323482E+05

17	.813220E+05	.324820E+05
18	.816640E+05	.327200E+05
19	.840065E+05	.349285E+05
20	.842510E+05	.349000E+05
21	.845943E+05	.349353E+05
22	.849990E+05	.349990E+05
23	.182740E+05	-.317260E+05
24	.180601E+05	-.313119E+05
25	.178691E+05	-.309339E+05
26	.177561E+05	-.306399E+05
27	.208094E+05	-.272366E+05
28	.204992E+05	-.273528E+05
29	.201603E+05	-.273127E+05
30	.198543E+05	-.273067E+05
31	.195800E+05	-.273360E+05
32	.193366E+05	-.274044E+05
33	.191236E+05	-.275124E+05
34	.189405E+05	-.276955E+05
35	.187865E+05	-.279545E+05
36	.186611E+05	-.282549E+05
37	.185635E+05	-.285975E+05
38	.184929E+05	-.289801E+05
39	.184496E+05	-.294024E+05
40	.183767E+05	-.296693E+05
41	.180889E+05	-.323071E+05
42	.161889E+05	-.326141E+05
43	.163588E+05	-.330132E+05
44	.165480E+05	-.334520E+05
45	.660062E+03	.660062E+03
46	.659150E+03	.659150E+03
47	.439082E+03	.439082E+03
48	-.220611E+04	-.220611E+04
49	-.248961E+04	-.248961E+04
50	-.247805E+04	-.247805E+04
51	-.246683E+04	-.246683E+04
52	-.245577E+04	-.245577E+04
53	-.244487E+04	-.244487E+04
54	-.243408E+04	-.243408E+04
55	-.242344E+04	-.242344E+04
56	-.241293E+04	-.241293E+04
57	-.240258E+04	-.240258E+04
58	-.239240E+04	-.239240E+04
59	-.238257E+04	-.238257E+04
60	-.210591E+04	-.210591E+04
61	.388823E+03	.388823E+03
62	.587826E+03	.587826E+03
63	.585279E+03	.585279E+03

MAXIMO PORCENTAJE DE CORRECCION EN DEFLEXIONES / DEFLEXION OBTENIDA = .728729E+00

LONGITUD DEL ARREGLO TRI USADO= 360

ALTO DE EJECUCION EN PROGRAMA PRINCIPAL

```

*****
*           * * PRANES * *           *
*           * Programa de *           *
*           * ANÁLISIS ESTRUCTURAL de *           *
*           * Marcos y armaduras planas *           *
*           * v 3.60-88 (c) sjo,vms *           *
*****

```

Título : ANALISIS DE COLUMNAS RETSWIDAS Y FALONES

No. de nudos	14
No. de elementos	22
No. de secciones	5
No. de nudos restringidos	8
No. de grupos de carga	11
No. de combinaciones de carga	6

Módulo de elasticidad general (e) = 2100000
 Peso volumétrico general = .00785

Coordenadas		
nudo	(x)	(y)
1	0.000	0.000
2	2880.000	2952.000
3	3073.000	3145.000
4	3266.000	2952.000
5	3266.000	3338.000
6	3459.000	3145.000
7	3652.000	2952.000
8	3459.000	3531.000
9	3652.000	3338.000
10	3652.000	3724.000
11	3652.000	3652.000
12	3652.000	2232.000
13	3652.000	1532.000
14	3652.000	850.000

Restricciones en nudos			
nudo	r(x)	r(y)	m(z)
1	1	1	1
2	0	0	1
3	0	0	1
4	0	0	1
5	0	0	1
6	0	0	1
8	0	0	1
14	1	1	1

Propiedades de secciones

sección	Área	I(x)	e	p.vol.
1	26.13	0.00	1685000.00	0.0080370
2	17.42	0.00	1685000.00	0.0080370
3	26.98	3640.22	2100000.00	0.0078500
4	11.46	418.04	2100000.00	0.0078500
5	488.62	935966.00	2100000.00	0.0078500

Elementos y conectividades

viga	sección	n(i)	n(j)	long.
1	1	-1	-11	3164.708
2	2	-1	-7	4695.893
3	3	-2	-3	272.943
4	3	-3	-5	272.943
5	3	-5	-8	272.943
6	3	-8	-10	272.943
7	3	-2	-4	386.000
8	3	-4	-7	386.000
9	4	-3	-4	272.943
10	4	-4	-5	386.000
11	4	-4	-6	272.943
12	4	-6	-7	272.943
13	4	-5	-6	272.943
14	4	-5	-9	386.000
15	4	-6	-9	272.943
16	4	-8	-9	272.943
17	5	11	10	72.000
18	5	9	11	314.000
19	5	7	9	386.000
20	5	12	7	700.000
21	5	13	12	700.000
22	5	14	13	702.000

***** Grupos de carga *****

El peso propio de la estructura será calculado y agregado automáticamente por el programa.

Grupo de carga no.(1) CARGA MUERTA

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
2	0.000	-348.000	0.000
3	0.000	-478.000	0.000
4	0.000	-25.000	0.000
5	0.000	-478.000	0.000
6	0.000	-25.000	0.000
7	0.000	-416.000	0.000
8	0.000	-478.000	0.000
9	0.000	-25.000	0.000
10	0.000	-675.000	0.000
11	0.000	-25.000	0.000

Grupo de carga no.(2) CARGA VIVA

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
2	0.000	-624.000	0.000
3	0.000	-1248.000	0.000
5	0.000	-1248.000	0.000
8	0.000	-1248.000	0.000
10	0.000	-624.000	0.000

Grupo de carga no.(3) SISMO HACIA LA DERECHA

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
7	625.500	0.000	0.000
11	625.500	0.000	0.000

Grupo de carga no.(4) SISMO HACIA LA IZQUIERDA

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
7	-625.500	0.000	0.000
11	-625.500	0.000	0.000

Grupo de carga no.(5) VIENTO HACIÁ LA IZQUIERDA

Cargas en vigas

viga	tipo	carga	desde	hasta	ángulo
1	unif	-0.059	0.000	5164.708	0.000
2	unif	-0.065	0.000	4695.893	0.000
20	unif	-1.184	0.000	700.000	0.000
21	unif	-1.184	0.000	700.000	0.000
22	unif	-1.184	0.000	702.000	0.000

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
2	-561.000	561.000	0.000
3	-1121.000	1121.000	0.000
5	-1121.000	1121.000	0.000
8	-1121.000	1121.000	0.000
10	-561.000	561.000	0.000

Grupo de carga no.(6) VIENTO HACIÁ LA DERECHA

Cargas en vigas

viga	tipo	carga	desde	hasta	ángulo
1	unif	0.059	0.000	5164.708	0.000
2	unif	0.065	0.000	4695.893	0.000
20	unif	1.184	0.000	700.000	0.000
21	unif	1.184	0.000	700.000	0.000
22	unif	1.184	0.000	702.000	0.000

fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
2	445.000	-445.000	0.000
3	890.000	-890.000	0.000
5	890.000	-890.000	0.000
8	890.000	-890.000	0.000
10	445.000	-445.000	0.000

Grupo de carga no.(7) REACCIONES DE LA ARMADURA POR CN+CV

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
7	4960.000	1782.000	0.000
11	9696.000	-27851.000	0.000

Grupo de carga no.(8) REACCIONES DE LA ARMADURA POR CM+CV+GRANIZO

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
11	110387.000	-30389.000	0.000

Grupo de carga no.(9) REACCIONES DE LA ARMADURA POR CM+VTO

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
7	78223.000	29260.000	0.000
11	17112.000	-3622.000	0.000

Grupo de carga no.(10) REACCIONES DE ARM. POR CM+CV+SISMO N. DERECHA

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
7	17180.000	6229.000	0.000
11	83849.000	-23563.000	0.000

Grupo de carga no.(11) REACCIONES DE ARM. POR CM+CV+SISMO N. IZQ.

Fuerzas nodales

nudo	f(x)	f(y)	m(z)
7	15562.000	5228.000	0.000
11	82027.000	-23151.000	0.000

***** Combinaciones de grupos de carga *****

Combinación no. 1 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

grupo	%	grupo	%	grupo	%	grupo	%
1	100.000	2	100.000	7	100.000		

Combinación no. 2 CM+CV+GRANIZO

grupo	%	grupo	%	grupo	%	grupo	%
1	100.000	8	100.000				

Combinación no. 3 CM+CV+VIENTO DERECHA

grupo	%	grupo	%	grupo	%	grupo	%
1	100.000	2	30.000	6	100.000	9	100.000

Combinación no. 4 CM+CV+VIENTO IZQUIERDA							
grupo	%	grupo	%	grupo	%	grupo	%
1	100.000	2	50.000	5	100.000	9	100.000

Combinación no. 5 CM+CV+SISMO DERECHA							
grupo	%	grupo	%	grupo	%	grupo	%
1	100.000	2	50.000	3	100.000	10	100.000

Combinación no. 6 CM+CV+SISMO IZQUIERDA							
grupo	%	grupo	%	grupo	%	grupo	%
1	100.000	2	50.000	4	100.000	11	100.000

***** R e s u l t a d o s *****

Combinación no. 1 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

Desplazamientos

nudo	desp(x)	desp(y)	giro(z)
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	9.13395	8.61385	0.00000
3	11.38459	6.37325	0.00000
4	9.12686	4.13588	0.00000
5	13.59338	4.18315	0.00000
6	11.31707	1.90256	0.00000
7	9.12659	-0.29138	-0.01028
8	15.85371	1.98937	0.00000
9	13.51067	-0.33330	-0.01212
10	18.28619	-0.36792	-0.01244
11	17.39033	-0.36727	-0.01245
12	3.56220	-0.19618	-0.00579
13	0.76825	-0.09915	-0.00237
14	0.00000	0.00000	0.00000

Elementos mecánicos

viga	axial (i)	cort.(i)	momento (i)	axial (j)	cort.(j)	momento (j)
1-102232.797	383.472		0.000	102990.797	383.472	0.000
2-43014.449	255.650		0.000	43427.750	255.646	0.000
3-1452.890	20.438		0.000	1493.766	20.438	0.000
4-2722.853	20.438		0.000	2763.729	20.438	0.000
5-9747.449	20.438		0.000	9788.326	20.438	0.000
6-11017.520	20.438		0.000	11058.400	20.438	0.000
7 1041.797	40.876		0.000	-1041.797	40.876	0.000
8 39.522	40.876		0.000	-39.522	40.876	0.000
9 1261.343	8.681		0.000	-1278.706	8.681	0.000
10 -2929.777	0.000		0.000	2964.502	0.000	0.000
11 2696.305	8.681		0.000	-2678.942	8.681	0.000
12 -224.012	8.681		0.000	206.649	8.681	0.000
13 -276.320	8.681		0.000	258.957	8.681	0.000

14	5156.589	17.362	0.000	-5156.589	17.362	0.000
15	2643.788	8.681	0.000	-2626.426	8.681	0.000
16	1261.380	8.681	0.000	-1278.743	8.681	0.000
17	9409.389	-7732.148	-561859.625	-9133.221	7732.148	760.904
18	111592.500	16580.270	4644233.000	-110388.102	-16580.270	561874.375
19	112174.797	24498.141	14100520.000	-110694.203	-24498.141	-4644248.000
20	140893.594	-4267.769	11113050.000	-138208.594	4267.769	-14100520.000
21	143578.594	-4267.764	8125623.000	-140893.594	4267.764	-11113060.000
22	146271.203	-4267.766	5129651.000	-143578.594	4267.766	-8125619.000

Reacciones

nudo	r (x)	r(y)	r(z)
1	-106173.797	-98859.906	0.000
2	-0.003	-0.020	0.000
3	0.043	0.042	0.000
4	0.119	0.009	0.000
5	0.201	0.059	0.000
6	-0.147	-0.014	0.000
8	-0.008	-0.062	0.000
14	4267.766	146271.203	5129651.000

Combinación no. 2 CM+CV+GRAMIZO

Desplazamientos

nudo	desp(x)	desp(y)	giro(z)
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	9.72884	10.40214	0.00000
3	12.42617	7.70883	0.00000
4	9.72599	5.01486	0.00000
5	15.06436	5.07730	0.00000
6	12.34247	2.31968	0.00000
7	9.74492	-0.31277	-0.01202
8	17.75633	2.45029	0.00000
9	14.94205	-0.35777	-0.01449
10	20.66969	-0.39547	-0.01494
11	19.59350	-0.39492	-0.01495
12	3.47974	-0.21044	-0.00619
13	0.65794	-0.10629	-0.00218
14	0.00000	0.00060	0.00000

Elementos mecánicos

viga	axial (i)	cort.(i)	momento (i)	axial (j)	cort.(j)	momento (j)
1	-115347.000	383.472	0.000	116114.000	383.472	0.000
2	-45936.250	255.649	0.000	46349.551	255.647	0.000
3	-570.278	20.438	0.000	611.154	20.438	0.000
4	-957.913	20.438	0.000	998.789	20.438	0.000
5	-9514.697	20.438	0.000	9555.574	20.438	0.000
6	-9902.146	20.438	0.000	9943.023	20.435	0.000

7	417.655	40.876	0.000	-417.655	40.876	0.000
8	-2777.924	40.876	0.000	2777.924	40.876	0.000
9	378.889	8.681	0.000	-396.251	8.681	0.000
10	-3875.217	0.000	0.000	3909.942	0.000	0.000
11	4915.924	8.681	0.000	-4898.562	8.681	0.000
12	-2183.827	8.681	0.000	2166.465	8.681	0.000
13	-2236.276	8.681	0.000	2218.914	8.681	0.000
14	7625.865	17.362	0.000	-7625.865	17.362	0.000
15	4863.506	8.681	0.000	-4846.144	8.681	0.000
16	378.873	8.681	0.000	-396.236	8.681	0.000
17	7996.505	-7012.246	-504389.906	-7720.337	7012.246	1396.180
18	121991.000	21536.180	6257427.000	-120786.602	-21536.180	505061.813
19	120379.797	32869.660	18944860.000	-118899.203	-32869.660	-6257375.000
20	151331.500	-7332.187	13812370.000	-148646.500	7332.187	-18944900.000
21	154016.500	-7332.192	8679840.000	-151331.500	7332.192	-13812370.000
22	156709.094	-7332.194	3532637.000	-154016.500	7332.194	-8679835.000

Reacciones

nudo	r (x)	r (y)	m (z)
1	-117719.203	-109969.797	0.000
2	-0.044	0.080	0.000
3	-0.046	-0.068	0.000
4	0.312	0.088	0.000
5	0.158	-0.023	0.000
6	0.022	-0.044	0.000
8	0.074	0.074	0.000
14	7332.194	156709.094	3532637.000

Combinación no. 3 CR+CV+VIENTO DERECHA

Desplazamientos

nudo	desp(x)	desp(y)	giro(z)
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	10.18388	-0.37164	0.00000
3	10.14181	-0.31825	0.00000
4	10.17285	-0.25374	0.00000
5	10.14772	-0.30719	0.00000
6	10.19232	-0.16077	0.00000
7	10.11798	-0.13244	-0.00194
8	10.14275	-0.34041	0.00000
9	10.29726	-0.15242	0.00058
10	9.93592	-0.16614	0.00106
11	10.01208	-0.16626	0.00106
12	6.92042	-0.09017	-0.00658
13	2.35371	-0.04607	-0.00581
14	0.00000	0.00000	0.00000

Elementos mecánicos

viga	axial (i)	cort.(i)	momento (i)	axial (j)	cort.(j)	momento (j)
1	-58967.871	535.831	0.000	59734.820	535.831	0.000
2	-48458.352	408.265	0.000	48871.641	408.265	0.000
3	-1640.983	20.438	0.000	1681.859	20.438	0.000
4	-2469.690	20.438	0.000	2510.566	20.438	0.000
5	5626.329	20.438	0.000	-5585.453	20.438	0.000
6	4797.505	20.438	0.000	-4756.629	20.438	0.000
7	1619.762	40.876	0.000	-1619.762	40.876	0.000
8	8053.210	40.876	0.000	-8053.210	40.876	0.000
9	2078.785	8.681	0.000	-2096.148	8.681	0.000
10	3350.014	0.000	0.000	-3315.289	0.000	0.000
11	-7002.095	8.681	0.000	7019.457	8.681	0.000
12	6392.058	8.681	0.000	-6409.420	8.681	0.000
13	6339.624	8.681	0.000	-6356.986	8.681	0.000
14	-9323.665	17.362	0.000	9323.665	17.362	0.000
15	-7054.480	8.681	0.000	7071.842	8.681	0.000
16	2078.727	8.681	0.000	-2096.089	8.681	0.000
17	-1640.980	3786.523	274884.594	1917.148	-3786.523	-782.904
18	45828.352	-20925.461	-6295286.000	-44623.949	20925.461	-275279.000
19	53846.281	-33767.320	-19329400.000	-52365.711	33767.320	6295176.000
20	63306.301	20112.990	-5540382.000	-60621.328	-19284.189	19329380.000
21	65991.273	20941.760	8828744.000	-63306.301	-20112.961	5540399.000
22	68683.898	21772.891	23821570.000	-65991.258	-20941.730	-8828734.000

Reacciones

nudo	r (x)	r (y)	m (z)
1	-80018.219	-71462.773	0.000
2	-0.040	-0.022	0.000
3	0.078	0.039	0.000
4	0.020	0.015	0.000
5	0.013	-0.022	0.000
6	0.034	-0.010	0.000
8	-0.046	-0.002	0.000
14	-21772.891	68683.898	23821570.000

Combinación no. 4 CM+CV+VIENTO IZQUIERDA

Desplazamientos

nudo	desp(x)	desp(y)	giro(z)
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	8.99022	0.04111	0.00000
3	9.01091	0.02205	0.00000
4	8.99289	-0.00811	0.00000
5	9.10835	-0.06812	0.00000
6	9.09401	-0.03310	0.00000
7	8.97635	-0.10056	-0.00200
8	9.17544	-0.18413	0.00000
9	9.25478	-0.11692	0.00017

10	9.07669	-0.12866	0.00056
11	9.11689	-0.12893	0.00056
12	6.00649	-0.06891	-0.00573
13	1.99853	-0.03542	-0.00500
14	0.00000	0.00000	0.00000

Elementos mecánicos

viga	axial (i)	cort.(i)	momento (i)	axial (j)	cort.(j)	momento (j)
1	-53796.641	231.113	0.000	54563.590	231.113	0.000
2	-43033.949	103.032	0.000	43447.238	103.031	0.000
3	-218.126	20.438	0.000	259.001	20.438	0.000
4	-1047.074	20.438	0.000	1087.950	20.438	0.000
5	7200.867	20.438	0.000	-7159.991	20.438	0.000
6	6371.917	20.438	0.000	-6331.041	20.438	0.000
7	-392.225	40.876	0.000	392.225	40.876	0.000
8	2428.303	40.876	0.000	-2428.303	40.876	0.000
9	-765.244	8.681	0.000	747.881	8.681	0.000
10	3759.167	0.000	0.000	-3724.442	0.000	0.000
11	-4736.739	8.681	0.000	4754.102	8.681	0.000
12	3121.297	8.681	0.000	-3138.659	8.681	0.000
13	3068.844	8.681	0.000	-3086.207	8.681	0.000
14	-9129.242	17.362	0.000	9129.242	17.362	0.000
15	-4789.055	8.681	0.000	4806.417	8.681	0.000
16	-765.294	8.681	0.000	747.932	8.681	0.000
17	-3760.261	3907.212	283297.094	4036.429	-3907.212	-85.803
18	39836.930	-17376.430	-5173286.000	-38632.531	17376.430	-282952.406
19	44242.039	-30433.199	-16920520.000	-42761.469	30433.199	5173359.000
20	47741.879	17878.080	-4115805.000	-45056.910	-18706.881	16920540.000
21	50426.840	17049.359	8108644.000	-47741.879	-17878.160	4115776.000
22	53119.480	16218.190	19785760.000	-50426.840	-17049.359	-8108850.000

Reacciones

nudo	r (x)	r (y)	m (z)
1	-71735.703	-64849.039	0.000
2	0.085	0.090	0.000
3	-0.125	-0.100	0.000
4	-0.021	-0.016	0.000
5	0.072	0.040	0.000
6	0.097	0.027	0.000
8	-0.162	-0.066	0.000
14	-16218.190	53119.480	19785760.000

Combinación no. 5 CN+CV+SISMO DERECHA

Desplazamientos

nudo	desp(x)	desp(y)	giro(z)
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	9.32685	7.38510	0.00000
3	11.25606	5.46292	0.00000
4	9.32187	3.54203	0.00000
5	13.15822	3.57344	0.00000
6	11.21014	1.62601	0.00000
7	9.32125	-0.26139	-0.00911
8	13.09768	1.67687	0.00000
9	13.10838	-0.29914	-0.01031
10	17.15313	-0.33003	-0.01052
11	16.39526	-0.32960	-0.01053
12	4.07200	-0.17617	-0.00592
13	1.00217	-0.08913	-0.00288
14	0.00000	0.00000	0.00000

Elementos mecánicos

viga	axial (i)	cort.(i)	momento (i)	axial (j)	cort.(j)	momento (j)
1	-96461.508	383.472	0.000	97228.453	383.472	0.000
2	-44078.590	255.647	0.000	44491.879	255.649	0.000
3	-10111.713	20.438	0.000	1052.589	20.438	0.000
4	-1840.510	20.438	0.000	1881.386	20.438	0.000
5	-6275.658	20.438	0.000	6316.534	20.438	0.000
6	-7104.456	20.438	0.000	7145.332	20.438	0.000
7	729.729	40.876	0.000	-729.729	40.876	0.000
8	92.368	40.876	0.000	-92.368	40.876	0.000
9	820.109	8.681	0.000	-837.471	8.681	0.000
10	-1940.778	0.000	0.000	1975.503	0.000	0.000
11	1738.871	8.681	0.000	-1721.508	8.681	0.000
12	84.490	8.681	0.000	-101.852	8.681	0.000
13	32.056	8.681	0.000	-49.419	8.681	0.000
14	3107.197	17.362	0.000	-3107.197	17.362	0.000
15	1686.466	8.681	0.000	-1669.104	8.681	0.000
16	820.117	8.681	0.000	-837.479	8.681	0.000
17	6330.036	-5156.515	-366716.313	-6053.868	5156.515	-3448.701
18	100144.500	10956.590	3077727.000	-98940.047	-10956.590	362653.594
19	101091.797	15836.560	9190571.000	-99611.203	-15836.560	-3077706.000
20	126250.602	-640.448	8742263.000	-123565.703	640.448	-9190570.000
21	128935.602	-640.430	8293966.000	-126250.602	640.430	-8742273.000
22	131628.203	-640.425	7844401.000	-128935.602	640.425	-8293973.000

Reacciones

nudo	r (x)	r(y)	m (z)
1	-102920.398	-95447.930	0.000
2	-0.112	-0.061	0.000
3	-0.005	-0.007	0.000
4	0.024	-0.000	0.000
5	-0.120	0.022	0.000
6	0.021	-0.023	0.000
8	0.000	-0.013	0.000
14	640.425	131628.203	7844401.000

Combinación no. 6 CM+CV+SISMO IZQUIERDA

Desplazamientos

nudo	desp(x)	desp(y)	giro(z)
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	8.76265	7.13986	0.00000
3	10.62814	5.28140	0.00000
4	8.75768	3.42423	0.00000
5	12.46598	3.45623	0.00000
6	10.58169	1.57162	0.00000
7	8.75730	-0.25226	-0.00876
8	14.34098	1.62490	0.00000
9	12.41418	-0.28861	-0.00999
10	16.33357	-0.31839	-0.01020
11	15.59902	-0.31795	-0.01021
12	3.76353	-0.17009	-0.00556
13	0.91040	-0.08608	-0.00264
14	0.00000	0.00000	0.00000

Elementos mecánicos

viga	axial (i)	cort. (i)	momento (i)	axial (j)	cort. (j)	momento (j)
1	-91731.969	383.472	0.000	92498.906	383.472	0.000
2	-41373.000	255.649	0.000	41786.289	255.648	0.000
3	-1011.670	20.438	0.000	1052.546	20.438	0.000
4	-1840.413	20.438	0.000	1881.289	20.438	0.000
5	-6388.463	20.438	0.000	6429.339	20.438	0.000
6	-7217.310	20.438	0.000	7258.186	20.438	0.000
7	729.764	40.876	0.000	-729.764	40.876	0.000
8	55.587	40.876	0.000	-55.587	40.876	0.000
9	820.093	8.681	0.000	-837.456	8.681	0.000
10	-1977.722	0.000	0.000	2012.447	0.000	0.000
11	1791.185	8.681	0.000	-1773.823	8.681	0.000
12	23.836	8.681	0.000	-41.199	8.681	0.000
13	-28.589	8.681	0.000	11.226	8.681	0.000
14	3230.104	17.362	0.000	-3230.104	17.362	0.000
15	1738.803	8.681	0.000	-1721.441	8.681	0.000
16	820.112	8.681	0.000	-837.474	8.681	0.000
17	6410.062	-5154.371	-367960.906	-6133.894	5154.371	-2609.823

18	96468.094	11148.230	3132123.000	-95263.688	-11148.230	368373.688
19	97378.297	16187.950	9380439.000	-95897.727	-16187.950	-3132083.000
20	121794.500	-1134.002	8586656.000	-119109.500	1134.002	-9380480.000
21	124479.500	-1133.984	7792885.000	-121794.500	1133.984	-8586678.000
22	127172.102	-1133.987	6996830.000	-124479.500	1133.987	-7792885.000

Reacciones

nudo	r (x)	r (y)	m (z)
1	-97471.977	-90402.797	0.000
2	-0.047	-0.031	0.000
3	0.022	0.043	0.000
4	0.212	0.037	0.000
5	0.070	0.014	0.000
6	0.030	-0.001	0.000
8	-0.038	-0.043	0.000
14	1133.987	127172.102	6996830.000

V. DISEÑO DE DETALLES Y CONEXIONES.**V.1. Revisión de secciones de elementos principales.****V.1.1 Cables de carga.**

La carga de ruptura para un cable de 1 1/2" (35 mm) es:

$$T_u = 262000 \text{ lb} = 118948 \text{ kg}$$

con un factor de seguridad de 2.0:

$$T_{adm} = 118948 / 2 = 59474 \text{ kg}$$

con dos cables de carga:

$$2 * T_{adm} = 2 * 59474 = 118948 \text{ kg}$$

La máxima tensión que actúa en estos cables para cada combinación de carga es:

combinación	$T_{m\acute{a}x}$ (kg)
CM + CV	100515.0
CM + CV + granizo	114266.0
CM + CV + sismo	86865.6
CM + viento	17227.4

En cualquier caso $T_{m\acute{a}x} < 2 * T_{adm}$, por lo tanto son adecuados los dos cables por resistencia.

V.1.2. Cable de forma.

La carga de ruptura para un cable de 1 3/4" (45 mm) es:

$$T_u = 360000 \text{ lb} = 163440 \text{ kg}$$

Con un factor de seguridad de 2.0

$$T_{adm} = 163440/2 = 81720 \text{ kg}$$

La máxima tensión que actúa sobre el cable de forma para cada combinación de carga es:

combinación	$T_{m\acute{a}x}$ (kg)
CM + CV	9114.1
CM + CV + granizo	22001.6
CM + CV + sismo	20809.4
CM + viento	83516.3

Para la condición de CM + viento $T_{m\acute{a}x} > T_{adm}$, sin embargo, por tratarse de una combinación que incluye una condición de carga accidental (el viento), se permite incrementar en 33% la carga admisible:

$$1.33 * T_{adm} = 1.33 * 81720 = 108688 \text{ kg} > T_{m\acute{a}x}$$

de manera que también el cable de forma es adecuado por resistencia.

V.1.3. Puntales.

El área y el radio de giro menor de la sección transversal de un perfil OR 102x72x3.2 son:

$$A = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 3.07 \text{ cm}$$

El esfuerzo permisible en tensión es:

$$F_t = 0.6 * F_y = 0.6 * 3230 = 1938 \text{ kg/cm}^2$$

y el esfuerzo máximo es:

$$f_t = T_{m\acute{a}x}/A = 2946.4/10.62 = 277.4 \text{ kg/cm}^2$$

como $f_t > F_t$, es adecuado el perfil por tensión.

En la siguiente tabla se revisan los puntales en compresión:

elem.	l (cm)	l/r _y	F _a (kg/cm ²)	P _{máx} (kg)	f _a (kg/cm ²)
48	68	22	1442.4	8023.3	755.5
49	200	65	1193.3	2923.4	275.3
50	308	100	914.2	2920.2	275.0
51	392	128	640.9	2918.0	274.8
52	452	147	485.9	2916.5	274.6
53	488	159	415.3	2915.7	274.5
54	500	163	395.2	2915.4	274.5

donde:

l - longitud del elemento en cm.

l/r_y - relación de esbeltez, con un factor de longitud efectiva k=1.0 .

F_a - esfuerzo permisible en kg/cm².

P - compresión máxima en kg.

f_a - esfuerzo máximo actuante en kg/cm².

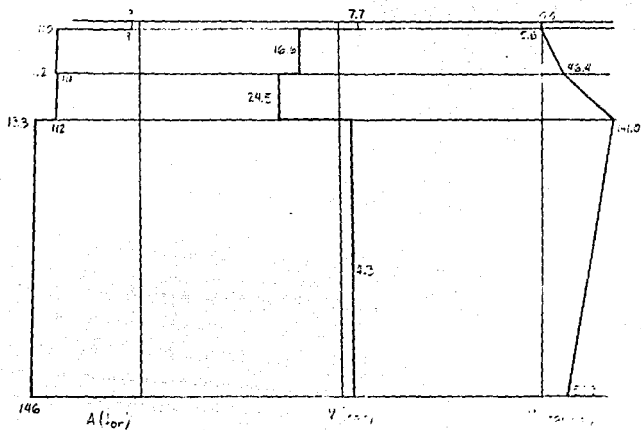
Se puede observar que en todos los elementos se cumple que F_a > f_a entonces es adecuado el perfil también por compresión.

V.1.4. Columnas.

En la fig.V.1. se muestran los diagramas de elementos mecánicos de las columnas para cada una de las condiciones de carga. La revisión se hace para un elemento sujeto a flexo-compresión uniaxial de acuerdo a las especificaciones del Manual de Construcción en Acero del IMCA⁽¹⁾.

(1) ref. 13

a) Carga Muerta + Carga Viva



b) Carga Muerta + Carga Viva + Granizo

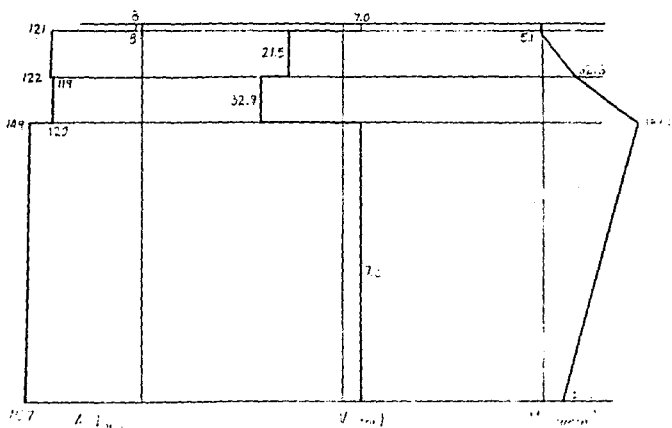
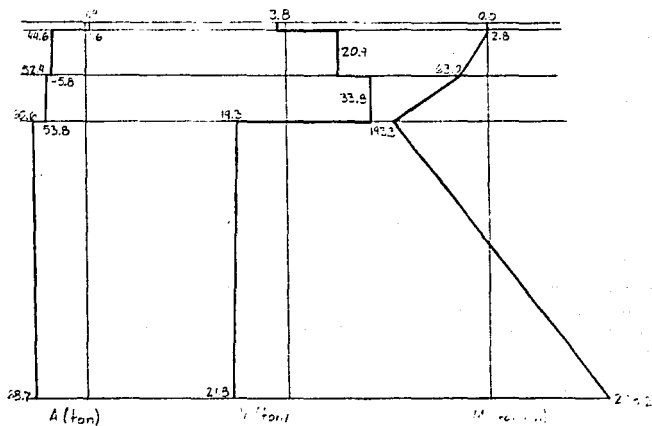


Figura V.1. Diagramas de elementos mecánicos de la columna.

c) Carga Muerta + Carga Viva + Viento hacia la derecha



d) Carga Muerta + Carga Viva + Viento hacia la izquierda

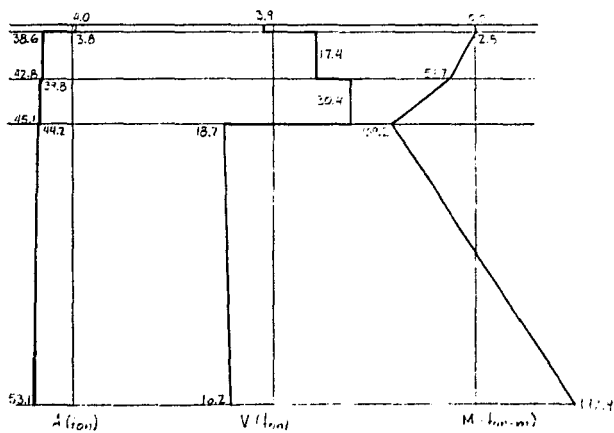
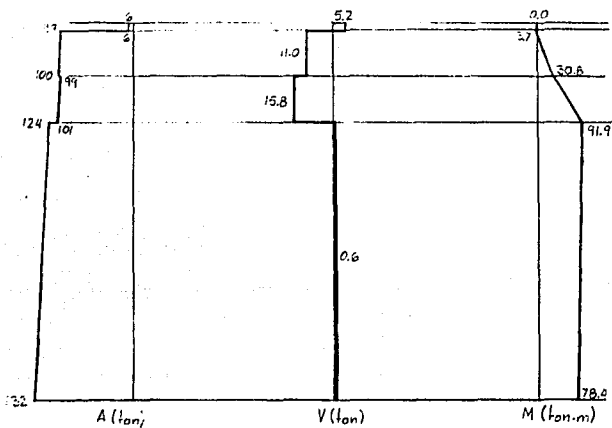


Figura V.1.

e) Carga Muerta + Carga Viva + Sismo hacia la derecha



f) Carga Muerta + Carga Viva + Sismo hacia la izquierda

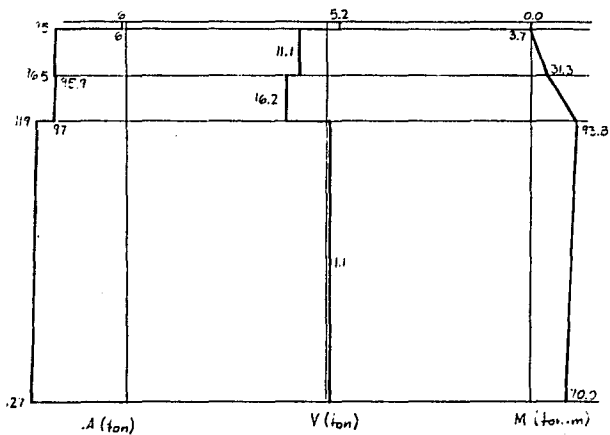


Figura V.1.

A continuación se dan las propiedades geométricas de la sección transversal de las columnas:

$$A=488.62 \text{ cm}^2$$

$$I_{zz}=935966 \text{ cm}^4$$

$$S_{zz}=16278 \text{ cm}^3$$

$$r_{zz}=43.77 \text{ cm}$$

$$b_f=52.5 \text{ cm}$$

$$t_f=1.9 \text{ cm}$$

$$I_{xx}=215885 \text{ cm}^4$$

$$S_{xx}=8224 \text{ cm}^3$$

$$r_{xx}=21.02 \text{ cm}$$

$$b_w=111.2 \text{ cm}$$

$$t_w=1.3 \text{ cm}$$

a) Determinación del esfuerzo permisible en compresión axial (sección 1.5.1.3 del Manual)

Revisión de la sección 1.9 Relaciones ancho/espesor:

- patines

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{52.5}{1.9} = 27.6 < \frac{2000}{2530^{1/2}} = 39.8 \quad \text{cumple}$$

- almas

$$\frac{b_w}{t_w} = \frac{111.2}{1.3} = 85.5 > \frac{2120}{2530^{1/2}} = 42.1 \quad \text{no cumple}$$

Se tienen almas demasiado esbeltas por lo que se debe revisar empleando el Apéndice C; ya que el Manual no contiene este apéndice se consultó en el Manual del AISC⁽²⁾. En este documento se recomienda considerar como efectivo un ancho de placa dado por la siguiente expresión:

$$b_e = \frac{253t}{f^{1/2}} \left[1 - \frac{44.3}{(b/t)f^{1/2}} \right] \leq b$$

$$f = \frac{156709}{488.62} = 320.7 \text{ kg/cm}^2 = 4.56 \text{ ksi}$$

$$t = 1/2''$$

(2) ref. 14

$$b/t = 85.5$$

sustituyendo:

$$b_e = \frac{253(0.5)}{4.56^{1/2}} \left[1 - \frac{44.3}{85.5 \cdot 4.56^{1/2}} \right] = 44.9 \text{ in} =$$
$$= 114.0 \text{ cm} > b_w = 111.2 \text{ cm}$$

El ancho efectivo es el ancho total de las almas y no hay ninguna reducción.

Para los factores de longitud efectiva se considera que la columna está restringida contra el desplazamiento lateral en ambos sentidos en los puntos donde se anclan los cables de armadura y de retenida, que son los mismos que conectan con los elementos longitudinales que dan restricción en el sentido perpendicular a los marcos a través de los marcos extremos. Sin embargo se supone que ninguno de estos elementos proporciona restricción al giro. Además se considera que existe empotramiento perfecto en la base. Esto conduce a valores de $K=1.0$ para la parte superior de las columnas y de $K=0.7$ para la parte inferior, como se muestra en la fig. V.2. en donde además se indican las relaciones de esbeltez correspondientes.

Para una relación de esbeltez de $72 < C_c=128$ (para acero A-36) se tiene un esfuerzo permisible en compresión de (ec. 1.5-1 del Manual del IMCA):

$$F_a = 1147 \text{ kg/cm}^2$$

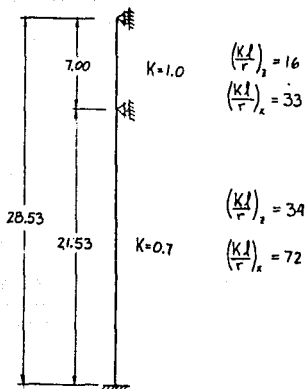


Figura V.2.

b) Determinación del esfuerzo permisible por flexión (sección 1.5.1.4 del Manual).

Los puntos siguientes se revisan para verificar si se puede emplear $F_b = 0.66F_y$:

1. Los patines están unidos continuamente al alma.
2. No es aplicable ya que se refiere a elementos no atiesados.
3. Relación ancho/espesor de elementos atiesados del patín en compresión:

$$\frac{b_f}{t_f} = 27.6 < \frac{1590}{2530^{1/2}} = 31.61 \quad \text{cumple}$$

4. Relación peralte/espesor de las almas

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{320.7}{2530} = 0.13 < 0.16$$

$$\frac{d}{t_w} = 85.54 > \frac{5370}{2530^{1/2}} (1 - 3.74 \cdot 0.13) = 54.9$$

No cumple con este requisito.

5. No es aplicable ya que se refiere a la longitud sin soporte lateral de elementos que no sean de sección cajón.

6. Longitud entre soportes laterales de elementos de sección cajón:

$$d = 115 < 6b = 6 \cdot 52.5 = 315 \quad \text{cumple}$$

$$t_f = 1.9 < 2t_w = 2 \cdot 1.3 = 2.6 \quad \text{cumple}$$

$$l_b = (137000 + 84400 \frac{M_1}{M_2} \frac{b}{F_y}) \geq 84400 \frac{b}{F_y}$$

$$(137000 + 84400 (\frac{78.44}{91.91})) \frac{52.5}{2530} = 1348 \text{ cm}$$

$$84400 \frac{52.2}{2530} = 1751 \text{ cm}$$

$$l_b = 1751 \text{ cm} < 2153 \text{ cm} \quad \text{no cumple}$$

7. Se refiere a secciones circulares por lo tanto no es aplicable en este caso.

Se trata de una sección no compacta por tener unas almas demasiado esbeltas y una longitud sin soporte lateral muy grande.

El inciso 1.5.2.4.4 recomienda usar $F_b = 0.6F_y$ en estos casos:

$$F_b = 0.6 \cdot 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Para revisar la interacción de miembros en flexocompresión se requieren los siguientes parámetros adicionales a los valores de los esfuerzos permisibles y actuantes:

$$F'_{ez} = \frac{12n^2E}{23(Kl/r)_z^2} = \frac{12 \cdot n^2 \cdot 2.1 \times 10^6}{23 \cdot 34^2} = 8909 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{mz} = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$$

La tabla V.1. es un resumen de las interacciones obtenidas para las diferentes combinaciones de carga consideradas de acuerdo con las ecuaciones 1.6-1a y 1.6-1b del Manual. La primera de estas ecuaciones se empleó para las acciones máximas de cada combinación, mientras que la segunda se aplicó únicamente a los elementos mecánicos en la base de la columna. Tanto los esfuerzos permisibles f_a y f_b como el esfuerzo de Euler F'_e se incrementaron en 33% en las combinaciones que incluyen alguna acción accidental como granizo, viento o sismo.

Tabla V.1. Revisión de columnas.

	CM+CV	CM+CV+Gr	CM+CV+VD	CM+CV+VI	CM+CV+SD	CM+CV+SI
C_m	0.746	0.674	0.4	0.4	0.942	0.898
F_a	1147	1529	1529	1529	1529	1529
F_b	1518	2024	2024	2024	2024	2024
F'_e	8909	11849	11849	11849	11849	11849
$P_{m\acute{a}x}$	146271	156709	68684	53119	131628	127172
$f_{am\acute{a}x}$	299.4	320.7	140.6	108.7	269.4	260.3
$M_{m\acute{a}x}$	141.0E5	189.4E5	238.2E5	197.9E5	91.9E5	93.8E5
$f_{bm\acute{a}x}$	866.2	1163.8	1463.4	1215.5	564.6	576.3
Interac.	0.702	0.608	0.385	0.314	0.445	0.432
P_{base}	146271	156709	68684	53119	131628	127172
f_{abase}	299.4	320.7	140.6	108.7	269.4	260.3
M_{base}	51.3E5	35.3E5	238.2E5	197.9E5	78.4E5	70.0E5
f_{bbase}	315.1	217.0	1463.4	1215.5	481.9	429.8
Interac.	0.405	0.318	0.816	0.672	0.416	0.384

V.2. Detalles y conexiones.

La fig.V.3. indica los detalles que se muestran en las figs. V.4. a V.13. Estas son: las cinco conexiones tipo de las armaduras, el anclaje de los cables de retenida en las pilas, la placa base de las columnas y los dos detalles de los anclajes de los cables de armadura y de retenida en las columnas. Las acotaciones están en milímetros.

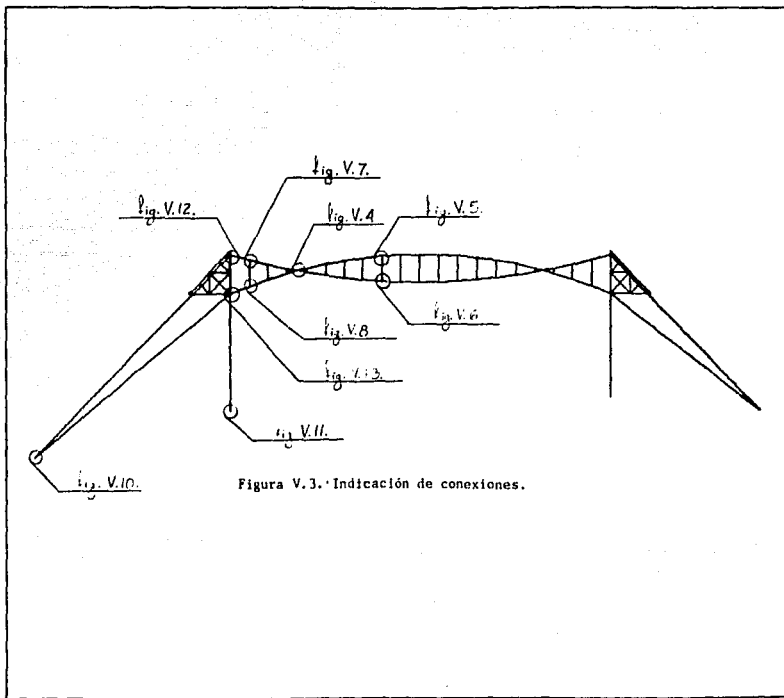


Figura V.3. Indicación de conexiones.

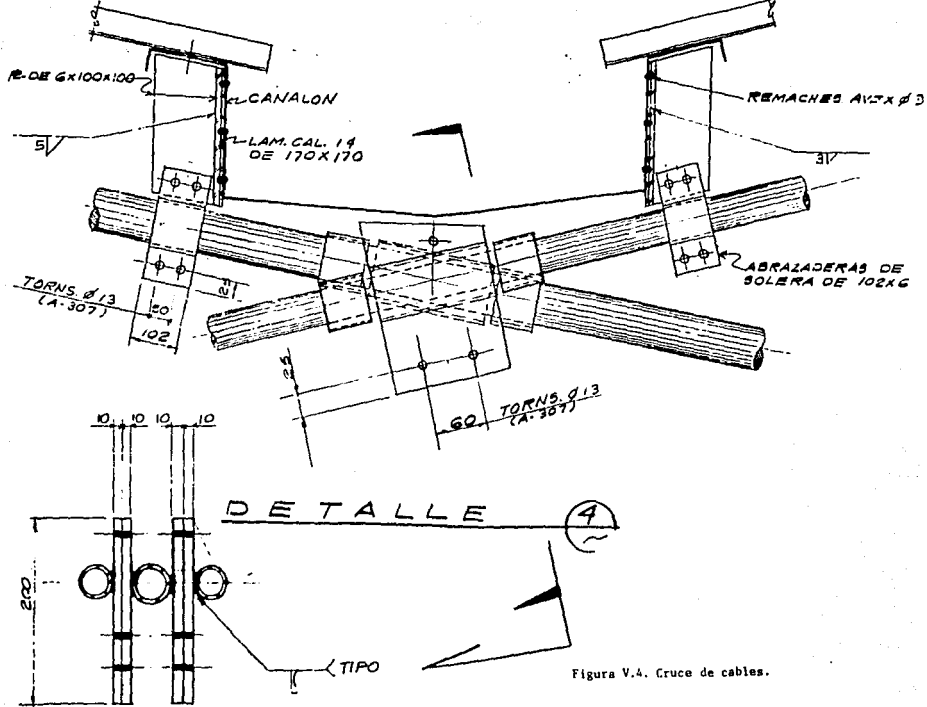


Figura V.4. Cruce de cables.

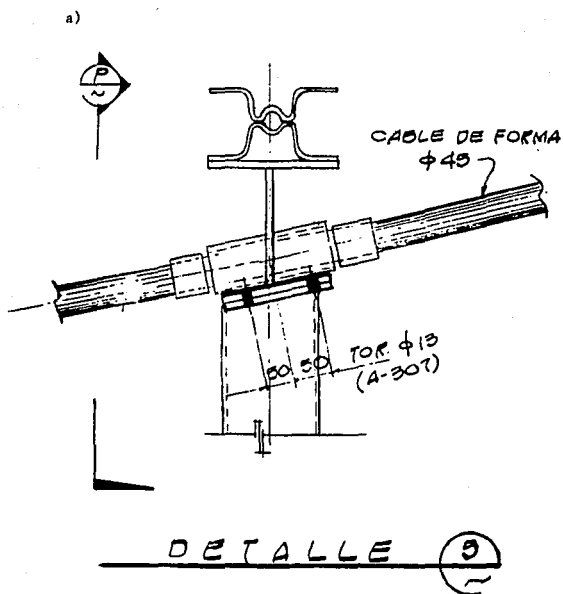


Figura V.5. Conexión cable de forma-puntal-joist en la parte central de la armadura.

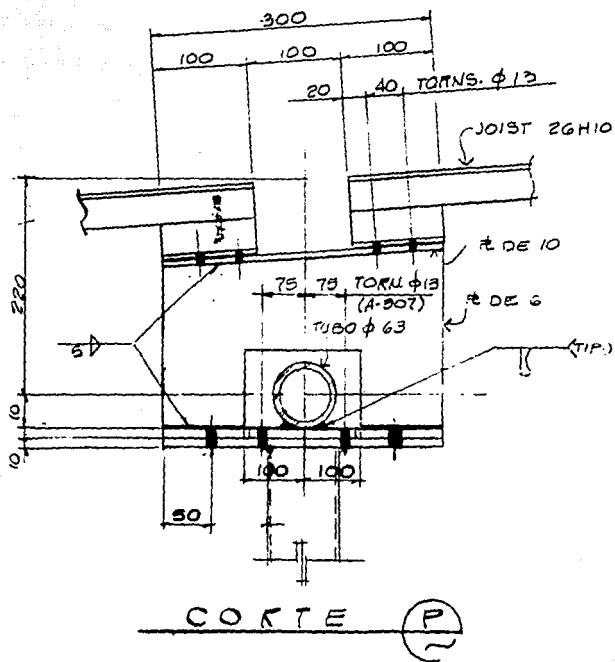
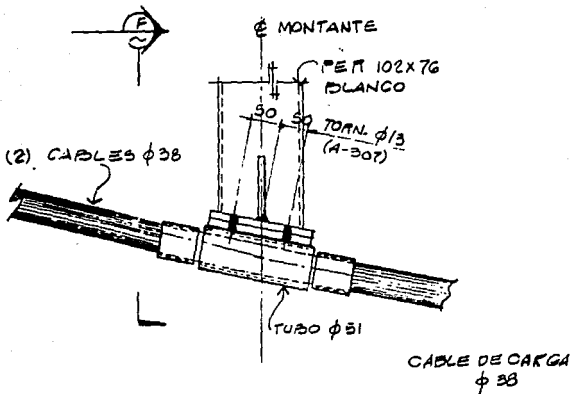
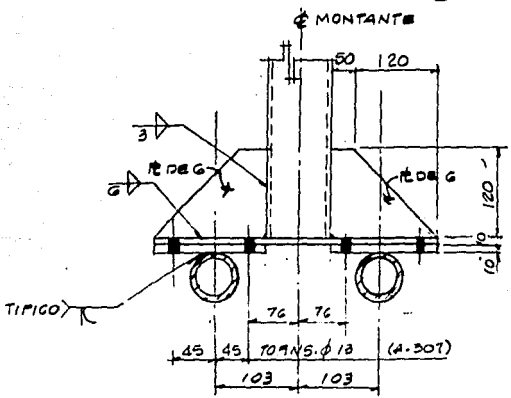


Figura V.5. b)



DETALLE (G)



CORTE (F)

Figura V.6.

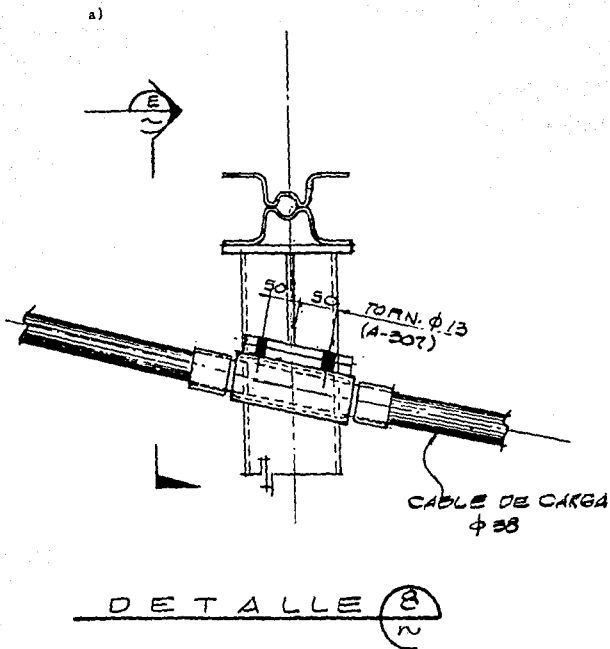


Figura V.7. Conexión cables de carga-punta-joist en los extremos de la armadura.

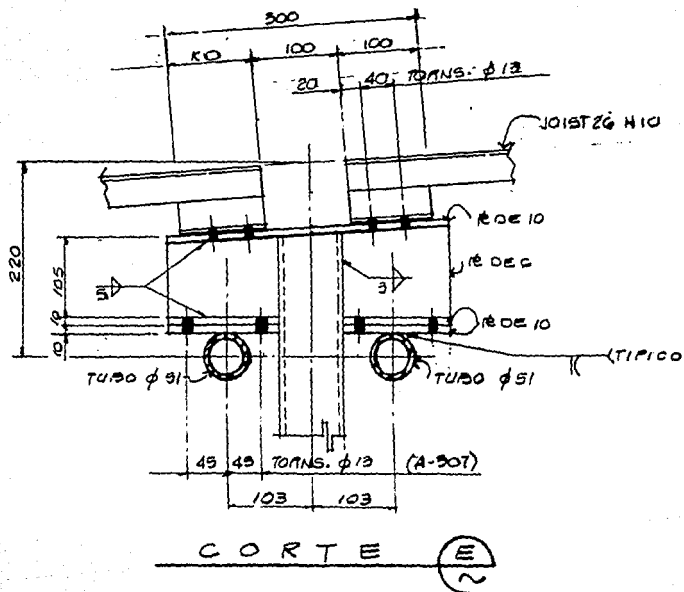
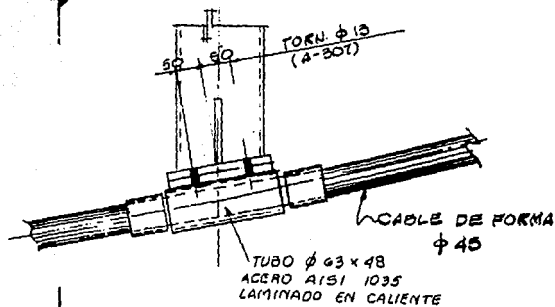
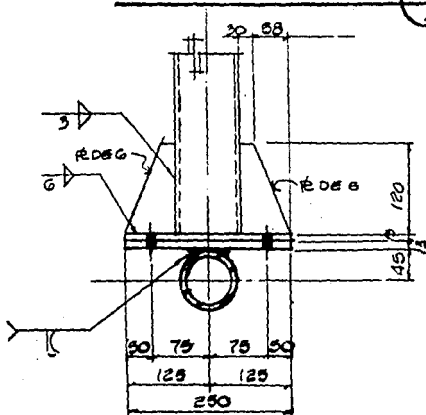


Figura V.7.b)



DETALLE (9)



CORTE (9)

Figura V.8.

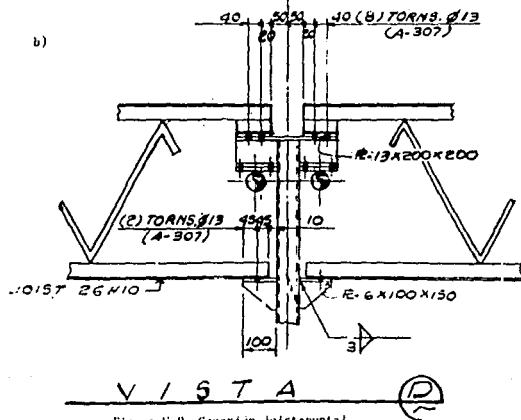
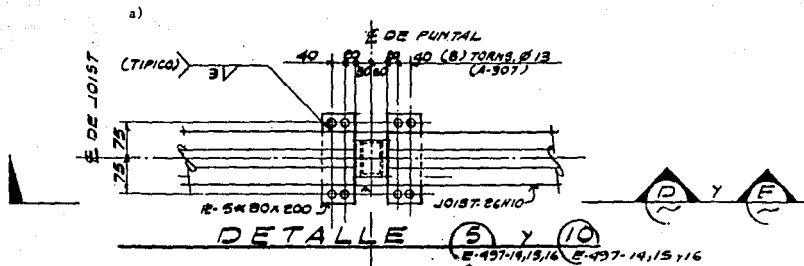


Figura V.9. Conexión joist-puntal

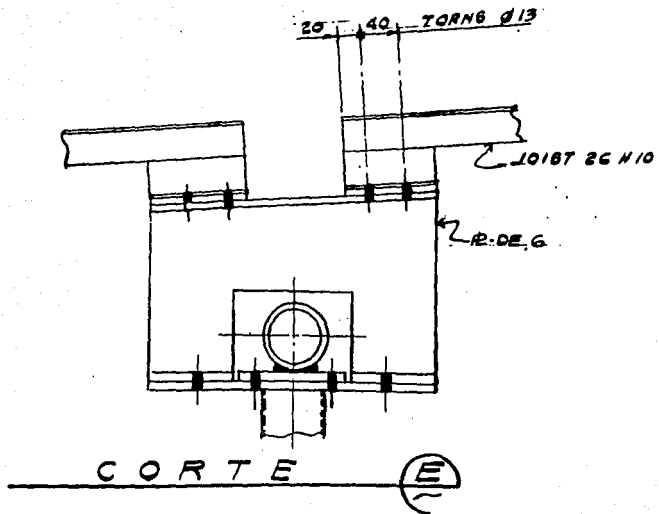
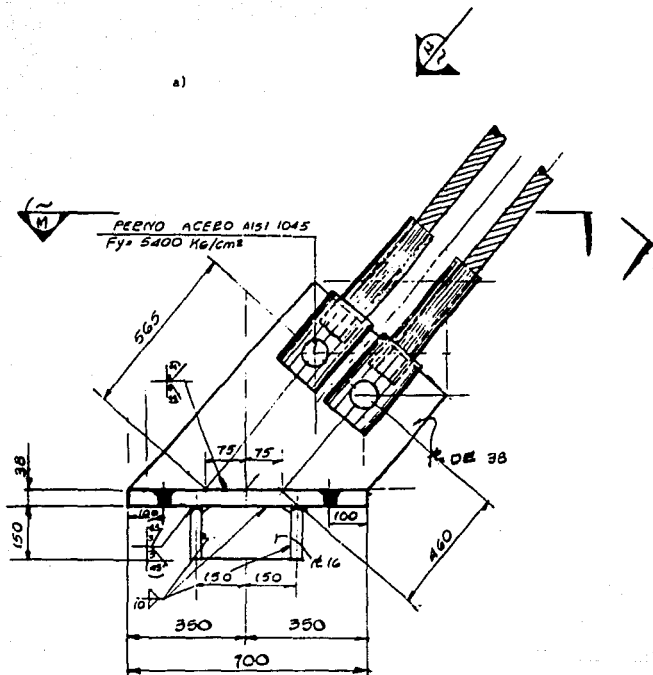


Figura V.9.c)

a)



DETALLE

7

E-42 T-06
-07
-08
-09
-10

Figura V.10. Anclaje de cables de retenida.

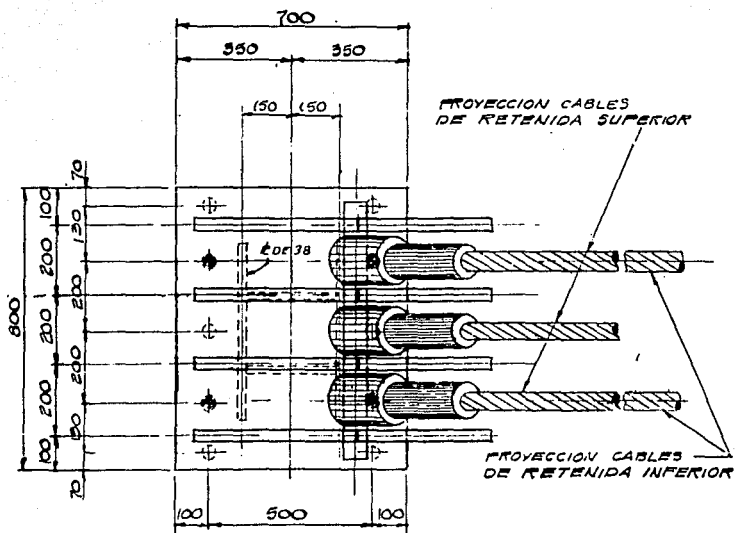


Figura V.10.b)

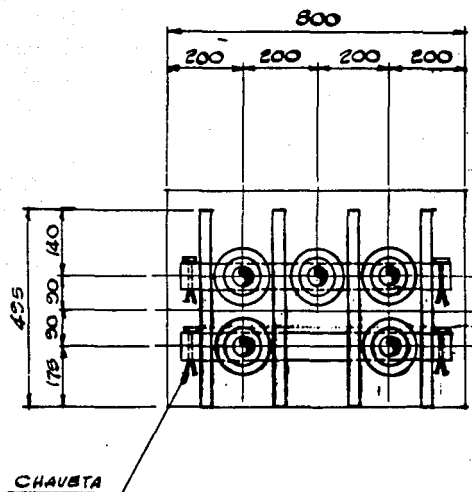


Figura V.10.c)

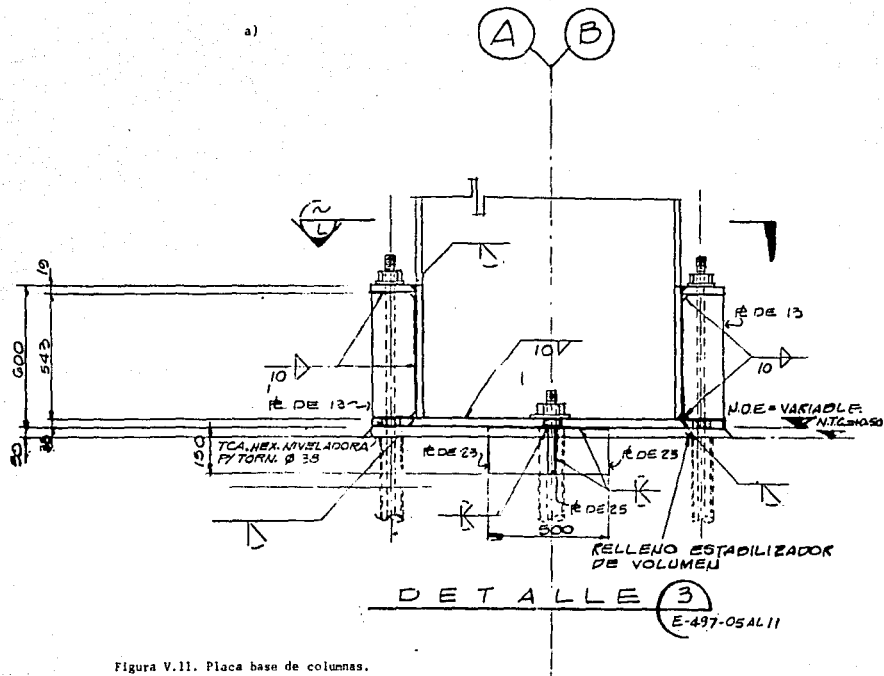


Figura V.11. Placa base de columnas.

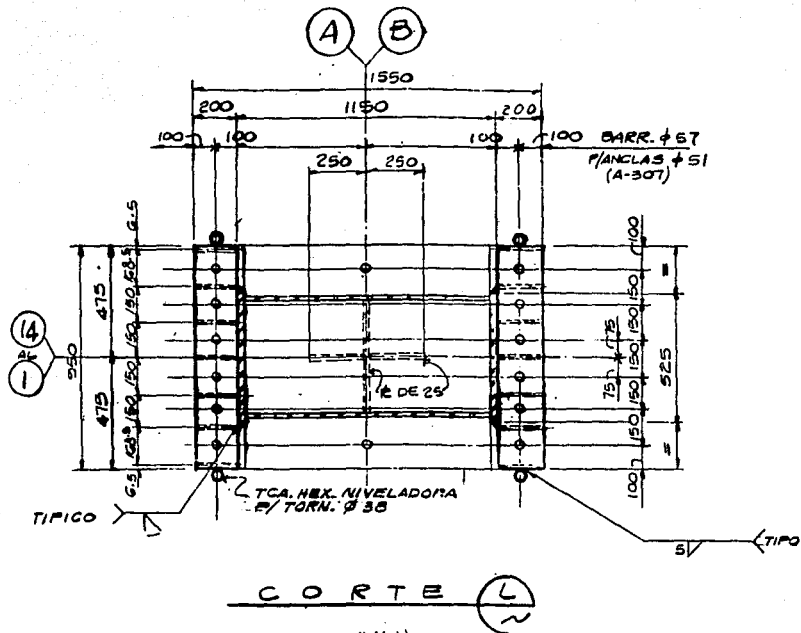


Figura V.11.b)

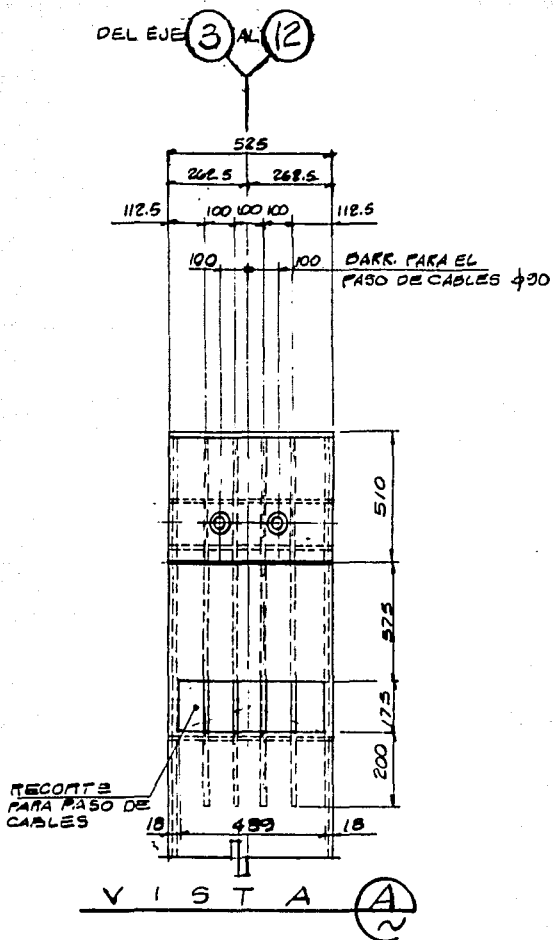


Figura V.12.b)

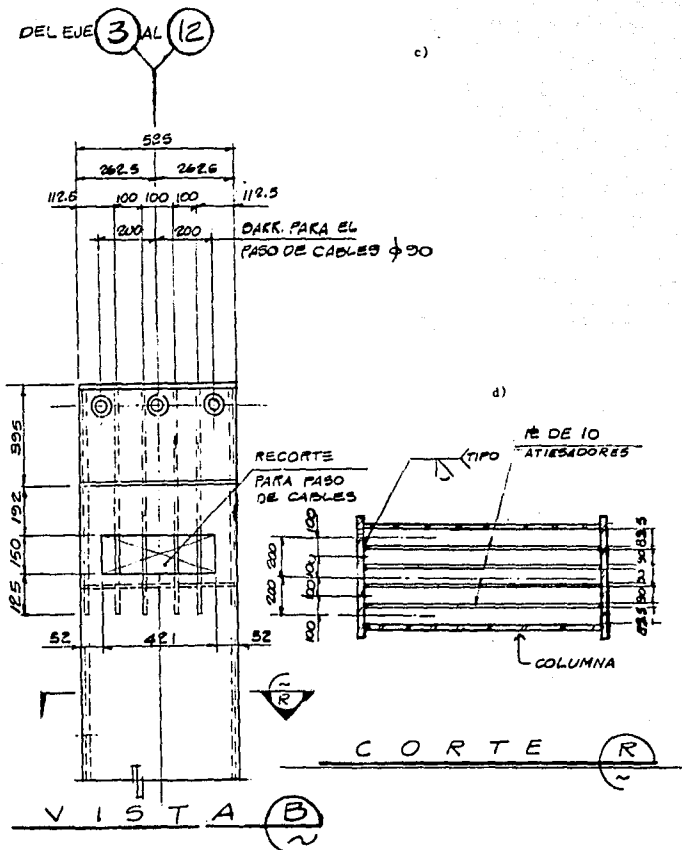
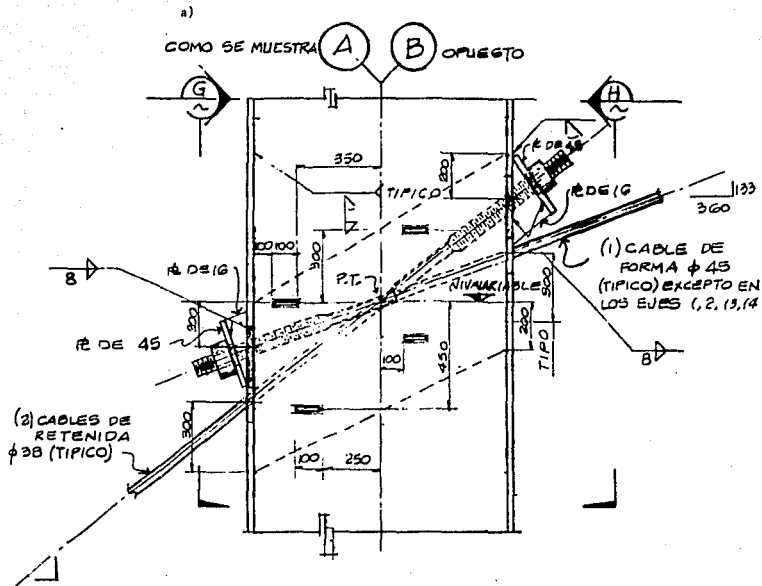


Figura V.12.



DETALLE (2)

Figura V.13. Conexión cable de forma-columna-retenidas inferiores. E-497.07AL10

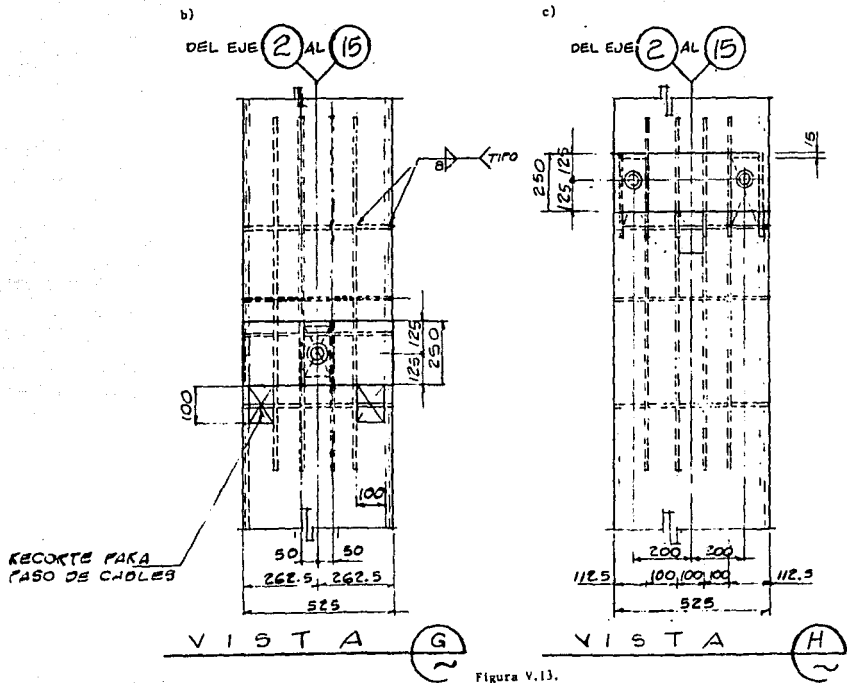


Figura V.13.

VI. PROCESO CONSTRUCTIVO.

Una de las limitantes de la estructura, como ya se mencionó en el capítulo II, es que durante el procedimiento de montaje no se puede apoyar nada sobre las ruinas prehispánicas y, en lo posible, ni siquiera tocarlas. También el tamaño máximo de los elementos a transportar estaba limitado, por ello las columnas se fabricaron y transportaron cada una en dos tramos de longitudes de 12 m a 16 m según el caso; ésta fué también la razón por la cual las armaduras extremas se habilitaron totalmente en campo.

Los cables se fabricaron en Osaka, Japón. Se recibieron en la obra enrollados en siete carretes. Se estiraron y cortaron en campo y se enviaron a una planta de la Cd. de México para que por medio de una gran prensa hidráulica se les colocaran sus casquillos en los extremos. Los demás elementos estructurales llegaron al campo habilitados completamente (fabricados en planta).

Las excavaciones fueron iniciadas por personal del INAH, quienes rescataron y registraron los objetos prehispánicos encontrados. Cuando se llegó a una profundidad en la que ya no había más restos arqueológicos, se dió paso a las cuadrillas y máquinas para terminar excavando con los métodos comunes en construcción. Una vez concluidas las excavaciones, se construyeron las cimentaciones y los anclajes para los cables de retenida y las columnas.

A continuación se montaron las columnas, previamente unidas sus dos partes en campo con soldadura a tope.

Colocadas las columnas en su sitio, se montaron las armaduras volumétricas en los extremos del edificio para dar soporte lateral a las armaduras de cable.

El montaje de éstas se atacó desde dos frentes, uno en el extremo sur y el otro en el norte del edificio, avanzando hacia el centro. Con la ayuda de un par de cables-vía, salvando el claro de 72 m y anclados en los "muertos" de sujeción de las retenidas, se tendieron los cables de carga y de forma. Los cables-vía permiten que una doble canastilla cuelgue de ellos y se desplace a lo largo del claro, para que operarios especializados vayan dándole forma a los cables mediante la colocación de los puntales. Los cables de retenida se colocan en su sitio en cada columna, para esperar que sean tensados los cables de la armadura.

Una vez montada la primera armadura de cable se colocaron uno a uno la primera hilera de joists, conectando un extremo en la armadura cabecera y el otro en la armadura de cable. Así mismo se colocaron los primeros elementos de arriostramiento entre la cuerda inferior de los joists y la cuerda inferior de la armadura.

Se procedió en seguida a montar la segunda armadura de cable y la segunda hilera de joists con sus respectivas riostras. Con-

cluyendo esta operación, se tensaron los cables de la primera armadura hasta sus cargas de diseño, utilizando equipo especial y personal altamente calificado.

Este ciclo se repitió con las siguientes armaduras y desde ambos frentes, norte y sur, hasta que se encontraron en el centro de la estructura.

El montaje de la lámina se inició en el extremo sur del edificio, avanzando longitudinalmente al mismo hasta concluir en el extremo norte.

Se montó la estructura de los faldones y se cubrió con lámina. Finalmente se verificó que cada cable de cada armadura tuviera su tensión de trabajo especificada en el proyecto, así como el alineamiento de las armaduras y la verticalidad de las columnas.

VII.RECOMENDACIONES PARA EL MANTENIMIENTO
DE LAS ESTRUCTURAS

VII.1. Antecedentes.

La corrosión es un fenómeno producido por los agentes atmosféricos, que afecta a las estructuras de acero expuestas a la intemperie, degradando el metal y con ello la resistencia de los elementos. Cuando ésto sucede y la falta de seguridad de una estructura rebasa los límites aceptados, se hace necesario reemplazar los elementos afectados por otros sanos, operación costosa y laboriosa que se puede evitar, o al menos retrasar, si se tiene el cuidado de proteger adecuadamente el material. Aunque en Caxtla los agentes atmosféricos son menos agresivos que en las zonas costeras, no por ello debe descuidarse la protección de la estructura para prolongar su vida útil y garantizar la seguridad.

Los elementos principales de la estructura, como son: los cables, las columnas, los puntales, los largueros de techo (joists), los contraventeos y la lámina de techo; se protegieron contra la corrosión con materiales y técnicas de primera calidad. Sin embargo, algunos de estos elementos sufrieron ajustes de última hora, sobre todo en las conexiones, en donde el uso del soplete de oxi-acetileno y la soldadura de campo dañaron la protección anticorrosiva que traían de planta.

Las armaduras espaciales de los marcos extremos se habilitaron totalmente en campo y se pintaron allí mismo. Sin embargo, sus elementos son de sección cajón y no pudieron ser pintados por la parte interna.

Las bases de las columnas y los anclajes de los cables, que quedaron cubiertos y en contacto con la tierra, se protegieron con un recubrimiento asfáltico que parece ser adecuado.

Los cables recibieron en planta un tratamiento galvánico de alta calidad, que asegura su integridad sin corrosión durante unos 20 años.

Los joists fueron limpiados y pintados por inmersión, con una buena protección anticorrosiva. Sin embargo, algunos de ellos recibieron en campo soldaduras y recortes o abocardamientos que seguramente alteraron dicha protección de planta.

La lámina de cubierta y de fachada fué protegida con un recubrimiento de galvanización por inmersión en caliente, seguida de una pintura anticorrosiva por ambas caras, secada al horno. Esta protección garantiza una duración en teoría de 20 años, sin embargo, los barrenos y recortes que se hicieron tanto para fines de instalación a la estructura del techo, como para la fijación de los pararrayos, podrían ocasionar que las rebabas, producto de estas operaciones y ávidas de oxidación, afectaran la duración de la protección original, en los casos en los que no hayan sido limpiadas o hayan quedado por algún tiempo en contacto con la

superficie de la lámina sana.

No obstante las protecciones descritas y debido a los factores que pueden propiciar la corrosión, también mencionados, es recomendable realizar algunas operaciones de inspección y mantenimiento de la estructura, las que se describen a continuación, señalando la periodicidad con la que se deben llevar a cabo. Además es de suma importancia que sean reportadas situaciones de corrosión excesiva, si fueran observadas, para tomar las medidas correctivas necesarias en el momento oportuno.

VII.2. Operaciones de inspección y mantenimiento recomendadas.

Cada dos años se debe revisar la condición de los cables en sus extremos, principalmente en los anclajes de las retenidas. En caso necesario, limpiar con solvente y volver a pintar los extremos. Revisar además la tensión de por lo menos tres cables de forma y seis de carga, seleccionados al azar.

En cuanto a las columnas se debe revisar cada año el grado de oxidación en las zonas de conexión de los cables, de los elementos del faldón, puntales y contravientos; en caso necesario limpiar y volver a pintar.

Cada cuatro años se aplicará una capa de pintura del mismo color de la existente, en columnas, puntales, joists, contravientos y armaduras volumétricas haciendo una limpieza manual previa de las superficies a pintar.

Se deben revisar las conexiones extremas de los contravientos, puntales y joists, y apretar o reemplazar los tornillos que lo requieran; ésto cada seis meses.

También cada seis meses se deben limpiar los canalones eliminando los depósitos de sedimento que pudieran afectar su funcionamiento. Renovar las "bocas de tormenta" de las bajadas de agua pluvial, limpiarlas y volverlas a colocar. Revisar el sellamiento de los tramos de canalón y de las boquillas para las bajadas de agua pluvial.

En cuanto a las armaduras espaciales, se deben revisar anualmente las conexiones, en particular las de las diagonales y montantes con sus cuerdas, apretando o reemplazando los tornillos que lo requieran.

Las láminas de techo y de fachada se deben inspeccionar cada dos años; revisar que no existan filtraciones de agua o pérdidas de hermeticidad en los traslapes. Reemplazar las fijaciones de tornillos autoroscantes, utilizando otros nuevos de diámetro ligeramente mayor que el original. Revisar las fijaciones de los botaaguas, esquineros y tapajuntas, particularizando en las zonas de vértices y aristas del edificio, dado que en estos lugares y

en sus vecindades se producen los esfuerzos más intensos provocados por el efecto aerodinámico del viento, y existe tendencia a la separación de las láminas y aflojamiento de sus conexiones. Reportar cualquier anomalía en la lámina, tal como muestras de corrosión, exfoliación de la pintura, etc. Cerciorarse que el personal de mantenimiento que transite por el techo esté equipado con calzado de suela de hule.

VIII. CONCLUSIONES.

El análisis de estructuras a base de cables requiere de la formulación de una teoría que tome en cuenta el comportamiento no-lineal geométrico que presentan éstas. El caso de las armaduras de cable tratado en este trabajo es un ejemplo de estructura con no-linealidad geométrica que requirió del desarrollo de un programa de computadora para su análisis. Este tipo de programas suelen ser modificaciones a rutinas de análisis elástico-lineal, en las que la inclusión de los efectos de la no-linealidad de fuerzas y desplazamientos se realiza mediante una serie cíclica de análisis lineales de la estructura por el enfoque de rigideces, que convergen finalmente en la solución correcta, una vez que se cumple con las condiciones de compatibilidad, relación esfuerzo-deformación del material y equilibrio de la estructura en su estado deformado. Esta tarea implica invertir tiempo considerable en estudiar el problema y en el desarrollo y modificación de subrutinas para el programa de análisis.

La solución estructural a base de armaduras de cable es adecuada para resolver el problema planteado por la conservación de los muros y las ruinas de Cacaxtla. Si bien hubo necesidad de afectar y remover algunas partes secundarias de las ruinas, tales como los taludes, para cimentar las columnas en las faldas del basamento, la solución tomada hizo posible el evitar apoyar elementos en la parte superior del montículo donde se localizan los vestigios más importantes.

Vale la pena dejar asentado que la posición de las columnas fué autorizada por el INAH como la idónea para minimizar las

afectaciones al sitio original. Por otra parte se implantó la necesidad de que las excavaciones para las cimentaciones fueran hechas desde su etapa inicial por personal del INAH para explorar y recuperar los objetos de interés arqueológico, hasta que se encontrara terreno virgen, lo cual sin duda se reflejó en retrasos importantes en el programa de construcción de la obra por lo delicado y minucioso de este trabajo.

Fué por ello también que resultó ventajoso el proponer columnas de acero, ya que con la prefabricación se pudo recuperar en gran parte el tiempo perdido en la excavación de recuperación arqueológica, la cual también fué utilizada para establecer nuevas teorías y planes de ataque para la exploración arqueológica futura del sitio, las que recientemente y gracias a la protección que brinda actualmente la gran cubierta, han traído a la luz nuevos e invaluable murales que están haciendo de este sitio uno de los más importantes en México.

La fabricación de las columnas de acero se hizo en dos tramos, los cuales se ensamblaron en campo. Primeramente se intentó montar la parte inferior sobre sus anclajes (por motivo del peso de los elementos a montar y lo inaccesible de su posición desde el punto de mayor acercamiento de la grúa). El tramo superior se colocaba sobre el primero y se sostenía con la pluma de la grúa hasta que se hiciera alguna soldadura que lo mantuviera en posición, para después completar la junta.

La dificultad evidente de este procedimiento, y su mayor lentitud, hizo posible que el INAH autorizara la construcción de unas rampas de tierra sin afectar a las faldas del Gran Basamen-

to, de manera que la grúa pudiera acercarse más a la base de las columnas y pudiera a su vez manejar el tramo completo de las mismas para montarlas en una sola operación. Este procedimiento de ensamblar los dos tramos sobre el piso y montarlos en una operación, resultó ser muy efectivo, aunque no se deja de reconocer la enorme habilidad de los maniobristas y montadores en esta tarea.

El procedimiento constructivo tuvo que planearse aún antes de proceder al pretensado de los cables en la planta de Osaka, Japón. Los cables para este tipo de estructura deben de "marcarse" en los puntos donde se deben cortar y en todas aquellas partes que reciben "conectores". Para que esta operación se pueda realizar con la precisión de ± 1 mm, es necesario pretensar el cable a una carga igual a la de instalación (50 T) y conservarlo tensado mientras se le marca con una cinta métrica continua, también bajo una tensión controlada de 10 kg, con un dinamómetro. Todo esto se realizó en la planta de Shinko-Wire, en Osaka.

Posteriormente hubo que planear su "enrollamiento" en carretes, de manera que al desenrollarlo en el campo se fueran cortando en la misma secuencia en que se irían montando, por lo cual, también hubo necesidad de planear con antelación el sistema de montaje y el orden de avance en el procedimiento constructivo.

Al sitio llegaron siete carretes de aproximadamente siete u ocho toneladas de peso cada uno y adecuadamente marcados para su identificación. Los carretes fueron manejados en el campo y colocados en lo que se dispuso fuera una "cama" de polines cuya longitud permitiera desenrollar los cables y cortarlos, con su respectiva etiqueta de identificación. A cada uno de estos cables que formarían las armaduras, se les colocó primeramente sus co-

nectores y casquillos intermedios, estrujándolos mediante presión hidráulica al cuerpo del cable para fijarlos al mismo. Posteriormente se enrollaron individualmente y se enviaron a la planta de CAMESA, en México, para que se les colocaran sus casquillos extremos mediante estrujamiento a presión, con una prensa de 500 T de capacidad. A los cables de los tirantes, solamente se les colocaron los casquillos de anclaje extremos.

Todas estas operaciones que aparentemente son simples, requieren de gran cuidado y habilidad en hacerlas, ya que de ellas depende la estabilidad y seguridad de la estructura.

El montaje de las armaduras de cable se complicó bastante por la restricción de no poder colocar soportes temporales que se apoyaran sobre el basamento ni transitar con maquinaria en el mismo. Esto llevó a tener que buscar procedimientos constructivos que en general resultaron ser más laboriosos y complicados que los que se emplean comunmente para montar estructuras a base de cables de acero.

La colocación de cables-vía entre las columnas fué la solución. Entre ellos se desplazaban uno a uno los dos cables ya habilitados de la armadura, para después deslizar una canastilla especial en donde dos operadores, uno arriba y otro abajo, se encargaban de ir atornillando los puntales separadores de los cables, de un extremo de la armadura al otro.

Se mencionan a continuación las cantidades de obra de la estructura en forma resumida para dar una idea de su magnitud:

* Cables

	long. sin tensar (m)	peso total (ton)
C. de carga (1 1/2")	1466.2	10.26
C. de forma (1 3/4")	746.2	7.16
C. de retenida (1 1/2")	4031.3	28.22
total	6243.7	45.65

* Acero estructural

	peso total (ton)
columnas	308.97
puntales y contraventeos	38.43
montantes, riostras, contraflam- beos p/joists y accesorios	39.19
accesorios para cables	33.48
estructura de faldones	41.52
armaduras cabeceras	65.67
joists	55.70
total	582.96

* Lámina

	área total (m ²)
L. ROMSA HR cal. 22	11160
L. ROMSA sección 3	4740

* Concreto en zapatas de cimentación 1110 m³

* Acero de refuerzo en zapatas de cimentación... 117.64 ton

* Area cubierta (incluye aleros) 13072 m²

Estos totales arrojan un peso promedio de 48 kg/m², por lo que se puede afirmar que se trata de una cubierta bastante ligera y económica, a pesar de la gran altura de sus columnas y el enorme claro libre que sustenta. Por cierto, hay que hacer notar que el peso de las columnas en sí representa del orden del 50% del peso total de la estructura.

En una visita reciente a la cubierta, se pudo advertir que algunos detalles importantes del proyecto original no se reali-

zaron en la obra, seguramente por la prisa de construir este proyecto y por la ya normal situación que se presenta de "falta de presupuesto", que con la inflación galopante que se vivió en la época en que esta magna obra se construyó, es fácilmente comprensible. Detalles tales como el soporte del canalón de valle, los aleros laterales, el procedimiento constructivo de las cabecezas y la colocación de la lámina, dejan mucho que desear y deberán corregirse.

El programa de mantenimiento recomendado por los diseñadores de la estructura deberá observarse con esmero, a fin de preservar esta cubierta en condiciones adecuadas de trabajo.

El autor de este trabajo, al compenetrarse totalmente con el problema de esta gran estructura en el presente trabajo de tesis profesional, está consciente del enorme reto que representó su realización. Desea por tanto dejar asentado en este documento, un serio reconocimiento a la capacidad profesional, técnica y humana de todas las personas involucradas en esta Magna Obra y les patentiza su sincera admiración y respeto. Este tipo de obras es la oportunidad ideal que todo ingeniero espera para trascender en su trabajo profesional y el incentivo más poderoso para quienes formamos parte de una nueva generación de profesionales, dispuestos a esforzarnos, a superarnos y a ser útiles a nuestra sociedad y a nuestra Patria.

REFERENCIAS.

1. López de M. Diana y Molina F. Daniel. Cacaxtla, guía oficial. SEP-INAH.
2. Matadamas, María E. Cacaxtla, convertida en un nuevo proyecto para atraer turistas. El Universal, 9 de octubre de 1988.
3. Camargo Breaña, Angelina. Cacaxtla, latente posibilidad de hallazgos. Excelsior, 1° de diciembre de 1988.
4. Matadamas, M. E. Cacaxtla: un ambicioso proyecto arqueológico.
5. Atamoros, Noemí. Los maravillosos frescos de Cacaxtla, una interrogante para la arqueología moderna. Excelsior, 7 de mayo de 1989.
6. Enciclopedia de México.
7. Krishna, Prem. Cable-suspended roofs. McGraw-Hill, 1978.
8. White, R., Gergely, P. y Sexsmith, R. Ingeniería estructural, vol. 2: Estructuras estáticamente indeterminadas. Limusa, 1984.
9. Baron, Frank and Venkatesan, Mahadeva S. Nonlinear analysis of cable and truss structures. Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ST-2 feb. 1971.
10. Martínez Romero, Enrique. A cable-supported structure saved the largest and most important prehispanic murals in Mexico.
11. Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas. Manual de diseño de obras civiles.
12. Departamento del Distrito Federal. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Diario oficial, 19 de octubre de 1987.
13. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. Manual de Construcción en Acero. Limusa 1987.
14. American Institute of Steel Construction, Inc. Manual of Steel Construction. 8th edition.