

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ARQUITECTURA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO



26/10/98

E S T R U C T U R A S E S P A C I A L E S
Una opción adaptable

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN QUE PARA OBTENER EL GRADO
DE MAESTRO EN ARQUITECTURA, ÁREA TECNOLOGÍA
PRESENTA EL INGENIERO ARQUITECTO

ALEJANDRO GARCÍA FLORES

MEXICO D. F. 1998





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Juan Gerardo Oliva Salinas

SINODALES PROPIETARIOS

Dr. Fernando López Carmona
M. en Arq. Francisco Reyna Gómez

SINODALES SUPLENTE

M. en Arq. Alejandro Rojas Contreras
M. en Arq. Agustín Hernández Hernández

“Entonces hizo llamar a los empleados, a los que había entregado los talentos, para averiguar cuánto había ganado cada uno. Se presentó el primero y dijo: <Señor, tu talento produjo otros diez>. Él contestó: < Está bien servidor bueno, ya que fuiste fiel en lo poco, yo te voy a confiar mucho más. Ven a compartir la alegría de tu Señor>.

Vino el segundo y dijo: < Señor, me encargaste tu talento; traigo además otros cinco que gané con ellos>. El patrón le dijo: <Muy bien, servidor bueno y honrado; ya que has sido fiel en lo poco, yo te confiaré mucho más. Ven a compartir la alegría de tu Señor>. Vino el tercero y dijo: <Señor, aquí tienes tu talento. Lo guardé envuelto en un pañuelo porque tuve miedo de ti. Eres un hombre exigente, reclamas lo que no has depositado y cosechas lo que no has sembrado>.

Contestó el Señor: <Servidor malo y flojo, tu sabías que reclamo lo que no he depositado y que cosecho lo que no he sembrado. Por eso mismo debías haber colocado mi dinero en el banco. A mi regreso, yo lo habría cobrado con intereses>.

Y dijo el Señor a los que estaban presentes: <Quítenle, pues el talento y entréguenselo al que tiene diez. Porque al que produce se le dará y tendrá en abundancia, pero al que no produce se le quitará hasta lo que tiene>.” (Mt 25,14)

A mi Señor:

A ese Señor al que le pedí un día una nueva oportunidad de hacer producir mis talentos, te agradezco Dios tu misericordia por habérmela concedido.

A mi esposa:

Que con su amor y sacrificio me ha permitido reiniciar el camino para alcanzar nuevas metas, Rosario te agradezco tu apoyo y compañía.

A mis hijos:

Por aceptar de manera inocente nuestra condición y limitaciones, Javier y Alejandra les agradezco que hayan compartido conmigo la satisfacción de lo que representa alcanzar una meta

A mis padres:

Juan García Cedillo y Enedina Flores de García, por su ilimitado amor que me alienta y me induce cada día a seguir el camino de la fe y del amor a mis semejantes, agradezco su intercesión ante el Señor.

A mis suegros:

Sergio Molina Reyes y Aurora García de Molina, por su amistad, apoyo y confianza que me han brindado, mi sincero agradecimiento.

A mis guías espirituales:

Las Madres Carmelitas Descalzas del Corazón Eucarístico de Jesús, gracias por su amistad y oraciones que me han fortalecido principalmente en mis momentos de duda.

A mi amigo:

El Padre José Luis Vázquez Castro que sin su apoyo y consejos no habría alcanzado esta meta, le agradezco las facilidades otorgadas en la construcción de la Estructura Espacial de Elementos Continuos.

A la UNAM:

Le agradezco la oportunidad de permitirme colaborar como docente en la formación de futuros profesionales y en mi propia actualización.

Al Dr. Juan Gerardo Oliva Salinas:

Mi reconocimiento por su ejemplo de vida y mi agradecimiento por permitirme colaborar con él en el Laboratorio de Estructuras.

Al Dr. Fernando López Carmona:

Mi agradecimiento por sus valiosos consejos.

A mis Asesores:

M. en Arq. Francisco Reyna Gómez
M. en Arq. Alejandro Rojas Contreras
M. en Arq. Agustín Hernández Hernández

Mi agradecimiento por sus enseñanzas y su valiosa amistad.

I N D I C E

INTRODUCCIÓN.

1. CONCEPTOS ELEMENTALES DE ESTRUCTURAS ESPACIALES.

Pag.

2

- 1.1. Definiciones
- 1.2. Geometría básica de las estructuras espaciales.
- 1.3 El cubo y sus ejes de simetría.
- 1.4. Consideraciones geométricas de Mengerinhausen
 - 1.4.1 Triángulo equilátero y tetraedro
 - 1.4.2. Cuadrado.
 - 1.4.3. Cubo.
 - 1.4.4. Octaedro y medio octaedro.
 - 1.4.5. Cuboctaedro o cubo despuntado.
 - 1.4.6. Rombododecaedro o cubo diagonal
- 1.5. Ley de estabilidad de las armaduras espaciales.

2. TIPOS DE RETICULADO.

6

- 2.1. Paquete puro de cubos.
- 2.2. Reticulado diagonal.
- 2.3. Paquete medio octatetra.
- 2.4. Reticulado en tres direcciones
- 2.5. Reticulado ortogonal - diagonal

3. CUALIDADES DE LAS ARMADURAS ESPACIALES.

9

- 3.1. Estandarización productiva.
- 3.2. Economía.
- 3.3. Seguridad estructural.
- 3.4. Desarrollo antisísmico.
- 3.5. Comportamiento estático.
- 3.6. Calidad estética
- 3.7. Diseño computarizado.
- 3.8. Integración con concreto reforzado.

4 INVESTIGACIONES RELACIONADAS CON ESTRUCTURAS ESPACIALES.

11

- 4.1. Sensibilidad de las armaduras espaciales compuestas y no compuestas a la falla de elementos.
- 4.2. Análisis numérico no lineal de armaduras espaciales compuestas
- 4.3. Investigación experimental de un conector para estructura espacial

5. REQUERIMIENTOS DE INFORMACION PARA EL CALCULO Y CONSTRUCCION DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL PROTOTIPO.

26

- 5.1. Consideraciones preliminares.
- 5.2 Tipo de estructura y características dimensionales
- 5.3. Número de elementos que la integran.
- 5.4. Características del material a emplear.

6. CALCULO DE LA ESTRUCTURA

28

- 6.1. El programa de cálculo
- 6.2. Definición de alternativas de cálculo con base en las condiciones de apoyo

- 6.2.1. Alternativa 1 - Estructura apoyada en puntos nodales de esquina de la capa inferior
- 6.2.2. Alternativa 2. - Estructura apoyada en puntos nodales de esquina de la capa superior.
- 6.2.3. Alternativa 3. - Estructura apoyada en puntos nodales de dos lados opuestos de la capa inferior.
- 6.2.4. Alternativa 4. - Estructura apoyada en puntos nodales de dos lados opuestos de la capa superior
- 6.2.5. Alternativa 5 - Estructura apoyada en puntos nodales perimetrales de la capa inferior.
- 6.2.6. Alternativa 6. - Estructura apoyada en puntos nodales perimetrales de la capa superior.
- 6.2.7. Alternativa 7 - Estructura apoyada en cuatro puntos nodales centrales de la capa inferior

6.3. Desplazamiento de nodos.

6.4. Elementos mecánicos.

6.5. Reacciones.

7. ANALISIS DE RESULTADOS .

34

- 7.1. Alternativa 1.
- 7.2. Alternativa 2
- 7.3. Alternativa 3
- 7.4 Alternativa 4.
- 7.5 Alternativa 5
- 7.6 Alternativa 6.
- 7.7. Alternativa 7.
- 7.8 Conclusiones.
- 7.9. Elección de la alternativa para la construcción de la Estructura Espacial de elementos Continuos

8. PRINCIPIOS DE DISEÑO PARA DESARROLLAR EL CONCEPTO "ESTRUCTURA ESPACIAL DE ELEMENTOS CONTINUOS"

38

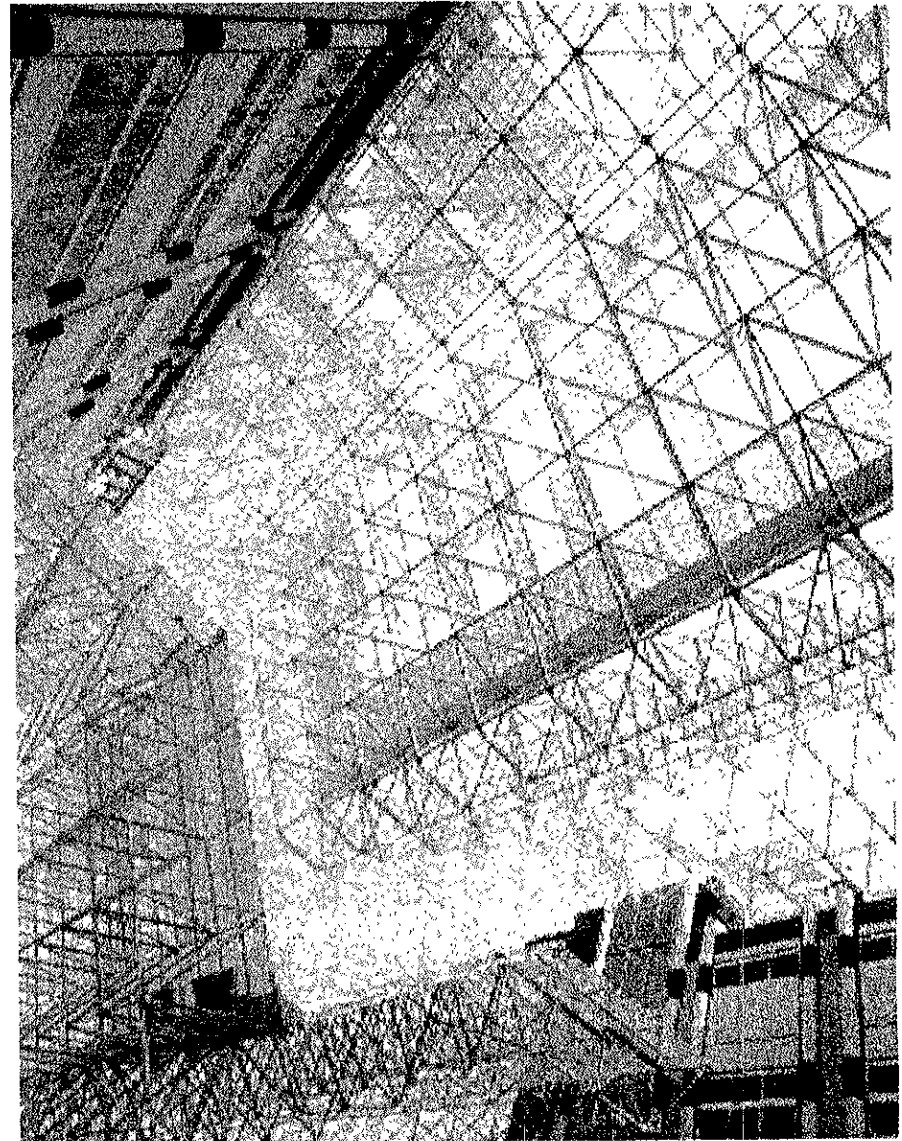
- 8.1. Definición del concepto general.
- 8.2. Principio geométrico para la fabricación de Barras Rectas Continuas.
- 8.3. Principio geométrico para la fabricación de Barras Diagonales Continuas.
- 8.4. Integración del Punto Nodal
- 8.5. El Punto Nodal en la modulación estructural

9. DISEÑO DEL TROQUEL PARA LA FABRICACION DE ELEMENTOS.

41

- 9.1. Placas y Dados
- 9.2. Su funcionamiento.
- 9.3. Pruebas y definición de componentes.

10. APLICACIÓN DEL CONCEPTO “ESTRUCTURA ESPACIAL DE ELEMENTOS CONTINUOS” EN LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.	43
10.1. Diseño general de la alternativa “Estructura apoyada en los cuatro puntos centrales de la capa inferior.	
10.2. Diseño de conceptos específicos	
10.2.1. Conjunto de Estructura Soporte.	
10.2.2. Punto Nodal de Esquina	
10.2.3. Punto Nodal de Apoyo	
10.2.4. Punto Nodal Tipo.	
10.2.5. Perspectiva general de la estructura.	
11. CONSTRUCCION, PRUEBA Y UNA APLICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.	47
11.1 Estructura Espacial de Elementos Continuos construida y armada	
11.2 Pruebas de material y carga de estructura	
11.2.1. Prueba de la estructura bajo carga de diseño.	
11.2.2. Prueba de compresión de un módulo de barras diagonales.	
11.2.3. Prueba de tracción de muestras de barra recta.	
11.3. Una aplicación de la estructura en la EXPOCIHAC 1997.	
11.4. Comparativo de costos	
12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	55
13. BIBLIOGRAFIA.	56



INTRODUCCION

El extenso campo de las estructuras, ofrece la posibilidad de descubrir muchas y variadas líneas de investigación, que permiten a quienes se dedican a esta actividad, encontrar muchas de las respuestas a las interrogantes que plantea el diseño estructural. En el presente documento se presenta una de esas líneas que pretenden encontrar una alternativa estructural, que por un lado sea de bajo costo y por el otro, adaptable a cualquier tipo de obra, mediante el desarrollo del concepto denominado, **Estructura Espacial de Elementos Continuos**.

Las Estructuras Espaciales han desarrollado un nuevo y autónomo campo en el arte de la construcción, en el cual, todos los aspectos fundamentales “ **arquitectura, análisis estructural y fabricación**” están en una continua y rápida evolución, hecho que implica la necesidad de buscar a través de la investigación sistemática, respuestas a las interrogantes que plantean sus cada vez más novedosas aplicaciones.

Una mayor comprensión de este género estructural, comienza desde su propia definición que establece que una estructura espacial es considerada como un entramado constituido por un conjunto de barras unidas entre sí por nodos, lo que significa que todas esas barras y nodos forman parte de un todo que estructuralmente actúan, no en uno o dos planos sino en el espacio es decir, en tres dimensiones; por consecuencia la trayectoria de los esfuerzos en toda la estructura es tridimensional, es así que todo el concepto tiene una aplicación muy amplia, que va desde estructuras planas hasta cúpulas geodésicas.

Como en todo tipo de estructuras, las espaciales están sujetas a numerosos tipos de problemas, que van desde el diseño hasta la adaptación y costo de la misma, considerando principalmente que se utilizan sistemas patentados y estandarizados. Lo anterior me ha inducido a plantear, dentro de una serie de interrogantes, la **hipótesis** de encontrar una simplificación del sistema mediante la posible reducción del número de elementos que conforman un **sistema estructural espacial plano de doble capa**, considerando la posibilidad de sustituir el concepto de nodo-barra, que actualmente son elementos estructurales independientes, por el concepto de **Punto Nodal**, constituido únicamente por el traslape de barras continuas previamente troqueladas y sujetas por tornillos y rondanas en los puntos preestablecidos.

La presentación del contenido, está basado en la aplicación de una metodología de relación, que permite identificar fácilmente la continuidad de conceptos entre capítulos, es así que, de los doce capítulos que conforman el documento, los cuatro primeros constituyen básicamente el marco teórico detallado que sustenta la generalidad del trabajo, en el se definen los principales conceptos, principios y leyes que dan origen al desarrollo de las estructuras espaciales, así como los diferentes tipos de reticulados que a la fecha existen y las diferentes cualidades que hacen de la estructura espacial una opción, no sólo de carácter estructural, sino del diseño arquitectónico.

Asimismo, el marco teórico se ve complementado por la presentación de los resultados de tres investigaciones relacionadas con las estructuras espaciales, de las cuales se considera, vienen a fundamentar en parte, las consideraciones aplicadas en el desarrollo de la alternativa de estructura espacial de elementos continuos.

Del cuarto al onceavo capítulo, se describe todo el proceso de conceptualización, diseño, construcción y pruebas de una estructura espacial prototipo, que tiene como único fin, el comprobar que se puede contar con un sistema constructivo altamente confiable y de gran capacidad de carga, basado en la simplificación de ese sistema.

Finalmente, en el doceavo capítulo se manifiestan las conclusiones y recomendaciones, derivadas de las observaciones y registros obtenidos de las pruebas y comportamiento de la estructura bajo condiciones de carga, así como las posibles modificaciones de diseño que podrían incluirse en el desarrollo de futuras estructuras.

El **alcance** de la investigación es, el ofrecer un sistema constructivo simplificado de un entramado espacial plano de doble capa que garantice los niveles de seguridad establecidos en los elementos que lo integran, y con ello constituir una opción estructural viable y económica que permita diversificar sus aplicaciones en diversos proyectos aún de menor escala.

El documento **esta dirigido** fundamentalmente a la conformación de una base de información didáctica que permita a los estudiantes de arquitectura, ampliar su enfoque en el proceso de diseño de nuevos sistemas estructurales, así como a aquel posible mercado potencial constituido por arquitectos y diseñadores que ven en estos sistemas la imposibilidad de adoptarlos en sus proyectos, por su alto costo y difícil adaptación.

1.- CONCEPTOS ELEMENTALES EN LAS ESTRUCTURAS ESPACIALES.

1.1.- Definiciones.

Muchas son las definiciones que han surgido alrededor del concepto "Estructura Espacial" considerada como un entramado constituido por un conjunto de barras unidas entre sí por nodos, lo que significa que todas esas barras y nodos forman parte de un todo que estructuralmente actúan, no en uno o dos planos sino en el espacio es decir, en tres dimensiones; por consecuencia la trayectoria de los esfuerzos en toda la estructura es tridimensional.

Los más reconocidos especialistas en este género, entre otros, Makowski que dice "... las líneas de acción de las fuerzas actuantes en tres dimensiones "¹. o la del Maestro José Mirafuentes, que dice, " Las estructuras espaciales son construcciones que en su totalidad o en sus elementos separados, actúan no en uno o dos planos, sino en el espacio, es decir, en tres direcciones "². Por sus características geométricas Emmerich expone que "... las estructuras de formas geométricas, estáticas e hiperestáticas son estables incluso con juntas articuladas, en consecuencia, las estructuras mencionadas son capaces de ensamblarse sin haber sido construidas monolíticamente, pudiendo hacerlo únicamente por fijación mecánica. "³.

También, con relación a la geometría de las estructuras espaciales Bukminster Fuller comentaba "... teniendo en cuenta la tendencia automática de la energía reticular a triangularse, se supone que la red estructural de energía más económica sería la derivada de la fusión del tetraedro y la esfera. La esfera encierra la mayor cantidad de espacio con la menor superficie posible y es más fuerte con las presiones internas; el tetraedro encierra el menor espacio con la mayor superficie y es más fuerte con las presiones externas."⁴

Con lo anterior, podemos considerar que el concepto de estructura espacial queda definido, dándonos los elementos necesarios para

¹ Makowski Z. "Estructuras Espaciales de Acero" Edit. G. G. Barcelona

² Mirafuentes J. "Armaduras Espaciales" Edit. UNAM México.

³ ídem

⁴ Mc.Halle J. "Bukminster Fuller" Edit. G.G. Barcelona.

desarrollar el siguiente capítulo, relacionado con las interrogantes de su geometría y las diferentes formas geométricas que la generan.

1.2.- Geometría básica de las estructuras espaciales.

Es sabido que, dentro de la geometría, el triángulo es una superficie indeformable y esta formada por tres nodos y tres barras, característica que ha sido utilizada ampliamente en el diseño de las estructuras espaciales; como figura estable no se deforma siempre y cuando:

- no se rompa alguna de las barras que la forman.
- no se separen los nodos que la contienen (fig. 1).

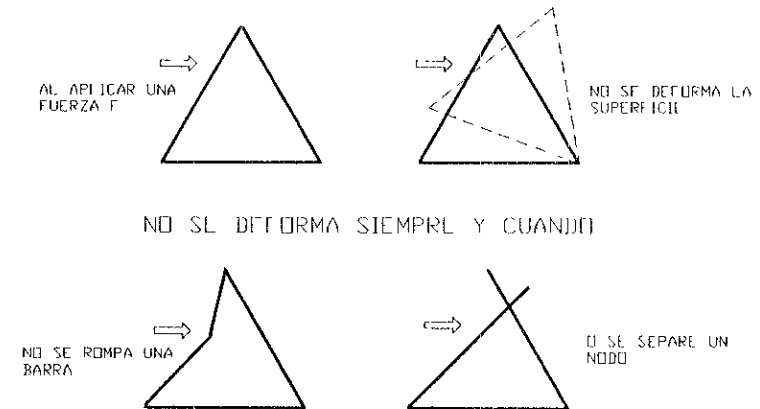


fig. 1.- CARACTERÍSTICAS DE ESTABILIDAD DEL TRIANGULO

Supongamos que deseamos desarrollar la forma geométrica, más simple, para tal caso debemos de cumplir los siguientes requisitos:

- Uniformar las dimensiones de las barras.
- Uniformar todas las caras.
- Uniformar también las aristas.

Siguiendo estos requisitos sólo se podrían crear cinco de los nueve cuerpos, ya conocidos por los antiguos griegos, llamados también sólidos platónicos en honor a Platón que fue quien los estudió. Estos cuerpos son llamados cuerpos regulares y los conocemos como: tetraedro, octaedro, icosaedro, cubo o hexaedro y el dodecaedro.

De los cuerpos mencionados los tres primeros son estables o rígidos, no así los dos últimos, que son inestables y que podrían serlo, siempre

y cuando se triangulen, esto es unir dos de sus vértices para evitar las deformaciones.

A continuación veremos algunas características de ellos, por lo que haremos una tabla en la que veamos el número de caras, de vértices y de aristas, a fin de entender la interrelación de cada uno según sea el caso:

figura	caras	vértices	aristas
tetraedro	4	4	6
cubo o hexaedro	6	8	12
octaedro	8	6	12
dodecaedro	12	20	30
icosaedro	20	12	30

En el cuadro podemos observar como los sólidos forman **pares**, el cubo y el octaedro tienen el mismo número de elementos, con relación a las caras del cubo con los vértices del octaedro y las caras del octaedro con los vértices del cubo, las caras del dodecaedro con los vértices del icosaedro y los vértices del dodecaedro con las caras del icosaedro.

Con esto entendemos que estos cuerpos se relacionan espacialmente, ya que si colocamos un cubo dentro de un octaedro, veremos que los vértices de éste, tocan a todas y cada una de las caras del octaedro, lo mismo sucede con el icosaedro y el dodecaedro, de esta forma un sólido encaja con el otro perfectamente. Además también observamos como las aristas respectivas de cada par de sólidos se bisecan unos a otros en ángulos de 90° y cada vértice de un sólido corresponde a cada cara del otro, esta relación tiene el nombre de **dualidad** y se aplica en todos los sólidos que contengan esta relación.

El tetraedro se incluye de la manera siguiente, por ser su mismo dual: al unir dos tetraedros nos encontramos con ocho vértices y doce aristas, exactamente las del cubo, si tratamos de unir cada uno de los vértices que forman estos sólidos obtendremos un cubo, de la misma forma, si unimos cada uno de los vértices de los pares de duales, obtendremos dos nuevos sólidos con lados en forma de diamante, lo que J. Kepler ya había estudiado al crear las leyes del movimiento de los planetas, y en relación a éstas, la sistematización de las formas de los cuerpos.

1.3.- EL CUBO Y SUS EJES DE SIMETRIA

El estudio sistemático de la unión de los sólidos indujo a la creación de las **articulaciones**, también conocidas como nodos, cuyos principios se desarrollaron en diversas aplicaciones del cubo (figs. 2 a, b y c).

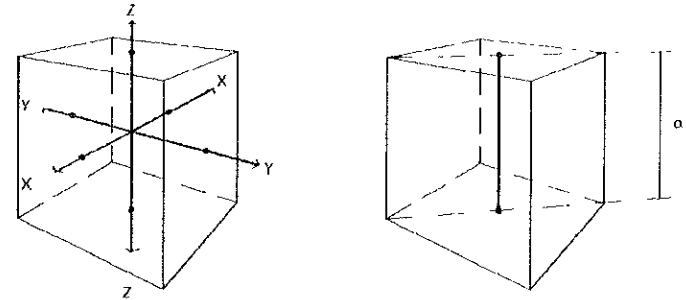


fig. 2 a.- EJES EN LOS 4 SENTIDOS EN LA MITAD DE LA SUPERFICIE

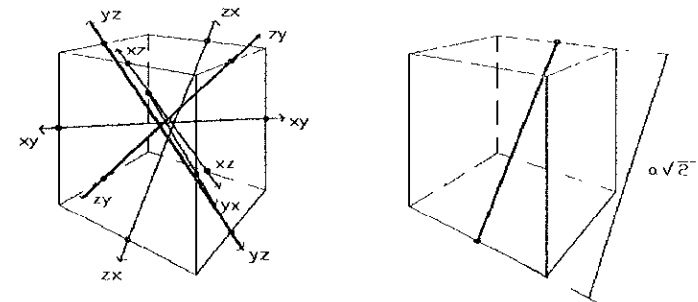


fig. 2 b.- EJES EN 2 SENTIDOS EN LA MITAD DE 12 ARISTAS

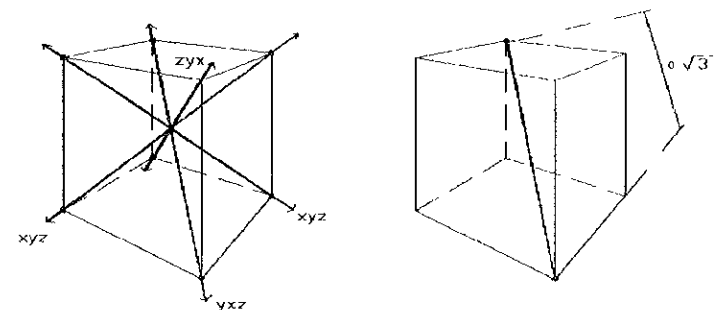


fig 2c.- EJES EN 4 SENTIDOS A TRAVES DE 8 ESQUINAS

1.4.- Consideraciones geométricas de Max Mengerinhausen.

1.4.1.- Triángulo equilátero y tetraedro.

Con tres nodos y tres barras iguales se forma un triángulo equilátero. Las superficies de los triángulos equiláteros forman un progresión geométrica con el factor 2, es decir, cada triángulo grande tiene el doble de superficie que el más pequeño que le sigue (fig. 3). El tetraedro es el poliedro que se forma con cuatro triángulos equiláteros.

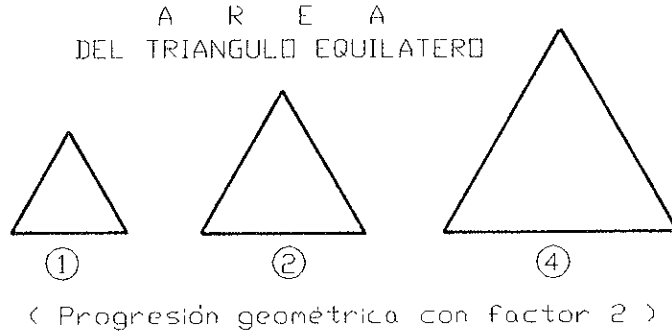


fig. 3.- TRIANGULOS

1.4.2.- Cuadrado.

Con cuatro barras iguales y una más larga y con cuatro nodos, podemos construir un cuadrado. Cuatro largos de barra nos proporcionan tres distintos tamaños de cuadrados, también con los cuadrados, el más grande tiene el doble de superficie que el más pequeño que le sigue (fig. 4).

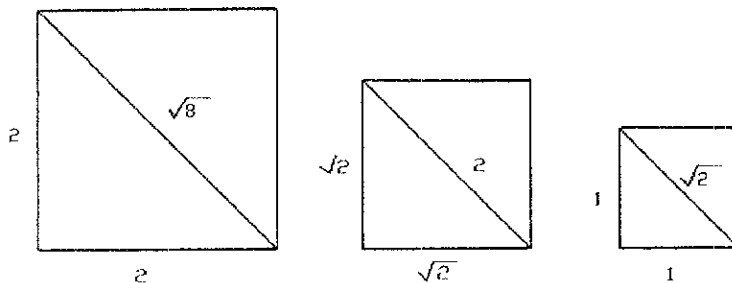


fig. 4.- CUADRADOS

1.4.3.- Cubo.

Con doce barras de un tamaño y seis del siguiente más grande y ocho nodos se forma un cubo. Para estabilizarlo es indispensable triangularlo introduciendo diagonales (fig. 5).

En la relación entre las superficies con cubos, la superficie de un cubo es el doble que la de un cubo más pequeño que le sigue. El volumen de los distintos tamaños de los cubos forma un progresión geométrica con el factor $2 \times \sqrt{2}$.

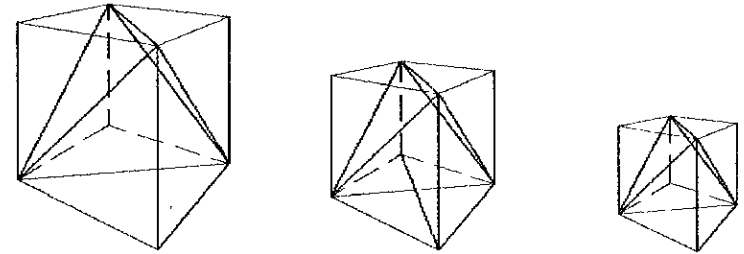


fig. 5.- CUBOS

1.4.4.- Octaedro y medio octaedro.

Poliedro de ocho caras, se forma con doce barras iguales y seis nodos. El octaedro es estáticamente estable aún sin diagonal en la superficie cuadrada de la mitad. Con ocho barras y cinco nodos se construye una pirámide de cuatro lados o **medio octaedro**, y para ser estable, debe triangularse con una diagonal en su base cuadrada (fig. 6).

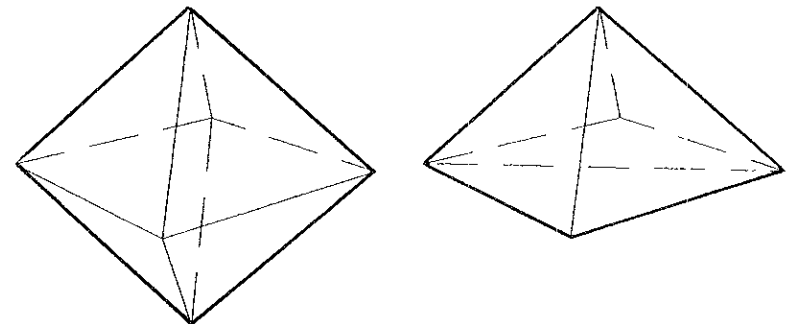


fig. 6.- OCTAEDRO

MEDIO OCTAEDRO

1.4.5.- Cuboctaedro o cubo despuntado.

Si cortamos las esquinas de un cubo hasta la mitad de los lados, se forma un cuerpo con seis cuadrados y ocho triángulos equiláteros, llamado **cubo despuntado**. El mismo cuerpo se genera cuando se cortan los picos situados en la mitad de los lados de un octaedro. Para la construcción de armaduras espaciales son muy importantes el cuboctaedro y el medio cuboctaedro. Para que el medio cuboctaedro sea estable tiene que triangularse con diagonales en sus cuadrados (fig. 7)

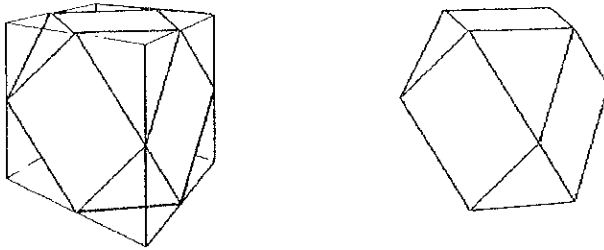


fig. 7.- CUBOCTAEDRO

1.4.6.- Rombododecaedro o cubo diagonal.

El rombododecaedro es un poliedro formado por doce rombos, el medio rombododecaedro se forma dividiendo un cubo en dos partes por medio de un corte diagonal y volviendo a unir estas dos mitades, de modo que las diagonales queden como los lados inclinados de un rombo (fig. 8).

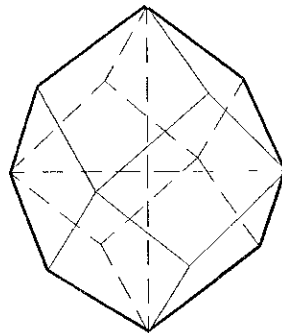


Fig. 8.- ROMBODODECAEDRO

1.5.- Ley de estabilidad de las armaduras espaciales.

August Foppl, Munich, 1892

En su artículo **Armaduras en el espacio**, Foppl enuncia la Ley de estabilidad de las armaduras espaciales de la siguiente forma:

“Una armadura espacial es estáticamente determinada y estable, cuando entre el número “n” de nodos y el número “b” de barras se llena la condición: $b = 3n - 6$ ”.

Según esta ley, de todos los cuerpos regulares de los antiguos griegos, sólo el tetraedro, el octaedro y el icosaedro, son estables, si están contruidos con armaduras de barras, mientras que el cubo y el dodecaedro sólo forman armaduras estables si se triangulan en sus caras laterales.

El triángulo con $n = 3$ y $b = 3$ es la superficie más simple formada con barras, estáticamente estable.

El tetraedro con $n = 4$ y $b = 6$ es el cuerpo más simple, estáticamente estable, formado con triángulos.

Con lo anterior podemos enumerar lo siguiente:

- 1.- Las armaduras espaciales se forman más completamente con triángulos rectángulos o equiláteros de tal forma que se produzcan poliedros regulares en forma de tetraedros, cubos, octaedros y cuboctaedros o parte de ellos.
- 2.- Las estructuras espaciales así formadas son más completas porque:
 - Garantizan condiciones estáticas óptimas.
 - Posibilitan la construcción con barras del mismo tamaño y conectores uniformes.
- 3.- El largo de las barras de los poliedros mencionados, forma una **progresión geométrica de crecimiento natural** con el factor $\sqrt{2}$.
- 4.- Con n diferentes largos de barra, de la progresión geométrica del crecimiento natural, se pueden construir series de poliedros regulares semejantes:
 - n cuerpos con 1 largo de barra (tetraedros, octaedros).
 - $n-1$ con 2 largos de barra (cubos triangulados con diagonales).
 - $n-2$ con 3 largos de barra (medio cubo despuntado con triangulaciones diagonales).
- 5.- Los cuerpos mencionados forman progresiones: en las dimensiones de la superficie, con el factor $\sqrt{2}$; y en las del volumen con el factor $2\sqrt{2}$

2 . - TIPOS DE RETICULADO.

En lo relativo a las formas generadas por las armaduras, la geometría es de lo más importante, no sólo estéticamente, ya que la mayoría de ellas quedan a la vista, sino constructivamente, pues afectan a la distribución de esfuerzos; además, el largo de las barras determina si puede prefabricarse o no, y el número de barras determinan su economía. Este principio es aplicable tanto a geodésicas como a cubiertas planas.

Las armaduras espaciales son muy semejantes en su geometría a la de la estructura molecular de la cristalografía, en la que la división del espacio juega un papel fundamental en la descripción de estructuras en los campos macro y micro. Para obtener una sistematización de la división del espacio, aplicada a las nervaduras espaciales, se han seguido dos sistemas:

- **el geométrico**, que parte de los cuerpos geométricos básicos y de su combinación.
- **el topológico**, que describe la colocación y el lugar de los puntos así como las líneas de unión que determinan los cuerpos.

La malla formada por barras y conectores se llama **reticulado**, este reticulado es el producto de la unión de varios cuerpos geométricos o la repetición de uno de ellos.

El reticulado de una placa plana de dos capas toma el mismo nombre geométrico de los poliedros regulares e irregulares que lo forman.

La unión de dos o más poliedros se denomina en el lenguaje de las armaduras espaciales **paquete**, en los años cuarenta y cincuenta, Fuller, Mengerinhausen, Wachsmann, Le Reclais y otros, comenzaron con las formas elementales de armaduras espaciales de dos capas, edificando geodésicas y cubiertas planas, preponderando los dos sistemas siguientes:

- a).- **Ortogonal o reticulado en dos direcciones con paquete espacial de medio octa - tetra.**
- b).- **Reticulado en tres direcciones formado por un paquete de octa - tetra con módulo triangular.**

El reticulado ortogonal o rectangular es el más conocido y en él, las vigas se cruzan en ángulo recto y son paralelas a los muros portantes; la causa de que este reticulado sea el más difundido es su simplicidad constructiva.

2.1.- Paquete puro de cubos.

Con la sobreposición de estas figuras geométricas, se define uno de los sistemas constructivos más antiguo, el cual tiene su ejemplo en las construcciones de la naturaleza mineral, el octaedro de la fluorita está constituido de cubos. Este reticulado de dos capas y dos direcciones se forma también con un conjunto de vigas planas de celosía, del tipo Warren. El cubo, al no ser estable por sí mismo, tiene que estabilizarse por medio de diagonales en todos sus lados para poder usarlo en estructuras (fig. 1).

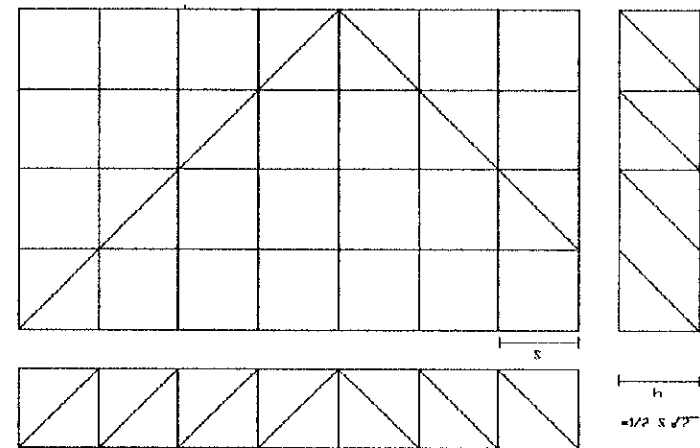


fig. 1.- PAQUETE PUROS CUBOS

2.2.- Reticulado diagonal.

Con este tipo de reticulado se logra un mejor reparto de tensiones, si se compone de armaduras que llegan diagonalmente a los muros. Si se le compara con el ortogonal representa la ventaja de una mayor rigidez, conduciéndolo a una apreciable reducción de las flechas o flexión. En

el reticulado diagonal, las vigas son de longitudes diferentes y las vigas de esquina, por ser más cortas, tienen mayor rigidez a la flexión y sirven de apoyo a las más largas que trabajan entonces como vigas continuas sobre apoyos elásticos, reduciéndose así, los momentos flexionantes en el centro. Debido a su rigidez, las retículas diagonales tienen generalmente un peralte de $h = 1 / 40$ del claro, mientras que en el reticulado ortogonal tenemos sólo $1 / 30$ (fig. 2).

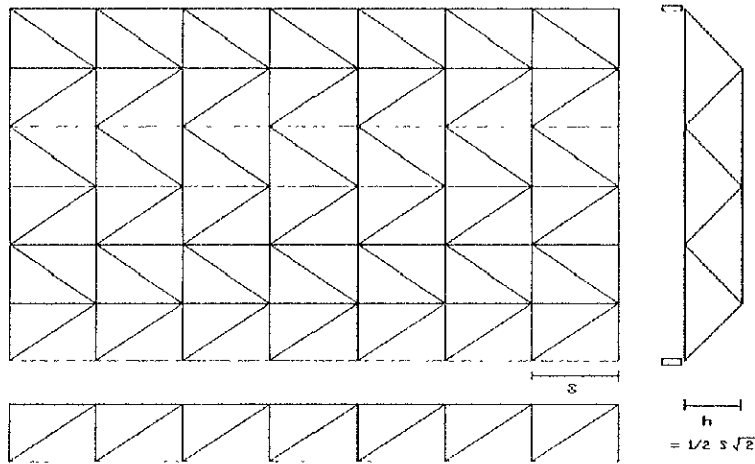


Fig. 2.- ARMADURA CON RETICULADO DIAGONAL

2.3.- Paquete medio octa - tetra.

Esta armadura espacial, con un reticulado diagonal, es la más conocida y se forma con un paquete de medios octaedros y tetraedros. Los medios octaedros y los tetraedros se complementan de una manera especialmente ventajosa, pues un tetraedro llena justamente el espacio entre los medios octaedros. Una armadura espacial de este tipo forma en la capa inferior una retícula de cuadrados con el largo de los lados s , formándose pirámides de cuatro lados con triángulos de largo s ; el peralte de la construcción es $1 / 2 s \sqrt{2}$, y con respecto al claro es generalmente de $1 / 30$. Este paquete tiene la desventaja del gran número de barras y conectores que se necesitan por superficie cubierta (fig. 3).

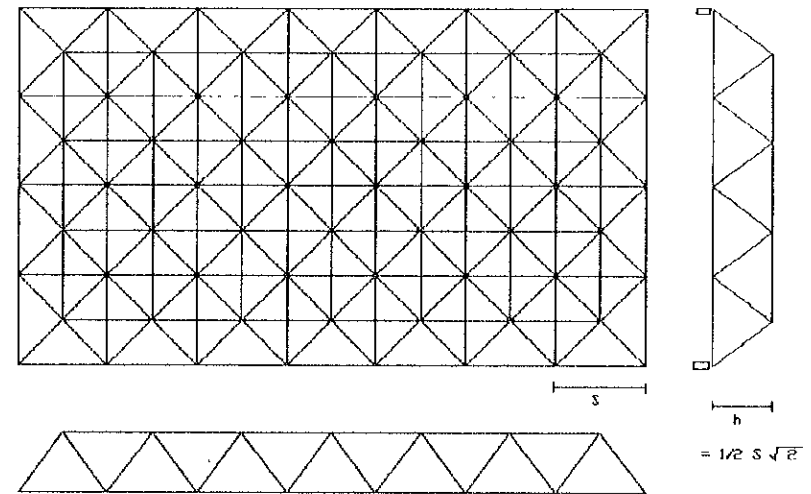


fig. 3.- RETICULADO EN PAQUETE MEDIO OCTA - TETRA

2.4.- Reticulado en tres direcciones.

Está formado con paquete octa - tetra, para claros muy grandes se usa el sistema de vigas en tres direcciones. Obteniéndose con ello un reticulado triangular. Este sistema es el más rígido de todos y el que mejor reparte las cargas. Los octaedros se complementan muy bien con los tetraedros cuando se apoyan sólo sobre una cara triangular. Un reticulado plano, formado por triángulos equiláteros forma la base, sobre cada segundo triángulo se erigen tetraedros que se unen en sus vértices con otro reticulado triangular. Este paquete es muy adecuado para plantas triangulares, hexagonales, e incluso de lados desiguales, lo que le permite una mayor versatilidad (fig. 4).

medio del peso propio o pre-tensión; esto da por resultado barras más económicas y peraltes más pequeños.

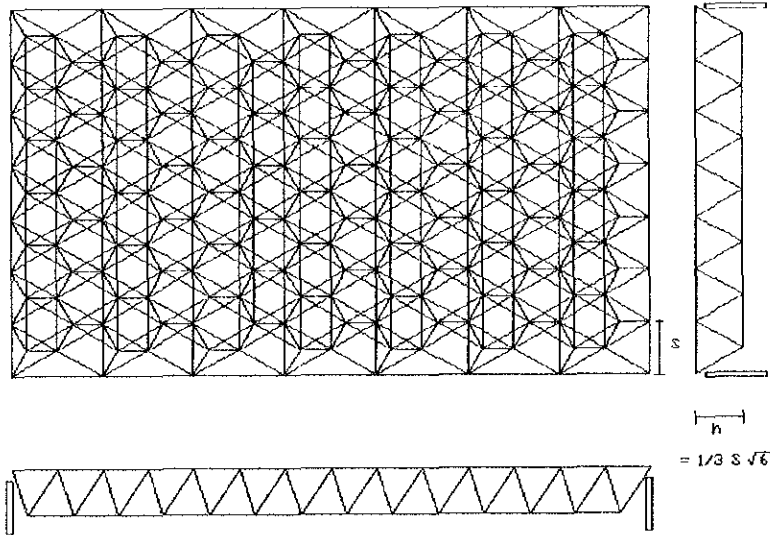


fig. 4.- RETICULADO EN 3 DIRECCIONES, PAQUETE OCTA - TETRA

2.5.- Reticulado ortogonal - diagonal.

Este reticulado se produce por la combinación de medios octaedros (ordenado según el tablero de ajedrez y con el vértice para abajo), con medios cuboctaedros que forman placas de armaduras espaciales, cuya capa de barras horizontales superior está situada diagonalmente a la capa inferior. Esta ordenación de barras es más conveniente de acuerdo con el desarrollo actual de la técnica, además de que su utilización es muy flexible en comparación con los otros sistemas descritos, el ortogonal - diagonal tiene las siguientes ventajas:

- Menor número de barras y nodos por superficie (ventajas en la producción y montaje), el tamaño de las barras es relativamente corto, largo por flexión en la capa superior y relativamente grande en el largo de las barras en la capa inferior.
- La mayor parte de las barras en la capa inferior se diseñan a tracción cuando se equilibra la fuerza de succión del viento por

Estáticamente tienen sin embargo un defecto, pues no es homogéneo y subsiste el peligro de que los medios octaedros giren, por este motivo, se debe triangular el reticulado en los bordes a fin de estabilizarlo. Se pueden poner también contrapesos en cada nodo de los bordes. Estos problemas de estabilidad se pueden resolver bajo carga vertical al considerar la estructura como estáticamente determinada. Para armaduras espaciales planas de claros medianos (30 a 80 m) el reticulado ortogonal - diagonal ha probado ser el más conveniente y económico (fig. 5).

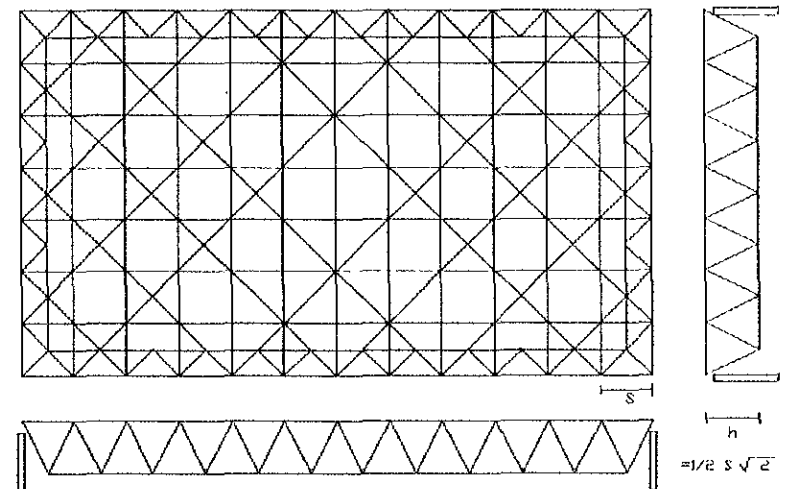
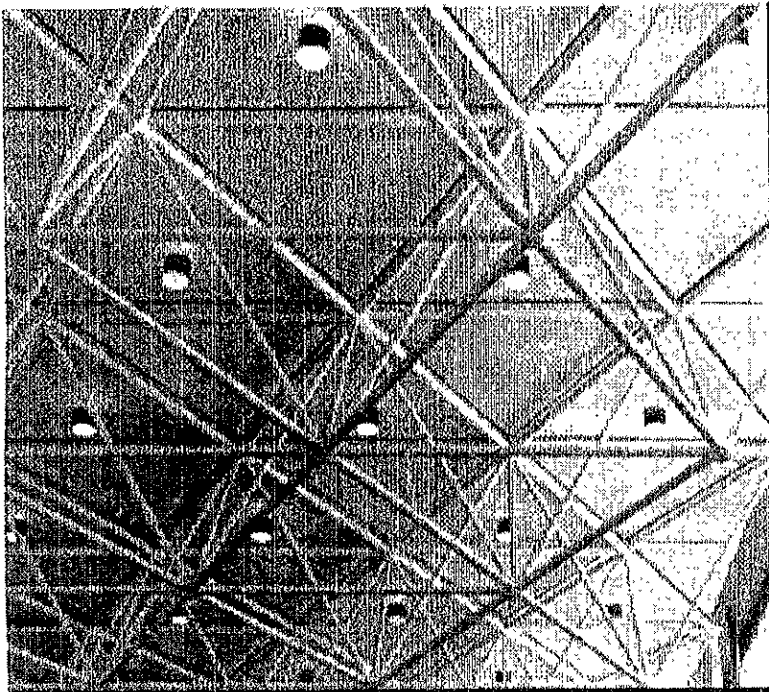


Figura 5.- RETICULADO ORTOGONAL - DIAGONAL

3.- CUALIDADES DE LAS ARMADURAS ESPACIALES.

Las estructuras espaciales han desarrollado un nuevo y autónomo campo del arte de la construcción, en el cual, los aspectos fundamentales **arquitectura, análisis estructural y fabricación** están en una continua y rápida evolución. Tienen tal cantidad de aplicaciones, que pueden considerarse ilimitadas, se aplican desde la cubierta de un pequeño vestíbulo en casas habitación, hasta la de un estadio gigante; desde el techo de una estación de servicio hasta en el de una iglesia y es posible encontrarla en pabellones deportivos, albercas, centros comerciales y áreas de exhibición, etc.; las razones de su desarrollo se basan en numerosas ventajas y cualidades, las más importantes de las cuales se resumen a continuación:



3.1.- Estandarización productiva.

Las estructuras espaciales generalmente están hechas de un número relativamente pequeño de componentes modulares (barras

y nodos) con dimensiones y formas unificadas y coordinadas. Pueden producirse masivamente con una notable reducción en los costos de producción y ensamble, con lo cual se facilita el almacenamiento, empaque y transportación sin costo excesivo, aún a grandes distancias.

3.2.- Economía.

Debido a la colocación tridimensional de los miembros estructurales, las acciones externas no se toman solamente por los elementos directamente cargados, sino por todos los elementos de la estructura, de ello se deriva una mejor redistribución de las fuerzas internas, con una consecuente reducción de las secciones diseñadas y una considerable reducción del peso global de la estructura, todo lo cual se refleja favorablemente en el costo de la cimentación.

3.3.- Seguridad estructural.

Cualquier daño localizado eventualmente en estas estructuras, generalmente no produce la suficiente reacción en cadena en zonas adyacentes para provocar el colapso; puede ocurrir una sobrecarga concentrada sin que afecte mucho las fuerzas externas de los componentes, dado que pueden llegar al equilibrio correspondiente con una distribución cambiante de las fuerzas en los miembros. Similarmente, aún en caso de incendio, las estructuras espaciales mantienen un alto nivel de estabilidad.

3.4.- Desarrollo antisísmico.

Como su estructura es altamente hiperestática, desarrollan una excelente **ductilidad global** ofreciendo grandes recursos de resistencia y asegurando un buen comportamiento antisísmico. Más aún, dada su gran **ligereza**, debido a la esbeltez de sus componentes, combinados con una remarcada **rigidez** de todo el sistema, tienen una positiva influencia en la frecuencia natural y valor de la aceleración inducida.

3.5.- Comportamiento estático.

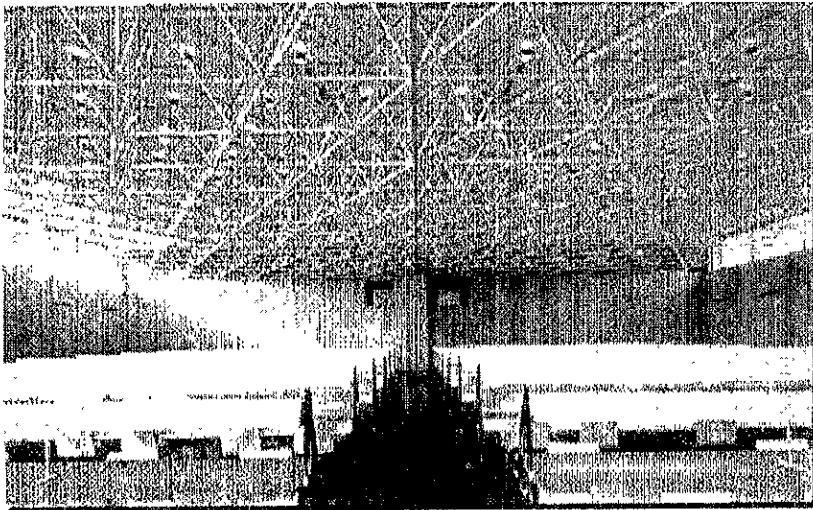
Las armaduras espaciales a menudo constituyen la solución más adecuada al problema de cubrir grandes áreas sin columnas interiores. Su eficiencia estática viene de la confiable distribución de energía que se manifiesta en el **efecto espacio**, consistente en la capacidad distributiva de fuerzas en diferentes direcciones resistentes, y su **efecto reticular** que refleja el funcionamiento de un estado de esfuerzo

por fuerzas axiales puras: todos ellos aspectos que juntos hacen el mejor uso y la distribución más efectiva de los materiales empleados.

Asimismo, presentan una óptima relación altura / claro: con respecto a la tradicional solución estructural en la cual, la altura es de 1/ 10 del claro, mientras que el espesor de las estructuras espaciales puede reducirse a sólo 1 / 20 y en ocasiones hasta 1 / 40 del claro.

3.6.- Calidad estética.

Desde el punto de vista arquitectónico, el potencial estético de las estructuras es evidente, los diseñadores y constructores tienden cada vez más a su uso, porque permiten gran variedad de expresión y composición. Permiten gran resolución de esquemas estructurales, ejemplar calidad de forma, sugestiva y original belleza y en esencia, un dominante carácter constructivo, particularmente adecuado para representar concepciones arquitectónicas del tiempo moderno.



3.7.- Diseño computarizado.

La maravillosa expansión de los equipos de computo, su gran capacidad, su facilidad de uso y el empleo del más completo y

sofisticado software, permiten cálculos rigurosos con una considerable reducción de tiempo, aún cuando se trate de estructuras muy complejas. Más aún, ello permite llegar a mejores soluciones técnicas, tomando en cuenta las consideraciones geométricas y condiciones de producción y ensamble.

Con la adición de programas **CAD** y **CAM** que están muy generalizados, es posible desarrollar el ciclo operativo completo de la estructura automáticamente; por un lado **diseño integral**, con cálculos y planos para el taller y el edificio, y por el otro, **trabajos manufactura** con control numérico de máquinas y equipos.

3.8.- Integración con concreto reforzado.

Algunos tipos de armaduras espaciales, por ejemplo, en cubiertas de retícula de doble capa, permiten una buena conexión con estructuras verticales (columnas y muros) y horizontales (losas) de concreto reforzado, permitiendo **sistemas compuestos generalizados** que consisten en una racional y coordinada integración de componentes estructurales de acero y de concreto reforzado.

En el caso de edificios con un sólo nivel y grandes claros, en donde las estructuras de cubierta, están hechas de concreto reforzado y armaduras espaciales, representan mayores ventajas que una solución únicamente con armaduras de acero, por las siguientes razones:

- La transferencia de las fuerzas más importantes de compresión en el concreto reforzado, minimiza el fenómeno de inestabilidad elástica.
- La eliminación de contraventeos verticales, libera a la construcción de complicaciones arquitectónicas funcionales.
- Se simplifican los problemas estructurales relativos a entrepechos.
- Notable economía respecto a la protección y mantenimiento, durabilidad de la estructura de acero, dado que está menos expuesta a riesgo de impacto abrasión y fuego.

4.- INVESTIGACIONES RELACIONADAS CON ESTRUCTURAS ESPACIALES

La publicación de resultados sobre investigaciones desarrolladas en torno al tema de estructuras espaciales no es muy generalizada, sin embargo, en este capítulo se expondrá el resumen de tres investigaciones relacionadas con este tema y que considero, pueden servir de referencia didáctica complementaria al marco teórico ya expuesto.

4.1.- Sensibilidad de las armaduras espaciales compuestas y no compuestas a la falla de miembros ¹.

Objetivos.

Demostrar que todas las armaduras incluyen un número de elementos críticos, en los que, la pérdida de cualquiera de ellos podría causar distribuciones de fuerza que podrían conducir a un **colapso total prematuro**. Identificar los factores que afectan esa sensibilidad mediante el análisis de la acción compuesta entre la losa superior de concreto y la cuerda superior de la estructura espacial, así como las condiciones de apoyo.

Antecedentes.

Hace sólo unas cuantas décadas, el uso de armaduras espaciales para claros largos, con pocos o ningún soporte interior, se popularizó debido a su ligereza y eficiencia, en términos de producción y ensamble por un lado y a su rigidez estructural por el otro.

En general, estas estructuras consisten en dos retículas paralelas con elementos comúnmente en disposición regular, conectados entre sí con miembros diagonales, dentro de las que, el uso más común es el arreglo cuadro - a - cuadro.

Una armadura espacial típica incluye un gran número de elementos esbeltos conectados con nodos. Debido a su naturaleza, la resistencia de la armadura depende de las propiedades axiales de sus elementos, independientemente de que se consideran comúnmente **estáticamente indeterminadas**. Algunos diseñadores

consideran que la estandarización de los elementos proporciona mayor seguridad contra el colapso, y las conforman con aproximadamente 15 a 25 % con elementos tipo, respecto del total. Sin embargo, el colapso repentino de una armadura espacial en Connecticut en 1978, y el gran número de pruebas hechas en este campo, indican que las armaduras espaciales pueden fallar de una manera frágil e inestable, en la cual, el giro de sólo un miembro debido a una sobrecarga puede provocar un colapso progresivo de toda la estructura, en la que, los miembros sucesivos pueden fallar en una rápida secuencia.

De un extensivo estudio experimental de armaduras espaciales de acero, se concluye que el alto grado de indeterminancia estática en este tipo de armaduras, no solamente lleva a su colapso progresivo sino que también hace a las armaduras más sensibles al pandeo.

Como un eficiente y simple medio para controlar el colapso progresivo de armaduras, se introdujo la acción compuesta entre el acero y la losa de concreto, en la parte superior. Un estudio experimental de armaduras pequeñas, mostró que la acción compuesta de las armaduras experimentó un comportamiento más estable y dúctil.

Mecanismo de falla en armaduras no compuestas (sin concreto).

Recientes estudios, indican que la falla de un miembro (debido principalmente a pandeo) causa la redistribución de fuerzas que pueden provocar que otros miembros tengan un comportamiento no-lineal: fluencia en el caso de elementos a tracción y pandeo en el caso de elementos a compresión. Sin embargo, **cuando un miembro fluye a tracción puede elongarse sin la pérdida de resistencia**, mientras que, **un miembro a compresión pandeado pierde más resistencia**, provocando mayor redistribución de fuerzas; de esta manera, más miembros pueden pandearse hasta que se forma un mecanismo de colapso en la estructura. Por ello, entre los factores importantes que hacen progresivo el colapso de armaduras no compuestas, está la rápida disminución de resistencia de un miembro a compresión una vez que ocurre el pandeo.

Método de análisis.

El análisis se llevó a cabo usando un programa de elemento finito no lineal; los miembros de la armadura se modelaron como elementos de armadura de dos nodos con tres grados de libertad por nodo U, V y W. La losa de concreto en armaduras compuestas fue modelada con elementos de placa rectangular de cuatro nodos con cuatro grados de libertad por nodo U, V, W, Φ_x y Φ_y . El comportamiento de los elementos

¹Autor: Ahmed El- Sheikh, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Dundee, DD1 4HN, UK

Publicado en International Journal of Space Structures Vol. 9 N° 2 1994.

de la armadura, tanto en tracción como a compresión (fig. 1) se trazó usando un método de control de desplazamiento por el cual, el nodo central de la cuerda inferior se sujetó a un incremento de desplazamiento predeterminado. Los resultados analíticos incluyeron fuerza en los miembros, desplazamiento de nodos y un reporte de cualquier miembro que alcanzara un punto de fluencia o pandeo.

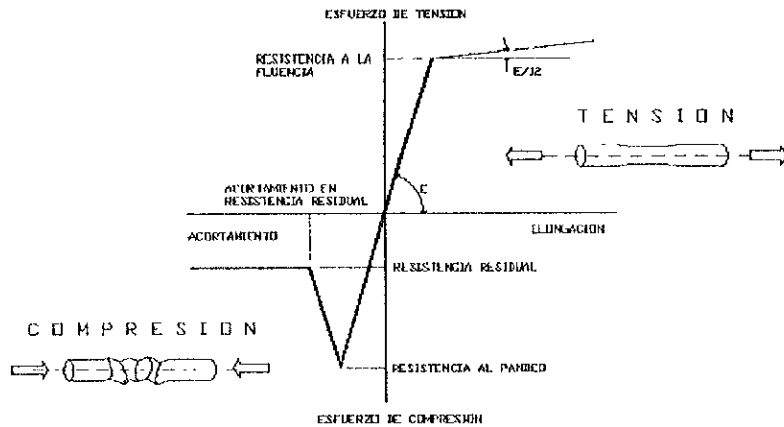


fig. 1.- CARACTERÍSTICAS DE COMPORTAMIENTO DE MIEMBROS SUJETOS A ESFUERZOS DE TRACCION Y COMPRESIÓN.

Diseño de la armadura.

Cuatro armaduras hipotéticas cuadro a cuadro se incluyeron para el estudio: **dos compuestas y dos no compuestas**, cada grupo contiene una con soportes perimetrales y otra con soportes en las esquinas, todas tienen doce secciones en cada dirección (fig. 2).

Las armaduras se diseñaron para soportar un factor de carga de $0.77 \text{ kN} / \text{m}^2$ (C.M. + C.V.) aplicada como cargas concentradas en los nodos de la cuerda superior. Se hicieron análisis lineales simples a miembros de armaduras no compuestas. El proceso de diseño es el comúnmente usado en oficinas de diseño en el que se lleva a cabo sólo análisis lineal para determinar cargas en los miembros bajo cargas de diseño factorizadas totales; después elementos individuales se diseñaron de acuerdo a sus fuerzas

internas, se eligieron cinco medidas diferentes de miembros que mantuvieran los factores de seguridad de todos los miembros.

Se diseñaron las armaduras compuestas con la misma carga, y como en este caso, los miembros de la cuerda superior soportan pequeñas fuerzas axiales debido a la losa de concreto, su disminución fue mínima; se eligió una losa de 0.10 m con esfuerzo a cortante de $25 \text{ N} / \text{mm}^2$ como adecuado para proporcionar resistencia a la flexión en los paneles entre los miembros de la cuerda superior, y en los apoyos para acomodar las cargas de los pernos a cortante conectando la losa a los nodos de la cuerda superior.

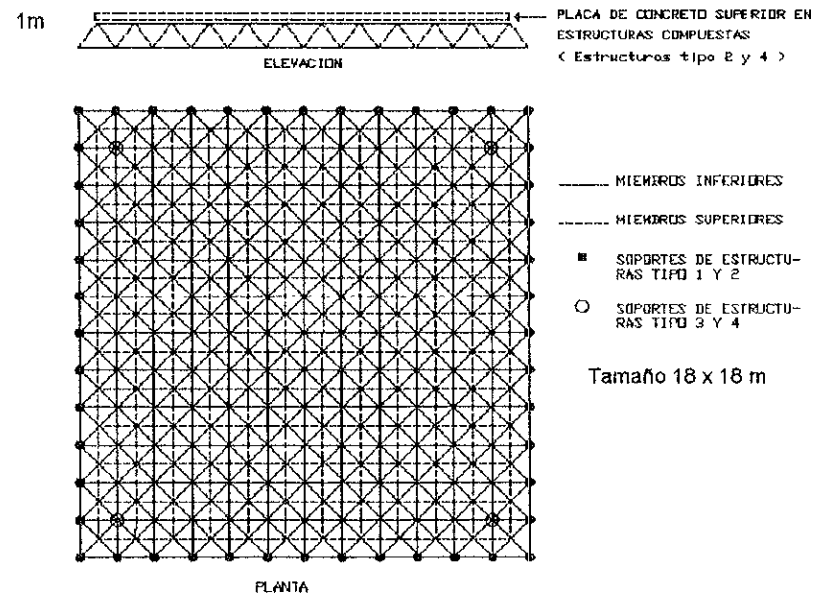


fig. 2.- DISPOSICIÓN GENERAL PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS COMPUESTAS

Miembros de la armadura considerados en el análisis.

En la etapa de diseño se encontró que en las armaduras con apoyos perimetrales la mayoría de los elementos cargados fuertemente estaban en las regiones centrales. En contraste, la mayoría de los miembros con más esfuerzo en las armaduras con apoyos en las esquinas, estaban cerca de los extremos y en el centro del claro entre los

soportes. Es importante notar que en los soportes de esquina de la armadura, los cuatro miembros diagonales de esquina (conectados a los soportes y proyectados hacia el centro de la armadura) eran de los miembros con más esfuerzo (fig. 3).

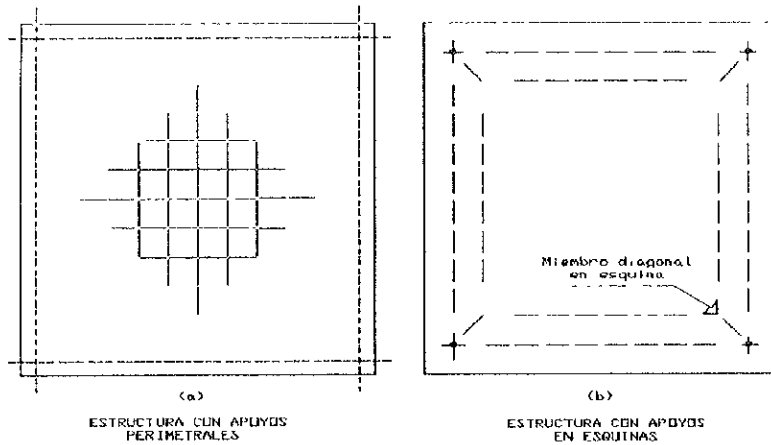


fig. 3.- LOCALIZACIÓN DE LOS MIEMBROS CON MAYOR ESFUERZO EN LA ARMADURA DE ANÁLISIS

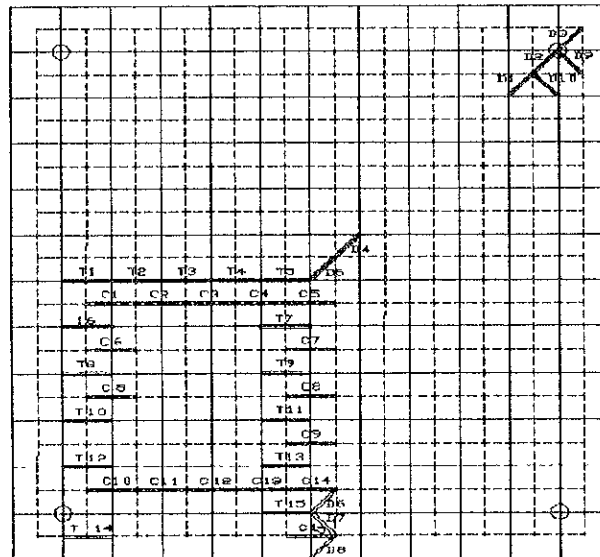


fig. 4.- MIEMBROS DE LA ARMADURA CONSIDERADOS EN EL ANÁLISIS

Dichos miembros se tensaron hasta ser potencialmente críticos para el comportamiento total de la armadura, la falla de uno de ellos podría causar el aumento de la redistribución de carga.

De acuerdo con esos resultados, los miembros elegidos para remover, durante el estudio, se dieron a conocer (fig. 4). Se consideró removerlos en todos los tipos de armaduras, uno por uno, de manera independiente, cargando la estructura hasta la falla.

Resultados analíticos.

Armadura 1. No compuesta, con apoyos perimetrales.

Mostró una concentración de miembros fallados en la región central de la armadura, su parte más crítica. La falla radiada va hacia afuera de la región central y experimenta alguna plasticidad antes del colapso final, de una manera frágil.

La caída o pérdida del miembro inferior más cargado afecta todo el comportamiento de la armadura; resultó una disminución del 11 % en la resistencia total y una reducción de su estado plástico. Ocurrieron menos efectos sobre el comportamiento de la armadura debido a la falla de miembros inferiores paralelos a T5 y lejos del centro. La falla de C5 del miembro superior sometido al mayor esfuerzo en esta armadura, tuvo un 14 % de la reducción en la resistencia y un comportamiento más frágil que el experimentado con toda la armadura completa.

Los elementos diagonales fallados no tienen consecuencias serias en el comportamiento de la armadura, la mayor reducción en resistencia (6 %) se asoció a la falla del miembro D4 en la región central de la armadura.

Armadura 2. Compuesta, con apoyos perimetrales.

El comportamiento de la estructura completa compuesta (con losa de concreto en la capa superior), soportada en los bordes con nodos inferiores tuvo un largo estado plástico de comportamiento sin ninguna pérdida previsible de resistencia. La armadura falló debido a la gran fluencia de los miembros de la cuerda inferior en la región central, donde existen la mayoría de los elementos con más esfuerzos.

Al igual que la Armadura 1, T5 fue el elemento inferior más crítico, sin embargo, resultó sólo una pequeña reducción del 5 % en la resistencia, cambio que no corresponde con el comportamiento dúctil de la armadura.

El efecto de pérdida de cualquier miembro superior y diagonales es insignificante (menos del 1 %). Esa **baja sensibilidad de los miembros a la falla** se debió a la presencia de la losa de concreto.

Armadura 3. No compuesta, con apoyos en las esquinas.

Se mostró la secuencia de falla de los miembros cuando se cargó la estructura hasta la falla. En esta Armadura, se inició a la mitad del claro entre los apoyos y cerca de los extremos de la armadura. Fue claro que la falla fue dominada por el pandeo de miembros a compresión de la cuerda superior. No se detectaron casos de fluencia por tracción aún dentro de las primeras etapas del colapso. La influencia de los miembros fallados se hizo más seria con la pérdida de miembros más cercanos al perímetro.

El miembro fallado T15, tuvo mayor efecto sobre el comportamiento de la armadura (11 % de reducción de la resistencia y mayor comportamiento frágil). En el caso del elemento T14 conectado a un nodo soporte, a pesar de estar en la cuerda inferior, este elemento soportaba fuerte compresión debido a su localización cerca del apoyo; su pérdida redujo la resistencia de la armadura en un 10 % provocando mayor fragilidad y colapso localizado.

La falla de los miembros de la cuerda superior tuvo efectos más serios en la Armadura 3 que los miembros inferiores. El mayor efecto fue con la pérdida del elemento C15 cerca del perímetro de la armadura, registró una reducción severa de la resistencia acompañada por un notablemente mayor colapso frágil.

Los miembros con mayor carga en la armadura fueron cuatro diagonales en las esquinas: D3 y sus miembros simétricamente ubicados, por lo cual provocó una falla local y una dramática reducción del 31 % en la resistencia y un deterioro en su rigidez.

Armadura 4. Compuesta, con apoyos en las esquinas

Esta armadura mostró un comportamiento dúctil con un largo estado plástico, su falla se debió a la extensa tensión y fluencia en un gran número de miembros inferiores, principalmente a la mitad del claro, entre los apoyos y cerca del perímetro, los miembros fluyen gradualmente extendiéndose hacia los miembros inferiores más cercanos. No se encontró en ninguna etapa del experimento indicios de fluidez o pandeo de miembros superiores.

Su comportamiento fue afectado levemente por la pérdida de miembros inferiores, especialmente cerca del perímetro de la armadura. Por ejemplo, el miembro T15 que falló cerca del

perímetro de la armadura, provocó una reducción de la resistencia del 7 % sin afectar la ductilidad.

La pérdida del miembro diagonal de esquina D3 condujo a una reducción del 24 % en la resistencia y colapso total, el resto de los elementos no tuvo gran influencia.

Comentarios sobre los resultados.

En la mayoría de los análisis descritos la falla se inició y propagó en los miembros críticos. El desarrollo no lineal debido al cambio en la coordinación de nodos (tiene lugar en las primeras etapas de carga) resultó en un alto rango de fuerza axial desarrollada en miembros críticos y por consiguiente su falla.

Sin embargo, en algunos análisis, la falla inicia en un miembro o grupo de miembros que se podrían describir como no críticos. Esto debido a que los factores de seguridad considerados en el diseño de los miembros de la armadura no fueron constantes. En estos casos la no linealidad resultante adicional incrementa el rango de la fuerza desarrollada en los miembros a compresión crítica, conduciendo eventualmente a un nuevo modo de falla que involucra principalmente a miembros críticos.

Los resultados del presente estudio muestran que las armaduras espaciales no compuestas fueron vulnerables a colapso progresivo y sensibilidad a falla de miembros a pesar de su alta indeterminancia estática. La pérdida de un miembro podría tener serias consecuencias en la resistencia, rigidez y ductilidad de la armadura.

Los miembros críticos estaban en el centro del claro entre los apoyos cerca del perímetro de la armadura. Los miembros diagonales de esquina en las armaduras soportadas en las esquinas también fueron críticos.

Las armaduras espaciales compuestas, demostraron un comportamiento dúctil y una reducida sensibilidad a la falla de miembros, probando ser confiables con la adecuada previsión de la falla, comúnmente esperada justo antes de que la falla tenga lugar.

En este, los miembros de la cuerda superior incrementaron su resistencia con la losa de concreto, y consecuentemente, el rango de fuerza desarrollado en las cuerdas superiores de la armadura compuesta fue menor, convirtiéndolos en no-críticos.

Las armaduras compuestas apoyadas en las esquinas fueron sólo sensitivas a la falla de cualquiera de las diagonales de esquina y el colapso total en este caso, fue inevitable.

de miembros y las armaduras apoyadas perimetraimente, demostraron mayor ductilidad y menor sensibilidad que las armaduras soportadas en las esquinas.

Es conveniente aclarar que, las reducciones de resistencia fueron producto de la falla de un solo miembro a la vez. Reducciones de resistencia más serias se esperan con fallas simultáneas de más de un miembro crítico, asimismo no están consideradas las imperfecciones geométricas.

En la figura 5 y Tabla1 se presenta de forma resumida los más importantes resultados del presente estudio.

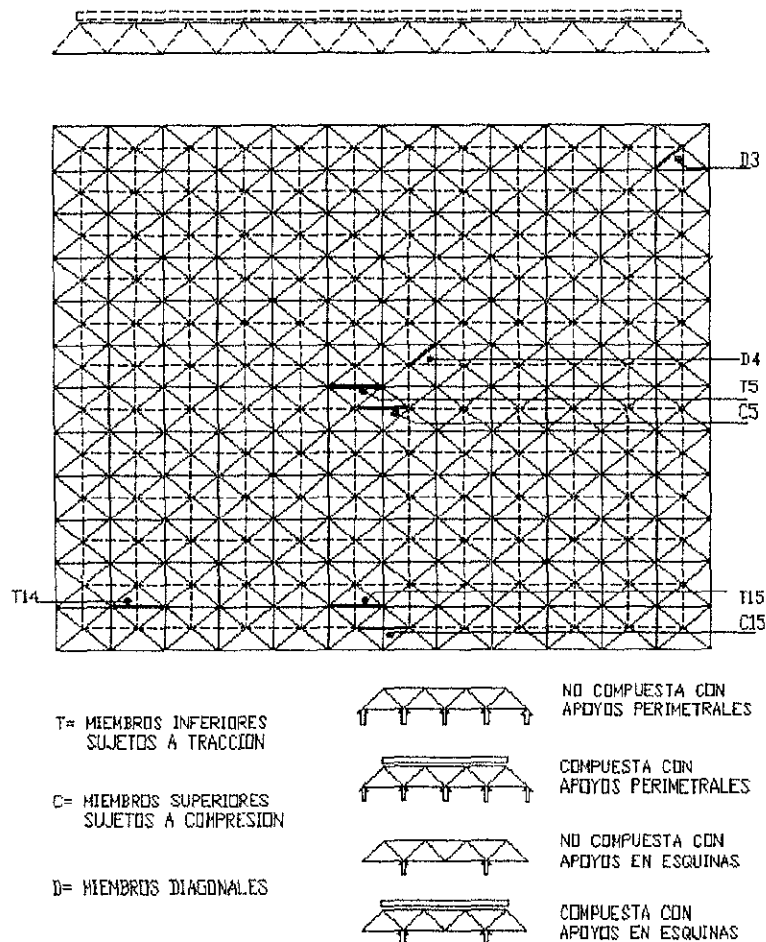


fig 5.- PRINCIPALES ELEMENTOS DE FALLA DETECTADOS

TABLA 1.- CUADRO RESUMEN DE LAS PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS Y ELEMENTOS DE FALLA

TIPO DE ESTRUCTURA CARACTERÍSTICA					
		MIEMBROS FALLADOS	EN LA REGION CENTRAL	EN LA REGION CENTRAL	EN LA MITAD DEL CLARO ENTRE LOS APOYOS Y CERCA DE LOS APOYOS DE LA ESTRUCTURA
TIPO DE FALLA	PLASTICIDAD ANTES DEL COLAPSO FINAL DE UNA MANERA FRAGIL	LARGO ESTADO PLASTICO SIN PERDIDA PREVISIBLE DE RESISTENCIA	PANDEO DE LOS MIEMBROS A COMPRESION DE LA CUERDA SUPERIOR	EXTENSA TENSION Y FLUENCIA EN LOS MIEMBROS INFERIORES CERCA DE LOS BORDES	
MIEMBROS CON MAYOR ESFUERZO	INFERIORES	T5 Y MIEMBROS PARALELOS	T5	T15 Y T14	T15
	REDUCCION DE RESISTENCIA	11 % Y REDUCCION EN SU ESTADO PLASTICO	5%	11% Y 10%	7%
	SUPERIORES	C5 Y COMPORTAMIENTO FRAGIL	NO SIGNIFICATIVO	C15	NO SIGNIFICATIVA
	REDUCCION DE RESISTENCIA	14%	-	18%	-
	DIAGONALES	D4 NO SIGNIFICATIVO	NO SIGNIFICATIVO	4 DIAGONALES D3	D3
	REDUCCION DE RESISTENCIA	6%	-	31%	24%
OBSERVACIONES		CONCENTRACION DE MIEMBROS FALLADOS EN LA REGION CENTRAL. LA PERDIDA DE T5 AFECTA EL COMPORTAMIENTO DE TODA LA ESTRUCTURA	LA ARMADURA FALLO DEBIDO A LA GRAN FLUENCIA DE LOS MIEMBROS DE LA CUERDA INFERIOR EN LA REGION CENTRAL	NO SE DETECTARON CASOS DE FLUENCIA POR TENSION AUN DENTRO DE LAS PRIMERAS ETAPAS DEL COLAPSO	NO SE ENCONTRARON INDICIOS DE FLUENCIA O PANDEO DE MIEMBROS SUPERIORES

4.2. Análisis numérico no lineal de armaduras espaciales compuestas².

Introducción.

La acción compuesta entre una losa superior de concreto y una armadura espacial de doble capa se muestra para identificar el efecto positivo de dichas estructuras. Por un lado, para la previsión del típico comportamiento frágil de las armaduras y por el otro el incremento considerable de la ductilidad.

Avances sustanciales se han logrado tanto en la rigidez como en la resistencia última, y su análisis requiere de un cuidadoso estudio, principalmente en el diseño de la conexión a cortante entre la losa de concreto y la armadura de acero, considerando pernos a cortante montados en los nodos y en las barras de la cuerda superior, en el que parte de la losa de concreto puede proyectarse dentro de los miembros de la cuerda superior y así contribuir a la interacción a cortante.

El artículo se centra en estas técnicas de análisis y para cada caso se producen resultados numéricos (usando un programa de elementos finitos previamente desarrollado y verificado) y se comparan con resultados experimentales de armaduras espaciales compuestas a escala natural, probadas en laboratorio. Como conclusión de este trabajo se recomienda dos métodos para diseño preliminar y final de este tipo de armaduras.

Antecedentes.

Las estructuras espaciales son una manera de cubrir grandes áreas abiertas con pocos apoyos intermedios. En las dos décadas pasadas se ha visto un incremento rápido de esta forma de construcción debido a su bajo costo, rápido proceso de elevación y apariencia estética.

Estudios recientes sobre armaduras espaciales mostraron que estas estructuras (en su estado no compuesto) tuvieron un frágil y progresivo tipo de falla causado por el pandeo secuencial de algunos miembros críticos a compresión de la cuerda superior.

En estudios experimentales recientes, se encontró que el colapso repentino progresivo podría prevenirse y lograr un comportamiento dúctil con la introducción de una acción compuesta.

Un reciente estudio experimental, llevado a cabo sobre la eficiencia de la acción compuesta entre una losa de concreto superior y la armadura, restringiendo el pandeo de los miembros de la cuerda superior, en una estructura espacial compuesta probada hasta la falla, se encontró que la acción compuesta podría desarrollarse con configuraciones simples de placas de recubrimiento y conectores a cortante, montados tanto en nodos como en miembros de la cuerda superior. Los detalles de la armadura de prueba, incluyendo las dimensiones de sus miembros se muestran en la figura 1.

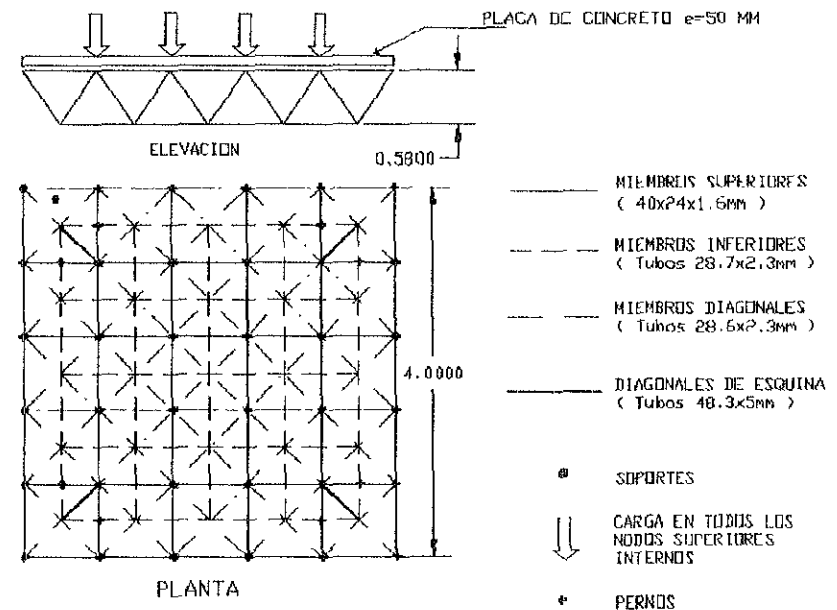


fig. 1.- DETALLES Y COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA EXPERIMENTAL

Interacción a cortante y comportamiento del perno.

Para facilitar la colocación de las placas de recubrimiento, colado de la losa de concreto y generación de la interacción cortante entre la losa de concreto y la armadura, los miembros de la cuerda superior fueron

² Autor: A I EI - Sheikh, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Dundee, Dundee DD1 4HN, Scotland.

Publicado en International Journal of Space Structures Vol. 9 No. 4, 1994.

hechos de una sección de canal en U abierto en la parte superior; se usaron placas planas soldadas a los canales para unir los miembros de la cuerda superior, directamente a los nodos superiores; se prepararon las placas de recubrimiento con los bordes doblados hacia abajo, para descansar dentro de los miembros de canal de la cuerda superior y finalmente, la losa de concreto se coló sobre las placas de recubrimiento y dentro de los miembros acanalados (fig. 2, a, b y c).

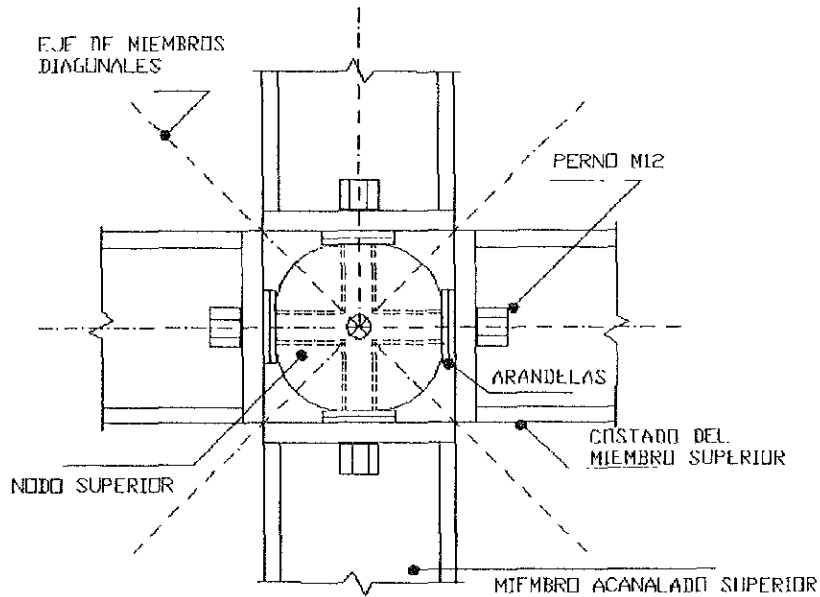


fig.- 2 a.- VISTA EN PLANTA DE LA CONEXION DEL NODO.

Debido a esta configuración de los miembros de la cuerda superior, la interacción a cortante entre la losa de concreto y la armadura de acero se desarrolló como sigue:

- a.- Conectores a cortante en los nodos de la cuerda superior.
- b.- Conectores a cortante dentro de la longitud de los miembros de la cuerda superior.
- c.- La capacidad a cortante de la superficie, conectando las nervaduras de concreto dentro de los miembros acanalados de

la cuerda superior a la losa de concreto.

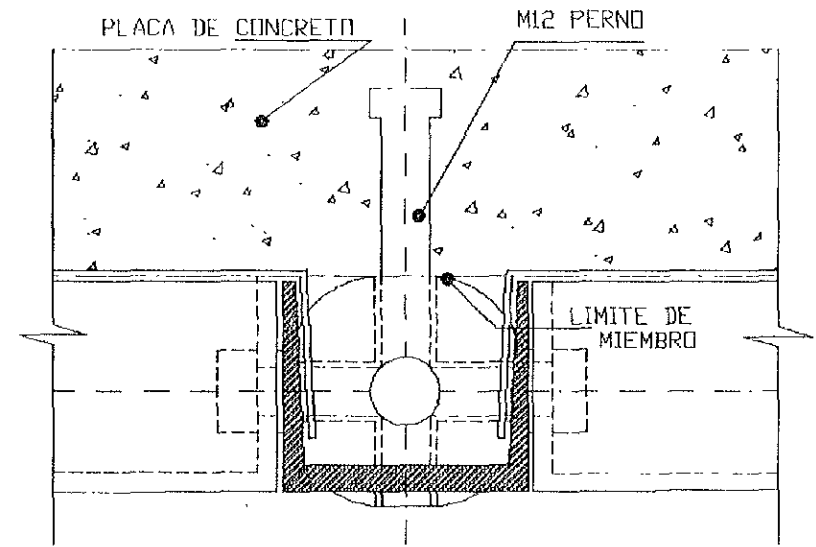


fig 2 b.- CORTE DE LA SECCION ENTRE NODOS.

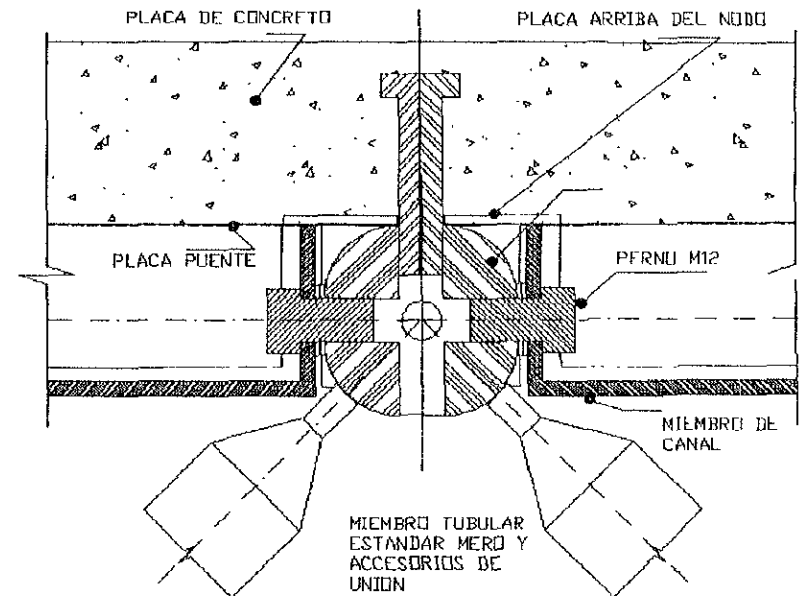


fig. 2 c.- CORTE DE SECCION A TRAVÉS DEL NODO

Una serie de pruebas push - out se llevaron a cabo para estudiar los tres aspectos anteriores, a través de los cuales se podría lograr la interacción a cortante. Los resultados obtenidos indicaron que, la capacidad de la superficie conectando las nervaduras de concreto dentro de los miembros de la cuerda superior, a la losa de concreto para transmitir las fuerzas a cortante compuestas, fue pequeña y podría ignorarse. La resistencia de los pernos y los nodos fue considerablemente mayor que la de los pernos del mismo diámetro dentro de la longitud de los miembros. Todas las pruebas mostraron solamente una deformación moderada del perno antes de la falla por cortante. Las figuras 3 y 4 muestran el promedio carga - deformación para un nodo perno y miembro perno antes de la falla obtenidos experimentalmente, resultados que son usados en los estudios analíticos de las armaduras compuestas que se discuten posteriormente.

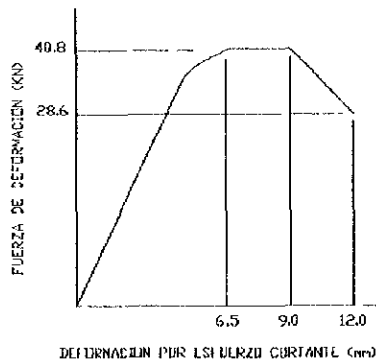


fig 3.- COMPORTAMIENTO CARGA-DEFORMACIÓN DEL NODO PERNO ESTUDIADO.

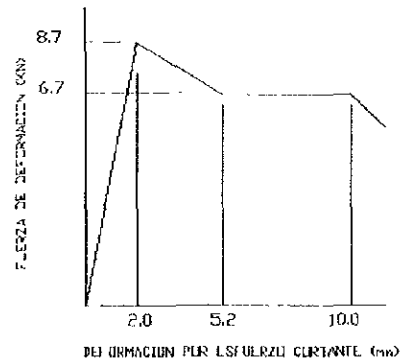


fig 4.- COMPORTAMIENTO CARGA-DEFORMACIÓN DEL MIEMBRO PERNO ESTUDIADO.

Distribución de pernos a cortante en pruebas de armaduras.

Los resultados obtenidos de la serie de pruebas push - out se utilizaron para un análisis simplificado con el fin de determinar la posición de pernos a cortante en armaduras compuestas, por lo cual se determinó usar:

- Un perno de 12 mm de diámetro y 40 mm de altura en cada nodo superior.
- Pernos adicionales en los punto medios de 8 miembros de la

cuerda superior, conectadas a las cuatro diagonales de esquina, con el fin de asistir a los pernos críticos sobre los cuatro nodos de la cuerda superior, conectados a las diagonales de esquina.

No obstante, los pernos usados en general, podrían soportar mucho más fuerza horizontal que la requerida, donde sin embargo, es necesario prevenir la separación vertical.

Diseño numérico de estructuras compuestas.

En el estudio mencionado, se hace evidente que la losa de concreto se convierte en un mejor componente estructural. El diseño preciso de la conexión entre la losa y la armadura es de considerable importancia para el exacto análisis numérico. En el diseño simplificado de la armadura adoptado durante su diseño, se consideró la total interacción y deslizamiento no relativo entre la losa de concreto y la cuerda superior, consecuentemente, los nodos de los elementos de la losa de concreto coinciden con los nodos de la cuerda superior, lo cual llevó a cierta imprecisión en el comportamiento de la estructura espacial.

Para ello se desarrollaron tres técnicas diferentes para modelar la interacción a cortante entre la losa superior a cortante y la armadura de acero y la armadura experimental que se probó inicialmente se utilizó como un ejemplo dentro del estudio.

La predicción de elemento finito del comportamiento de la armadura y su resistencia, cuando cada técnica se adoptó, es presentada y comparada con los resultados experimentales previamente obtenidos.

Programa de elemento finito.

El diseño de armaduras compuestas y el trabajo analítico presentado, se llevaron a cabo usando un programa de elementos finito no lineal desarrollado y verificado por el autor.

El programa es capaz de analizar la falla de armaduras espaciales compuestas y no compuestas usando un elemento no lineal dos - nodos viga - columna con resortes en los extremos para modelar los miembros de la armadura. Ese elemento se introdujo para lograr una mejor predicción del comportamiento de la armadura comparado con los elementos tradicionales pin - ended (perno - extremo) usados en las armaduras. La rigidez flexionante de las conexiones entre nodos y los miembros inferiores y diagonales es de 544kNm/rad mientras que las conexiones entre nodos y miembros del canal superior fue de 100 kNm/rad.

Estos valores fueron usados en el análisis numérico para representar la rigidez flexionante de las conexiones miembro nodo de la armadura.

El programa también usó un elemento placa no lineal de cuatro nodos para modelar la losa de concreto. Cuando los pernos a cortante fueron modelados, se usaron para ese propósito elementos de vigas cortas.

Comportamiento de los miembros de la armadura.

El comportamiento de la deformación ante el esfuerzo de tensión en los miembros de la armadura, se obtuvieron experimentalmente (fig. 5) y se adoptaron en el diseño numérico de todos los miembros de la armadura.

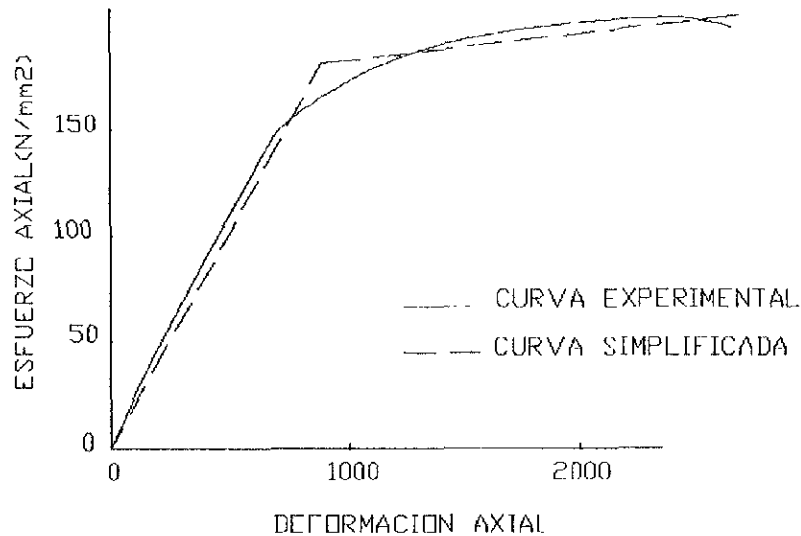


fig. 5.- COMPORTAMIENTO DE LOS MIEMBROS DE UNA ARMADURA BAJO TENSIÓN AXIAL

La carga por compresión en los miembros tubulares se determinó numéricamente durante el análisis, usando un elemento de dos nodos con resortes en los extremos; el comportamiento post - pandeo involucra una caída a un nivel menor de resistencia; la carga de pandeo de cada elemento depende de la rigidez flexionante de sus conexiones en los extremos y los momentos flexionantes que actúan en sus extremos. La figura 7 muestra una relación de acortamiento de la carga típica para un miembro, obtenida numéricamente.

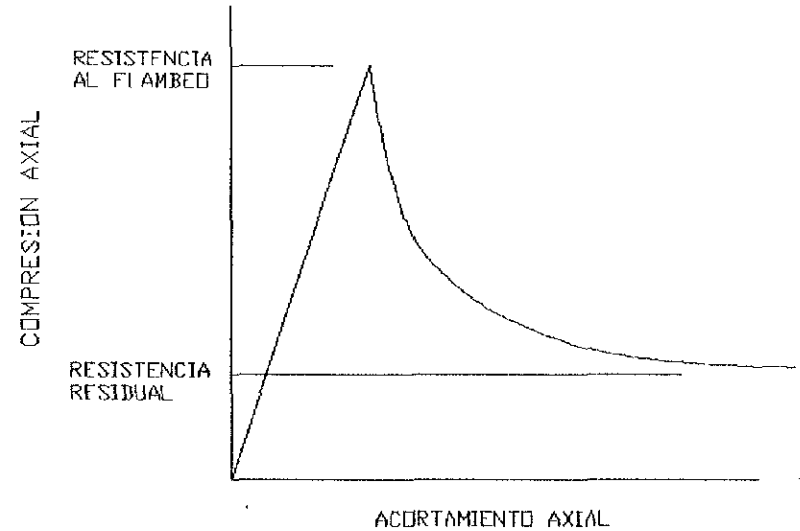


fig. 6.- RELACIÓN CARGA - ACORTAMIENTO PARA MIEMBROS DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL.

A continuación se presentan y revisan los resultados de las tres técnicas aplicadas en el análisis de armaduras espaciales compuestas, las cuales difieren principalmente por el modo de interacción a cortante entre la losa de concreto y la armadura diseñada.

Técnica simplificada.

En estructuras compuestas en dos direcciones, como las armaduras espaciales, el número de conectores a cortante se rige más por el mínimo espaciamento requerido para controlar la separación vertical que por la resistencia del perno. En la armadura espacial compuesta en cuestión, si se usa un perno en cada nodo superior, la resistencia total de los nodos con perno es mayor que dos veces la suma algebraica de todas las fuerzas cortantes horizontales. En consecuencia, podría justificarse un análisis simplificado basado en la consideración de una total interacción cortante, en la cual no es permitido un desplazamiento relativo entre la losa de concreto y la armadura de acero. En este análisis se supone que los nodos de esquina de los elementos placa de la losa de concreto coinciden con los nodos de la cuerda superior.

La figura 7 muestra la relación carga central - deflexión como se produce para este análisis y que se obtuvo experimentalmente. La caída en la resistencia se debió a la falla a cortante de los pernos sobre dos nodos de la cuerda superior fijados a diagonales de esquina. La falla local no podría modelarse con esta técnica ya que los pernos no se modelaron. Esta imprecisión en el diseño de la armadura dio por resultado una sobre estimación de la extensión del estado plástico de la armadura. La figura 7 muestra que el análisis numérico usando esta técnica sobrestimó la rigidez de la armadura en un 33 % lo cual podría ser inaceptable y la resistencia en un 9 %.

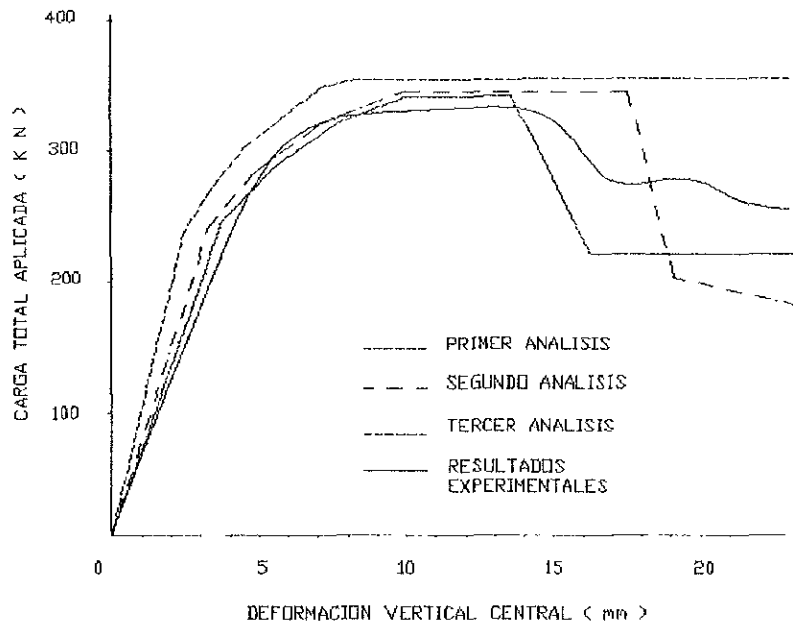


fig. 7.- COMPORTAMIENTO CARGA - DEFLEXIÓN CENTRAL OBTENIDA TANTO EXPERIMENTAL COMO ANALÍTICAMENTE.

Análisis con elementos con pernos en los nodos.

En este análisis se han usado elementos vigas - cortas no lineales para modelar los nodos con pernos. Ellos unen los nodos de esquina de los elementos de concreto a los nodos de la cuerda superior.

El comportamiento carga - deformación obtenido experimentalmente para los pernos nodo a cortante (fig. 3), se incorporó en el incremento del análisis numérico. Los miembros con pernos no

están considerados en este caso; esto puede justificarse por su pequeño número y su inherente debilidad comparado con los pernos en los nodos. Sin embargo, ellos son considerados en el tercer análisis.

Los resultados de los análisis, mostrados en la figura 7, indican que la rigidez podría predecirse mejor comparado con el primer análisis. Asimismo, la disminución de la resistencia debido al cortante de los pernos podría trazarse razonablemente bien.

No obstante, este análisis está asociado con un alto costo en términos del almacenamiento de información y el tiempo consumido comparado con el primer análisis. El número de nodos incrementado de 61 en el primer análisis a 97 en el segundo (59 %), debido al incremento tanto de nodos como del ancho de la banda (46 %), el requerimiento de almacenamiento del análisis se incrementó en un 132 %. El número de elementos incrementado de 225 a 261 implicó más consumo de tiempo, ver Tabla 1.

Análisis con miembros y elementos nodo perno.-

En adición a los elementos nodo perno modelados en el análisis anterior, en este tercer análisis se consideran los miembros perno.

La figura 7 también muestra el comportamiento carga - deformación obtenido usando este análisis, comparado con el resultado experimental.

El resultado de este análisis muestra una pequeña diferencia en la predicción del segundo análisis además de algunas mejoras acumuladas en la predicción de la etapa en la que los pernos nodo fallaron y el nivel de resistencia residual.

También este análisis fue significativamente más amplio que el primero. El número de nodos involucrados en este caso fue de 133, con un número de elementos incrementado a 317 (49 elementos placa y 268 elementos de la armadura). Con un incremento en el ancho de la banda de 146 % comparado con el primer análisis, el requerimiento de almacenamiento de la computadora alcanzó el 437 %, ver Tabla 1.

TABLA 1.- COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDA DE LAS DIFERENTES TÉCNICAS.

Técnica	1	2	3
No. de nodos	61 (100 %)	97 (159 %)	133 (218 %)
No. de elementos de concreto	25	25	49
No. de elementos de acero	200	200	224
No. de elementos perno	0	36	44
Ancho de banda	39 (100 %)	57 (146 %)	96 (246 %)
Tamaño total de la matriz x 10 ^3	7.1 (100 %)	16.6 (233 %)	38.3 (539 %)
Rigidez prefijada / rigidez actual	1.33	1.12	1.06
Resist. prefijada / resistencia actual	1.09	1.03	1.02

Comentarios sobre los resultados.

En el análisis numérico para el diseño de estructuras compuestas en dos direcciones, debe tomarse la decisión sobre como representar el grado de interacción a cortante y sus efectos sobre el comportamiento total de la estructura.

La interacción parcial podría significar un deslizamiento relativo, entre la losa de concreto y la cuerda superior de la estructura, con efectos degradantes sobre la rigidez y resistencia total.

Asimismo, como el espaciamiento entre los conectores a cortante en las estructuras compuestas tiende a ser grande, podría ocurrir una deformación considerable del conector en áreas locales, resultando en una mayor pérdida de la acción compuesta. Por estas razones, un diseño preciso del estado de interacción real es importante para una predicción precisa de su comportamiento.

En esta investigación se utilizaron tres técnicas para analizar estructuras compuestas clasificadas, desde la más sofisticada, que asume la total interacción y el deslizamiento no relativo, hasta el más sofisticado que modela la armadura en su situación real.

El primer análisis, basado en la consideración de una interacción total, muestra ser el menos caro, en términos de procesamiento y almacenamiento computacional. Sin embargo, este análisis involucra una significativa sobre estimación de la rigidez y una moderada sobre estimación de la resistencia como se muestra en la Tabla 1.

El segundo análisis, está basado en el diseño de pernos nodo, al tiempo que se ignoran los miembros perno. Esto podría demostrar que para la armadura considerada, es una técnica viable ya que los pernos nodo son mucho más en número y resistencia que los miembros perno, es decir, lo más parecido a la mayoría de las armaduras compuestas comunes donde los pernos nodo podrían ser más que suficientes en la mayoría de las áreas de la armadura, y los miembros perno podrían usarse en áreas limitadas donde los pernos nodo no son suficientes.

Este análisis proporciona una notable mejor predicción del comportamiento, rigidez y resistencia de la armadura, comparado con el primer análisis.

Finalmente, en el tercer análisis, tanto pernos nodo como elementos perno fueron modelados en un ensayo para lograr una precisión máxima de diseño, consecuentemente este análisis fue el más costoso por el número de nodos y elementos involucrados. Por el contrario, los resultados mostraron solo un leve incremento comparado con los resultados del segundo análisis.

Como resultado del trabajo presentado en este artículo, es recomendable que el primer análisis se use solo para etapas preliminares de diseño, mientras que el segundo análisis debe adoptarse en las etapas finales. También es recomendable que el tercer análisis se considere solo en casos extremos, cuando el número de pernos sea grande, por ejemplo en armaduras de puentes.

4.3.- INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL DE UN CONECTOR PARA ESTRUCTURA ESPACIAL³.

Objetivo.

Investigar y experimentar un conector denominado System II para determinar la resistencia y comportamiento de falla bajo tensión axial y compresión además de flexión axial en un conjunto de elementos de ensamble triangular.

Introducción.

Las estructuras espaciales ofrecen a arquitectos y a ingenieros una forma económica de cubrir grandes áreas usando módulos simples y repetitivos para crear grandes estructuras con una apariencia agradable. La medida y configuración de los módulos obedece a los requerimientos de los diseñadores y bien diseñados facilitan su manejo y transportación, proporcionando flexibilidad en su fabricación. Desde el punto de vista de diseño, quizá el componente más importante de cualquier sistema de estructura espacial prefabricada es el **conector**.

Descripción del Sistema II.

Es una junta multidireccional que permite, que se conecten más de catorce miembros tubulares entre sí en varios ángulos a un conector esférico interno, el cual es adecuado tanto para armaduras espaciales simples o de múltiples capas. El sistema es tan delgado y ligero como el Sistema I, manteniendo su resistencia e integridad estructural.

Los componentes principales del conector son:

- Casquillo cónico.
- Mango cónico.
- Perno de alta resistencia a la tensión.

El casquillo cónico se suelda al tubo manteniendo intacto cada extremo y el perno de alta resistencia. El mango cónico, además de ser estético sirve para manipular el movimiento del perno y es un componente a compresión para resistencia a la flexión, generalmente requerida en el conector (fig. 1).

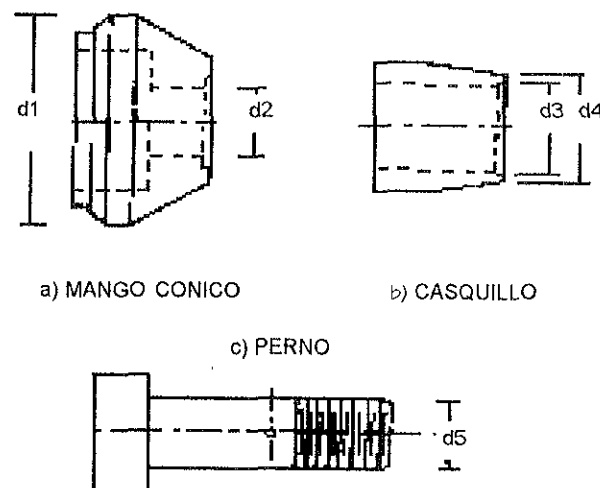


fig. 1.- PRINCIPALES COMPONENTES DEL CONECTOR SISTEMA II

DIMENSIONES	TAMAÑO DE LA JUNTA			
	48 mm	60 mm	76 mm	89 mm
d1	48	60	76	89
d2	16.5	20.5	24.5	27.5
d3	22	26.5	30	33
d4	27.5	31.5	37	41
d5	15	20	24	27
Roscado	3	3	3	3
Espesor del tubo	2.5	2.75	3.7	4.0

³Autores: S. Swaddiwudhipong, Prof. Asociado. C. G. Koh, Catedrático Decano y S. L. Lee, Prof. Emérito del Depto. de Ing. Civil, de la Universidad Nacional de Singapur.

Publicado en: International Journal of Space Structures. Vol. 9 No 2 1994

Conector bajo tracción axial.

El conector unido a dos elementos en sus lados opuestos, se probó bajo tensión axial. Una vista esquemática de la junta muestra las posiciones donde los esfuerzos y elongaciones se midieron (fig. 2).

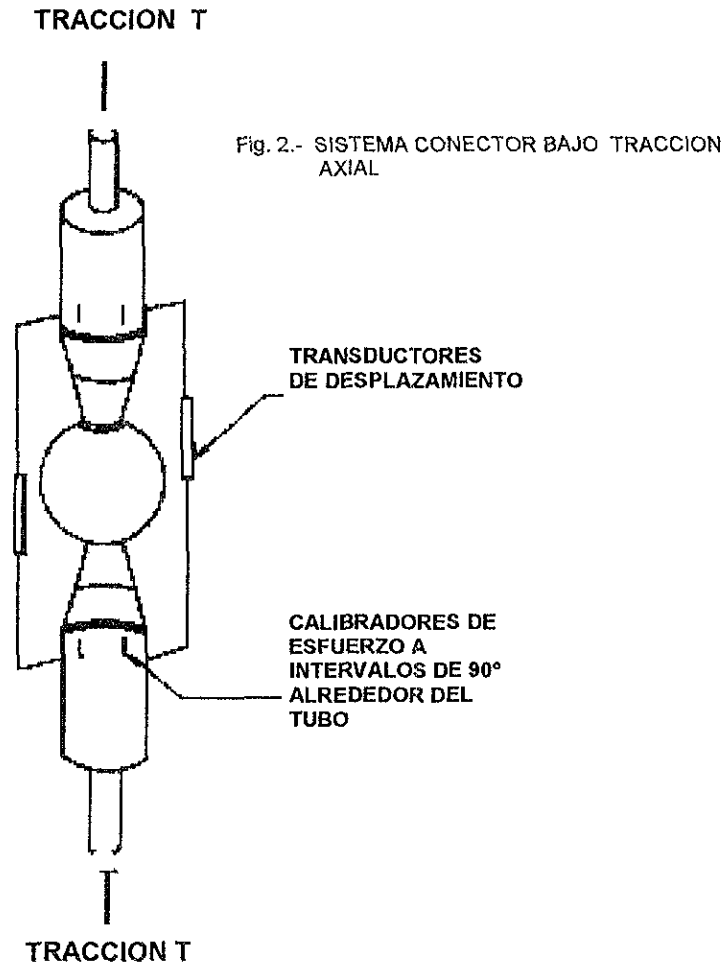


Fig. 2.- SISTEMA CONECTOR BAJO TRACCION AXIAL

La elongación de la junta o conector se monitoreo a través de un par de transductores de desplazamiento colocados diametralmente opuestos para medir la excentricidad y los esfuerzos longitudinales

en cuatro puntos igualmente espaciados alrededor de los tubos en dos muestras que se probaron hasta la falla.

Los resultados de las pruebas de tracción de las muestras se resume en la tabla 1, donde se observa que hubo dos modos comunes de falla:

- a).- Se fracturaron a través del corte del perno.
- b).- Se fracturó la conexión soldada en el tubo y la junta casquillo cónico.

TABLA 1.- RESULTADOS DE PRUEBAS A TRACCION.

Tamaño del miembro (mm)	Especimen No	Resultados experimentales (kN)		Capacidad esperada del perno (kN)		Falla en
		Límite proporcional	Carga última	Fluencia repentina	Ultima	
48	1	72	90	71	89	perno
	2	70	82	71	89	soldadura
60	1	110	161	119	151	perno
	2	110	160	119	152	perno
76	1	210	275	228	294	soldadura
	2	215	282	228	294	soldadura
89	1	300	365	290	373	soldadura
	2	290	350	290	373	soldadura

Las resistencias a la tracción experimentales comparadas con la capacidad teórica del perno registraron diferencias menores del 7 %.

se hace notar que el comportamiento del sistema del conector bajo tracción es gobernado principalmente por el de los pernos. En todos los casos, la relación entre la fuerza aplicada y la elongación del sistema es lineal, hasta que se llega a la resistencia a la fluencia de pernos, entonces el sistema falla, ya sea por fractura del perno, cuando se excede su resistencia última, o prematuramente, debido a la fractura en la conexión soldada y el casquillo cónico.

Conector bajo acción flexionante.

A pesar de que los esfuerzos transferidos en una estructura espacial son predominantemente a través de la acción axial de sus elementos, el efecto secundario de flexión en las juntas es comúnmente inevitable. El

comportamiento del conector a flexión es investigado, usando la prueba ilustrada en la figura 3. Esta prueba permite conocer, tanto la rigidez rotacional, como la capacidad de flexión del conector.

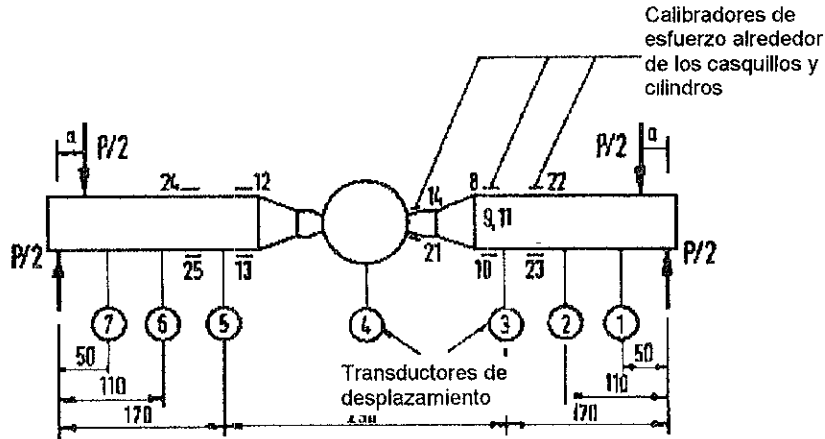


fig 3 - CONECTOR SOMETIDO A PRUEBAS DE FLEXIÓN

Se usan miembros sólidos en lugar de miembros tubulares, en ambos lados del conector para eliminar la rotación del elemento, dejando sólo la rotación en el conector; se usaron transductores de desplazamiento para monitorear la rotación en el conector cuando instrumentos de esfuerzos están fijos al mango cónico.

Los resultados de las pruebas flexionantes se muestran en la Tabla 2; las muestras fallaron ya sea por fractura transversal o excesiva flexión en los pernos y la transferencia parcial de la fuerza de compresión a través de los casquillos cónicos en contacto con la bola esférica. Dichos resultados indican que la relación entre el momento flexionante y la rotación de la junta es no lineal.

La no-linealidad se debe principalmente, a que la resistencia a la flexión del conector, se deriva de la acción compuesta de los pernos y una transferencia parcial de la fuerza de compresión a través del área transversal en contacto con el casquillo cónico.

TABLA 2.- RESULTADOS DE PRUEBAS DE FLEXIÓN.

Tamaño del miembro	Capacidad a flexión		Rigidez rotacional		Modo de falla
	Experimental	Teórica	k 01	k 02	
48	0.91*	1.23	16.0	4.0	Fractura a través del perno
60	2.28	1.95	46.0	+	Fractura a través del perno
76	3.88	3.57	72.2	11.06	Fractura a través del perno
89	5.89	4.87	95.2	24.7	Pandeo excesivo del perno

* La capacidad fue afectada por la presencia de una astilla en la rosca del perno.

+ No se obtuvo el dato experimental.

Para facilitar la aplicación del análisis de las estructuras, considerando el efecto de juntas semirígidas, se asume una relación bilineal entre el momento flexionante y la rotación de la junta.

Conector bajo prueba de compresión.

Dado que es posible desarrollar una confiable prueba de tracción, las excentricidades en los sujetadores de soporte, requieren de un arreglo diferente para una prueba de compresión. Para simular más confiablemente el mecanismo de transferencia de carga, en la figura 4 se muestra un arreglo triangular de tres miembros que fue probado bajo una fuerza vertical hacia abajo en la junta superior, de este modo, se estudió el comportamiento al pandeo de un módulo básico, tomando en cuenta la rigidez rotacional del conector.

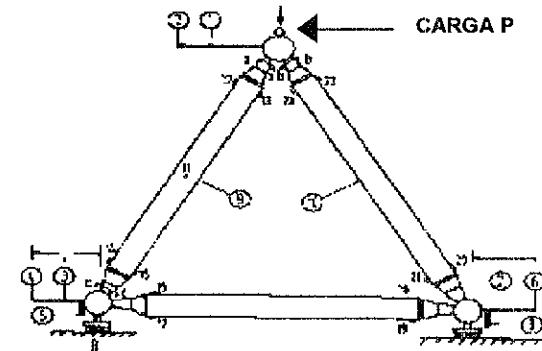


fig. 4.- PRUEBA DE COMPRESIÓN A MIEMBROS DIAGONALES DE UN ENSAMBLE TRIANGULAR.

En el esquema se indican las zonas elegidas para medir las rotaciones, desplazamientos y esfuerzos. La rotación se mide con un grupo de transductores de desplazamiento en la mitad del claro de miembros diagonales; los esfuerzos, con medidores alrededor de los casquillos en cada extremo de los miembros tubulares diametralmente opuestos uno del otro, en un plano estructural para monitorear la flexión combinada y acciones axiales cerca del conector.

La tabla 3 muestra los resultados de las pruebas a compresión en donde todos los especímenes fallaron por pandeo de uno de los miembros diagonales, de lo cual se puede concluir que:

- a).- Los valores preestablecidos es bastante conservador.
- b).- Las fuerzas de pandeo están de acuerdo con los resultados experimentales.

TABLA 3.- RESULTADOS DE PRUEBAS DE COMPRESION

Tamaño del miembro (mm)	Corte del área de sección	Radio de esbeltez	Fuerza de pandeo experimental	Fuerza de pandeo prefijada Análisis no lineal	Modo de falla
48	361	74	84	102	miembro pandeado
60	569	59	136	145	miembro pandeado
76	912	47	271	248	miembro pandeado
89	1126	40	305	315	rotación excesiva de la parte superior de la junta.

En la figura 5 se muestra una curva típica fuerza - desplazamiento de miembros diagonales para un conector de 60 mm. En el estado temprano de desplazamiento es bastante pequeño, pero se incrementa rápidamente una vez que se acerca a la carga de pandeo y el fenómeno es común para todos los ensambles bajo prueba de compresión.

FUERZA (kN)

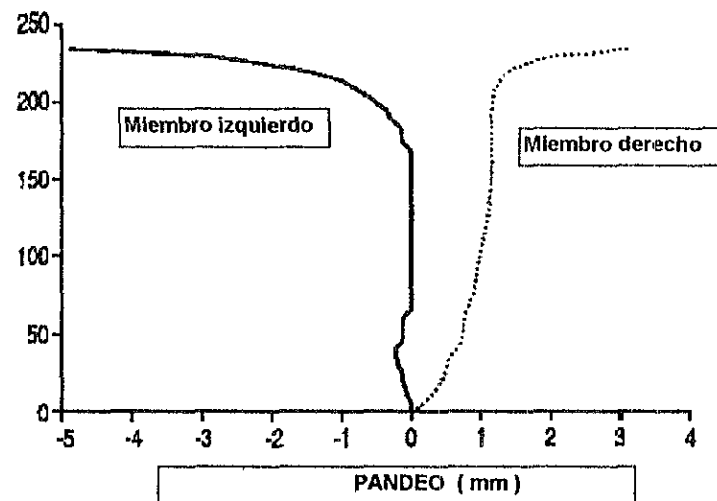


fig. 5.- PANDEO DE MIEMBROS DIAGONALES CON CONECTORES DE 60 mm BAJO PRUEBAS DE COMPRESIÓN

Conclusiones.

El conector de armadura espacial Sistema II es más ligero y económico que el sistema I y el estudio indica que:

- a).- La capacidad a tracción de cada conector está gobernado tanto por la capacidad del perno, como la resistencia de la conexión soldada.
- b).- La acción combinada del perno y el casquillo cónico proporciona rigidez y resistencia a la flexión requerida del conector.
- c).- Las sujeciones rotacionales de la junta incrementan significativamente la fuerza de pandeo del miembro.

5. REQUERIMIENTOS DE INFORMACION PARA EL CALCULO Y CONSTRUCCION DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL.

5.1. Consideraciones preliminares.

La construcción de una estructura espacial, como lo hemos visto en el capítulo anterior, nos plantea la necesidad de conocer muchos de aspectos físicos y de comportamiento que, bajo diversas circunstancias, nos den los elementos de juicio necesarios en el diseño de sus elementos o componentes; El tipo de estructura y el dimensionamiento de la geometría básica, como punto de partida para la adecuación de sus características arquitectónicas y estructurales, la identificación del número de componentes que la integran y el tipo de material a emplearse para establecer los principales parámetros, que nos permitan llevar a cabo las diferentes corridas de cálculo necesarias para conocer los esfuerzos a que están sometidos.

En el presente capítulo, iniciaremos el proceso de análisis de un caso de estructura espacial, que nos sirva de punto de partida para el desarrollo de un nuevo concepto constructivo accesible y económico, el cual se constituya como una alternativa a considerar en aquellos proyectos que por sus dimensiones, no considera la aplicación de una estructura espacial, por ser estas desarrolladas con sistemas altamente industrializados y por consiguiente de alto costo.

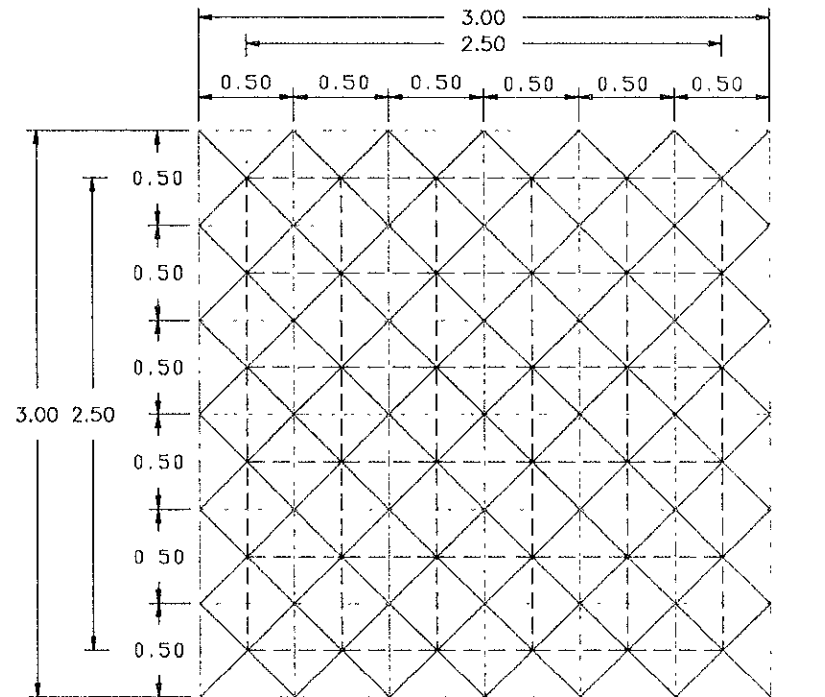
La elección de las características de la estructura base, considera de manera fundamental, la posibilidad de llevar a cabo su construcción mediante una modulación adecuada y de fácil manejo, que permitan la aplicación de materiales de dimensiones mínimas y que sea representativa del concepto de estructura espacial en la interpretación de resultados que se obtengan de la aplicación de pruebas de carga.

El proceso se iniciará con el establecimiento de las consideraciones geométricas, de condiciones de apoyo y parámetros básicos para el cálculo de la estructura que sirvan de base en la construcción de la estructura.

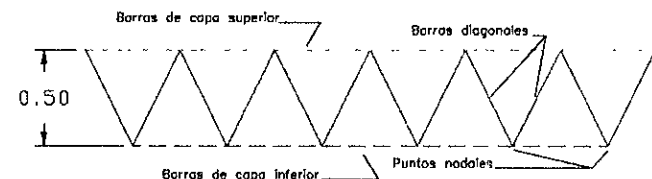
5.2. Tipo de estructura y características dimensionales.

A fin de construir una estructura de fácil construcción y manejo, se consideró conveniente adoptar una configuración similar al **tipo medio – octatetra** con un reticulado diagonal. La longitud de los lados de los cuadrados de la retícula así formados tendrán un valor de $s = 0.5m$, y en este caso en particular, el peralte de la estructura tendrá un valor asignado de $h = 0.5m$ y no el valor aproximado de $1/30$ del claro como sugiere la experiencia en estos casos.

Es así que la estructura prototipo adoptará una planta cuadrangular en la capa superior de 3.0m por lado, una planta cuadrangular en la capa inferior de 2.5m por lado y un peralte de 0.5m.



PLANTA



ELEVACION

5.3. Número de elementos que integran la estructura.

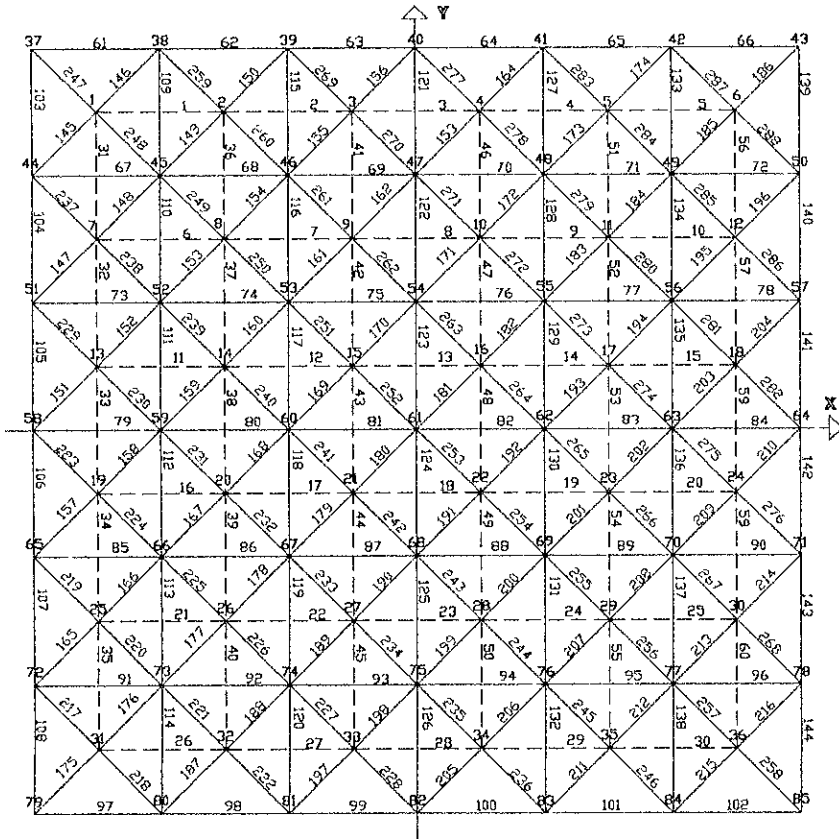
La configuración de diseño adoptada hace que la estructura prototipo se conforme por los siguientes elementos:

PUNTOS NODALES:

Capa superior: 49
 Capa inferior: 36
Total: 85 puntos nodales.

BARRAS HORIZONTALES:

Capa superior: 84
 Capa inferior: 60
 Diagonales: 144
Total: 144 barras.



Una vez definidas las características geométricas de la estructura, procedemos al establecimiento de todos aquellos elementos y variables que intervienen en el proceso, tales como, el material a emplear, el programa de cálculo y las diferentes condiciones de apoyo que darán la posibilidad de llevar a cabo un análisis comparativo de resultados, y así seleccionar la configuración que adoptará la estructura prototipo.

5.4. Características del material a emplear.

Dadas las propiedades de resistencia, ductilidad, apariencia, durabilidad, resistencia a la corrosión y mínimo costo de mantenimiento, se aceptó emplear, primero para efecto de cálculo y posteriormente en la fabricación de la estructura, el tubo tipo industrial ASPE con las siguientes especificaciones:

- Tubería PIPE ASTM A-312 cédula 5s
- Diámetro nominal: ½"
- Diámetro exterior: 21.34 mm.
- Diámetro interior: 18.04 mm.
- Espesor: 1.65 mm.
- Área: 1.0206 cm²
- Peso: 0.8097 kg./ml.
- Resistencia a la tensión: 5273.02 kg / cm²
- Resistencia a la fluencia: 2109.21 kg / cm²
- Elongación: en 2" ó 50 mm el 35%
- Dureza Rockwell: B90
- Tornillos en puntos nodales en general: 5/16" x 2"
- Tornillos en puntos nodales de apoyo: ½" x 3"

6. CALCULO DE LA ESTRUCTURA BASE.

Una vez definidas las características de la estructura base, iniciamos el proceso de cálculo, que en esta ocasión será mediante la corrida de un programa de cálculo de estructuras tridimensionales con información de las diferentes condiciones de apoyo y que se definen a continuación, las cuales darán la posibilidad de llevar a cabo un análisis comparativo de resultados, y así seleccionar la configuración que adoptará la estructura prototipo.

6.1. El programa de cálculo.

El programa de cálculo a emplear se denomina “**3DEgc ANALISIS DE RETICULAS TRIDIMENSIONALES**” del Ing. Gerardo A. Corona Carlos (IMCYC).

El procedimiento de cálculo se basa en la solución de sistemas de ecuaciones por el **Método matricial de rigideces con el método de Gauss adaptado para trabajar sobre la matriz perfilada**, el cual fue desarrollado para cubrir las necesidades de análisis de estructuras reticulares tridimensionales con miembros de sección constante y sus alcances entre otro serán:

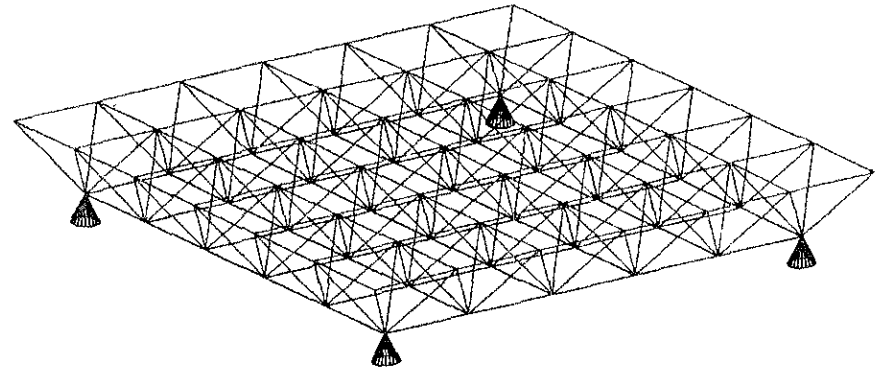
- Cubre el análisis de marcos tridimensionales, armaduras tridimensionales, marcos planos, armaduras planas y parrillas
- Para el caso de armaduras planas o tridimensionales, se pueden aplicar sólo cargas en los nodos.
- Los apoyos pueden estar restringidos elásticamente con respecto al desplazamiento o al giro.
- Al aplicar cargas uniformes o concentradas, el signo de la carga será positivo si sigue la misma dirección del eje al cual es paralela
- En armaduras (planas o tridimensionales), se toma positiva la compresión.
- Se puede trabajar en cualquier unidad de fuerza y de longitud, en este caso se trabajará con kg. y cm.

6.2. Definición de alternativas de cálculo con base en las condiciones de apoyo.

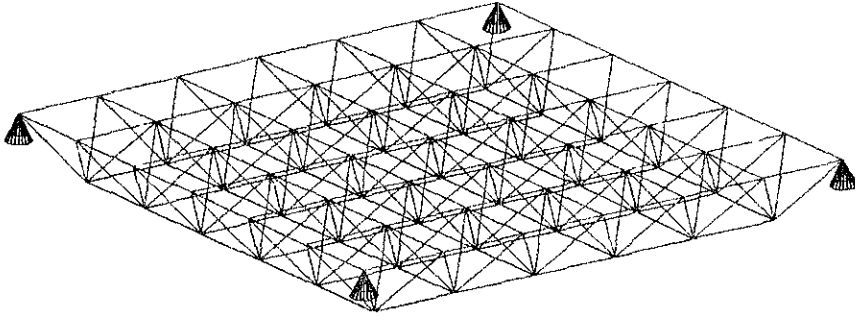
En el presente capítulo, se expondrá el proceso de análisis que nos permita conocer, al menos, una pequeña parte del comportamiento de las estructuras espaciales, a través de la identificación de los elementos de mayor esfuerzo, que surjan mediante el cálculo de la estructura bajo las diferentes alternativas definidas en base en sus condiciones de apoyo. Cabe mencionar que dicha información, una vez analizada, servirá de base para la elección de la configuración que se adoptará la construcción de la estructura prototipo.

La definición de alternativas de cálculo, toma a la condición de apoyo como la variable única, que nos permita conocer la distribución de los esfuerzos en los miembros de la estructura cuando la posición y el número de apoyos cambia sin modificar las cargas, a fin de contar con resultados que sean comparables, con ello se consideraron las siguientes posibilidades:

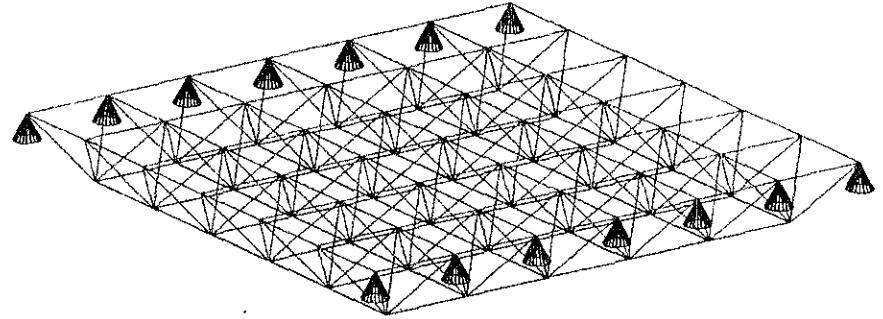
6.2.1 Alternativa 1.- Estructura apoyada en puntos nodales de esquina de la capa inferior.



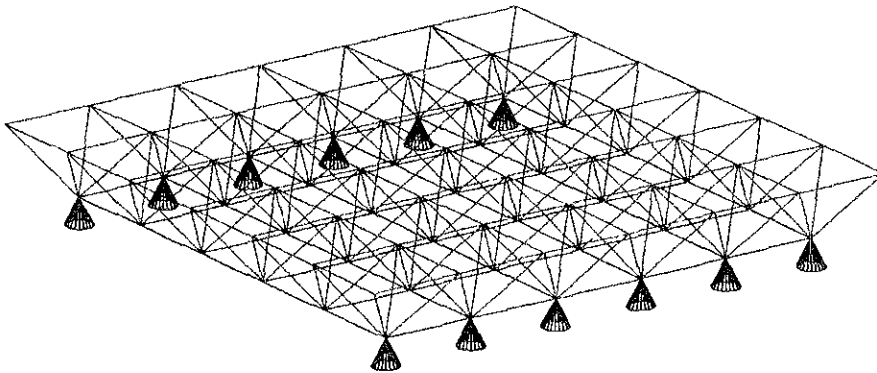
6.2.2. Alternativa 2.- Estructura apoyada en puntos nodales de esquina de la capa superior.



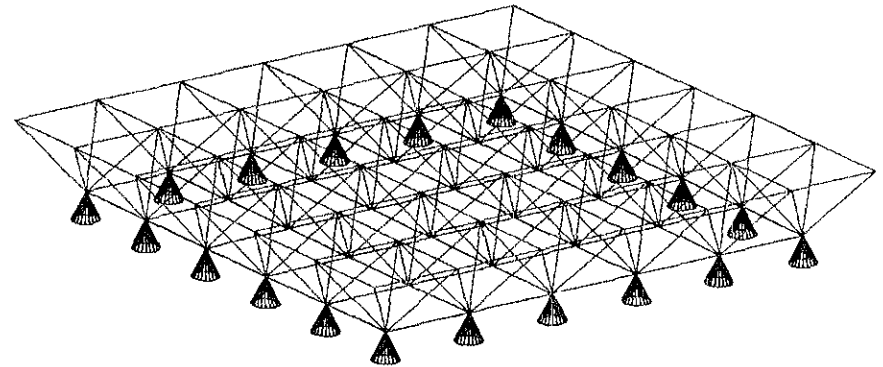
6.2.4. Alternativa 4.- Estructura apoyada en puntos nodales de dos lados opuestos de la capa superior.



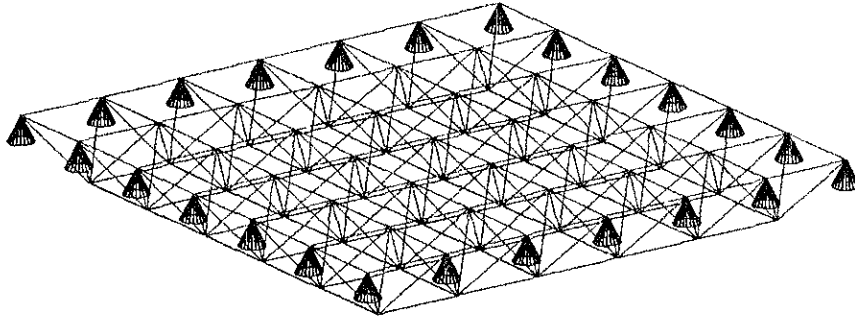
6.2.3. Alternativa 3.- Estructura apoyada en puntos nodales de dos lados opuestos de la capa inferior.



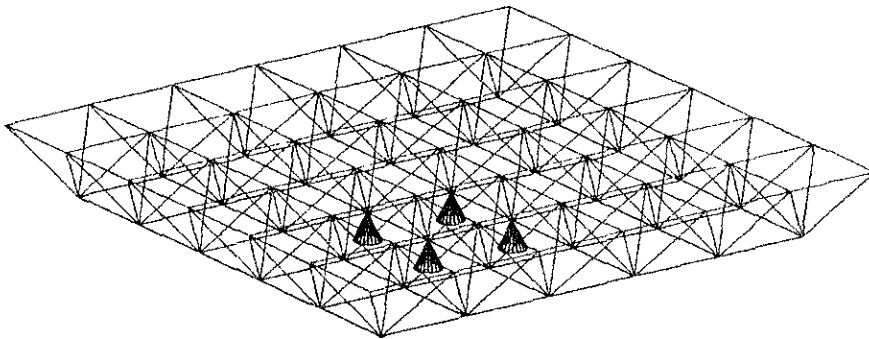
6.2.5. Alternativa 5.- Estructura apoyada en puntos nodales perimetrales de la capa inferior.



6.2.6. Alternativa 6.- Estructura apoyada en puntos nodales perimetrales de la capa superior.

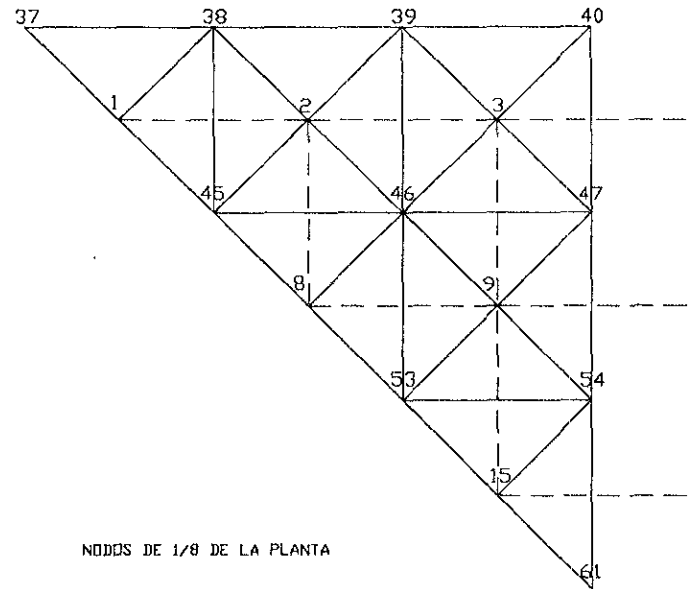


6.2.7. Alternativa 7.- Estructura apoyada en cuatro puntos nodales centrales de la capa inferior.

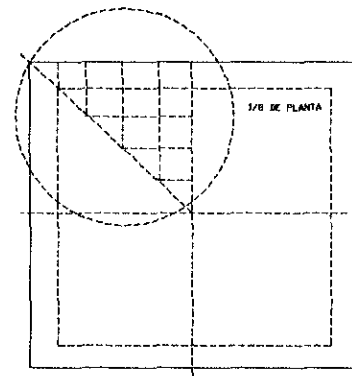


6.3. Desplazamiento de los nodos.

Para consignar los resultados de la diferentes corridas de cálculo es conveniente aclarar, que aún cuando los valores completos de cada una se presentan en documento anexo, en esta sección consignaremos un resumen de los valores de desplazamiento de nodos de una sección equivalente a un octavo de la planta, dado que esta sección es representativa de los valores del resto.



NODOS DE 1/8 DE LA PLANTA



UBICACIÓN DEL 1/8 DE PLANTA

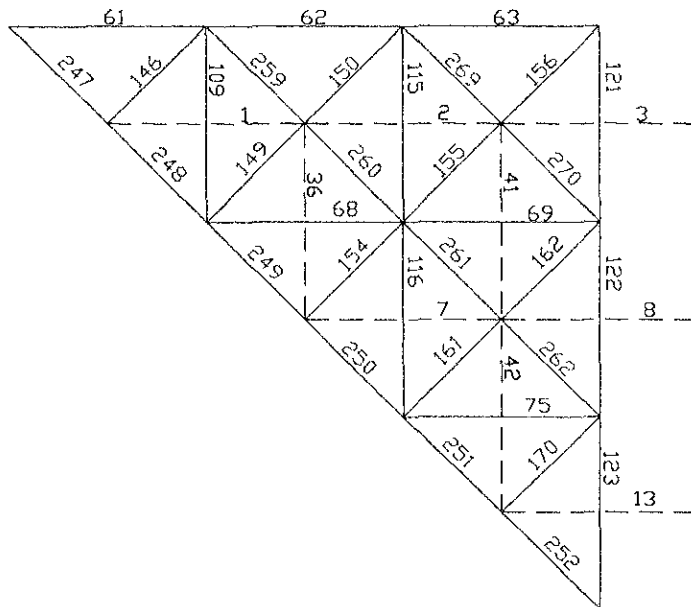
DESPLAZAMIENTO DE NODOS (cm).

NODO	A L T E R N A T I V A																				
	1			2			3			4			5			6			7		
	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz
Inferiores																					
1	0	0	0	-0.02	-0.06	-0.02	0	0	0	0	-0.02	-0.01	0	0	0	-0.02	-0.06	-0.03	0	-0.01	0
2	0	-0.03	0	-0.01	-0.01	-0.01	0	0	0	0	-0.01	-0.01	0	0	0	-0.02	-0.10	-0.02	0	-0.08	0
3	0	-0.04	0	0	-0.14	0	0	0	0	0	-0.01	-0.01	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.07	0
8	0	-0.04	0	0	-0.14	0	0	-0.01	0	0	-0.04	-0.01	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.06	0
9	0	-0.05	0	0	-0.15	0	0	-0.01	0	0	-0.04	-0.01	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.03	0
15	0	-0.06	0	0	-0.15	0	0	-0.02	0	0	-0.05	0	0	-0.01	0	0	-0.10	0	0	0	0
Superiores																					
37	-0.01	-0.01	-0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.10	0
38	-0.01	-0.01	-0.01	0	-0.07	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.07	0	0	-0.10	0
39	0	-0.03	0	0	-0.10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.10	-0.01
40	0	-0.04	0	0	-0.14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.10	-0.01
45	0	-0.02	0	0	-0.14	0	0	0	0	0	-0.03	0	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.08	-0.01
46	0	-0.04	0	0	-0.14	0	0	0	0	0	-0.02	0	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.06	-0.01
47	0	-0.04	0	0	-0.15	0	0	0	0	0	-0.03	0	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.05	-0.01
53	0	-0.05	0	0	-0.15	0	0	-0.01	0	0	-0.05	0	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.02	0
54	0	-0.05	0	0	-0.16	0	0	-0.02	0	0	-0.05	0	0	0	0	0	-0.10	0	0	-0.10	-0.01
61	0	-0.06	0	0	-0.16	0	0	-0.02	0	0	-0.06	0	0	-0.01	0	0	-0.10	0	0	0	0

En términos generales, podemos decir que los desplazamientos que se generan en este caso particular de estructura son mínimos, sin embargo las alternativas 2, 6 y 7 son las que presentan desplazamientos por arriba del milímetro, acentuándose en la alternativa 2 con prácticamente todos sus elementos con valores que alcanzan hasta los 0.16 cm.

6.4. Elementos mecánicos

Como ya se menciona, los resultados del proceso de cálculo se presentan principalmente como **desplazamientos de los puntos nodales** en las tres direcciones, **elementos mecánicos** por cada miembro y las **reacciones** en los puntos nodales de apoyo, por cada una de las alternativas en documento anexo, a continuación se expone el resumen de los elementos mecánicos de los miembros de un octavo de la planta de la estructura, que por ser una planta simétrica sus valores son representativos del resto de los elementos de la estructura.



Miembros representativos considerados en el resumen de resultados en un octavo de planta de la estructura espacial.

CUADRO RESUMEN DE LOS ELEMENTOS MECANICOS

Los valores positivos representan esfuerzos de compresión y los negativos, de tracción y se consignan en kilogramos.

Miembro

A L T E R N A T I V A

	1	2	3	4	5	6	7
inferiores							
1	103.899	-233.987	0	7.112	0	-15.113	35.453
2	-53.778	-342.614	0	5.400	0	-20.522	71.057
3	-100.241	-373.161	0	4.479	0	-21.860	88.787
7	-45.480	-154.971	1.881	11.654	-8.357	-62.703	123.111
8	-61.560	-180.146	1.403	11.958	-15.284	-67.917	153.373
13	-40.447	-86.206	4.376	16.312	-23.064	-95.106	0
36	-5.368	-86.123	43.577	-115.059	15.999	-43.672	41.690
41	-14.727	-36.743	39.682	-107.704	23.789	-58.483	61.131
42	-31.650	-71.428	-19.751	-174.689	-12.257	-86.893	228.499
superiores							
61	-21.345	-162.997	-20.914	0	-20.707	0	-20.213
62	82.550	42.796	-10.390	0	-10.285	0	-44.745
63	138.633	120.201	-6.385	0	-6.318	0	-67.008
68	97.124	38.758	-10.865	-22.731	0.932	5.552	-80.381
69	139.866	76.485	-7.768	-21.878	8.865	16.663	-143.566
75	60.774	16.741	-18.718	-33.521	34.765	29.274	-270.740
109	-21.552	-21.812	-21.189	-74.680	-20.805	-22.215	-19.986
115	-20.895	-20.765	-21.115	-73.377	-20.898	-38.269	-19.562
116	28.246	-3.793	61.695	14.384	18.913	8.995	-97.522
121	-20.728	-20.459	-21.105	-71.854	-20.938	-44.032	-19.401
122	10.778	-19.547	60.079	13.865	25.823	10.084	-114.740
123	33.901	-8.437	100.811	57.989	45.138	33.948	-315.260
diagonales							
146	116.365	211.238	29.293	-54.294	28.967	-34.150	-4.081
149	-69.880	69.946	40.348	56.407	25.463	-3.027	-8.216
150	71.495	91.290	23.203	-49.401	23.035	-38.704	-2.139
154	-16.089	43.946	-30.517	-30.690	3.682	-14.101	-8.350
155	-10.250	24.530	43.709	50.560	33.332	19.605	-22.583
156	19.196	18.969	19.485	-49.103	19.385	-33.701	18.527
161	-4.298	17.765	26.842	32.496	15.005	6.036	-73.204
162	-5.122	8.953	-28.106	-30.442	-12.090	-15.663	54.523
170	-1.198	4.326	-9.366	-11.087	0.604	-1.624	103.339
247	39.427	-430.655	38.804	-71.446	38.468	19.996	37.729
248	199.835	6.041	62.013	47.333	14.071	48.156	-28.940
249	-21.256	108.028	-30.169	-35.031	-26.301	-3.645	84.233
250	53.769	20.516	31.739	28.336	19.013	32.022	-68.125
251	-6.869	-17.983	-9.268	-10.141	-10.544	-5.905	254.408
252	9.580	9.553	9.605	9.535	9.596	9.516	9.899
259	-76.814	-171.674	9.788	-58.284	9.661	-2.132	41.760
260	75.207	10.459	52.742	50.636	23.024	43.675	-31.055
261	-10.544	-41.094	-27.210	-32.109	-21.384	-10.814	-101.085
262	20.347	14.734	28.605	30.191	18.615	20.690	-83.336
269	-32.870	-52.983	15.779	-51.707	15.688	-20.992	39.362
270	24.241	9.953	47.466	49.644	31.415	34.832	-34.907

6.5. Reacciones

El número y posición de apoyos en cada alternativa es variable, por lo cual en este inciso se presentan los valores de reacción por cada una de ellas, la ubicación de cada nodo se deberá consultar en el croquis de la planta general presentado en el capítulo anterior.

Alternativa 1.

NUDO	EC	Fx	Fy	Fz
1	1	190.033	306.250	190.033
6	1	-190.033	306.250	190.033
31	1	190.033	306.250	-190.033
36	1	-190.033	306.250	-190.033
SUMA	1	0.000	1225.000	0.000

Alternativa 2:

NUDO	EC	Fx	Fy	Fz
37	1	-394.719	306.250	-394.719
43	1	394.719	306.250	-394.719
79	1	-394.719	306.250	394.719
85	1	394.719	306.250	394.719
SUMA	1	0.000	1225.000	0.000

Alternativa 3.

NUDO	EC	Fx	Fy	Fz
1	1	-19.870	142.377	104.865
2	1	13.927	81.826	75.722
3	1	4.027	82.047	69.584
4	1	-4.027	82.047	69.584
5	1	-13.927	81.826	75.722
6	1	19.870	142.377	104.865
31	1	-19.870	142.377	-104.865
32	1	13.927	81.826	-75.722
33	1	4.027	82.047	-69.584
34	1	-4.027	82.047	-69.584
35	1	-13.927	81.826	-75.722
36	1	19.870	142.377	-104.865
SUMA	1	0.000	1225.000	0.000

Alternativa 4:

NUDO	EC	Fx	Fy	Fz
37	1	-38.438	71.874	-90.823
38	1	-2.157	98.625	-135.024
39	1	-1.245	91.134	-127.570
40	1	0.000	89.235	-124.492
41	1	1.245	91.134	-127.570
42	1	2.157	98.625	-135.024

43	1	38.438	71.874	-90.823
79	1	-38.438	71.874	90.823
80	1	-2.157	98.625	135.024
81	1	-1.245	91.134	127.570
82	1	0.000	89.235	124.492
83	1	1.245	91.134	127.570
84	1	2.157	98.625	135.024
85	1	38.438	71.874	90.823
SUMA	1	0.000	1225.000	-0.000

Alternativa 5.

NUDO	EC	Fx	Fy	Fz
1	1	-13.127	71.556	-13.127
2	1	5.898	52.627	24.479
3	1	0.960	64.720	39.705
4	1	-0.960	64.720	39.705
5	1	-5.898	52.627	24.479
6	1	13.127	71.556	-13.127
7	1	24.479	52.627	5.898
12	1	-24.479	52.627	5.898
13	1	39.705	64.720	0.960
18	1	-39.705	64.720	0.960
19	1	39.705	64.720	-0.960
24	1	-39.705	64.720	-0.960
25	1	24.479	52.627	-5.898
30	1	-24.479	52.627	-5.898
31	1	-13.127	71.556	13.127
32	1	5.898	52.627	-24.479
33	1	0.960	64.720	-39.705
34	1	-0.960	64.720	-39.705
35	1	-5.898	52.627	-24.479
36	1	13.127	71.556	13.127
SUMA	1	-0.000	1225.000	0.000

Alternativa 6:

NUDO	EC	Fx	Fy	Fz
37	1	-394.719	306.250	-394.719
43	1	394.719	306.250	-394.719
79	1	-394.719	306.250	394.719
85	1	394.719	306.250	394.719
SUMA	1	0.000	1225.000	0.000

Alternativa 7:

NUDO	EC	Fx	Fy	Fz
15	1	-360.069	306.250	-360.069
16	1	360.069	306.250	-360.069
21	1	-360.069	306.250	360.069
27	1	360.069	306.250	360.069
SUMA	1	0.000	1225.000	0.000

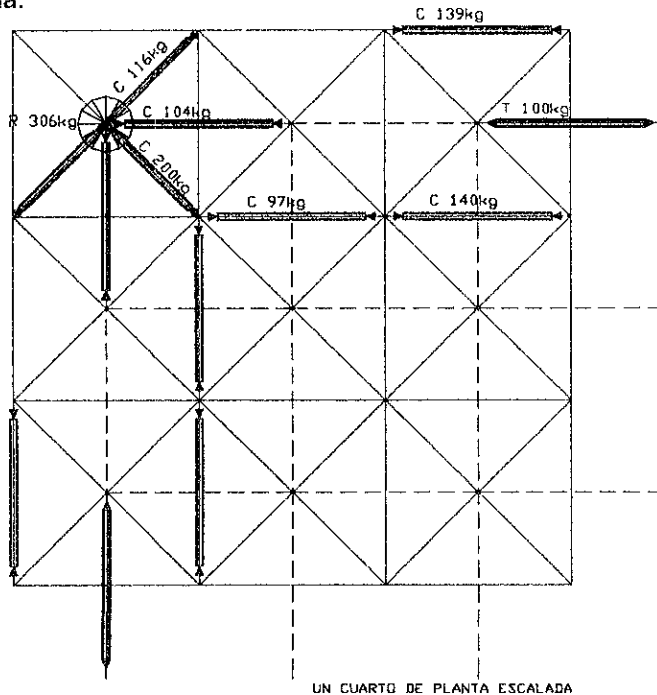
7. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Del proceso de cálculo aplicado a las siete alternativas definidas, a continuación se presenta las principales observaciones derivadas de los resultados que identifican los elementos mecánicos.

7.1. Alternativa 1: Apoyada en cuatro puntos nodales de esquina de la capa inferior.

La concentración de barras con mayor esfuerzo dentro de esta condición, se identifica principalmente en los puntos nodales de esquina, dado que de las cuatro barras diagonales que llegan a cada uno de estos puntos, tres son importantes y una de ellas registra el mayor valor de toda la estructura, el cual representa aproximadamente el 17% de la carga total aplicada, asimismo, es de notar que de las 7 barras que registran valores por arriba del 8% de la carga aplicada, 6 son de compresión.

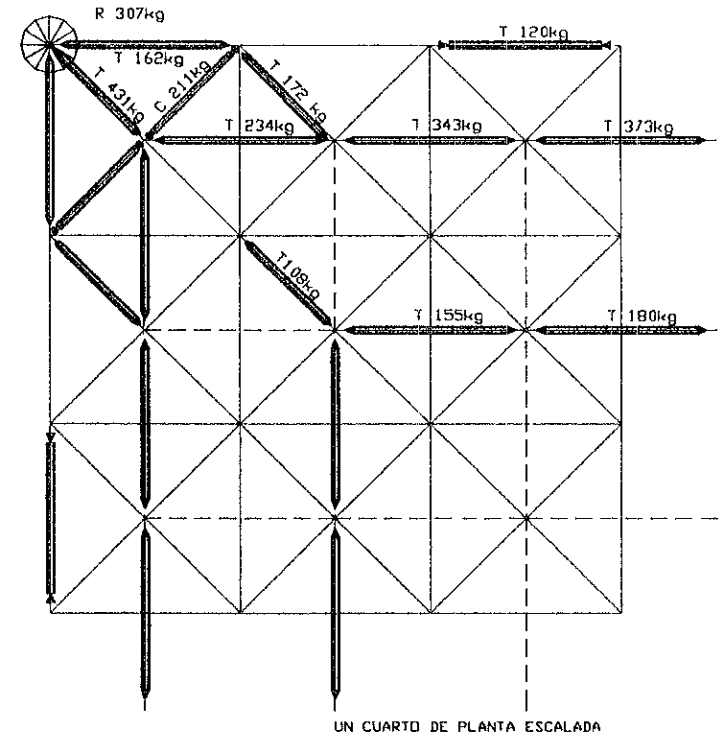
Por otro lado, podemos identificar que se forma un cuadro continuo de barras sometidas a esfuerzos de compresión en la capa superior, así como en la capa inferior pero con esfuerzos de tracción en forma alternada.



7.2. Alternativa 2: Apoyada en cuatro puntos nodales de esquina de la capa superior.

Como podemos observar, esta alternativa es sumamente desfavorable y a diferencia de la anterior, en esta, además de incrementarse el número de barras con valores de esfuerzo alto, también se incrementa el número de barras críticas, particularmente en la diagonal que parte del punto de apoyo, con un esfuerzo de tracción de 431kg. que representa el 38% de la carga aplicada. De la misma forma aparecen dos cuadros continuos de barras sujetas a esfuerzos de tracción, tanto en la capa superior como inferior, de los cuales, el más cercano a los puntos de apoyo registra valores entre el 25 y 30% de la carga aplicada, es decir, es una línea de barras de tracción crítica. Asimismo, los esfuerzos de compresión significativos en la capa superior se distribuyen en un cuadro de barras perimetrales alternadas, con valores moderados.

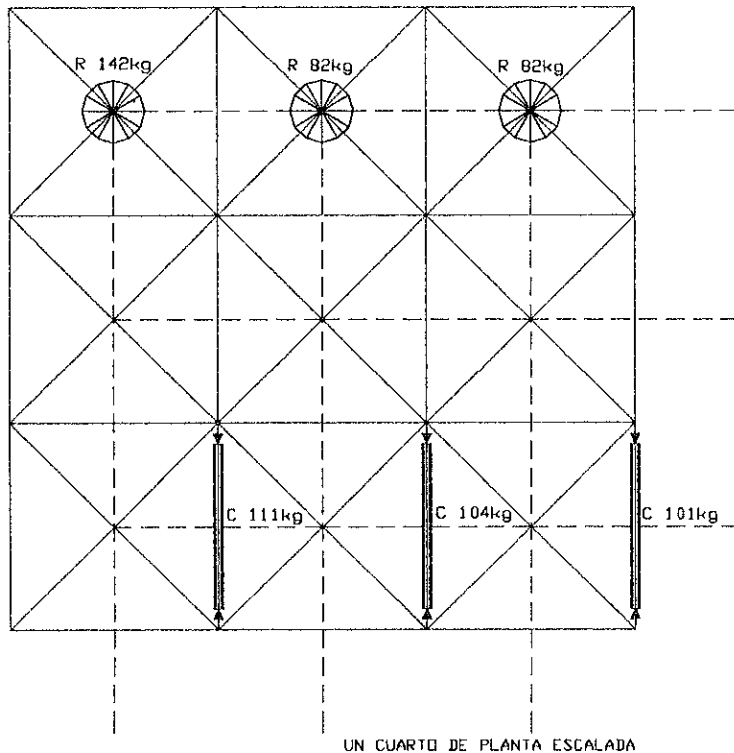
En cuanto a las reacciones en los apoyos, simplemente se indica que la carga total aplicada se distribuyen de manera uniforme en los 4 apoyos indicados, y que en este caso tiene un valor de 307 kg.



7.3. Alternativa 3: Apoyada en puntos nodales de dos lados opuestos de la capa inferior.

Los resultados que arroja el programa en esta alternativa nos indican que al incrementarse los apoyos, el número de barras críticas disminuye, independientemente de que el esfuerzo se distribuye prácticamente de manera uniforme, en este caso dada la posición de los apoyos, la simetría sólo se presenta en dos direcciones y no en cuatro como las anteriores, lo que nos permite identificar tres barras con un esfuerzo de compresión en la capa superior relativamente significativos en un cuarto de planta como se presenta en la figura, todas ellas perpendiculares a las líneas de apoyo y con valores que no rebasan el 9% de la carga total aplicada, fuera de lo anterior los valores de esfuerzo en el resto de las barras son bajos y prácticamente uniformes.

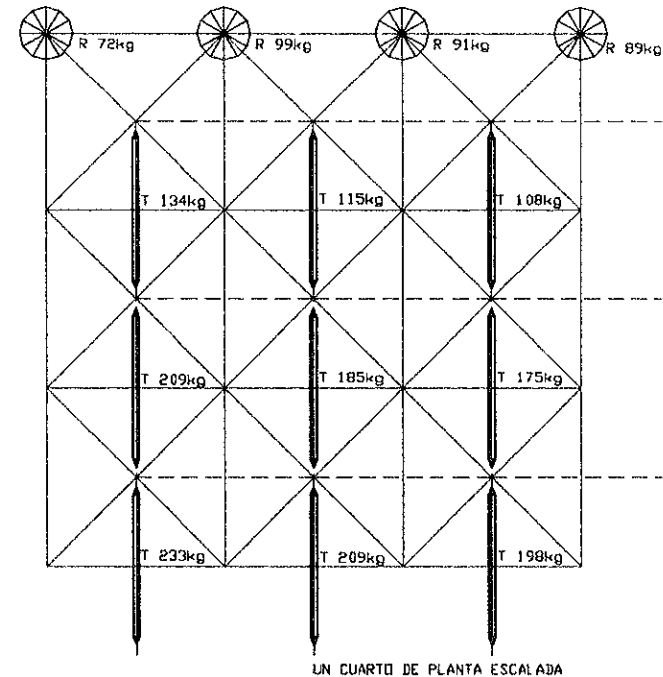
En cuanto a las reacciones, se observa una variante con respecto a las anteriores, en el que los valores de los apoyos centrales son prácticamente de la mitad de los apoyos en las esquinas



7.4. Alternativa 4: Apoyada en puntos nodales de dos lados opuestos de la capa superior.

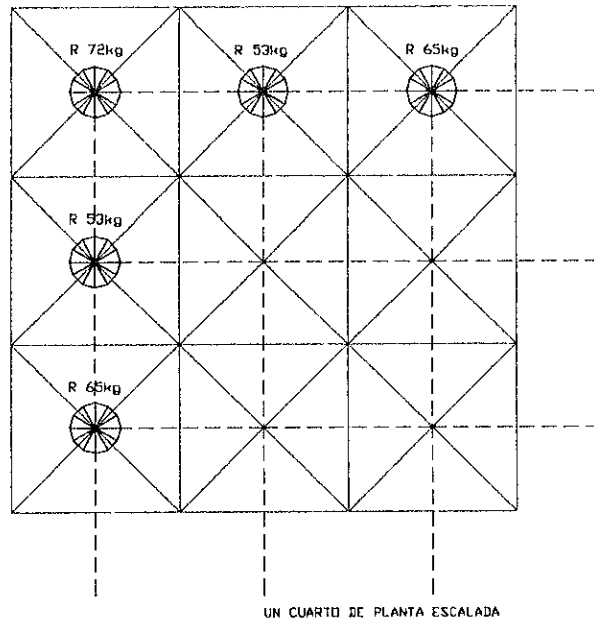
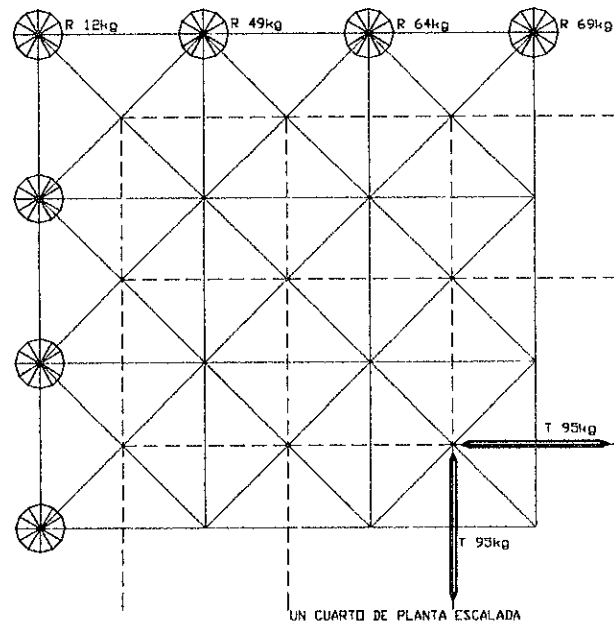
Nuevamente, en esta alternativa en la que los apoyos se ubican en los puntos nodales de la capa superior, se observa un incremento en el número de barras con valores significativos, pero ahora en todas las barras de la capa inferior perpendiculares a las líneas de apoyo, con esfuerzos de tracción que conforme se alejan del centro incrementan su valor pero nunca por arriba del 17% de la carga aplicada.

Particular importancia adquiere en este caso, las reacciones en los puntos de apoyo, dado que, los valores en los ubicados en las esquinas ahora tienen los valores más bajos



7.5, y 7.6. Alternativas 5 y 6: Apoyadas en puntos nodales perimetrales de las capas inferior y superior respectivamente.

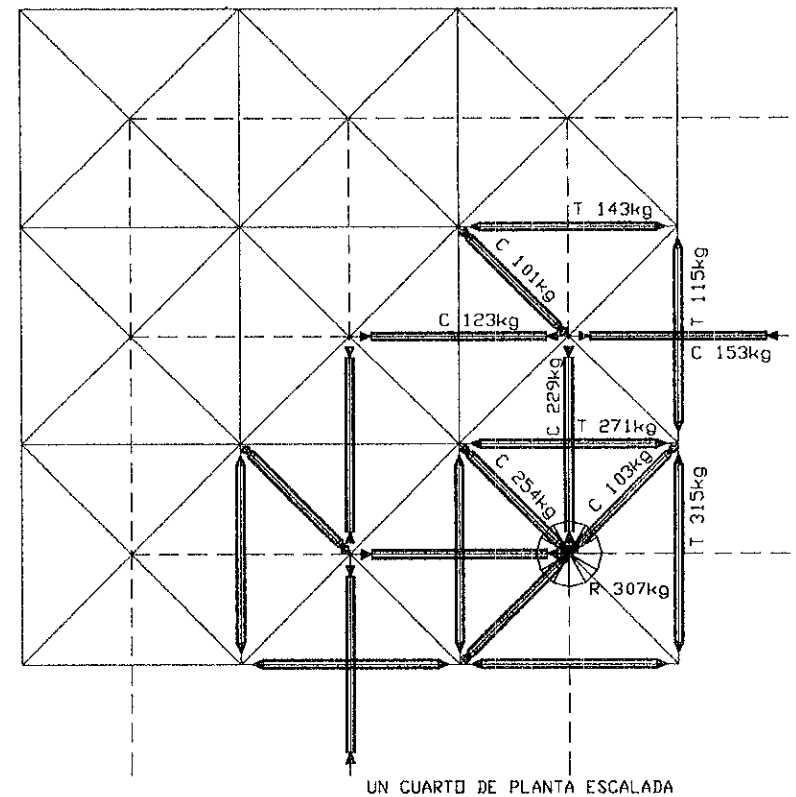
De todas las configuraciones adoptadas anteriormente, estas dos alternativas vienen a ser las más eficientes, dada su distribución prácticamente uniforme del esfuerzo en todas su barras, aún cuando este apoyada en los puntos nodales superiores

Alternativa 5:**• Alternativa 6:****7.7. Alternativa 7: Apoyada en cuatro puntos nodales centrales de la capa inferior.**

Esta última configuración nos muestra una característica totalmente diferente a las anteriores, y es precisamente la definición de la totalidad de barras significativas de tracción en la capa superior, de compresión en la capa inferior y en las diagonales, todas ellas prácticamente alrededor de los puntos de apoyo, quedando todos los módulos perimetrales con una distribución uniforme y valores bajos de los esfuerzos.

Se identifica una barra sujeta a esfuerzo de tracción particularmente crítica en, la cual forma con las otras tres una cruz en el centro de la capa superior con un valor de 315kg. cada una y representa un 25% de la carga total aplicada.

Igualmente existe una barra de compresión significativa, por debajo del valor de la anterior llegando directamente al punto nodal de apoyo.



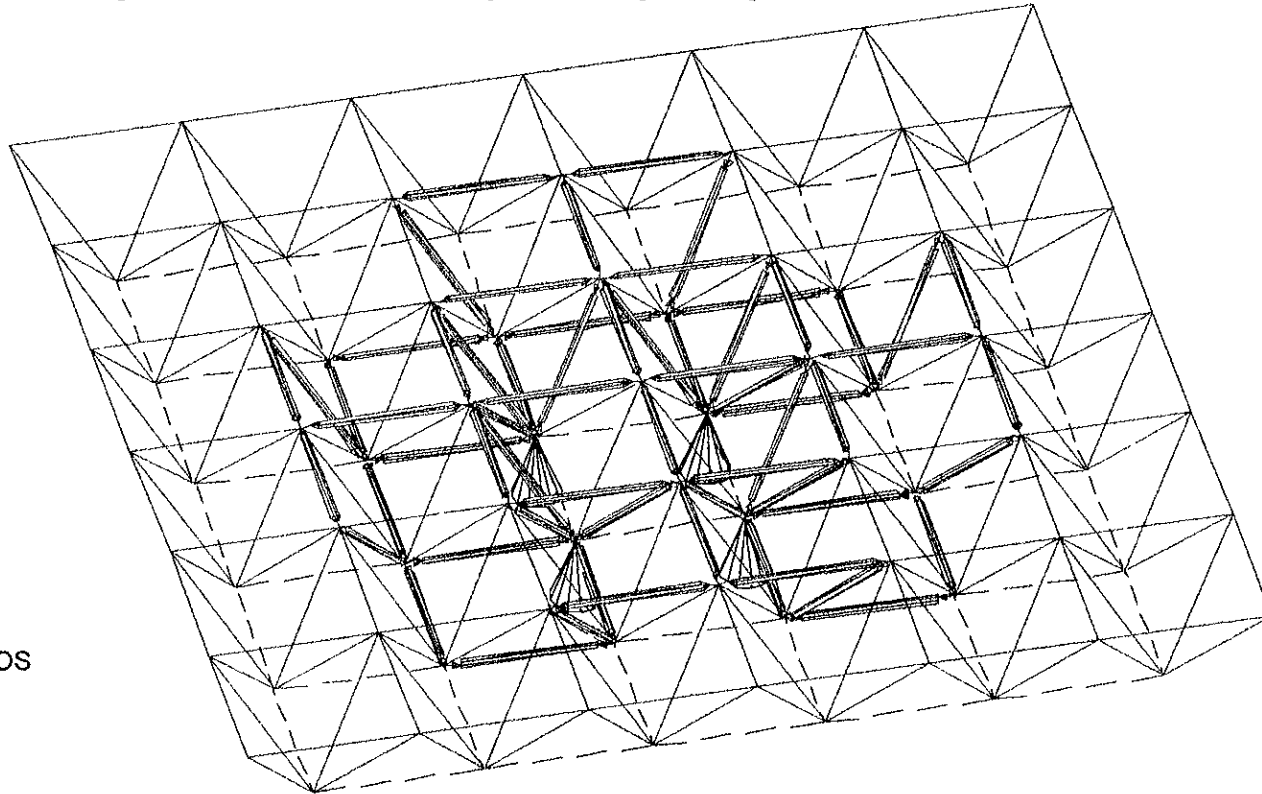
7.8. Conclusiones

Es interesante identificar las diferencias tan marcadas en cada una de las alternativas que se han analizado, fundamentalmente por la variación de los valores de esfuerzo tan grande que puede presentarse con el cambio de la condición de apoyo, dejando atrás la posibilidad de que los elementos de una estructura espacial sean en algunos casos totalmente estandarizados.

Por un lado es notoria la diferencia que existe en los valores de esfuerzo, cuando una estructura está apoyada en puntos nodales de la capa inferior, de una que lo está en los puntos superiores, lo cual nos permite concluir que son más vulnerables en el segundo caso, dada la concentración excesiva de esfuerzo en las barras alrededor de los puntos nodales de apoyo, es decir, el número y posición de los apoyos vienen a ser determinantes en la elección de las secciones a emplear y las posibles acciones a aplicar para reforzar aquellos elementos que se salgan de una posible estandarización.

7.9. Elección de la alternativa para la construcción de la Estructura Espacial de Elementos Continuos.

La comparación de los resultados obtenidos de cada una de las alternativas, nos da la posibilidad de elegir aquella que sea la más representativa, o que nos permita observar más detalles en el momento de someterla a pruebas de carga. Por ello se consideró que la alternativa que tiene una distribución más interesante y elementos críticos significativos es la Nº 7, con la siguiente configuración general:



ESTRUCTURA ESPACIAL
APOYADA EN LOS 4 PUNTOS
NODALES CENTRALES

ALTERNATIVA 7

8. PRINCIPIOS DE DISEÑO PARA DESARROLLAR EL CONCEPTO

"ESTRUCTURA ESPACIAL DE ELEMENTOS CONTINUOS".

8.1 Definición del concepto general.

A fin de intentar ampliar las posibilidades de aplicación de los sistemas estructurales espaciales, e introducir una alternativa real y adicional a las ya existentes, a continuación se describe el concepto de un nuevo sistema de estructura espacial, que abre el camino para simplificar y reducir el número de elementos que la constituyen. Lo anterior se sustenta en la sustitución del concepto tradicional **barra-nodo** por el concepto que hemos denominado "**Punto Nodal**" en el cual confluyen las diferentes barras continuas, tanto rectas como diagonales, fijadas por un perno o tornillo que provoca la redistribución de los esfuerzos a cada elemento que llega a dicho punto.

El principio del diseño se basa en la idea de desarrollar un concepto estructural adaptable, accesible y económico, que no tenga que recurrir a elementos maquinados o patentados sumamente costosos; adaptable, desde el punto de vista dimensional y de entorno arquitectónico, en virtud de que, al ser este un sistema de elementos troquelados y con un mínimo de cambios, la longitud de barras tenga la posibilidad de ajustarse a la modulación que requiere las características de cualquier proyecto; accesible, al poder aplicarse diferentes tipos de material de línea existente en el mercado (sólido, tubos, cuadrados, redondos, etc.); y económico, por ser un proceso industrial sumamente simplificado y con un mínimo de equipo y maquinaria.

Como ya se mencionó, una de las principales características de las estructuras espaciales de elementos continuos, será la de utilizar las diferentes alternativas de acero de línea disponibles en el mercado, de las cuales, las barras de sección redonda, cuadrada y octagonal serán las más empleadas, tanto en las modalidades de sección sólida como de perfil estructural, aplicando la dimensión correspondiente sobre la base del cálculo, dependiendo de las características dimensionales del proyecto.

Para llevar a cabo la construcción de la estructura prototipo con el concepto descrito, a continuación expondré las principales características de diseño de aquellos elementos y componentes que

nos permitirán alcanzar la materialización física de la estructura, bajo el principio de diseño geométrico ya definido en capítulos anteriores.

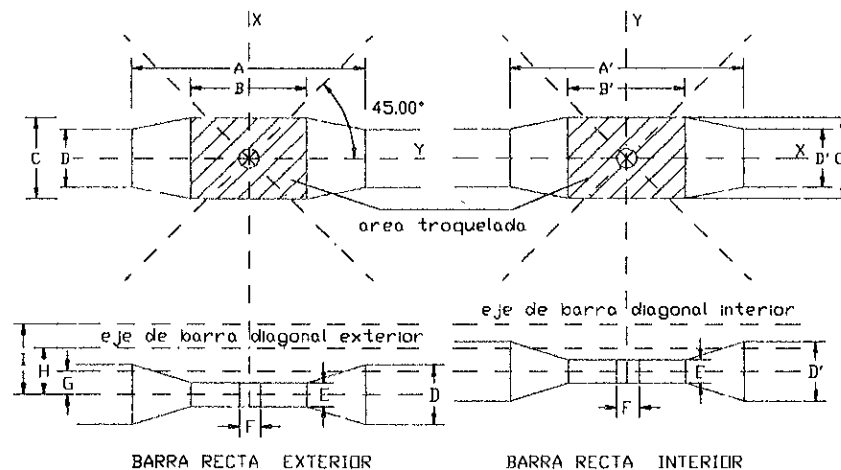
8.2 Principio geométrico para la fabricación de Barras Rectas Continuas

Dadas las características geométricas de la estructura y al considerar que físicamente los elementos no pueden atravezarse, se ha establecido que las barras rectas se constituyan por las dos posibilidades siguientes:

Barras Rectas Exteriores y Barras Rectas Interiores.

En estas dos posibilidades se consideró el establecimiento de dos ejes con una separación que se determinará con las características del material y de acuerdo con el espesor del elemento (tubo, barra o macizo), ya troquelado.

Las principales diferencias entre estos elementos se definirán en función de la precisión requerida al momento de embonar todas las barras en el **punto nodal**, ya que la longitud de deformación total del área troquelada "A" y el ancho del área plana troquelada serán variables en ambos casos.



A y A' = Longitud de deformación total.

B y B' = Longitud de área plana.

C y C' = Ancho de área plana.

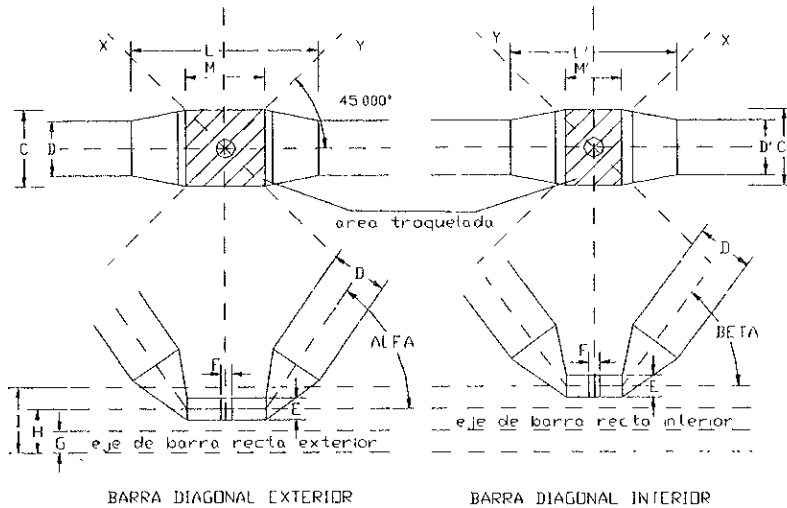
- E = Espesor de elemento ya troquelado.
 F = Diámetro de barreno.
 G = Separación de eje de Barra Recta Exterior a eje de Barra Recta Interior.
 H = Separación de eje de Barra Recta Exterior a eje de Barra Diagonal Exterior.
 I = Separación de eje de Barra Recta Exterior a eje de Barra Diagonal Interior.

8.3. Principio geométrico para la fabricación de Barras Diagonales Continuas

Al igual que las barras rectas, también en este caso se determinó desarrollar dos posibilidades, con la diferencia de que en este caso además de las deformaciones generadas por el troquelado, aparece un ángulo de inclinación necesariamente controlable para adaptarse al dimensionamiento específico de la estructura.

Barras Diagonales Exteriores y Barras Diagonales Interiores.

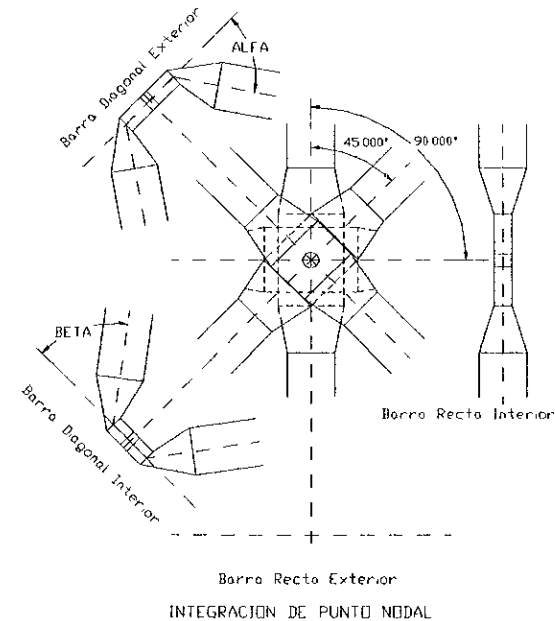
Se consideró también generar dos ejes específicamente para la ubicación de este tipo de barras



- L y L' = Longitud total de deformación exterior.
 M y M' = Longitud de área plana.
 C y C' = Ancho de área plana.
 D y D' = Diámetro o ancho de tubo, barra o sólido elegido.
 E = Espesor de elemento ya troquelado.
 F = Diámetro de barreno.
 ALFA = Ángulo de inclinación de diagonal exterior
 BETA = Ángulo de inclinación de diagonal interior.
 G = Separación de eje de Barra Recta Exterior a eje de Barra Recta Interior.
 H = Separación de eje de Barra Recta Exterior a eje de Barra Diagonal Exterior.
 I = Separación de eje de Barra Recta Exterior a eje de Barra Diagonal Interior.

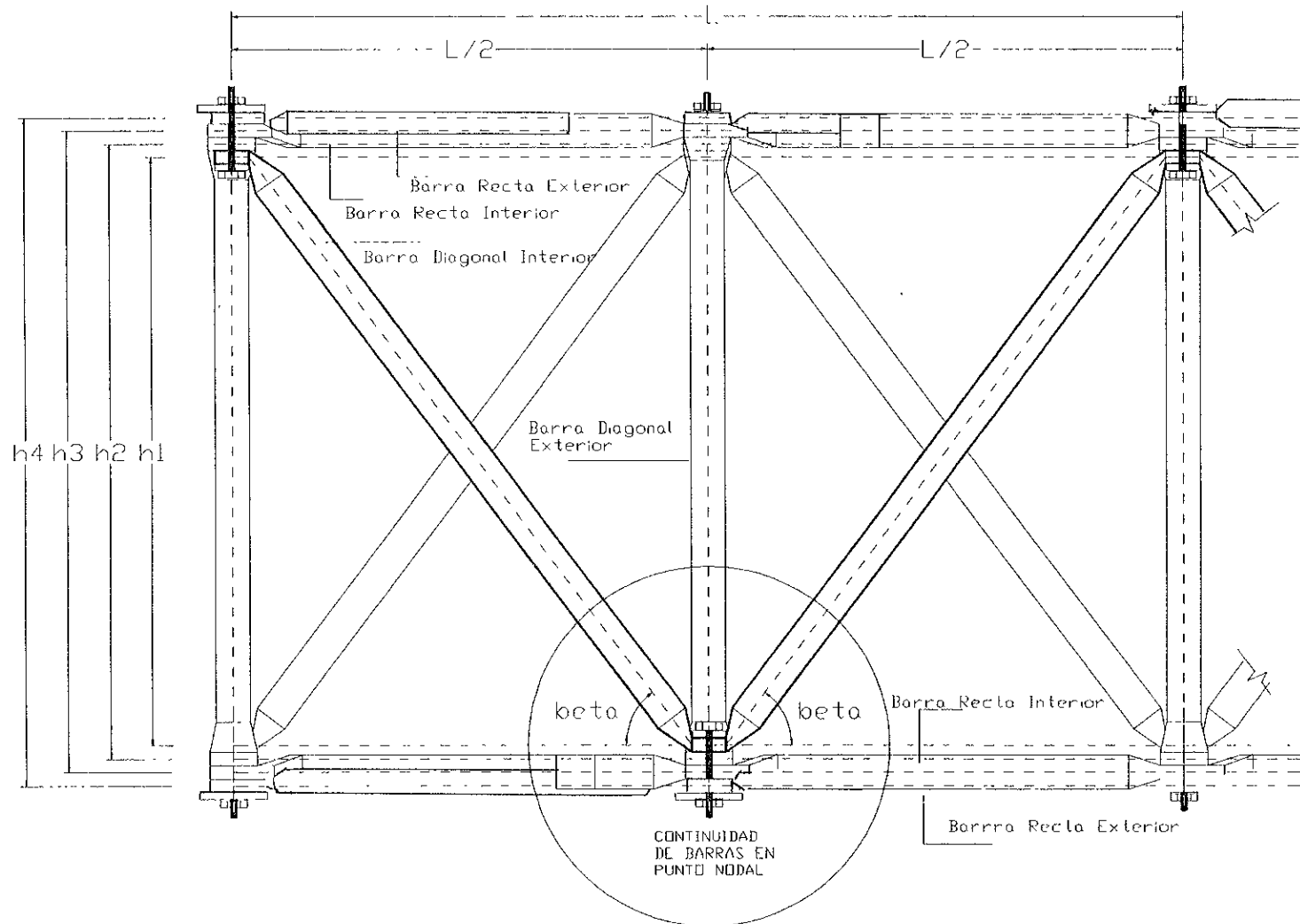
8.4. Integración del Punto Nodal.

Los parámetros de diseño definidos para las barras rectas y diagonales, nos permiten visualizar el arreglo final que alcanzará el Punto Nodal de nuestra estructura con las siguientes características:



8.5 El Punto Nodal en la modulación de la estructura.

Una vez definida la integración del Punto Nodal, solo resta incluirlo en la conformación de lo que será la modulación de la estructura en sí, de acuerdo con el siguiente esquema:



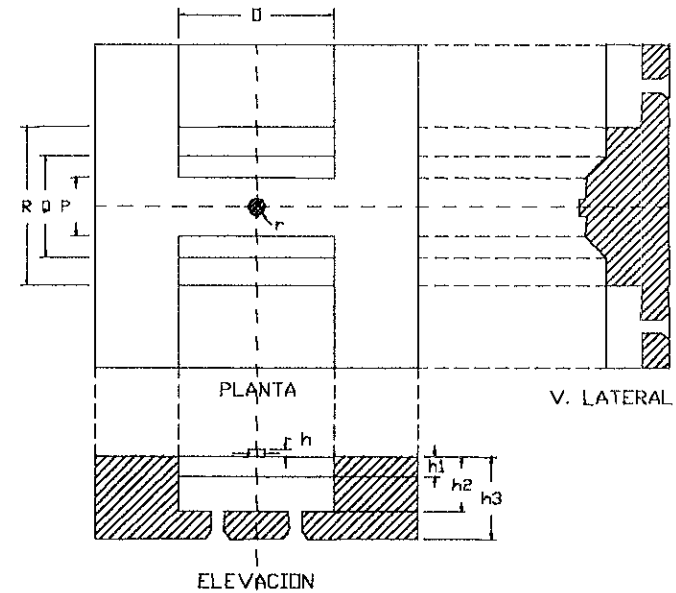
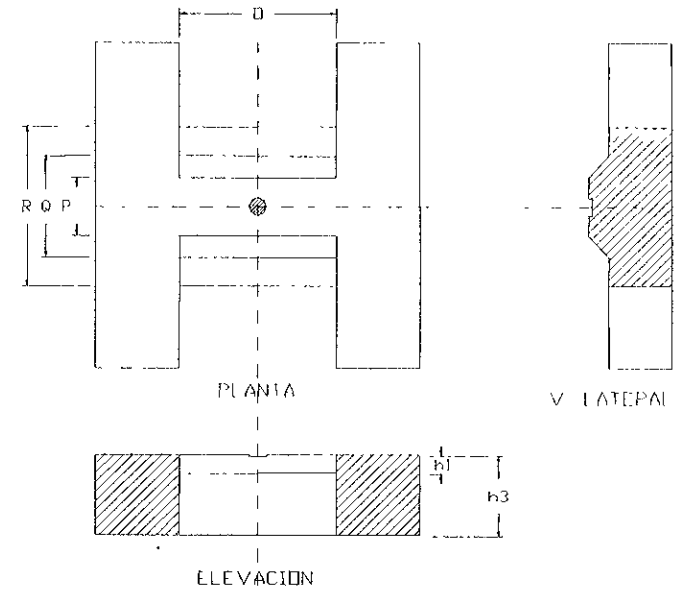
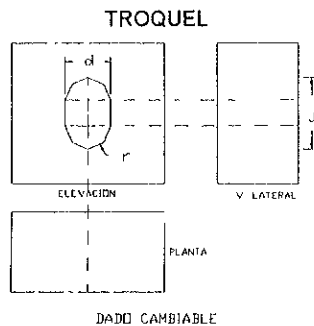
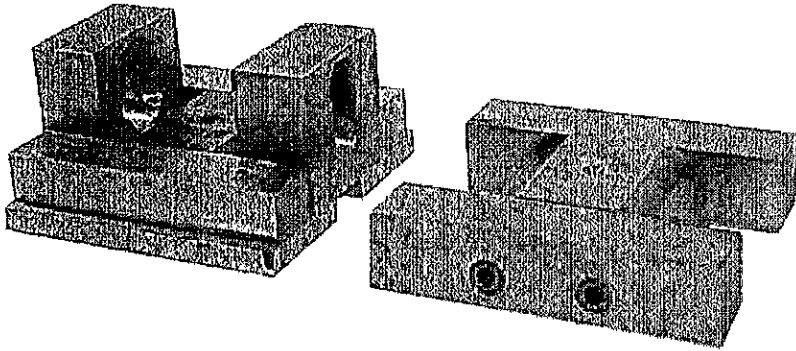
INTEGRACION DE NODOS EN LA MODULACION DE LA ESTRUCTURA

9. DISEÑO DE TROQUEL

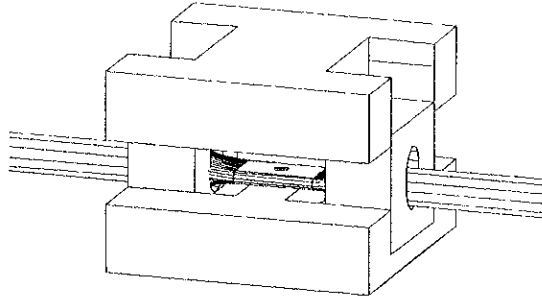
Para llevar a cabo la fabricación de las barras, es necesario desarrollar el diseño de un troquel, que nos permita lograr las deformaciones planeadas en los tubos elegidos, que en este caso son de acero inoxidable de $\frac{1}{2}$ " de diámetro,

El troquel en cuestión consta de tres elementos básicos que son, **la placa fija, placa móvil y dado cambiable**, que funcionan de tal forma, que al aplicarles una fuerza de aproximadamente $\frac{1}{4}$ de tonelada, dicha fuerza se transmite al tubo, transfiriéndole la forma que previamente le fue aplicada al metal del troquel.

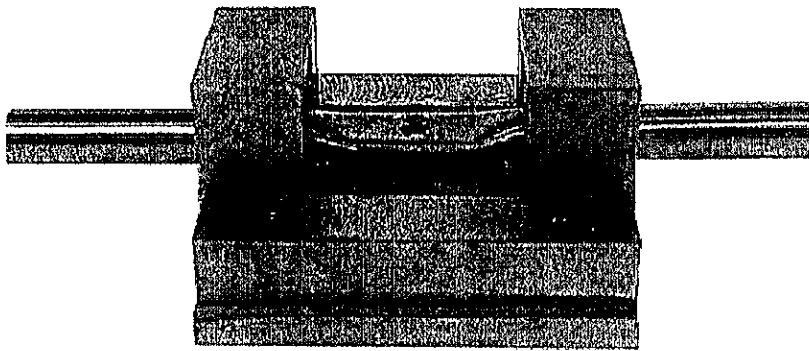
Cabe mencionar que las tres piezas son intercambiables para ajustarlas al tipo de perfil elegido y se complementan con una regleta, que ajustada al cuerpo del troquel nos permite controlar las longitudes de barra y el plano horizontal del área troquelada de tubo, a fin de garantizar su paralelismo y la posición correcta de los barrenos.



Una vez obtenidas las primeras pruebas y realizando los ajustes necesarios al troquel, iniciamos el proceso de fabricación en serie de las barras, las cuales se ajustaran a las deformaciones deseadas y con el punto guía para el barreno.



TROQUEL EN PROCESO



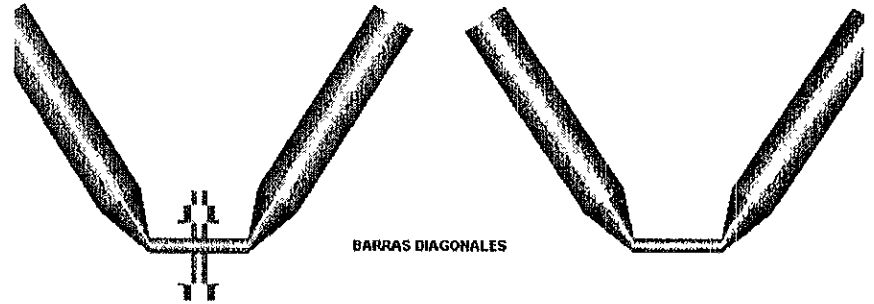
TUBO TROQUELADO

PREPARACION DE COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA

Troquelado el material, se inicia el proceso de doblado y barrenado de las áreas planas, para conformar tanto las Barras Diagonales Continuas y las Barras Rectas Continuas, con ello estar con la posibilidad de unirlos, mediante un Conjunto Tornillo que esta conformado de tornillo de $5/16" \times 2"$ y las rondanas correspondientes, todo ello especificado para soportar el esfuerzo cortante del Punto Nodal.

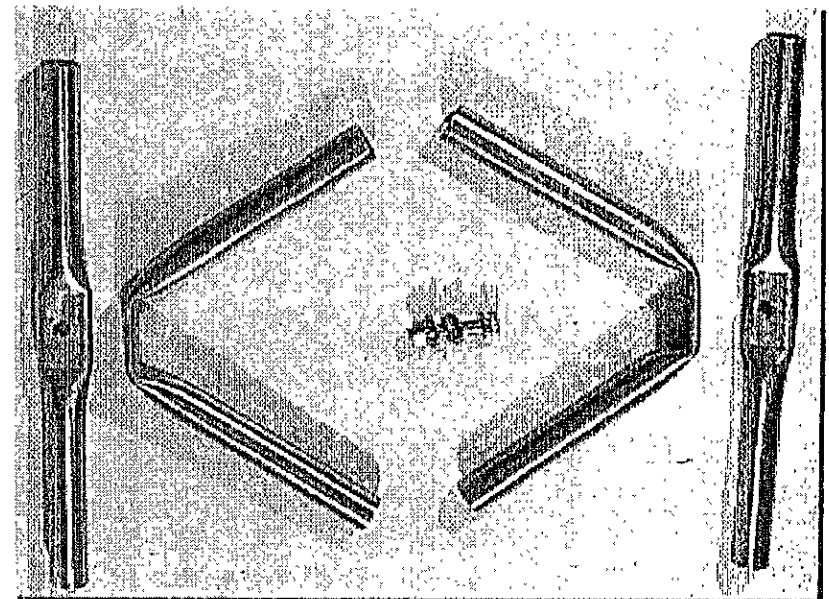


BARRAS HORIZONTALES



BARRAS DIAGONALES

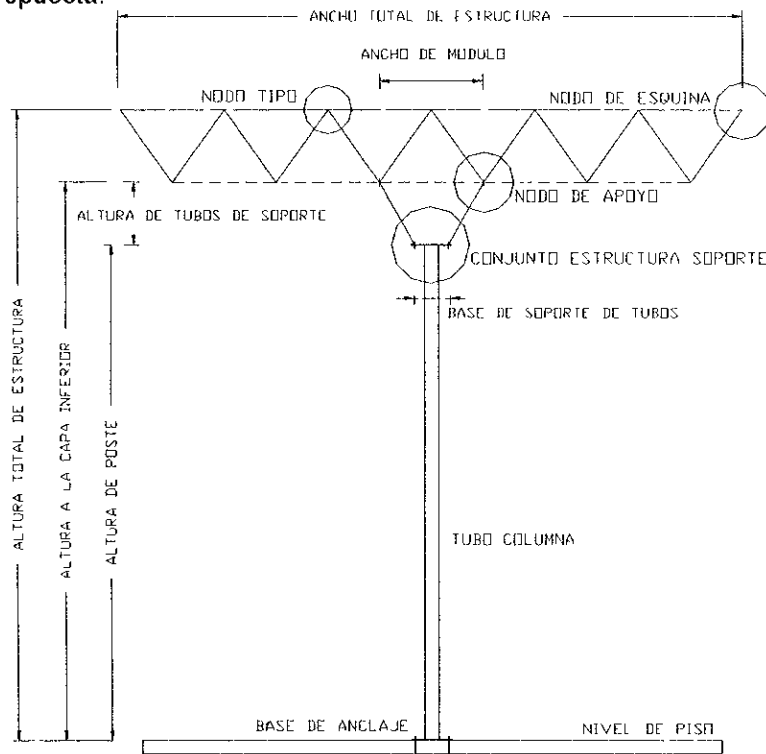
COMPONENTES PARA INTEGRAR EL NODO



10. APLICACIÓN DEL CONCEPTO “ESTRUCTURA ESPACIAL DE ELEMENTOS CONTINUOS” EN LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

10.1 Diseño general de la alternativa “Estructura apoyada en los cuatro puntos nodales centrales de la capa inferior”.

Para llevar a cabo la construcción de la estructura de la alternativa seleccionada, que corresponde a aquella que está **apoyada en los cuatro Puntos Nodales centrales de la capa inferior**, es necesario desarrollar el proyecto general y de detalles, de aquellos aspectos específicos que permitan alcanzar la condición de apoyo deseada, para ello se presenta a continuación, las características particulares de esta propuesta:



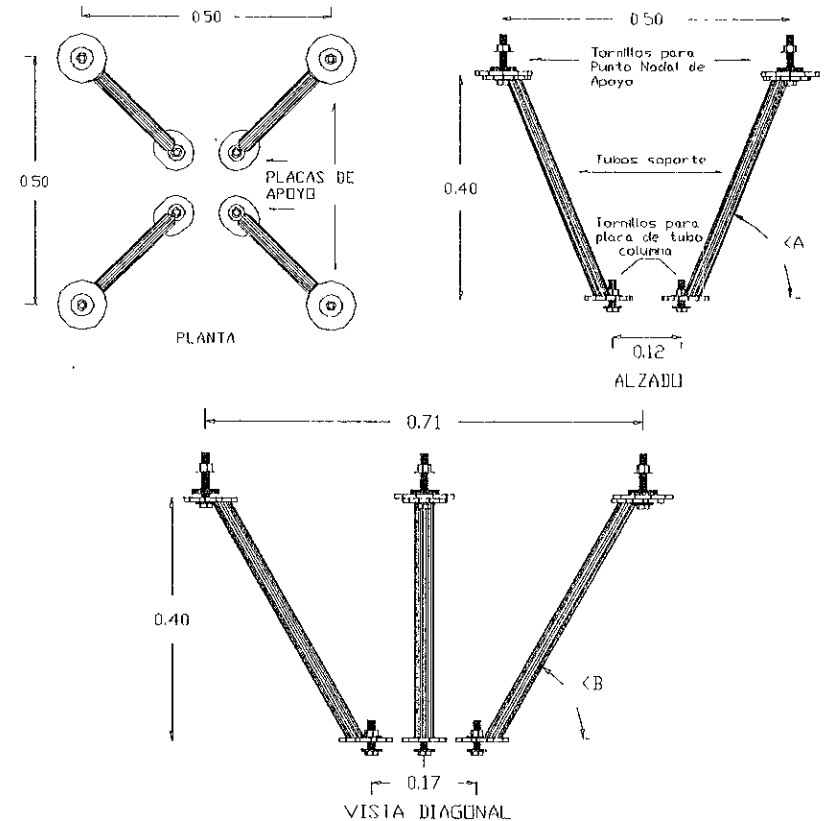
PROPUESTA COMPLETA DE ESTRUCTURA PROTOTIPO
ALTERNATIVA 7:

10.2. Diseño de conceptos específicos.

10.2.1. Conjunto de Estructura Soporte

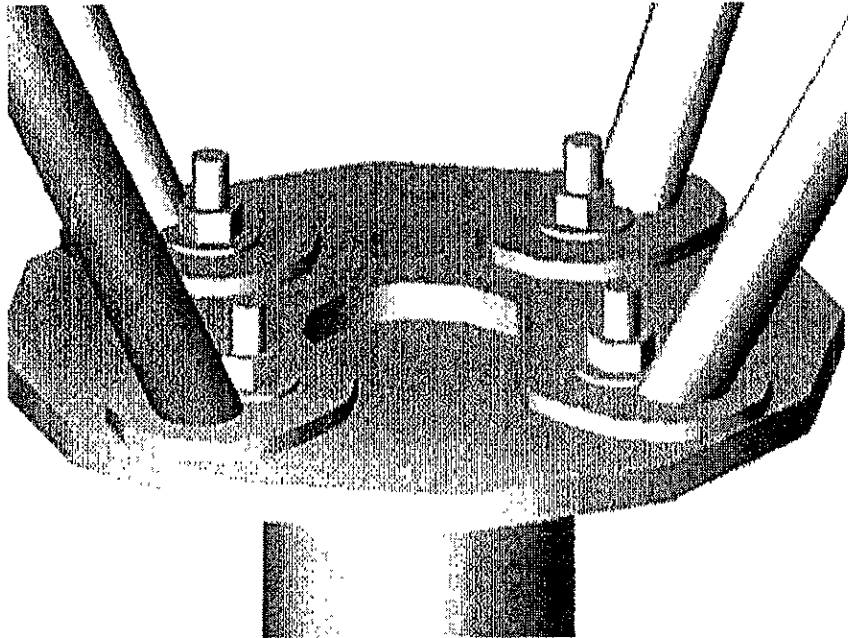
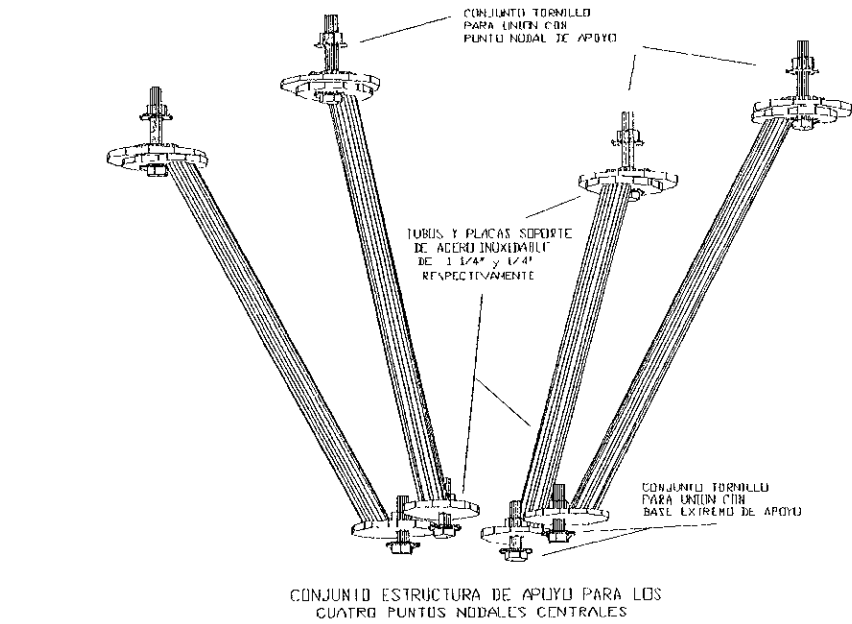
Para lograr la condición de apoyo definida para esta alternativa, se diseñó este conjunto que consta de cuatro tubos de acero inoxidable de 1 ¼" de diámetro que tienen soldadas a sus extremos placas planas de apoyo del mismo material, para asegurarlas por un lado, a los Puntos Nodales de Apoyo y por el otro a la Placa Base de Tubo Columna, todos mediante Conjuntos Tornillo compuestos por tornillos de ½" x 2 ½", un par de rondanas sencillas y un par de rondanas de presión.

El ángulo de inclinación de los tubos, responderá en cualquier caso a las dimensiones del módulo adoptado en cada caso.

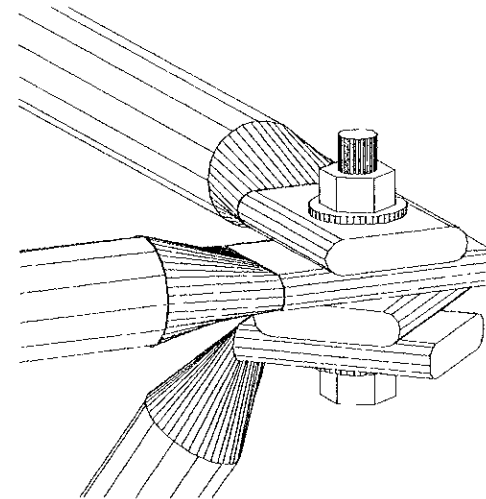
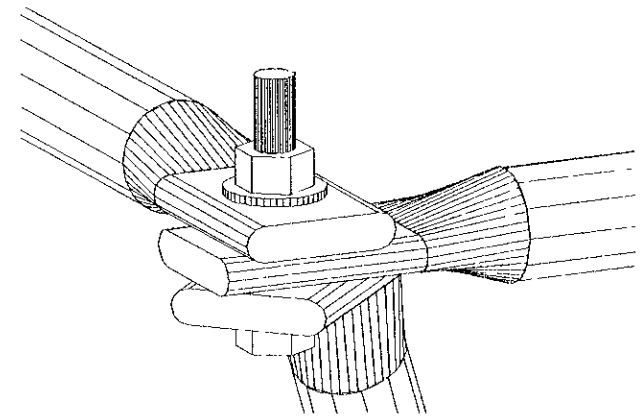


10.2.2. Punto Nodal de esquina

Existe un problema que resolver en el caso de los Puntos Nodales de Esquina, dado que a este punto confluyen sólo tres barras, dos rectas y una diagonal, que en una sola dirección dejan un espacio intermedio, que debe ser sustituido por una sección de barra del mismo material, o bien alargar la barra diagonal de extremo, lo cual iría en contra de la estandarización del trabajo; para la unión de las tres barras se emplearán tornillos de 5/16" x 3" con sus correspondientes rondanas, siempre con la punta hacia la parte exterior de la estructura. Los extremos deberán ser redondeados para mejorar su aspecto y evitar accidentes.



Esquina sin
sin problema

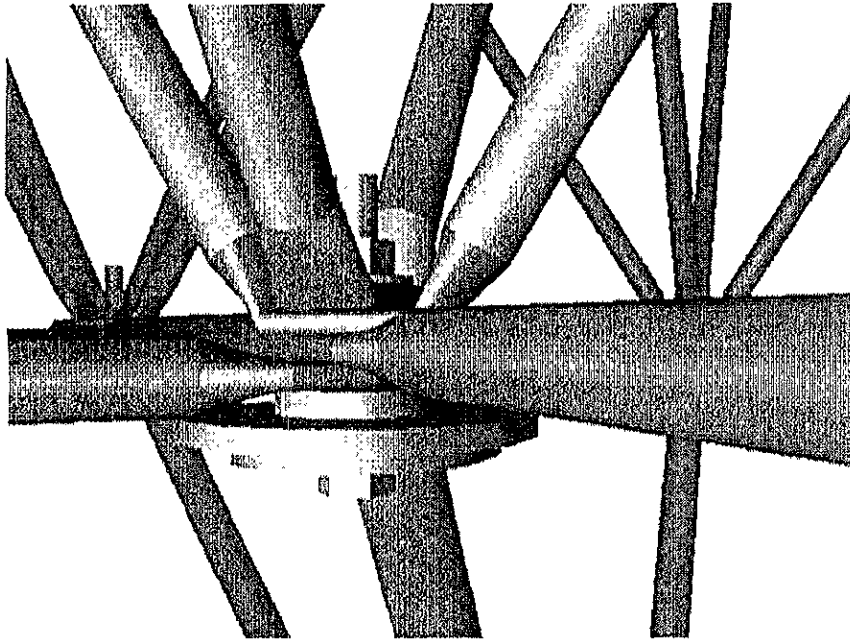


Esquina con espacio
entre barras resuelto
resuelto con una
sección del mismo
material

10.2.3. Punto Nodal de Apoyo.

En este caso el nodo debe ser resuelto de tal forma, que todos los componentes que integran el nodo, estén lo suficientemente sujetos para evitar posibles deformaciones en alguna de las barras, o bien que la transmisión de los esfuerzos no sea adecuada.

La solución está dada al sujetarse los nodos a cada una de los tubos del Conjunto de Estructura Soporte, mediante los tornillos correspondientes definidos anteriormente.



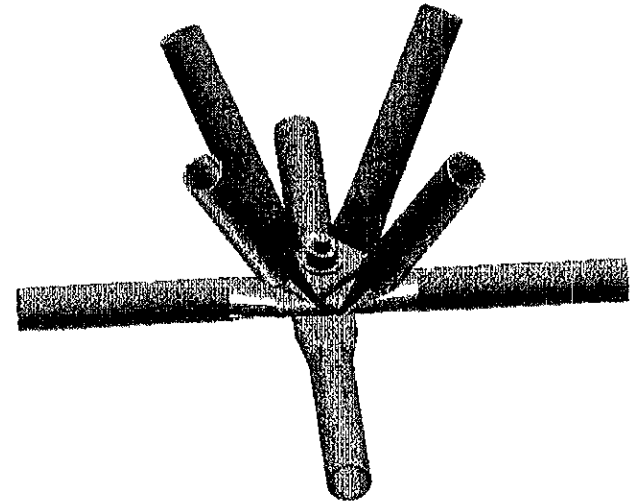
PUNTO NODAL DE APOYO

Como se puede observar, en la solución de este nodo resalta por su dimensión, una placa circular que evita en cualquier circunstancia, que la placa del tubo de la Estructura Soporte toque a la barra recta más baja, que por su posición podría ser deformada transmitiendo el esfuerzo de forma incorrecta.

Cabe mencionar que las barras con mayor esfuerzo se encuentran en este punto.

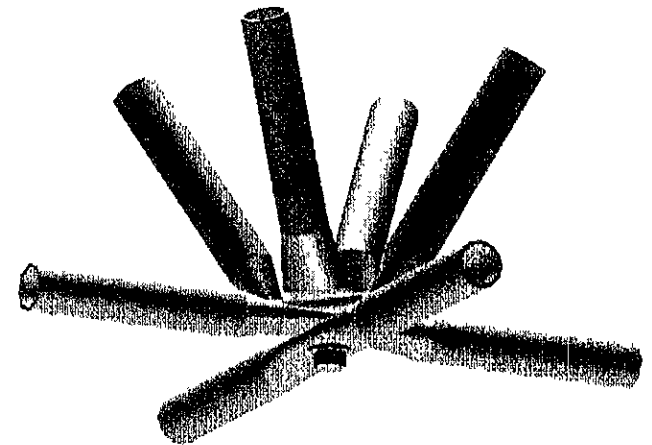
10.2.4. Punto Nodal Tipo.

La solución a este punto, es la más sencilla dado que el acomodo de los elementos que la integran obedece a una geometría bien definida y con ángulos regulares de 45° y 90°.

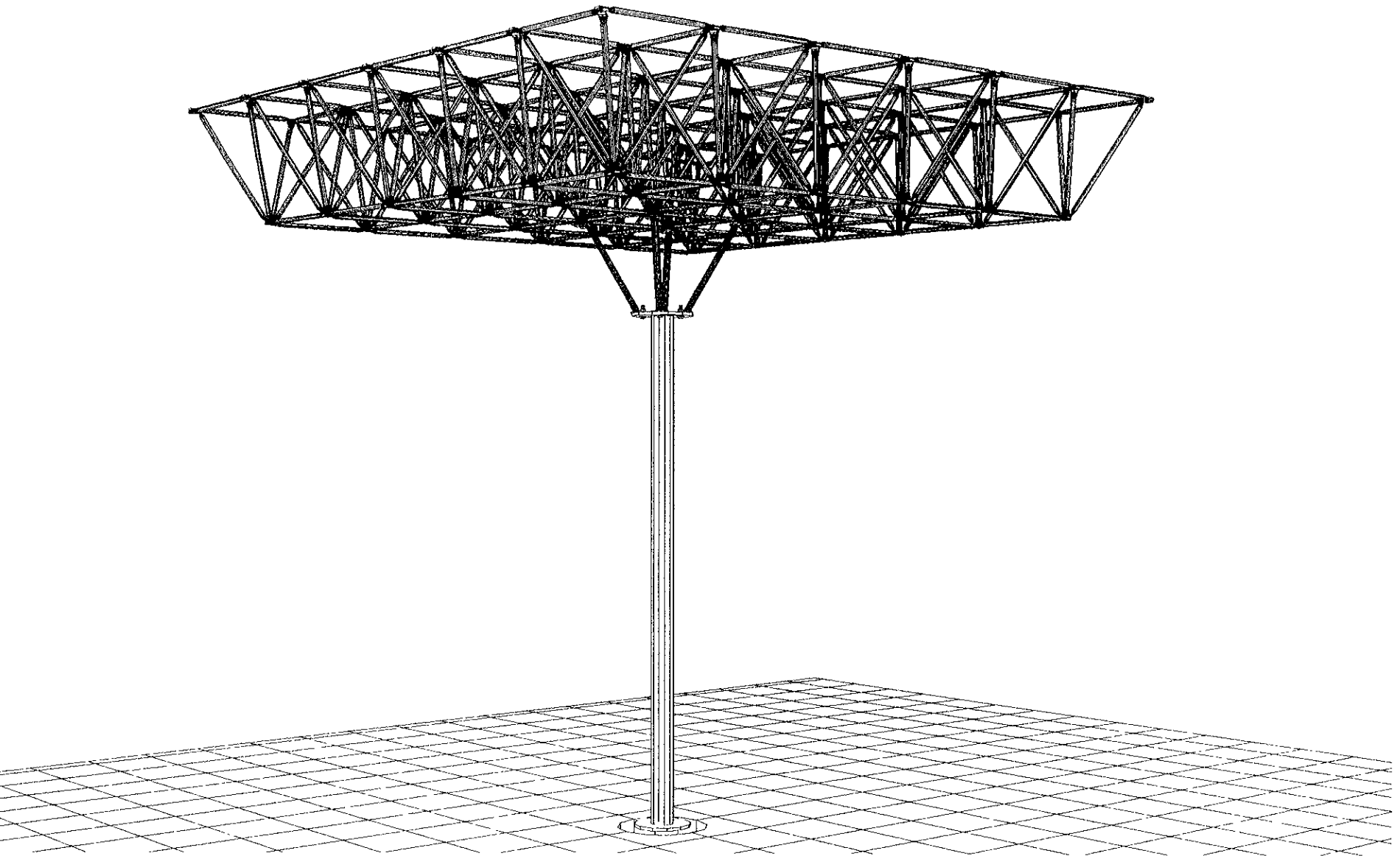


VISTA SUPERIOR DEL PUNTO NODAL TIPO

VISTA INFERIOR DEL PUNTO NODAL TIPO



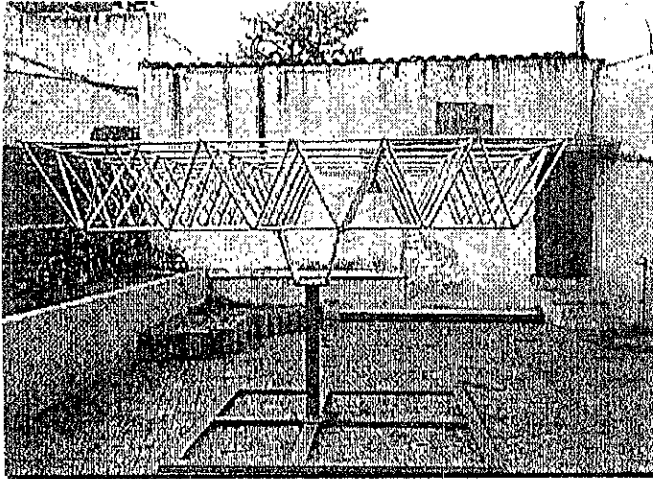
Estructura Espacial apoyada en cuatro Puntos Nodales centrales de la capa inferior.



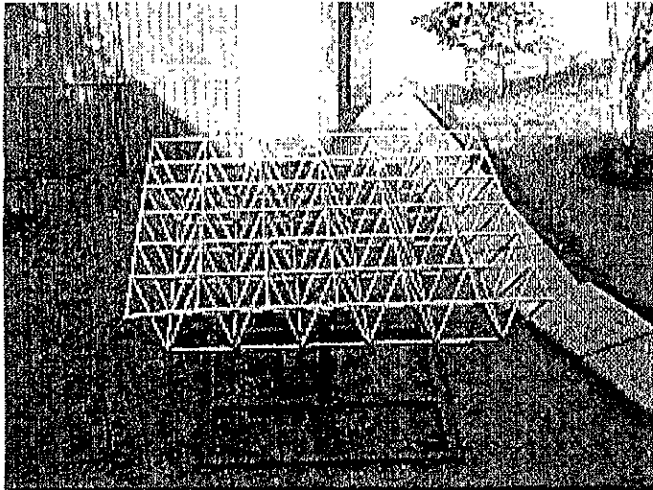
11. CONSTRUCCION PRUEBAS Y UNA APLICACIÓN

11.1. Estructura construida y armada.

Para el armado de la estructura se preparó dos tipos de poste, el primero con una altura de 1.50 m para llevar a efecto las pruebas de carga y el otro de 3.00 m para su presentación e instalación formal.



ESTRUCTURA CONSTRUIDA Y ARMADA PARA PRUEBA



11.2. PRUEBAS DE ESTRUCTURA Y MATERIAL.

11.2.1. Prueba de estructura bajo carga de diseño

Los resultados del comportamiento de la estructura sometida a carga, como un requerimiento indispensable para comprobar la factibilidad de la propuesta, se obtuvieron bajo las siguientes consideraciones, independientemente que se aplicaron como valores de cálculo en el programa:

ANALISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES

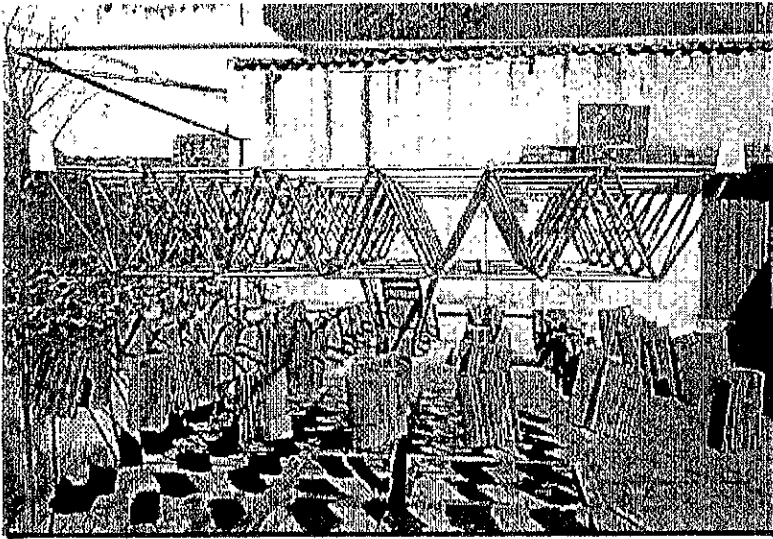
Area de la cubierta	9.00 m ²	
Tubo de 1/2" de acero inoxidable	120 ml x 8097 kg.	97.50 kg.
Tornillería	(tornillos y rondanas)	10.50 kg
<hr/>		
Tubos y tornillería		12.00 kg./ m ²
Polycarbonato		2.00 kg./ m ²
Granizo		35.00 kg / m ²
<hr/>		
		49.00 kg./ m ²
Carga muerta		49.00 kg./ m²
Carga viva		40.00 kg./ m²
Total		89.22 kg / m²
Factor de carga 1.4		124.90 kg./ m²
<hr/>		
Carga de diseño		125.00 kg./ m²

La carga de diseño representa una carga total de **1125.00 kg./ m²**, la cual repartiremos en los 49 Punto Nodales de la capa superior, es decir, a cada nodo le corresponderá una carga teórica de **22.95 kg.**

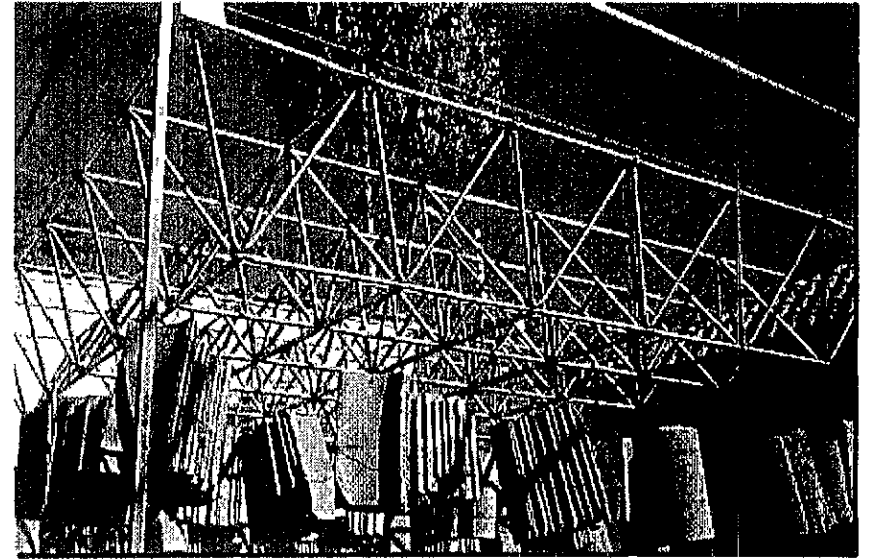
Ahora bien, si al valor de carga anterior le restamos la carga de tubos y tornillería, la carga real que aplicaremos a la estructura será de **20.75 kg.** por punto nodal es decir, una carga total de **1017.00 kg.**

Para lograr lo anterior, se acepto cargarla con 49 paquetes de 12 tejas extruidas que tienen un peso promedio de 1.72 kg. c/u lo que nos da una carga total de 1011.35 kg. que es lo suficientemente cercano a lo requerido.

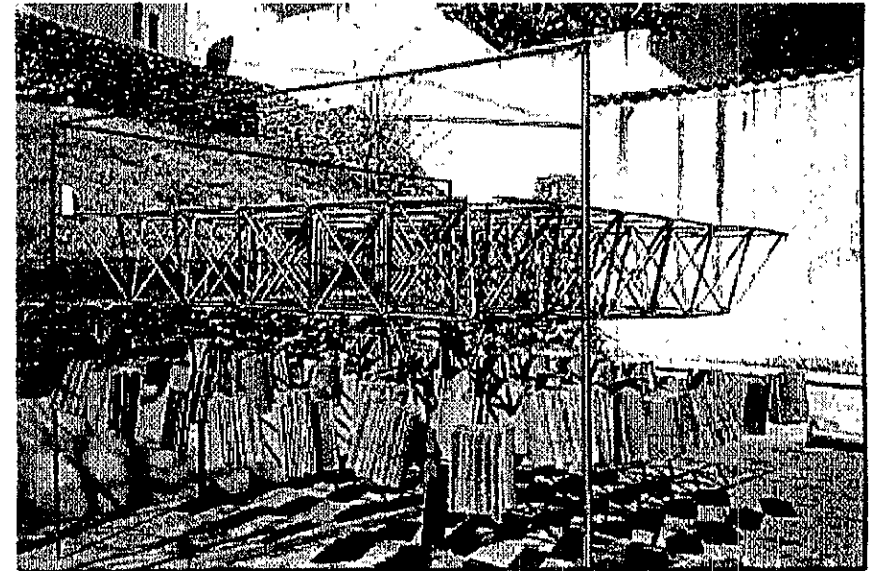
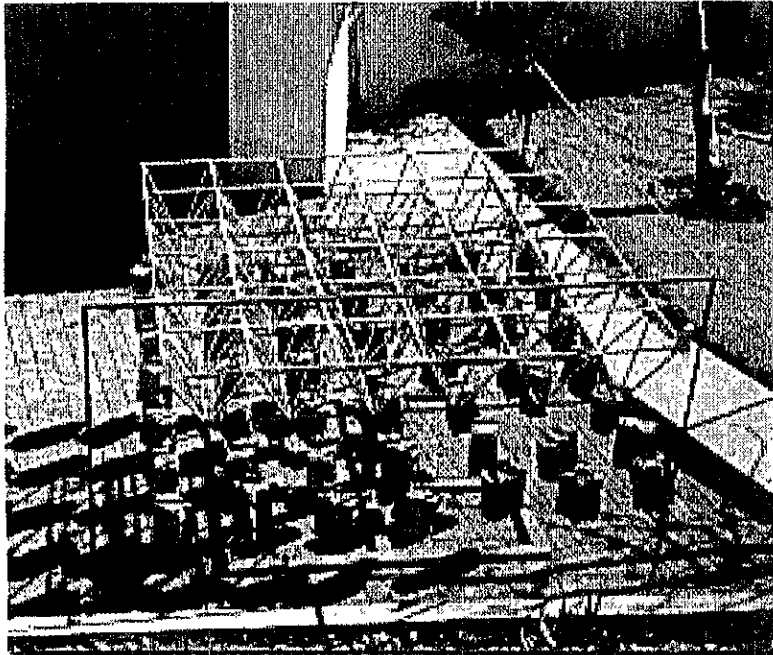
La fijación de los paquetes se logrará mediante alambre recocado sujeto en uno de sus extremos a una terminal con orificio de 5/16" diámetro.



VISTAS DE LA ESTRUCTURA TOTALMENTE CARGADA

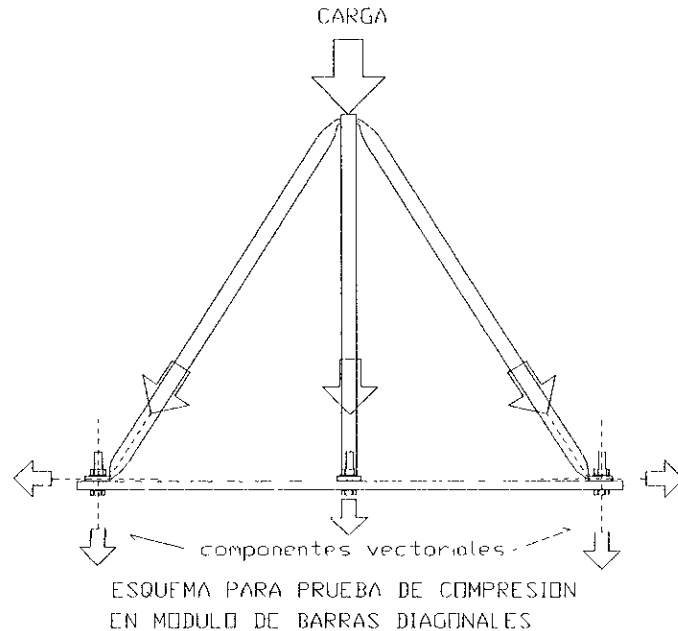


LAS IMÁGENES NOS MUESTRAN LOS HILOS INDICADORES DE DEFORMACION QUE NOS PERMITIERON COMPROBAR UN COMPORTAMIENTO SATISFATORIO DE LA ESTRUCTURA CON UNA DEFORMACION PRACTICAMENTE NULA.



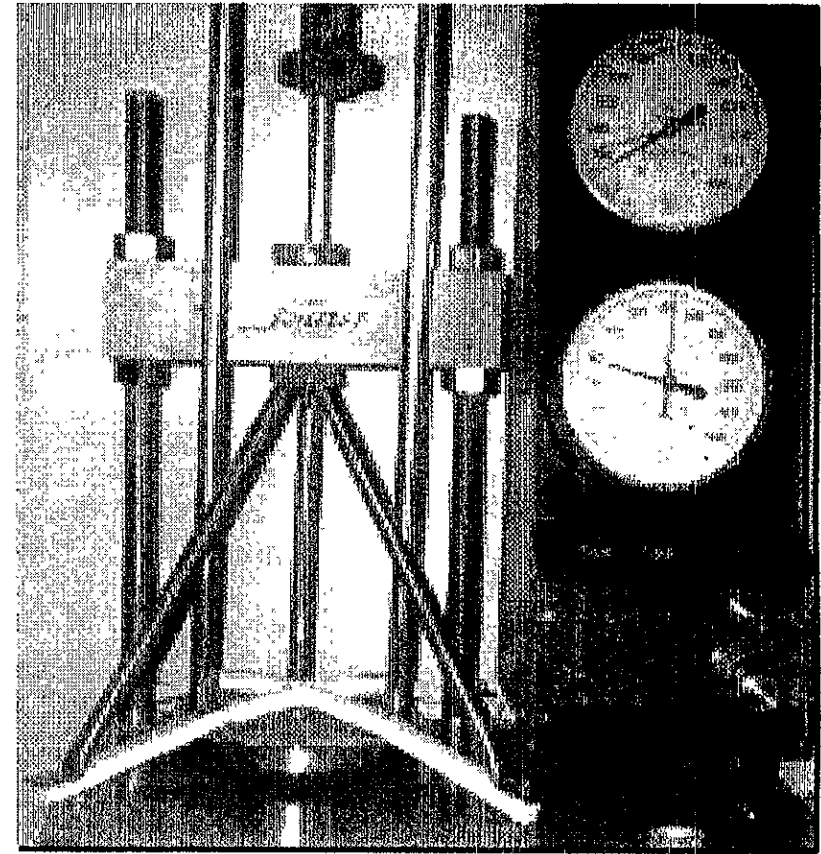
11.2.2. Prueba de compresión de un módulo de barras diagonales.

Para llevar a cabo una prueba de compresión del material empleado en la construcción de la estructura prototipo, se desarrollo un módulo representativo de diagonales, el cual en su parte superior se integró un Punto Nodal con perno y sin barras rectas horizontales, en la parte inferior, se consideró únicamente los extremos de las barras diagonales, atornilladas a una cruceta de acero con una sección cuadrada de $\frac{3}{4}$ " por lado para limitar su desplazamiento horizontal de acuerdo con el siguiente esquema.



El esquema nos permite observar que la aplicación de la carga tendrá una descomposición de fuerzas, primero entre el número de barras diagonales que componen el módulo con su dirección correspondiente, después la fuerza canalizada por cada barra diagonal sufre una nueva descomposición de fuerzas horizontal y vertical en el plano de cada barra.

Con los valores obtenidos podremos calcular el cortante de los pernos o tornillos empleados en la estructura.



PRUEBA DE COMPRESION DE UN MÓDULO DE BARRAS DIAGONALES

La carga fue aplicada de manera gradual sin deformación aparente de las barras, hasta llegar, como se puede observar en la fotografía anterior, a un valor máximo de 6250 libras que corresponden a 2834.95 kg., fuerza tal que provocó la falla por cortante de uno de los tornillos sin haber alcanzado ninguna deformación, tanto del nodo, como de las barras.

A continuación se presenta el análisis de los resultados obtenidos de la prueba, especificando la capacidad de los elementos empleados:

11.2.3. Prueba de tracción de una muestra de barra recta.

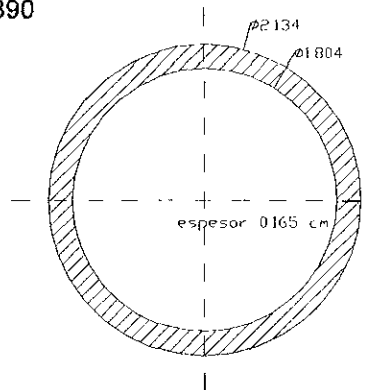
Para desarrollar la prueba de tracción y obtener principalmente las características de deformación del material empleado en la estructura, se cortaron tramos de tubo de acero inoxidable de $\frac{1}{2}$ " de diámetro ya troquelado en sus extremos con una longitud de 22.5 cm. Y características generales siguientes:

Resistencia a la tensión = 75000 psi \Rightarrow 5273.02 kg / cm²

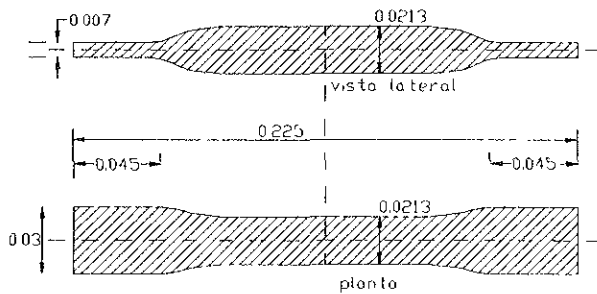
Resistencia a la fluencia = 30000 psi \Rightarrow 2109.2087 kg / cm²

Elongación en 2" ó 50 mm = 35%

Dureza Rockwell = B90

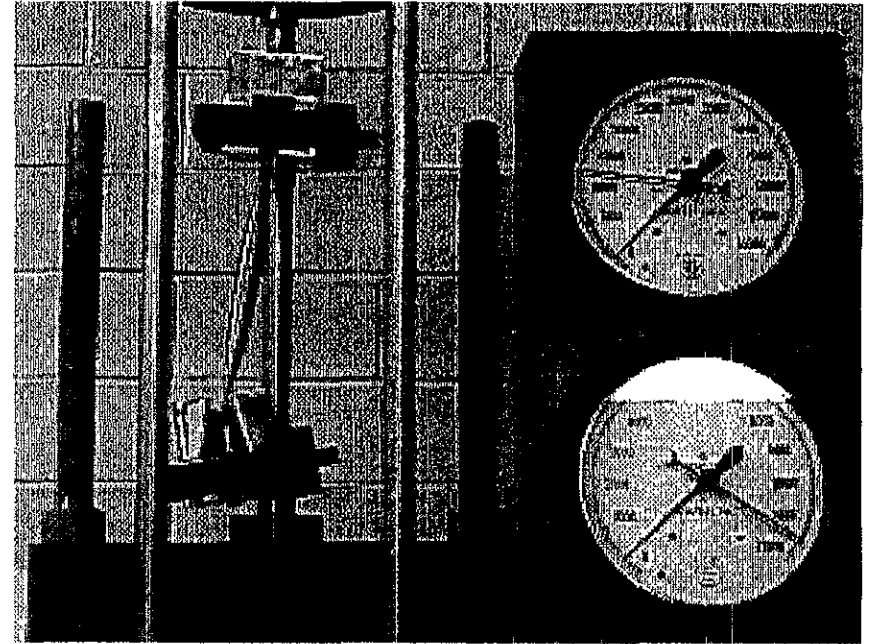


CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES DEL TUBO DE ACERO INOXIDABLE EMPLEADO EN LA ESTRUCTURA



MUESTRAS ORIGINALES DE ACERO INOXIDABLE

La fuerza de tracción se aplicó con una máquina SOILTEST VERSA-TESTER 30 M. como se puede observar en la siguiente imagen:



PRUEBA DE TRACCION DE UNA MUESTRA DE ACERO INOXIDABLE

Como se puede observar en la imagen, el registro de la fuerza de tracción aplicada a la muestra antes de fallar la máquina fue de:

$$F_t \text{ aplicada} = 11450 \text{ lbs} \Rightarrow 5193.632 \text{ kg}$$

La resistencia a la tensión de acuerdo con el cálculo es:

$$\text{Resistencia a la tensión} = \text{Area} \times F_y \text{ del material}$$

$$R_t = 1.02065 \times 5273.02 = 5381.96 \text{ kg}$$

Si comparamos los valores anteriores podemos concluir que la muestra estuvo a punto de falla, cumpliendo con ello con la resistencia especificada, sin embargo la expectativa de la prueba era

De acuerdo con el esquema de prueba presentado al inicio, deducimos que la fuerza de compresión total aplicada al módulo de barras diagonales se distribuye de manera uniforme en las cuatro barras con el ángulo de inclinación correspondiente, con lo cual obtenemos la fuerza de compresión en cada una de las barras:

Fuerza total aplicada (Ft) = 2834.9523 kg.

Fuerza en diagonal Fd = Ft / 4

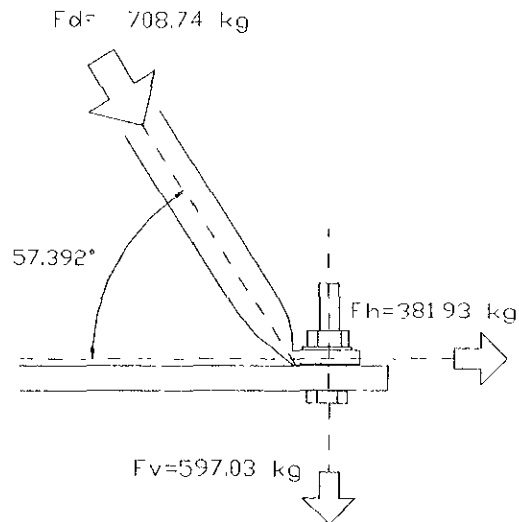
$$F_d = 2834.95 / 4 = 708.74 \text{ kg}$$

La fuerza en diagonal se descompone vectorialmente en el plano correspondiente:

Angulo de inclinación de las barras $\Phi = 57.392^\circ$ (valor de diseño)

Fuerza horizontal Fh = Cos Φ x Fd

$$F_h = .53888 \times 708.74 = 381.93 \text{ kg}$$



DESCOMPOSICION VECTORIAL DE LA FUERZA APLICADA EN LA BARRA DIAGONAL.

De acuerdo con los valores de esfuerzo admisibles al cortante especificados para tornillos de 5/16" empleados en la estructura tenemos lo siguiente:

Esfuerzo admisible al corte en tornillos $F_v = 700 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Area del tornillo de 5/16" = 0.495 cm^2

Por lo tanto el esfuerzo cortante simple de cada tornillo será de:

$$F_{v \text{ tornillo}} = F_v \times A$$

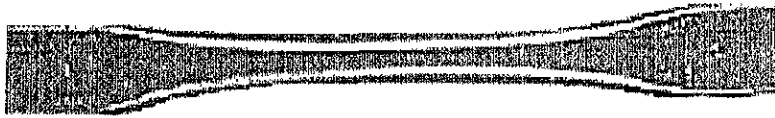
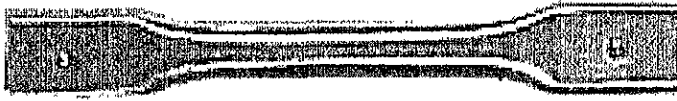
$$F_{v \text{ tornillo}} = 700 \times 0.495 = 346.5 \text{ kg.}$$

Si la fuerza horizontal aplicada al tornillo hasta la falla es = 381.93 kg

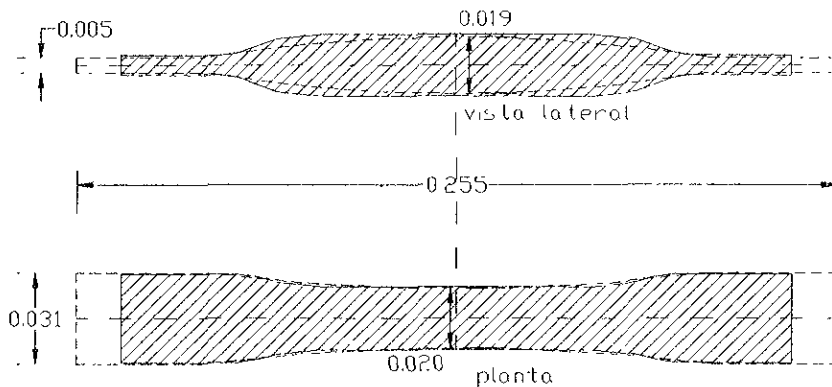
Entonces significa que la falla se presentó con un valor ligeramente por arriba de lo calculado, hecho que es aceptable.

Finalmente cabe mencionar que el módulo de barras diagonales empleado en la prueba de compresión, prácticamente no sufrió ninguna deformación, lo cual nos permite concluir que el armado de una Estructura Espacial de Elementos Continuos dependerá en mucho de la capacidad de los tornillos de absorber los esfuerzos cortantes, es decir, que de acuerdo con los valores obtenidos en el cálculo de las alternativas, es probable que primero se presente una falla por cortante en tornillos (si estos no son los adecuados) que una falla por tracción o compresión.

principalmente la de identificar la deformación de la muestra ante un esfuerzo de tracción, de lo cual se obtuvo lo siguiente:



MUESTRAS ORIGINAL Y DEFORMADA



DEFORMACION COMPARATIVA DE MUESTRA DESPUES DE TRACCIONADA

Al aplicar la fuerza de tracción a la muestra correspondiente, se puede observar que se forma una deformación generalizada en toda la longitud de la muestra, modificando las características de la sección, tanto en los extremos troquelados como en el tubo, con los siguientes resultados:

TABLA COMPARATIVA DE DEFORMACIONES

CONCEPTO	MUESTRA ORIGINAL (cm)	MUESTRA DEFORMADA (cm)	%
Longitud total	22.50	25.50	13.33
Ancho de área troquelada	3.00	3.10	3.33
Diámetro de tubo respecto al área troquelada horizontal	2.134	2.02	5.64
Diámetro de tubo respecto al área troquelada vertical	2.134	1.90	12.30
Espesor de área troquelada	0.70	0.50	40.00

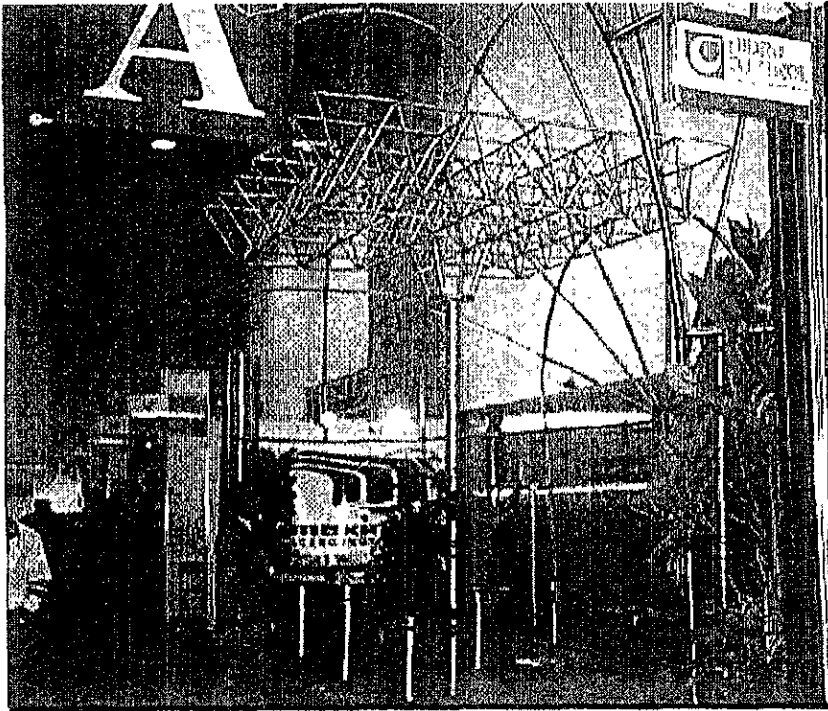
Adicionalmente a los resultados cuantitativos, podemos mencionar que la deformación provocada en la muestra hizo que las líneas que antes eran paralelas, se transformaran en líneas curvas, incluyendo las áreas troqueladas. Sin embargo, la deformación alcanzada de 3 cm. no rebasa a la deformación pronosticada de acuerdo con las especificaciones dadas, ya que se esperaba una deformación de aproximadamente 7 cm.

Lo anterior nos permite concluir que las áreas troqueladas son sumamente vulnerables si estas no mantienen su paralelismo en la estructura dado que podrían contribuir grandemente a la deformación general de la misma.

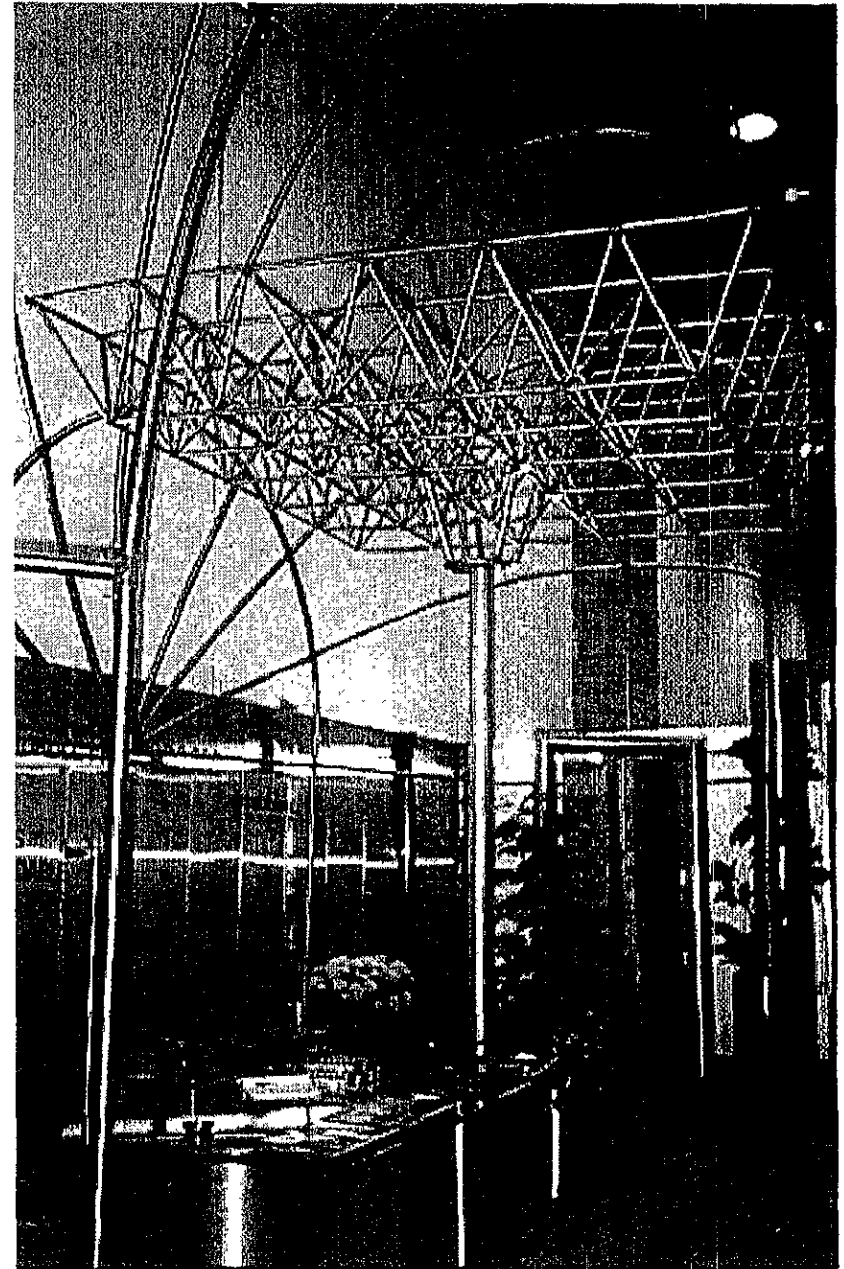
11.3. Una aplicación de la estructura en la EXPOCIHAC. 1997.

Las características arquitectónicas de este tipo de estructuras, ya se mencionaron con anterioridad, sin embargo podemos resaltar el concepto de **adaptabilidad** como uno de los más importantes, dado las múltiples posibilidades de aplicación en diferentes conceptos arquitectónicos y en las que se impone su carácter modular, su alta expresividad y su gran capacidad estructural.

Por lo anterior, y agradeciendo de antemano el apoyo que la empresa MEXINOX brindo, en la materialización de este proyecto mediante la donación del material de acero inoxidable, también se atendió su solicitud de permitir que la estructura formara parte del stand de promoción instalado en la **NOVENA EXPOSICION INTERNACIONAL DE EDIFICACION Y VIVIENDA EXPO CIHAC' 97 DEL 23 AL 28 DE Octubre de 1997.**



STAND DE MEXINOX EXPO CIHAC' 1997



11.4. Comparativo de costos.

El costo de producción de una Estructura Espacial de Elementos Continuos, es uno de los factores que más refleja el beneficio que de este sistema se puede esperar de su aplicación en diversos proyectos, fundamentalmente por los siguientes aspectos:

- Por ser un sistema no importado que genere regalías a sus autores en el extranjero.
- Por tener un menor número de componentes
- Porque no requiere de equipos y herramientas sofisticadas de alto costo en la fabricación de sus componentes.
- Por tener la posibilidad de aplicar en cualquiera de sus diseños una amplia gama de perfiles y tornillería de línea comercial existentes, los cuales no requieren de ningún proceso de maquinado
- Por la simplificación del proceso de montaje, al tener la posibilidad de ensamblarse in situ con módulos prearmados

Los aspectos antes mencionados podemos reforzarlos mediante la comparación de los costos por metro cuadrado, estimados para una aplicación de Estructura Espacial de Elementos Continuos en un proyecto para cubrir un área de 200 m² con apoyos perimetrales en una capilla en la delegación Xochimilco, con los costos solicitados a dos empresas importantes dedicadas exclusivamente a la fabricación de estructuras espaciales.

Análisis de costo por metro cuadrado de una Estructura Espacial de Elementos Continuos para cubrir un área de 200 m² con apoyos perimetrales:

MATERIALES:

Perfil PTR 1" C-14	\$ 137.00
Tornillería (de alta resistencia)	\$ 57.00
Roldanas	\$ 15.00
Placas de apoyo	\$ 35.00
Recubrimientos y pintura	\$ 37.00
Subtotal:	\$ 281.00

MISCELÁNEOS:

Troquelado	\$ 2.50
Doblado y perforado	\$ 3.75
Equipo y herramienta	\$ 8.50
Transporte y Montaje	\$ 12.75
Subtotal:	\$ 27.50

MANO DE OBRA:

2 Herreros	\$ 90.00
2 Ayudantes	\$ 57.00
Subtotal:	\$ 147.00
Total:	\$ 455.50
Indirecto:	\$ 55.00
Utilidad:	\$ 59.75

COSTO TOTAL x m²: ESTRUCTURA ESPACIAL DE ELEMENTOS CONTINUOS \$ 570.25

COSTO TOTAL x m²: ESTRUCTURA ESPACIAL PROMEDIO DE 2 EMPRESAS PRIVADAS \$ 1,150.25

El costo del nuevo tipo de estructura propuesta representa el 49.57% del costo promedio de los presupuestos presentados por otras dos empresas para la misma área.

Ante esta situación, la existencia de una estructura espacial alternativa de bajo costo, representa un beneficio de carácter social que en un momento dado se puede convertir precisamente en un instrumento de beneficio económico en aquellos proyectos de interés social.

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Es evidente que en la presentación de los resultados de este trabajo, surgen muchas interrogantes que no tienen una respuesta inmediata, al menos en el presente trabajo, sin embargo el avance alcanzado en la solución de muchos de los problemas que se presentaron durante el diseño y construcción del sistema constructivo **Punto Nodal a base de Elementos Continuos** aplicable en una estructura espacial, ha sido altamente satisfactorio, dada la respuesta de la estructura prototipo y las diferentes muestras del material empleado, ante las pruebas que se les aplicó.

Las soluciones específicas a cada detalle, durante el desarrollo de la estructura prototipo, nos hace ver que aún existen muchos aspectos que mejorar en este y las futuras aplicaciones que se puedan presentar; Aún es necesario estudiar con más detalle las características de los materiales a emplear, mejorar y adecuar la geometría del Punto Nodal e identificar, porque no, soluciones más eficientes que satisfagan mayormente los requerimientos planteados.

Si bien es cierto que las características propias de la geometría de las estructuras espaciales, responde de manera extraordinaria ante los requerimientos de diseño particulares de cada proyecto, también es cierto que no todos los sistemas responden a las expectativas de escala y costo que los fabricantes imponen a sus sistemas, es ahí precisamente donde el sistema que hemos diseñado y presentado en este trabajo, toma su importancia, dado que se constituye como una alternativa real, accesible y adaptable a cualquier tipo de proyecto, principalmente de magnitudes medias y bajas, en virtud de su bajo costo y requerimientos mínimos de equipo especializado.

Es mucho el camino por recorrer, así como muchas son las necesidades materiales y económicas que satisfacer para continuar en el camino de la investigación de este tipo de estructuras, pero aún es más grato saber que de un esfuerzo como este, se deriva nuevas posibilidades, nuevas líneas de investigación que nos permitan ahondar más allá de lo que hemos identificado.

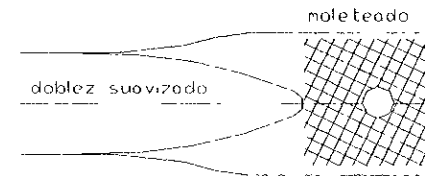
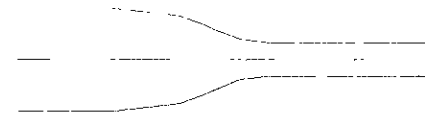
Por todo lo anterior puedo concluir que el objetivo planteado en la introducción se ha alcanzado, si no plenamente, sí en lo general como concepto y como un resultado tangible y disponible para otras aplicaciones.

Por lo que respecta a las observaciones derivadas de los resultados concretos de las diferentes pruebas, podemos establecer algunas de las recomendaciones necesarias para mejorar el funcionamiento de la estructura, específicamente relacionado con el Punto Nodal tenemos las siguientes recomendaciones:

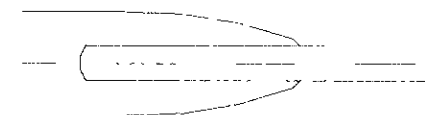
1. - Incrementar y suavizar la longitud de doblez provocada por el troquel al material empleado, a fin de no tener un cambio de sección tan drástico que incremente la posibilidad de una mayor deformación ante la aplicación de una fuerza de tracción.
2. - Aplicar en el área plana de troquelado un moleteado que minimice el riesgo de giro de barras con el fin de no depender en este caso, únicamente del torque aplicado a los tornillos en cada Punto Nodal.



PUNTO NODAL APLICADO EN LA ESTRUCTURA PROTOTIPO



PUNTO NODAL CON LAS MODIFICACIONES RECOMENDADAS



13. BIBLIOGRAFÍA.

- CALCULO MATRICIAL DE ESTRUCTURAS DE BARRAS
J. Margarit y C. Buxadé
Edit. Blume
- ESTRUCTURAS ESPACIALES DE ACERO
Dr. Ing. Z. S. Makowsky
Edit. Gustavo Gili.
- DESIGN MANUAL STRUCTURAL STAINLESS STEEL
Euro Inox European Stainless Steel Development & Information
Group
Nickel Development Institute Junio de 1994
- DISEÑO ESTRUCTURAL
Meli Piralla
Edit. LIMUSA
- THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE
STRUCTURES
Elsevier Applied Science Publishers
Editado por H. Nooshin.
- APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL
Facultad de Ingeniería
UNAM
- ESTRUCTURAS
J. Heinen y J. Gutiérrez V.
Proyecto y Ejecución Editorial.
- MANUAL PARA CONSTRUCTORES
Aceros Monterrey
- ANALISIS MATRICIAL DE ESTRUCTURAS RETICULARES
Carlos Magdaleno.
- FOLLETO TUBERIAS ASPE N° 1- 1996
Grupo Mexinox
- INTERNATIONAL JOURNAL OF SPACE STRUCTURES
Articulistas y volúmenes varios
Editorial Nooshin y Z. S. Makowsky.