



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

CÁSCARAS DE FERROCEMENTO, UNA ALTERNATIVA PARA TECHOS EN VIVIENDAS ECONÓMICAS

José Marcos Mejía Son

Asesorado por el Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz

Guatemala, mayo de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CÁSCARAS DE FERROCEMENTO, UNA ALTERNATIVA
PARA TECHOS EN VIVIENDAS ECONÓMICAS**

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JOSÉ MARCOS MEJÍA SON

Asesorado por el Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II:	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III:	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV:	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V:	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO:	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Herbert René Miranda Barrios
EXAMINADOR:	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
EXAMINADOR:	Ing. Carlos Alfredo Fernández Erazo
EXAMINADOR:	Ing. Lahudhiny Roberto Samayoa González
SECRETARIO:	Inga. Gilda Marina Castellanos de Illescas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la Ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

CASCARAS DE FERROCEMENTO, UNA ALTERNATIVA PARA TECHOS EN VIVIENDAS ECONÓMICAS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 24 de octubre de 2000.



José Marcos Mejía Son

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 8 de abril de 2005

Ing. Carlos Salvador Gordillo
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ingeniero Gordillo:


Me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado **CÁSCARAS DE FERROCEMENTO, UNA ALTERNATIVA PARA TECHOS EN VIVIENDAS ECONÓMICAS**, elaborado por el estudiante universitario **José Marcos Mejía Son**, quien contó con la asesoría del suscrito.

Considero que el trabajo desarrollado por el estudiante **Mejía Son**, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS.


Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
Coordinador Área de Materiales
Facultad de Ingeniería - USAC



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES
DE
CONSTRUCCION
USAC

c.c.: Archivo.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador del Area de Materiales, Ing. Francisco Javier Quiñón de la Cruz, al trabajo de graduación del estudiante José Marcos Mejía Son, titulado **CASCARAS DE FERROCEMENTO, UNA ALTERNATIVA PARA TECHOS EN VIVIENDAS ECONOMICAS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Carlos Salvador Gordillo García



Guatemala, mayo de 2005.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
De Guatemala

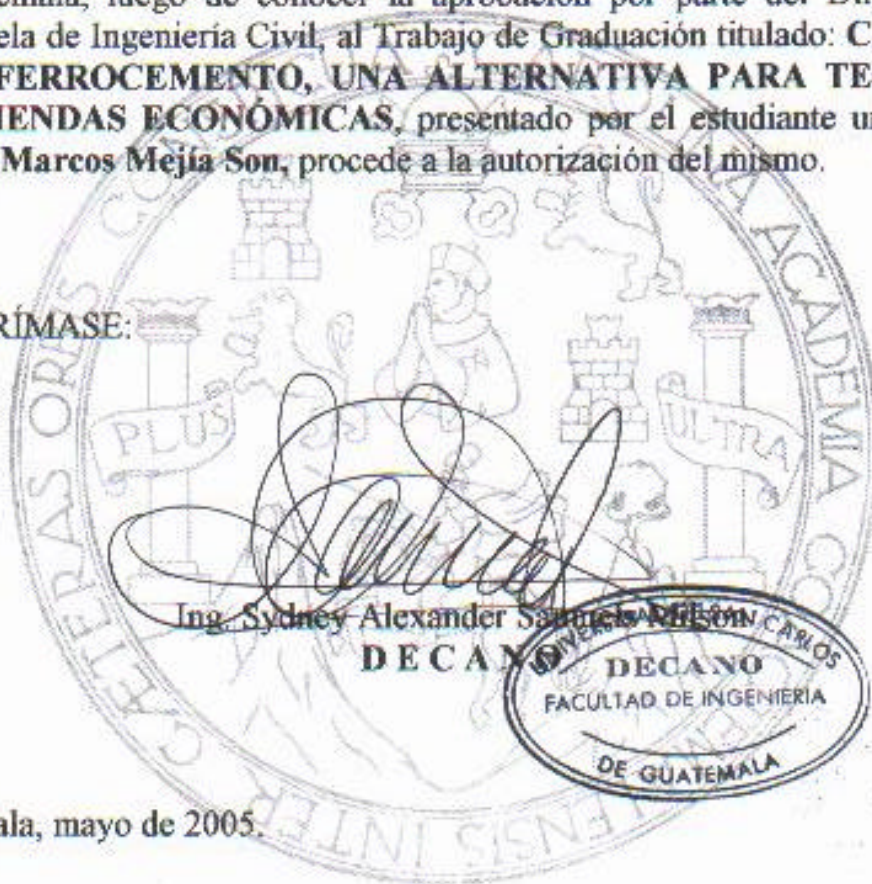


Facultad de Ingeniería
Decanato
Tels. 24782579 Exts. 101-102-114
Fax: 24780365

Ref. DTG. 171-2005

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **CÁSCARAS DE FERROCEMENTO, UNA ALTERNATIVA PARA TECHOS EN VIVIENDAS ECONÓMICAS**, presentado por el estudiante universitario, **José Marcos Mejía Son**, procede a la autorización del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Sydney Alexander Samuel Wilson

DECANO

DECANO
FACULTAD DE INGENIERIA

DE GUATEMALA

Guatemala, mayo de 2005.

/lmcg.

AGRADECIMIENTOS

A Dios	Por su eterno amor y gran misericordia.
A mis padres	Por su ejemplo, apoyo, amor y sacrificio.
A mi esposa e hijo	Luz y Daniel, por alegrar mi vida.
A mis hermanos	Hiram y Karen, por su amor y cariño.
A todos mis familiares	Por su apoyo y cariño.
A mis amigos	Por llenarme de vivencias y apoyo.
A mi asesor	Francisco Javier Quiñónez, por la confianza y asesoría brindada.
A la Iglesia de Dios E. C. y al Seminario Bíblico Pentecostal	Por todo su apoyo y cobijo.
A la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos	Por los recursos invertidos en mí.
Al Centro de Investigaciones de Ingeniería	Por abrirme sus puertas y brindarme oportunidades.
A la sección de metales y productos manufacturados	En especial al Ing. Pablo de León por ser todos una pequeña familia.
Al ingeniero Roberto Lou Ma	Por compartir sus inquietudes y conocimientos sobre el paraboloide hiperbólico

DEDICATORIA

A papá y mamá:

Israel Mejía y Juventina Son

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IV
GLOSARIO	VII
RESUMEN	X
OBJETIVOS	XI
INTRODUCCIÓN	XII
1. ANTECEDENTES	1
1.1 Diseño del ferrocemento	3
1.1.1 Refuerzo de acero	4
1.1.2 Composición del mortero	6
2. DESARROLLO TEÓRICO	9
2.1 Características del modelo investigado	9
2.2 Diseño teórico	18
2.2.1 Domo esférico	18
2.2.2 Paraboloide hiperbólico	24
3. DESARROLLO EXPERIMENTAL	31
3.1 Programación del trabajo de campo	31
3.2 Materiales empleados	33
3.2.1 Varillas de acero	33
3.2.2 Malla hexagonal	33
3.2.3 Mortero	34

3.3 Método constructivo	35
3.3.1 Preparación y colocación del refuerzo primario para el domo esférico	35
3.3.2 Preparación y colocación del refuerzo primario para el paraboloides hiperbólico	39
3.3.3 Preparación y colocación del refuerzo secundario para el domo esférico	42
3.3.4 Preparación y colocación del refuerzo secundario para el paraboloides hiperbólico	43
3.3.5 Tensado del refuerzo	44
3.3.6 Preparación y colocación del mortero	45
3.3.7 Curado	48
3.3.8 Consideraciones de transporte	48
3.3.9 Consideraciones de instalación	50
3.3.10 Consideraciones de fijación	50
4. ENSAYOS	53
4.1 Prueba de carga	53
4.2 Sobre la permeabilidad	57
5. EVALUACIÓN DE RESULTADOS	59
5.1 Prueba de carga	59
5.2 Permeabilidad	65
6. ANÁLISIS TEÓRICO	67
6.1 Domo esférico	67
6.2 Paraboloides hiperbólico	70

7. ANÁLISIS DE COSTOS	73
7.1 Domo esférico	73
7.2 Paraboloide hiperbólico	73
7.3 Comparación de costos con techos tradicionales	74
CONCLUSIONES	77
RECOMENDACIONES	79
REFERENCIAS	81
BIBLIOGRAFÍA	83
ANEXOS	85

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Esfuerzos resultantes sobre un elemento típico de cáscara	11
2	Cúpulas (ejemplos)	12
3	Definición de la superficie del paraboloides hiperbólico	13
4	Cuadrante básico del paraboloides hiperbólico	14
5	Rotación de ejes para un cuadrante básico de paraboloides hiperbólico	15
6	Cambio de coordenadas para un cuadrante básico de paraboloides hiperbólico	15
7	Paraboloides hiperbólico	17
8	Esfuerzos sobre un elemento diferencial de domo esférico	18
9	Definición geométrica de domo y la fuerza normal debida a su peso	19
10	Equilibrio de fuerzas en un domo esférico	20
11	Comportamiento de un domo esférico bajo carga	21
12	Espacio plano entre la proyección vertical del domo y los muros	23
13	Arco típico de parábola bajo carga	24
14	Reacciones en los bordes de un paraboloides hiperbólico	26
15	Componentes de la fuerza actuante en los bordes inclinados	30
16	Soportes necesarios para un paraboloides hiperbólico	30
17	Dimensiones de los anillos que forman el domo	36
18	Intersecciones entre los anillos y los rayos que forman el domo	37
19	Dimensiones de la tapadera del domo	38

20	Refuerzo primario para las esquinas del ambiente cubierto por el domo	39
21	Refuerzo primario para el paraboloide hiperbólico (planta)	40
22	Refuerzo primario para el paraboloide hiperbólico (elevación)	41
23	Refuerzo primario o canasta base	41
24	Colocación del refuerzo secundario	43
25	Tensado de las dos capas del refuerzo secundario	44
26	Muestreo del mortero	45
27	Aplicación de la primera capa de mortero	46
28	Aplicación de la segunda capa de mortero	47
29	Aplicación de la tercera capa de mortero	48
30	Izado del domo esférico	49
31	Fijación de la estructura a los muros	51
32	Proceso de carga	53
33	Medición de las deflexiones en los techos cargados	54
34	Ubicación de los pesos colgantes que sirvieron de referencia para medir deflexiones en los techos cargados	55
35	Posición de los puntos de referencia para medir la deflexión de los techos cargados	55
36	Ubicación de las fisuras en el paraboloide hiperbólico	56
37	Bóveda construida de ferrocemento con acabados	57
38	Gráfica carga contra deformación en el punto 1	61
39	Gráfica carga contra deformación en el punto 2	61
40	Gráfica carga contra deformación en el punto 3	62
41	Gráfica carga contra deformación en el punto 4	62
42	Gráfica carga contra deformación en el punto 5	63
43	Gráfica carga contra deformación en el punto 6	63
44	Gráfica carga contra deformación en el punto 7	64

45	Gráfica carga contra deformación en el punto 8	64
46	Construcción de la gota del techo	65
47	Informe de desgaste por intemperismo acelerado para agregado fino	86
48	Informe de análisis granulométrico u contenido de materia orgánica en agregado fino	87
49	Informe para el ensayo a tensión de barras de acero	88
50	Informe para el ensayo a tensión de malla hexagonal	89
51	Informe para el ensayo a compresión de mortero	90

TABLAS

I	Programación del trabajo de campo (domo esférico)	31
II	Programación del trabajo de campo (paraboloide hiperbólico)	32
III	Datos carga contra deformación (paraboloide hiperbólico)	56
IV	Datos carga contra deformación (domo esférico)	57
V	Fuerzas normales en bóvedas con 7.068 m ² de área proyectada	67
VI	Fuerzas normales en un domo generado con un radio de 1.958 m	68
VII	Fuerzas normales en un paraboloide hiperbólico de 3m x 3m	70

GLOSARIO

Aditivos	Material añadido en pequeñas cantidades con relación a la masa del cemento, antes o durante la mezcla del mortero, de manera que aporten a sus propiedades determinadas modificaciones bien definidas.
Agregados	Materiales pétreos “inertes” resultantes de la desintegración natural de las rocas o obtenidas de la trituración de las mismas o de otros materiales inertes suficientemente duros.
Bóveda	Elemento espacial curvo para cubrir un claro.
Carga muerta	Es la carga que actúa en forma permanente sobre la estructura, y que se debe al peso de todos los componentes de ésta.
Carga viva	Carga que incluye las acciones derivadas del uso de la estructura, y que pueden variar en forma importante en el tiempo, distinguiéndose así de la carga muerta. Incluye mobiliario, personas y el peso de agua acumulada y otros elementos no permanentes.

Catenaria	Curva que toma una cadena o un cable cuando están suspendidos libremente en sus extremos separados horizontalmente. También al elemento estructural que toma esta forma y absorbe su peso propio y las cargas verticales adicionales, mediante esfuerzos de tensión. Estructuralmente, es el inverso de un arco.
Compresión	Estado de esfuerzos que produce un acortamiento de las fibras de la sección transversal de un elemento estructural. Es el estado de esfuerzos opuesto a la tensión.
Domo	Estructura de cubierta, de planta circular y de forma hemisférica.
Elemento estructural	Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada (arco, viga, columna, bóveda, losa, etc.)
Esfuerzo	Fuerza por unidad de área. Los esfuerzos directos son de compresión y de tensión. Se emplean también los términos fatiga o tensión con el mismo significado, pero el término más aceptado y apropiado para fines de ingeniería es el de esfuerzo.
Mortero	Es una mezcla de uno o varios aglomerantes minerales, agregados, agua y a veces adiciones y/o aditivos.

- Tensión** Esfuerzo principal que produce el alargamiento de un elemento estructural o de algunas fibras de sus sección transversal. Se emplea también el término tracción para definir este esfuerzo.
- Voladizo** Viga o loza empotrada en un extremo y libre en el otro.

RESUMEN

El presente trabajo presenta una alternativa para construir techos económicos con forma de domo esférico y de paraboloides hiperbólicos a partir de cáscaras de ferrocemento, con un sistema constructivo fácil de aprender y que no necesita de formaletas, herramientas ni mano de obra especializada.

Se presentan en los capítulos uno y dos las características físicas del ferrocemento y sus componentes; además, la forma como teóricamente se comportan las cáscaras de doble curvatura, específicamente se tratan las formas que se usaron en este trabajo.

El capítulo tres presenta los materiales empleados, las dimensiones usadas y el proceso constructivo usado, también se detalla para que el lector pueda tener una guía para la fabricación de estos techos.

En los últimos capítulos se examina experimental y teóricamente el comportamiento de los techos, brindando resultados satisfactorios; asimismo, se analizan los costos de cada uno de éstos y se comparan con los costos de otros techos usados tradicionalmente.

OBJETIVOS

Generales

1. Presentar nuevas alternativas para la construcción de techos de ferrocemento en viviendas de tipo mínimo.
2. Evaluar las ventajas mecánicas y económicas que la combinación del ferrocemento como material y las cáscaras de doble curvatura proporcionan en la construcción de techos de viviendas de tipo mínimo.

Específicos

1. Determinar teóricamente el comportamiento del domo esférico y del paraboloides hiperbólico funcionando como techos.
2. Evaluar el comportamiento bajo carga de los techos construidos con dichas formas.
3. Dar a conocer lo sencillo que resulta construir un techo de ferrocemento con forma de domo esférico o de paraboloides hiperbólico, sin que para ello sea necesaria una preparación especial por parte del constructor.
4. Proporcionar las recomendaciones y la información necesaria para la construcción de techos de ferrocemento de las formas mencionadas en dimensiones de 3m x 3m.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo fue realizado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería, donde se han generado las más importantes experiencias usando el ferrocemento como estructura en nuestro país. Éste reúne la experiencia de profesionales en el área de construcción, busca soluciones a algunas expectativas que el ferrocemento ha despertado y responder a las sugerencias que trabajos de graduación anteriores han planteado.

En busca de opciones para construir techos económicos, seguros, de fácil y rápida ejecución; en este trabajo se han combinado formas y materiales que unidos formen parte de un método constructivo sencillo en el cual no se necesite herramientas ni mano de obra altamente especializadas.

Las formas de doble curvatura tales como el domo esférico y el paraboloides hiperbólico que fueron las usadas en este trabajo tienen la característica de trasladar las fuerzas que actúan sobre ellas a través de su superficie hasta sus bases de tal manera que no necesitan contar con espesores grandes. Por ello, el material escogido para su construcción fue el ferrocemento, este es un concreto armado formado por un mortero rico en cemento que no necesita de formaletas para su colocación y refuerzo de acero de diámetros pequeños. Esta forma una canasta y se forra con capas de mallas que después de ser recubiertas con mortero forman paredes con espesores finales de 2.5 centímetros; este refuerzo puede ser armado en el suelo para luego ser llevados por un par de personas a su posición final sobre los muros para ser fijada y fundida.

Los techos que se construyeron (el domo esférico y el paraboloides hiperbólico) cubren totalmente un área de 9 metros cuadrados, en espacios de 3 x 3 metros; estas dimensiones se consideran comunes en viviendas populares, para soportarlas no se necesita de más apoyos que los muros perimetrales de los propios ambientes, mismos que por el bajo peso de la cubierta no necesitan el uso de materiales de alta resistencia.

El proceso de construcción se realizó con mano de obra inexperta con materiales y herramientas sencillas y comunes, para demostrar su aplicación práctica y detectar las posibles desviaciones que el proceso constructivo tenga con respecto de las condiciones idealizadas del diseño y la teoría que rige las formas empleadas.

El acabado final, así como la forma del techo tiene tantas alternativas como la imaginación y los recursos lo permitan, las posibilidades de cubrir áreas mayores sin necesidad de estructuras adicionales dependen del diseño y una buena ejecución.

1. ANTECEDENTES

El ferrocemento es un material que a partir de la construcción de un bote de remos en Francia a mediados del siglo XIX se aplicó en distintos campos, incluyendo el de la construcción de edificaciones en el siglo XX, en la construcción de techos en países como la antigua Unión Soviética se han cubierto lucas de hasta 30 metros, en los Estados Unidos de América usando paraboloides hiperbólicos existen estructuras como el techo de St. Edmund's Episcopal Church, Elm Grove, o el techo esférico del Kresge Auditorium.

Tailandia es el país con el desarrollo más notable en cuanto a la tecnología del ferrocemento actualmente, allí en 1976 se fundó el International Ferrocement Information Center (IFIC) en el Asian Institute of Technology, Bangkok.

Entre trabajos sobre ferrocemento en Guatemala, se encuentran los de la Asociación para la Recuperación, Manejo y Saneamiento Ambiental (ARMSA) quien en marzo de 1998 publica en su serie Manuales Populares el manual técnico de construcción No. 2 titulado Aljibes, como parte del proyecto Saneamiento Ambiental y Manejo del Recurso Agua en las zonas pobladas del Triangulo Nakúm-Yaxjá-Naranjo, que incluyó la construcción de más de 200 tanques de ferrocemento para cosecha de agua de 7 m³.

En estudios sobre techos de ferrocemento se encuentran los realizados en el Centro de Investigaciones de Ingeniería por los ingenieros Francisco Javier Quiñónez y Guillermo Iván Hernández quienes trabajaron en estudios del agregado y refuerzo para la fabricación de bóvedas de una curvatura y Mario Efraín Alfaro quien trabajó la construcción y evaluación de láminas acanaladas.

Recientemente, y como parte preparatoria a este trabajo se construyó una bóveda de doble curvatura con base elíptica (3.5 m x 5.5 m) como techo en la sala de la residencia del ingeniero Pablo de León Rodríguez, con atributos arquitectónicos que van más allá del objetivo final de usarlas para viviendas de tipo mínimo, pero que sirvió para examinar técnicas de construcción y aplicaciones de acabados que enriquecieron las experiencias en el uso del ferrocemento.

Las formas de los techos utilizadas son reconocibles en construcciones usadas en el medio guatemalteco, en el caso de la bóveda esférica, se pueden encontrar ejemplos de su uso en ambientes de conocidos hoteles y restaurantes de la ciudad capital, así como en edificaciones antiguas tales como las iglesias de La Antigua Guatemala; el paraboloides hiperbólico también ha sido usado en estructuras como el auditorium Francisco Vela de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

1.1 Diseño del ferrocemento

El ferrocemento es un concreto armado, la diferencia básica con éste es la manera de distribución del refuerzo, su forma de uso y otras diferencias deben considerarse; dichas diferencias son:

- Con el ferrocemento, dependiendo de los fines que se persigan los espesores varían, pero raramente exceden 4 cm, mientras que en el concreto armado los espesores tienen un espesor común de 10 cm.
- No se emplean agregados gruesos, que son una de las proporciones mayores en el concreto armado; en su lugar, las mezclas se enriquecen con cemento.
- El proceso constructivo exige mayor porcentaje de refuerzo que el concreto armado, en el ferrocemento existen dos fases de refuerzo; el primario, que es una estructura o canasta que define las formas de los elementos, y el secundario, constituido por una malla de alambres de pequeño diámetro y separaciones pequeñas que cubren uniformemente toda el área del refuerzo primario.
- Al tener el ferrocemento una mayor proporción de refuerzo de acero que el concreto armado, su resistencia al agrietamiento es mayor.
- En la mayoría de formas, el ferrocemento puede ser construido sin necesidad de formaletas, mismas que en el concreto armado convencional son necesarias.
- Si se usan formas tridimensionales, el ferrocemento puede cubrir grandes áreas sin necesidad de estructuras intermedias

El ferrocemento hace uso de la forma en lugar de la masa para resistir cargas, las cáscaras delgadas, de una o dos curvaturas o formas planas plegadas, reciben cargas tridimensionales, aunque condicionadas por la geometría de los elementos y la naturaleza de estas. Normalmente, las cáscaras son apoyadas a los miembros del borde, como las vigas o los muros perimetrales que proporcionan rigidez a las cáscaras.

El comité 594 ACI después de un análisis y numerosas pruebas acepta para el pronóstico del comportamiento del ferrocemento, un análisis estático semejante al diseño de esfuerzos de trabajo en concreto reforzado convencional, tomando en cuenta que el módulo del acero será el del alambre de la malla que se utilice. Con las consideraciones necesarias es posible aplicar el método de diseño de cargas últimas para miembros flexionantes del ACI 318, o un análisis semejante al de columnas en flexión pura.

El ferrocemento puede caracterizarse con parámetros como: la fracción de volumen de refuerzo (volumen total de refuerzo por unidad de volumen de compuesto) y la superficie específica de refuerzo (área total de refuerzo o área de contacto por unidad de volumen de compuesto)

1.1.1 Refuerzo de acero

El refuerzo primario o canasta que define la forma que tendrá finalmente el techo, puede ser de diferentes tipos: corrugado o liso, pero de diámetros pequeños; así permiten su manejabilidad sin sacrificar la resistencia y rigidez que éste debe transmitir a la estructura, es necesario considerar que de existir traslapes entre estas varillas estos incrementaran en el espesor final de la estructura.

Usualmente, al definir la geometría del techo es necesario tejer, traslapar y sujetar las varilla, para esto el alambre de amarre común es útil; sin embargo, existen estructuras en las cuales las uniones de las varilla deben ser flexibles, para esto se ha reemplazado dicho alambre por cintas elásticas, como por ejemplo la cinta aislante utilizada en electricidad.

La estructura o esqueleto formado debe fijarse en los bordes, usualmente a una solera final o de corona mediante pines dejados con ese propósito o incluso fundiendo dentro de esta solera la estructura después de haber colocado el refuerzo secundario.

El refuerzo secundario debe tener aberturas pequeñas (aberturas de $\frac{1}{2}$ pulgada), capaces de retener el concreto sin necesidad de formaleta de algún tipo, su resistencia es tan necesaria como su flexibilidad, puesto que debe tomar la forma del refuerzo primario o esqueleto. Para este refuerzo son útiles mallas de alambre soldadas, plegadas o tejidas de formas cuadradas, hexagonales o similares, las soldaduras proporcionan la resistencia necesaria; sin embargo, soldaduras inadecuadas producen puntos débiles, el sentido del refuerzo debe coincidir con las direcciones en que la tensión afecte la estructura.

Tanto la tensión como la flexión son capaces de producir agrietamiento en el ferrocemento, por eso es necesario considerar el volumen de refuerzo y el sentido de este en las zonas en que sea necesario.

Todo el refuerzo debe estar libre de grasa, pintura, polvo, óxido suelto u otras sustancias que puedan afectar la adherencia con el mortero.

Se debe tomar en cuenta que para las mallas tejidas, el módulo de estas no es necesariamente el mismo que el módulo de elasticidad del filamento o alambre del cual están elaboradas, porque las características físicas de estos filamentos, al ser tejidos toman formas onduladas o plegadas que al momento de ser tensadas se estrechan más que una malla soldada similar compuesta por alambres rectos, produciendo un módulo de elasticidad más pequeño. Es necesario considerar también los efectos producidos en la malla y su comportamiento por estar dentro del mortero. Si estos datos son necesarios y su precisión es importante en el momento del diseño, será necesario el realizar pruebas de tensión al compuesto del ferrocemento.

Es recomendable que la fracción de volumen total de refuerzo en ambas direcciones, no sea menor de 1.8 % y la superficie específica total de refuerzo en ambas direcciones, no sea menor de 0.08 mm² /mm³. La abertura de la malla recomendada no debe ser mayor que el espesor de la cáscara. Si se usa armadura de barras rigidizantes, esta no debe ocupar más del 50% del grosor del material de ferrocemento.

1.1.2 Composición del mortero

El mortero está formado por cemento, arena, agua y aditivos en algunos casos, las relaciones recomendadas son: relación arena/cemento de 1.5 a 2.5, y relación de agua/cemento de 0.35 a 0.5, sin que esta sea mayor de 0.4 cuando la estructura deba retener agua o líquidos; estas cantidades son determinada en peso.

La arena empleada debe ser inerte, limpia, libre de materia orgánica o sustancias nocivas y relativamente sin limo ni arcilla. Las partículas deberán tener un tamaño máximo de 2 mm. y puede trabajarse con arenas ligeras, dependiendo del uso final de la estructura, pues esta reducirá la densidad y la resistencia de esta.

El agua usada debe estar libre de materia orgánica, sal, ácidos, aceites, cloruros y otras impurezas, y tal como ocurre en el concreto común, el exceso de esta afectará la resistencia del producto final.

Los aditivos pueden emplearse con diferentes fines, como la reducción de la cantidad de agua, para incrementar la resistencia o reducir la permeabilidad, así como evitar las reacciones con armaduras galvanizadas, pueden incluirse también fibras para evitar el agrietamiento, elevar la resistencia al impacto y cubrir las aberturas del refuerzo de acero al momento de aplicar el mortero sin desperdicio de éste.

Las normas ASTM C144 y COGUANOR 410066 recomiendan los límites permisibles para los agregados de los morteros y rangos permisibles para otras características, una correcta granulometría ayudará tanto en el estado plástico (trabajabilidad) como en el estado endurecido de los morteros (resistencia).

2. DESARROLLO TEÓRICO

2.1 Características del modelo investigado¹

Las cáscaras o cascarones son elementos que usan curvaturas dobles o sencillas para resistir cargas esencialmente por esfuerzos de compresión. Idealmente, es necesario que la curva que dé forma a la estructura sea el inverso de la catenaria que se formaría al aplicar una carga uniformemente distribuida sobre un cable. De no guardarse esta geometría, la transmisión de cargas daría lugar a la existencia de cortantes, tensiones y flexiones que deberán tomarse en consideración al momento de diseñar, haciendo uso de formas eficientes como las logradas usando dobles curvaturas.

Parte de la eficiencia en uso de materiales se debe a la forma de las cáscaras, que permiten hacer uso de espesores muy pequeños, puesto que la carga se transmite tangente a la superficie por la membrana de tensión, pero esto mismo hace que la estructura se pueda ver afectada por imperfecciones en las formas que produzcan flexiones locales, las cáscaras son poco resistentes a cargas concentradas excepto en zonas donde las curvaturas son muy grandes.

Se deben considerar también las concentraciones de esfuerzos que se presentan en los bordes de estas estructuras para ser corregidos mediante elementos rigidizantes o engrosamientos que dispersen dichas concentraciones.

En la parte *a* de la figura 1 se muestra una cáscara de forma arbitraria, y un elemento típico de la superficie se muestra en una escala mayor en las partes *b* *c* y *d* donde se muestra la carga w junto con el sistema de fuerzas interiores que se mantienen en equilibrio.

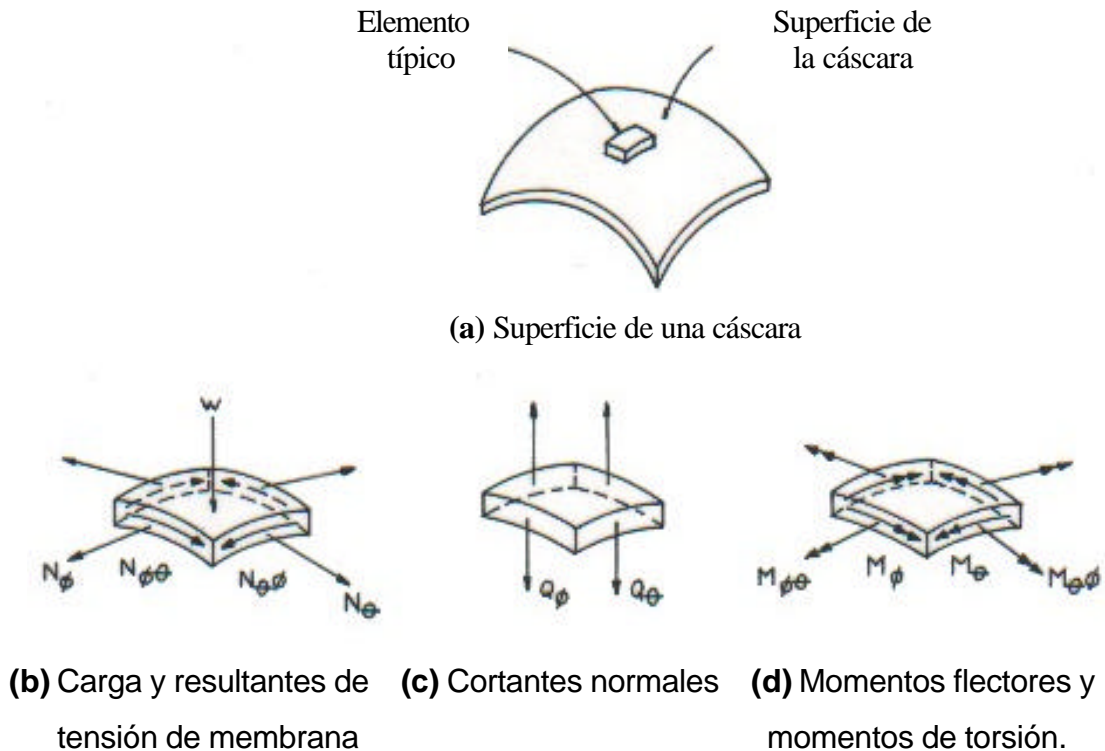
Estas fuerzas están en términos de esfuerzos resultantes, porque ellas son iguales a la integral de los esfuerzos unitarios normales o cortantes actuando sobre las caras cortadas de el elemento. En general, la integración se lleva a cabo por encima del espesor, para que una tensión resultante como N_ϕ se exprese en unidades de fuerza por unidad de longitud a lo largo de la línea de corte.

En la parte *b* de la figura 1 se muestran las resultantes de la membrana de tensión. Estas actúan en un plano tangente a la cáscara en un punto particular. Las resultantes de membrana de tensión normales N_ϕ y N_θ actúan perpendiculares a las caras cortadas, mientras los cortantes de membrana $N_{\phi\theta}$ y $N_{\theta\phi}$ actúan paralelas a esas caras. El corte normal Q_ϕ y Q_θ actúa perpendicularmente al plano tangente, como se muestra en la figura No. 1c los momentos flectores M_ϕ y M_θ , así como los momentos de torsión $M_{\phi\theta}$ y $M_{\theta\phi}$, se representan por vectores actuando en el plano tangente, y se muestran como vectores de doble cabeza en la parte *d* de la figura 1.

Es fácil notar que hay 10 resultantes independientes desconocidas para ser determinadas, que debe ser como se equilibre la carga aplicada W . Puesto que hay seis ecuaciones independientes de equilibrio disponibles en cualquier punto (tres de equilibrio de fuerzas y tres de equilibrio de momentos) está claro que el problema de las cáscara es estáticamente indeterminado y que, en general, deben considerarse condiciones de compatibilidad, así como las relaciones fuerza-desplazamiento para obtener una solución.

Sin embargo, en casos específicos muchos de estos esfuerzos resultantes pueden ser despreciablemente pequeños. En las cáscaras de doble curvatura como los domos esféricos, por ejemplo, las cargas de la superficie se sostienen en equilibrio principalmente por las tensiones de membrana a lo largo de la mayoría de la cáscara. Para cáscaras cilíndricas normalmente pueden descuidarse los momentos flectores longitudinales y los momentos de torsión. Por suposiciones como estas, justificadas en casos particulares, el análisis de las cáscaras puede simplificarse substancialmente.

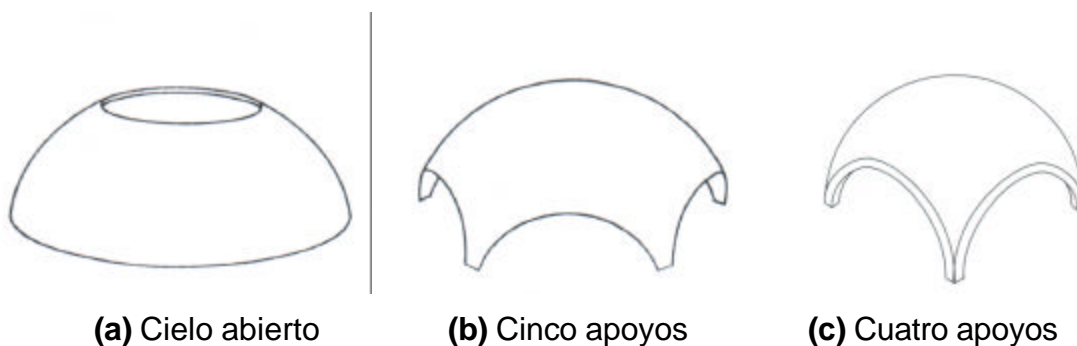
Figura 1 Esfuerzos resultantes sobre un elemento típico de cáscara.



La cúpula esférica es una superficie que se forma por la rotación de una curva plana sobre un eje vertical, esta superficie se puede visualizar como formada por meridianos que transmiten por compresión las cargas hacia los apoyos y por paralelos que restringen la deformación transversal de los meridianos, trabajando a tensión en algunas zonas y a compresión en otras.

La cúpula esférica puede presentar variaciones, dependiendo de las necesidades de iluminación, de ventilación o de apoyos que se presenten, pueden ser completamente cerradas o presentar lucernarios u otras aplicaciones que dejen abierta su parte superior; para ello se deben diseñar anillos de compresión en estos bordes que satisfagan las necesidades estructurales de estas ubicaciones. Asimismo, los apoyos pueden ser restringidos desde toda la longitud de su anillo último a unos cuantos puntos de apoyo para aperturas arqueadas a lo largo del borde más bajo, se deben diseñar estos arcos a compresión para que puedan transmitir correctamente las cargas que han de recibir. En general, pueden presentarse diferentes formas, desde la semiesférica hasta la cónica. La figura 2 presenta algunas formas adoptadas para la cúpulas.

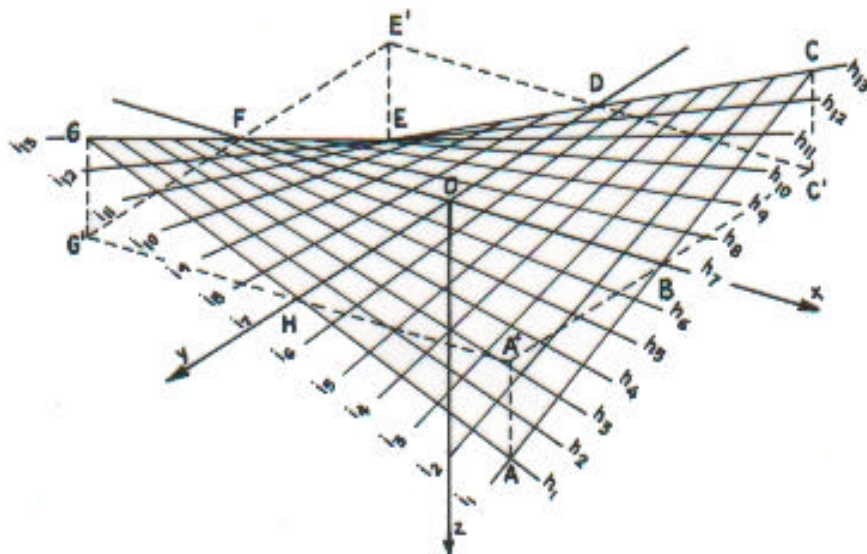
Figura 2 Cúpulas



El paraboloides hiperbólico es una superficie de doble curvaturas que puede definirse de dos maneras, como una superficie de traslación o como un paralelogramo alabeado, en el primer caso, la superficie puede ser definida trasladando una parábola vertical que tiende hacia arriba, sobre otra parábola cuya curvatura tiende hacia abajo.²

La superficie del paraboloides hiperbólico también puede ser generada como se muestra en la figura 3, moviendo por el eje Y una línea recta que permanece siempre paralela al plano XZ, pero pivotando en ésta al trasladarse por la línea recta ABC. La superficie resultante se representa en la figura 3 por la cuadrícula que forman las líneas h_n e i_n y los puntos que las intersecciones de estas producen están contenidas en la superficie. Respecto al plano horizontal $A' C' E' G'$ puede decirse que la superficie se define al deformar este plano empujando sus esquinas A' y E' hasta sus nuevas posiciones A y E . Las líneas h_n e i_n son por supuesto más largas en la superficie alabeada que en la superficie proyectada sobre el plano horizontal, de tal manera que el punto A pueda quedar directamente debajo del punto A' .

Figura 3 Definición de la superficie del paraboloides hiperbólico



$$X = x' \cos \phi + y' \operatorname{sen} \phi = 0.7071 (x' + y') \quad (2a)$$

y

$$y = x' \operatorname{sen} \phi - y' \cos \phi = 0.7071 (x' - y') \quad (2b)$$

Sustituyendo la ecuaciones (2a) y (2b) en la ecuación (1) se tiene que

$$z = kxy = 0.5k (x' + y') (x' - y')$$

$$z = 0.5k [(x')^2 - (y')^2] \quad (3)$$

que define la superficie del paraboloides hiperbólico en términos de nuevo sistema de coordenadas. La posición rotada de las coordenadas del ya mencionado cuadrante ABOH es mostrado en la figura 6.

Figura 5 Rotación de ejes 45°

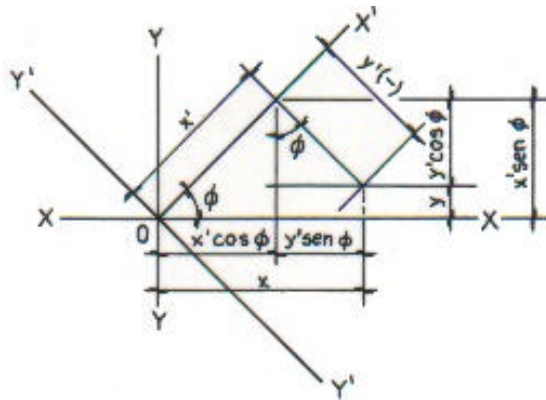
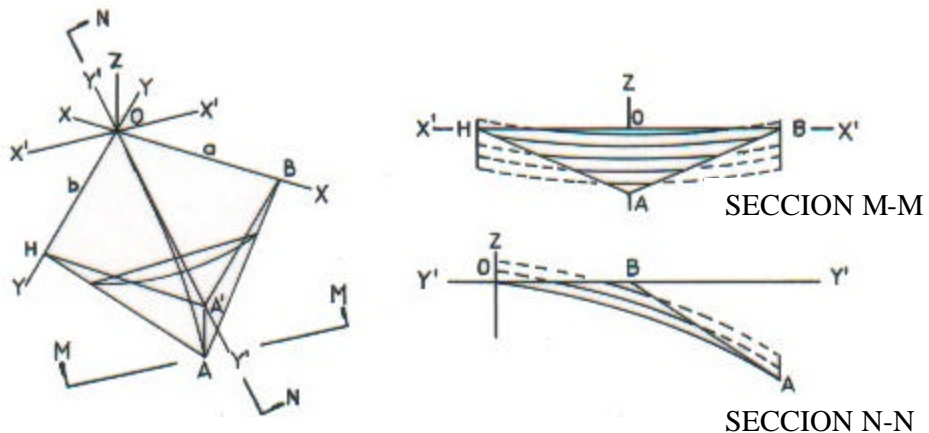


Figura 6 Cambio de coordenadas para un cuadrante básico de paraboloides hiperbólico



Un estudio de propiedades físicas de la superficie es posible introduciendo valores de x' , y' y z en la ecuación (3). Cuando x' es constante,

$$z = 0.5 k(x')^2 - 0.5 k(y')^2$$

$$z = k_1 - 0.5 k(y')^2$$

$$z' = -0.5 k(y')^2 \tag{4}$$

que es la ecuación de una parábola situada en o paralela a el plano $Y'Z$. El vértice de la parábola se define poniendo $x' = 0$ y se intersectan en el eje X' con los orígenes de los eje X' , Y' y Z , pero para cualquier otro valor de x' el vértice esta arriba del plano $X' Y'$. En cualquier caso, los ejes principales de todas estas parábolas son paralelas al eje Z y están en el plano $X'Z$.

De manera semejante, si y' es constante

$$z = 0.5 k(x')^2 - 0.5 k(y')^2$$

$$z = 0.5 k(x')^2 - k_2$$

$$z' = 0.5 k(x')^2 \tag{5}$$

la ecuación (5) es la expresión general para una parábola puesta en o paralela al plano $X'Z$. Si $y' = 0$; la ecuación representa una parábola que tiene un vértice que cruza al eje Y' en el origen. Cualquier otro valor de y' define una parábola que tiene su vértice debajo del plano $X'Y'$ pero con su eje principal paralelo al eje Z y puesto en el plano $Y'Z$.

Es importante notar en las ecuaciones (4) y (5) que para cualquier superficie alabeada, cualquier valor de x' y y' puede ser variado sin afectar el término “ $0.5k$ ” de la ecuación de la parábola. Como resultado todas las parábolas en ambas direcciones tienen la misma forma. Se debe notar también que una de las expresiones es positiva mientras que la otra es negativa, la diferencia en el signo indica que las parábolas paralelas al plano $X'Z$ son cóncavas hacia arriba, mientras que las paralelas al plano $Y'Z$ son cóncavas hacia abajo.

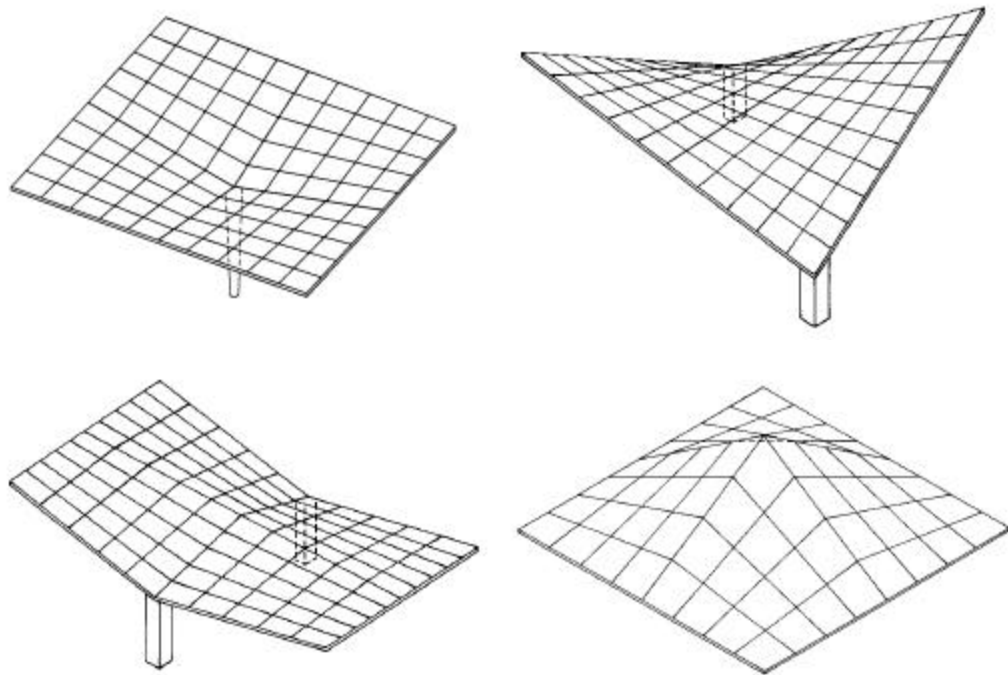
Si se le da un valor constante a z en la ecuación (3)

$$1 = k_3 [(x')^2 - (y')^2] \quad (6)$$

Esta es la ecuación de un plano horizontal que corta la superficie alabeada, la elevación depende del valor particular dado a z. El corte de este plano forma una hipérbola, lo cual indica el porque se designa como hiperboloide parabólico al cascaron o superficie que se forma.

Existen gran variedad de formas de techos que se pueden desarrollar con el uso de superficies alabeadas enteras o combinando las partes de esta en varias maneras; algunos ejemplos de esto son mostradas en la figura 7

Figura 7 Paraboloides hiperbólicos



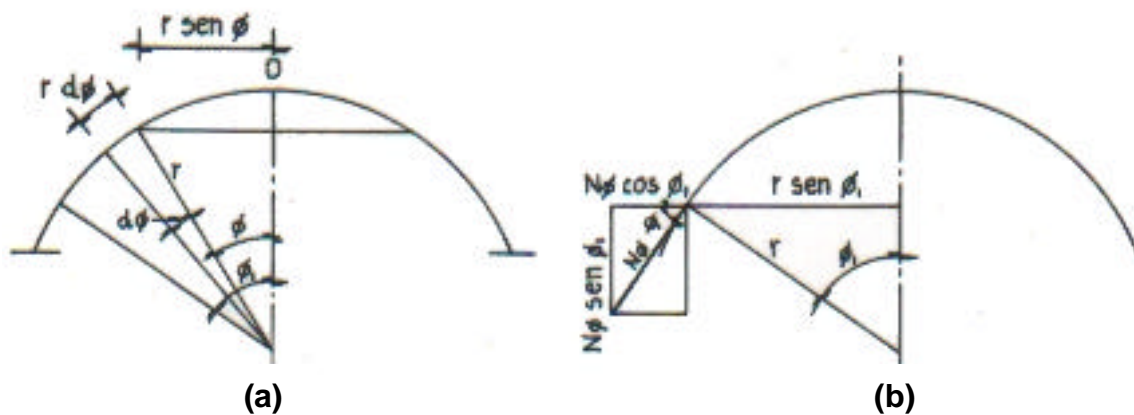
2.2 Diseño teórico

2.2.1 Domo esférico³

Consideramos al domo formado por la sucesión de anillos con una superficie formada al girar $r d\phi$ sobre el eje vertical figura 8 parte a

$$r d\phi 2\pi r \text{sen}\phi$$

Figura 8 Geometría del domo y fuerza normal



La superficie total de la cáscara sobre el nivel del punto 1 se encuentra integrando esta expresión entre los límites cero y ϕ_1 para obtener

$$A = 2\pi r^2 (1 - \cos \phi_1) \quad (7)$$

Si la carga muerta (w_m) por unidad de superficie es constante, la carga total sobre el nivel 1 es entonces

$$W_m = 2\pi r^2 w_m (1 - \cos \phi_1) \quad (8)$$

Si la carga viva (wv) por unidad de área horizontal es constante, la carga total sobre el nivel 1 es entonces

$$W_s = \pi r^2 W_s \text{ sen}^2 \phi_1 \quad (9)$$

Definiéndose una porción de la cáscara sobre cualquier círculo de latitud conocida, el empuje o fuerza normal en el meridiano del borde, puede calcularse a partir de una consideración de equilibrio vertical para esa porción de la cáscara. En la figura 8 parte *b* W es la carga total de la cáscara sobre el nivel definido y N_ϕ es la fuerza normal por unidad de longitud, entonces

$$W = -2\pi r \text{ sen } \phi_1 N_\phi \text{ sen } \phi_1 \quad y$$

$$N = \frac{W}{2\pi r \text{ sen}^2 \phi_1} \quad (10)$$

Es notorio que la fuerza normal siempre es compresiva. Si el domo es hemisférico, el empuje alcanza un valor máximo de $W/(2\pi r)$ con $\phi_1 = 90^\circ$.

Figura 9 Esfuerzos sobre un elemento diferencial de domo esférico

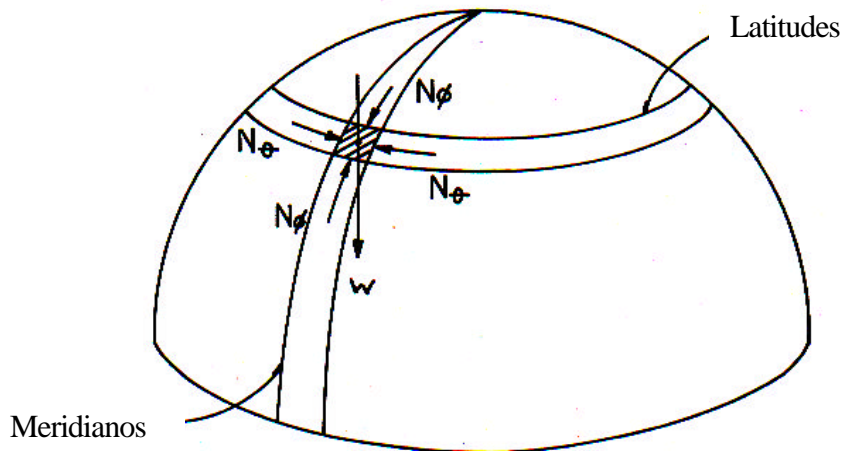
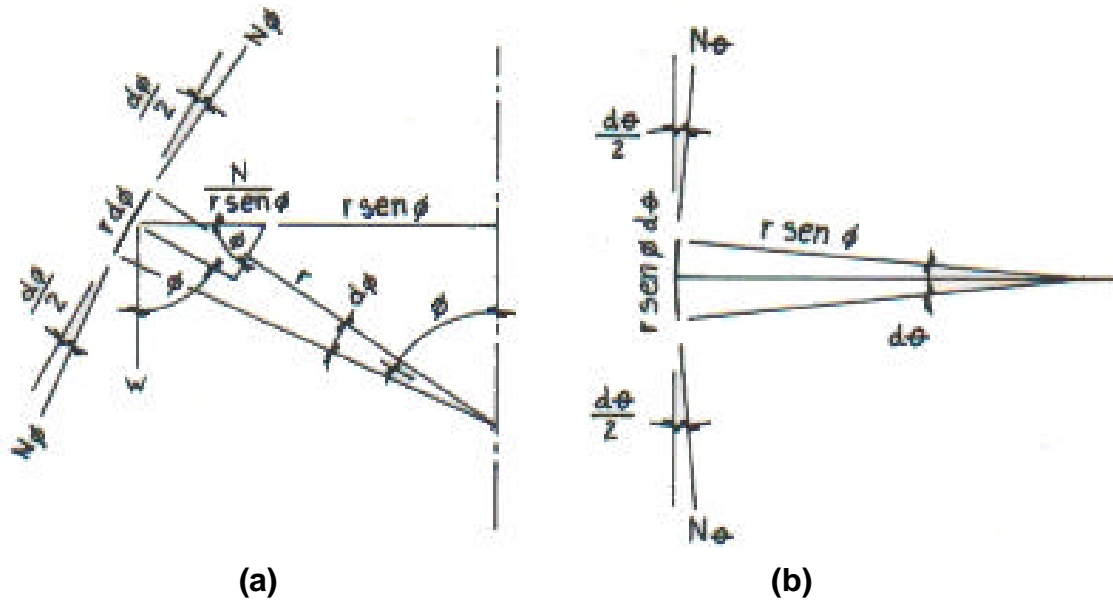


Figura 10 Equilibrio de fuerzas en un domo esférico



La tensión en la circunferencia se obtiene del equilibrio del pequeño elemento sombreado que se muestra en las figuras 9 y 10 a y b.

Definiendo la componente de carga en la dirección normal de la cáscara

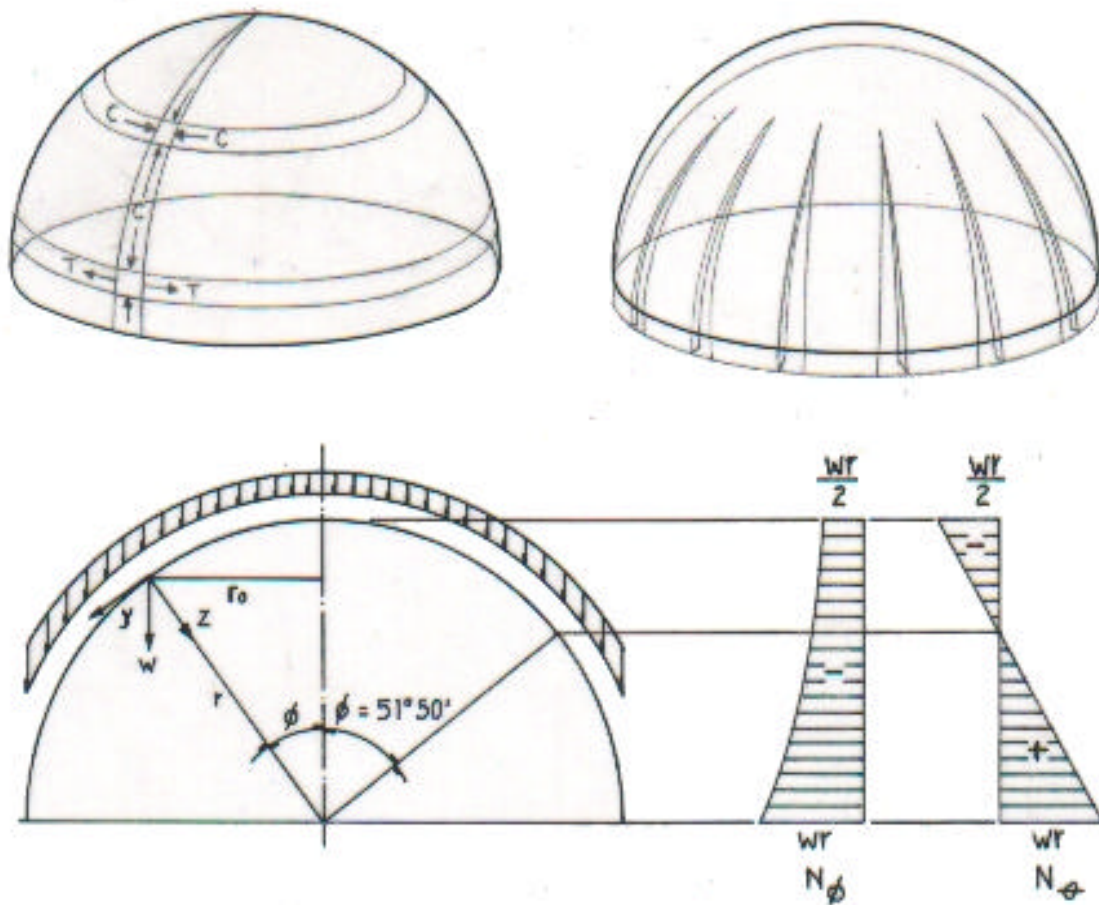
$$wz = w_m \cos \phi + w_v \cos^2 \phi_1$$

Entonces, la tensión de la circunferencia es

$$N_{\phi} = -N_{\phi} - wz r \tag{11}$$

Relacionando N_ϕ y N_θ y teniendo en cuenta que para el caso del domo la carga es uniformemente distribuida encima de la superficie, en empuje meridional, siempre será compresivo, variando desde un mínimo de $-wr/2$ en la cima a $-wr$ si ϕ llega a ser de 90° . La tensión de la circunferencia varía desde $-wr/2$ (compresión) en la cima a wr (tensión) con $\phi = 90^\circ$. El punto de transición en que la tensión de la circunferencia es cero ocurre cuando $\phi = 51^\circ 50'$ como se muestra en la figura 11.

Figura 11 Comportamiento del domo esférico bajo carga



Si se construye un segmento de cáscara con ϕ_1 menor a 90° el empuje meridional tendrá una componente exterior que debe ser resistida por una viga de anillo que proporcione una fuerza radial exterior de $N\phi \cos \phi_1$ por unidad de longitud. La expresión para encontrar la tensión que debe resistir este anillo es

$$T = \frac{W \cos \phi_1}{2\pi \sin \phi_1} \quad (12)$$

El anillo inferior o viga de anillo es un elemento que funciona como se mencionó aunque no siempre soportara tensiones como en el caso de ϕ_1 menor a $51^\circ 50'$

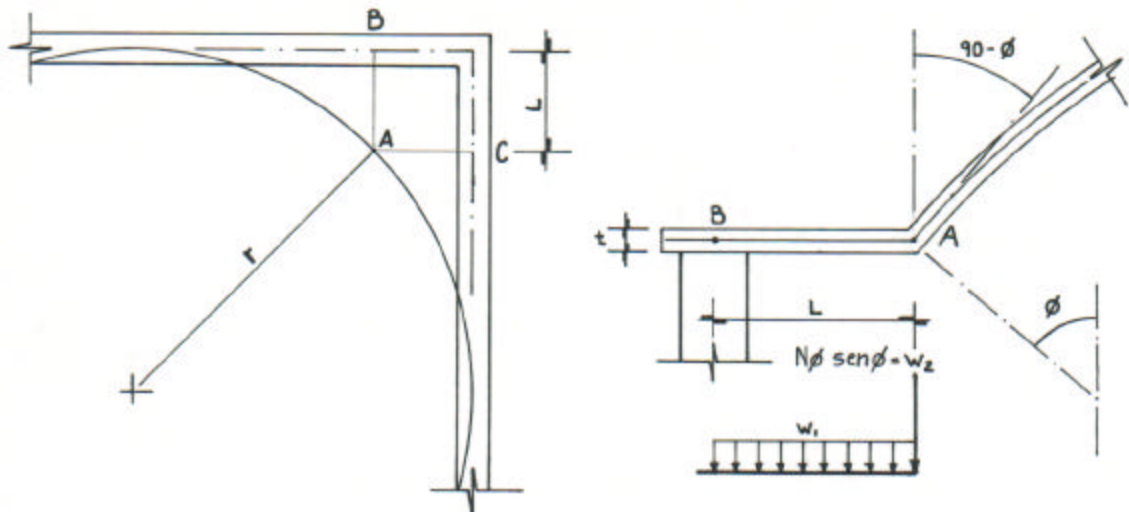
Es un elemento que proporciona rigidez y estabilidad ante una incompatibilidad de fuerzas cerca de dicho anillo que podría causar flexiones locales dependiendo de apoyo que se utilice.

Debe considerarse que el análisis anterior pertenece a una cáscara esférica para las condiciones de tensión de membrana. Mientras los resultados están cerca de las tensiones reales encima de la parte superior de la cáscara uniformemente cargada, debe dirigirse la atención a las fuerzas resultante de concentraciones de cargas, de desequilibrio de estas, de los efectos de contracción por temperatura, de discontinuidades en los bordes y apoyos.

En el caso de apoyos en solo algunos puntos a lo largo de último anillo del domo, tal como ocurre al apoyar esta estructura circular sobre los muros de un ambiente cuadrado, quedaran cuatro esquinas que deben cubrirse con otra forma de cáscara o con una loza que pueda transmitir desde los muros el apoyo que el domo necesita en toda la longitud de su último anillo.

Para cubrir los espacios que quedan libres se puede utilizar el mismo ferrocemento que el usado para construir cáscaras horizontales planas del mismo espesor que el domo esférico. Este funciona como segmentos de loza diseñados para actuar como voladizos que deben resistir el momento combinado de su carga muerta, su carga viva $M = (w_1 L)/2$ y el momento generado de la carga por unidad de longitud que representa el domo apoyado sobre uno de sus extremos con un brazo que puede considerarse como la distancia L perpendicular al muro en que este se apoye ($N\phi \text{ sen}\phi_1 L$); aunque esto brindará una mayor resistencia de la necesaria pues se estará soportando la carga del punto A desde dos direcciones distintas B y C como se ilustra en la figura 12.

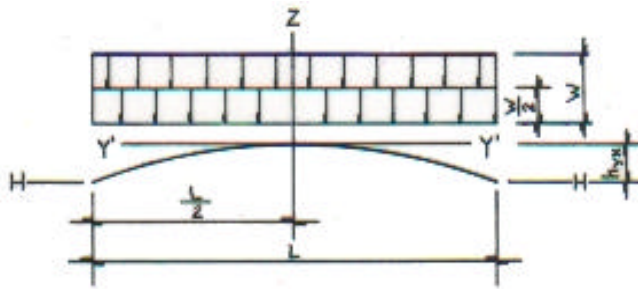
Figura 12 Espacio libre entre la estructura del domo esférico y los muros



2.2.2 Paraboloide hiperbólico⁴

En la figura 13 se muestra un arco típico de la parábola que se muestra al hacer un corte paralelo al plano Y'Z. Como la superficie se compone de dos conjuntos de arcos hiperbólicos, uno normal al otro y todos tienen la misma forma, se puede asumir que la carga w total se divide igualmente en dos direcciones. Cualquier arco lleva una carga correspondiente a $w/2$.

Figura 13 Arco típico de parábola bajo carga



El momento interno en cualquiera de los dos arcos idealmente articulados es igual al momento flector simple de una viga horizontal, menos el momento debido a la reacción horizontal H . El momento flector simple sobre una viga debido a la carga uniforme es $(w/2)(L^2/8)$. El momento flector a través de un arco hiperbólico que se soporta solo una carga uniforme es igual a cero. De aquí en adelante el momento producido por el empuje horizontal debe ser igual y contrario al momento flector simple de una viga. Por lo tanto, el momento de empuje Hh_{xy} es

$$H (-h_{xy}) = \frac{w L^2}{2 \cdot 8} \quad (13a)$$

$$\text{o } H = \frac{-w L^2}{4 \cdot 4h_{xy}} \quad (13b)$$

Pero la expresión para todos los arcos en esta dirección ha sido mostrada en la ecuación (4) y es:

$$z' = -0.5k(y')^2$$

$$\text{siendo } z' = h_{xy} \text{ y } y' = \frac{L}{2}$$

$$h_{xy} = -0.5 k \left[\frac{L^2}{4} \right]$$

$$\text{o } \frac{L^2}{4 h_{xy}} = \frac{-1}{0.5 k}$$

Sustituyendo esto en la ecuación (13b) se tiene que

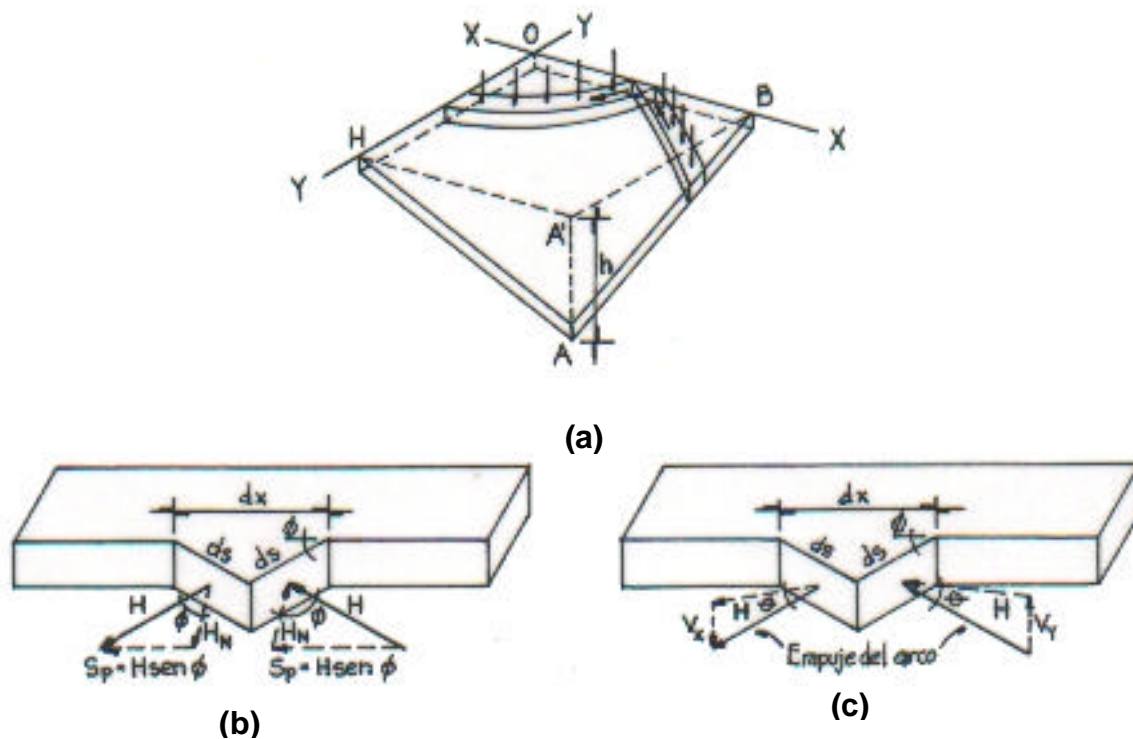
$$H = \frac{-w}{4} \left[\frac{-1}{0.5 k} \right] = \frac{w}{2k} = \frac{wab}{2h} \quad (14)$$

La ecuación (14) da la tensión o compresión inducida en la cáscara por una carga uniforme. El cascaron se debe reforzar solo para esta fuerza, ya que la pendiente del cascaron se eleva cerca de la columna, la carga no es estrictamente uniforme; pero la desviación desde la carga uniforme es insignificante.

Anteriormente se ha supuesto que los arcos se soportan apropiadamente en sus extremos. La validez de esta suposición se demostrará.

En la figura 14, en la parte *a*, se muestran las posiciones teóricas de arcos típicos de parábolas e indica su acción en los miembros del borde de el techo. Cada arco ejerce una fuerza vertical y una fuerza horizontal en sus bordes. Mientras que en la parte *b* de la misma figura se ve que donde dos arcos perpendiculares se cruzan en el borde, las componentes normales H_N de H son iguales en magnitud, pero opuestas en dirección. Como resultado ambas componentes se cancelan una a la otra y no hay fuerza normal en cualquiera de los bordes.

Figura 14 Fuerzas generadas en los bordes por los arcos típicos de parábola



Los otros componentes horizontales de las fuerzas H , llamadas S_p en la parte *b* de la figura 14 actúan en la misma dirección para ambos conjuntos de arcos, y por lo tanto se suman. Cuando se aplica a la superficie de longitud ds una fuerza igual a $S_p ds$ o $H \sin \phi ds$.

Para determinar la intensidad de la fuerza de corte S por unidad de longitud a lo largo de la viga del borde, una ecuación de equilibrio se escribe para las fuerzas paralelas al borde actuando sobre la pequeña cuña triangular.

$$2H \operatorname{sen} \phi \, ds = S \, dx$$

de aquí

$$S = 2H \operatorname{sen} \phi \frac{ds}{dx} = 2H \operatorname{sen} \phi \cos \phi$$

$$\text{con } \phi = 45^\circ \text{ y } H = \frac{w}{2k}$$

$$S = 2 \left[\frac{0.5 w}{2k} \right] = \frac{w}{2k} = \frac{wab}{2h} \quad (15)$$

El efecto de las componentes verticales V a lo largo de los ejes horizontales OB y OH es diferente en los borde AB y AH . En cualquier caso, debido a que la línea de empuje en una arco parabólico que sostiene una carga uniforme sigue el eje centroidal, el componente vertical combinado en cualquier punto debido al empuje en los dos arcos es:

$$V = \Sigma H \tan \theta = H \, dz/dy' + H \, dz/dx' \quad (16)$$

Donde el ángulo θ queda en un plano vertical entre la línea de empuje del arco y su proyección horizontal como se muestra en la parte c de la figura 14. De la ecuación (3) las pendientes de los arcos son:

$$\frac{dz}{dy'} = (-0.5k)(2y') = -ky' \quad (17a)$$

y

$$\frac{dz}{dx'} = (0.5k)(2x') = +kx' \quad (17b)$$

En cualquier punto sobre el eje horizontal OH, $x' = y'$ como es evidente en la figura 6. Por consiguiente por las ecuaciones (17) las pendientes de los dos arcos deben ser iguales pero de signos contrarios. Los componentes verticales, por lo tanto, se cancelan por ser iguales en magnitud pero diferentes en dirección. Los componentes verticales a lo largo del eje OB también se anulan.

A lo largo de los ejes inclinados, las coordenadas x' y y' no son iguales en ningún punto. Con el eje OB en la figura 6 igual a a y OH igual a b , la ecuación de la línea AB es de la forma general $y = mx + b$

$$y' = x' - a\sqrt{2} \quad (18)$$

Sustituyendo este valor en las ecuaciones (17), las pendientes de los arcos en el eje AB son:

$$\frac{dz}{dy'} = -k(x' - a\sqrt{2}) \quad (19a)$$

y

$$\frac{dz}{dx'} = kx' \quad (19b)$$

Sustituyendo en la ecuación (16) la componente vertical neta del empuje del arco en el borde es:

$$V = H[-k(x' - a\sqrt{2})] + H(kx') = Hka\sqrt{2} \quad (20)$$

Con $k = h/ab$ la ecuación (20) puede escribirse

$$V = H \frac{h}{ab} a\sqrt{2} = \frac{Hh\sqrt{2}}{b} \quad (21)$$

La fuerza V es aplicada sobre la superficie que tiene la longitud ds en la parte c de la figura 14. Para determinar la intensidad V' por unidad de longitud de la viga del borde,

$$V'dx = Vds = \frac{Hh}{b} ds$$

$$V' = V \frac{ds}{dx} = V \cos \phi = \frac{V}{2}$$

Por lo tanto, de la ecuación (21)

$$V' = \frac{Hh}{b} \left[\frac{1}{2} \right] = \frac{Hh}{b} \quad (22a)$$

De manera similar puede mostrarse que la fuerza vertical ejercida por la cáscara a lo largo del borde HA es

$$V' = \frac{Hh}{a} \quad (22b)$$

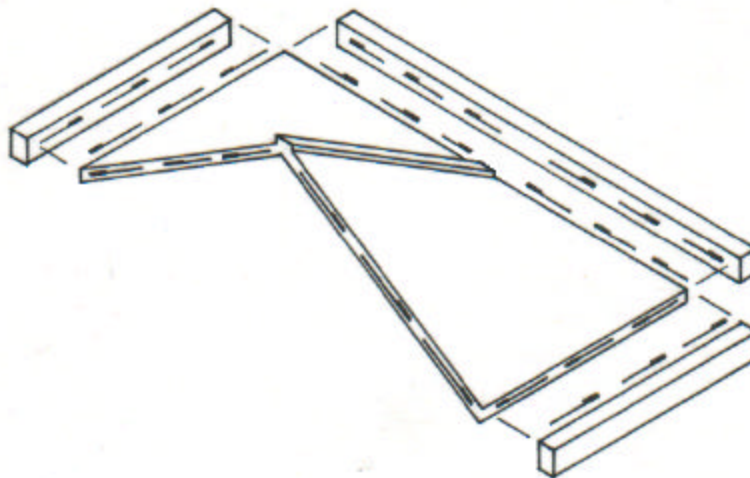
Si no hubiera otra fuerza presente a lo largo de los bordes inclinados, la cáscara requeriría solo apoyos verticales; sin embargo, como se ha mostrado previamente, los arcos ejercen simultáneamente una fuerza horizontal en el plano del borde. Las dos fuerzas, horizontal y vertical, combinadas como se muestra en la figura 15 producen una fuerza resultante paralela al borde.

Figura 15 Componentes de la fuerza actuante en los bordes inclinados



En resumen, el resultado neto de la interacción de los dos sistemas de elementos de arco es que ellos ejercen simplemente fuerzas cortantes paralelas a los bordes. Por lo tanto, la suposición de que los extremos de los arcos se soportan adecuadamente es justificada, un soporte apropiado será proporcionado por la presencia de miembros paralelos a los bordes como se muestra en la figura 16.

Figura 16 Estructura necesaria para resistir las fuerzas generadas por el paraboloides hiperbólicos.



3. DESARROLLO EXPERIMENTAL

3.1 Programación del trabajo de campo

La siguiente programación es para el caso de un techo en forma de domo esférico que cubra un ambiente de 3 x 3 metros (Tabla I).

Tabla I Programación del trabajo de campo (Domo esférico)

Actividad / Duración en días	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Marcado y corte de varillas	X											
Unión y doblado de piezas	X											
Armado de la canasta		X	X									
Colocación de primera capa de malla				X								
Colocación de segunda capa de malla					X							
Tensado de malla						X	X	X				
Colocación y fijación de la canasta reforzada								X				
Aplicación de primera capa de mortero									X			
Aplicación de segunda capa de mortero										X		
Aplicación de tercera capa de mortero											X	
Repello y acabado												X

La programación esta hecha considerando el trabajo de dos personas. Para el caso de la construcción de un techo con forma de paraboloides hiperbólico que cubra un ambiente de 3 x 3 metros.

Tabla II Programación del trabajo de campo (Paraboloide hiperbólico)

Actividad / Duración en días	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Marcado y corte de varillas	X									
Unión y doblado de piezas	X									
Armado de la canasta		X								
Colocación de la primera capa de malla			X							
Colocación de la segunda capa de malla				X						
Tensado de malla					X	X				
Colocación y fijación de la canasta reforzada						X				
Aplicación de primera capa de mortero							X			
Aplicación de segunda capa de mortero								X		
Aplicación de tercera capa de mortero									X	
Repello y acabado										X

La programación esta hecha considerando el trabajo de dos personas. Para los muros que han de sostener este techo se podrán usar cualquier alternativa que soporte una carga muerta de 91.5 kg/m.l. que es 1.4 veces el peso propio del techo mas 1.7 veces una carga viva mínima multiplicado con un factor de seguridad de 0.85, pues la forma de los techos no permite tránsito, las características de el sistema constructivo de los muros y su remate definirán el sistema de fijación, este tema se tratará adelante.

3.2 Materiales empleados

3.2.1 Varillas de acero

El acero debe resistir principalmente las fuerzas de tensión que se generen en la estructura, como parte del ferrocemento, este debe definir la forma que tendrá la estructura y reforzar las zonas que sean necesarias, para esto debe ser flexible, resistente y de pequeños diámetros para que ya recubierta adecuadamente con un mortero no genere espesores de mas de 2.5 cm. Para mejorar la adherencia con el mortero y la malla, es preferible que sea corrugada, por esto se escogió para la construcción de los techos el acero de alta resistencia de 4.5 mm de diámetro.

Los informes de laboratorio de las características físicas y mecánicas de esta varilla se incluyen en los anexos.

3.2.2 Malla hexagonal

Las propiedades de la malla hexagonal presentan desventajas y ventajas en comparación a otras malla, por ser entorchada falla con mayor facilidad en el sentido transversal, pero esto debe considerarse al momento de colocar la malla, teniendo cuidado de usarla en el sentido correcto, las mallas soldadas (no entorchadas) no presentan este problema pero no se adaptan fácilmente a formas curvas, son más caras y menos comunes.

La decisión del uso de dos capas se basa en recomendaciones de estudios realizados anteriormente, donde se demuestra que el incremento de capas de refuerzo aumenta la resistencia a flexión del ferrocemento pero en factores pequeños en relación al incremento del costo. Los informes de laboratorio de las características físicas y mecánicas de la malla hexagonal se incluyen en los anexos

3.2.3 Mortero

El mortero es una masa compuesta de agregado fino (arena) como material de relleno, un aglutinante (cemento) y agua, que aportan sus distintas propiedades a la mezcla, la arena debe ser un material inerte, de buena calidad que en laboratorio se puede caracterizar por su granulometría, módulo de finura, forma, textura de las partículas y otras, en términos generales se puede decir que a mayor cantidad de arena, la resistencia del mortero disminuye, se vuelve poco trabajable por la poca lubricación entre partículas que brinda la pasta o cemento, y se obtiene un mortero con poca retracción (poco agrietamiento) y de textura rugosa. Con una menor cantidad de arena, se debe aportar mas cemento, lo que hace un mortero mas caro pero mas impermeable y de mayor resistencia.

El cemento en nuestro medio se comercializa comúnmente en opciones en que generalmente varía la resistencia final que este alcanza, y el agua debe ser potable de preferencia para lograr un mortero de buena calidad.

El mortero como un todo posee propiedades en sus dos estados, en su estado plástico se encuentra la trabajabilidad, que es combinación de propiedades como plasticidad, consistencia, cohesión y adherencia y define la capacidad del mortero de poder ser extendido fácilmente y sin derramarse. Cuando ya ha endurecido tiene propiedades como durabilidad, elasticidad, resistencia a la compresión y apariencia.

La relación utilizada de 1:4 (arena de río / cemento 4000 PSI) se escogió con base en las recomendaciones de estudios anteriores y recomendaciones de profesionales con experiencia en el ramo, así como por la facilidad trabajar estas proporciones en volumen por cualquier persona con un equipo mínimo (carretas o cajones)

Los resultados de laboratorio de las características, tanto de la arena como del mortero se incluyen en los anexos.

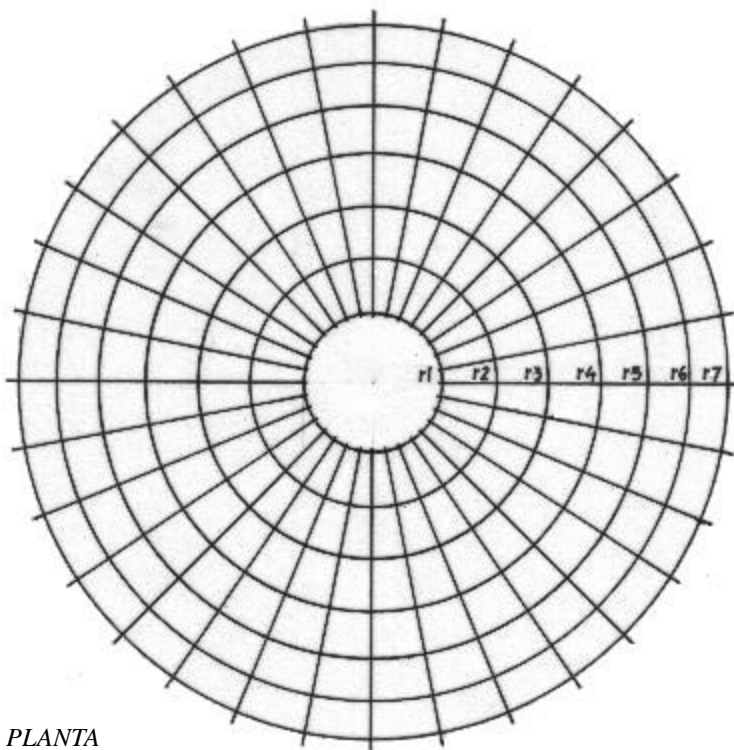
3.3 Método constructivo

3.3.1 Preparación y colocación del refuerzo primario para el domo esférico

El refuerzo primario construido con acero de alta resistencia de 4.5 mm de diámetro es una estructura formada por 8 anillos que varían desde 1.50 hasta 0.29 metros de radio y 32 varillas en sentido transversal con una longitud de 1.50 metros que unen desde el primer anillo base hasta el último anillo de doble altura destinado a definir un espacio a cielo abierto (figuras 17 y 18).

Cada varilla fue medida y marcada para ubicar exactamente el lugar de traslape de cada una de las varillas, con lo cual se asegura que la estructura tome su forma exacta; esta se conservara al sujetarse los traslapes con alambre de amarre. El domo esférico generado con un ángulo ϕ de 50° medidos desde el cenit estará sometido teóricamente solo a fuerzas compresivas, y tendrá un diámetro base de 3.0 m, una altura de 0.7 m. y un espacio abierto de 0.58 m. de diámetro que servirá como ventilación.

Figura 17 Dimensiones de los anillos que forman el domo

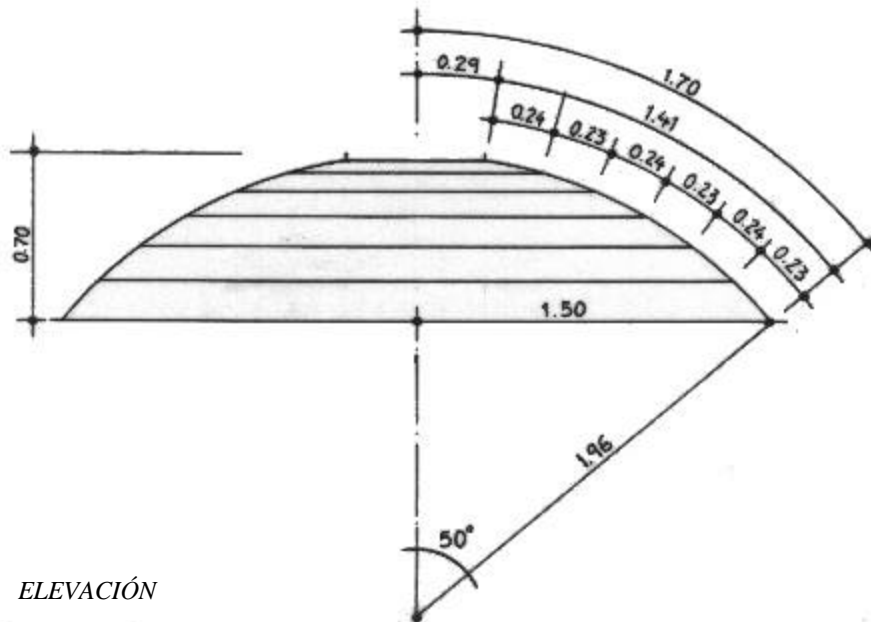


- r1 = 0.29
- r2 = 0.52
- r3 = 0.74
- r4 = 0.96
- r5 = 1.16
- r6 = 1.34
- r7 = 1.50

El proceso de marcado de las varillas se facilita si en el suelo se reproduce este dibujo, con este se superponen los anillos y se marca el lugar donde se deben intersectar con los rayos.

PLANTA

Figura 18 Intersección entre los anillos y los rayos que forman el domo

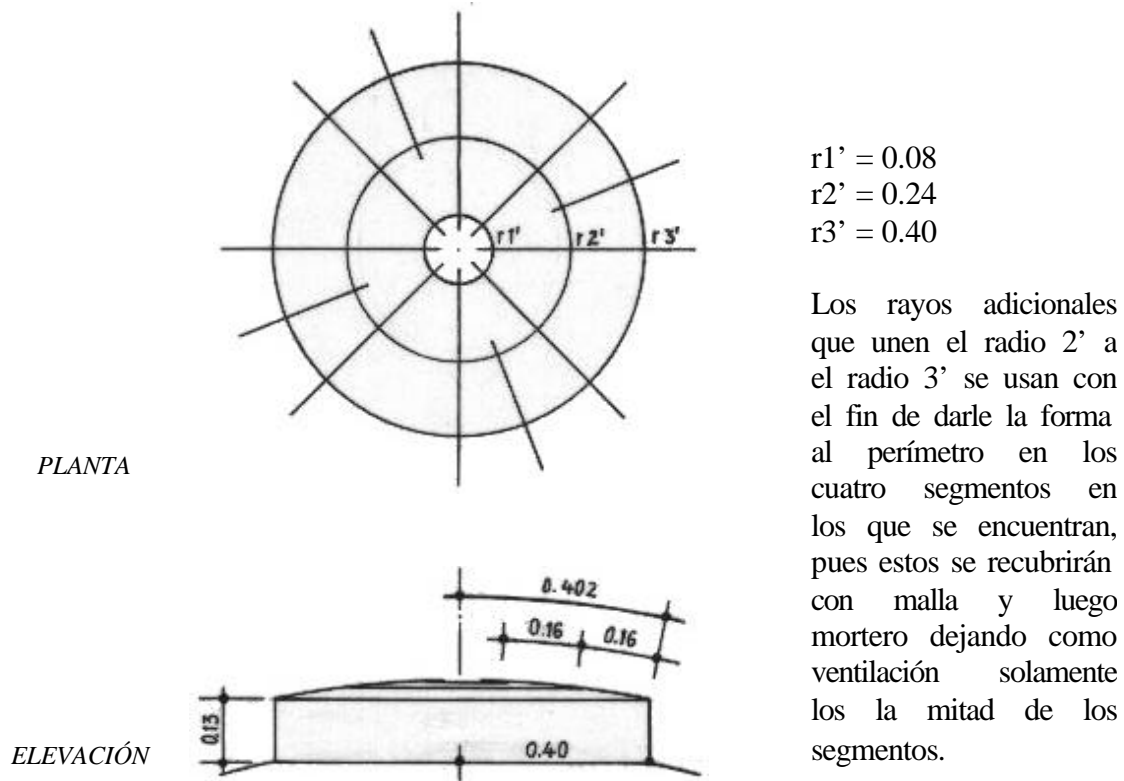


Los rayos de 1.5 m deben ser marcados como el arco de 1.41 m dejando un doble en la parte superior de unos 4 cm. Para formar un anillo de remate que evitará que el viento empuje agua dentro del domo. Los 5 cm restantes en la parte inferior se utilizarán para fijar esta estructura al resto del techo.

El espacio abierto en la parte superior lo cubre una estructura formada por 3 anillos con un radio máximo de 0.40 m y 8 varillas transversales de 0.45 m que buscan la misma curvatura que el domo y que al salir del anillo exterior se dirigen verticalmente hacia abajo para formar las patas de 0.13 m. de altura que separarán esta tapadera del domo brindando ventilación como se muestra en la figura 19. Esta tapadera deberá contar con una capa de maya plástica o metálica que dificulte el ingreso de insectos o roedores que puedan perjudicar a los habitantes de la vivienda.

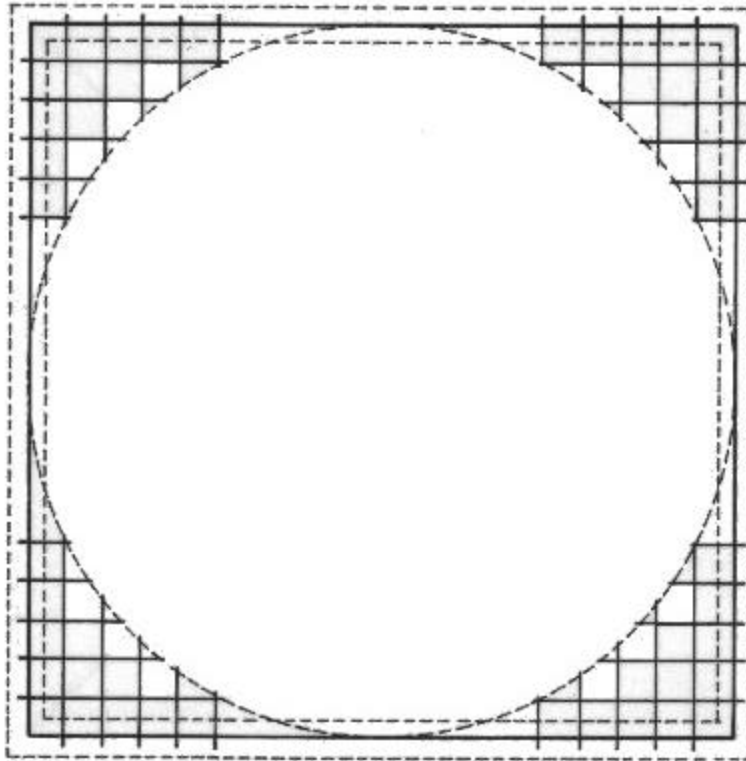
También existe la posibilidad de construir lucernarios mas elaborados con ventanas tipo sifón u otro tipo de ventilación, pero esto requerirá mas recursos y mayor esfuerzo.

Figura 19 Dimensiones de la tapadera del domo



La base circular del domo deja descubiertas las cuatro esquinas del ambiente; estas esquinas son cubiertas con una estructura plana de los mismos materiales construidas con cinco varillas en ambos sentidos que van desde el perímetro exterior del domo hasta el eje de los muros en sentido perpendicular a estos y se unen a una ultima varilla de acero de 3/8" que remata la estructura y que forma un bastidor sobre el eje de cada uno de los muros que forman el ambiente como se muestra en la figura 20.

Figura 20 Refuerzo primario para las esquinas no cubiertas por el domo



El armado y amarre se efectuó en el suelo sobre las medidas de los muros; el bastidor que recorre el eje de los muros se forma con varillas de 3/8" dobladas para formar dos escuadras de tres metros por lado. En las esquinas discontinuas se une amarrándolas a escuadras dobladas de menor longitud a las primeras (en este caso de 75 cm por lado).

Para construir el domo y la estructura que lo cierra en la parte superior se uso un total de 19 varillas de alta resistencia de 6 metros de longitud, y para la estructura plana de las esquinas 7 de estas varillas, además se usaron 2 ½ varillas de 3/8". La apariencia del refuerzo primario aparece en la figura 23.

3.3.2 Preparación y colocación del refuerzo primario para el paraboloides hiperbólico

Esta estructura se forma a partir de líneas rectas que forman triángulos verticales de base abierta de 3.0 m, con alturas que varían desde 0.125 m hasta 1.0 m de altura, éstos se construyen con acero de alta resistencia de 4.5 mm.

Los triángulos principales que buscan darle rigidez a la estructura están situados del centro de cada viga a el centro de la viga en el lado opuesto, al igual que el bastidor que recorre los ejes de los muros estos triángulos están fabricados con acero corrugado para refuerzo de concreto de $\frac{1}{2}$ de diámetro; a partir de estos triángulos principales se construyen triángulos paralelos a estos en ambos sentidos, separados 0.1875 m medidos sobre el eje del muro como se muestra en las figuras 21 y 22. El armado se realizó sobre el suelo siguiendo las medidas de los muros.

Figura 21 Refuerzo primario para el paraboloides hiperbólico

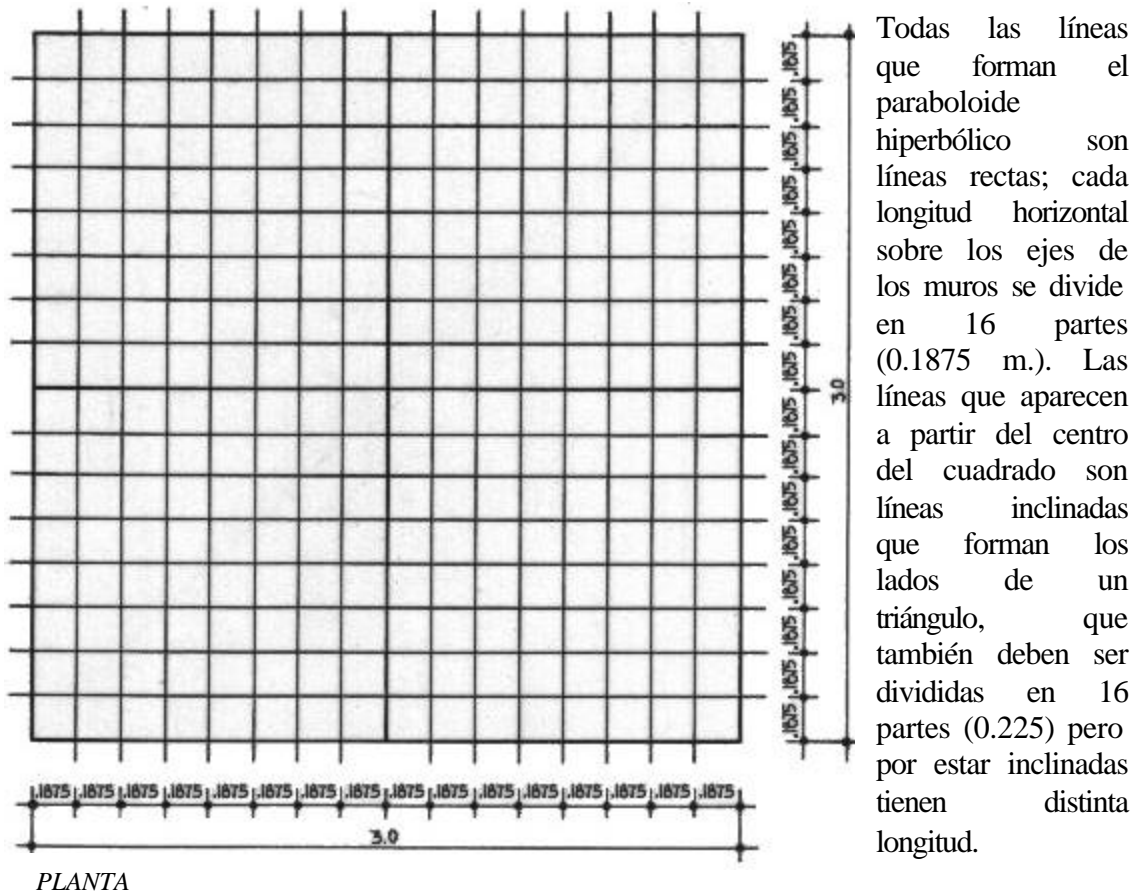
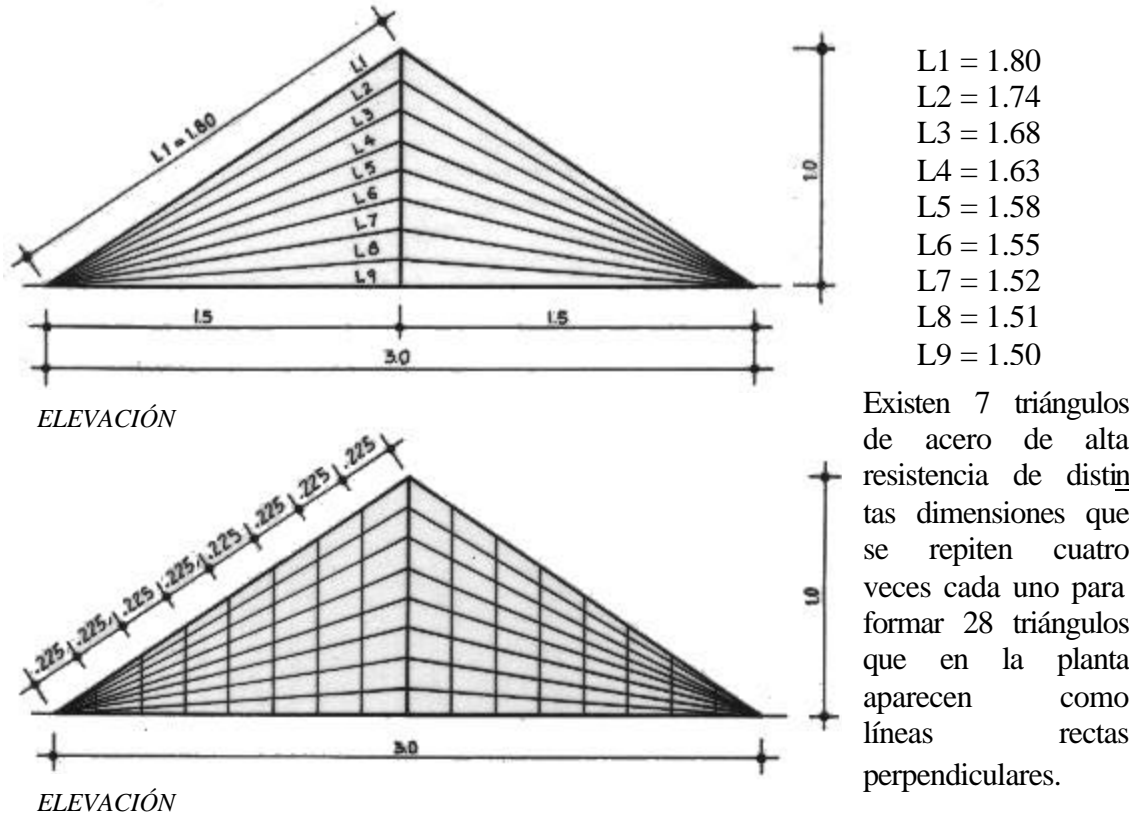
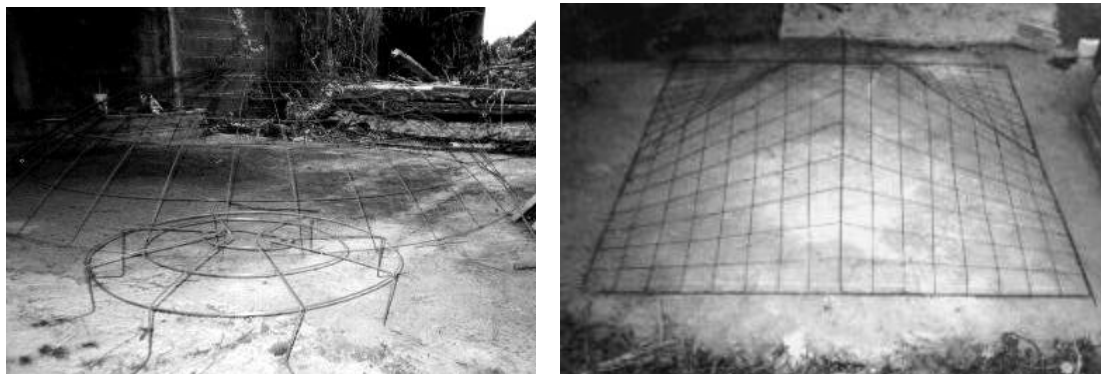


Figura 22 Refuerzo primario para el paraboloides hiperbólico



Para construir esta estructura se usaron de 20 varillas de alta resistencia de 6 metros de longitud y para los dos triángulos centrales y el remate en los muros perimetrales se uso 4 varillas de $\frac{1}{2}$ de diámetro (figura 23).

Figura 23 Refuerzo primario o canasta base



3.3.3 Preparación y colocación del refuerzo secundario para el domo esférico

Como refuerzo secundario se seleccionó la malla hexagonal de 13 mm de abertura, calibre 23 y 0.90 m de ancho, comúnmente llamada malla de gallinero de ½". El refuerzo en dos capas se colocó en ambos sentidos; la primera capa colocada en el lado exterior del domo se colocó en sentido vertical, para aprovechar al máximo el material y evitar traslapes en la parte superior del domo, la malla se corta en diagonales, que quedarán en la parte superior; en la parte inferior eventualmente quedan espacios sin cubrir que deben rellenarse con retazos, estos al igual que los tramos largos se deben unir al refuerzo primario con alambre de amarre en separaciones que aseguren una superficie uniforme con la menor cantidad de bolsas posible.

La segunda capa de refuerzo utiliza el lado interior se realiza en sentido horizontal, con longitudes que eviten en la medida de lo posible pliegues; estos cortes fueron de 1.5 metros aproximadamente para la parte inferior del domo y 0.90 m para la parte superior, al igual que la primera capa esta se debe unir a la estructura del refuerzo primario mediante alambre de amarre a distancias que eviten la formación de bolsas.

Las partes planas que cubren las esquinas también deben llevar dos capas de malla colocadas a ambos lados del refuerzo primario perpendiculares entre sí, para luego ser atadas con alambre de amarre.

Las dos capas de refuerzo consumieron 32 metros lineales de malla hexagonal, su apariencia con una capa de malla se muestra en la figura 24.

3.3.4 Preparación y colocación del refuerzo secundario para el paraboloides hiperbólico

El refuerzo secundario también es malla hexagonal de 13 mm de abertura, calibre 23 y de 0.90 m de altura (malla de gallinero de $\frac{1}{2}$), el refuerzo se colocó en 2 capas, una en el lado exterior del refuerzo primario, fijada con alambre de amarre al refuerzo primario y otra en el lado interior; asegurándose de que ambas fueran perpendiculares entre sí, nuevamente el alambre de amarre se usó para unir los refuerzos, tratando de espaciar los amarres de manera que no existieran bolsas entre las capas de malla.

De los 45 metros de longitud de cada rollo de malla se utilizó un total de 33 m para ambas capas de refuerzo; la figura 24 muestra el procedimiento de colocación de la primera capa de malla.

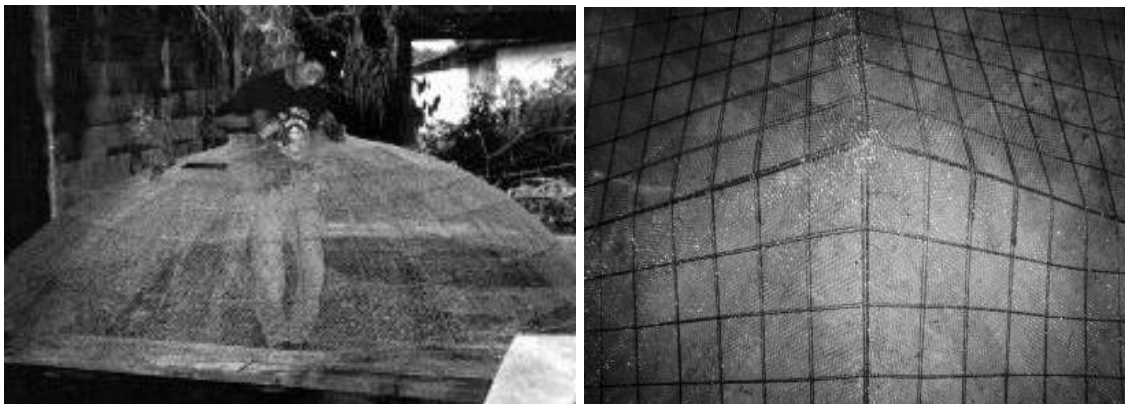
Figura 24 Colocación del refuerzo secundario (malla hexagonal)



3.3.5 Tensado del refuerzo

Una de las claves para el buen funcionamiento del ferrocemento es que antes de la aplicación del mortero, el refuerzo debe estar firmemente unido y tensado para formar una sola capa de refuerzo, lo que brinda resistencia y rigidez a la estructura completa; esta unión entre la dos capas de malla se realiza con ganchos fabricados a partir de varillas $\frac{1}{4}$ de diámetro con punta afilada y torcida que permitan pasar la malla interior sobre la malla superior o viceversa y entorcharlas o enrollarlas en distintos puntos. Con lo cual se tensará el resto de la malla, el proceso de tensado para las dos formas (domo esférico y paraboloides hiperbólico) requirió un promedio de 25 amarres o entorches por cada metro cuadrado, aunque esto depende de lo estiradas o tensas que desde un principio se hallan colocado cada una de las capas de malla. El proceso de tensado debe realizarse ordenadamente, tratando de entorchar lugares opuestos sin concentrar la tensión en un solo punto, pues esto causa la deformación de la estructura y la dificultad de entorchar los últimos puntos pues la malla ya estará estirada. La figura 25 muestra las estructuras con dos capas de malla colocadas y el tensado de la parte superior del domo esférico.

Figura 25 Tensado de las dos capas del refuerzo secundario



3.3.6 Preparación y colocación del mortero

El área de trabajo sobre la que se preparó el mortero, anteriormente fue usada para la preparación del concreto para el levantado de los muros, por ello contaba con una delgada capa de mezcla que asegura que en la preparación del mortero no exista contaminación por suelo o materia orgánica del lugar. La proporción recomendada por estudios anteriores es de 1:2 (cemento / arena) en peso, con arena de río tamizada con la malla $\frac{1}{4}$.

En este caso se utiliza la relación 1:4 en volumen, el cambio de peso a volumen se debe a la dificultad que representaría para cualquier persona conseguir balanzas que le permitan llevar tal control de calidad, comparado a lo fácil que resulta establecer relaciones de volumen cubicando carretas o usando cajones de volumen conocido para realizar las mezclas. La relación agua / cemento fue de 0.4, lo que brinda muy buena trabajabilidad a la mezcla usada, misma que puede reducirse para obtener mezclas mas resistente.

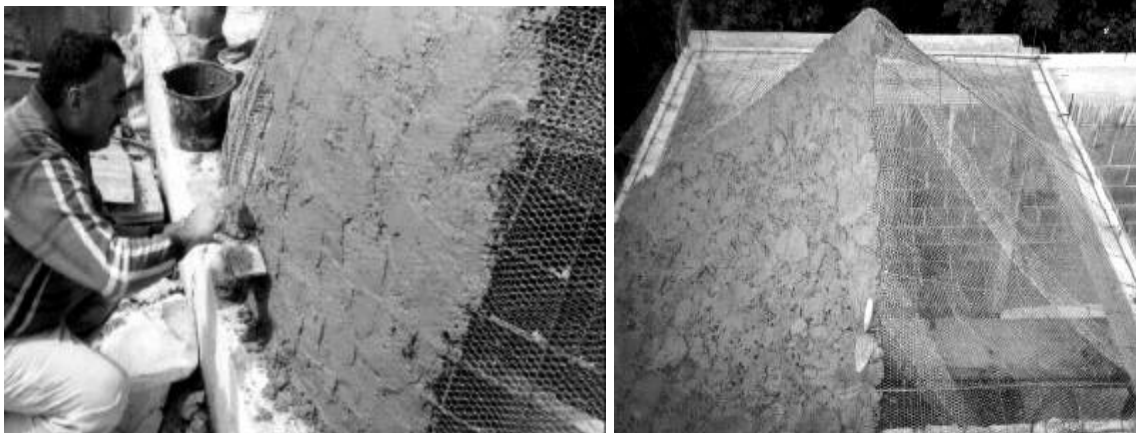
Durante la preparación del mortero se tomaron muestras (figura 26) , a estas se les evaluó la resistencia a compresión en laboratorio, a 28 días los cubos resistieron 197 kg/cm², los informes de laboratorio tanto del mortero como de la arena utilizada se incluye en los anexos.

Figura 26 Muestreo del mortero



La aplicación del mortero se realizó en tres capas, la primera fue aplicada directamente sobre la cara superior de la malla con cuchara de albañil como se muestra en la figura 27; esta capa busca cerrar los espacios que las dos capas malla de gallinero dejaron en la estructura, durante este proceso el desperdicio mostrado fue mínimo, todos los espacios no se llegaron a cerrar totalmente pero dejaron una superficie que soportaría al día siguiente la colocación de una segunda capa de mortero en la parte superior.

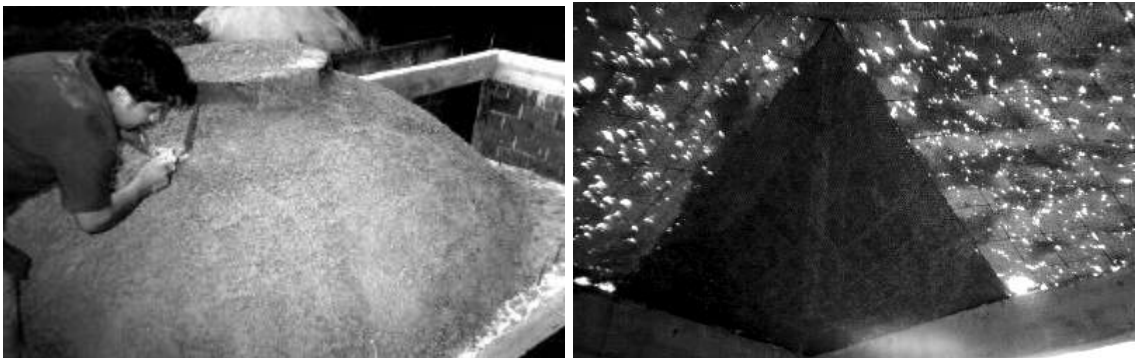
Figura 27 Aplicación de la primera capa de mortero



A la primera aplicación del mortero se le aplicaron baños de agua como método de curado, un día después con la primera capa ya seca; la segunda capa de mortero fue aplicada en la parte superior del techo, se trabajó con las mismas proporciones para el mortero y sobre una superficie mucho más lisa que el día anterior; esta capa llena totalmente los vacíos dejados por la primera capa e incrementa el espesor que de la estructura.

La rigidez que muestra la estructura después de seca la primera capa de mortero permite apoyarse en cualquier parte de la estructura; sin embargo, debe tenerse en cuenta que el mortero está fresco y es una capa muy delgada, por lo que el cuidado para no ocasionar fisuras o fallas en esta capa debe ser tomado en cuenta al momento de trabajar en la segunda aplicación del mortero. Este se muestra en la figura 28, se aplica además con cuchara de albañil y cierra los espacios dejados por la primera aplicación.

Figura 28 Aplicación de la segunda capa de mortero



Un día después de la colocación de la segunda capa de mortero, por el lado interno se lanza la mezcla para recubrir totalmente la estructura de acero y proporcionar el grosor final de la obra gris del techo, esta mezcla contiene más agua que las anteriores pues debe ser más fluida para lograr adherencia con las primeras dos capas de mortero; la figura 29 muestra el momento en que esta tercera capa se está aplicando; el acabado final tanto en la cara superior como en la inferior del techo tienen varias alternativas, para la parte inferior se pueden aplicar alisados o dejar la superficie tal y como queda en forma de granceado.

Figura 29 Aplicación de la tercera capa de mortero y
aparición final de la obra gris



3.3.7 Curado

Para favorecer la hidratación del cemento, después de cada una de las aplicaciones de mortero se mantuvieron riegos constantes de agua sobre cada uno de los techos; los cuales estuvieron cubiertos con los empaques de papel que contienen al cemento como medio para retener humedad, los riegos continuaron durante los siete días siguientes a la última aplicación de mortero.

Después del curado se procedió a la aplicación de un acabado final en la parte superior de los techos, misma que asegura la impermeabilidad de la estructura.

3.3.8 Consideraciones de transporte

En ambos casos por presentar ventajas el refuerzo primario y el secundario fueron armados en el suelo sobre diagramas con las dimensiones de los muros sobre los cuales se instalarían, es evidente que estos tendrán que levantarse para tomar su posición final y su peso será el parámetro a examinar.

En el refuerzo primario del domo hemisférico se utilizaron 26 varillas de 4.5 mm de diámetro y 6.0 m de longitud con un peso unitario de 0.122 kg/m.l., lo que supone un peso de 19.032 kg. En el refuerzo secundario se utilizaron 40 metros lineales de malla hexagonal de $\frac{1}{2}$ " con un peso de 17.06 kg, lo que aunado a los aproximados 10.0 kg de alambre de amarre hacen un total de 46.1 kg, (101.6 lb) que es un peso que una sola persona podría cargar como se ilustra en la figura 30.

Figura 30 Izado de domo esférico



En el caso del hiperboloide parabólico se utilizaron 20 varillas de 4.5 mm de diámetro (14.64 kg.), 32 metros lineales de malla hexagonal de $\frac{1}{2}$ " (13.65 kg.), alambre de amarre (8.0 kg.) y 4 varillas para refuerzo de concreto de $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 6.0 m de longitud, con un peso unitario de 5.964 kg/varilla, hacen un total de 60.15 kg (132.6 lb.) que en este caso es un peso que con facilidad pueden manejar dos personas.

3.3.9 Consideraciones de instalación

El proceso de instalación del techo se realiza cuando el refuerzo primario y el refuerzo secundario se encuentran unidos con el alambre de amarre, pero no se ha efectuado el proceso de tensar la malla; esto se debe a que el tensar la malla provoca que el elemento tenga una retracción o encogimiento que puede afectar las dimensiones o forma de su perímetro mismo que sirvió de base para dejar sobre los muros pines sobre los cuales se posiciona la estructura. Este procedimiento es recomendable que se realice entre cuatro personas o más con el fin de tener el mayor control posible en la forma en que encajan los pines en la malla que por tener un espaciamiento de $\frac{1}{2}$ " y ser una doble capa no permiten fácilmente que los pines la atraviesen.

3.3.10 Consideraciones de fijación

Para fijar la estructura a las vigas o soleras de corona los pines (hierro de $\frac{1}{2}$ " de diámetro) deben doblarse sobre el bastidor o perímetro del techo con cuidado de dejar la menor distancia entre éste y los pines, para asegurar que al momento de tensar la malla hexagonal no se pierda la forma del techo que tenderá a encogerse al momento de tensar; en este caso se dejaron cinco pines por lado separados a una distancia uniforme de 75 cm., en cada caso es decir para las dos distintas formas de techo este espaciamiento resulto suficiente para la correcta fijación de la estructura.

La figura 31 muestra los pines doblados sobre el bastidor del paraboloides hiperbólico, junto a éstos se encuentran otros pines dejados con el propósito de fijar posteriormente otro techo que cubrirá el espacio libre alrededor.

Figura 31 Fijación del bastidor a muros



4. ENSAYOS

4.1 Prueba de carga

Las pruebas de carga se planificaron para aplicar cinco incrementos de carga de igual magnitud en períodos de tiempo de 12 minutos entre una y otra; para la aplicación de la carga se utilizaron sacos cargados con arena previamente pesados que fueron colocados con especial cuidado para lograr una distribución uniforme de fuerzas sobre la estructura como se muestra en la figura 32.

Figura 32 Proceso de carga



La intensidad de la carga aplicada se calculó como $0.8 (1.4 D + 1.7L)$ fórmula que aparece en el capítulo 20 inciso 20.3.2 del Reglamento para las construcciones de concreto estructural ACI 318-95, en donde D es la carga muerta o peso propio del ferrocemento que fue calculado como 60 kg/m^2 y L es la carga viva que para techos con pendientes mayores al 20% debe ser como mínimo 35 kg/m^2 . Este dato esta contenido en la Norma Sismo-resistente Colombiana NSR – 98, capítulo B.4, sección B.4.2.

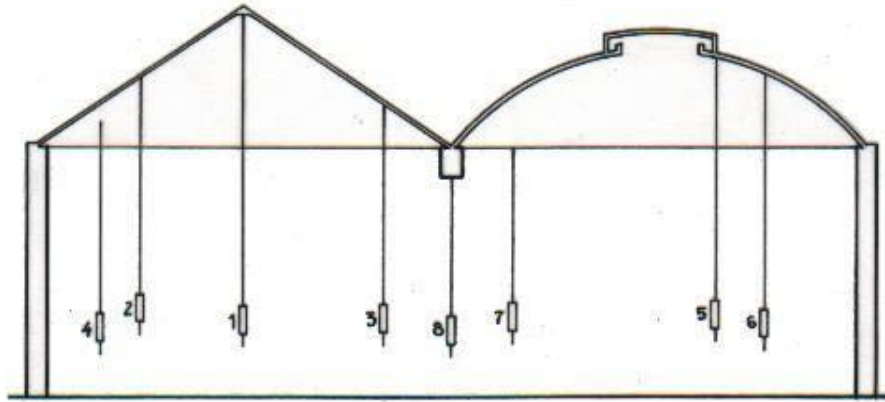
La carga distribuida resultante es de 121.98 kg/m², que aplicada a los 9 m² de cada techo generan una carga aproximada total de 1,097.78 kg o 2,420.15 Lb.

Las deflexiones fueron medidas con un vernier digital con aproximación de 0.01 mm a través del cambio de distancia (a mas carga menor distancia) entre referencias fijas en el suelo y pesos que colgaban de cada techo como se muestra en las figuras 33 y 34.

Figura 33 Medición de las deflexiones de los techos cargados



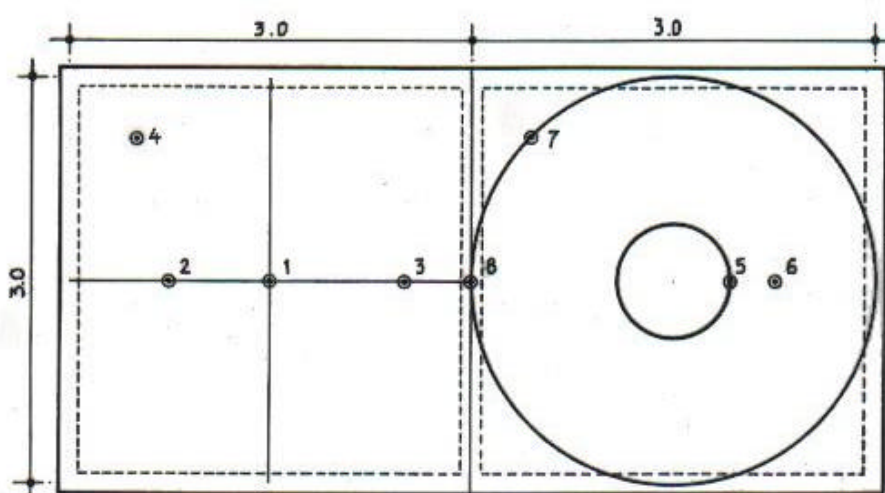
Figura 34 Ubicación de los pesos colgantes que sirvieron de referencia para medir deflexiones de los techos cargados.



ELEVACIÓN

Las deflexiones se tomaron en cuatro puntos distintos para paraboloides hiperbólicos, tres puntos para el domo hemisférico y un punto en la viga que separaba ambos elementos tal como se muestra en la figura 35. Los puntos se escogieron presumiendo los lugares donde se mostraría la mayor deformación.

Figura 35 Posición de los puntos de referencia para medir la deflexión de los techos cargados



PLANTA

En el caso del paraboloides hiperbólico la aparición de grietas cuya posición se muestra en la figura 36 propició la suspensión de la aplicación de carga; esta se mantuvo por 24 horas y se tomaron los datos de deformación en cuatro diferentes puntos para establecer el comportamiento del elemento como se muestra en la tabla III.

Figura 36 Ubicación de fisuras en el paraboloides hiperbólico



TABLA III Datos carga contra deformación (Paraboloides hiperbólico)

Carga (kg)	Deformación en milímetros				Observaciones
	Posición 1	Posición 2	Posición 3	Posición 4	
0	0	0	0	0	06/05/04 9:00 a.m.
220	0.45	0.81	0.51	0.39	06/05/04 9:12 a.m.
440	1.07	1.69	1.26	0.64	06/05/04 9:24 a.m.
660	1.53	2.44	2.12	1.11	06/05/04 9:36 a.m.
880	1.84	2.93	2.6	1.48	Presenta fisuras 9:48 a.m.
880	1.99	3.64	3.11	1.78	07/05/04 10:40 a.m.
440	1.47	3.39	2.58	1.67	07/05/04 11:00 a.m.
0	0.69	2.09	1.56	1.17	07/05/04 11:20 a.m.

El domo esférico soportó los 5 incrementos de carga planificados sin presentar muestra de falla, los datos de esta prueba aparecen en la tabla IV.

Tabla IV Datos carga contra deformación (Domo esférico)

Carga (kg)	Deformación en milímetros				Observaciones
	Posición 5	Posición 6	Posición 7	Posición 8	
0	0	0	0	0	06/05/04 9:00 a.m.
220	0.62	0.59	0.29	0.4	06/05/04 9:15 a.m.
440	0.9	0.79	0.46	0.59	06/05/04 9:30 a.m.
660	1.49	1.45	0.85	1.23	06/05/04 9:45 a.m.
880	2.2	2.15	1.48	1.84	06/05/04 10:00 a.m.
1100	2.72	2.59	1.97	2.16	06/05/04 10:15 a.m.
1100	3.21	2.94	2.43	2.32	07/05/04 10:40 a.m.
440	1.8	1.35	1.44	1.44	07/05/04 11:00 a.m.
0	0.48	0.23	0.33	0.24	07/05/04 11:20 a.m.

4.2 Sobre la permeabilidad

Como antecedente a este trabajo se realizó la construcción de un techo de ferrocemento con la forma de una bóveda de base elíptica de 3.5m por 5.5m; este techo ha resistido a la fecha dos inviernos sin presentar ninguna muestra de infiltración de agua o humedad proveniente del exterior gracias al acabado consistente en un alisado con mortero fino de arena-cemento y un blanqueado de arena-cemento-cal que dan buena apariencia y aseguran la impermeabilidad del ambiente, este techo aparece en la figura 37.

Figura 37 Bóveda construida de ferrocemento con acabados



En mayo de 2004 como parte de las experiencias con ferrocemento se construyó en Santa Elena Barillas un tanque de captación de agua de 3.8 m de diámetro y 2.1 m de altura con capacidad para 23.8 m³ de agua; para esto, al igual que en este trabajo se utilizaron dos capas de malla hexagonal de ½ de abertura y un mortero con la misma proporción, este tanque se encuentra funcionando sin fugas, fisuras o manchas de humedad; esto se logró aplicando al interior del tanque un acabado de pasta de cemento y arena que ha cumplido con impermeabilizar dicho tanque.

Asimismo, existen trabajos realizados con ferrocemento como los techos fabricados en el Área de Prefabricados de Ingeniería por el ingeniero Javier Quiñónez que después de ser sometidos a prueba de carga siguen demostrando impermeabilidad después de 24 años de su construcción, o un tanque de ferrocemento en el mismo lugar que en sus 17 años de servicio a estado sometido a diversas condiciones climáticas y de servicio sin que presente evidencias de falla.

5. EVALUACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Prueba de carga

Los criterios de aceptación para probar elementos de ferrocemento no aparecen en el Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural (ACI 318) pero se toman como referencia las deflexiones máximas del capítulo 20, inciso 20.5.2 que deben satisfacer una de las siguientes condiciones:

$$\Delta_{\max} \leq l t^2 / (20,000h)$$

$$\Delta_{r \max} \leq \Delta_{\max} / 4$$

donde Δ_{\max} . es la deflexión máxima medida en cm, $\Delta_{r \max}$. es la deflexión residual medida en cm, $l t$ es el claro del miembro bajo la carga de prueba, que es la distancia de 3 m. entre ejes de los muros que soportan los techos, y h que es el peralte total del elemento medido en cm. que fue medido como 2.5 cm.

Con la información de las tablas puede verificarse que la deflexión máxima en el caso de ambos techos satisface su condición, pero en el caso de la deflexión residual solamente el domo hemisférico la cumple .

	Paraboloide hiperbólico	Domo hemisférico
Deflexión máxima	$0.364 \leq 1.8$	$0.321 \leq 1.8$
Deflexión residual	$0.209 > 0.091$	$0.048 \leq 0.08$

Es necesario considerar que el apoyo de los techos, lo formaban los muros que se suponen indeformables verticalmente y una viga que separaba al domo esférico del paraboloides hiperbólico como se muestra en la figura 34; en esta viga se colocó el punto de referencia 8 para medir su desplazamiento vertical, este desplazamiento aparece graficado en la figura 44 y resulta evidente que las deformaciones en cada techo son relativas en relación al movimiento de la viga central en que estaban apoyadas.

A pesar de no haberse considerado la deformación relativa antes mencionada y de que los criterios de aceptación son utilizados para elementos estructurales distintos al ferrocemento, el comportamiento estructural de los techos resulta aceptable.

Las fisuras que aparecieron en el paraboloides hiperbólico hicieron suspender la aplicación de la carga cuando esta era de 98.8 kg/m^2 ; dichas fisuras no llegaron a atravesar el espesor del elemento y en ningún momento pusieron en riesgo la estabilidad de la estructura, era de esperarse que de fallar el mortero lo hiciera en las zonas en que éste estaba sometido a tensión; sin embargo, las fallas aparecieron, en su mayoría, en los sectores donde el mortero trabaja a compresión. Esto hace suponer que el elemento trabajaba bien y que las fisuras se debieron al proceso de aplicación y curado del mortero.

A continuación aparecen las gráficas carga contra deformación de los ocho puntos de referencia tomados.

Figura 38 Gráfica carga contra deformación en el punto 1

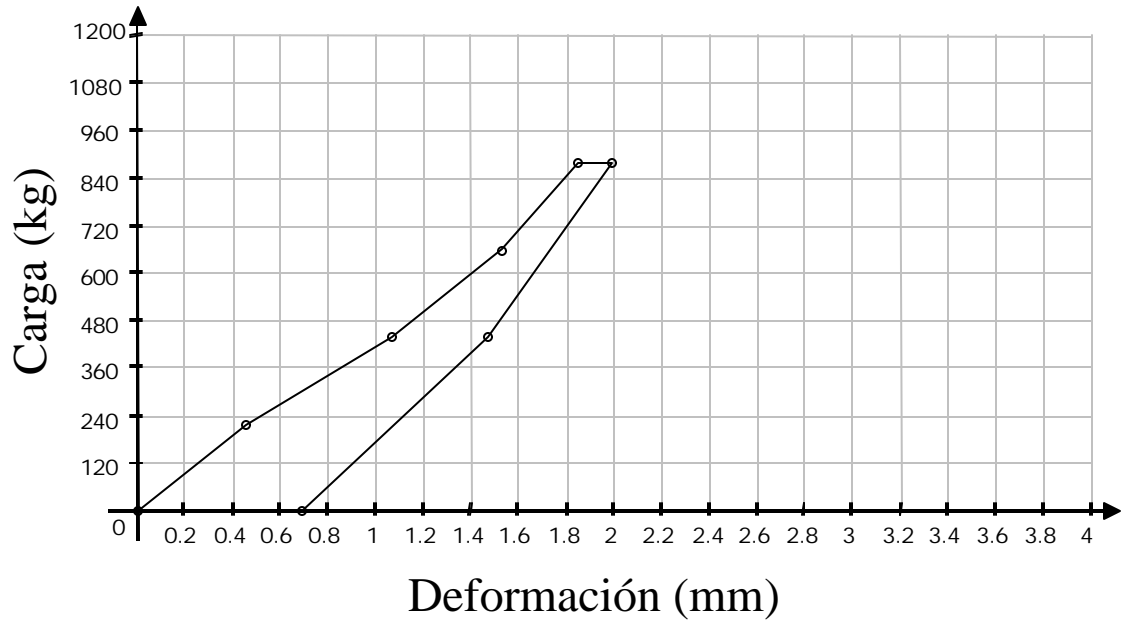


Figura 39 Gráfica carga contra deformación en el punto 2

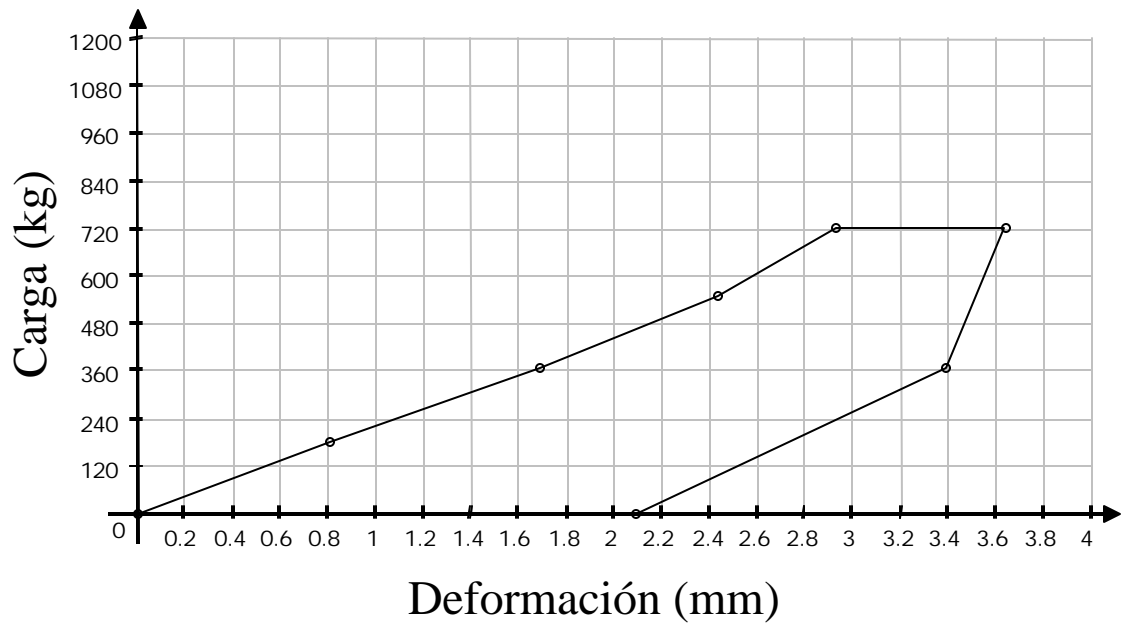


Figura 40 Gráfica carga contra deformación en el punto 3

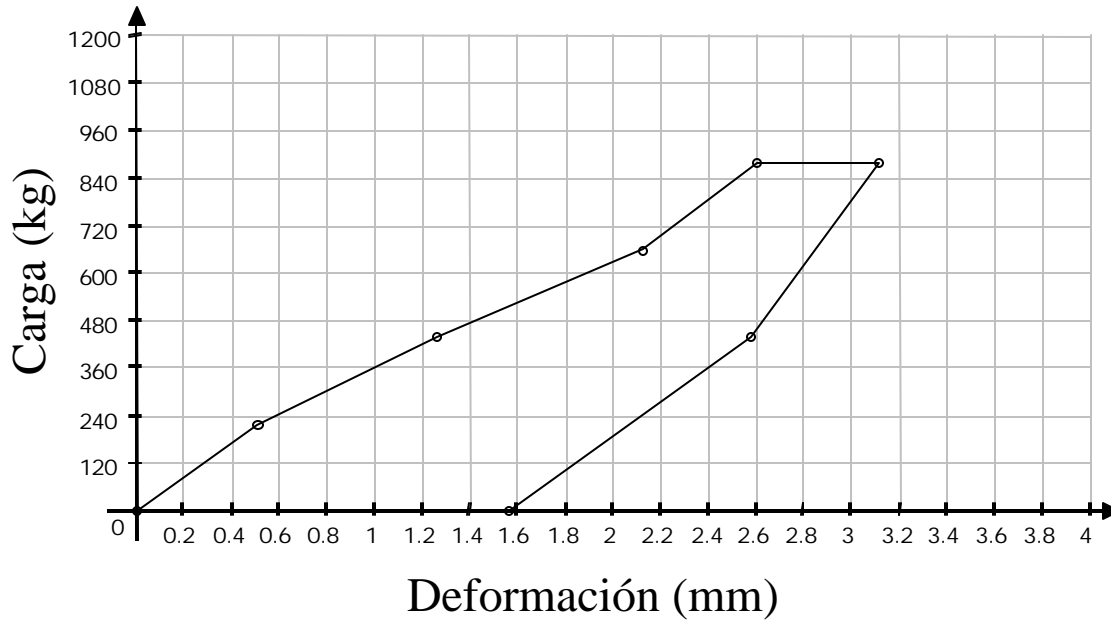


Figura 41 Gráfica carga contra deformación en el punto 4

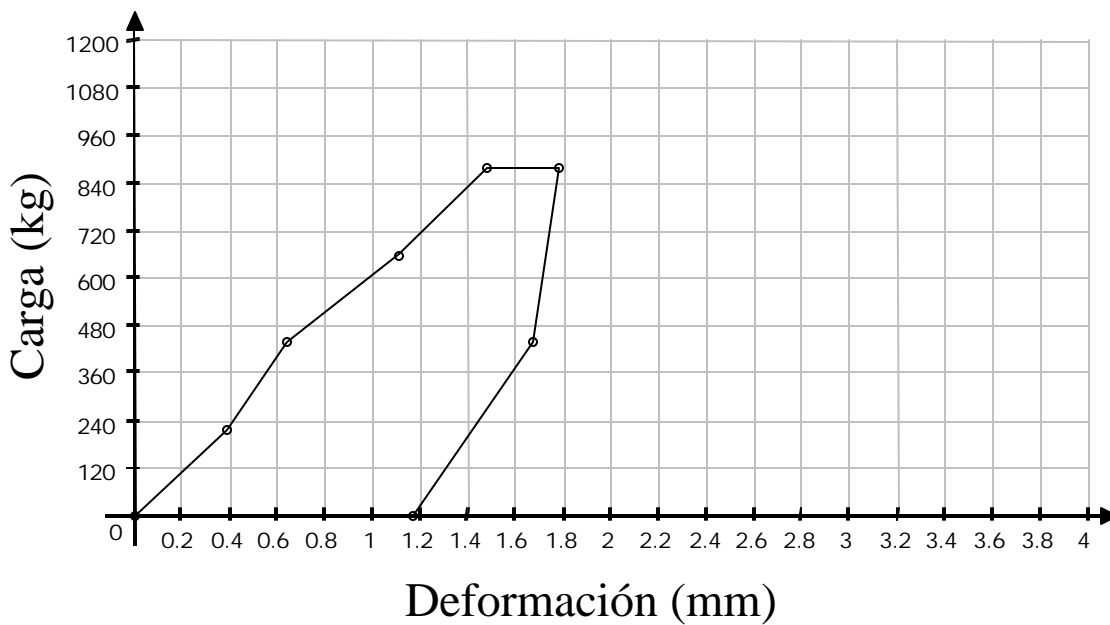


Figura 42 Gráfica carga contra deformación en el punto 5

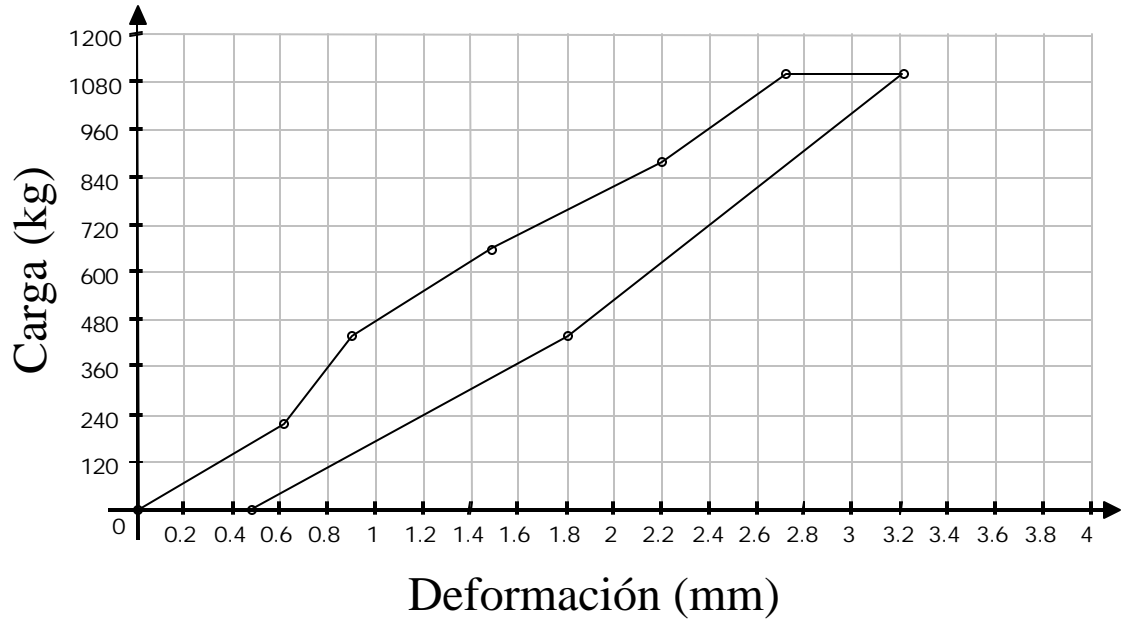


Figura 43 Gráfica carga contra deformación en el punto 6

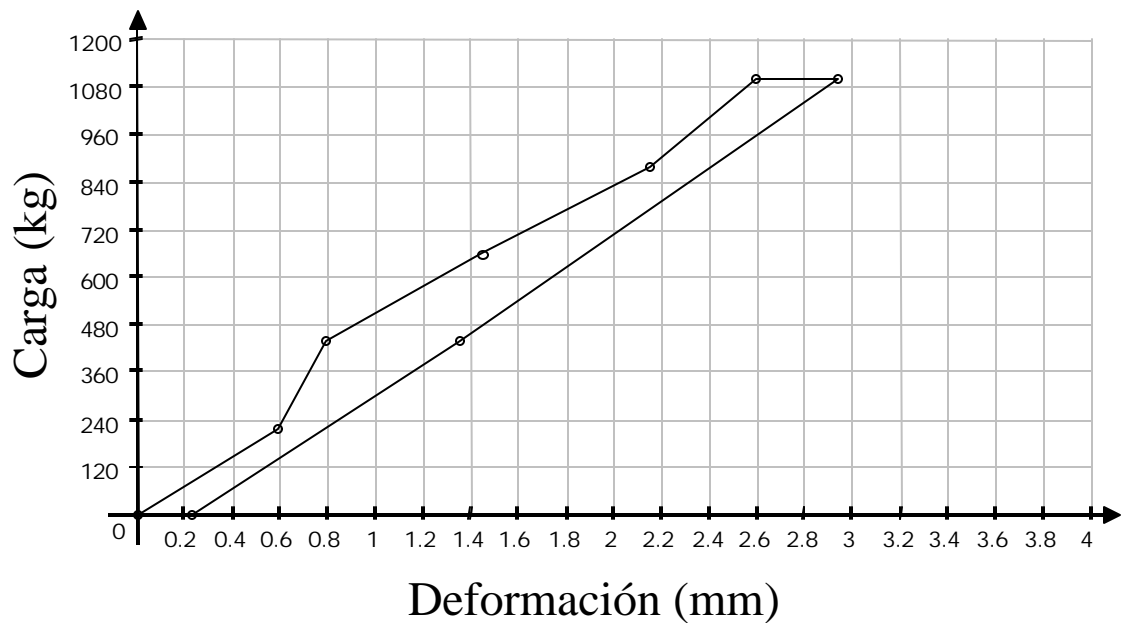


Figura 44 Gráfica carga contra deformación en el punto 7

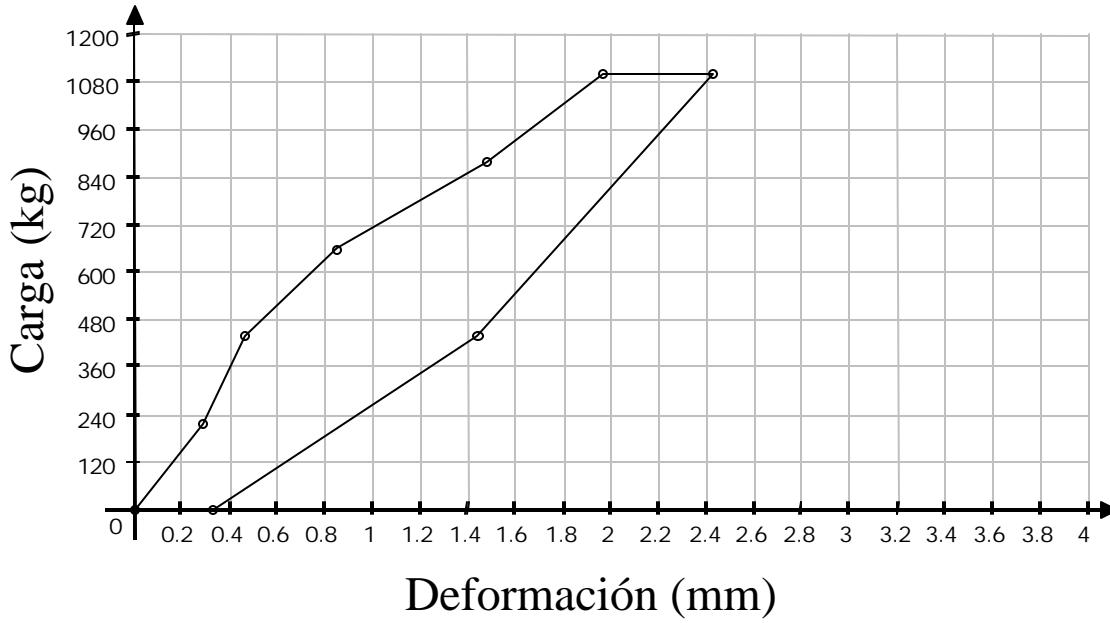
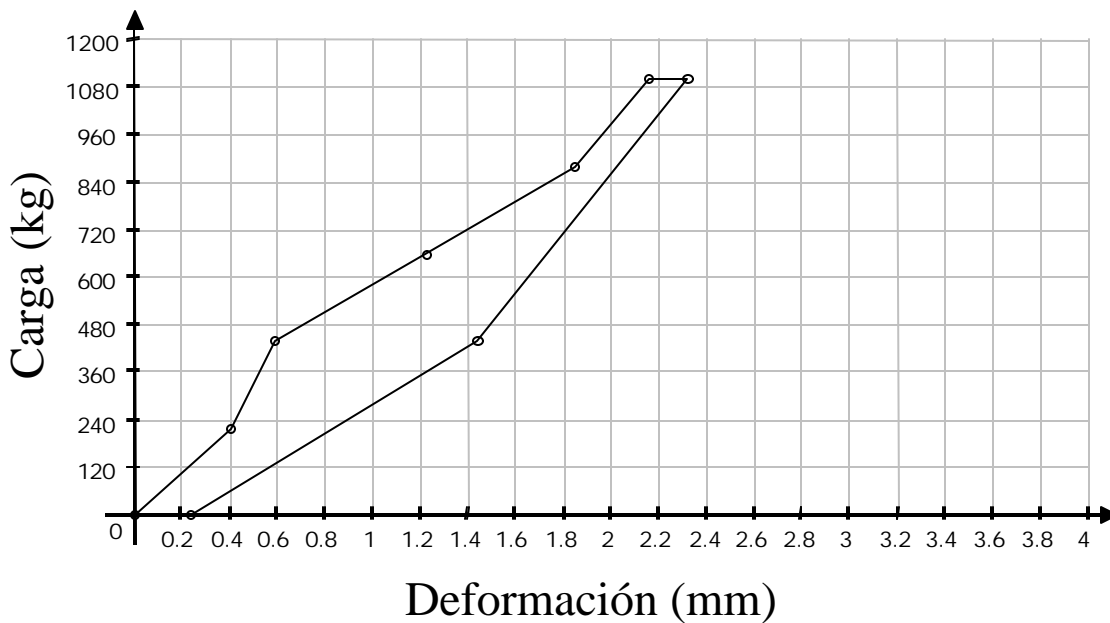


Figura 45 Gráfica carga contra deformación en el punto 8



5.2 Permeabilidad

La ejecución del proyecto se produjo durante la época lluviosa y se notó la presencia de humedad en ciertas zonas de los techos donde la ramas y hojas de los árboles cercanos causaron la acumulación de agua; esto ocurrió mientras no se había aplicada ningún acabado.

La aplicación de un mortero fino de cemento y arena de río como acabado y las pendientes en la mayoría de la superficie de estos techos es suficiente para asegurar la impermeabilidad del techo.

Como protección a los muros exteriores se pueden realizar extensiones de los techos con su extremo doblado hacia abajo para dirigir el desprendimiento del agua de lluvia lejos de estos muros, como se muestra en la figura 46.

Figura 46 Construcción de la gota del techo



6. ANÁLISIS TEORICO

6.1 Domo esférico

La tabla V muestra los esfuerzos teóricos N_{ϕ} y N_{θ} de varias cúpulas esféricas que cubren 7.068 m² equivalentes a un círculo de 3 m de diámetro, que es la dimensión entre ejes de muros que se considera como ambiente de vivienda mínima. En esta tabla varían la altura, ángulo ϕ y radio que generan la estructura y se conserva como constante la carga de diseño de 143.5 kg/m²,

TABLA V Fuerzas normales en bóvedas con 7.068m² de área proyectada

ϕ	Radio generador (m)	Altura (m)	Área proyectada (m ²)	Área meridional (m ²)	N_{ϕ} (kg/m)	N_{θ} (kg/m)	T (kg)
10°	8.638	0.131	7.068	7.122	-624.52	-600.73	922.47
20°	4.386	0.265	7.068	7.289	-324.48	-200.99	457.38
30°	3.000	0.402	7.068	7.576	-230.70	-151.54	299.69
40°	2.334	0.546	7.068	8.008	-189.65	-74.48	217.96
50°	1.958	0.699	7.068	8.604	-171.03	-11.13	164.89
60°	1.732	0.866	7.068	9.424	-165.69	49.71	124.26
70°	1.596	1.050	7.068	10.531	-170.66	110.93	87.54
80°	1.523	1.258	7.068	12.043	-186.21	168.92	48.50
90°	1.500	1.500	7.068	14.137	-215.25	215.25	00.00

En la tabla anterior se evidencia que ha mayor es el ángulo generador del domo sin exceder de $\phi = 51^{\circ} 50'$, menores serán las fuerzas normales ejercidas sobre el anillo base del domo.

En la tabla VI se muestran los esfuerzos a distintas alturas para un domo generado con un radio de 1.958 m y una carga de diseño de 143.5 kg/m², donde se demuestra cuantitativamente que la normal en el sentido meridional (N_{ϕ}) crece proporcionalmente a medida que el ángulo ϕ aumenta, y que la normal en el sentido de las latitudes (N_{θ}) es inversamente proporcional disminuyendo hasta su valor mínimo en $\phi = 51^{\circ} 50'$ para luego crecer nuevamente acompañada de un cambio de signo que indica que existen condiciones de tensión tal y como se ilustra en la figura 11.

TABLA VI Fuerzas normales en un domo generado con un radio de 1.958m

ϕ	Radio generador (m)	Área proyectada (m ²)	Área meridional (m ²)	N_{ϕ} (kg/m)	N_{θ} (kg/m)	T (kg)
10°	1.958	0.363	0.366	-141.56	-136.17	47.41
20°	1.958	1.409	1.452	-144.85	-122.76	91.11
30°	1.958	3.011	3.227	-150.57	-98.91	127.65
40°	1.958	4.976	5.636	-159.10	-62.48	153.40
50°	1.958	7.068	8.605	-171.03	-11.13	164.90
60°	1.958	9.033	12.044	-187.31	56.19	158.81
70°	1.958	1.635	15.850	-209.36	136.09	131.76
80°	1.958	11.681	19.905	-239.40	217.16	80.16
90°	1.958	12.044	24.088	-280.93	280.97	0.00

Los valores anteriores demuestran la eficiencia de la estructura si esta se construye con valores inferiores y cercanos a $\phi = 51^{\circ} 50'$ puesto que todo trabaja a compresión y si se supera este valor se experimentan valores cada vez más altos para las fuerzas normales acompañados de tensión.

En el caso del domo construido para este trabajo el ángulo generatriz fue de 50° lo que genera fuerzas compresivas en la cáscara como se muestra en la fila resaltada de la tabla V, en donde el valor más alto es de 171.03 kg/m que es la fuerza meridional que actúa en la base del domo. Si se distribuye esta fuerza por unidad de longitud en el área que se genera usando el espesor sin acabados del domo igual a 0.025 m tenemos:

$$\text{Si } N_\phi = 171.03 \text{ y } t = 0.025 \Rightarrow \sigma = 6841.36 \text{ kg/m}^2 \approx 0.68 \text{ kg/cm}^2$$

esto si la totalidad de la base del domo tuviera un soporte adecuado; sin embargo, en el caso del domo construido solo el 40.43% de la base transmitió su carga directamente las soleras sobre los muros mediante 4 puntos de contacto con una longitud total de 3.81 m; si se redistribuye a esta longitud la carga total del domo tenemos un esfuerzo de $\sigma = 1.296 \text{ kg/cm}^2$

Si se toma en cuenta que el mortero utilizado en la construcción de este domo se muestreo y probó en laboratorio con una resistencia a compresión de $\sigma = 197 \text{ kg/cm}^2$ tal y como aparece en los anexos y que el esfuerzo teórico antes mencionado es un 0.859% de este, aun usando un factor de seguridad alto para diseño es evidente que el mortero puede resistir cargas mucho mayores si el sistema constructivo funciona idealmente.

6.2 Paraboloide hiperbólico

El paraboloide hiperbólico genera fuerzas cortantes en sus bordes tal como se muestra en la figura 16, los valores de esta fuerza dependerán de las dimensiones de los cuadrantes básicos de este, así como de la altura total del elemento, la tabla VII muestra los valores para la fuerza cortante por unidad de longitud en los bordes planos (V) y los valores para las fuerzas por unidad de longitud de corte en las caras inclinadas, que es la componente resultante de H y V.

TABLA VII Fuerzas generadas en un paraboloide hiperbólico de 3m x 3m

Lado a (m)	Lado b (m)	Altura (m)	K	Área proyectada (m ²)	H (kg/m)	V (kg/m)	Corte en caras inclinadas (kg/m)
1.50	1.50	0.10	0.044	2.25	1614.37	107.63	1617.95
1.50	1.50	0.20	0.088	2.25	807.19	107.63	814.33
1.50	1.50	0.30	0.133	2.25	538.12	107.63	548.78
1.50	1.50	0.40	0.177	2.25	403.59	107.63	417.69
1.50	1.50	0.50	0.222	2.25	322.88	107.63	340.35
1.50	1.50	0.60	0.266	2.25	269.06	107.63	289.79
1.50	1.50	0.70	0.311	2.25	230.62	107.63	254.50
1.50	1.50	0.80	0.355	2.25	201.80	107.63	228.71
1.50	1.50	0.90	0.400	2.25	179.38	107.63	209.19
1.50	1.50	1.00	0.444	2.25	161.44	107.63	194.03
1.50	1.50	1.10	0.488	2.25	146.76	107.63	182.00
1.50	1.50	1.20	0.533	2.25	134.53	107.63	172.28
1.50	1.50	1.30	0.577	2.25	124.18	107.63	164.33
1.50	1.50	1.40	0.622	2.25	115.31	107.63	157.74
1.50	1.50	1.50	0.666	2.25	107.62	107.63	152.20

Los valores muestran que la fuerza de corte decrece proporcionalmente al incremento de la altura total del elemento.

Para la construcción del techo con forma de paraboloides hiperbólicos se usó una altura de 1.00 m lo que genera las fuerzas resaltadas en la tabla anterior, donde 194.03 Kg/m es la mayor de estas. El esfuerzo es cero en las esquinas y se incrementa hasta un máximo en el centro de las vigas de apoyo, entonces la mayor fuerza de corte será:

$$(194.03 \text{ kg/m}) \times (1.50 \text{ m}) = 291.045 \text{ kg}$$

si se divide esta fuerza dentro del esfuerzo a corte del acero, (solamente considerando el refuerzo primario) tenemos:

$$\text{Área de acero para refuerzo: } A_s = (291.045 \text{ Kg}) / (4000 \text{ kg/cm}^2) = 0.0728 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero del refuerzo primario igual a 0.15 cm² el espaciamiento queda $(0.15 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}) / 0.0728 \text{ cm}^2 = 206.04 \text{ cm}$,

esto hace que el acero para esta estructura, usando 143.5 kg/m² se reduzca a solamente el refuerzo mínimo por temperatura tomado por ACI 7.12.2.1.c como

$$b \times h \times ((0.0018 \times 4200) / f_y) = 0.491 \text{ cm}^2 \text{ (válido también para el domo esférico)}$$

esto para acero de refuerzo con límite de fluencia mayor a 4,200 kg/cm², con esto el espaciamiento queda como

$$(0.15 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}) / 0.491 \text{ cm}^2 = 30.55 \text{ cm}$$

pero el mínimo espaciamiento que pide al ACI 7.12.2.2 es 5 veces el espesor del cascaron o sea 12.5 cm; tomando en cuenta solamente el refuerzo primario; sin embargo, es necesario considerar que el refuerzo secundario consto de dos capas perpendiculares de malla hexagonal con separaciones de 1.27 cm (1/2 ") y que esta resiste esfuerzos a la primera falla de 1,296 kg/m y 550 kg/m en sus sentidos longitudinal y transversal, respectivamente; lo que asegura protección contra las rajaduras derivadas de la contracción y dilatación por temperatura.

En ambos casos (domo esférico y paraboloides hiperbólicos) el uso de las formas distribuye los esfuerzos a través de los materiales de manera eficiente, como queda demostrado al encontrar esfuerzos tan bajos en cada uno de los casos; esto, si el proceso constructivo es adecuado; es decir si se lleva a cabo una construcción geométrica idealizada, de otra manera las concentraciones de esfuerzos debidos a desviaciones de la geometría, deformaciones de los apoyos, deterioro debido al agrietamiento o cargas concentradas provocaran fallas en espesores tan delgados como los usados.

7. ANÁLISIS DE COSTO

Cada cáscara construida con una proporción 1: 4, y dos capas de malla hexagonal de ½" cubriendo un ambiente de 9 m² a ejes de muros necesito los materiales que a continuación se detallan; los costos que aparecen corresponden a de febrero de 2005 en distintos comercios capitalinos.

7.1 Domo esférico

29	varillas de alta resistencia de 4.5mm de diámetro	Q 217.50
40	metros lineales de malla hexagonal calibre 23, abertura 13 mm, altura 0.90 m.	Q 307.50
15	libras de alambre de amarre	Q 67.50
6	sacos de cemento UGC	Q 211.50
12	carretas de arena de río	<u>Q 49.40</u>
	Total	Q 853.40

Costo por metro cuadrado Q 94.82

7.2 Paraboloide hiperbólico

20	varillas de alta resistencia de 4.5 mm de diámetro	Q 150.00
4	varillas para refuerzo de concreto de ½" de diámetro	Q 126.00
32	metros lineales de malla hexagonal calibre 23, abertura 13 mm, altura 0.90 m	Q 246.00
12	libras de alambre de amarre	Q 54.00
5	sacos de cemento UGC	Q 176.25
10	carretas de arena de río	<u>Q 41.18</u>
	Total	Q 793.43

Costo por metro cuadrado Q 88.16

No se consideran los costos de acabados pues estos varían dependiendo de la apariencia final que quiera dársele al elemento.

7.3 Comparación de costos con techos tradicionales

Una losa tradicional de 3 x 3 metros puede exceder los costos anteriores dependiendo de el diseño de la mezcla, compra o alquiler de madera para formaleta y calidad de los materiales; con el uso de la fórmula de Fuller para hallar los volúmenes de material a usarse con concreta a una proporción 1:2:3, y diseñando con espesores y refuerzo mínimo tenemos

7.78	sacos de cemento	Q 274.10
0.42	metros cúbicos de arena	Q 29.12
0.62	metros cúbicos de piedrin	Q 93.60
23	varillas de 3/8" de diámetro (legítimo)	Q 390.11
20	libras de alambre de amarre	<u>Q 90.00</u>
	Sub total	Q 876.93

MADERA	alquiler	compra
27 Párales 3"X3"X10'	Q 150.00	Q 486.00
12 Tablas 1"x12"x10'	<u>Q 84.00</u>	<u>Q 300.00</u>
Sub total	Q 234.00	Q 786.00

TOTALES: Con madera alquilada Q 1,110.93 Q123.44 por metro cuadrado
(no se considera deposito por la madera, mano de obra ni acabados)

Con madera comprada Q 1,662.93 Q184.77 por metro cuadrado
(no se considera mano de obra ni acabados)

El sistema de enlaminado es común por su relativa facilidad de construcción y su costo que es menor al del concreto armado; usando lámina delgada (zinc 28 comercial) y madera cepillada en un ambiente de 3 x 3 metros

5	láminas de 12'	Q 325.65
2	libras de clavo para lamina	Q 11.62
5	costaneras de 2"x3"x10'	Q 95.00
3	tendales de 3"x4"x12'	Q 136.80
	Total	Q 569.07

Costo por metro cuadrado Q 63.23

CONCLUSIONES

1. Sin el uso de formaletas se pueden construir cáscaras de ferrocemento de 2.5 cm de espesor, con acero de 0.45 cm de diámetro, dos capas de malla hexagonal de $\frac{1}{2}$ y un mortero 4:1.
2. El comportamiento bajo una carga distribuida de 122 kg/m² (2,420.15 lb en un techo de 3 m x 3 m) fue satisfactorio, demostrando la resistencia y estabilidad de los techos de ferrocemento construidos.
3. Tanto en la cúpula esférica como en el paraboloides hiperbólico la correcta transmisión de carga para aprovechar al máximo los modelos matemáticos y el material depende de la correcta ejecución del proceso constructivo. Si no fuera así la variación en la calidad final del mortero y/o las desviaciones en la geometría de las cáscaras pueden producir concentraciones de esfuerzos que ocasionen agrietamientos y fluencias locales influyendo negativamente en el deterioro normal de las estructuras, la estabilidad de éstas y su capacidad de recibir cargas.
4. El domo esférico es más eficiente si su ángulo generatriz es cercano, pero menor de 51° 50'. Esto genera, únicamente, esfuerzos compresivos en el material; en el caso del paraboloides hiperbólico se generan esfuerzos de tensión y corte lo que complica la determinación de éstos y el refuerzo necesario para equilibrarlos.

5. El domo esférico y el paraboloides hiperbólico necesitan apoyos apropiados en sus bordes (soleras) para transmitir los esfuerzos que se generan en éstos y así aprovechar al máximo las ventajas de la doble curvatura.
6. La comparación entre precio, apariencia y resistencia entre un techo construido como una cáscara de doble curvatura de ferrocemento y los techos convencionales como losas o lámina galvanizada, son ventajas del ferrocemento para ser una buena alternativa para aplicarse en nuestro medio.
7. La construcción de techos, como el domo esférico y el paraboloides hiperbólico a partir del ferrocemento no requieren materiales ni equipo especial y mediante la capacitación sobre su uso cualquier persona puede realizarlo, con ello la inversión se reduce al costo de los materiales.

RECOMENDACIONES

1. Por belleza, durabilidad, sencillez, seguridad y economía, el uso de elementos de ferrocemento debe impulsarse dentro de la población guatemalteca para presentar una opción de fácil fabricación, que genere menos dependencia de los sistemas constructivos tradicionales que usan perfiles de acero, madera, láminas, losas armadas, etc.
2. Ya que las formas de doble curvatura demostraron sus ventajas mecánicas para soportar cargas, deberá atenderse las posibles proporciones de mortero y aditivos que proporcionen ventajas tales como trabajabilidad, duración, resistencia, apariencia y economía.
3. Que se establezca a nivel laboratorio y teóricamente diversas formas de techo de doble curvatura que maximicen el aprovechamiento de las características del ferrocemento
4. Que se desarrolle o adapte algún sistema constructivo de muros para complementarse con techos de ferrocemento, para proporcionar una alternativa que cubra los elementos básicos de una vivienda que sea segura, agradable, económica y autoconstruible.
5. Que el tema del ferrocemento sea incluido en los contenidos de cursos como materiales de construcción, concreto armado o métodos de construcción para que éste sea usado como la herramienta práctica que es.

6. El uso de las bóvedas de ferrocemento para programas de construcción de vivienda utilizando mano de obra intensiva (autoconstrucción) involucra un componente muy importante en capacitación a la población que participa en el proyecto; además, implementa el efecto multiplicador que genera la diseminación de este tipo de tecnología.

REFERENCIAS


1. George Winter y Arthur H Nilson. **Design of concrete structures.** (8^a ed; s.l.: Editorial McGraw-Hill, 1972) pp 464-465.
2. “Elementary Analisis of Hiperbolic Paraboloid Shell” **Portland cement association.** 1-2. 1960
3. George Winter y Arthur H Nilson. **Design of concrete structures.** (8^a ed; s.l.: Editorial McGraw-Hill, 1972) pp 487-489.
4. “Elementary Analisis of Hiperbolic Paraboloid Shell” **Portland cement association.** 3-5. 1960

BIBLIOGRAFIA


1. Hernández Hill, Guillermo Ivan. Variación de la resistencia en flexión de elementos de ferrocemento, debido a tipo y cantidad de refuerzo y agregados y su aplicación en bóvedas para cubiertas de vivienda económica. Tesis Ing. Civil Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1982. 99 pp.
2. Monzón, M. F. y Francisco Javier Quiñónez “Ferrocemento, criterios de funcionamiento” **Materiales y sistemas constructivos** (Guatemala) 1990.
3. “Propiedades del ferrocemento” **Asian Institute of Technology** (Thailand) s.a.
4. Quiñónez de la Cruz, Francisco Javier. Bóvedas de ferrocemento de concreto liviano de pómez y mortero de arena de río para uso en vivienda económica. Tesis Ing. Civil Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1981. 98 pp.
5. Reglamento para las construcciones de concreto estructural y Comentarios (ACI 318-95). México, 1997.
6. Sánchez de Guzmán, Diego. **Tecnología del concreto y del mortero.** 5ª ed. (Biblioteca de la construcción) Colombia, s.e. 2001.
7. Short course on design and construction of ferrocemento structures **International ferrocemento information center** s.l. (47): 1985
8. Wieland, Martín. “Ferrocement shells” **Analysis and desing of shell Structures** (Thailand) s.a.

ANEXOS

Figura 47 Informe de desgaste por intemperismo acelerado para agregado fino



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



O.T. No. 14117

INFORME No. S.C. 267

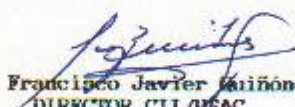
INTERESADO: JOSE MARCOS MEJIA SON
ASUNTO: Prueba de Bondad en Agregado Fino
 Material: ARENA DE RIO
 Procedencia: -----
 Proyecto: TESIS

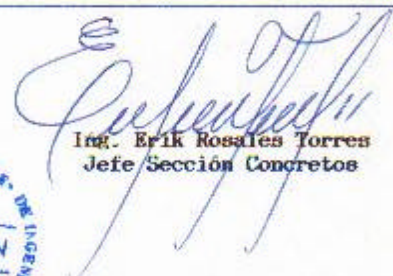
FECHA: 21-08-2001


T A M A Ñ O S :		Graduación por Fracción	PESO DE FRACCION		% Desgaste	Desgaste referido a Graduación
PASA	RETENIDO		Antes de Ensayo	Después de Ensayo		
No. 100 (149)						
No. 50 (297)	No. 100 (149)	21.04			10.5	2.21
No. 30 (595)	No. 50 (297)	30.06	100	89.5	10.5	3.16
No. 16 (1.19mm)	No. 30 (595)	26.55	100	82.3	17.7	4.7
No. 8 (2.36mm)	No. 16 (1.19mm)	11.42	100	80.0	20.0	2.28
No. 4 (4.76mm)	No. 8 (2.36mm)	8.42	100	80.5	19.5	1.64
3/8" (9.52mm)	No. 4 (4.76mm)	2.51			19.5	0.50
T O T A L E S :						14.49

OBSERVACIONES:

Atentamente,


 Vo.Bo. Ing. Francisco Javier Mariñón
 DIRECTOR CII/USAC
 enr.


 Ing. Erik Rosales Torres
 Jefe Sección Concretos



FACULTAD DE INGENIERIA - USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 476-3992. Planta: 476-0790 al 4 Ext. 372. FAX: 476-3993
 E-Mail: inge.cen_invest@usac.edu.gt.

Figura 48 informe de análisis granulométrico y contenido de materia orgánica en agregado fino

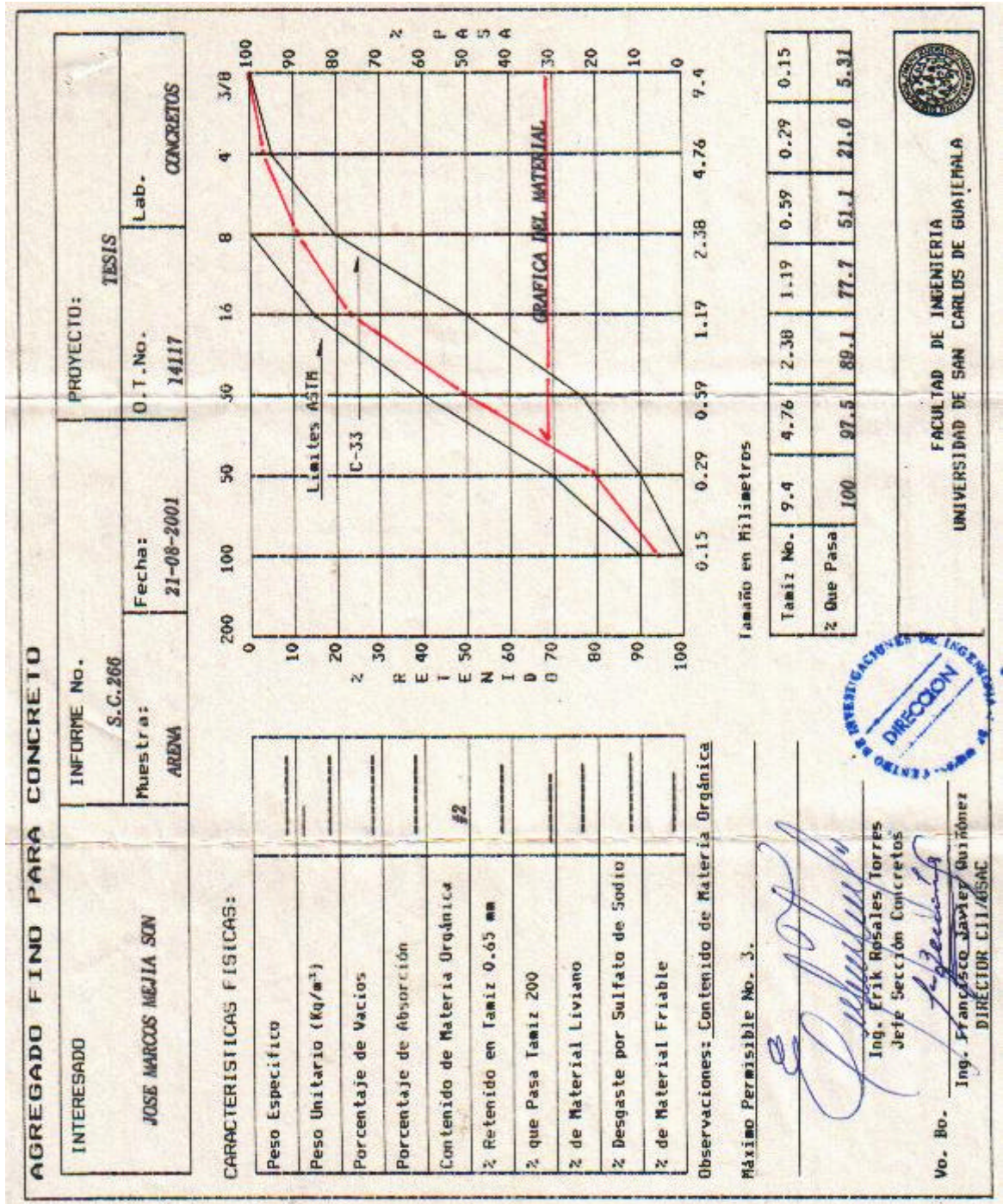




Figura 49 Informe para el ensayo a tensión de barras de acero



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



BARRAS DE ACERO DE REFUERZO PARA CONCRETO

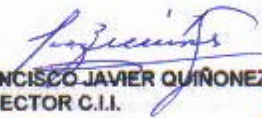
INFORME: 716-M O.T. No. 14075
INTERESADO: JOSE MARCOS MEJIA
PROYECTO: TESIS: BOVEDAS DE FERROCEMENTO CONSTRUIDAS SIN FORMALETA COMO METODO ALTERNATIVO PARA TECHOS EN VIVIENDAS ECONOMICAS
FECHA: 31-7-2001
No. DE MUESTRAS: 1
APARIENCIA : BUENA


		PROMEDIO	ESPECIFICACIONES
		*****	DEL ACERO No.**
No. CORRELATIVO	34		
PESO KG/M	0.122	0.122	** MINIMO
DIAMETRO MM	4.46	4.46	** MINIMO*
PERIMETRO MM	0.16	0.16	** MINIMO*
AREA CM2	3.6	3.6	** MINIMO*
ESPAC. LONG. MM	4.49	4.49	** MAXIMO*
ANCHO RIBETE MM	**	**	** MAXIMO
ALTURA MM	2.3	2.3	** MINIMO
RESISTENCIA A TENSION Mpa		PROMEDIO	ESPECIFICACION ACERO
LIMITE FLUENCIA	453	453	485
ESFUERZO MAXIMO	755	755	
ESFUERZO RUPTURA	629	629	
REDUCCION DE AREA %	99.2	99.2	
ALARGAMIENTO%			
5 CM.	5	5	
20 CM.	3	3	
*DIAMETRO PERIMETRO *Y AREA EFECTIVA		SEGÚN NORMA	
ESFUERZOS CALCULADOS SOBRE AREA:		ASTM A-496	
EFFECTIVA			


OBSERVACIONES: Mpa=sistema de Medida Internacional.Mpa*10.197=Kg/cm2
Mpa*145.004=#/pul2/ CORRUGACION ESPIRAL

NOTA: SIN RIBETE
EL GRADO 485 (SIST. INT.) CORRESPONDE A GRADO 70 (SIST.INGLES)

Atentamente

Vo.Bo. 
ING. FRANCISCO JAVIER QUINONEZ
DIRECTOR C.I.I.



DIRECCION


ING. PABLO DE LEON
JEFE SECCION METALES


cbr

FACULTAD DE INGENIERIA - USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 476-3992. Planta: 476-0790 al 4 Ext. 372. FAX: 476-3993
E-Mail: ingc.cen_invest@usac.edu.gt

Figura 50 Informe para el ensayo a tensión para malla hexagonal



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



O.T. No. 14075

INFORME No. 717-M

INTERESADO: JOSE MARCOS MEJIA
PROYECTO: TESIS: BOVEDAS DE FERROCEMENTO CONSTRUIDAS SIN FORMALETA COMO METODO ALTERNATIVO PARA TECHOS EN VIVIENDAS ECONOMICAS.
ASUNTO: ENSAYO DE MALLA DE GALLINERO.

FECHA: GUATEMALA, 02 DE AGOSTO DE 2001.

El interesado refirió a este Centro de Investigaciones 02 muestras de malla de gallinero de 1/2" de abertura.

Resultados

Identificación	esfuerzo por alambre entero	esfuerzo por alambre sin zinc
01	8,523.5 kg/cm ²	5,677 kg/cm ²

Sentido longitudinal


Esfuerzo primera falla	1,296.55 kg/ml
Esfuerzo carga última	1,517.24 kg/ml

Sentido transversal

Esfuerzo primera falla	550.85 kg/ml
Esfuerzo carga última	610.17 kg/ml
Esfuerzo a 45°	613.82 kg/ml


Nota: No. de alambres por metro lineal en sentido longitudinal = 152 alambres
 Peso por m² = 0.474 kg/m²

Afirmación,




Ing. Pablo C. De León
 Jefe Sección de Metales y
 Productos Manufacturados

Vo.Bo.



Ing. Francisco Javier Quiñonez
 DIRECTOR C.I.I.



FACULTAD DE INGENIERIA - USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 476-3992. Planta: 476-0790 al 4 Ext. 372. FAX: 476-3993
 E-Mail: lngc.ccn_invest@usac.edu.gt

Figura 51 Informe para el ensayo a compresión de mortero



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



O. T. No. 14328

INFORME No. CCM-06

INTERESADO: Marcos Mejia
 PROYECTO: Tesis "Bóvedas de ferrocemento construidas sin formaleta como método alternativo para techos en viviendas económicas"
 ASUNTO: Toma de muestras en obra para evaluar su resistencia a la compresión.
 FECHA: 9 de octubre de 2001

1. **GENERALIDADES**
 De acuerdo con el interesado, se tomaron muestras del mortero elaborado en el sitio de fundición, a las cuales se evaluó su resistencia a la compresión.
2. **PROCEDIMIENTO**
 La proporción del mortero elaborado fue 1:2, en volumen, siendo el interesado quien definió la trabajabilidad del mismo, de acuerdo a su uso. Se tomaron muestras para ensayos a 1, 7 y 28.
3. **RESULTADOS**

EDAD	Resistencia a compresión kg/cm ²
1 día	24.8
7 días	94.8
28 días	197.0

Atentamente,



Ing. Sergio Vinicio Castañeda Lemus
Sección Cements Cales y Morteros

Vo. Bo.



Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CCM/USAC



c.c.: Archivo.

FACULTAD DE INGENIERIA - USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 476-3992. Planta: 476-0790 al 4 Ext. 372. FAX: 476-3993
 E-Mail: inge.cen_invest@usac.edu.gt.