

**UTILIZACIÓN DEL FERROCEMENTO EN ELEMENTOS DE ALIGERAMIENTO
DE PLACA Y MUROS DE DIVISIÓN.**

**FERNANDO DANIEL BRISO ORDOSGOITIA
LUIS AURELIO CASTILLO AÑEZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FALCULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

**UTILIZACIÓN DEL FERROCEMENTO EN ELEMENTOS DE ALIGERAMIENTO
DE PLACA Y MUROS DE DIVISION.**

**FERNANDO DANIEL BRISO ORDOSGOITIA
LUIS AURELIO CASTILLO AÑEZ**

**Proyecto de grado presentado como requisito parcial para obtener el título
de Ingeniero Civil**

Directores:

**RICARDO ALFREDO CRUZ HERNANDEZ
Ingeniero Civil. Dr. Tech**

**ALVARO REY SOTO
Ingeniero Civil.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FALCULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

A mis padres, Pedro y Carmen; que con su gran apoyo hicieron posible este importante triunfo en mi vida; A mi hermana Beatriz Elena por sus permanentes consejos y su apoyo incondicional.

Fernando Daniel

A mis padres, Luís y Eneida; a mis abuelitas Rosa y Cecilia; A mi hermana María Auxiliadora; y a toda mi familia que los amo mucho.

Luís Aurelio

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a Dios inicialmente por permitir llevar a cabo esta investigación. Agradecen a todas las personas que de una u otra forma colaboraron con este trabajo de grado, especialmente a los profesores Álvaro Rey Soto y Ricardo Cruz Hernández, a los laboratoristas Jairo Hernández y Felix Arenas, al estudiante Oscar Giratá y a la Universidad Industrial de Santander.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
1. OBJETIVOS.....	3
1.1 OBJETIVO GENERAL	3
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
2. GENERALIDADES	4
2.1 ¿QUÉ ES EL FERROCEMENTO?	4
2.2 APLICACIONES DEL FERROCEMENTO EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN.....	5
2.3 MATERIALES QUE LO CONSTITUYEN	9
2.3.1 Cemento	9
2.3.2 Arena	9
2.3.3 Agua	10
2.3.4 Aditivos	10
2.3.5 Mortero.....	10
2.3.6 Acero de Refuerzo	10
2.3.7 Aire	10
2.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL FERROCEMENTO	11
2.4.1 Comportamiento a Tracción.....	11
2.4.2 Resistencia a Compresión	16
2.4.3 Resistencia a Flexión.....	17

2.4.4 Resistencia a Cortante.....	18
2.5 TIPOS DE ALIGERAMIENTO PARA PLACA DE ENTREPISO.....	19
2.6 MUROS.....	21
2.6.1 Clasificación de los Muros	21
2.6.1.1 Muros de Carga	21
2.6.1.2 Muros Divisorios	22
2.6.1.3 Muros Tipo Sándwich	22
2.6.1.4 Muros de Ferrocemento.....	23
2.7 La Teoría de la Prefabricación	25
2.7.1 Ventajas de la Prefabricación	25
2.7.2 Aplicaciones de los Prefabricados	26
2.7.3 Elementos Prefabricados en Ferrocemento.....	26
2.8 Problemática de la Vivienda En Colombia	28
3. CARACTERIZACION FISICO-MECANICA DEL FERROCEMENTO	32
3.1 DISEÑO DEL MORTERO	32
3.1.1 Cemento	32
3.1.2 Agua	32
3.1.3 Arena o Agregado Fino	32
3.1.4 Dosificación del Mortero.....	35
3.2 CARACTERIZACION MALLA	36
3.3 ENSAYOS REALIZADOS AL FERROCEMENTO	38
3.3.1 Ensayo de Compresión.....	38
3.3.2 Ensayo a Flexión	40
3.3.3 Ensayo de Porosidad.....	43

3.3.4 Ensayo de Permeabilidad	47
4. ELEMENTO DE ALIGERAMIENTO PARA PLACA	49
4.1 DISTRIBUCION ARQUITECTONICA	49
4.2 ANÁLISIS.....	53
4.3 MODULACION DE LA PLACA DE ENTREPISO.....	53
4.3.1 Armado de la Placa.....	53
4.3.2 Espesor Viga-Placa	53
4.3.3 Espesor de la Placa	53
4.3.4 Ancho Máximo de Aligeramiento	54
4.3.4.1 Ancho de y Altura de los Nervios	54
4.3.4.2 Loseta Superior.....	56
4.3.4.3 Separación Máxima entre Nervios	56
4.3.5 Geometría del Aligeramiento	57
4.4 MATERIAL A UTILIZAR.....	60
4.5 CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE LA PLACA DE ENTREPISO	60
4.5.1 Cargas Muertas	60
4.5.2 Cargas Vivas.....	61
4.5.3 Combinación de Cargas.....	62
4.6 MODELAMIENTO DE ELEMENTO DE ALIGERAMIENTO POR METODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	62
4.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	67
4.8 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ELEMENTO DE ALIGERAMIENTO Y PLACA DE ENTREPISO	74
4.8.1 Elemento de Aligeramiento	75
4.8.2 Placa de Entrepiso	82

4.9 PRUEBA DE CARGA DEL ELEMENTO DE ALIGERAMIENTO.....	83
4.9.1 Observaciones Prueba de Carga.....	86
4.10 ANALISIS DE FALLA.....	90
4.10.1 Diseño de Arco como Viga.....	90
4.10.2 Optimización del Modelo Planteado.....	92
5. DISEÑO MURO	94
5.1 DISTRIBUCION ARQUITECTONICA DE LA VIVIENDA	94
5.2 MATERIAL A UTILIZAR.....	94
5.3 TIPO DE GEOMETRÍA.....	95
5.3.1 Tipología Muro	96
5.3.2 Geometría de Paneles Prefabricados en Ferrocemento	96
5.3.2.1 Espesor del Panel.....	97
5.3.2.2 Altura Libre del Panel.....	97
5.3.2.3 Ancho del Panel.....	97
5.3.3 Núcleo de Muro Sándwich	97
5.3.4 Cargas que Actúan Sobre el Muro.....	97
5.3.4.1 Fuerza de Sismo.....	98
5.3.5 Cargas Muertas	98
5.3.5.1 Cargas Vigueta	98
5.3.5.2 Cargas Cubierta.....	101
5.3.6 Cargas Vivas.....	102
5.3.6.1 Cargas Vigueta	102
5.3.6.2 Cargas Cubierta.....	103
5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL MURO.....	104

5.4.1 Estados de Carga Muro	104
5.4.2 Diseño	106
5.4.2.1 Diseño a Cortante	106
5.4.2.2 Diseño a Flexo-Compresión.....	109
5.5 MODELAMIENTO DE MURO POR METODO DE ELEMENTOS FINITOS...	112
5.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	117
5.7. PROCESO CONSTRUCTIVO PANELES MURO	122
5.8 PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUROS A PARTIR DE PANELES PREFABRICADOS EN FERROCEMENTO	127
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	130
BIBLIOGRAFÍA.....	133
ANEXOS.....	139

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 3.1 Granulometría Arena	33
Tabla 3.2. Norma Granulometría.	34
Tabla 3.3. Dosificación del mortero.	36
Tabla 3.4 Resultados Ensayo de Compresión	39
Tabla 3.5 Resultados Ensayo de Flexión.	40
Tabla 4.1. Dimensiones mínimas de los ambientes habitacionales	50
Tabla 4.2. Espesores mínimos h (53).	54
Tabla 4.3. Tabla resumen de cargas muertas sobre ejes nivel entrepiso.	61
Tabla 4.4. Tabla resumen de cargas vivas sobre ejes nivel entrepiso.	61
Tabla 4.5. Mediciones de prueba de carga.	86
Tabla 5.1 Espesores mínimos nominales para muros estructurales en casas de uno y dos pisos (58).	95
Tabla 5.2. Valores de Aa y zona de amenaza sísmica (59)	96
Tabla 5.3. Cargas Muertas.	99
Tabla 5.4. Tabla resumen de cargas muertas sobre ejes nivel entrepiso.	101
Tabla 5.5. Tabla resumen de cargas vivas sobre ejes nivel entrepiso.	103

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Diagrama Esfuerzo-Deformación	12
Figura 2.2. Segmento típico sometido a tracción con fibra inclinada	13
Figura 2.3. Sección de una fibra inclinada después de la carga	13
Figura 2.4. Malla hexagonal	14
Figura 2.5. Sección típica malla hexagonal	15
Figura 2.6. Sección transversal y diagramas de deformaciones y esfuerzos	18
Figura 2.7. Elemento típico de una losa de ferrocemento simplemente apoyada	20
Figura 2.8. Descripción y geometría de paneles de muros en ferrocemento	25
Figura 3.1. Granulometría arena.	33
Figura 3.2. Caracterización malla sentido de orientación de fibras.	38
Figura 3.3. Caracterización malla sentido longitudinal	38
Figura 3.4. Ensayo a Compresión.	39
Figura 3.5. Ensayo a Flexión 0M.	41
Figura 3.6. Ensayo a Flexión 1M.	42
Figura 3.7. Ensayo a Flexión 2M.	42
Figura 3.8. Ensayo a Flexión 3M.	43
Figura 4.1. Distribución arquitectónica primer piso	51
Figura 4.2. Distribución arquitectónica segundo piso	52
Figura 4.3. Nervios de la placa de entrepiso	55
Figura 4.4. Placa de entrepiso	56
Figura 4.5. Dibujo de arco tipo 1	57

Figura 4.6. Dibujo de arco tipo 2	58
Figura 4.7. Dibujo de arco tipo 3	58
Figura 4.8. Dibujo de arco tipo 4	59
Figura 4.9 Geometría modelo.	63
Figura 4.10. Propiedades de los materiales.	64
Figura 4.11. Enmallado Shell 181.	65
Figura 4.12. Modelo de condiciones de apoyo.	66
Figura 4.13. Cargas.	67
Figura 4.14. Deformación en dirección x-x.	68
Figura 4.15. Deformación en dirección y-y.	69
Figura 4.16. Deformación total.	70
Figura 4.17. Esfuerzos Normales en el eje X.	71
Figura 4.18. Esfuerzos normales eje y.	72
Figura 4.19. Esfuerzos normales al eje X en los apoyos.	73
Figura 4.20. Esfuerzos normales al eje y en los apoyos.	74
Figura 4.21. Deformaciones unitarias sección elemento placa.	90
Figura 5.1. Corte transversal placa.	98
Figura 5.2. Carga muerta vigueta nivel entrepiso .	99
Figura 5.3. Reacciones por carga muerta nivel entrepiso VTA 1	100
Figura 5.4. Reacciones por carga muerta nivel entrepiso VTA 2 .	100
Figura 5.5. Reacciones por carga muerta nivel entrepiso VTA 3 .	100
Figura 5.6. Ancho aferente de ejes cargueros carga cubierta	102
Figura 5.7. Estados de carga muro (carga de sismo, carga viva y carga muerta)	105
Figura 5.8. Combinaciones de cargas de diseño.	105

Figura 5.9. Estados de carga muro a flexión.	109
Figura 5.10. Diagrama de iteración muro P vs Mn.	111
Figura 5.11. Geometría modelo.	112
Figura 5.12. Propiedades de los materiales.	113
Figura 5.13. Enmallado solid 186 y Shell 181.	114
Figura 5.14. Modelo de condiciones de apoyo.	115
Figura 5.15. Modelo de condiciones de apoyo.	116
Figura 5.16. Deformación en dirección x-x.	117
Figura 5.17. Deformación en dirección z-z.	118
Figura 5.18. Esfuerzos cortantes en el plano XY.	119
Figura 5.19. Esfuerzos cortantes plano yz.	120
Figura 5.20. Esfuerzos normales al eje z.	121

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
Fotografía 2.1. Techumbre del palacio de exposiciones de Turín	6
Fotografía 2.2. Reservorios y Piscinas en Ferrocemento	7
Fotografía 2.3. Tanque de Planta de Tratamiento	8
Fotografía 3.1. Cortes malla.	37
Fotografía 3.2. Probetas ensayo de compresión.	40
Fotografía 3.3. Probetas ensayo de Flexión.	41
Fotografía 3.4. Accesorios del Porosimetro de Ruska.	46
Fotografía 3.5. Medición del volumen total	46
Fotografía 3.6. Ensayo de Permeabilidad.	48
Fotografía 4.1. Formaleta del elemento de aligeramiento.	75
Fotografía 4.2. Aplicación de agente de liberación.	76
Fotografía 4.3. Refuerzo principal.	77
Fotografía 4.4. Preparación del mortero.	78
Fotografía 4.5. Aplicación del mortero	79
Fotografía 4.6. Acabado del elemento de aligeramiento.	80
Fotografía 4.7. Curado del elemento de aligeramiento.	81
Fotografía 4.8. Desencofrado del elemento de aligeramiento.	81
Fotografía 4.9. Preparación de prueba de carga e inicio	84
Fotografía 4.10. Posición de deformímetros.	85
Fotografía 4.11. Primer incremento de Carga.	87
Fotografía 4.12. Segundo incremento de Carga.	88

Fotografía 4.13 Grietas debido al tercer incremento de carga.	89
Fotografía 4.14. Colapso del elemento	89
Fotografía 5.1. Formaleta paneles.	122
Fotografía 5.2. Refuerzo principal y pines de anclajes.	123
Fotografía 5.3. Preparación del mortero.	124
Fotografía 5.4. Aplicación del mortero.	125
Fotografía 5.5. Acabado Final.	126
Fotografía 5.6. Restricción de paneles lateralmente.	127
Fotografía 5.7. Conexión Paneles de Ferrocemento.	128

RESUMEN

TÍTULO: UTILIZACIÓN DEL FERROCEMENTO EN ELEMENTOS DE ALIGERAMIENTO DE PLACA Y MUROS DE DIVISIÓN*.

AUTORES: FERNANDO DANIEL BRISO ORDOSGOITIA
LUIS AURELIO CASTILLO AÑEZ**

PALABRAS CLAVES: Ferrocemento, elemento aligeramiento de placa, muro estructural.

DESCRIPCIÓN:

En esta investigación se estudia el uso del ferrocemento en elementos prefabricados de aligeramiento para placa y muros estructurales para una vivienda de interés social.

Inicialmente se realizó la caracterización físico-mecánica del ferrocemento, en donde se llevaron a cabo los ensayos de compresión, flexión, porosidad, permeabilidad así como la caracterización de la malla de refuerzo. Luego se propuso una distribución arquitectónica que cumpliera con las normas habitacionales para una vivienda digna de acuerdo al código Nicaragüense de normas habitacionales mínimas y se planteó la modulación de la placa de entepiso, para luego dimensionar las secciones del elemento de aligeramiento para placa y el muro estructural. La geometría planteada para el elemento de aligeramiento de placa fue la de un arco carpanel, mientras que el muro se definió como un muro sándwich. Posteriormente se calcularon las respectivas cargas de diseños, y se realizaron sus respectivos diseños estructurales. Luego se modelaron los prefabricados en el programa de elementos finitos ANSYS V12. Por último se construyeron estos elementos con la metodología propuesta y se realizó la prueba de carga al elemento de aligeramiento para placa, de acuerdo a la norma NSR-98 título C.19. Los resultados obtenidos muestran que el elemento de aligeramiento para placa no presenta respuesta satisfactoria ante las sollicitaciones de carga de diseño, por lo cual se realizó un ajuste del diseño estructural y se recomienda la realización de la prueba de carga para el muro.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Directores: Álvaro Rey, Ricardo Cruz

ABSTRACT

TITLE: USE OF THE FERROCEMENT IN ELEMENTS OF LIGHTENING OF PLATE AND WALLS OF DIVISION*

AUTHORS: FERNANDO DANIEL BRISO ORDOSGOITIA
LUIS AURELIO CASTILLO AÑEZ**

KEY WORDS: FERROCEMENT, ELEMENTS OF LIGHTENING OF PLATE, STRUCTURAL WALL

DESCRIPTION:

This research examines the use of precast ferrocement in lightening for plate and structural walls for social housing.

Initially this was done the physical-mechanical characterization of the ferrocement, and they were carried out the tests of bending, porosity, permeability and the characterization of the reinforcing mesh. Then it was purposed an architectural distribution in order to respect the spatial standards for a dignified residential housing according with the Nicaraguan code for minimum housing standards and it was purposed the modulation of the mezzanine plate in order to dimensioning the sections of the elements of lightening of plate and the structural walls. The geometry purposed for the element of lightening of plate was the basket-handle arch, while the wall was defined as a sandwich wall type. Then they were calculated the respective burdens of designs, and they were conducted their structural designs. Then, the prefabricated elements were shaped by the program of finite elements ANSYS V12. Finally, they were built these elements with the proposed methodology and it was performed the load test for the elements of lightening of plate, according to the NSR-98 on the subtitle C.19. The results show that the element of lightening of plate no give a satisfactory answer to the solicitations of design load, so it was performed an adjustment of the structural design and it was recommended conducting load test for the wall.

* Project of Grade

** Ability of Physical-mechanical Engineerings. School of Civil Engineering. Directores: Álvaro Rey, Ricardo Cruz

INTRODUCCIÓN

En Colombia y en Latinoamérica, hoy en día se presenta un problema social por la falta de vivienda digna a bajos costos, para personas de escasos recursos, que en busca de solucionar su problema terminan construyendo en lugares de alto riesgo, sin las consideraciones mínimas de seguridad recomendadas y que por la propia dinámica de crecimiento de la población, generan los más graves problemas de hacinamiento, informalidad y salubridad, mediante acelerados procesos de tugurización, con un alto nivel de deterioro del entorno urbano y social donde se asientan. Sumándose a esto, la gran invasión a los centros urbanos por parte de las familias desplazadas debido al conflicto armado, haciéndose más notable esta necesidad.

Se han dado pasos serios en la búsqueda de soluciones ejecutadas desde el mismo Estado para proveer de vivienda planificada a esas grandes masas de población que engrosaron rápidamente la demografía de las principales ciudades; pero estos esfuerzos no han sido suficientes para suplir las necesidades de una vivienda digna, a estas multitudes, ya que en ocasiones el estado, mediante el ministerio de seguridad social no está al alcance de proveer a esta población desamparada de una vivienda bien estructurada y organizada, hablando tanto desde el punto de vista arquitectónico como del estructural .

Por esta razón se busca implementar nuevos materiales y metodologías constructivas que permitan llevar a cabo proyectos sociales de vivienda digna, que ayuden al mejoramiento de la calidad de vida de las familias de bajos recursos económicos y que se incrementen las posibilidades del desarrollo de este tipo de proyectos, haciéndolos más viables para las alcaldías y gobernaciones de los diferentes departamentos del país, ya que al ser menos costosos que los

sistemas tradicionales se podría ofrecer más soluciones de vivienda por el mismo costo. Así de esta manera nace la inquietud de utilizar el ferrocemento como un material alternativo, para el diseño y construcción de elementos estructurales para la vivienda unifamiliar.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar y evaluar elementos prefabricados en ferrocemento, para la conformación de placas de entrepiso y muros de división

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las propiedades físico-mecánicas del ferrocemento y de los materiales que lo componen, utilizando malla de refuerzo electrosoldada, Mesh 5 (Cinco aberturas por cada pulgada).
- Proponer secciones para los elementos de aligeramiento y muros de división.
- Evaluar el comportamiento físico-mecánico de los elementos de aligeramiento para las placas y el muro de división.
- Proponer una metodología constructiva para una placa de entrepiso con aligeramientos en ferrocemento, y muros de división.

2. GENERALIDADES

2.1 ¿QUÉ ES EL FERROCEMENTO?

El ferrocemento es un tipo de hormigón armado de pared delgada (espesores entre 2 y 4 cm.), el cual está conformado por una matriz de mortero con baja relación agua-cemento ($0.4 < A/C < 0.5$, en términos de peso) (1), y en términos de peso una relación óptima de Arena/cemento de 1.5 a 2.0 (2), reforzado por capas de mallas metálicas de diámetro relativamente pequeño, las cuales se encuentran distribuidas uniformemente en la matriz del mortero, con espaciamentos muy pequeños y que no modifican la resistencia a la compresión de este material, la cual se ve definida por la resistencia a la compresión del mortero. En comparación con el hormigón el ferrocemento presenta propiedades que supera la del hormigón armado como lo son: Alta resistencia a la tracción, alto módulo de ruptura, resistencia al impacto, ductilidad y resistencia a la fisuración.

Este material ha sido muy atractivo en la industria de la construcción en países como Canadá, Estados Unidos, Australia, China, India, Tailandia, México, Indonesia y otros, debido a las propiedades del ferrocemento, entre las que se pueden mencionar (3):

- Gran flexibilidad y escasa fisuración.
- Menor plazo de ejecución.
- Facilidad de construcción.
- Facilidad para reparar.
- No se necesita personal altamente calificado para su construcción.
- Materiales de uso común y fácil adquisición.
- Buena resistencia al fuego.

- Adecuada resistencia al impacto.
- Buena impermeabilización.
- Fácil de adaptar a cualquier forma.
- Generalmente no se necesita encofrado.
- Puede prefabricarse y por lo tanto industrializarse su construcción.
- Poco consumo de materiales debido a los pequeños espesores.
- Capacidad de resistencia a la tracción.
- Gran economía respecto al hormigón armado convencional y al acero laminado.
- Menor costo en mantenimiento y de producción (4).

2.2 APLICACIONES DEL FERROCEMENTO EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN

Las aplicaciones típicas ferrocemento incluyen la construcción de tanques de agua, barcos, techos, silos, tuberías, estructuras marinas flotantes y viviendas de bajo costo (5).

Joseph Louis Lambot propuso en su artículo de 1852 "Ferciment", el ferrocemento como remplazo de la madera, en este se propusieron barcos de 3.66 m de largo y 1.22 m de ancho con espesores de 2.5 a 3.8 cm. En la segunda mitad del siglo IXX, constructores de botes como Gabellini y Boon usaron las técnicas de Lambot con la cual construyeron la famosa balandra Zeemeeuw.

A principios de 1900 se remplazaron las embarcaciones de ferrocemento por las de concreto, solo para que un tiempo más tarde fueran retomadas las ideas de Lambot por el ingeniero-arquitecto italiano Pier Luigi Nervi, el cual estableció a

partir de una serie de pruebas de laboratorio las características preliminares del ferrocemento (6).

En 1947 Nervi fue el primero en implementar el ferrocemento en la construcción de edificios, ese año construyó una bodega, posteriormente una pequeña cubierta de 15 m y después la famosa sala de exhibición de Turín (Ver **Fotografía 2.1**), a pesar de esto solo hasta la década de los sesenta el ferrocemento fue aceptado como material de construcción (7).


Fotografía 2.1. Techumbre del palacio de exposiciones de Turín



Otra de las aplicaciones del ferrocemento es la de los tanques de almacenamientos de agua y piscinas. En Cuba se inicio la construcción de tanques con capacidad entre 1-3 metros cúbicos para viviendas aisladas y edificios multifamiliares, posteriormente se realizo un depósito de mil metros cúbicos en el cual se utilizan paneles prefabricados para la pared, la cubierta y el resto de elementos estructurales fundidos “in situ”. La empresa de astilleros “Victoria de Girón” inició un programa de investigaciones sobre las propiedades del ferrocemento que concluyó en 1973 con la realización de varios modelos de

barcos. Este material también se utiliza para la reparación de tanques metálicos de gran capacidad (8).

Fotografía 2.2. Reservorios y Piscinas en Ferrocemento

	
<p>Armado de piscina en Ferrocemento Fuente: http://ferrocem.com/ferrocem.html</p>	<p>Piscina en Ferrocemento terminada Fuente: http://ferrocem.com/ferrocem.html</p>
	
<p>Tanque en Ferrocemento. Fuente: (9)</p>	<p>Fundida de Tanque en Ferrocemento Fuente: http://ferrocem.com/ferrocem.html</p>

En 1971, Antoine Naaman, realizó el trabajo de investigación Propiedades Mecánicas del Ferrocemento en Tracción, Flexión y compresión, en el cual se sintetiza un conjunto de estudios teórico-experimentales realizados con el fin de determinar las características mecánicas resistentes del ferrocemento(10).

Mientras tanto en 1991 en Brasil, se construyeron tanques de grandes dimensiones en ferrocemento para ser empleados en pequeñas plantas de tratamiento de agua, de estas más de 50 plantas aún se encuentran en funcionamiento. Los costos de construcción se redujeron a un 30% de los convencionales de hormigón armado (11).

Fotografía 2.3. Tanque de Planta de Tratamiento



Fuente: (11)

En el caso de las piscinas, el ferrocemento es un material idóneo debido a que la variedad de formas que pueden obtenerse sin usar encofrados, su impermeabilidad, el buen comportamiento al agrietamiento, su fácil reparación y la posibilidad de prefabricarse conllevan a una disminución de los costos. En general las piscinas en ferrocemento pueden tener cualquier configuración en planta y se pueden alcanzar profundidades de hasta 2.20 metros, manteniendo espesores entre 2 y 3.5 centímetros. En Cuba se han construido más de 20 piscinas en ferrocemento incluyendo una olímpica.

Otra atractiva aplicación del ferrocemento es la construcción de esculturas y mobiliario urbano. El escultor Dagoberto Moreno inicio la construcción del “valle de la prehistoria” en Santiago de Cuba. También el escultor Roberto Valdés presentó la evolución del hombre con la construcción de más de 200 animales prehistóricos incluyendo un hombre de 9 metros de altura.

2.3 MATERIALES QUE LO CONSTITUYEN

Los materiales por los cuales está constituido el ferrocemento son los siguientes:

- Cemento.
- Arena.
- Agua.
- Aditivos.
- Mortero.
- Refuerzo de acero.
- Aire.

2.3.1 Cemento. El cemento es el material aglutinante que permite la unión de fragmentos minerales entre sí. Para este caso el cemento utilizado es el portland Tipo I o Tipo III.

2.3.2 Arena. La arena que se utiliza para la preparación del ferrocemento debe ser limpia, libre de materias orgánicas. Es preferible que la arena pase el 100% por el tamiz No 8 (2.38mm).

2.3.3 Agua. El agua es un ingrediente fundamental en la elaboración del mortero debido a que desempeña una función fundamental en estado fresco y endurecido. El agua debe ser potable, libre de impurezas y de sustancias perjudiciales.

2.3.4 Aditivos. Los aditivos son aquellas sustancias ajenas a la mezcla que se agregan con el fin de acelerar o retardar el tiempo de fraguado de la misma, o son utilizados en estado endurecido para inferir un comportamiento más adecuado según las exigencias de la estructura.

2.3.5 Mortero. El mortero se prepara con los materiales anteriormente mencionados y detallados. El mortero para el ferrocemento debe tener una relación cemento-arena 1 a 2.5 en peso y una relación agua-cemento 0.35 a 0.6 en peso. El asentamiento debe ser menor a 6 centímetros con el fin de poder compactar la masa.

2.3.6 Acero de Refuerzo. El acero de refuerzo del ferrocemento está conformado por mallas galvanizadas o soldadas, cuyo diámetro debe variar entre 0.4 mm hasta 1.6 mm y sus separaciones entre alambres varían entre 0.32 cm hasta 5 cm. La resistencia máxima de los alambres de la malla puede variar entre 350 *MPa* a 1100 *MPa*. Las mallas más comunes en el mercado de la industria de la construcción apta para el ferrocemento son la malla hexagonal o de gallinero, la malla semiexagonal, la malla cuadrada entrelazada y la malla cuadrada soldada (12).

2.3.7 Aire. Cuando el mortero del ferrocemento se encuentra en proceso de mezclado tiende a atrapar aire, que posteriormente lo libera cuando este se encuentra en proceso de compactación. A pesar de que al compactarse este

tiende a liberar el aire que se encuentra dentro del mortero, sin embargo queda algún porcentaje de este en la matriz endurecida (13).

2.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL FERROCEMENTO

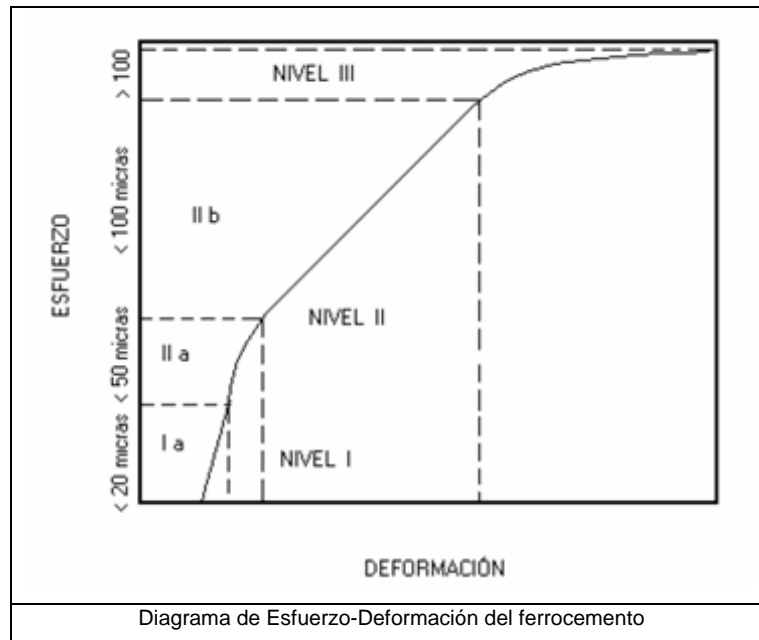
El ferrocemento es un material compuesto ya que se encuentra integrado por mallas de alambres embebidas en un mortero de cemento.

Se ha podido comprobar mediante estudios experimentales, que el ferrocemento presenta propiedades mecánicas mejores a las del hormigón armado, debido a la distribución de su refuerzo en toda la superficie de los elementos realizados en este material y la cercanía de estos entre sí, lo cual le permite soportar grandes deformaciones sin la aparición de fisuras. Este mecanismo permite suponer que pequeñas fibras de acero distribuidas en la matriz de mortero de separación, retarda la aparición de grietas en elementos bajo carga. A continuación estudiaremos detalladamente el comportamiento mecánico del ferrocemento a tracción, flexión y compresión.

2.4.1 Comportamiento a tracción. La contribución a la resistencia a tracción del ferrocemento coincide con la misma resistencia del refuerzo, debido a que la matriz del mortero se agrieta rápidamente y su contribución a la resistencia final es prácticamente nula. Igualmente la deformación de este material antes de romperse aumenta a medida que se incrementa el porcentaje de refuerzo, alcanzando la deformación máxima igual a la deformación máxima del refuerzo solo.

Este material cuando es sometido a tracción, presenta tres niveles en donde el comportamiento del material es diferente como se puede apreciar en la **Figura 2.1**.

Figura 2.1. Diagrama Esfuerzo-Deformación (14).



Inicialmente en el nivel I a o rango elástico, las deformaciones se presentan linealmente como aumentan los esfuerzos, no se presentan evidencia de formación de grietas y el ancho de estas son de veinte micras aproximadamente (15). Para este rango elástico la carga total está compartida entre la carga soportada por la fibra y la carga de la matriz. Ver **Figura 2.2**.

Figura 2.2. Segmento típico sometido a tracción con fibra inclinada (16).

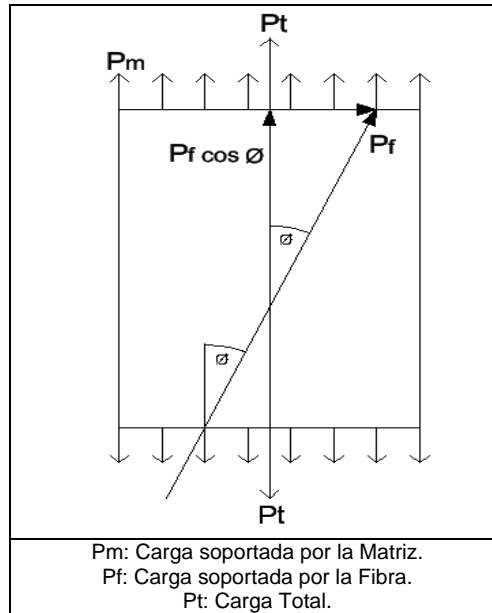
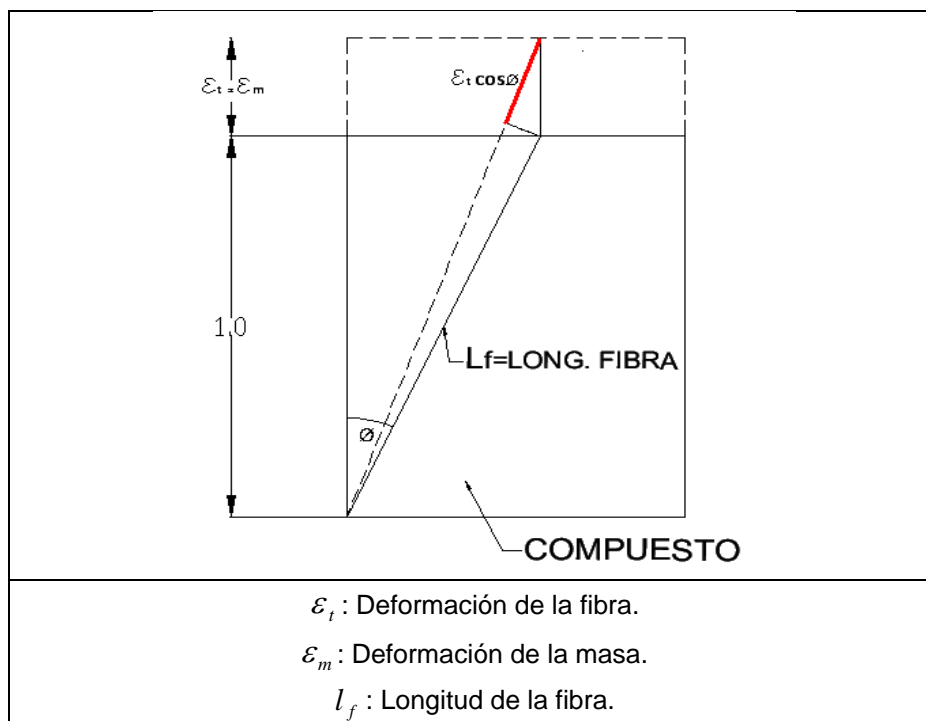


Figura 2.3. Sección de una fibra inclinada después de la carga (17)



La mayoría de las mallas de refuerzo pueden considerarse como si estuviesen conformadas por secciones típicas en serie, como se ve en la **Figura 2.4** y más detalladamente en la **Figura 2.5**.

Figura 2.4. Malla hexagonal (18).

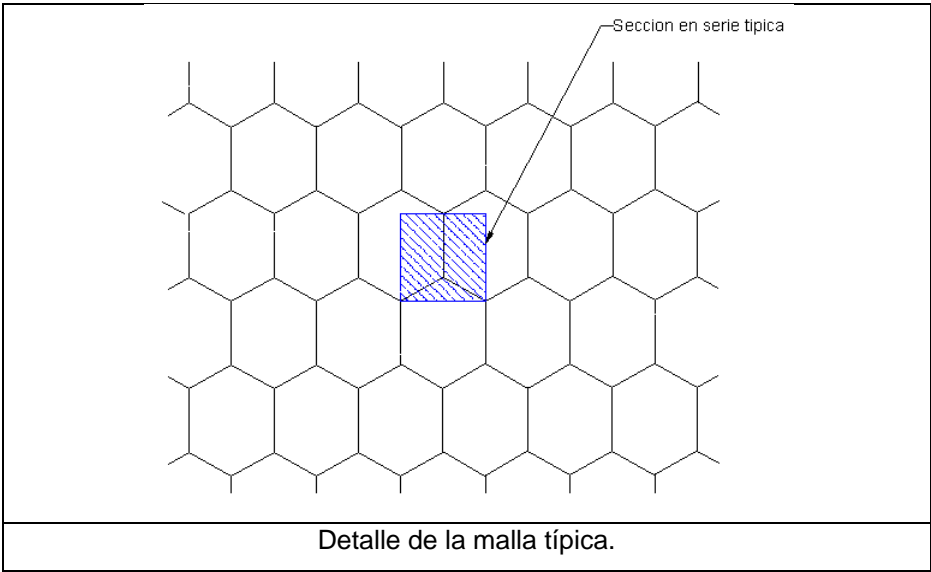
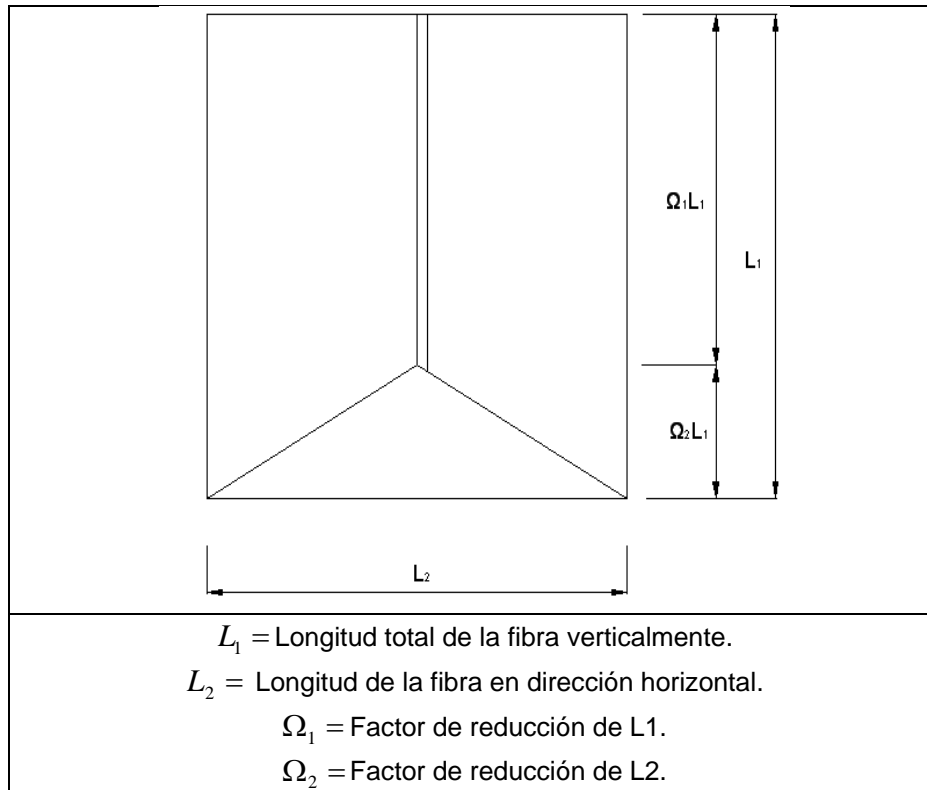


Figura 2.5. Sección típica malla hexagonal (19).



Para un segmento típico de una franja determinada, el módulo de elasticidad efectivo del compuesto puede obtenerse considerando el esfuerzo de cada parte. En el siguiente nivel (Nivel II a, II b) se presenta la fase de agrietamiento, en donde el mortero se separa del acero formando pequeñas láminas, y se comienzan a formar las grietas entre 20 a 100 micras; estas grietas ocurren debido a que el esfuerzo a tracción supera a la resistencia de la matriz, generando un deslizamiento entre la matriz y la malla de refuerzo. Hasta esta fase el acero y el mortero absorben los esfuerzos de todo el elemento como un conjunto y la curva esfuerzo-deformación deja de ser lineal como se puede ver en la **Figura 2.1** (20).

Naaman empíricamente utilizó la **Ecuación 2.1**, para el cálculo de la resistencia a la primera grieta:

$$\sigma_{cr} = 2.40S_L + \sigma_{mu} \quad \frac{Kg}{cm^2} \dots\dots\dots Ecuación 2.1$$

Donde:

σ_{cr} = Esfuerzo de la primera grieta.

S_L = Superficie específica del refuerzo en dirección de la carga.

σ_{mu} = Resistencia última del mortero a tensión directa.

En el tercer nivel continúa el agrietamiento de manera uniforme e inicia la llamada etapa de fluencia del material en donde el refuerzo solo resiste los esfuerzos a tracción de todo el conjunto, debido a que las grietas superan las 100 micras conllevando al colapso total del elemento.

2.4.2 Resistencia a Compresión. La resistencia a compresión la aporta el mortero en proporción directa al área de su sección transversal, debido a que se hace caso omiso a las fibras del refuerzo ya que estas sufren pandeo. La resistencia última a la compresión está dada por la ecuación 2.2 (21).

$$\sigma_{cu} = 0.85 * f'_c * v_m \dots\dots\dots Ecuación 2.2$$

σ_{cu} = Resistencia última compresión

f'_c = Esfuerzo a compresión del mortero del ferrocemento

v_m = Fracción de volumen de mortero en el compuesto.

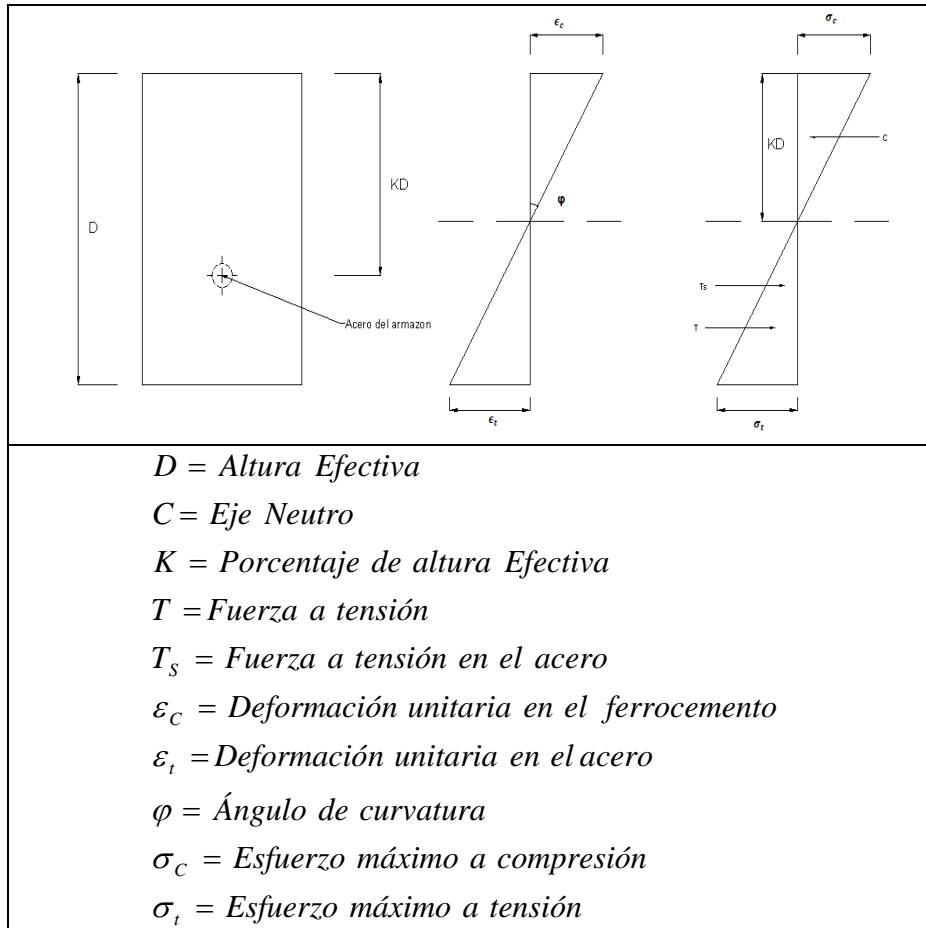
2.4.3 Resistencia a Flexión. La resistencia del ferrocemento a flexión depende de la superficie específica y del tipo de malla, su orientación y geometría intrínseca; así como la presencia o no de acero de armazón. En la práctica la resistencia a flexión aumenta cuando las telas de malla se concentran en los bordes inferiores ó superiores. El análisis del ferrocemento a flexión se puede llevar a cabo usando la propiedad de material compuesto y la teoría del concreto reforzado, en donde se tiene en cuenta que las fibras de toda la sección transversal están sometidas a esfuerzos y deformaciones que varían directamente a la distancia del eje neutro como se muestra en la Figura 2.6.

Para el diseño del ferrocemento se supone que el material esta en el rango lineal sin agrietamiento, el momento a la aparición de la primera grieta y el esfuerzo a la primera grieta según los trabajos de Surya Kumar y Sharma está dado por las ecuaciones 2.3 y 2.4 (22):

$$M_{Cr} = \frac{1}{3(1-k)\sigma_{Cr}bD^2} \dots\dots\dots Ecuación 2.3$$

$$\sigma_{Cr} = 19.9p + 33.9 \quad \frac{kg}{cm^2} \dots\dots\dots Ecuación 2.4$$

Figura 2.6. Sección transversal y diagramas de deformaciones y esfuerzos (23).



2.4.4 Resistencia a cortante. Son pocos los estudios de los muchos que se han hecho sobre ferrocemento que han incluido la evaluación de la resistencia a cortante. Además, los elementos estructurales de ferrocemento contienen una alta fracción de volumen de mallas de refuerzo que contribuyen a la acción cortante. Las capas de malla en el ferrocemento proporcionan el refuerzo a cortante, equivalente a las barras transversales en el hormigón armado. El ferrocemento no tiene particularmente refuerzo a cortante, tal como sucede en losas delgadas de hormigón armado.

Las propiedades y algunas ecuaciones para el diseño a cortante en elementos de ferrocemento se han propuesto de manera similar al hormigón armado. La ecuación 2.5 permite obtener la resistencia a cortante (24).

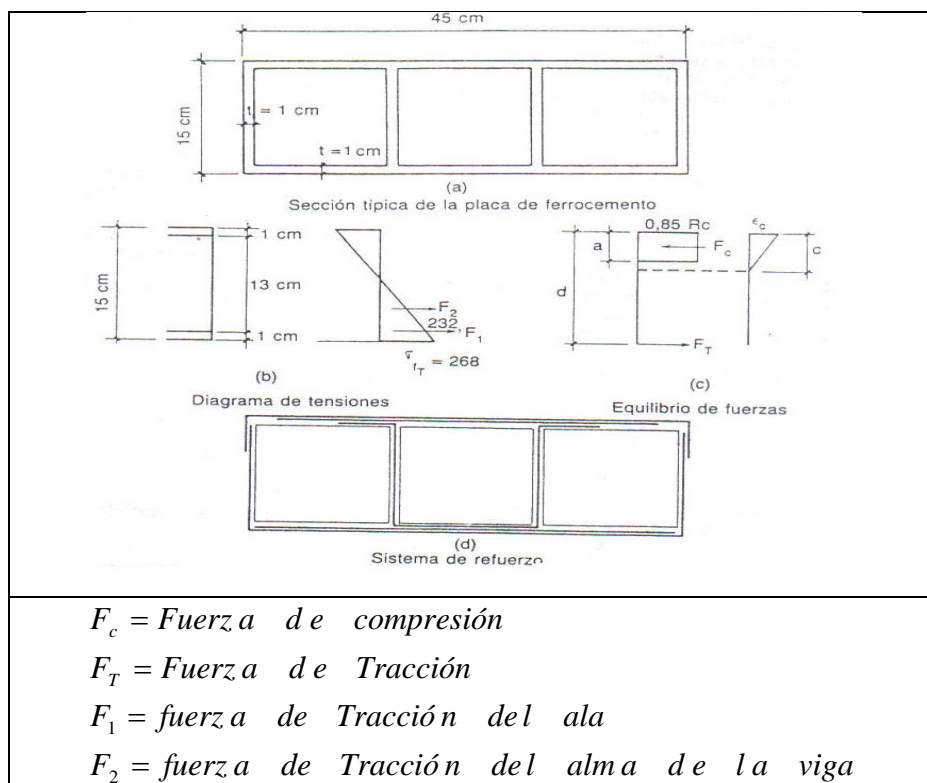
$$v_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \dots\dots\dots \text{Ecuación 2.5}$$

2.5 TIPOS DE ALIGERAMIENTO PARA PLACA DE ENTREPISO

El ferrocemento es una tecnología muy utilizada en el mundo, sobre todo en techos curvos y de grandes luces, como es la estación de trenes en Milano, y elementos prefabricados de aligeramiento para placa entre muchos otros. Uno de los máximos conocedores de esta tecnología en América Latina es el Dr. Hugo Wainshtok, de Cuba, quien inventó este sistema de paneles hace más de veinte años, después de haber construido la flota pesquera cubana de alta mar. El colega Wainsthok, amigo de la red EcoSur, dicta conferencias y cursos de posgrado sobre ferrocemento en universidades de muchos países de América Latina (25), países en los cuales se han venido haciendo investigaciones para bajar los costos de las viviendas de los barrios populares, en esta búsqueda se han hecho algunas publicaciones entre las que se cuenta una de la Universidad de Medellín en Colombia, la cual plantea la realización de entrepisos prefabricados que pueden resultar más económicos que los materiales convencionales y con características de resistencia satisfactorias. En este estudio se plantea el diseño y el método auto constructivo en el que no se necesita tener conocimientos profundos sobre la materia. Para llevar a cabo los planteamientos realizados se contó con varias alternativas a las cuales se les analizo desde el punto de vista teórico, experimental y económico (26).

En cuanto al diseño se puede mencionar un tipo de panel de ferrocemento tipo sándwich como elemento típico para una losa simplemente apoyada como se muestra en la **Figura 2.7**.

Figura 2.7. Elemento típico de una losa de ferrocemento simplemente apoyada (27).



2.6 MUROS

Los muros son construcciones lineales, verticales que sirve para proteger o delimitar un terreno.

2.6.1 Clasificación de los Muros. Los muros se pueden clasificar de diferentes formas a continuación se enumeran unas de estas. La clasificación de los muros se hace de acuerdo con su función, ya sean de carga, aislamiento, separación, decoración o para contener; según su trabajo mecánico sea cargando, dividiendo o reteniendo; su posición la cual puede ser interior o exterior; también según su constitución pueden ser opacos, traslucidos y transparentes y finalmente por su posición dinámica pudiendo ser esta fija o móvil. Desde el punto de vista de la ingeniería civil la clasificación más importante de los muros es la que tiene en cuenta el trabajo mecánico que realiza este elemento y la cual se detalla a continuación.

2.6.1.1 Muros de Carga. Se denominan muros de carga o portantes, a aquellos muros que tienen por objeto principal la función estructural, esto lo llevan a cabo cargando y soportando otros elementos de la construcción y por ende se ven sometidos a esfuerzos de compresión. El espesor de estos muros se halla en relación directa con el peso que soporta y la fatiga de trabajo de sus componentes y se distinguen de los tabiques no estructurales gracias a su grosor.

Cuando se habla de los materiales para la construcción de muros de carga, hay que reconocer que el material más empleado para esta tarea es el ladrillo, por ser un material resistente y duradero, pero existe gran variedad de materiales con los cuales se puede construir este tipo de elementos. Estos materiales los podemos clasificar en naturales entre los que se cuentan una gran variedad de piedras y los materiales artificiales entre estos se halla el concreto armado, tabique de barro

cocido, tabique de cemento, piedra artificial, block de cemento, block hueco y adobe.

2.6.1.2 Muros Divisorios. Son aquellos muros que a pesar de separar o aislar los espacios no soportan las cargas estructurales. Poseen características tales como un efectivo aislamiento acústico y térmico, impermeabilidad, resistencia a la fricción o impactos, pueden ser prefabricados o hechos en obra y además son generalmente ligeros.

Los materiales para hacer este tipo de paneles son diversos, entre ellos podemos encontrar la piedra pómez, dry wall o construcción en seco, el asbesto cemento, Siporex, madera, metal y plástico, espuma de Poliestireno Expandido (EPS), ladrillos o bloques, placas de yeso, placas de hormigón, paneles prefabricados de cartón-yeso, etc. (28).

2.6.1.3 Muros tipo Sándwich. Recientemente los Paneles tipo sándwich se han hecho muy populares gracias a que tienen un comportamiento eficaz en la industria de la construcción. Los Paneles tipo sándwich se han utilizado en la industria aeroespacial durante muchos años y también se están utilizando como miembros de carga en las estructuras navales (29). Los Paneles sándwich ofrecen alta resistencia y a la vez provocan una reducción sustancial en el peso de las estructuras. La reducción del peso de las estructuras se debe a la reducción de la sección transversal elemento, el tamaño de la base, y con ello la reducción del costo y también de los daños ocasionados por los movimientos telúricos, porque la fuerzas sísmicas que influyen en los edificios y otras estructuras son proporcionales a la masa de la estructura (30). Los paneles tipo sándwich con los núcleos de hormigón ligero son cada vez más usados debido a la eficiencia de fabricación que ha contribuido con la industrialización de la construcción de este sistema (31). Los Paneles sándwich normalmente consisten en dos finos, de alta

resistencia y densidad de hojas fuera de la cara conocida como piel, separados por una gruesa capa de baja densidad y resistencia como material llamado núcleo(32).

Los elementos sándwich aparte de tener una función de tipo estructural, también funcionan como elemento de aislamiento térmico disminuyendo el rendimiento térmico de hasta 40% de la cantidad actuante calor (33).

Este tipo de muro es muy usado para contención, generalmente en sótanos de edificios. Se han hecho investigaciones para tratar de observar el comportamiento de este tipo de muros, entre estas se encuentra “Método de fabricación de muro prefabricado tipo sándwich de hormigón armado aligerado con poliestireno expandido y muro obtenido por dicho método” (34).

2.6.1.4 Muros de Ferrocemento. De la impermeabilidad del ferrocemento y de sus características aptas para la construcción de elementos de pared delgada, se deriva de manera natural, no solamente la construcción de cascos flotantes, sino también la de estructuras para contener líquidos, gases y estructuras para almacenar granos (35).

La incorporación del ferrocemento al mercado de la construcción se ha dado entre otras, en forma de tabiques livianos del sistema HORMI Rith, muy resistente, que resultan de suma utilidad en muros divisorios, en edificios de propiedad horizontal, especialmente en zonas sísmicas donde se requiere ahorro de peso (36).

El sistema HORMI Rith (37), es un tabique semi-industrializado que se construye y monta directamente en obra por su libertad de diseño y acople a las estructuras de hormigón armado. El ferrocemento es muy utilizado en la construcción de tanques de agua(38), y piscinas un ejemplo de esta última, es el trabajo que desde hace

mas de 50 años realiza el Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical del ISPJAE desde su creación en 1989, ha venido perfeccionando esta técnica y sus trabajos se ven ejemplificados en la construcción de más de 20 piscinas de todo tipo, construidas “in situ” o prefabricadas, de diferentes formas, y con áreas entre 200 y 2000 metros cuadrados y con profundidades que oscilan entre 0 y 2.20 metros (39).

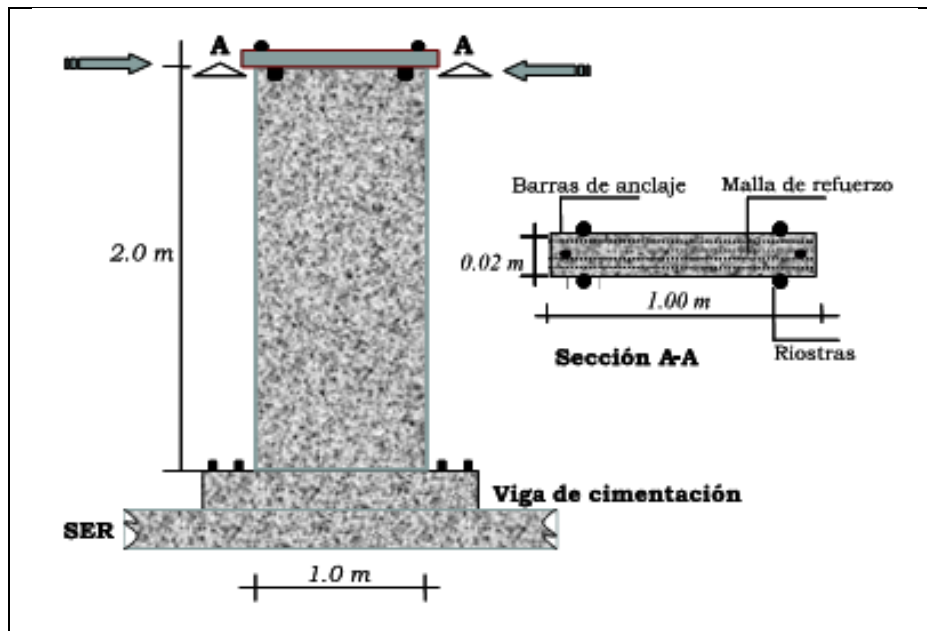
En la construcción de muros de tanques de ferrocemento se debe tener en cuenta lo siguiente (40):

- El espesor de los muros tendrá como mínimo 5 cm.
- La altura del reservorio no deberá sobrepasar la altura de 3,20 m., como máximo.
- Luego de encofrar la parte interna de las paredes del muro, se colocan mallas de acuerdo a lo indicado en los planos respectivos y se funden los muros.

En la Universidad de Medellín Colombia, se realizó una investigación en la que se evaluó numérica y experimentalmente el comportamiento de paneles delgados de ferrocemento sometidos a carga lateral en su propio plano, la cual representa el efecto de la acción sísmica. Para ello, se llevaron a cabo una serie de ensayos ante carga monotónica sobre modelos a escala real. Posteriormente se realizaron una serie de ensayos sobre probetas para homogeneizar el material utilizado en la construcción de los paneles cuyo montaje se muestra en la **Figura 2.8**. Los resultados de estos ensayos se utilizan para definir las leyes constitutivas del material homogeneizado. Posteriormente se genera un modelo numérico por el método de los elementos finitos, usando como parámetros de entrada, los obtenidos para el material homogeneizado. El comportamiento ante carga lateral

de este modelo, se evalúa a partir de un análisis pushover con el programa LUSAS (41).

Figura 2.8. Descripción y geometría de paneles de muros en ferrocemento (42).



2.7 LA TEORÍA DE LA PREFABRICACIÓN

La prefabricación es un sistema constructivo que contempla el diseño y producción de elementos, partes y/o componentes de una construcción, fuera de la ubicación definitiva de esta, ya sea que estas unidades se hagan en planta o fabrica (43).

2.7.1 Ventajas de la prefabricación:

- Reducción en los plazos de construcción.
- Organización similar a una fabrica, con mayor grado de mecanización, mano de obra estable y sin formación especializada.

- Mayor facilidad para un adecuado control de calidad.
- Menor formación de juntas de hormigonado.
- Uso múltiple y repetitivo de encofrados o moldajes.
- Posibilidad de aplicar técnicas de pretensado, curado acelerado, etc.
- Fase de montaje simple, precisa y no laboriosa.
- La construcción es una actividad continua.
- Rapidez de montaje.
- Ahorro de materiales utilizados en obra.
- Reducción de los residuos de la construcción.
- La construcción puede ser totalmente desmontable (44).

2.7.2 Aplicaciones de los prefabricados. Se pueden construir elementos prefabricados de hormigón simple como soleras, tubos, bloques, ladrillos, bóvedas, además elementos sencillos de hormigón armado como postes, y sistemas más sofisticados como losas, vigas y columnas (45).

En países europeos entre ellos España, se tiene una larga trayectoria en los procesos de industrialización de los sistemas constructivos, lo cual ha favorecido el aumento de la utilización de grandes paneles de hormigón prefabricados para la construcción de viviendas (46).

2.7.3 Elementos Prefabricados en Ferrocemento. Una de las aplicaciones más importantes que han tenido los prefabricados de ferrocemento es la construcción de viviendas. En Cuba se inició esta técnica en el año de 1986 donde se construyó la primera vivienda utilizando paneles ligeros prefabricados de ferrocemento en sección "U". Luego se construyeron 42 viviendas de una y dos plantas en tan solo tres meses.

A partir de estas experiencias en Cuba, esta técnica se extendió a varias provincias, construyendo plantas de producción de elementos prefabricados, realizando paneles prefabricados ligeros de ferrocemento para la cubierta y entrepiso, y a partir de esta tecnología se construye el primer pueblo totalmente en ferrocemento.

Luego se construyen nuevas plantas de elementos prefabricados en el país de Cuba en el año de 1988, ubicadas en la ciudad de La Habana y de Pinar del Rio, con una producción industrial más desarrollada debido a que contaban con equipos de mayor tecnología como lo eran carros porta-moldes con equipos de vibración adosados, todo esto con el fin de obtener una solución económica y rápida al problema de vivienda en este territorio, construyendo en La Habana en 1998 el primer edificio de dos plantas terminado en tan solo dos meses y además se incorporaron dos nuevos elementos prefabricados en ferrocemento como lo fueron las vigas-zapatatas y vigas de cerramiento. Todo este grupo de prefabricados permitieron el diseño y la construcción de viviendas de una, dos, tres y hasta cinco plantas totalmente prefabricadas en ferrocemento.

Hoy se han construido en Cuba, alrededor de 400 viviendas prefabricadas en ferrocemento, localizadas en seis provincias de este país y se ha desarrollado por el centro de investigación de materiales y técnicas del ministerio de industria de materiales del país, el comportamiento sobre el aislamiento térmico y acústico de los paneles de ferrocemento ante la duda de la resistencia a las condiciones ambientales de estos paneles de tan pequeño espesor.

2.8 PROBLEMÁTICA DE LA VIVIENDA EN COLOMBIA

Uno de los actuales retos sociales, no sólo en Colombia, sino de la comunidad mundial, es el bienestar, la equidad y mejora de las condiciones de vida de todos los habitantes del planeta. Colombia cuenta una población de 42 millones de habitantes aproximadamente, presenta un alto déficit de vivienda económica en la mayor parte de su territorio. La construcción de casas con procesos de autoconstrucción utilizando materiales inapropiados e informales degrada aún más el problema social de la vivienda.

No abundan estudios ni se realizan investigaciones que busquen soluciones idóneas, con materiales autóctonos de bajo costo, con tecnologías sostenibles, que doten a estos habitáculos de un buen desempeño estructural. En consecuencia, la creciente demanda de vivienda de bajo costo y la escasez de oferta en esta franja del mercado de la construcción, promueven el crecimiento de ciudades con barrios de tugurios (47).

En los países de América Latina y el Caribe el 45% de los núcleos familiares están afectados por el déficit habitacional, que se incrementa a un ritmo superior a la cantidad de viviendas que se construyen anualmente en la región. Sin embargo, en un estudio reciente de la Comisión Económica para América Latina (CEPAL), se concluye que es posible frenar dicho crecimiento del déficit habitacional al realizar las debidas inversiones en este sector social (48).

Al menos un tercio de la población de América Latina y el Caribe carece de vivienda o habitan en viviendas inadecuadas. De la mano de la urbanización acelerada (64% de población urbana en 1980 y 80% en el 2000) en todos los

países de la región se han acrecentado los problemas de acceso al suelo y a una solución habitacional.

Estudios han revelado que entre el 40 y el 50% de la población de América Latina y el Caribe vive en una situación habitacional precaria, por ejemplo: Bogotá 59%, Buenos Aires 10%, Caracas 50%, Lima 40%, México 40%, Quito 50%, Recife 46%. Esta situación de precariedad en el tema de la seguridad en la tenencia de la vivienda, se ha venido generando debido a factores como: falta de inversión pública, privada y también individual; bajos índices de salud pública, de educación y de empleo; falta de recaudación municipal; segregación social, criminalidad y violencia.

En torno a este panorama Latinoamericano surge la problemática habitacional Colombiana, no menos aguda. En el ámbito nacional, específicamente para la región de Santander, se pueden numerar varios problemas de índole socio económico, que si bien el gobierno nacional en el último año ha venido mejorando, continúan latentes:

- La vivienda de interés social (VIS) es aquella cuyo valor es de 135 SMLMV, pero debido a que la asignación de subsidios solo se realiza entre personas con ingresos mayores a \$700.000, queda una gran mayoría de núcleos familiares imposibilitados para acceder a estos subsidios.
- Debido a las responsabilidades económicas actuales de las personas, estas tienen la posibilidad de atender sus obligaciones hipotecarias o de adquisición de vivienda ya no con el 30 por ciento de sus ingresos, sino solo con el 20 por ciento, lo que incide en la capacidad para adquirir un crédito.
- El Gobierno, por su interés de llegarle a más a familias de bajos ingresos, redujo el valor de los subsidios entregados, para maximizar el uso de los

recursos destinados a este fin, esta situación llevo a una disminución de la calidad integral de la vivienda de interés social (VIS) en Colombia.

- La situación de violencia por la cual atraviesa actualmente el país, ocasiona un masivo desplazamiento de personas, de las zonas rurales a las urbanas, generando asentamientos humanos en zonas de alto riesgo geofísico.
- En el mercado colombiano y a nivel mundial los sistemas constructivos están monopolizados por el concreto y el acero. Hoy en día las empresas urbanizadoras se inclinan hacia los materiales y sistemas constructivos tradicionales en los que se destacan los sistemas aporticados, muros estructurales y de mampostería.

El gobierno nacional ha otorgado desde el año 2004, a un total de 6.700 familias de distintas regiones del país, a través de su línea de crédito y microcrédito para Vivienda de Interés Social (VIS) de la Financiera de Desarrollo Territorial (Findeter), cerca de 112.384 millones de pesos, lo que representa en promedio aproximadamente 16 millones de pesos para cada solución habitacional. Estas cifras están referenciadas con base en los sistemas de construcción tradicionales para la VIS (49).

A través del desarrollo previsto en este proyecto se pretende dar respuesta a una parte del problema de cobertura del sistema de VIS, por medio de la reducción de costos en su construcción, pero manteniendo los estándares habitacionales. Esta solución promueve un desarrollo económico, social y cultural a la región de Santander, dirigido hacia la población más desprotegida de la sociedad.

El problema con los modelos de viviendas existentes, es que en busca de dar a más familias una solución habitacional, se han descuidado aspectos como la habitabilidad, la comodidad, el confort y en algunos casos hasta la calidad

estructural de las casas que se ofrecen. Un ejemplo de esto es que mientras las normas de construcción establecen que cada unidad residencial debe disponer mínimo de 10 metros cuadrados por cada persona que la habita, en la ciudad de Bucaramanga específicamente en la urbanización villas de San Ignacio hay familias que solo disponen de 3.5 metros cuadrados para cada uno de sus miembros. Además veedores ciudadanos de esta urbanización presentaron un panorama en el que se aprecian viviendas de una sola habitación, con grietas, cañerías tapadas e incluso ciertos inconvenientes con cortos eléctricos al poco tiempo de terminadas. Y es que si bien tener este techo para dormir representa para estas familias una gran oportunidad, para los expertos en arquitectura y hasta de las mismas naciones unidas, dicha realidad va en contra del significado de una vida digna (50).

3. CARACTERIZACION FISICO-MECANICA DEL FERROCEMENTO

3.1 DISEÑO DEL MORTERO

Para el diseño del mortero se estudiaron previamente las propiedades físicas de los agregados para la preparación del mortero:

3.1.1 Cemento. El cemento usado fue portland tipo I, de cementos Diamante, el cual cumple con las siguientes Normas Icontec:

- NTC 221: Determinación del peso específico.
- NTC 110 Y NTC 112: Consistencia normal.
- NTC 109 Y NTC 118: Tiempo de fraguado.
- NTC 111: Fluidez.

Peso específico cemento: $3.0 \left(\frac{g}{cm^3} \right)$

3.1.2 Agua. El agua que se utilizó para la preparación del mortero fue la que distribuye el acueducto metropolitano de Bucaramanga, la cual cumple con la norma ASTM C17163.

3.1.3 Arena o Agregado Fino. Se utilizó una arena fina, libre de materias orgánicas, la cual debía cumplir con las siguientes normas:

- ASTM C33374A: Agregados del concreto.
- NTC 174: Módulo de finura.
- NTC 237: Gravedad específica.
- NTC 92: Peso Unitario.

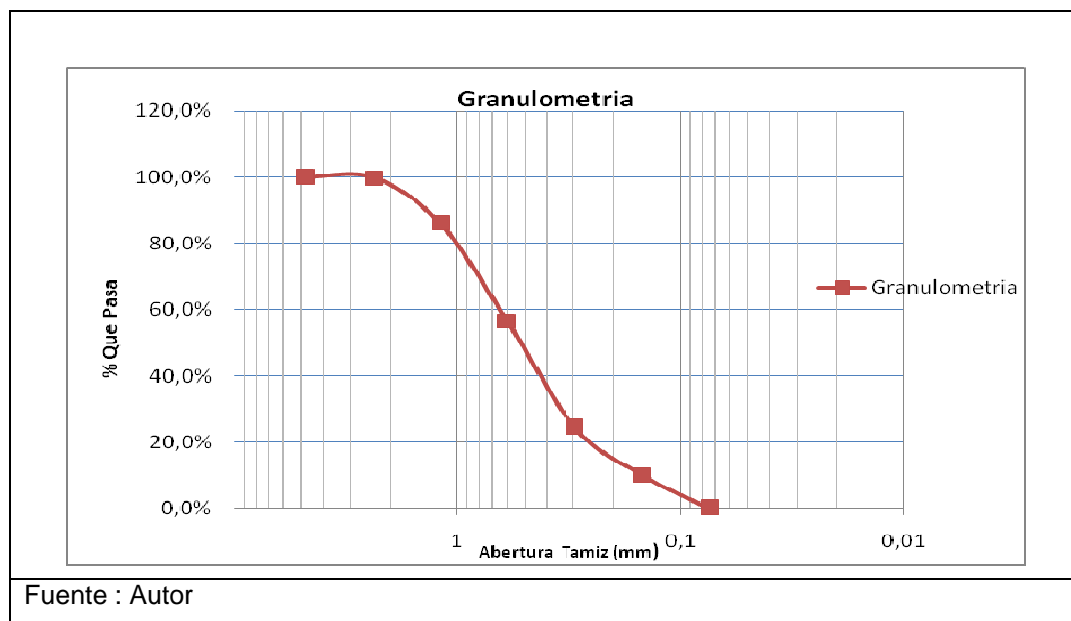
- NTC 125: Materia orgánica.

La granulometría del agregado es muy importante y debe cumplir con la norma ASTM C3374A. La granulometría obtenida fue la que se muestra en la tabla 3.1:

Tabla 3.1 Granulometría Arena

GRANULOMETRIA ARENA					
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
Nº 4	4,75	0	0%	0%	100,0%
Nº 8	2,36	2	0,2%	0,2%	99,8%
Nº 16	1,18	138	13,8%	14,0%	86,0%
Nº 30	0,6	294	29,4%	43,4%	56,6%
Nº 50	0,3	320	32,0%	75,4%	24,6%
Nº 100	0,15	144	14,4%	89,8%	10,2%
FONDO	0,075	102	10,2%	100,0%	0,0%

Figura 3.1. Granulometría arena.



La granulometría debe cumplir con la siguiente norma especificada en la tabla 3.2:

Tabla 3.2. Norma Granulometría.

NORMA GRANULOMETRIA	
TAMIZ	% QUE PASA
5/8"	100
Nº 4	95-100
Nº 8	80-100
Nº 16	50-85
Nº 30	25-60
Nº 50	10-30
Nº 100	2-10

El módulo de finura se obtuvo a partir de la ecuación 3.1:

$$\text{Módulo de Finura de la Muestra} = \left(\sum \frac{\% \text{ Retenido Acumulado}}{100} \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 3.1}$$

$$\text{Módulo de Finura de la Muestra} = 2.23$$

A la arena se le determinó la gravedad específica teniendo en cuenta la norma NTC 237 y se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\text{Gravedad Específica Real} = 2.70$$

$$\text{Gravedad Específica Aparente} = 2.56$$

$$\text{Gravedad Específica Aparente S.S.S} = 2.61$$

El ensayo de peso unitario también se le realizó a la arena de acuerdo a la norma NTC 92 arrojando los siguientes resultados:

$$\text{Peso Unitario Suelto} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \right) = 1427.45$$

$$\text{Peso Unitario Compactado} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \right) = 1607.59$$

% de Absorción: 1.94

El contenido de materia orgánica de la arena se determinó según la norma NTC 125:

Contenido de materia orgánica de la muestra=1

3.1.4 Dosificación del mortero. Para la dosificación del mortero se siguió con la misma metodología empleada por Moreno-Vega y González-Murcia, y se establecieron los mismos parámetros de relación agua/cemento (A/C) y relación cemento-arena a los establecidos por González-Murcia.

Relación Agua/Cemento: 0.4

Relación Cemento/Arena (en peso): 1:2

$$\text{Densidad Aparente de la Arena} \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right): 2.61$$

$$\text{Peso específico cemento} \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right): 3.0$$

El contenido de cemento se calculo a partir de la ecuación 3.2:

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{n}{\gamma_a} + \frac{A}{C}} \dots\dots\dots \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

$$C = \text{Peso seco de cemento} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right)$$

$$\gamma_c = \text{Peso específico del cemento} \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right)$$

$$\gamma_a = \text{Densidad aparente de la arena} \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right)$$

n = Parámetro para la det er min ación del contenido de arena.

$\frac{A}{C}$ = Relación agua – cemento.

Luego de aplicar la anterior ecuación, teniendo en cuenta los parámetros establecidos inicialmente se obtuvieron los siguientes resultados en la **Tabla 3.3** para la dosificación del mortero:

Tabla 3.3. Dosificación del mortero.

Componente	Peso seco (Kg)	Densidades $\left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right)$	Volumen $\left(\frac{\text{L}}{\text{m}^3} \right)$
Cemento	667,36	3.0	222,45
Agua	266,94	1.0	266,94
Arena	1334,72	2,61	510,60

3.2 CARACTERIZACION MALLA

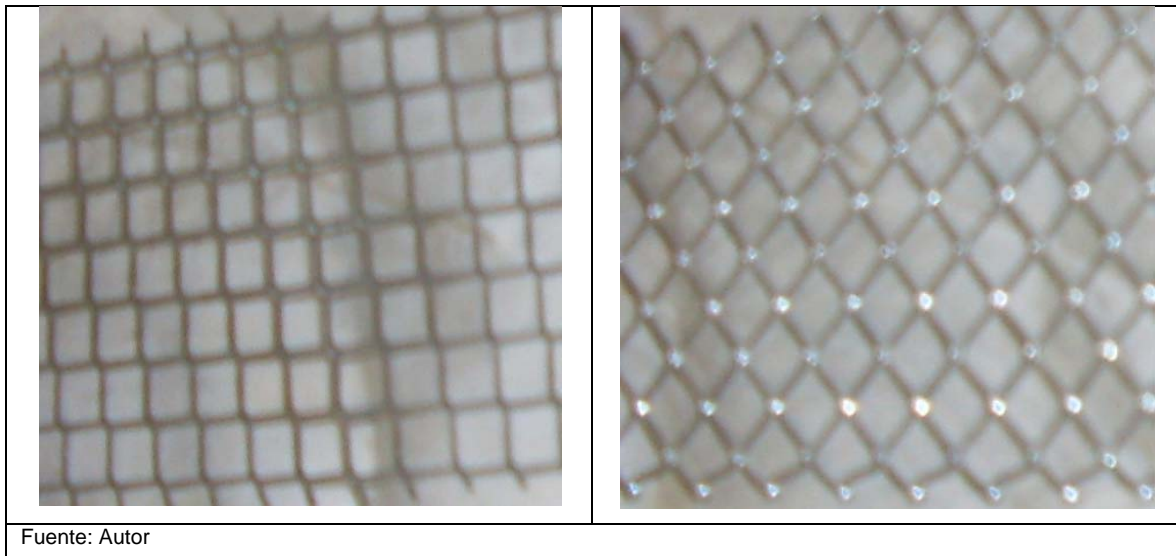
Para el ensayo o caracterización de la malla a tracción se cortaron 8 probetas de 4 centímetros de ancho y de 50 centímetros de longitud, las cuales fueron ensayadas a tracción en la maquina universal.

En este ensayo, se probaron dos tipos de probetas debido a que se hicieron dos tipos de cortes de la malla:

- El primer corte fue en el mismo sentido de orientación de las fibras.
- El segundo corte fue el sentido longitudinal o transversal.

Estos cortes se pueden ver en la **fotografía 3.1**.

Fotografía 3.1. Cortes malla.



En la caracterización de la malla se obtuvieron datos como los siguientes:

$$\phi = 0.0825 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento entre fibras} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\% \text{ de elongación sentido de orientación de las fibras} = 6.67\%$$

$$\% \text{ de elongación sentido de orientación longitudinal} = 41.67\%$$

Luego de hacer los respectivos cortes de realizo el ensayo obteniendo las siguiente grafica:

Figura 3.2. Caracterización malla sentido de orientación de fibras.

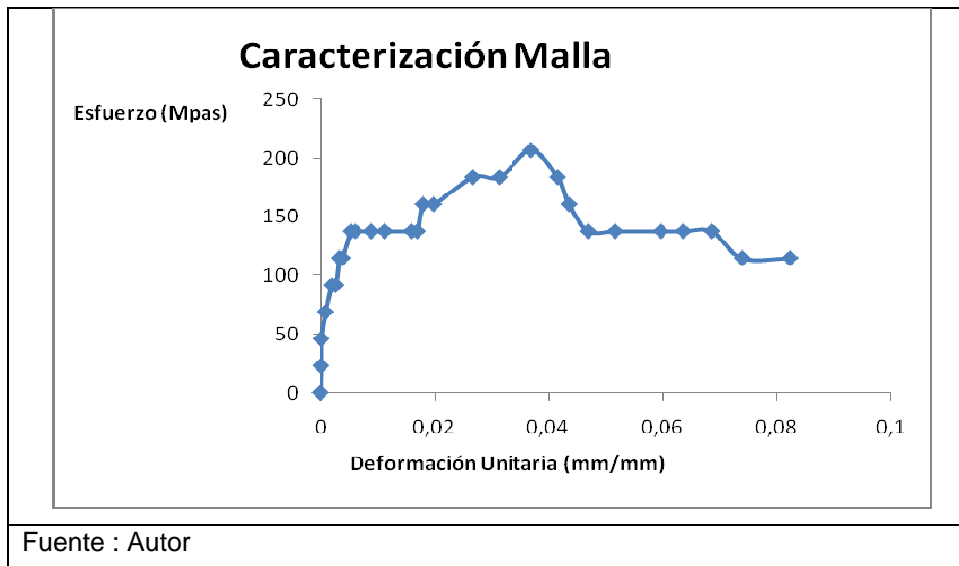
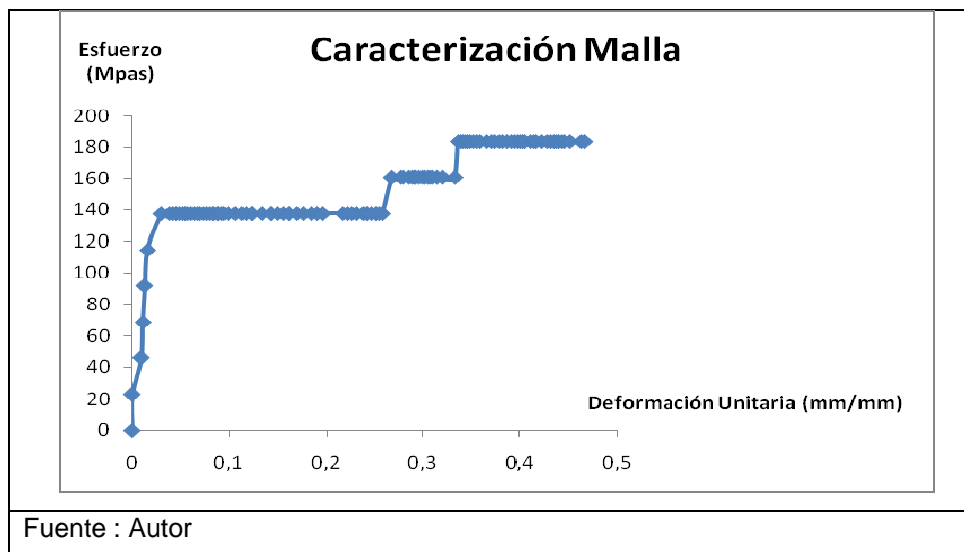


Figura 3.3. Caracterización malla sentido longitudinal



3.3 ENSAYOS REALIZADOS AL FERROCEMENTO

3.3.1 Ensayo de Compresión. Para la prueba de compresión, solo se ensayó el mortero, ya que este es el que aporta la resistencia a compresión del

ferrocemento. Este ensayo se realizo de acuerdo a la norma ASTM C 469-02 en el cual se utilizaron probetas de 6 pulgadas de diámetro y 12 pulgadas de altura, las cuales se pueden apreciar en la **Fotografía 3.2**. Estas fueron ensayadas a los 28 días obteniendo los siguientes resultados:

Figura 3.4. Ensayo a Compresión.

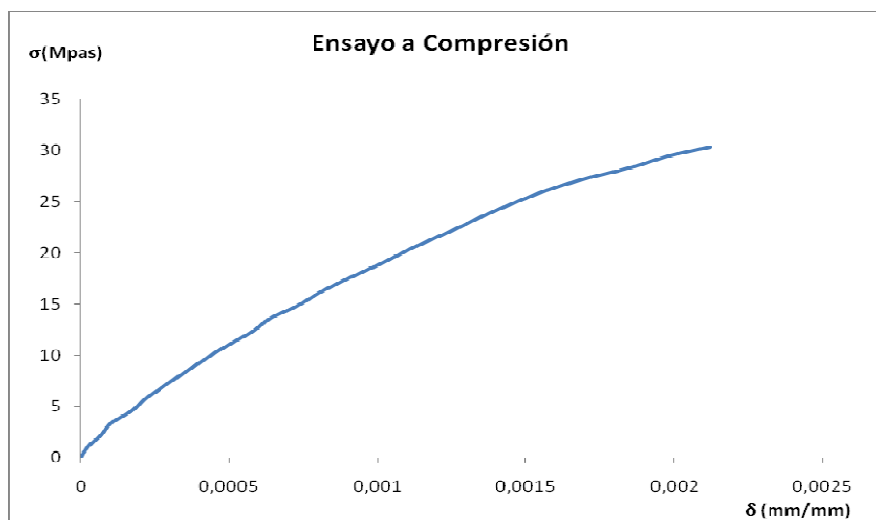


Tabla 3.4 Resultados Ensayo de Compresión

RESULTADOS	f'c (Mpas)	E (Mpas)
		30,27

Fotografía 3.2. Probetas ensayo de compresión.



Fuente: Autor

3.3.2 Ensayo a Flexión. El ensayo a flexión se realizó de acuerdo a la norma NTC 2849, en el cual se mantuvieron las relaciones del mortero constante establecidas en el **Numeral 3.1.4** y se variaron el número de mallas, utilizando probetas de (20x10x2) cm y donde se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 3.5 Resultados Ensayo de Flexión.

Nomenclatura	No. de Mallas	Superficie Especifica (cm ⁻¹)	σ_{cr} (MPa)
0M	0	0	6,62
1M	1	0,52	6,62
2M	2	1,04	7,73
3M	3	1,56	8,83
4M	4	2,07	9,93

Fotografía 3.3. Probetas para ensayo de Flexión.

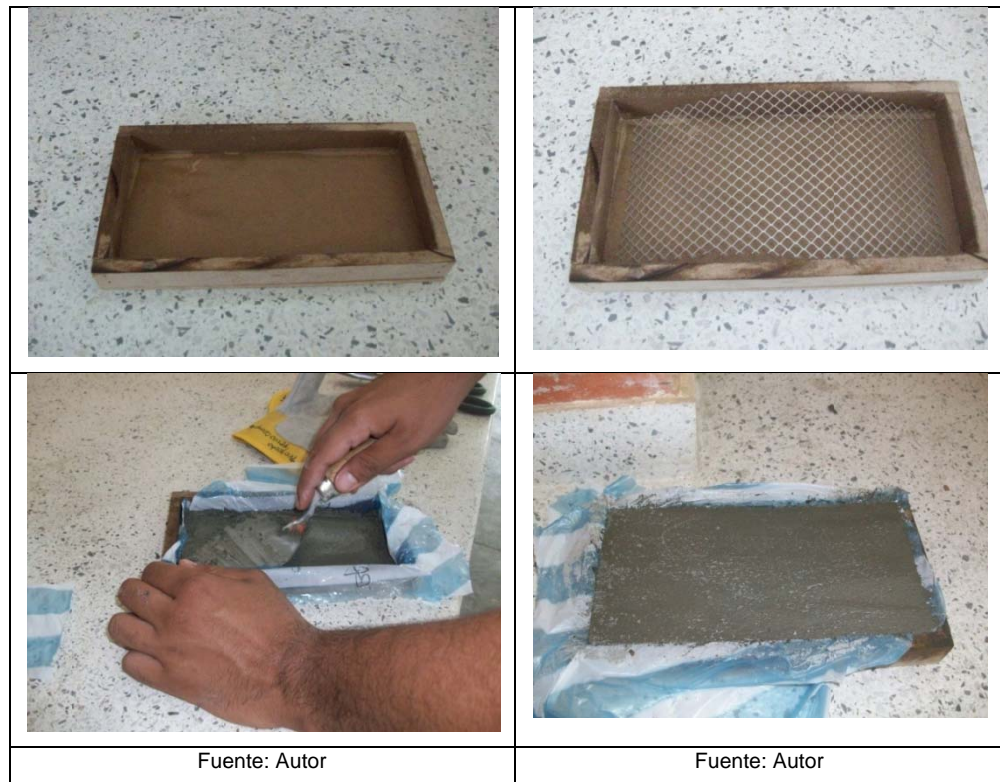


Figura 3.5. Ensayo a Flexión OM.

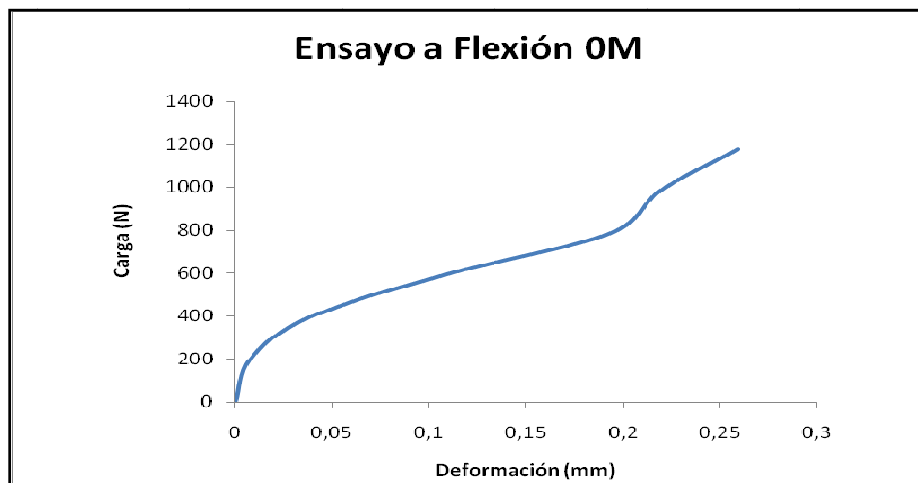


Figura 3.6. Ensayo a Flexión 1M.

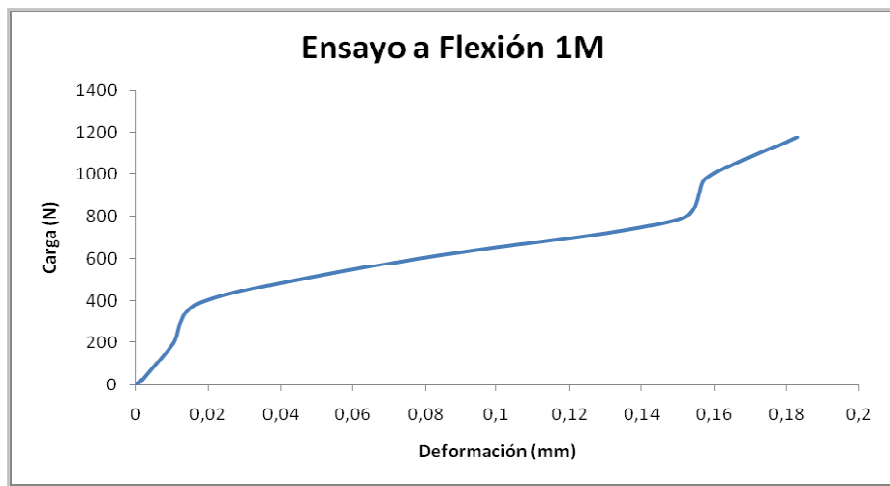


Figura 3.7. Ensayo a Flexión 2M.

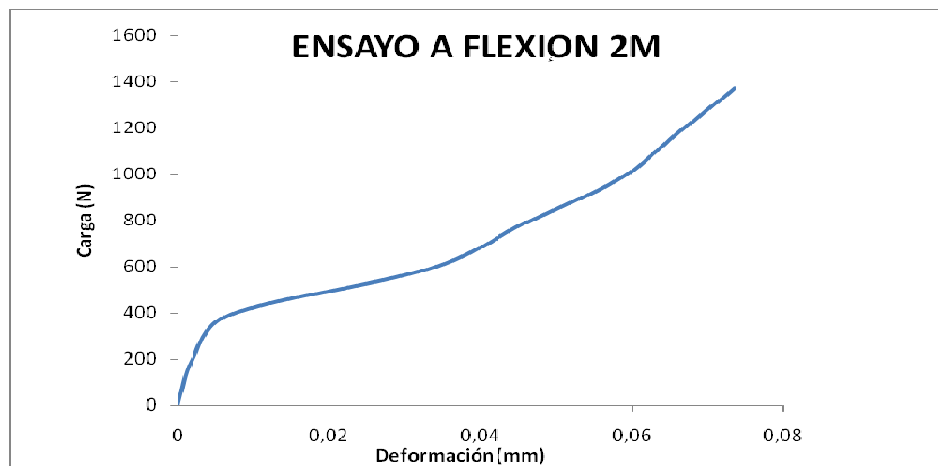
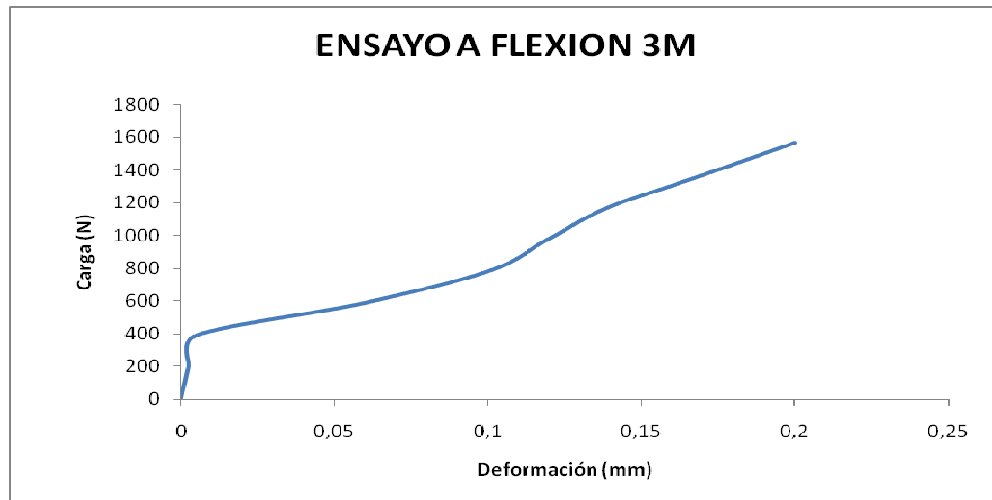


Figura 3.8. Ensayo a Flexión 3M.



3.3.3 Ensayo de Porosidad. La determinación de la porosidad del ferrocemento se efectuó con el porosímetro de campo Ruska, el cual se basa en el principio de Arquímedes y la ley de Boyle midiendo porosidad efectiva (poros intercomunicados) y la norma API RP40. Para este ensayo se hicieron probetas de 3 pulgadas de diámetro y 6 de altura, las cuales se sometieron a un curado de 28 días y que posteriormente se les extrajo un núcleo en forma de cubo con medidas aproximadas de 1 pulgada de lado. El porosímetro utilizado cuenta con tres copas de núcleos de distintos tamaños (como se observa en la **Fotografía 3.4**), de las cuales se seleccionó la que mejor se ajustaba al tamaño del cubo; en este caso la más grande, cuyo diámetro es de 1 pulgada.

La copa escogida se ajustó al porosímetro con la válvula de descarga abierta, seguidamente se llevó la manga micrométrica a su posición inicial, la cual viene calibrada con el equipo según la copa seleccionada; para la copa escogida la posición inicial es de 400.

Luego se cerró la válvula de descargue y se llevó la manga micrométrica lentamente hasta cero; a medida que la manga va de 400 a cero el nivel de mercurio en el manómetro aumenta; una vez la manga micrométrica llegó a cero se tomó el nivel de mercurio alcanzado como referencia para las mediciones posteriores.

Seguidamente se procedió a desmontar, es decir, se llevó la manga a su posición inicial y posteriormente se abrió la válvula de descargue suavemente y se desmontó la copa del equipo.

Posteriormente, se introdujo el núcleo de ferrocemento a experimentar dentro de la copa (**Fotografía 3.4b**), seguidamente se montó la copa con la muestra en el equipo, ajustándola. Se llevó la manga a la posición inicial, es decir, 400 y se cerró la válvula de descargue, se desplazó suavemente la manga hasta alcanzar la altura de mercurio de referencia. Se tomó la medida de llegada de la manga en centésimas.

Una vez tomada la medida de la manga micrométrica, se consultó en el manual del equipo hallando el volumen equivalente (cm^3), a esa medición por medio de unas graficas incluidas en él, en este caso la equivalencia es la del volumen del grano, el cual es necesario para hallar la porosidad efectiva.

Se desmontó nuevamente la copa con la muestra y se procedió a hallar el volumen total de la muestra introduciendo el picnómetro en una vasija, llenándolo con mercurio al ras como es mostrado en la **Fotografía 3.5a**.

Seguidamente se introdujo la muestra en el picnómetro y con ayuda de la tapa de este, se sumergió en él hasta lograr cerrarlo completamente como es mostrado en

la **fotografía 3.5b**; el volumen de mercurio recogido de la vasija (rebosado del picnómetro) se llevó a la copa usada para obtener el volumen total de la muestra repitiendo el procedimiento previamente mencionado. Por último se calculó la porosidad del núcleo a partir de la ecuación 3.3, aplicando la ley de Boyle a los resultados obtenidos.

$$\phi(\%) = \frac{V_T - V_g}{V_T} * 100\% \dots\dots\dots \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

ϕ = Porocidad efectiva (%)

V_T = Volumen total (cm^3)

V_g = Volumen de granos (cm^3)

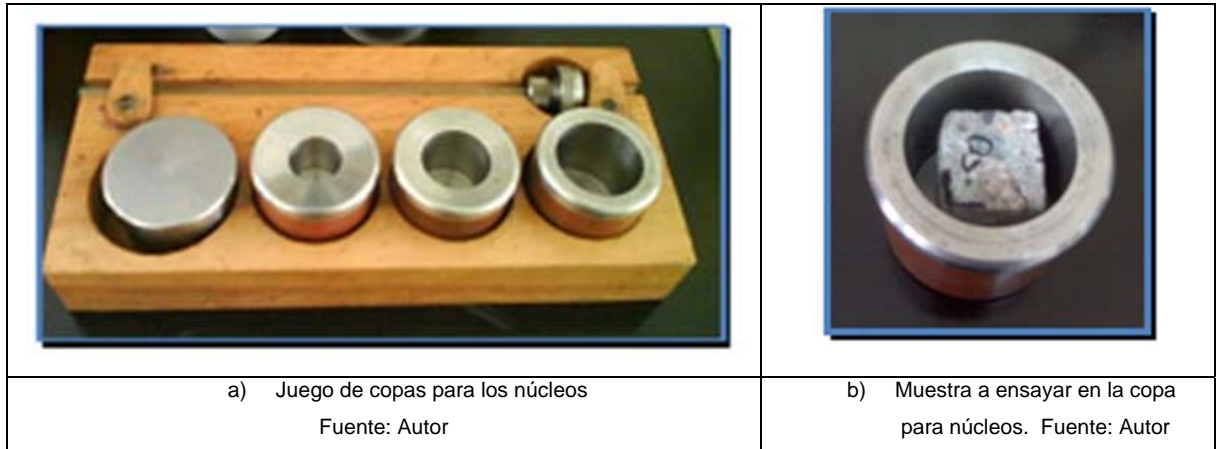
La lectura del volumen de granos (V_g) fue de 95, se ingresa a la gráfica del en el manual del equipo y se obtiene $V_g = 12.6 \text{ cm}^3$.

La lectura del volumen total (V_T) fue de 103, se ingresa a la gráfica en el manual del equipo se obtiene $V_T = 13.8 \text{ cm}^3$.

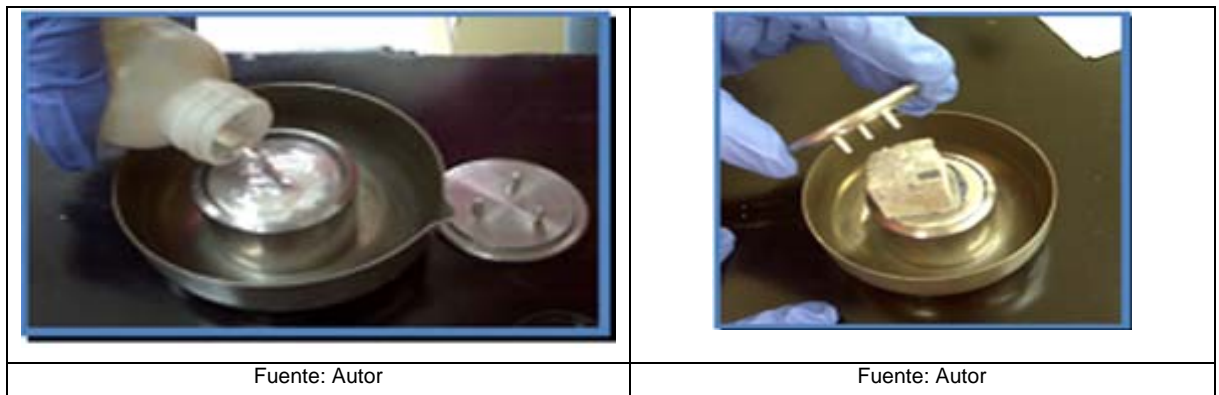
Aplicando la ecuación 3.3 Se obtiene:

$$\phi(\%) = \frac{13.8 - 12.6}{13.8} * 100 = 8.70\%$$

Fotografía 3.4. Accesorios del Porosímetro de Ruska.



Fotografía 3.5. Medición del volumen total



3.3.4 Ensayo de Permeabilidad. Para la determinación de la permeabilidad del ferrocemento se efectuó con el permeámetro de gas Ruska. Para este ensayo se hicieron probetas de 3 pulgadas de diámetro y 6 de altura, las cuales se sometieron a un curado de 28 días y que posteriormente se les extrajo un núcleo en forma de cubo con medidas aproximadas de 1 pulgada de lado. Este ensayo se basa en la ley de Darcy (flujo de fluidos) y la norma API RP40, que consiste en hacer pasar un gas de viscosidad conocido, a través del medio poroso, en este caso particular el núcleo de ferrocemento, mediante un gradiente de presión. La permeabilidad se determina a partir de la **Ecuación 3.4:**

$$K = \frac{Q * \mu * L}{\Delta P * A} \dots\dots\dots \text{Ecuación 3.4}$$

Donde:

$K =$ Permeabilidad (Darcys)

$Q =$ Caudal $\left(\frac{cm^3}{s} \right)$

$\mu =$ Viscosidad (cp)

$L =$ Longitud de la Pr obeta (cm)

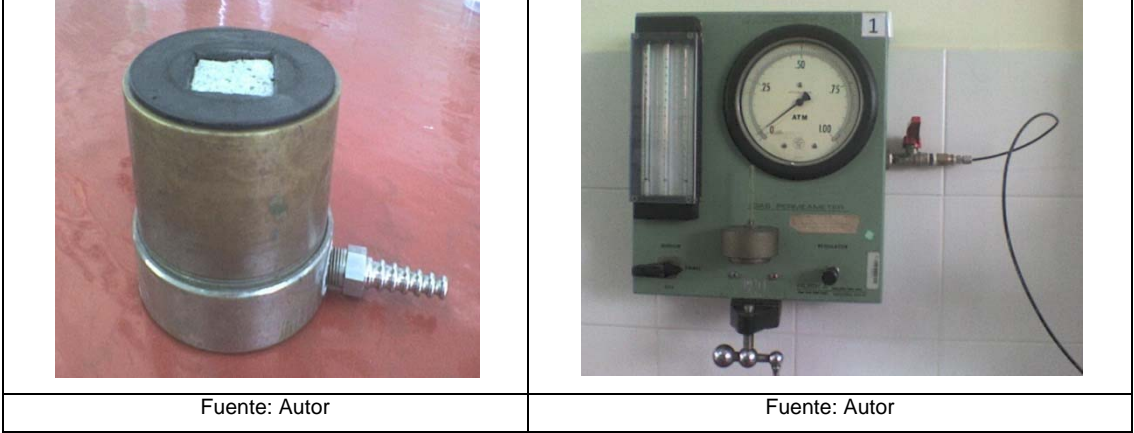
$\Delta P =$ Diferencial de presión (Atm)

$A =$ Área Transversal (cm²)

La viscosidad (μ), se obtuvo a partir de la grafica temperatura vs. Viscosidad del manual de laboratorio, ingresando con una temperatura igual a 22 °C y obteniendo una viscosidad de 0.01755 centipoises (cp).

$$K = \frac{0.075 * 0.01755 * 3.2}{1 * 2.2^2} = 0.00087025 \text{ (Darcys)}$$

Fotografía 3.6. Ensayo de Permeabilidad.



4. ELEMENTO DE ALIGERAMIENTO PARA PLACA

En el diseño de cualquier elemento estructural se cuenta con dos etapas importantes, estas son el análisis y el diseño.

4.1 DISTRIBUCION ARQUITECTONICA

En Colombia no se cuenta con una política de habitabilidad que se represente con un Código Nacional de Normas Habitacionales Mínimas que no sean negociables, como por ejemplo el Código Sismo resistente, que unifique los criterios de tamaño de los espacios para que una vivienda de interés social sea digna (51), por lo cual se recurre a normas mínimas de dimensionamiento de otros países para definir las características de la vivienda que se plantea en el presente estudio.

Las Normas Mínimas de Dimensionamiento, establecen los parámetros necesarios para el dimensionamiento de los componentes de una urbanización como son el área de vivienda, el área de circulación y el área de equipamiento. Abordan los principales aspectos urbanísticos que debemos aplicar para lograr una distribución equilibrada de los espacios que garantice que la vivienda sea digna. Algunas normas arquitectónicas dicen que la vivienda debe contar con 7,00 m² a 10 m² de construcción por habitante como mínimo, y para que se permita satisfacer las necesidades básicas a familias de bajos recursos. El área mínima es de 42,00 m², su área se distribuye en ambiente multiuso, sala - cocina - comedor, servicio sanitario, dos dormitorios y un área de servicio. En la **Tabla 4.1** se muestran las dimensiones mínimas que deben tener cada uno de los ambientes habitacionales (52).

Tabla 4.1. Dimensiones mínimas de los ambientes habitacionales

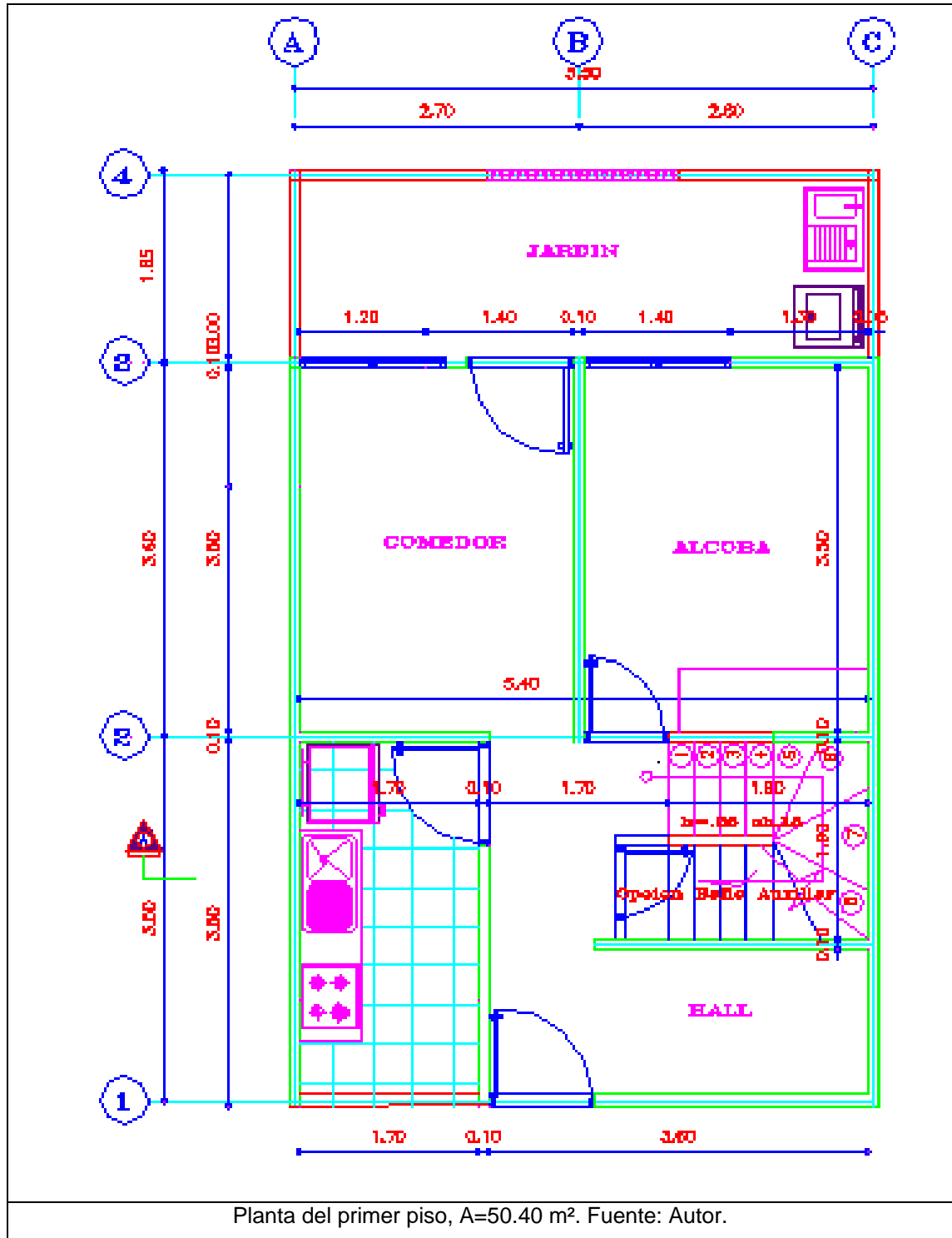
Ambientes	Ancho Mínimo [m]	Área Mínima [m2]
Dormitorio	3	9.00 *
Sala	3	10.80**
Comedor	3	10.80**
Cocina	1.80	5.40
Lava Plancha	1.65	4.95
Unidad Sanitaria con ducha, inodoro y Lavamanos	1.20	3.00
Caseta con letrina	0.90	1.00
Cuarto de Servicio	2.30	7.245

*Las dimensiones se refieren a dormitorios para 2 personas.

**Area Minima para 6 personas.

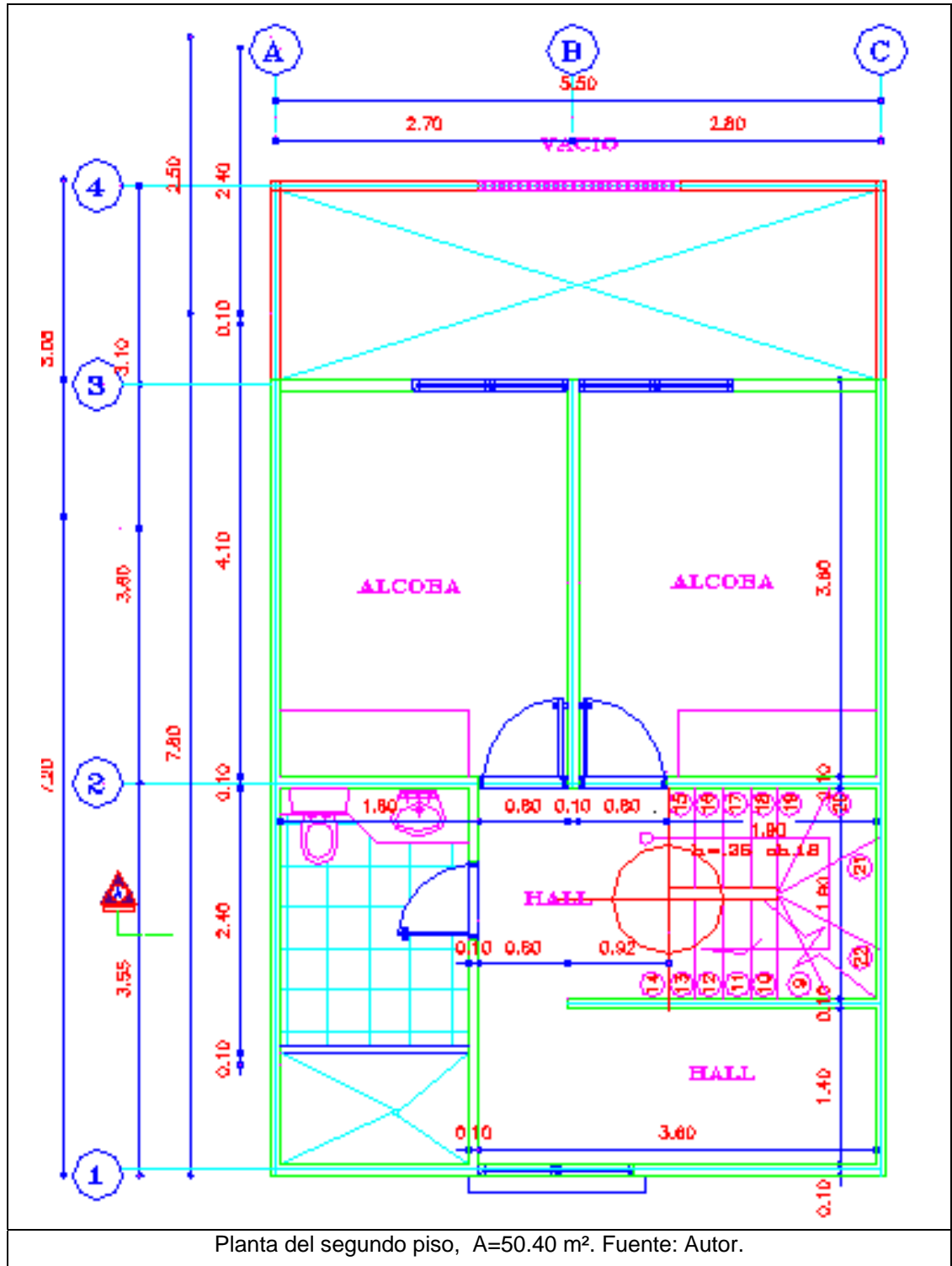
Teniendo en cuenta las anteriores recomendaciones, se plantearon los espacios para la vivienda que sería usada en el presente estudio. Se decidió que la casa debería contar con un área de 50.40 m² y con 3 habitaciones, comedor, cocina, 2 baños, hall y patio con zona húmeda, lo anterior distribuido en dos pisos. Como se muestra en los en la **Figura 4.1**.

Figura 4.1. Distribución arquitectónica primer piso



Planta del primer piso, A=50.40 m². Fuente: Autor.

Figura 4.2. Distribución arquitectónica segundo piso



4.2 ANÁLISIS

Esta etapa consiste en calcular el estado nominal de esfuerzos y deformaciones dentro de la estructura, por medio de una idealización matemática o física de ella.

Para realizar el moldeamiento es necesario llevar a cabo varias actividades previas, como son escoger la geometría del arco que se va a usar, adecuándose a requerimiento de dimensiones preestablecidas según la modulación de una placa con luces de 3.5 metros, esta longitud se obtiene de un análisis de espacios típicos en la vivienda de interés social.

4.3 MODULACION DE LA PLACA DE ENTREPISO

El procedimiento de modulación se presenta a continuación:

4.3.1 Armado de la placa. En base a los planos arquitectónicos se define el sentido del armado de las viguetas, con el criterio que por lo general las placas resultan más económicas si se arman en la dirección más corta, lo anterior se cumple si la forma de la placa tiende a ser lo más rectangular posible.

4.3.2 Espesor viga-placa. Se debe definir si el espesor de la placa es igual al de las vigas, si esto no resulta cierto las vigas a diseñarse serán descolgadas, presentando así mayor altura que la placa.

4.3.3 Espesor de la placa. La NSR 98, define los espesores mínimos para que no sea necesario calcular deflexiones en vigas y placas. En la Tabla 4.2 se muestran los espesores mínimos h para que no haya necesidad de calcular deflexiones, de vigas y losas, no preesforzadas, que trabajen en una dirección y

que sostengan muros divisorios y particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes. En donde l es la luz de la viga o losa en una dirección y h es la altura de la placa, y las dos están en unidades consistentes.

Tabla 4.2. Espesores mínimos h (53).

Elemento	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Un apoyo continuo	Ambos apoyos continuos	Voladizos
Losas macizas	$l/14$	$l/16$	$l/19$	$l/7$
Vigas o losas con nervios, armadas en una dirección.	$l/11$	$l/12$	$l/14$	$l/5$

Se toma el caso del elemento losas con nervios, armadas en una dirección y con ambos apoyos continuos para el cual resultan los siguientes cálculos:

$$h \geq \frac{l}{14} = \frac{350}{14} = 25 [cm]$$

$$h \geq \frac{l}{18} = \frac{350}{18} = 19 [cm]$$

Se escoge un valor para h de 20 centímetros y se debe calcular la deflexión.

4.3.4 Ancho máximo de aligeramiento. Se definen las dimensiones del aligeramiento según las limitaciones dimensionales dadas por la norma, las cuales se dan a continuación:(54)

4.3.4.1 Ancho y altura de los nervios. Los nervios están formados por dos arcos como se muestra en la **Figura 4.3**, y no deben tener menos de 100 mm de ancho en su parte superior, en este caso se cuenta con un ancho de 530 mm. El ancho

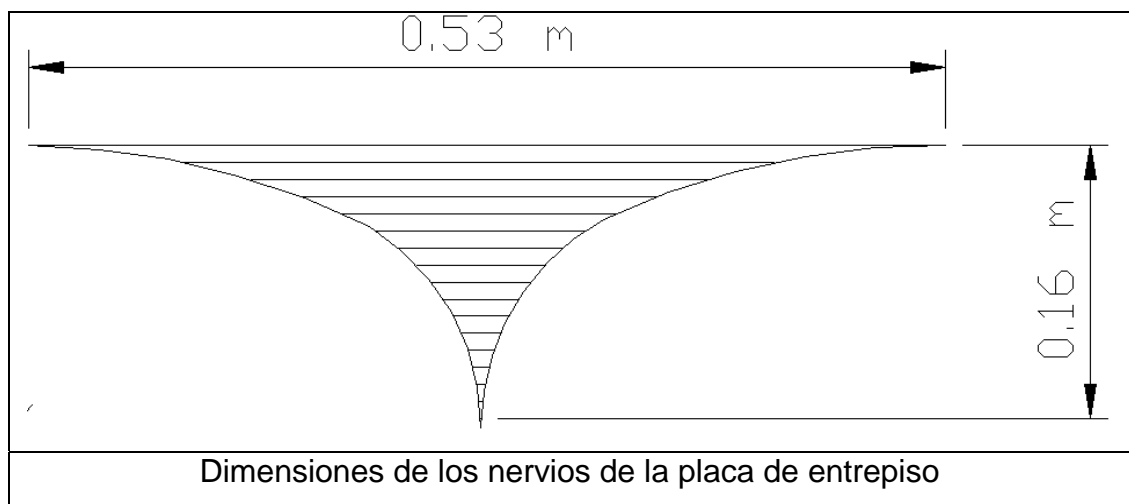
promedio no puede ser menor de **80** mm, se cumple con esta condición ya que se tienen en promedio 116 mm, que se obtienen tomando el ancho de la vigueta cada 10 mm y promediándolo, como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} \text{Ancho promedio} &= \frac{\sum \text{Ancho}}{\# \text{ datos}} \\ &= \frac{0.0002 + 0.0015 + 0.0045 + 0.0089 + 0.0148 + 0.0225 + 0.032 + 0.044 + 0.058}{9} \\ &+ \frac{0.074 + 0.095 + 0.121 + 0.1577 + 0.2057 + 0.2637 + 0.3405 + 0.53}{8} = 0.1161[m] \end{aligned}$$

La altura libre de los nervios no debe ser mayor de **5** veces el espesor promedio del alma, lo cual es 580.5 mm y en este caso el alma tiene 160 mm de altura libre, los cálculos se muestran a continuación:

$$\text{Altura libre} \leq 5 * \text{Ancho promedio del alma} = 5 * 116.1 = 580.5[mm]$$

Figura 4.3. Nervios de la placa de entrepiso

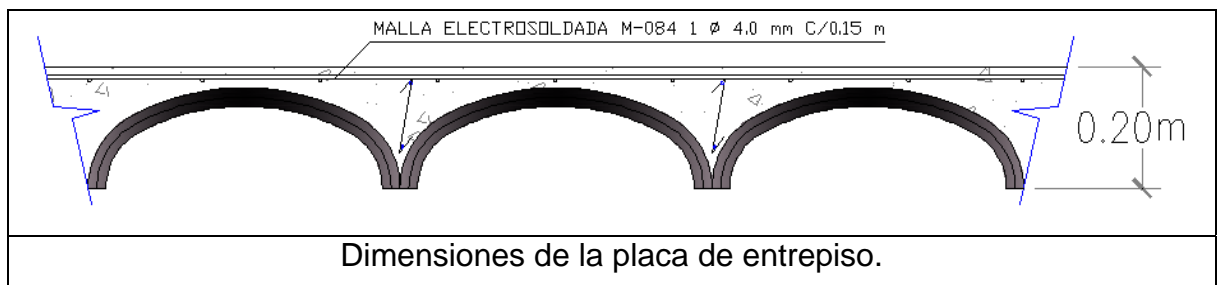


4.3.4.2 Loseta superior. La porción vaciada en sitio de la loseta superior (h_i), debe tener al menos **45** mm de espesor, pero ésta no debe ser menor de **1/20** de (d_n), que corresponde a la distancia libre entre los nervios:

$$h_i \geq \frac{1}{20} * d_n = \frac{1}{20} * 530 = 26.5 \text{ [mm]}$$

Cuando se utilicen bloques de aligeramiento permanentes de concreto o de arcilla cocida, o plaquetas prefabricadas, estos elementos pueden considerarse como parte del recubrimiento de concreto que prescribe en C.7.7 de la NSR-98 y la parte vaciada en sitio del espesor mínimo de la loseta superior puede reducirse a **40** mm, quedando de este modo esta altura definida como 40 mm, como se muestra en la **Figura 4.4**. La loseta superior debe tener como mínimo el refuerzo de repartición y temperatura que prescribe el Capítulo C.7 de la NSR-98, el cual corresponde a una malla de diámetro 3mm cada 30 centímetros.

Figura 4.4. Placa de entrepiso



4.3.4.3 Separación máxima entre nervios. La separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no puede ser mayor que **2.5** veces el espesor total de la losa, sin exceder **1.20** m.

$$b_a \leq 2.5 * h - b_w$$

$$b_a \leq 2.5 * 20 - 0$$

$$b_a \leq 50 [cm]$$

4.3.5 Geometría del aligeramiento. La geometría del arco se debe adecuar a un ancho de aligeramiento de 0.53 metros y una altura aproximada de 0.16 metros. Para lograr este ajuste se probaron arcos tipo Carpanel de tres directrices, estos arcos fueron popularizados por el ingeniero francés del siglo XVIII Jean Rodolphe Perronet (1708-1794), el cual revolucionó el proyecto y la construcción de puentes (55).

Se probaron 4 diferentes arcos Carpanel, estos aparecen en las **Figuras 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8**, y se construyen moviendo sobre la línea de arranque AB los puntos O y O", los cuales son centros de los arcos AL y BM, a la vez son equidistantes del punto H.

Figura 4.5. Dibujo de arco tipo 1

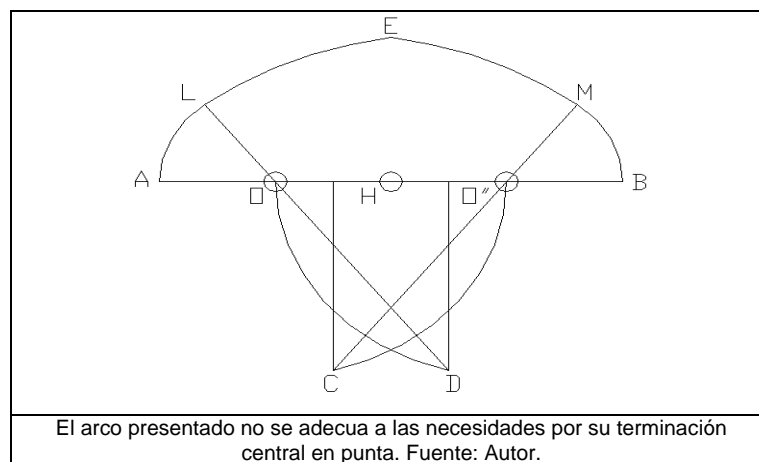


Figura 4.6. Dibujo de arco tipo 2

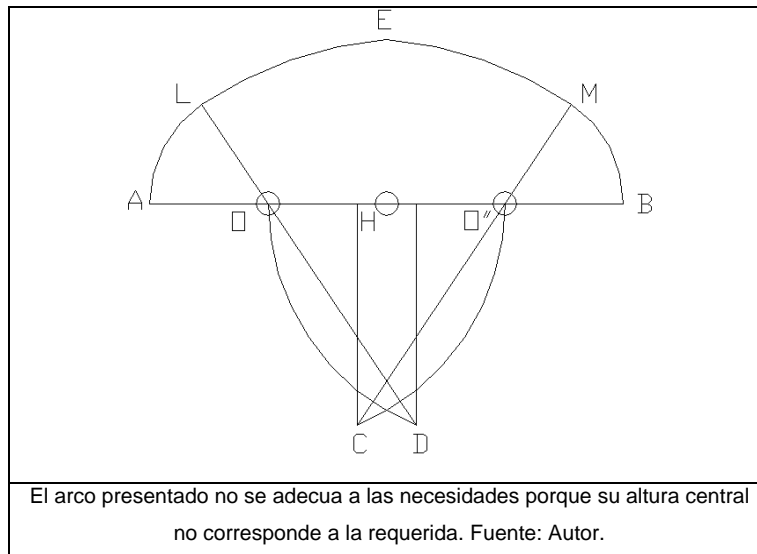
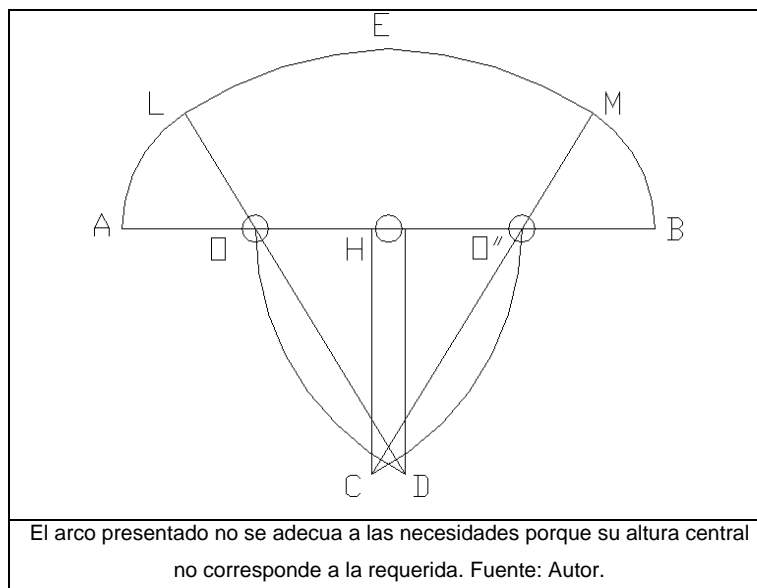


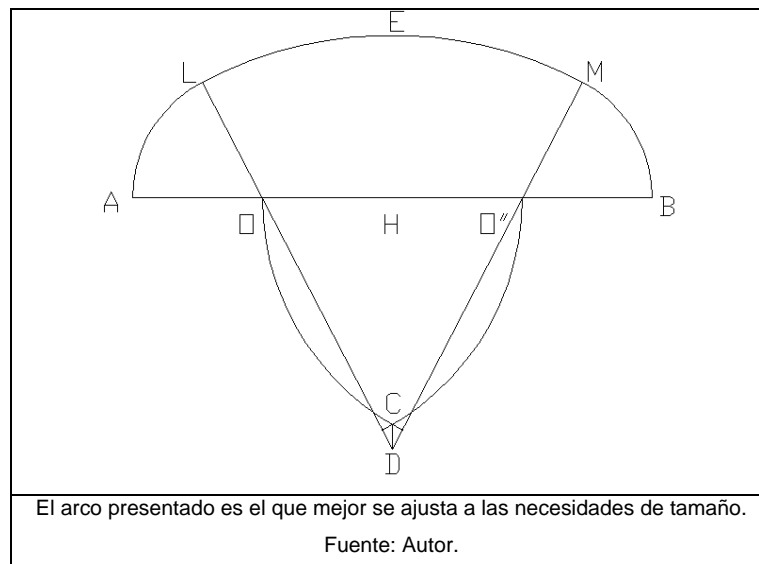
Figura 4.7. Dibujo de arco tipo 3



Para dibujar el arco tipo 4, ver **Figura 4.8**, que es el que mejor se ajusta a las necesidades geométricas del modelo, se lleva a cabo el siguiente procedimiento:

- Se toma una línea de arranque AB de 0.53 metros de longitud, y se divide en franjas de 0.1325 metros, hallando de este modo los puntos O, H y O”.
- Luego se construyen dos círculos con centro en O y en O”, con radio OA, OA” respectivamente.
- Para hallar el centro del arco LM se deben construir dos círculos, el primero con centro en O y radio OO”, el segundo con centro en O” y radio OO”.
- Se prolonga la Línea HC 0.025 metros, para hallar el punto D.
- Se trazan las líneas DO y DO” prolongándolas hasta que corten los primeros círculos que se dibujaron y hallando de este modo los puntos L y M.
- Se traza un círculo con centro en D y radio DL, este formara el arco central.
- Por último se eliminan los trazos innecesarios.

Figura 4.8. Dibujo de arco tipo 4



Para tener una idea de la eficiencia de la sección, se comparo el área por encima del aligeramiento y entre viguetas contiguas de la placa en estudio, contra la

misma área en una placa con aligeramiento rectangular, obteniendo menos gasto de concreto en la primera.

4.4 MATERIAL A UTILIZAR

El material a utilizar para el aligeramiento prefabricado es el ferrocemento, el cual consta de las propiedades físico-mecánicas establecidas en el **Capítulo 3**, las cuales deben ser tenidas en cuenta para el diseño del arco.

Este material a utilizar en el diseño y construcción del aligeramiento prefabricado es un hormigón de pared delgada (espesores entre 2 y 4 cm), como se citó en el **Capítulo 2**.

4.5 CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE LA PLACA DE ENTREPISO

El aligeramiento debe estar diseñado para resistir en el momento de la fundida de la placa de entrepiso, su peso propio, el peso de la torta superior y una carga viva correspondiente a los obreros que en ese momento participan en esta actividad.

4.5.1 Cargas muertas. Para el cálculo de las cargas muertas sobre el elemento de aligeramiento se tiene:

$$W_{DTorta\ superior\ vigueta} = \frac{A_l * luz * \gamma_c}{A_l * luz} = \frac{0.0390m^2 * 3.5 * 22 \frac{KN}{m^3}}{0.53m * 3.5m} = 1.62 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{D\text{aligeramiento}} = \frac{A_1 * luz * \gamma_c}{A_1 * luz} = \frac{0.0181m^2 * 3.5 * 22 \frac{KN}{m^3}}{0.53m * 3.5m} = 0.75 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{D\text{Total}} = W_{D\text{Torta superior}} + W_{D\text{aligeramiento}} = 1.62 + 0.75 = 2.37 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{D\text{Total-metro}} = W_{D\text{Total}} * \text{Ancho aligeramiento} = 2.37 \frac{KN}{m^2} * 0.53m = 1.26 \frac{KN}{m}$$

Tabla 4.3. Tabla resumen de cargas muertas sobre ejes nivel entrepiso.

Carga	$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\left(\frac{KN}{m}\right)$
Carga Muerta	2.37	1.26

4.5.2 Cargas vivas. Para el cálculo de las cargas vivas se tiene en cuenta la carga a la que estaría sometido el elemento de aligeramiento en el momento de fundir la placa de entrepiso como se enuncio anteriormente, esta carga se asumió como $100 \left(\frac{Kg}{m^2}\right)$ o $1.0 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$.

Tabla 4.4. Tabla resumen de cargas vivas sobre ejes nivel entrepiso.

Carga	$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\left(\frac{KN}{m}\right)$
Carga Viva	1,0	0,53

4.5.3 Combinación de cargas. Para los estados cargas del elemento de aligeramiento, se utiliza la siguiente combinación de carga según la norma sismo resistente colombiana (NSR-98), apéndice B.2.4.2:

- 1.4D+1.7L.

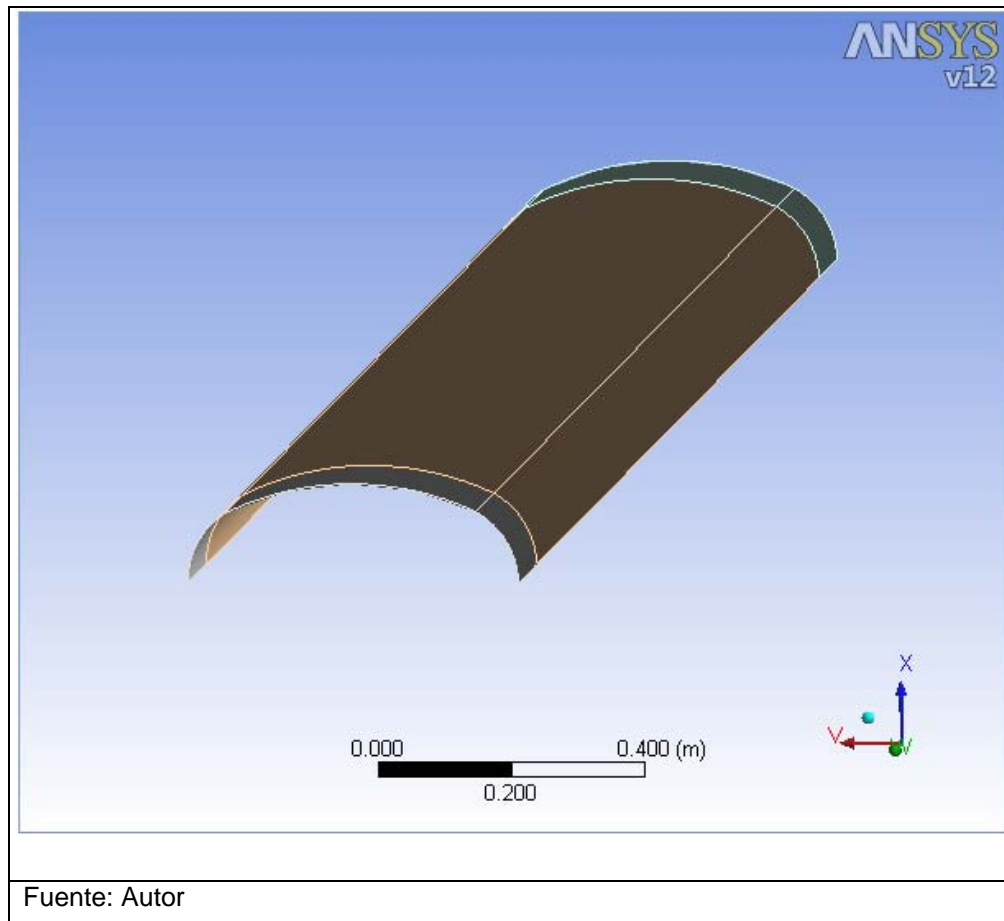
$$W_{mayorada} = 1.4 * W_{DTotal} + 1.7 * W_l = 1.4 * 2.37 \frac{KN}{m^2} + 1.7 * 1.0 \frac{KN}{m^2} = 5.018 \frac{KN}{m^2}$$

4.6 MODELAMIENTO DE ELEMENTO DE ALIGERAMIENTO POR METODO DE ELEMENTOS FINITOS

La simulación del comportamiento estructural del elemento de aligeramiento se realizo por el método de elementos finitos en el programa ANSYS WORKBENCH V12, este es un revolucionario entorno de trabajo que permite integrar en una sola herramienta desde los análisis preliminares más simples hasta los más complejos estudios de detalle y validación. La eficacia del entorno se basa en tres pilares básicos: la facilidad de manejo, la automatización del proceso de simulación y la transferencia de información. (56)

Para la realización de nuestro modelo inicialmente se definió la geometría del elemento de aligeramiento para placa según lo establecido en el **Numeral 4.3.5** correspondiente al diseño geométrico del elemento (Ver **Figura 4.9**).

Figura 4.9 Geometría modelo.



Posteriormente se asignaron las propiedades de los materiales, de acuerdo con las propiedades encontradas en los ensayos de laboratorio establecidos en el capítulo 2. Entre las propiedades del material que se tuvieron en cuenta para el modelo fueron; esfuerzo último a compresión, modulo de Young y relación de poisson, la cual no se estableció en los ensayos porque se contaba con la información de la investigación realizada en la universidad de Medellín, “Evaluación Numérica y Experimental del Comportamiento Ante Cargas Horizontales de Paneles de Ferrocemento”, los cuales utilizaron las mismas propiedades y relaciones en el diseño de la mezcla (57).

Figura 4.10. Propiedades de los materiales.

Ferrocemento > Compressive Ultimate Strength		
Compressive Ultimate Strength Pa		
3.027e+007		

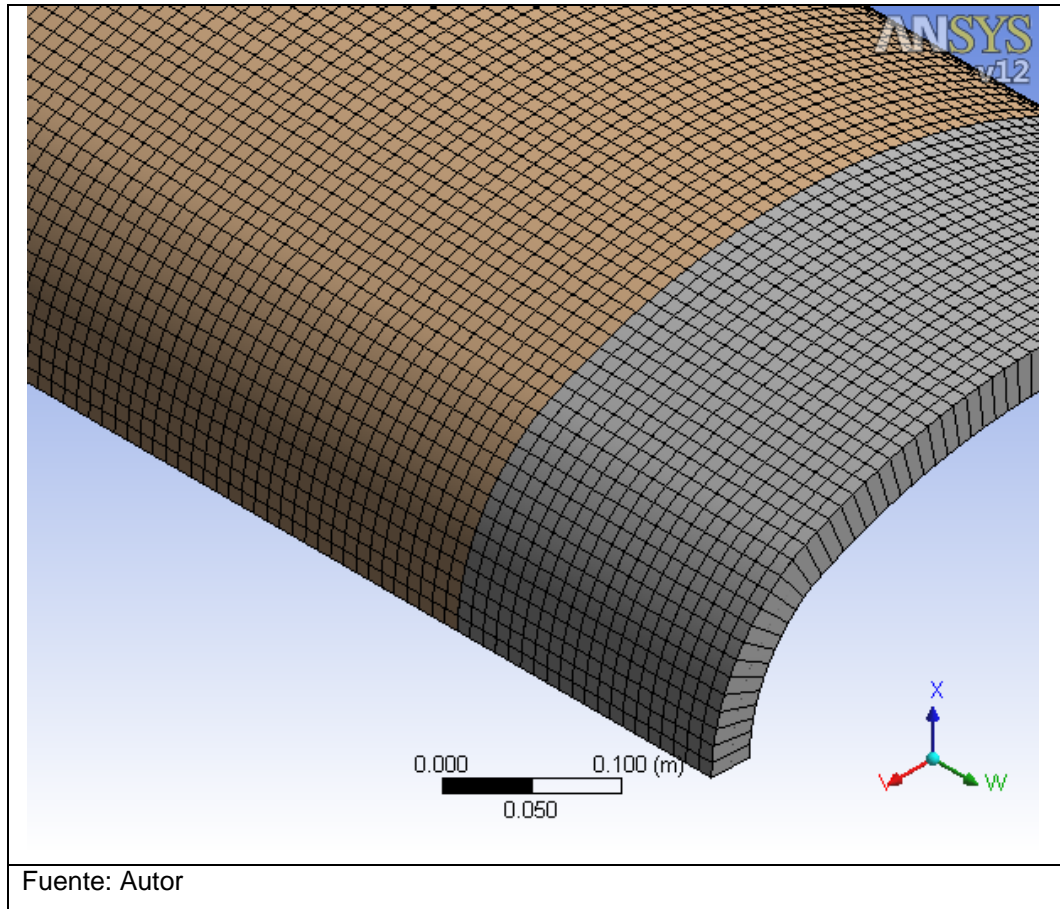
TABLE 20		
Ferrocemento > Isotropic Elasticity		
Temperature C	Young's Modulus Pa	Poisson's Ratio
	2.1455e+010	0.2

Fuente: Autor

Se usaron dos hipótesis para la simulación debido a que se establecieron 2 condiciones de apoyos.

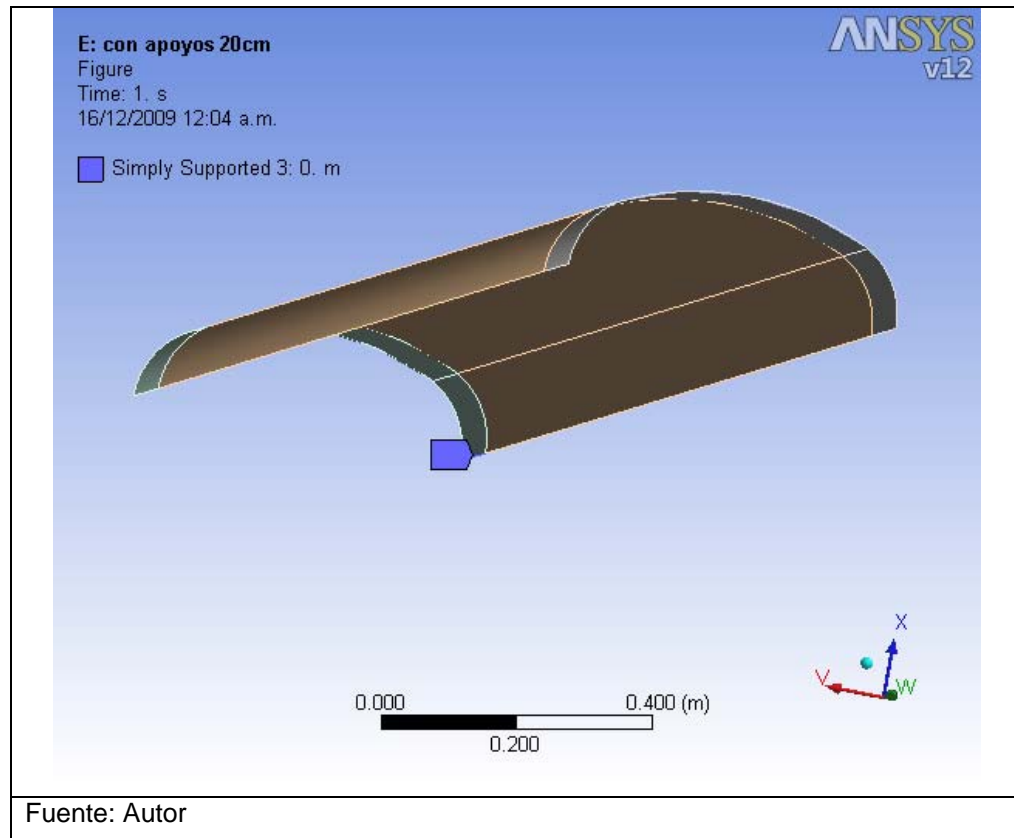
- El primer modelo es el elemento de aligeramiento considerado simplemente apoyado en los extremos A y B de la base y fue definido con un elemento Shell (Shell 181). Este modelo fue omitido por presentar una excesiva concentración de esfuerzos en los apoyos, esto se soluciona con el segundo modelo.
- El segundo modelo es el elemento de aligeramiento considerado simplemente apoyado en los extremos A y B, estos apoyos se consideraron de una dimensión de 0.20 metros, simulando la situación que en la realidad se presentaría y al igual que el primer modelo, fue definido con un elemento Shell (Shell 181).

Figura 4.11. Enmallado Shell 181.



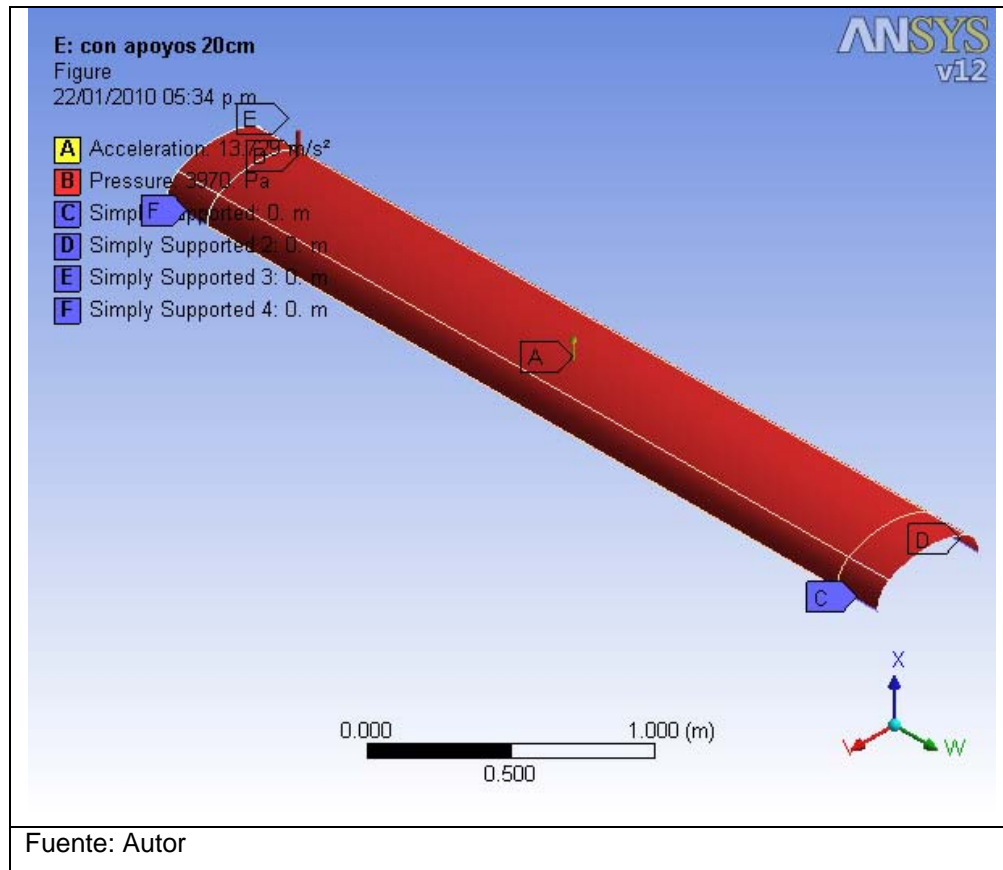
Al analizar los esfuerzos en los dos modelos y se decidió usar el segundo modelo, ver **Figura 4.12**, por que presentaba una disipación de esfuerzos en los apoyos parecidos a los que se esperan en la realidad.

Figura 4.12. Modelo de condiciones de apoyo.



Luego de modelar las condiciones de apoyo y el tipo de enmallado utilizado, en los modelos se procede a colocar las cargas con las que fue diseñado el elemento de aligeramiento (**ver figura 4.13**). Para colocar las cargas, el programa coloca internamente la carga en un segundo produciendo el incremento desde cero a el valor a establecer.

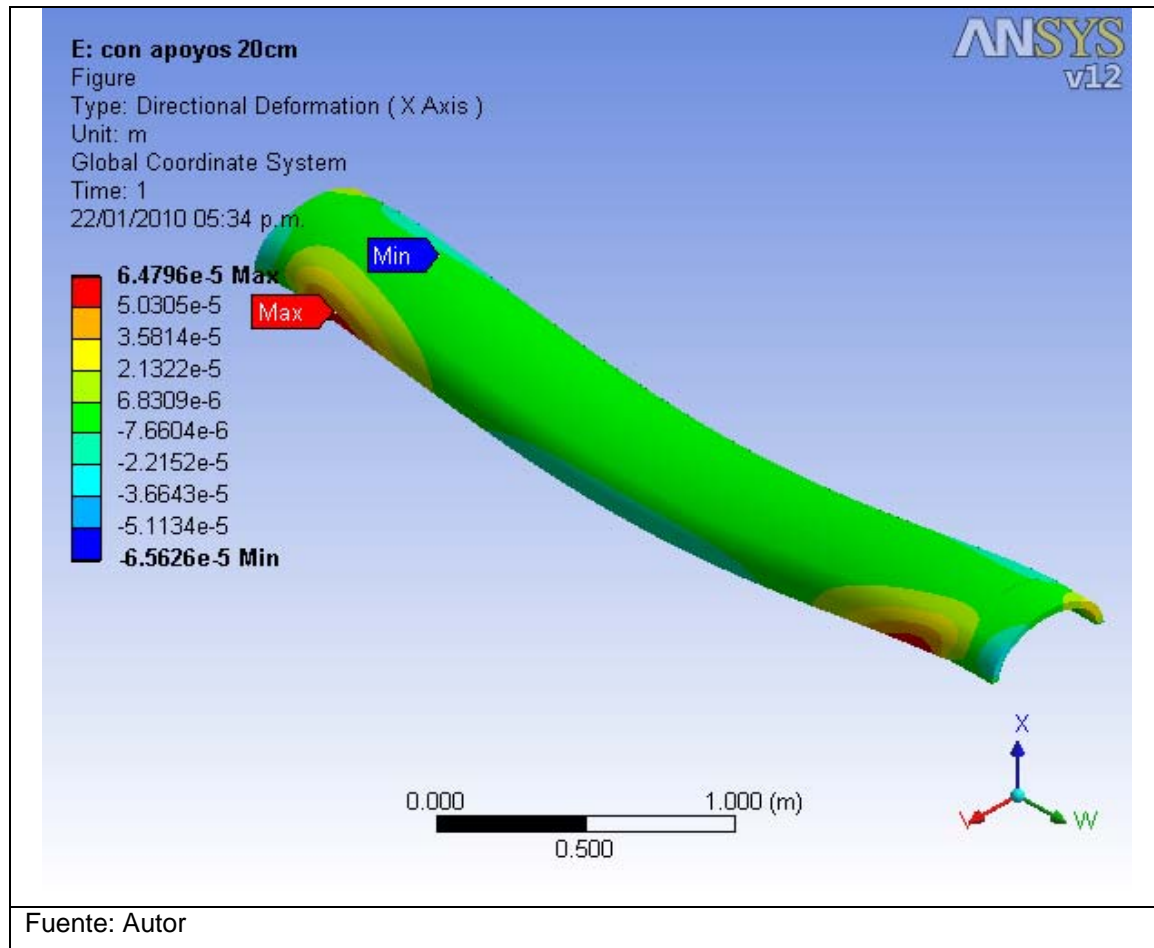
Figura 4.13. Cargas.



4.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

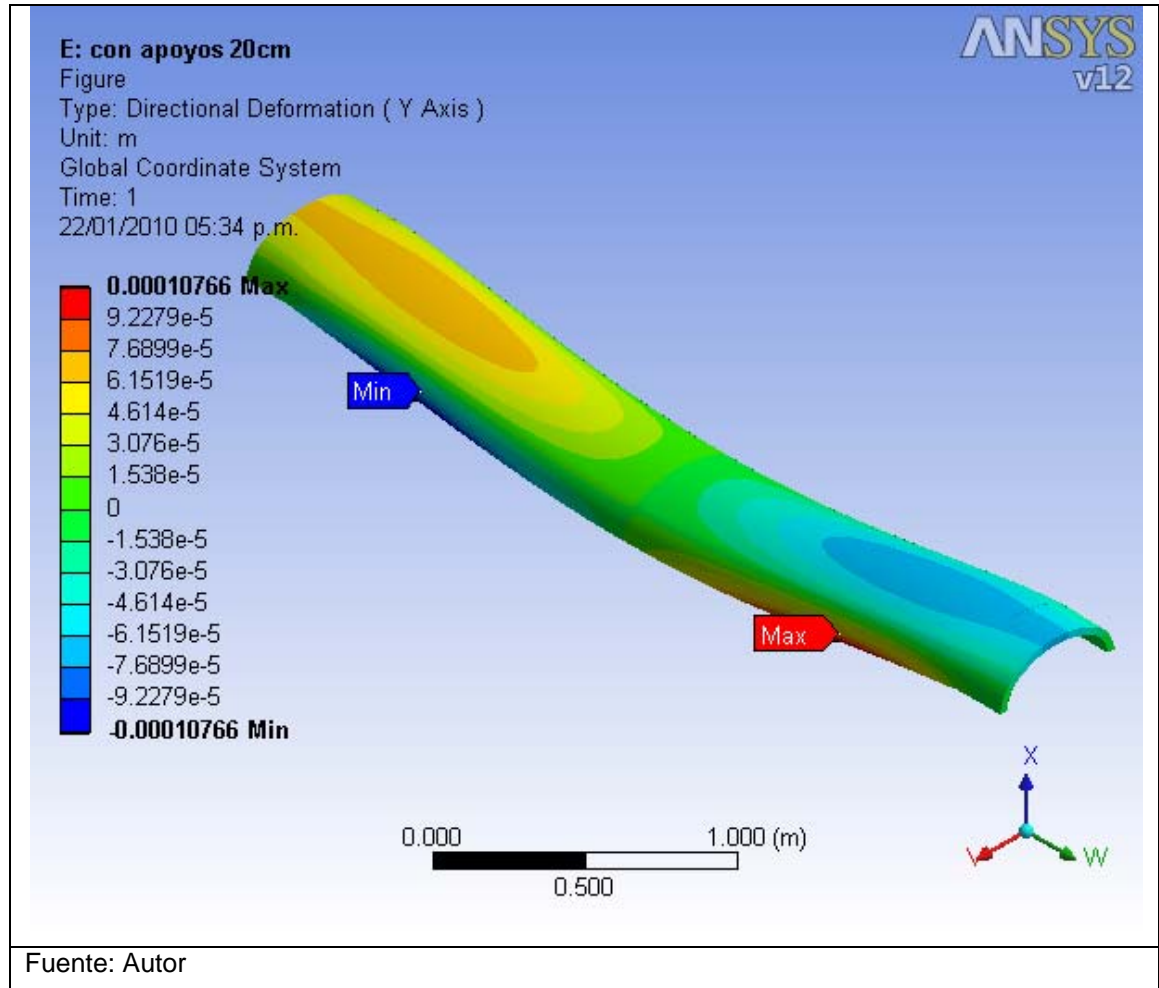
Como era de esperarse la deformación del elemento de aligeramiento es mas critica en la parte central. La deformación del elemento prácticamente es nula y cumplen con las deflexiones permitidas, esto se puede apreciar en la **Figuras 4.14, 4.15 y 4.16.**

Figura 4.14. Deformación en dirección x-x.



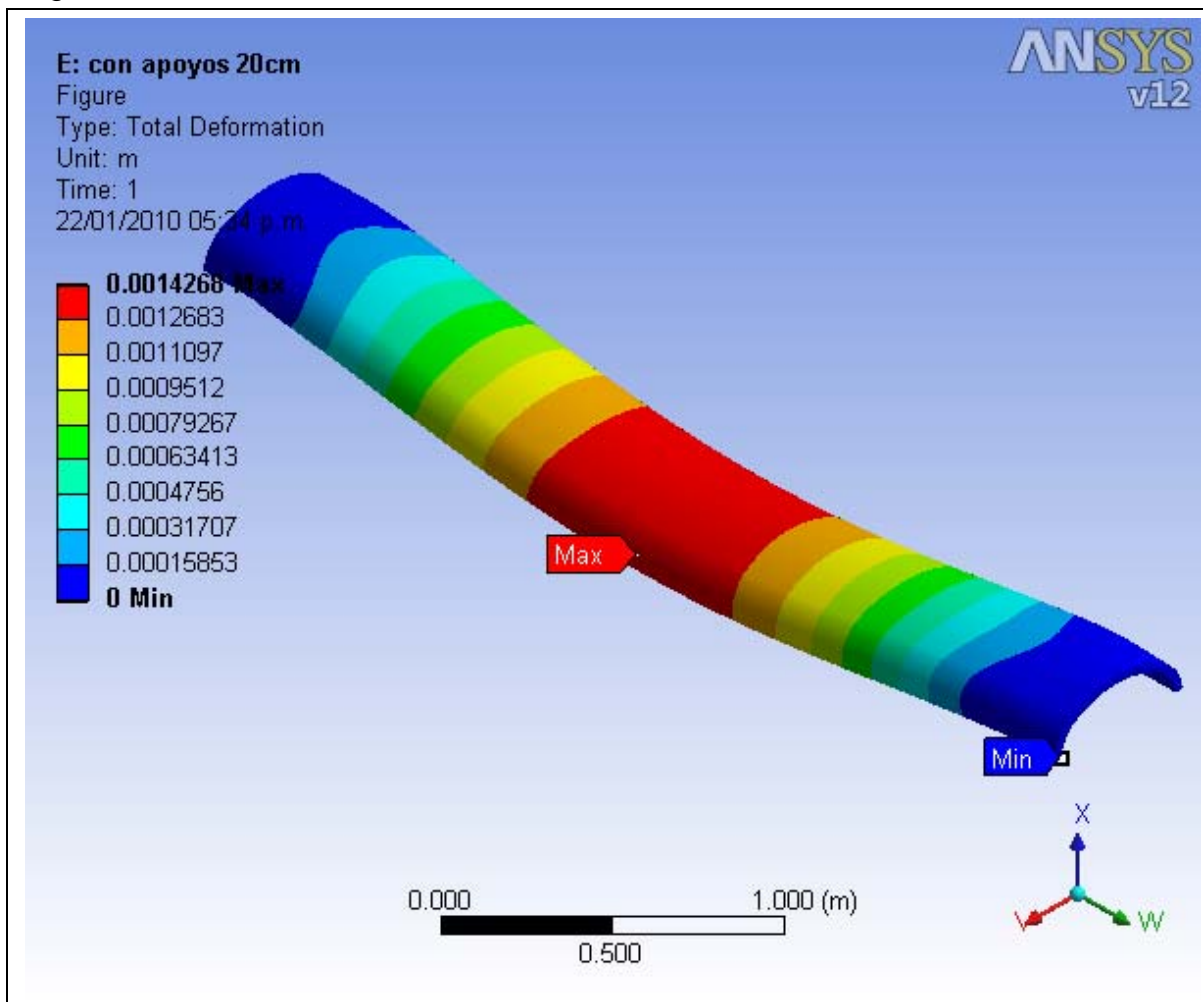
Igualmente la deformación en y es muy pequeña debido a que el elemento de aligeramiento está sometida a fuerzas de compresión, (ver Figura 4.15).

Figura 4.15. Deformación en dirección y-y.



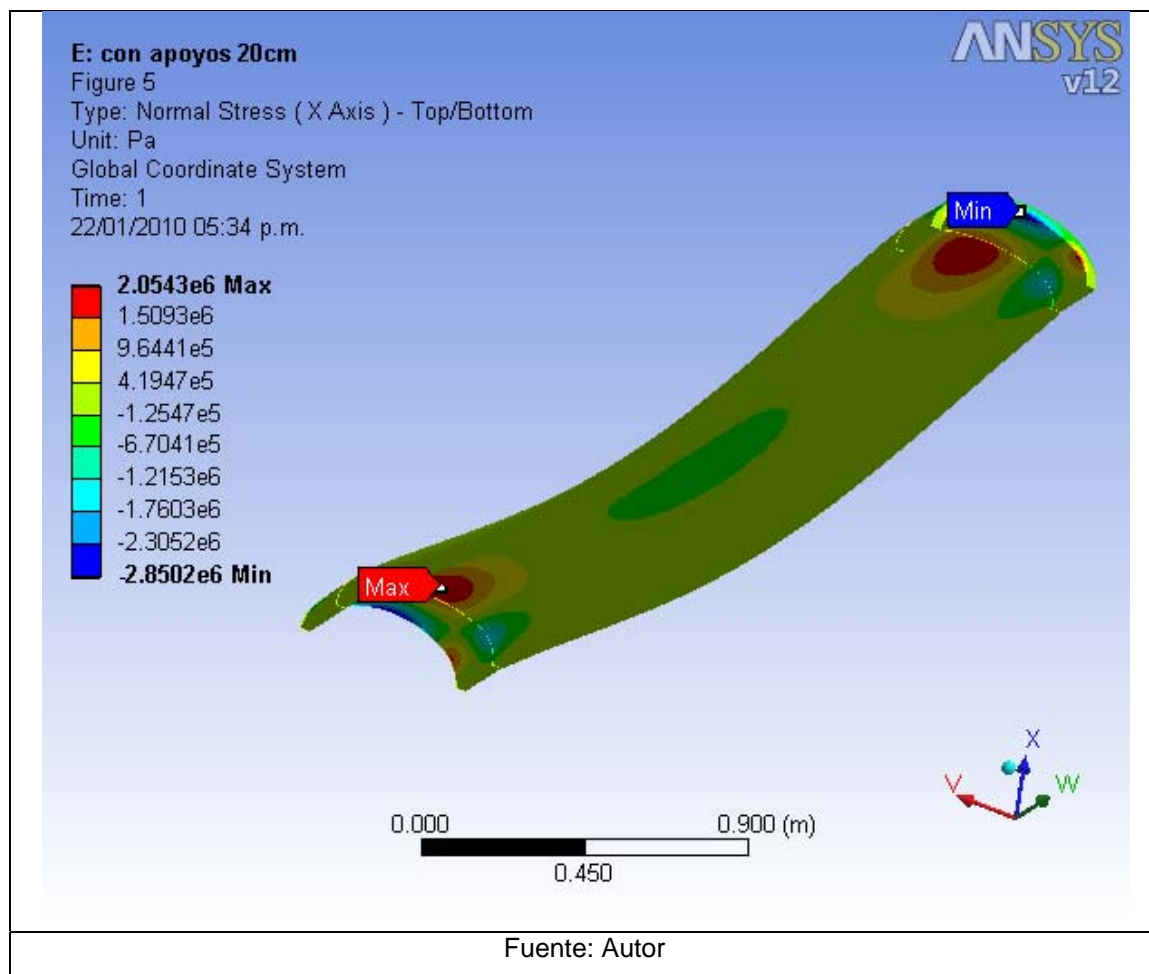
Como podemos ver en la **figura 4.16** a se ve claramente que las máximas deformaciones se presentan en el centro de luz de el elemento de aligeramiento de placa, de 1.4 mm.

Figura 4.16. Deformación total.



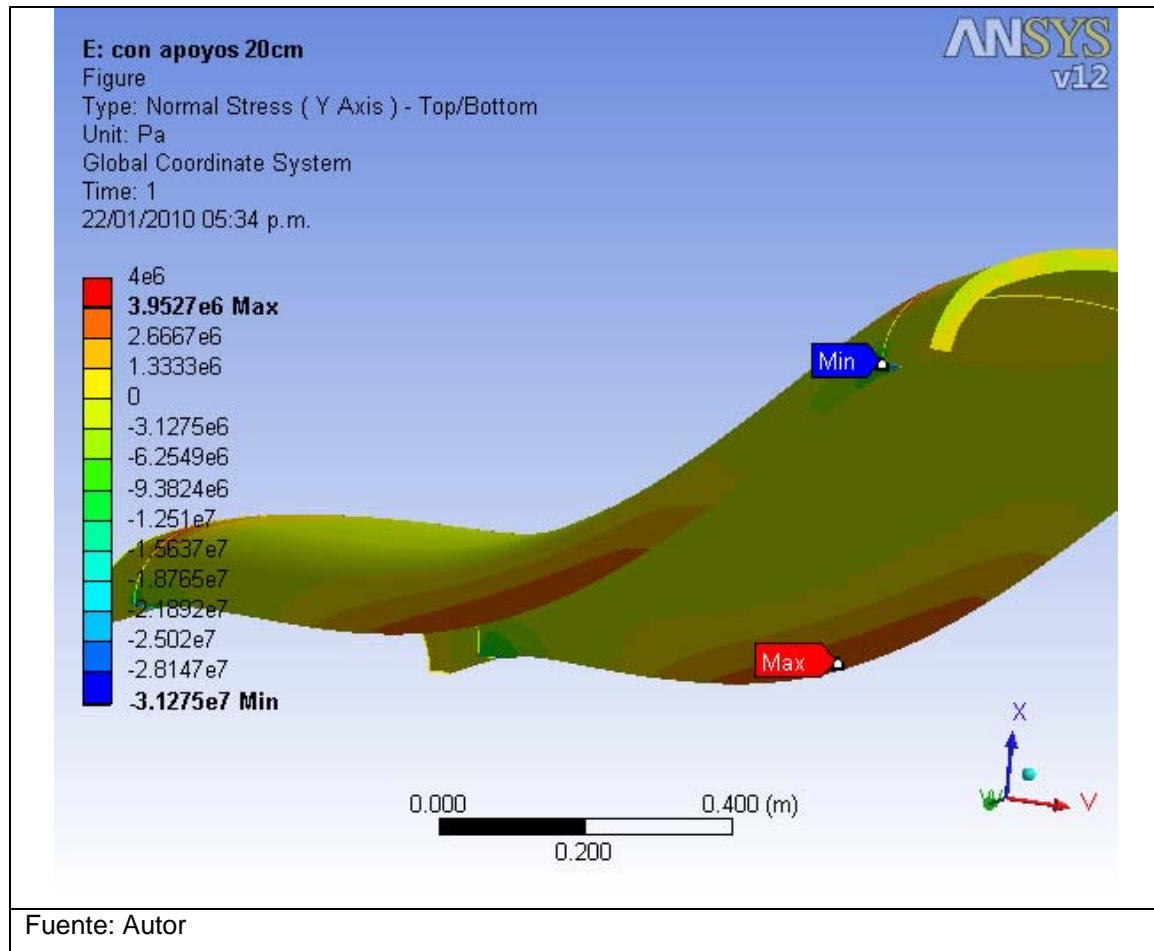
Para los esfuerzos normales en el eje x, se presentan esfuerzos menores que en el eje y, Los mayores esfuerzos se presentan en los apoyos del elemento (ver **Figura 4.17**).

Figura 4.17. Esfuerzos Normales en el eje X.



Para los esfuerzos normales en el eje y, los mayores esfuerzos se presentan en la parte central inferior del modelo (**ver figura 4.18**).

Figura 4.18. Esfuerzos normales eje y.



En las **Figuras 4.19 y 4.20** se muestran en forma detallada los esfuerzos del modelo, nótese la concentración de esfuerzos que se presenta cerca de los apoyos y en los puntos donde el arco presenta cambio de curvatura.

Figura 4.19. Esfuerzos normales al eje X en los apoyos.

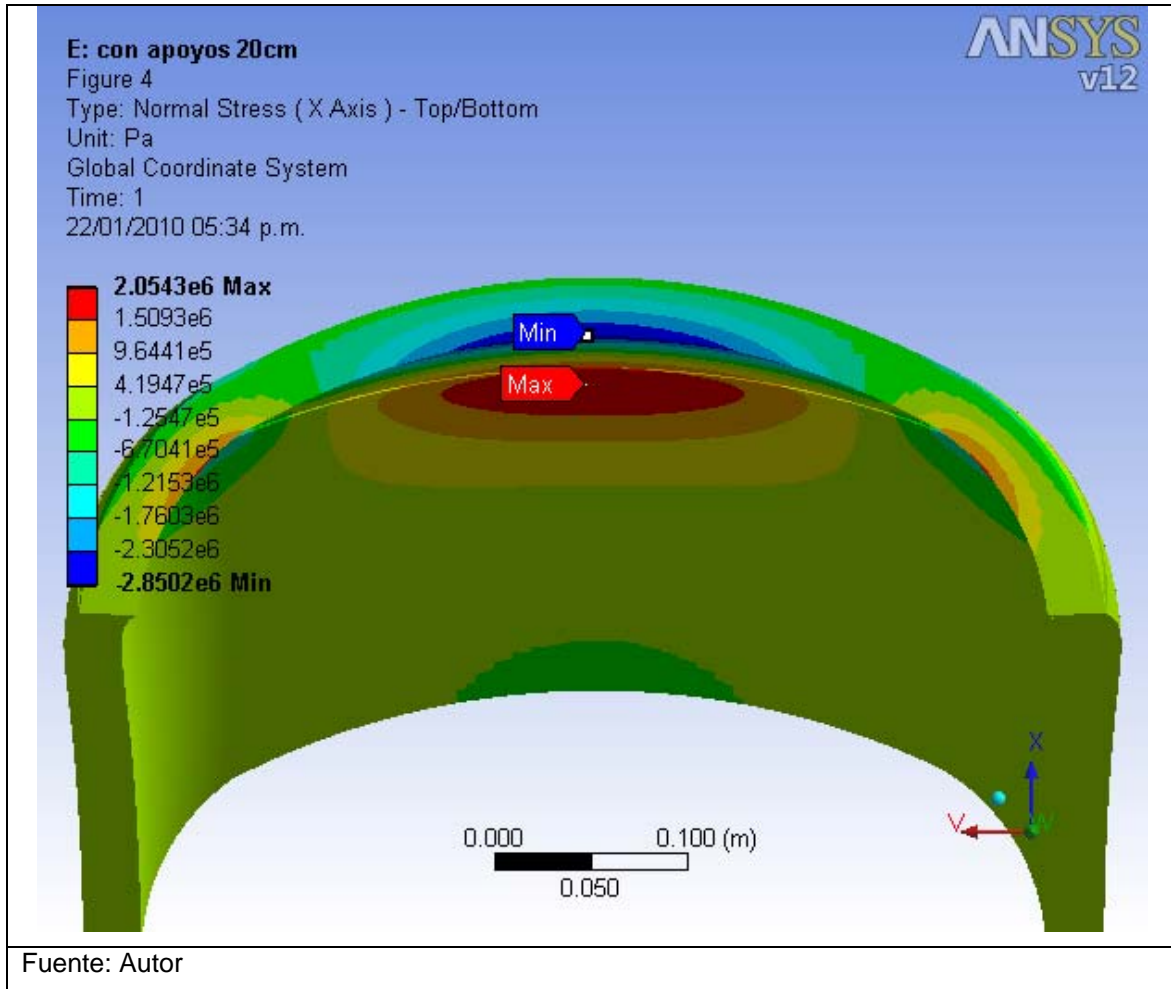
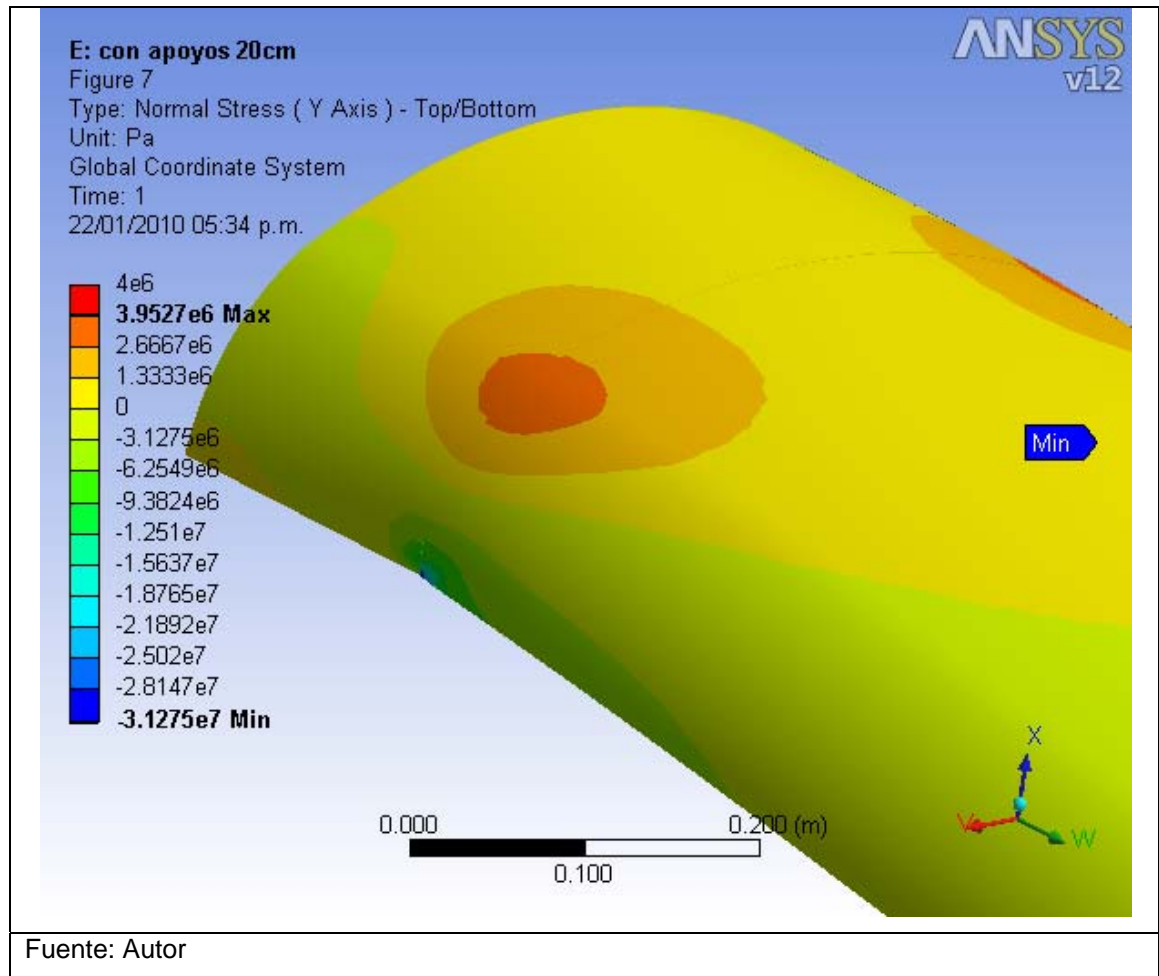


Figura 4.20. Esfuerzos normales al eje y en los apoyos.

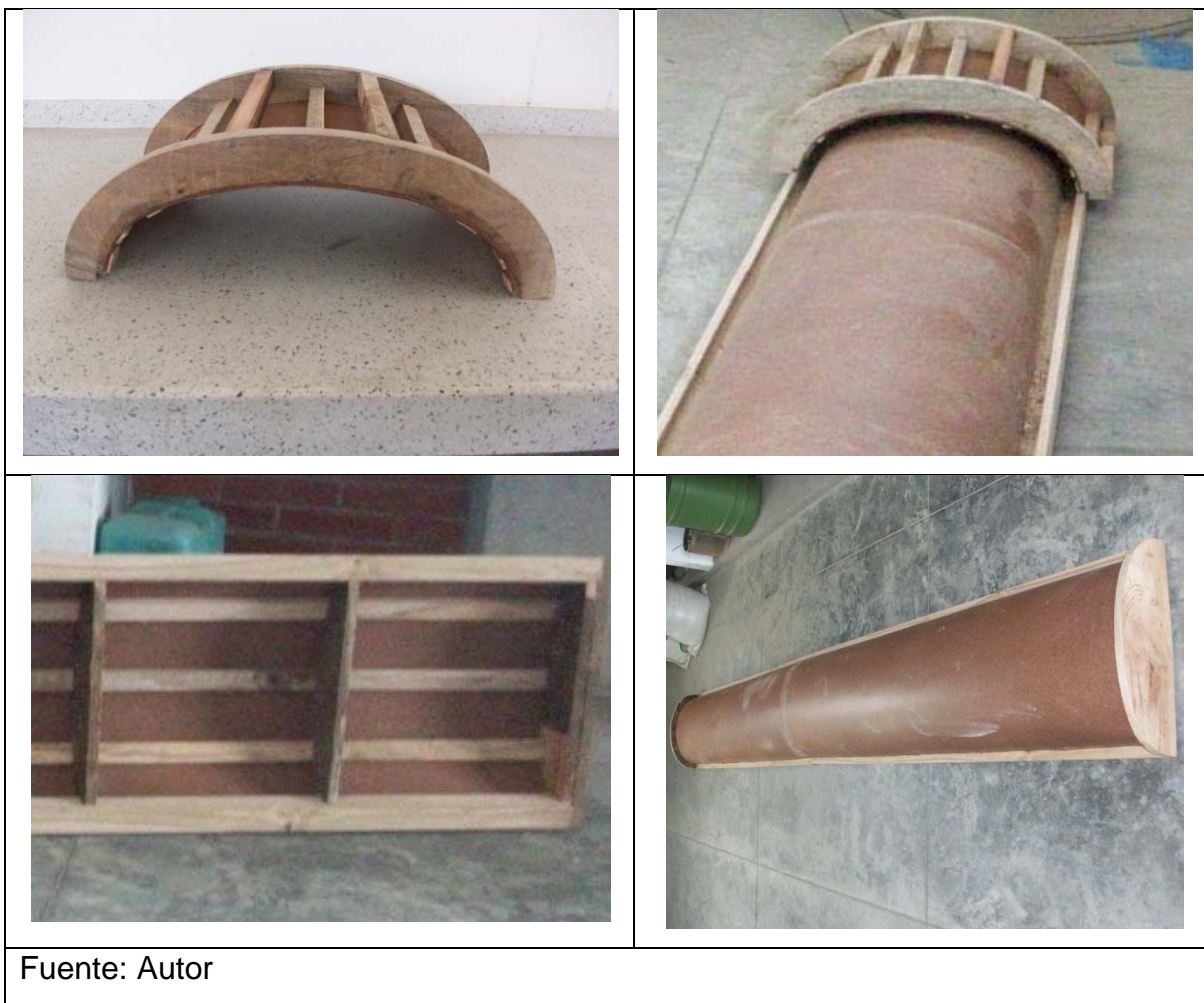


4.8 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ELEMENTO DE ALIGERAMIENTO Y PLACA DE ENTREPISO

En los alcances del presente proyecto no se encuentra el diseño de la placa de entrepiso, pero si se encuentra dentro de estos la realización de un proceso constructivo para la construcción de placas de entrepiso con aligeramiento en ferrocemento, este proceso constructivo se presenta a continuación.

4.8.1 Elemento de aligeramiento. Para la construcción de los elementos de aligeramiento se utilizó una formaleta de madera (ver **Fotografía 4.1**), la cual cuenta con dos partes, una inferior y la tapa que sirve para darle el acabado la parte superior. Aunque lo recomendable es el uso de una formaleta metálica para lograr mejores acabados y disminuir costos, ya que aunque esta es más costosa que la formaleta de madera, posee una mayor vida útil.

Fotografía 4.1. Formaleta del elemento de aligeramiento.



Fuente: Autor

La formaleta se cubrió con un agente de liberación, con el fin de que el elemento de aligeramiento se separara fácilmente de la formaleta en el momento de desencofrar (ver **Fotografía 4.2**). El refuerzo de acero no debía estar en contacto con el agente de liberación, con el fin de evitar la falta de adherencia entre este y el mortero.

Fotografía 4.2. Aplicación de agente de liberación.



Fuente: Autor

Luego se procedió a colocar el refuerzo principal del elemento de aligeramiento, correspondiente a una varilla de 5 mm a lado y lado de la formaleta, con un recubrimiento lateral de 2 centímetros de espesor. (Ver **Fotografía 4.3**).

Fotografía 4.3. Refuerzo principal.



Posteriormente se procedió a preparar cuidadosamente el mortero, teniendo en cuenta la dosificación establecida en el **Capítulo 2**. Se tuvo en cuenta que la arena estuviese seca y sin materias orgánicas y además se realizó un control estricto de la relación agua-cemento. Para la preparación de la mezcla, primero se mezcló la arena con el cemento hasta obtener una mezcla uniforme, luego se adicionó el agua requerida para obtener la trabajabilidad y la resistencia óptima.

El mortero se mezcló en lotes con el fin de que pueda trabajarse una hora después de preparada la mezcla, ya que no es conveniente el remezclado del mortero. El procedimiento de la preparación del mortero se puede apreciar en la **Fotografía 4.4**.

Fotografía 4.4. Preparación del mortero.



Fuente: Autor

Luego se procedió a aplicar la primera capa de mortero de aproximadamente 4mm, con ayuda de un palustre y espátula, para garantizar el recubrimiento mínimo del refuerzo.

Fotografía 4.5. Aplicación del mortero



Fuente: Autor

Después se colocó la primera malla, la cual fue amarrada al refuerzo inferior, que corresponde a una barra de 3 mm de diámetro, con alambre negro # 16. El refuerzo contó con un recubrimiento de 2 cm desde la parte inferior hasta el eje de la barra de refuerzo inferior. Sobre esta malla se aplicó otra capa de mortero, luego la segunda malla y por último otra capa de mortero para recubrir la segunda malla.

Subsiguientemente se procedió a darle el acabado final al elemento de aligeramiento con una llana de madera y con la tapa superior, como se muestra en la **Fotografía 4.6**.

Fotografía 4.6. Acabado del elemento de aligeramiento.



Pasados dos días se introdujo cuidadosamente el elemento de aligeramiento y la formaleta en una piscina de laboratorio para el respectivo curado (ver **Fotografía 4.7**), se evito quitar la formaleta para que no se presentaran esfuerzos en el elemento y con estos grietas que pudieran disminuir la resistencia del mismo.

Fotografía 4.7. Curado del elemento de aligeramiento.



El proceso de curado demora ocho días, al final de los cuales se desencofro el elemento como se muestra en la **Fotografía 4.8**.

Fotografía 4.8. Desencofrado del elemento de aligeramiento.



Luego se deben esperar veinte días para que los prefabricados adquieran la resistencia optima para ser utilizados.

4.8.2 Placa de entrepiso. Después de haber realizado el diseño de la placa y la construcción de los elementos de aligeramiento se procede a fundirla.

Se realizan las obras de cimentación y colocación de muros, luego se instalan tableros de madera soportados por parales metálicos para proveer estabilidad durante la fundida, encima se colocan los elementos de aligeramiento, uno seguido inmediatamente de otro, se debe cuidar no exceder la carga viva de 100 Kg/m².

Más tarde se arma la placa con el acero requerido por diseño, este incluye estribos, barras longitudinales de las viguetas y una malla electrosoldada M-084, la cual corresponde 1 barra de diámetro 4 mm cada 0.15 m en la torta superior de la placa, este amarre se realiza con alambre negro # 16, además se debe garantizar un recubrimiento del acero de mínimo 2 cm.

Luego se procede a vaciar la placa con concreto de 21 MPa, vibrando entre capas aplicadas para evitar que se presente hormigoniado en la placa por presencia excesiva de aire. Los tableros no se deben retirar antes de una semana durante la cual se debe realizar el curado de la placa, aplicando agua para evitar la aparición de grietas.

4.9 PRUEBA DE CARGA DEL ELEMENTO DE ALIGERAMIENTO

La prueba de carga para el elemento de aligeramiento de placa, se realizó después de los 28 días de fundido el elemento, según la norma sismo-resistente Colombiana NSR-98, apéndice C.19.

La intensidad de la carga aplicada se calculó como $0.85 (1.4 D + 1.7L)$, en donde D es la carga muerta que fue calculado como **2.37** KN/m² y L es la carga viva correspondiente a 1 KN/m². La carga distribuida que se debe aplicar es de 426.53 kg/m², incluyendo el peso propio del elemento.

La prueba de carga se planificó para aplicar cuatro incrementos de carga de igual magnitud en períodos de tiempo de 60 minutos entre una y otra; para la aplicación de la carga se utilizaron sacos cargados con 25 kilogramos de arena previamente pesados, cuya carga se distribuyó en un ancho y largo de 0,50 metros del saco y que posteriormente fueron colocados con especial cuidado para lograr una distribución uniforme de fuerzas sobre la estructura como se muestra en la

Fotografía 4.9:

Fotografía 4.9. Preparación de prueba de carga e inicio



Fuente: Autor:

Las deflexiones fueron medidas con un deformímetro que fueron instalados sobre unos pines con el fin de ganar altura y medir las deformaciones como se muestra en la **fotografía 4.10**.

Las deflexiones se tomaron en dos puntos distintos para el elemento de aligeramiento. Los puntos se escogieron presumiendo los lugares donde se mostraría la mayor deformación del elemento y donde sería interesante analizar la deformación del mismo, con el fin de establecer una curva elástica para este elemento, estos puntos fueron en la mitad de la luz y a un tercio de la cara del apoyo como se puede ver en la **fotografía 4.10**.

Fotografía 4.10. Posición de deformímetros.



Fuente: Autor

Inicialmente se tomaron mediciones iniciales al elemento sin incremento de carga, y posteriormente se realizaron mediciones de respuesta de la estructura dentro de la hora siguiente a la terminación de la aplicación de cada incremento de carga y 24 horas después de haberse colocado el último incremento. Luego de cada incremento se inició el retiro de la carga y se toma la deformación residual del elemento respuesta. La totalidad de la carga de la prueba debe haberse retirado dentro de las 24 horas siguientes a la realización de las mediciones de respuesta y tomar las respectivas mediciones.

A continuación se presentan en la tabla 4.5 las mediciones tomadas en la prueba de carga:

Tabla 4.5. Mediciones de prueba de carga.

Carga (Kg/m ²)	DEFORMACION EN MILIMETROS		Hora	observaciones
	L/3	L/2		
0	0	0	09:30:00 a.m	No PRESENTA FISURAS
75	0,00508	0,0508	09:40:00 a.m	No PRESENTA FISURAS
175	0,04572	0,8128	10:00:00 a.m	No PRESENTA FISURAS
175	0,04953	0,8382	10:15:00 a.m	No PRESENTA FISURAS
175	0,053848	0,9017	10:30:00 a.m	No PRESENTA FISURAS
175	0,05461	0,9271	10:45:00 a.m	No PRESENTA FISURAS
175	0,056388	0,9398	11:00:00 a.m	No PRESENTA FISURAS
275	0,0762	3,7592	11:35:00 a.m	PRESENTA FISURAS
275	0,0762	3,77952	11:50:00 a.m	PRESENTA FISURAS
275	0,0762	3,7846	12:05:00 p.m	PRESENTA FISURAS
375	0,08128	4,6101	01:00:00 p.m	COLAPSO

El elemento de aligeramiento para placa no soporto los 4 incrementos de carga.

4.9.1 Observaciones prueba de carga. Al iniciar la prueba de carga se tomaron las deformaciones del elemento bajo su propio peso correspondiente a 75 Kg/m² el elemento no presenta grietas y las deformaciones son muy mínimas prácticamente nulas.

Luego al colocar el primer incremento de carga no se presentan fisuras como se muestra en la **Fotografía 4.11** y la deformación alcanzada en el centro de luz por el elemento es de aproximadamente un milímetro como se muestra en la **Tabla 4.5**.

Al colocar el segundo incremento de carga aparecen las primeras grietas aproximadamente en el centro de luz del elemento en la parte inferior

prolongandose hasta la parte superior. Estas grietas son de un espesor aproximado de 1.5 mm y longitudes entre 20-23 centímetros de largo.

Estas grietas aparecen a una distancia de 1.50-1.60 metros de la cara del apoyo. Estas grietas son más pronunciadas en la cara superior del arco que en cara inferior. Esto se puede apreciar claramente en la **Fotografía 4.12**.

Fotografía 4.11. Primer incremento de Carga.



Fuente: Autor

Fotografía 4.12. Segundo incremento de Carga.



Fuente: Autor

Para el tercer incremento las grietas son más anchas aproximadamente de 3.5 mm, las más pronunciadas. Aparecen más grietas un poco más pequeñas que las que aparecieron en el segundo incremento, a una distancia de 1.38 metros de la cara del apoyo. Se presenta descascaramiento del elemento y finalmente el colapso del mismo. Esto se puede apreciar en las **Fotografías 4.13 y 4.14.**

Fotografía 4.13 Grietas debido al tercer incremento de carga.



Fuente: Autor

Fotografía 4.14. Colapso del elemento



Fuente: Autor

4.10 ANALISIS DE FALLA

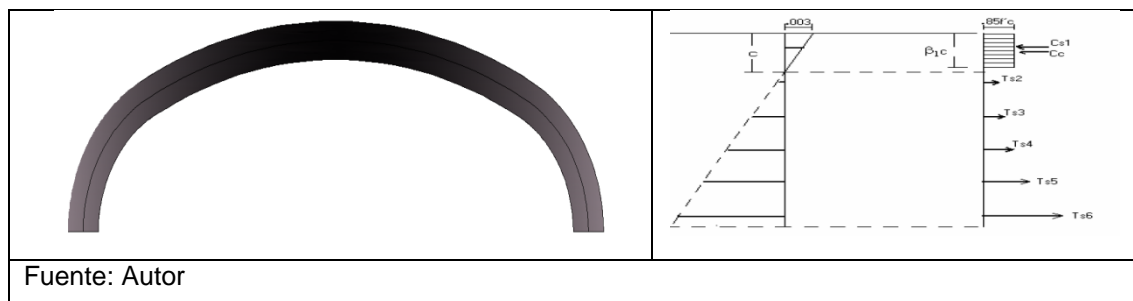
4.10.1 Diseño de arco como viga. Luego de que el elemento de aligeramiento fallo ante la carga de diseño, en la respectiva de prueba de carga realizada, se hizo un análisis detallado de las posibles hipótesis de falla de este elemento.

Una de las hipótesis que inicialmente se plantean de la falla de este elemento, es una falla por flexión, debido a que en la prueba la falla principal se presentó en el centro de luz del elemento, en donde se presentan los máximos momentos flexionantes y por ende los mayores esfuerzos por flexión.

Para asegurarnos de esta hipótesis procedemos a calcular el momento resistente de la sección propuesta con el refuerzo suministrado y posteriormente compararlo con el momento al que está sometido.

Para este cálculo se asumió que la deformación unitaria en la fibra más alejada a compresión sería 0.002 mm/mm, como se muestra en la **figura 4.29**.

Figura 4.21. Deformaciones unitarias sección elemento placa.



Fuente: Autor

Luego se supuso un valor del eje neutro, con el fin de poder calcular los esfuerzos en cada una de las fibras de refuerzo y la fuerza generada por el bloque de compresión e iniciar una iteración variando los valores del eje neutro, hasta que la sección cumpla con un equilibrio de fuerzas internas.

Posteriormente de haber encontrado el valor del eje neutro de la sección y las fuerzas generadas por el bloque de compresión y en cada una de las fibras, se inició el cálculo del momento resistente de la sección, realizando momentos en la parte superior del elemento con cada una de las fuerzas generadas en las mismas y su respectivo brazo, obteniendo un momento resistente de 1.46 KN-m.

El elemento tiene una luz de 3.50 m y está sometido a una carga de 2.66 KN/m. El momento máximo al que está sometida la misma se puede calcular por la siguiente expresión:

$$M_{\max} = \frac{w * l^2}{8} = \frac{2.66 * 3.5^2}{8} = 4.07 \text{ KN} - m$$

Como podemos ver la hipótesis que inicialmente se planteó, que el elemento de aligeramiento falló por flexión es válido, debido a que el momento resistente es menor al momento al que está sometida la sección.

Ahora se procederá a calcular la carga teórica máxima que resiste la sección, con el fin de mirar si el comportamiento de este elemento en la prueba de carga fue acorde o parecido a lo teórico.

Como:

$$M_{\max} = \frac{w * l^2}{8}$$

De esta expresión se despeja w y obtenemos:

$$W = \frac{8 * M \max}{l^2} = \frac{8 * 1.46}{3.5^2} = 0.95 \text{ KN} - m \text{ o } 1.80 \frac{\text{KN}}{m^2}$$

En la prueba de carga las primeras fisuras se presentaron cuando la carga aplicada era de $175 \frac{\text{Kg} - f}{m^2}$ o $1.75 \frac{\text{KN}}{m^2}$, este quiere decir que el comportamiento teórico es prácticamente igual al experimental.

4.10.2 Optimización del modelo planteado. Luego de ver que el modelo planteado inicialmente no cumplió ante los requerimientos de carga, y demostrar que el diseño no está bien realizado, con el fin de mejorar y optimizar el modelo se propone aumentar la superficie específica de refuerzo de las mallas y colocar un refuerzo concentrado en la parte inferior del arco.

Esto se justifica con el hecho de que al realizar los cálculos del momento resistente de la sección inicialmente planteada, el bloque de compresión resultó ser muy pequeño en el cálculo realizado en el numeral anterior, y al ser este tan pequeño quiere decir que la cantidad de acero suministrada debe ser mayor en las fibras inferiores del modelo con el fin de que el momento resistente se incremente y por ende cumpla con los requerimientos de carga establecidos.

Para esto se propuso que se colocaran una malla más en la sección y se colocaran cuatro barras de 5mm en la parte inferior del elemento. Este refuerzo concentrado debe colocarse de la siguiente manera:

- Se debe reemplazar el refuerzo de una barra de 3 milímetros de diámetro a lado y lado inicialmente colocado, por una barra a lado y lado de la sección

transversal del arco de 5 milímetros de diámetro de 420 MPa, con un recubrimiento de 3 centímetros medidos desde la parte inferior del elemento.

- Se adicionará una barra a lado y lado del arco de 5 milímetros de diámetro de 420 MPa, a 6 centímetros medidos desde la parte inferior del elemento.

Con este refuerzo que se plantea se obtuvo un momento resistente de 4.74 KN-m, el cual es mayor al momento sometido de 4.07 KN-m.

5. MURO ESTRUCTURAL

Para el diseño estructural del muro es muy importante definir parámetros como:

- Distribución arquitectónica de la vivienda.
- Material a utilizar.
- Tipo de geometría.
- Cargas que actúan sobre el muro.
- Diseño estructural muro.

De modo que el elemento propuesto cumpla con condiciones como economía y que sea fácil de construir.

5.1 DISTRIBUCION ARQUITECTONICA DE LA VIVIENDA

La distribución arquitectónica de la vivienda se realizó de acuerdo a que la vivienda cumpliera con las normas mínimas de dimensionamiento para desarrollos habitacionales, que son guía para la construcción de una vivienda de interés social, como se describió en el **numeral 4.1**.

5.2 MATERIAL A UTILIZAR

El material a utilizar para el muro prefabricado es el ferrocemento, el cual consta de las propiedades físico-mecánicas establecidas en el capítulo 2, las cuales deben ser tenidas en cuenta para el diseño del muro.

Este material a utilizar en el diseño y construcción del muro prefabricado es un hormigón de pared delgada (espesores entre 2 y 4 cm), como se citó en el capítulo

1, el muro debe tener estos espesores o estar constituidos por paneles que cumplan con estas propiedades geométricas.

5.3 TIPO DE GEOMETRÍA

Inicialmente para establecer la geometría del muro que se va a diseñar, debemos saber o conocer la función de este muro. Este es un muro que tiene como función soportar las cargas de sismo, cargas vivas y muertas a las que se encuentra sometida la estructura.

Inicialmente se debe mirar cual es el espesor que debe tener como mínimo un muro estructural para una casa de dos pisos en la norma NSR-98, titulo E y así establecer la tipología del muro:

Tabla 5.1 Espesores mínimos nominales para muros estructurales en casas de uno y dos pisos (58).

ZONA DE AMENAZA SISMICA	NUMERO DE NIVELES DE CONSTRUCCION		
	UN PISO	DOS PISOS	
		1° NIVEL	2° NIVEL
ALTA	110	110	100
INTERMEDIA	100	110	95
BAJA	95	110	95

Suponiendo que la vivienda se encuentra en la ciudad de Bucaramanga la cual se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta como se puede ver en la **tabla 5.2**.

Tabla 5.2. Valores de A_a y zona de amenaza sísmica (59)

Ciudad	A_a	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	Alta
Cali	0.25	Alta
Cartagena	0.10	Baja
Cúcuta	0.30	Alta
Florencia	0.20	Intermedia
Ibagué	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	Baja

Ingresando a la **tabla 5.1** con la zona sísmica correspondiente a la ciudad de Bucaramanga y el tipo de estructura que es una vivienda de dos pisos se obtiene un espesor de muro igual 110 mm.

5.3.1 Tipología muro. La primera tipología de muro opcionado, es un muro macizo en ferrocemento de 110 mm de espesor, pero debido a que el material es un hormigón de pared delgada (espesores entre 2 y 4 cm), como se citó en el capítulo 2, este no es viable.

El muro debe ser un elemento conformado por paneles prefabricados de ferrocemento, cuyo espesor estén entre los anteriormente citados, y separados por un material o membrana con aislamiento térmico y acústico. En conclusión el muro a conformar debe ser un muro sándwich.

5.3.2 Geometría de paneles prefabricados en ferrocemento. Los parámetros que se deben determinar la geometría de los paneles prefabricados son:

- Espesor del panel.

- Altura libre del panel.
- Ancho del panel.

5.3.2.1 Espesor del panel. Inicialmente se supone un espesor de 3 centímetros para el diseño.

5.3.2.2 Altura libre del panel. La altura libre del panel es de 2.20 m, la cual se estableció para la vivienda.

5.3.2.3 Ancho del panel. El ancho de los paneles es de 1 metro, con el fin de que la modulación de los muros sea más fácil de realizar, a partir de estos elementos prefabricados.

5.3.3 Núcleo de muro sándwich. El núcleo del panel que se uso para probar el muro en el laboratorio está formado por un aislante de polietileno expandido de alta densidad, el cual no es recomendable para su aplicación comercial por que presenta un mal comportamiento ante el fuego, siendo mejor de este modo la utilización de materiales a base de desecho. El núcleo del muro cumple varias funciones importantes; sirve como un aislante termo-acústico y aloja las instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas.

El espesor del núcleo varía entre 5-7 centímetros y de ancho y largo igual a los paneles.

5.3.4 Cargas que actúan sobre el muro:

Las cargas que actúan sobre el muro son:

- Fuerza de sismo.

- Carga muerta.
- Carga viva.

5.3.4.1 Fuerza de sismo. Para el cálculo de las fuerza de sismo, se realizó un análisis sísmico por el método de fuerza horizontal equivalente. Este método permite evaluar la magnitud de la fuerza de sismo, reemplazando el efecto del sismo en una edificación por un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes, aplicadas en los niveles de los pisos del edificio, que equilibran el cortante de base (60). Los respectivos cálculos de este análisis se presentan en el **Anexo A**.

5.3.5 Cargas muertas. Para el cálculo de las cargas muertas se analizaron inicialmente las viguetas y se miro la carga que estas le transmitían a cada muro:

5.3.5.1 Cargas vigueta. Las cargas muertas que soportan las viguetas son:

- Carga peso de la placa (torta superior, aligeramiento, peso propio).
- Muros de división.
- Acabados.

Figura 5.1. Corte transversal placa.

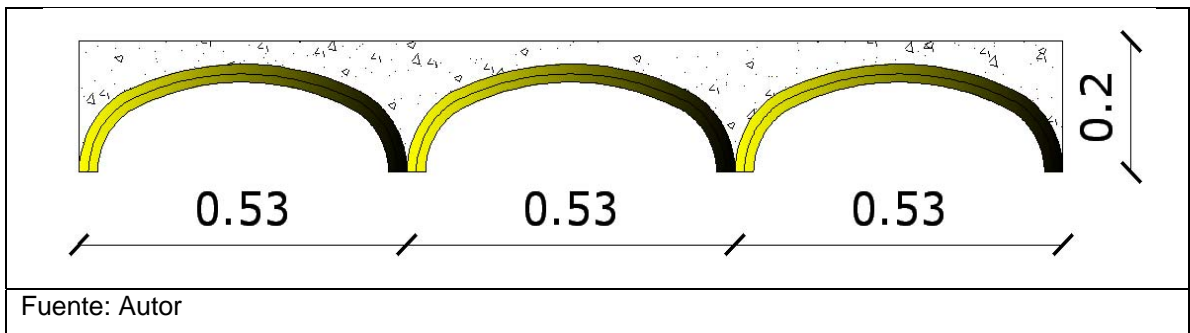


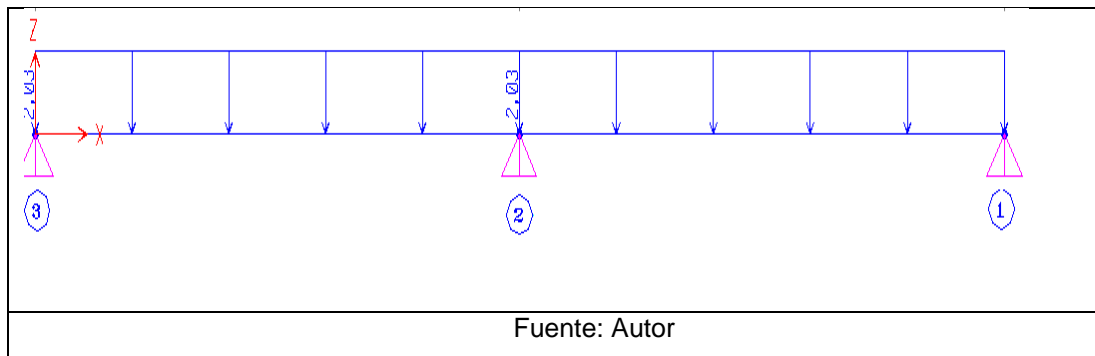
Tabla 5.3. Cargas Muertas.

Carga	$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\left(\frac{KN}{m}\right)$
Carga placa (torta superior, Aligeramiento, vigueta)	2,37	1,26
Muros de división	0,66	0,35
Acabados	0,8	0,42
Carga Muerta Total	3,83	2,03

Fuente: Autor

Posteriormente de calcular la carga muerta que soporta la vigueta, se procedió a cargar la misma en el programa SAP2000 (ver **figura 5.2**) y así establecer la carga que se le transmiten a cada muro en los ejes cargueros.

Figura 5.2. Carga muerta vigueta nivel entrepiso $\left(\frac{KN}{m}\right)$.



Como podemos ver en la **figura 5.3** se presentan las reacciones por carga muerta en el nivel de entrepiso de la vigueta sobre los ejes cargueros.

Figura 5.3. Reacciones por carga muerta nivel entrepiso VTA 1 (KN)

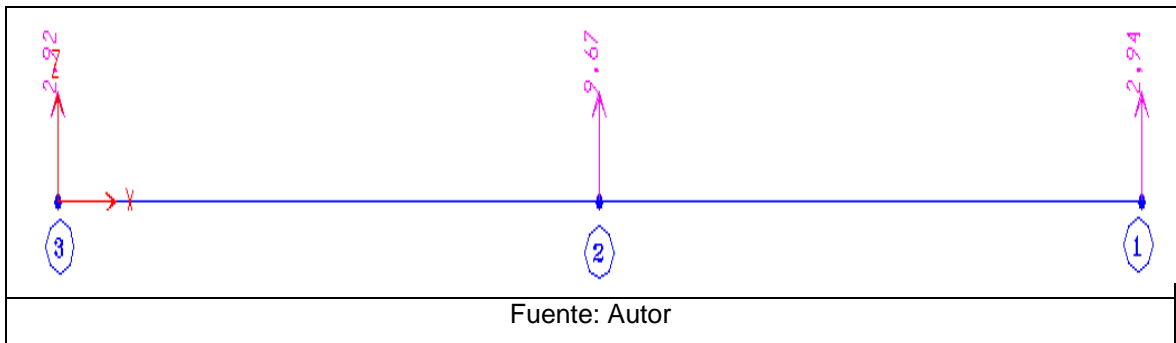


Figura 5.4. Reacciones por carga muerta nivel entrepiso VTA 2 (KN).

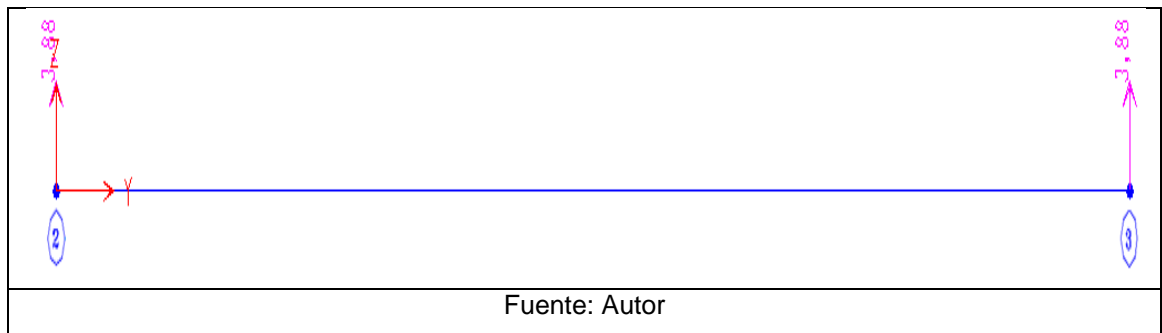


Figura 5.5. Reacciones por carga muerta nivel entrepiso VTA 3 (KN).

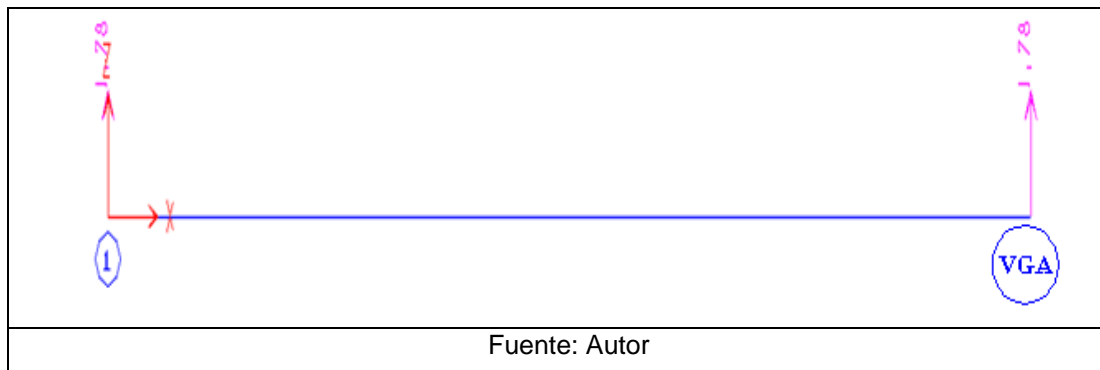


Tabla 5.4. Tabla resumen de cargas muertas sobre ejes nivel entrepiso.

Muerta (D)	Carga Distribuida sobre ejes $\left(\frac{KN}{m}\right)$			
	Vigueta tipo	Eje 1-1	Eje 2-2	Eje 3-3
VTA 1		5,55	18,25	5,51
VTA 2		0	7,05	7,05
VTA 3		3,24	0	0

5.3.5.2 Cargas cubierta. La cubierta es una cubierta de asbesto cemento con una carga de $0.18 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$ (NSR-98 B.3.3).

Para calcular la carga que recibe cada eje, se necesitan los anchos aferentes de cada eje como se aprecian en la **figura 5.6**.

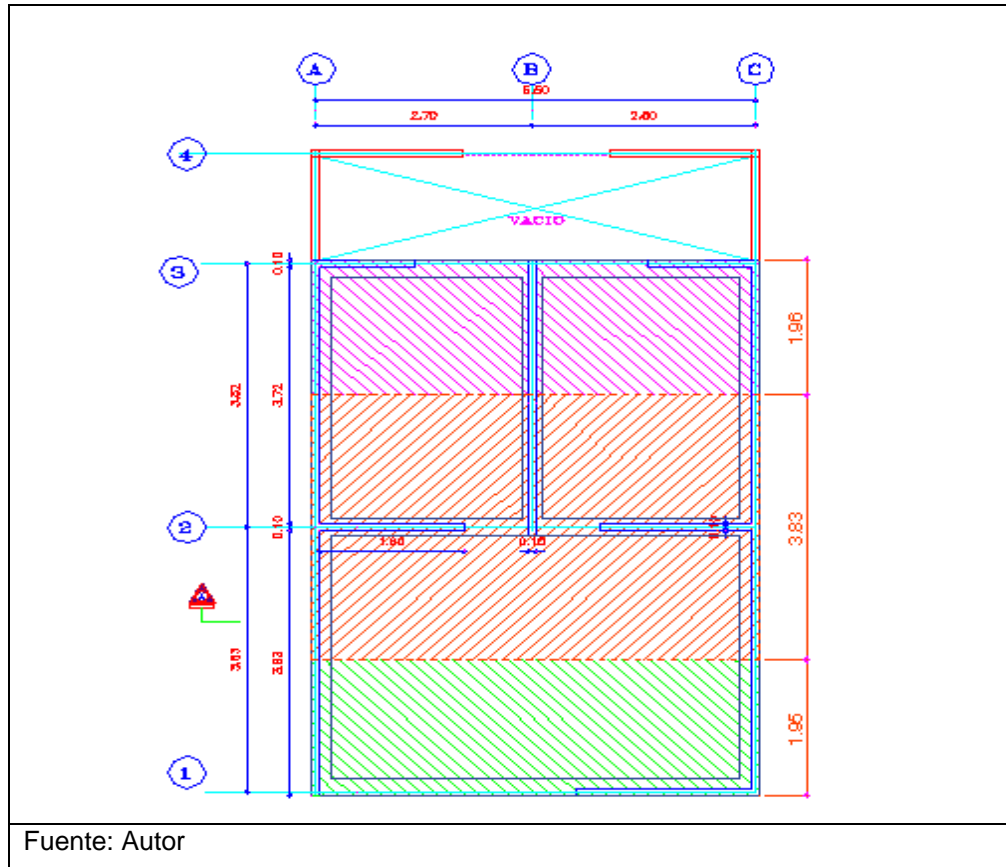
$$Carga\ muerta\ cubierta\ eje = 0.18 * Ancho\ aferente\ eje$$

$$Carga\ muerta\ cubierta\ eje\ 1-1 = 0.18 * 1.95 = 0.35 \left(\frac{KN}{m}\right)$$

$$Carga\ muerta\ cubierta\ eje\ 2-2 = 0.18 * 3.83 = 0.69 \left(\frac{KN}{m}\right)$$

$$Carga\ muerta\ cubierta\ eje\ 2-2 = 0.18 * 1.96 = 0.35 \left(\frac{KN}{m}\right)$$

Figura 5.6. Ancho aferente de ejes cargueros carga cubierta (m)



5.3.6 Cargas vivas:

5.3.6.1 Cargas vigueta. Para el cálculo de las cargas vivas se utilizó una carga viva para vivienda según la norma sismo resistente colombiana, apéndice B.4.2 de

$$1.8 \left(\frac{KN}{m^2} \right).$$

Carga	$\left(\frac{KN}{m} \right)$	$\left(\frac{KN}{m} \right)$
Carga Viva	1,8	0,95

Para el cálculo de las cargas vivas que le transmiten las viguetas a los muros, se realizó el mismo procedimiento de análisis de las cargas muertas y se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 5.5. Tabla resumen de cargas vivas sobre ejes nivel entpiso.

VIVA(L)	Carga Distribuida sobre ejes		
	$\left(\frac{KN}{m} \right)$		
Vigueta tipo	Eje 1-1	Eje 2-2	Eje 3-3
VTA 1	2,60	8,58	2,58
VTA 2	0	3,45	3,45
VTA 3	1,58	0	0

5.3.6.2 Cargas cubierta. La carga viva de cubierta es de $0.50 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$ establecida en el NSR-98 apéndice B.4.2, para cubiertas con pendientes menores del 20%.

Para calcular la carga que recibe cada eje, se utilizaran también los anchos aferentes de cada eje como se aprecian en la **figura 5.6**, como se calcularon las cargas muertas de cubierta para la estructura.

$$Carga\ muerta\ cubierta\ eje = 0.50 * Ancho\ aferente\ eje$$

$$Carga\ muerta\ cubierta\ eje\ 1-1 = 0.50 * 1.95 = 0.98 \left(\frac{KN}{m} \right)$$

$$Carga\ muerta\ cubierta\ eje\ 2-2 = 0.50 * 3.83 = 1.92 \left(\frac{KN}{m} \right)$$

$$\text{Carga muerta cubierta eje 2-2} = 0.50 * 1.96 = 0.98 \left(\frac{KN}{m} \right)$$

5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL MURO

Posteriormente de hacer el análisis de cargas a los muros, dentro sus respectivas solicitaciones de carga se escogió el muro que tuviera mayor carga de sismo para ser diseñados, debido a que estos elementos son más críticos por carga de sismo que por carga axial. El muro que presento mayor cortante sísmico fue el muro 30 y el muro 28 como se puede apreciar en el anexo A, **tabla A.15**.

Luego de identificar el muro que tiene mayor cortante sísmico se procede a establecer los diferentes estados de carga del mismo elemento.

5.4.1 Estados de Carga muro. Para los estados cargas del muro, se utilizaran las siguientes combinaciones de carga según la norma sismo resistente colombiana (NSR-98), apéndice B.2.4.2:

- 1.4D+1.7L.
- 1.05D+1.28L+E.

Figura 5.7. Estados de carga muro (carga de sismo, carga viva y carga muerta)

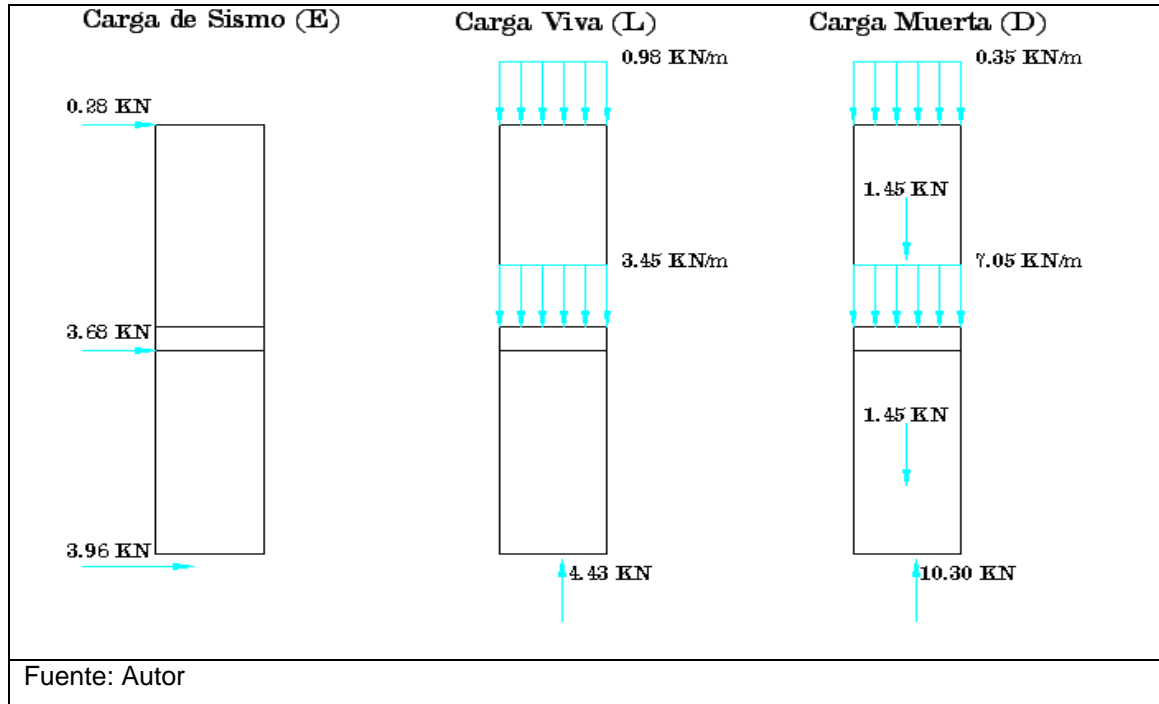
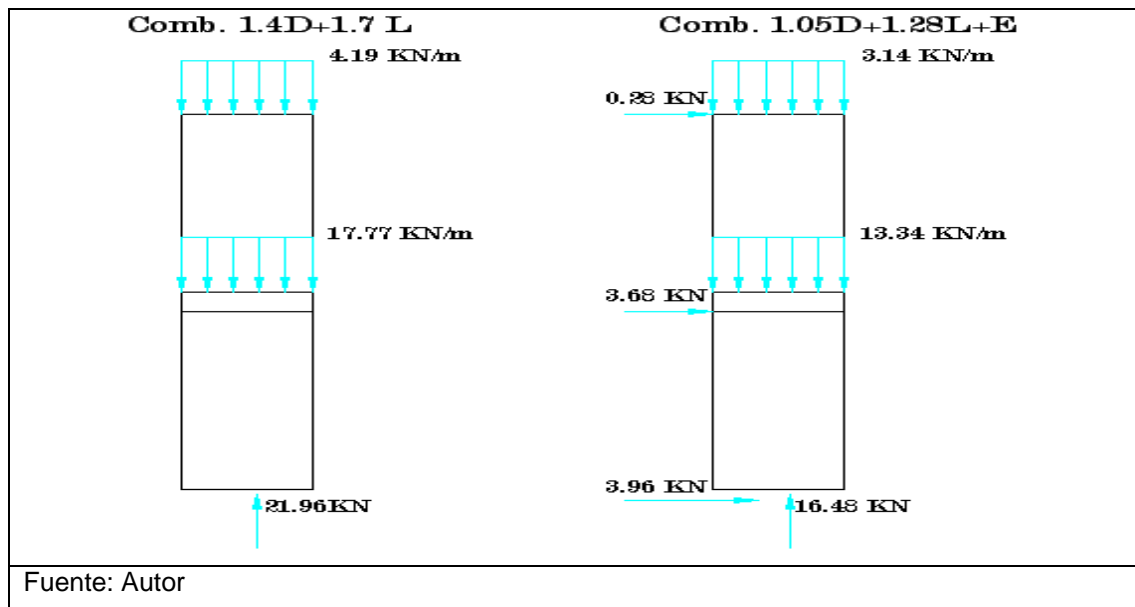


Figura 5.8. Combinaciones de cargas de diseño.

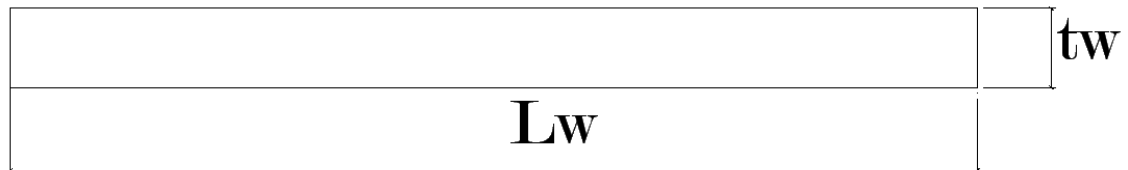


5.4.2 Diseño. Para el diseño del muro sándwich, solo se diseñara un solo panel debido a que los dos paneles son de igual geometría, las cuales fueron preestablecidas en el numeral 5.3.2 y además tiene las mismas solicitaciones de carga, o sea la mitad de la que está sometido el muro en conjunto, solo las cuales fueron presentadas en la figura 5.9 y la figura 5.10.

Para el diseño se tendrán en cuenta las propiedades físico-mecánicas del ferrocemento las cuales fueron definidas en el capítulo 2.

Igualmente para el diseño del muro prefabricado se escogió el muro del primer piso como muro patrón de diseño debido a que este muro es el que tiene mayor sollicitación de carga tanto en cortante como carga axial.

5.4.2.1 Diseño a Cortante:



$$V_v = 1.98 \text{ KN}$$

$$f'_c = 30.27 \text{ mpas}$$

$$l_w = 1.0m$$

$$t_w = 0.03m$$

$$d = 0.8 * l_w = 0.8 * 1 = 0.8m$$

$$v_n = \frac{V_u}{t_w * d} = \frac{1.98 * 1000}{30 * 0.8 * 1000} = 0.083 \text{ mpas}$$

$$v_n = v_c + v_s$$

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = \frac{\sqrt{30.27}}{6} = 0.92 \text{ mpas}$$

$$v_s = v_n - v_c = 0.083 - 0.92 = -0.84 \text{ mpas}$$

Como vemos que el esfuerzo al que está sometida la sección es demasiado pequeño al que resiste la sección podemos disminuir el espesor del muro a 2 cm.

Recalculando:

$$V_u = 1.98 \text{ KN}$$

$$f'_c = 30.27 \text{ mpas}$$

$$f_y = 420 \text{ mpas}$$

$$l_w = 1.0 \text{ m}$$

$$t_w = 0.02 \text{ m}$$

$$d = 0.8 * l_w = 0.8 * 1 = 0.8 \text{ m}$$

$$v_n = \frac{V_u}{t_w * d} = \frac{1.98 * 1000}{20 * 0.8 * 1000} = 0.124 \text{ mpas}$$

$$v_n = v_c + v_s$$

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = \frac{\sqrt{30.27}}{6} = 0.92 \text{ mpas}$$

$$v_s = v_n - v_c = 0.124 - 0.92 = -0.80 \text{ mpas}$$

Como el esfuerzo en el acero para el muro es negativo según el cálculo, el muro no necesita refuerzo por cortante pero por norma se le debe suministrar una cuantía mayor o igual a $0.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^3}$ y una volumen de refuerzo mayor o igual a 1.8% del volumen total, que corresponde a la cuantía mínima del ferrocemento.

Igualmente como mínimo se le deben suministrar 2 capas de mallas (61).

Para este diseño se supusieron tres mallas inicialmente como refuerzo a cortante y luego se chequea la superficie específica y el volumen de refuerzo.

Para una malla cuadrada la superficie específica se establece según la siguiente formulación (62):

$$SI = \frac{\left(\pi * d * n * \left(\frac{1}{d_L} + \frac{1}{d_T} \right) \right)}{t}$$

Donde:

d = *Diámetro del alambre de la malla (cm).*

d_L, d_T = *espaciamiento del alambre longitudinal y transversal en (cm).*

n = **Numero de capas de malla.**

t = *Espesor de la sección en cm.*

$$SI = \frac{\left(\pi * 0.0825 * 3 * \left(\frac{1}{0.5} + \frac{1}{0.5} \right) \right)}{2} = 1.55 \text{ cm}^{-1}$$

Ahora chequeando el volumen de refuerzo:

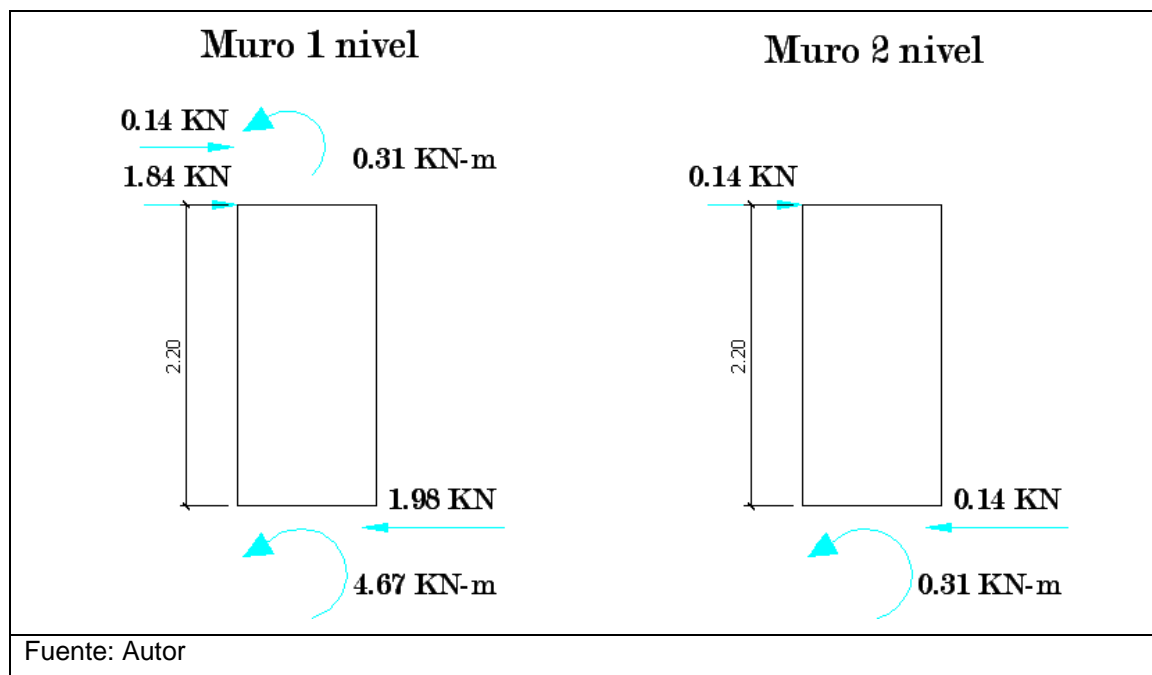
$$v_f = \frac{\left(25 * \pi * d^2 * n * \left(\frac{1}{d_L} + \frac{1}{d_T} \right) \right)}{t}$$

$$v_f = \frac{\left(25 * n * 0.0825^2 * 3 * \left(\frac{1}{0.5} + \frac{1}{0.5} \right) \right)}{2} = 3.21\%$$

Como podemos ver el refuerzo suministrado cumple con las normas mínimas de diseño establecidas para el ferrocemento.

5.4.2.2 Diseño a Flexo-Compresión. Para el diseño a flexión del muro no se puede considerar el muro desde la cimentación hasta la cubierta como un muro continuo debido a que la unión entre placa y muro no se tiene la certeza de que se generen un empotramiento perfecto, sino que el análisis de diseño de los muros se realiza por independiente. Sin embargo el muro que se diseña es el nivel mas critico a flexión, que en este caso es el muro del primer piso como se puede apreciar en los estados de carga que se presentan en la **figura 5.11**.

Figura 5.9. Estados de carga muro a flexión.



$$M_u = 4.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$f'_c = 30.27 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$l_w = 1.0 \text{ m}$$

$$t_w = 0.02 \text{ m}$$

$$d = 0.8 * l_w = 0.8 * 1 = 0.8 \text{ m}$$

Para el diseño a flexión se supone inicialmente un refuerzo de dos barras de 6.0 mm, una en cada extremo del muro con recubrimiento de 4 cm.

Luego de suponer este refuerzo a flexión procedemos a realizar el diseño a compresión y realizar el diagrama de iteración para mirar si con el refuerzo supuesto a flexión cumple el panel (Ver **figura 5.12**).

La carga axial de diseño del panel es la mayor establecida en los combos de diseños, que fueron calculados en el numeral 5.5.1. Esta carga presentada en estos numerales es para el muro completo, osea que para cada panel es la mitad de la establecida.

El combo de diseño es el de la combinación de carga de 1.4d+1.7l, el cual presenta la carga mayor.

$$R_u = 10.98 \text{ KN}$$

$$f'_c = 30.27 \text{ MPa}$$

$$l_w = 1.0 \text{ m}$$

$$t_w = 0.02 \text{ m}$$

Del numeral 1.4.2 obtenemos la ecuación para calcularla resistencia a compresión:

$$\sigma_{cu} = 0.85 * f'_c * v_m$$

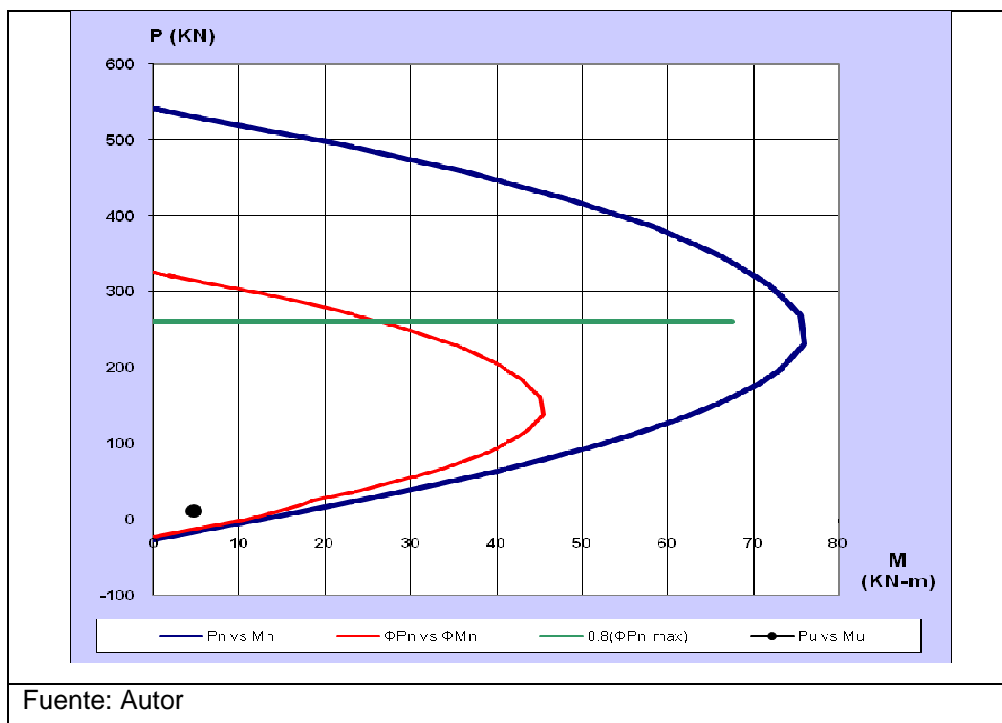
$$\sigma_{cu} = 0.85 * 30.27 * (100\% - 3.21\%) = 24.90 \text{ mpas}$$

$$\sigma_{cu} = \frac{P}{A}$$

$$P = \sigma_{cu} * A = 24.90 * 1000 * 20 = 498.07 \text{ KN}$$

Como podemos ver el muro cumple a compresión, debido a que la carga de diseño es menor a la carga última del muro.

Figura 5.10. Diagrama de iteración muro P vs Mn.

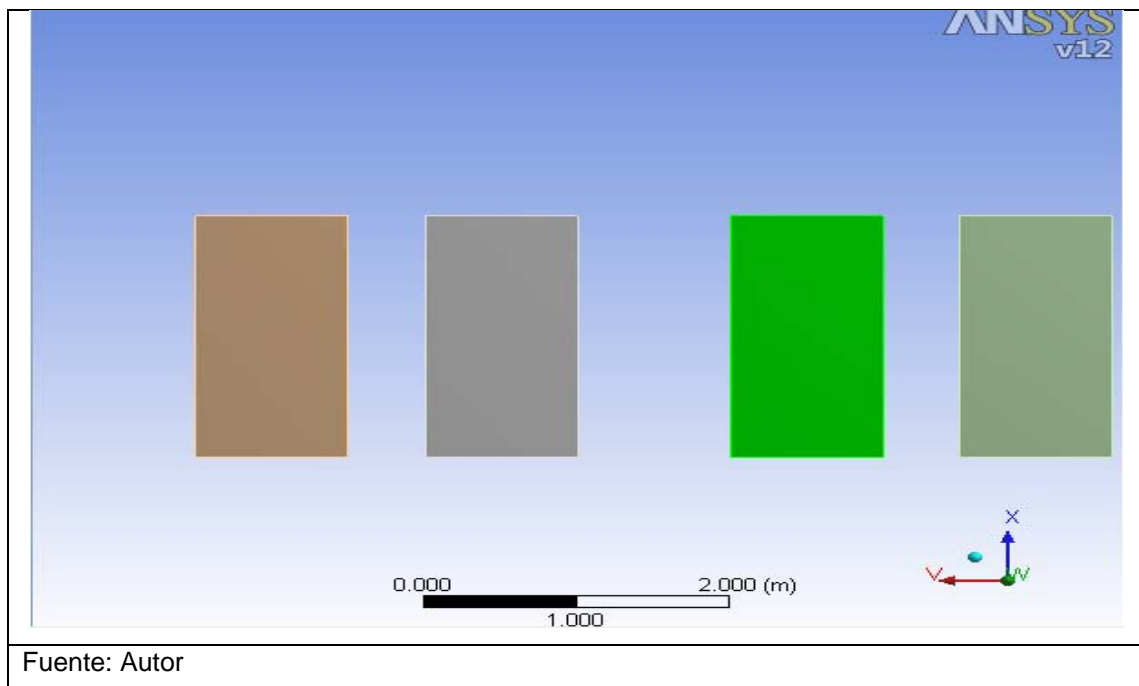


5.5 MODELAMIENTO DE MURO POR METODO DE ELEMENTOS FINITOS

Para la realización del modelo del muro por el método de elementos finitos se llevo a cabo en el programa ANSYS WORKBENCH V12. Este es un programa de simulación ingenieril, el cual está desarrollado para funcionar bajo la teoría de elementos finitos para estructuras, volúmenes finitos para fluidos, termomecánica, electromecánica y mecánica estructural, el cual predice cómo funcionará y reaccionará determinado producto bajo un entorno real (63).

Para la realización de nuestro modelo, igualmente que en el diseño solo se modeló un panel del muro, debido a las mismas razones establecidas para el diseño. Inicialmente se definió la geometría del panel según lo establecido en el numeral 5.3 correspondiente al predimensionamiento del muro y las modificaciones que se realizaron a este en el diseño (Ver **figura 5.13**).

Figura 5.11. Geometría modelo.



Posteriormente se asignaron las propiedades de los materiales, de acuerdo con las propiedades encontradas en los ensayos de laboratorio establecidos en el capítulo 2. Entre las propiedades del material que se tuvieron en cuenta para el modelo fueron; esfuerzo último a compresión, modulo de Young y relación de poisson, la cual no se estableció en los ensayos pero se tomó de una investigación realizada en la universidad de Medellín, “Evaluación Numérica y Experimental del Comportamiento Ante Cargas Horizontales de Paneles de Ferrocemento”, los cuales utilizaron las mismas propiedades y relaciones en el diseño de la mezcla (64).

Figura 5.12. Propiedades de los materiales.

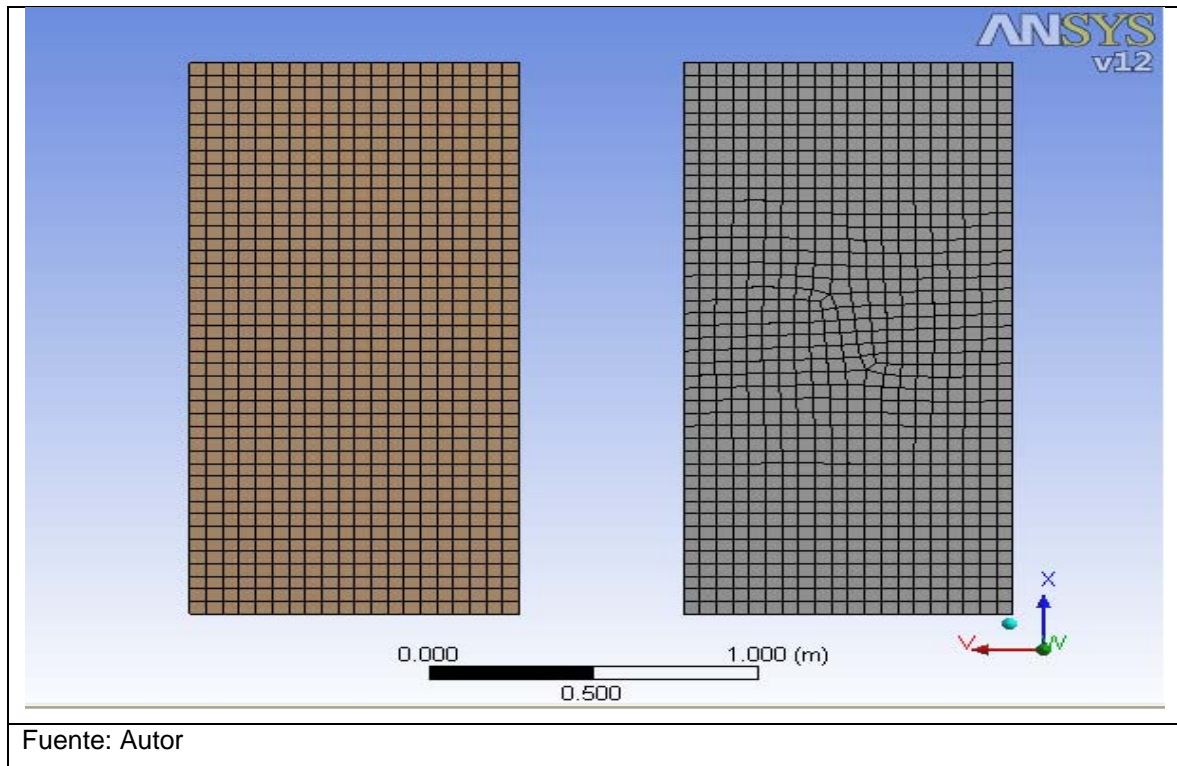
Ferrocemento > Compressive Ultimate Strength		
Compressive Ultimate Strength Pa		
3.027e+007		
TABLE 20		
Ferrocemento > Isotropic Elasticity		
Temperature C	Young's Modulus Pa	Poisson's Ratio
	2.1455e+010	0.2
Fuente: Autor		

Como podemos apreciar en **figura 5.13** aparecen cuatro modelos del panel, debido que se establecieron 2 hipótesis de condiciones de borde para los apoyos y se utilizaron dos tipos de enmallados.

- El primer modelo es el panel considerado simplemente apoyado en la base y completamente libre en la parte superior del muro y fue enmallado con elementos sólidos (solid 186).

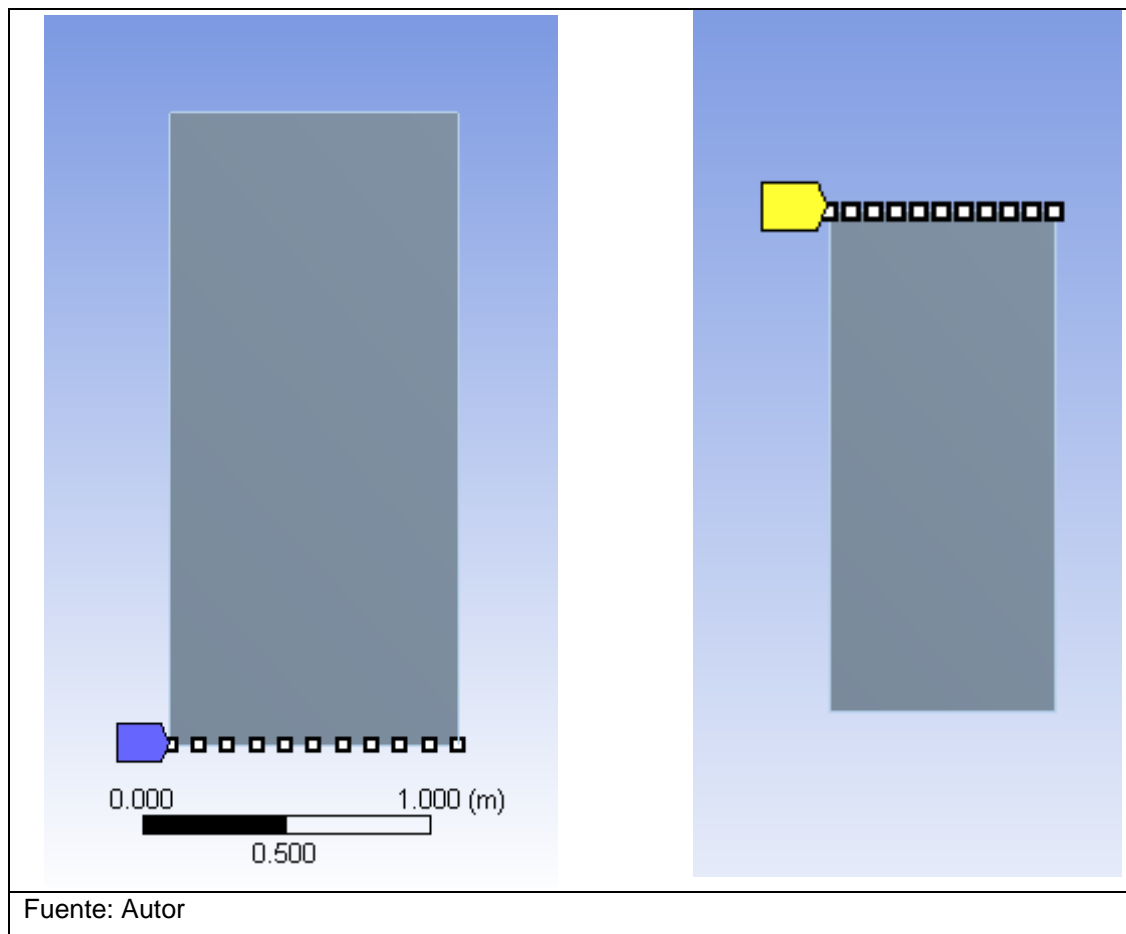
- El segundo modelo es el panel considerado simplemente apoyado en la base y completamente libre en la parte superior del muro y fue enmallado con elementos cascara (Shell 181).
- El tercer modelo es el panel considerado simplemente apoyado en la base y articulado en la parte superior, con libertad de desplazarse en el sentido x-x, osea en la dirección en que incide la fuerza de sismo y fue enmallado con elementos cascara (Shell 181).
- El cuarto modelo es el panel considerado simplemente apoyado en la base y articulado en la parte superior, con libertad de desplazarse en el sentido x-x, osea en la dirección en que incide la fuerza de sismo y fue enmallado con elementos sólidos (solid 186).

Figura 5.13. Enmallado solid 186 y Shell 181.



Los apoyos de la parte inferior como en la parte superior del modelo, se colocaron cada diez centímetros debido a que constructivamente se colocaran pines con ese mismo espaciamiento con el fin de garantizar el anclaje del muro a la cimentación e igualmente al entrepiso (ver **figura 5.14**).

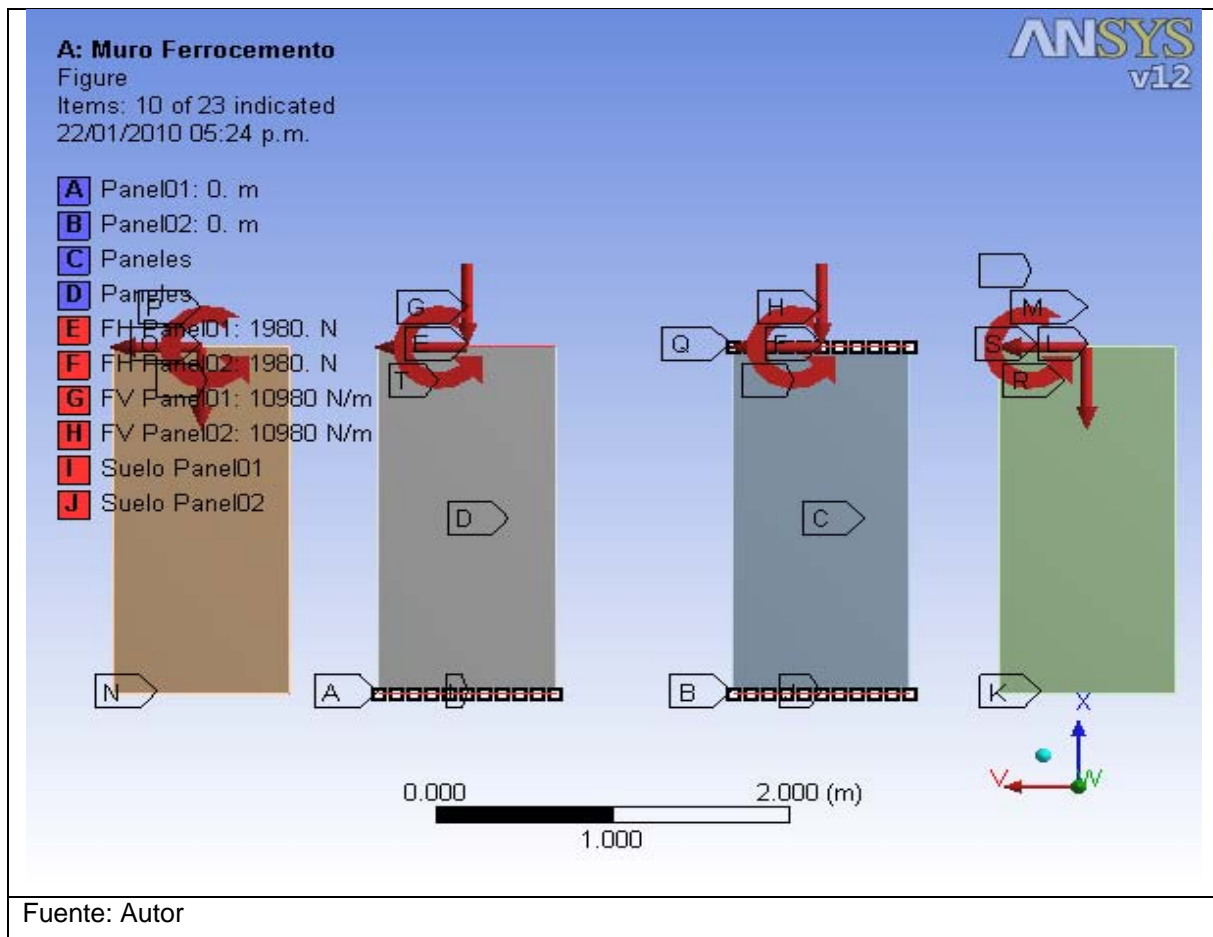
Figura 5.14. Modelo de condiciones de apoyo.



Luego de modelar las condiciones de apoyo y el tipo de enmallado utilizado en los modelos se procede a colocar las cargas con las que fue diseñado el muro (ver **figura 5.15**), para colocar las cargas el programa coloca internamente la carga en

un segundo produciendo el incremento desde cero a el valor a establecer.

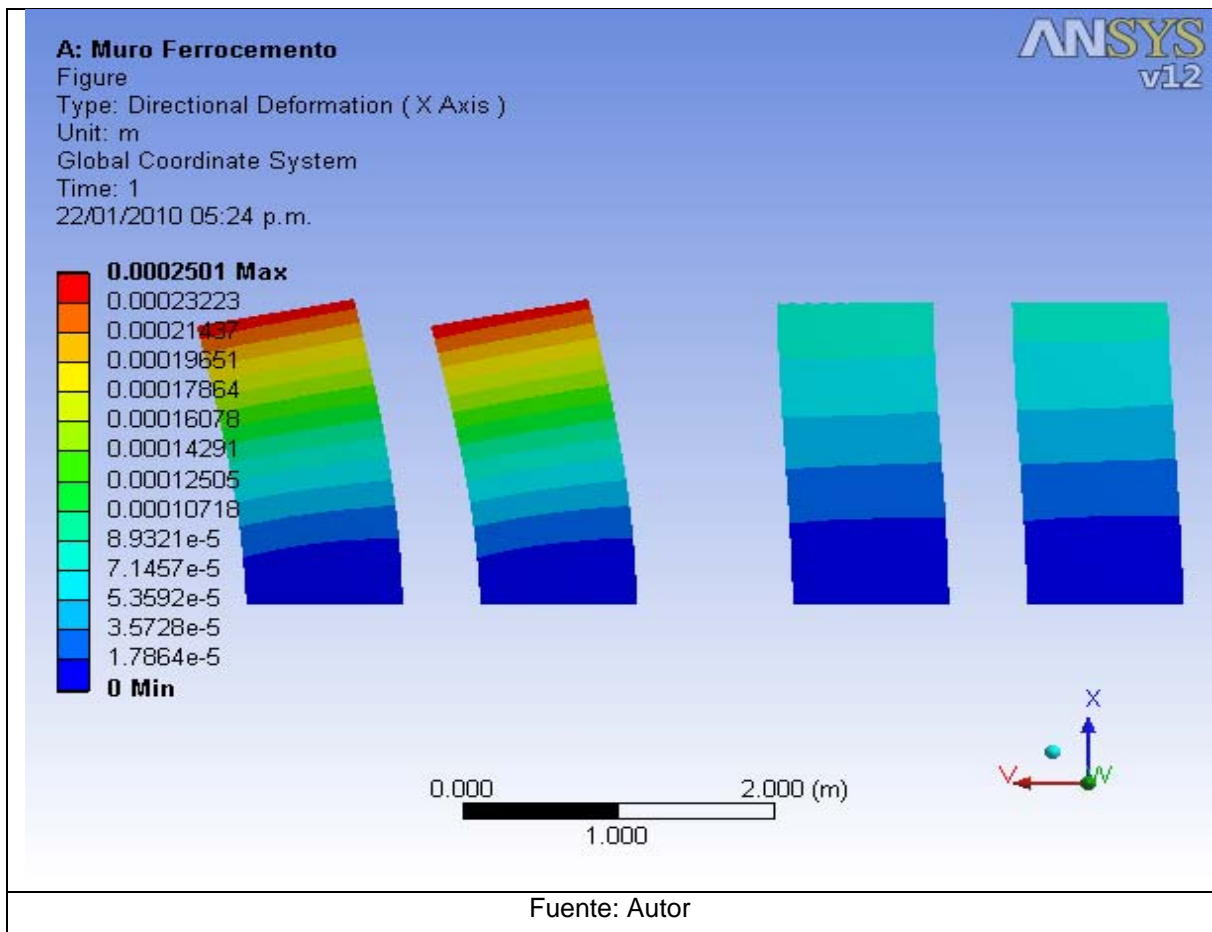
Figura 5.15. Modelo de condiciones de apoyo.



5.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

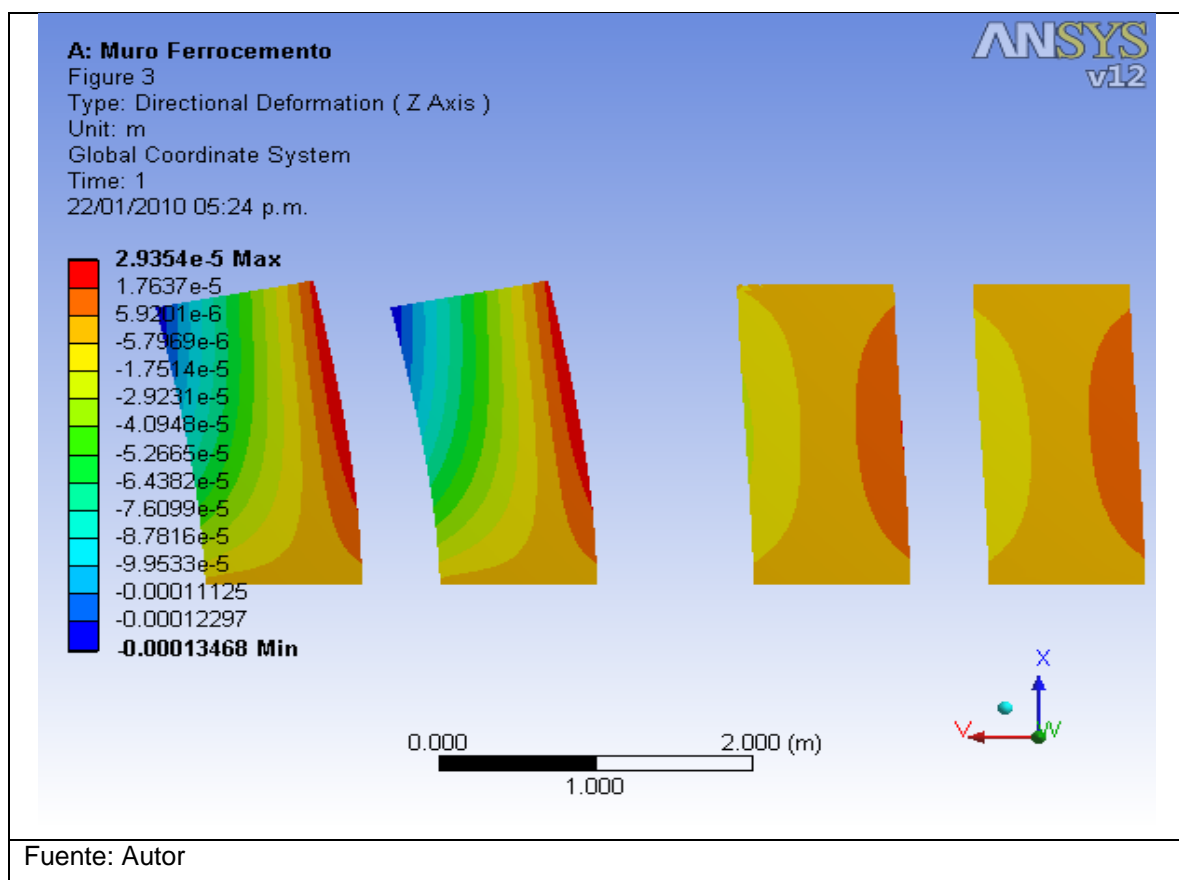
Como era de esperarse la deformación en la dirección x-x de los paneles es mas critica en los modelos 1 y 2 en la parte superior, debido a que no exista ninguna restricción de desplazamiento en esa dirección. Igualmente podemos analizar que los dos elementos con que se enmallaron los paneles son validos para este modelo debido a que se presentan los mismos resultados. La deformación del muro prácticamente es nula y cumplen con las derivas de piso y sísmicamente se comportan bien, esto se puede apreciar claramente en la figura 5.16.

Figura 5.16. Deformación en dirección x-x.



Igualmente la deformación en z es mas critica en los modelos 1 y 2 pero sin embargo es muy pequeña debido a que el muro está sometida a fuerzas de compresión, en los modelos 3 y 4 se comportan mejor debido a que la unión muro-placa restringe al muro a no desplazarse en esa dirección (**ver figura 5.17**).

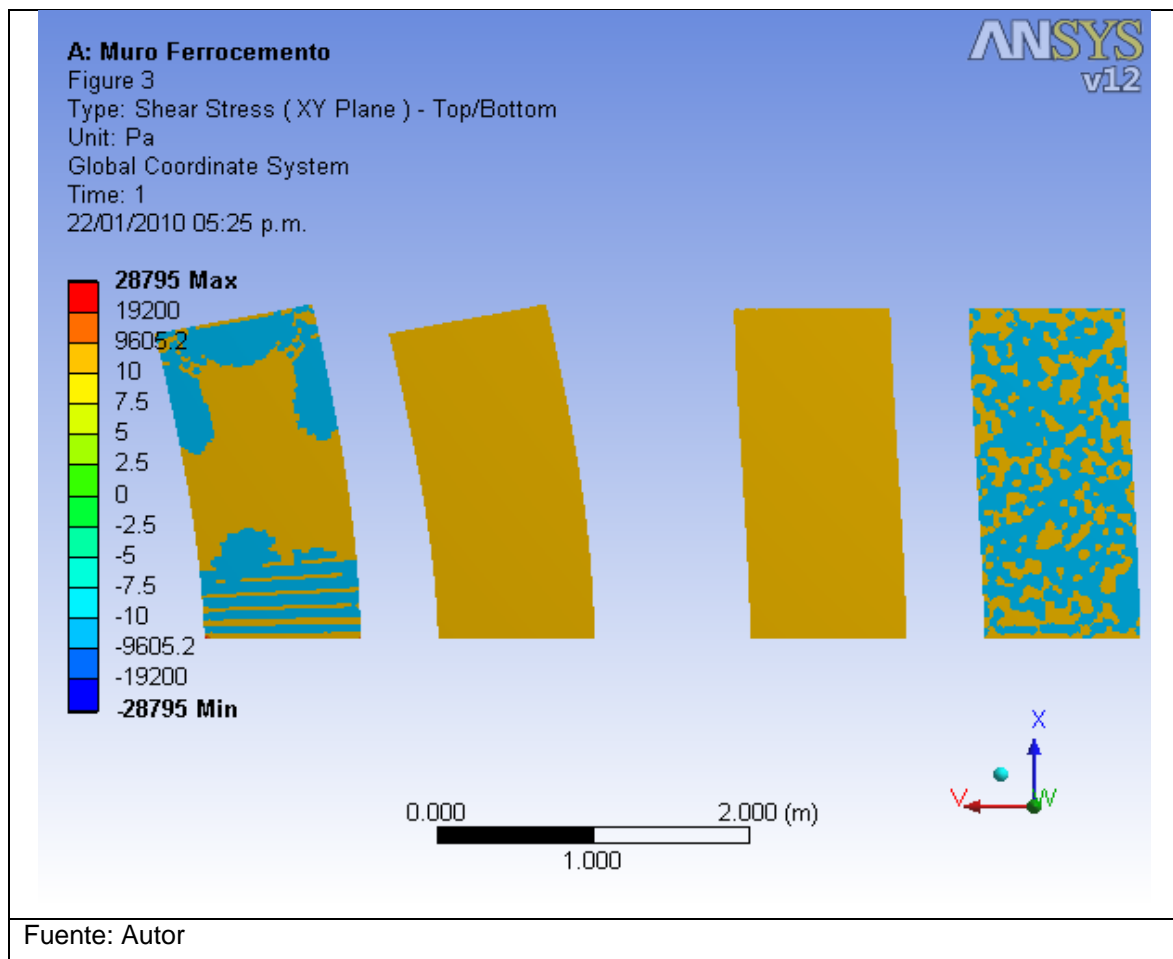
Figura 5.17. Deformación en dirección z-z.



Para los esfuerzos cortantes en el plano xy, que es el plano de incidencia del sismo se presentan esfuerzos pequeños y muy parecidas para ambas condiciones de apoyo, aunque se presentan esfuerzos mayores en la base del modelo 1.

Sucede algo muy importante y particulares que los esfuerzos cortantes se discretizan mejor en los modelos 1 y 4 los cuales fueron enmallados con elementos solid (ver figura 5.18).

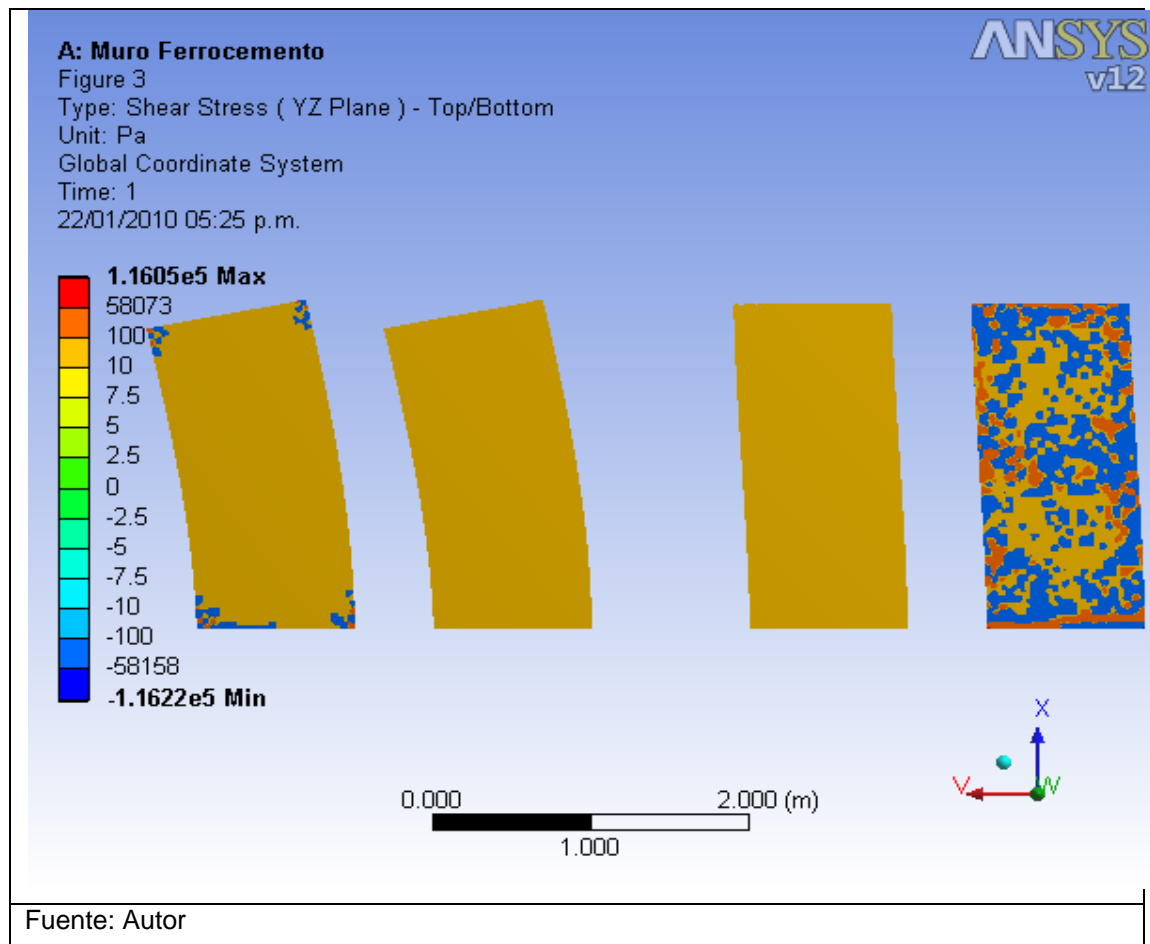
Figura 5.18. Esfuerzos cortantes en el plano XY.



Para los esfuerzos cortantes en el plano yz, que es el plano de incidencia de la carga axial del panel se presentan esfuerzos pequeños y muy parecidas para ambas condiciones de apoyo, aunque se presentan concentraciones de esfuerzos

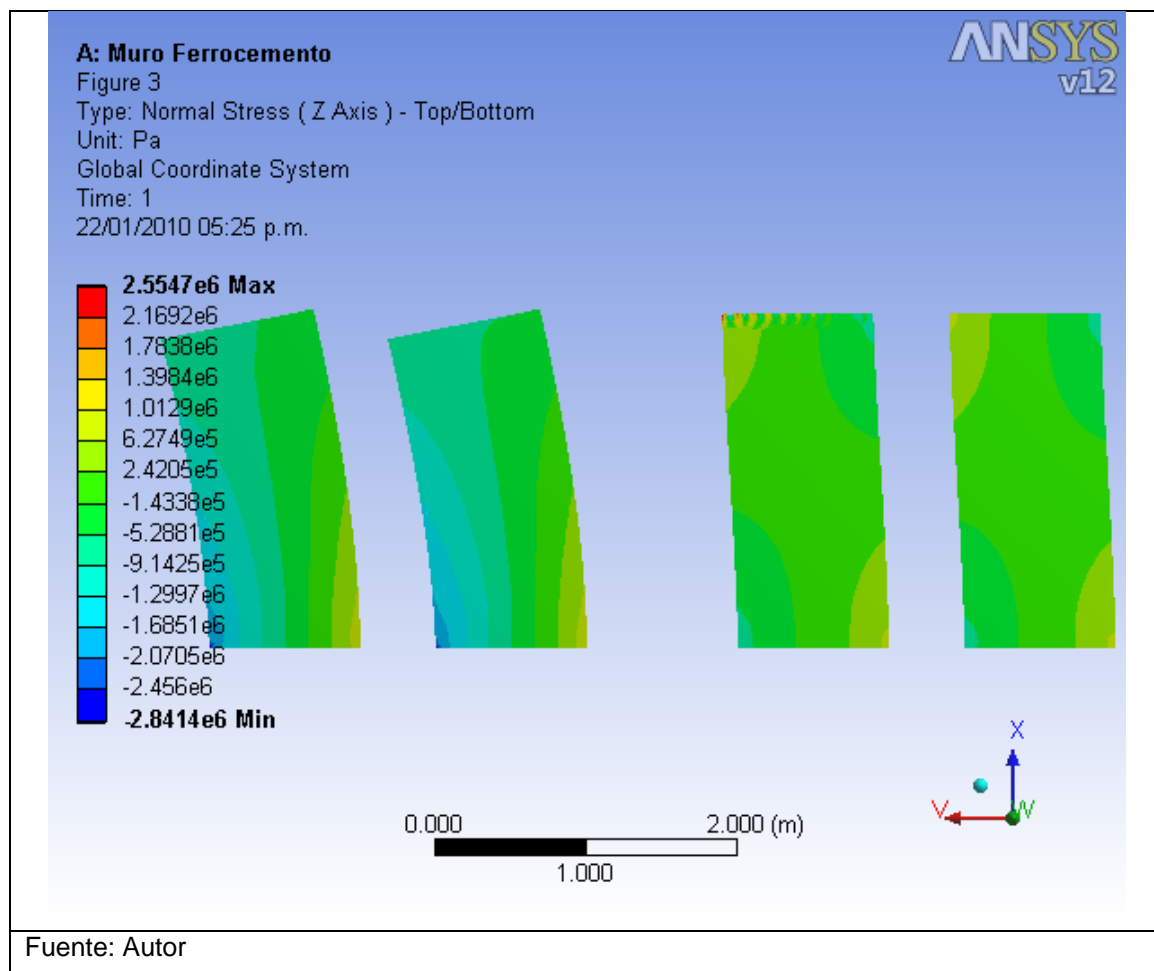
en la base del modelo 4. Igualmente que los esfuerzos cortantes en el plano xy, los esfuerzos cortantes se discretizan mejor en los modelos 1 y 4 los cuales fueron enmallados con elementos solid (ver **figura 5.19**).

Figura 5.19. Esfuerzos cortantes plano yz.



En los esfuerzos normales al eje z se presentan concentraciones de esfuerzos a compresión en la base del muro, aunque más pronunciados en los modelos 1 y 2. En el modelo 3 se presentan concentraciones de esfuerzos en los pines de la parte superior del muro (ver **figura 5.20**).

Figura 5.20. Esfuerzos normales al eje z.



5.7 PROCESO CONSTRUCTIVO PANELES MURO

Para la construcción de los paneles se utilizó una formaleta de madera en triplex, aunque este encofrado puede ser de acero, cerámica, hormigón, suelo-cemento, arcilla compacta recubierta con mortero, en todos los casos es conveniente que estas superficies sean lisas e impermeables.

Esta formaleta se cubrió con un agente de liberación, que no debe estar en contacto con el refuerzo, que fue una emulsión aceitosa con el fin de que los paneles se despeguen fácilmente de la formaleta en el momento de desencofrar (ver **fotografía 5.1**)

Fotografía 5.1. Formaleta paneles.



Luego se procedió a colocar el refuerzo principal del muro, correspondiente a una varilla de 6 mm a cada extremo del mismo con un recubrimiento lateral de 4 centímetros de espesor. Este refuerzo principal en la base del muro se les dejó unos pines de anclaje del muro a la cimentación, así como se armaron unos pines de 5mm de diámetro y 50 centímetros de largo, cada diez centímetros en la base del muro que cumplen la misma función (ver **fotografía 5.2**).

Fotografía 5.2. Refuerzo principal y pines de anclajes.



Fuente: Autor

La longitud de los pines que se ancla a la cimentación debe cumplir con la longitud de desarrollo de la barra a compresión, en este caso se debe anclar once centímetros a la cimentación con un gancho de noventa grados de nueve centímetros. Igualmente la longitud que entra al cuerpo del muro debe cumplir con la longitud de desarrollo correspondiente a 22 centímetros pero se utilizó una longitud igual 30 centímetros por mayor facilidad constructiva.

Posteriormente se procedió a la preparación cuidadosa del mortero, teniendo en cuenta la dosificación establecida en el capítulo 2. Se tuvo en cuenta de que la arena estuviese seca y sin materias orgánicas y además se realizó un control estricto de la relación agua-cemento. Para la preparación de la mezcla, primero se mezcló la arena con el cemento hasta obtener una mezcla uniforme, luego se adiciona el agua requerida para obtener la trabajabilidad y la resistencia óptima. El mortero se mezcló en lotes con el fin de que pueda trabajarse una hora después de preparada la mezcla, ya que no es conveniente el remezclado del mortero.

Este procedimiento del preparado del mortero se puede apreciar en la **fotografía 5.3**.

Fotografía 5.3. Preparación del mortero.



Fuente: Autor

Luego se procedió a aplicar la primera capa de mortero, que se aplicó con la mano, con ayuda de un palustre y espátula. Esta primera capa se aplicó con un

espesor de 4 milímetros debido a que se debe garantizar un recubrimiento mínimo del refuerzo, ya que los muros pueden estar expuestos a ambientes agresivos. El mortero se aplico primero que el armado de las mallas debido a que el refuerzo era mucho y este no podía atravesar de las mallas.

Fotografía 5.4. Aplicación del mortero.



Posteriormente de colocar la primera capa de mortero se armo la primera capa de tela de malla, la cual fue amarrada al refuerzo principal con alambre negro # 16.

Luego se coloco la segunda capa de mortero , inyectando inicialmente una lechada de cemento con consistencia gruesa con el fin de que no se presenten juntas o separaciones entre capas.

Así mismo se continuo este proceso repetitivo entre colocación de capas de malla y capas de mortero.

Finalmente se procede a darle el acabado final al muro con una llana de madera o también podría ser metálica como se muestra en la fotografía 5.5.

Fotografía 5.5. Acabado Final.



5.7 PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUROS A PARTIR DE PANELES PREFABRICADOS EN FERROCEMENTO

Uno de los parametros mas importante que se debe tener en cuenta en el momento de armar el muro es de garantizar el monolitismo absoluto de este elemento, por este motivo se deben fundir las vigas de cimentacion y aereas al mismo tiempo de la instalacion de los muros.

Inicialmente, luego de haber armado la viga de cimentacion y las vigas de la placa, se debe realizar un replanteo en obra, demarcando el contorno de todo los muros y su respectivas aberturas, lo que permite un rapido ensamblaje de los paneles y muros.

Posteriormente, se inicia el montaje de paneles que se puede realizar a partir de una torre grua. Cada panel se debe montar de forma independiente al resto, siendo necesario cuatro cuñas de madera y un paral de doble efecto con el fin de restringir el movimiento del panel lateralmente en el momento de la ubicación del mismo y de la fundida (**ver fotografía 5.6**).

Fotografía 5.6. Restricción de paneles lateralmente.



Luego de colocar los paneles en su respectivo sitio, se procede a conectar los paneles entre sí. Esta conexión se propone realizar con platinas de acero atornilladas de 6.35 mm de espesor de (30x20) centímetros de largo por ancho, y atornilladas con 8 pernos de 3/8" de diámetro y un largo de 50 mm (**ver fotografía 5.7**). Este tipo de conexión fue tomada en cuenta para nuestra investigación de la tesis doctoral "Estudio de resistencia y vulnerabilidad sísmicas de viviendas de bajo costo estructuradas con ferrocemento" (65).

Fotografía 5.7 Conexión Paneles de Ferrocemento.



Posteriormente se procede a inyectar concreto a la viga por la parte lateral de la misma y así garantizar el monolitismo de muro.

Finalmente se coloca por la parte superior del muro el nucleo del mismo, y este se acomoda por friccion entre los dos paneles de ferrocemento.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se estableció una dosificación para el mortero, a partir de los mismos parámetros preestablecidas de relación agua/cemento (A/C) y relación cemento-arena de González-Murcia.
- Se logró obtener la resistencia a compresión del ferrocemento de hasta 30.27 MPa, muy similar a las de un concreto convencional.
- El modulo de elasticidad del ferrocemento es de 21454.59 MPa.
- A mayor superficie especifica y volumen de refuerzo en el ferrocemento la resistencia a flexión de este material se incrementa.
- Se caracterizó la malla de refuerzo obteniendo un esfuerzo de fluencia de 137.64 MPa y un modulo de elasticidad de 45875 MPa.
- El porcentaje de elongación de la malla, para el corte que se realizo en el sentido de orientación de las fibras fue de 6.67%, mientras que el porcentaje de elongación en la otra dirección ensayada es de 41.67%.
- La porosidad y la permeabilidad de este material es baja, lo que demuestra que con este material se puede construir en lugares donde los ambientes de humedad sean agresivos y certifica que es un excelente material para la construcción de tanques de almacenamiento de agua.
- Con este trabajo se dispone de secciones para el elemento de placa de aligeramiento como para el elemento de muro de estructural.
- Se diseñaron los elementos prefabricados en ferrocemento para aligeramiento de placa y muro de división a partir de las propiedades físico-mecánicas establecidas.
- Se evaluó el comportamiento mecánico del elemento para aligeramiento de placa, a partir del protocolo de carga establecido por la NSR-98.
- El elemento de aligeramiento de placa presentó falla antes de la carga de diseño.

- El elemento de aligeramiento de placa presentó falla debido a que la superficie específica de refuerzo suministrada no cumplen con la cuantía mínima de refuerzo para el ferrocemento.
- A pesar de que la cuantía de acero suministrada al elemento de aligeramiento de placa es menor a la que realmente necesita, la falla que presento fue buena, debido a que el acero fluyó y la falla no fue explosiva.
- El elemento de aligeramiento de placa falló por el sitio esperado, es decir donde este presentó las primeras fisuras, y que coinciden con los máximos esfuerzos y deformaciones obtenidas del modelo de ANSYS.
- El comportamiento experimental y teórico del elemento de aligeramiento es muy parecido en ambos casos, debido a que se presentan deformaciones muy similares y además la carga que el elemento experimentalmente soporto es muy parecida a la carga resistida por la sección teóricamente.
- Las máximas deformaciones y esfuerzos normales en elemento de aligeramiento se presentan en el centro de luz del mismo.
- El elemento de aligeramiento de placa presenta comportamiento de una viga y no de un arco.
- Con el fin de que el elemento de aligeramiento de placa presente una respuesta satisfactoria ante las sollicitaciones de cargas de diseño, se debe suministrar el refuerzo calculado en el numeral 4.9.2.
- Se deben diseñar conectores de cortante para el elemento de aligeramiento, con el fin de unir la torta superior de la placa con este elemento.
- Con el fin de industrializar los elementos propuestos, se deben realizar formaletas metálicas que permitan la construcción de estos de una forma más fácil, rápida y practica.
- Se debe realizar un proyecto de grado que analicé la factibilidad entre un sistema estructural convencional (sistema aporticado) y el que se plantea en este proyecto (con la modulación de placa propuesto y con muros prefabricados en ferrocemento).

- Sería conveniente realizar un manual constructivo para la modulación de muros tipo sándwich a partir de paneles prefabricados en ferrocemento.
- Al calcular la rigidez de los muros, con la modulación propuesta con paneles prefabricados, la rigidez disminuye en comparación a la de un muro continuo completamente.
- Teóricamente y analíticamente, el muro está sometido a esfuerzos muy pequeños.
- Los modelos de los paneles que fueron idealizado con restricción en la dirección y-y y z-z en la parte superior de los mismos, se comportan mejor que los paneles que presentan libertad de desplazamiento completa, ya que los esfuerzos y desplazamientos en estos elementos son menores.
- Se deben colocar pines de anclaje en la base y la parte superior del muro, con el fin de garantizar la continuidad y monolitismo de este elemento.
- Teóricamente se ve claramente en el diagrama de iteración de que el muro puede resistir mayores solicitaciones de carga para la cual fue diseñado, debido a que este material presenta un esfuerzo máximo a la compresión, bastante alto.
- Se puede utilizar distintos materiales como núcleo para la conformación del muro como tipo sándwich. Algunos han sido trabajados por el grupo INME, como ejemplo los materiales a base de desecho.
- se recomienda utilizar una relación agua-cemento de 0.45, con el fin de mejorar la trabajabilidad de la mezcla.
- Se recomienda utilizar para estos elementos aceros de armazón, debido que la malla por tener fibras tan delgadas presenta una alta flexibilidad.
- Se recomienda realizar la prueba de carga del muro, debido a que no se realizó por no tener la infraestructura adecuada el laboratorio.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Wainshtok Rivas, Hugo.** *Guía para el diseño y construcción de elementos de ferrocemento.* La Habana : Monografía publicada por el Instituto Superior Politecnico José Antonio Echeverría, 1968.
2. **Fratelli de Cámpora, Graciela.** *El Ferrocemento.* Buenos Aires : Facultad de Arquitectura y urbanismo.
3. **Jamal Shannag, M. y Ziyad Bin, Tareq.** *Flexural Response of ferrocement Whith Fibro.*
4. **IBID.** *Referencia(2).p.4.*
5. **IBID.** *Referencia(3).*
6. **PAUL, B.K y PAMA, R.P.** *Ferrocemento.* Mexico : Limusa, 1984. 223.
7. **IBID.** *Referencia(2).*
8. **WAINSHOK RIVAS, Hugo. El Ferrocemento en Cuba.**
<http://www.cepis.ops-oms.org/bvsacd/scan3/411387/411387-05B.pdf>. [En línea]
[Citado el: 15 de Junio de 2009.]
9. **Caballero, Tertuliano.** *Captacion de Agua de lluvia y Almacenamiento en Tanques de Ferrocemento.* Mexico : Instituto Politecnico Nacional, 2006.
10. **Naaman, Antonei y Ramos, Carlos.** *Propiedades Mecánicas del Ferrocemento en tracción, flexion y compresión.* s.l. : Boletin I.M.M.E, E.E.U.U, 1971.
11. **Moita, Gray, y otros.** *Experimental and numerical analysis of large ferrocement water tanks.* Minas Gerais : EL SEVIER, 2001.
12. **GONZALEZ GELVEZ, Ada Lida y MURCIA MANCERA, Ximena Liliana.** *Uso del Ferrocemento Como Material Alternativo en la Construcción de Muros y Escaleras en Viviendas (Tesis de grado).* Bucaramanga : Universidad Industrial de Santander, 2000. 1.
13. **SANCHEZ DE GUZMAN, Diego.** *Tecnologías y Propiedades del Concreto.* Colombia : Asociación Colombiana de Productores de Concreto (ASOCRETO)., 1997. 215p..

14. **Sanitaria, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente Área de Desarrollo Sostenible y Salud Ambiental Organización Panamericana de la Salud Oficina.** *Fundamentos para la aplicación del ferrocemento.* Lima : s.n., 2000.
15. **IBID.** *Referencia (14).*
16. **IBID.** *Referencia (6).*
17. **IBID.** *Referencia (6). Capítulo 4, pág. 75.*
18. **IBID.** *Referencia (6). Capítulo 4, pág. 78.*
19. **IBID.** *Referencia (6). Capítulo 4, pág. 79.*
20. **IBID.** *Referencia (14).*
21. —. *Referencia (6).*
22. **SURYA, KUMAR y SHARMA.** *Trabajos de Surya, Kumar y Sharma.*
23. **IBID.** *Referencia (6). Capítulo 4, pág. 132.*
24. **Bedoya Ruiz, Daniel Alveiro.** *Estudio de resistencia y vulnerabilidad sísmicas de viviendas de bajo costo.* Barcelona : Universitat Politècnica de Catalunya , Septiembre de 2005. Tesis Doctoral .
25. **EcoSur, E-magazine.** *Ferrocemento para acciones rápidas después de un desastre.* <http://www.ecosur.org/content/view/442/291/>. [En línea] [Citado el: 17 de 08 de 2009.]
26. **MESA JARAMILLO, Carlos Mario y MUNERA PINEDA, Angel de Jesus.** *Prefabricados de ferrocemento para losas autoconstruibles.* Medellín : Universidad de Medellin, 1984.
27. **IBID.** *Referencia (1).Pág. 32.*
28. **DIANA.** *Materiales y procedimientos de construcción.* México D.F : s.n.
29. **Mahfuz, H.M, ISLAM, S y Mrinal, V.R.** *Response of sandwich composites with nanophased cores under flexural loading.* s.l. : Engineering, 2004. 543.
30. **YASAR, E, ATIS, C y KILIC, A.** 28 *E. Yasar, C . Atis, A. Kilic, H. Gulshen, Strength Strength properties of lightweight concrete made with blastic pumice and fly ash.* s.l. : Materials Letters, 2003. 2267.

31. **MEMON, N.A, SUMADI, S.R y RAMLI, M.** *Ferrocement encased lightweight aerated concrete sandwich with variable core size and wire mesh layers.* Bangkok, Thailand, : 8th International Symposium and Workshop on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites.
32. **HOHE, J, LIBRESCU, L y SANG, Y.O.** *Dynamic buckling of flat and curved sandwich panels with transversely compressible core.* s.l. : Composite Structures., 2006.
33. **MEMON, AHMED, SUMADI, SALIHUDDIN y RAMLI, MAHYUDDIN.** *Ferrocement encased lightweight aerated concrete : A novel approach to produce sandwich composite.* s.l. : EL SEVIER, 2007.
34. **IMENEZ SANCHEZ, JAIME ENRIQUE.** MÉTODO DE FABRICACIÓN MURO PREFABRICADO TIPO SANDWICH DE HORMIGÓN ARMADO ALIGERADO CON POLIESTIRENO EXPANDIDO Y MURO OBTENIDO POR DICHO METODO. <http://patentados.com/invento/metodo-de-fabricacion-de-muro-prefabricado-tipo-sandwich-de-hormigon-armado-aligerado-con-poliestireno-expandido-y-muro-obtenido-por-dicho-metodo.html>. [En línea] 2007. [Citado el: 08 de Mayo de 2009.]
35. **IBID.** Referencia (24).
36. Carpintería de Aluminio, Sistema constructivo Ferrocemento. <http://www.carpinteria-aluminio.interesa2.com/ferrocemento.html>. [En línea]
37. **Argentino., ICPA.: Instituto del Cemento Portland.** EL FERROCEMENTO APLICADO A LA CONSTRUCCIÓN DE TABIQUES LIVIANOS Y RESISTENTES. www.icpa.org.ar/files/ferro,%20bol%20122.doc . [En línea] . [Citado el: 28 de Abril de 2009.]
38. **IBID.** Referencia (9).
39. **WAINSHTOK, HUGO.** Ferrocemento:¿Qué es y para que se utiliza? www.upv.es/ceta/fercem96.htm. [En línea] Centro de Estudios y Tecnologías Avanzadas, Boletín-Ceta, , Diciembre de 1995. [Citado el: 13 de Junio de 2009.]

40. **CEPIS/OPS, Centro Panamericano de ingeniería sanitaria y ciencias del ambiente.** *Guía para el diseño y construcción de reservorios.* Lima : s.n., 2004.
41. **Maya, Sandra, y otros.** *Evaluación Numérica y Experimental del Comportamiento Ante Cargas Horizontales de Paneles en Ferrocemento.* Medellín : Revista de Ingenierías Universidad de Medellín, 2005.
42. **IBID.** Referencia (41). .
43. *Informe de la Comisión Económica para América Latina, las campañas mundiales de seguridad en la tenencia de la vivienda y por una mejor gobernabilidad urbana en América Latina y el Caribe.* . Santiago de Chile : s.n., 2000.
44. **COLOMBIA, PRESIDENCIA DE LA REPUBLICA DE.** Informe de la presidencia de la República de Colombia. www.presidenciadelarepublica.gov.co. [En línea] 22 de Mayo de 2006.
45. **ARQHYS.com, Equipo arquitectura y construcción de.** <http://www.arqhys.com/construccion/los-prefabricados.html>. [En línea] [Citado el: 23 de Agosto de 2009.]
46. **SALAS, J.** *De los sistemas de prefabricación cerrada a la industrialización sutil de la edificación: algunas claves del cambio tecnológico (From closed system precasting to the subtle industrialization of building construction: keys to technological change).* Madrid : Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)., 2008.
47. **ARANGO, Gilberto.** *La Calidad de la vivienda. Conferencia presentada en el Seminario-Taller Gerencia de Proyectos de Vivienda de Interés Social .* Medellín : Universidad Nacional de Colombia, 2003.
48. **Latina, Informe de la Comisión Económica para América.** *Las campañas mundiales de seguridad en la tenencia de la vivienda y por una mejor gobernabilidad urbana en América Latina y el Caribe.* . Santiago de Chile : s.n., 2000.

49. **Colombia., Informe de la presidencia de la República de.**
www.presidenciadelarepublica.gov.co. [En línea] 22 de Mayo de 2006. [Citado el: 27 de Abril de 2009.]
50. **MARTINEZ, ERIKA JULIANA.** *Así se vive en 35 metros cuadrados.*
 Bucaramanga. : Vanguardia liberal, 15 de octubre de 2008.
51. **IBID.** *Referencia (47).* Conferencia presentada en el Seminario-Taller Gerencia de Proyectos de Vivienda de Interés Social .
52. **Ministerio de Transporte e Infraestructura, Nicaraguense.** *Norma Tecnica Obligatoria Nicaraguense NTON 11 013-04.* Managua : Comision Nacional de Normalización Técnica y Calidad, Ministerio de Fomento, Industria y Comercio, 2005.
53. **Asociacion Colombiana de Ingenieria Sismica, AIS.** *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente.* 1998. Tabla C.9-1 (a).
54. **IBID.** *Referencia (53).* Sección C 13.2.2.
55. **Huerta Fernández, Santiago y De la Cuerda, Rafael Hernando.** *La teoría de bóvedas en el siglo XVIII: La contribución de Philippe de La Hire.* A Coruña : Actas del Segundo Congreso Nacional de Historia de la Construcción., 1998.
56. **Wikipedia.** [http://es.wikipedia.org/wiki/ANSYS.](http://es.wikipedia.org/wiki/ANSYS)
[http://es.wikipedia.org/wiki/ANSYS.](http://es.wikipedia.org/wiki/ANSYS) [En línea] wikipedia, 24 de Noviembre de 2009. [Citado el: 17 de Enero de 2010.]
57. **IBID.** *Referencia (41).*
58. —. *Referencia (53).* Tabla C.9-1 (a).
59. —. *Referencia (53).* *Título A.*
60. **Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales.**
<http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/Lecciones/Capitulo%202/Evaluacion%20de%20las%20fuerzas%20sismicas.htm>. [En línea] Universidad Nacional de Colombia sede Manizales. [Citado el: 09 de Enero de 2010.]

61. **Ferrocemento, Norma Cubana.** *Norma Cubana: Código de Buenas Prácticas Para el Ferrocemento Con Telas de Mallas De Alambre y Armaduras de Esqueleto.* La Habana, Cuba : NC, 2007.
62. **Ambiente, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del.** *Fundamentos de la Aplicación del Ferrocemento.* Lima : Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, 2000.
63. **IBID.** *Referencia (56).*
- 64.—. *Referencia (41).*
- 65.—. *Referencia (24).*
- 66.—. *Referencia (24).*
67. **Rondón, Esperanza y Chio, Gustavo.** *Análisis Sísmico de Edificaciones.* Bucaramanga : Universidad Industrial de Santander, 2004. 500.
68. **Moita, Gray, y otros.** *Experimental and numerical analysis of large ferrocement water tanks.* Minas Gerais : ELSEVIER, 2001.
69. **Nicaragua, Gobierno de.** *Normas Mínimas de Dimensionamiento Para Desarrollo Habitacionales.* Managua : Ministerio de Transporte e Infraestructura., 2005.
70. **IBID.** *Referencia (13).*
- 71.—. *Referencia (41).*
- 72.—. *Referencia (53).Apendice A.2.5.1.*
- 73.—. *Referencia (53). Apendice A.2.4.1.*

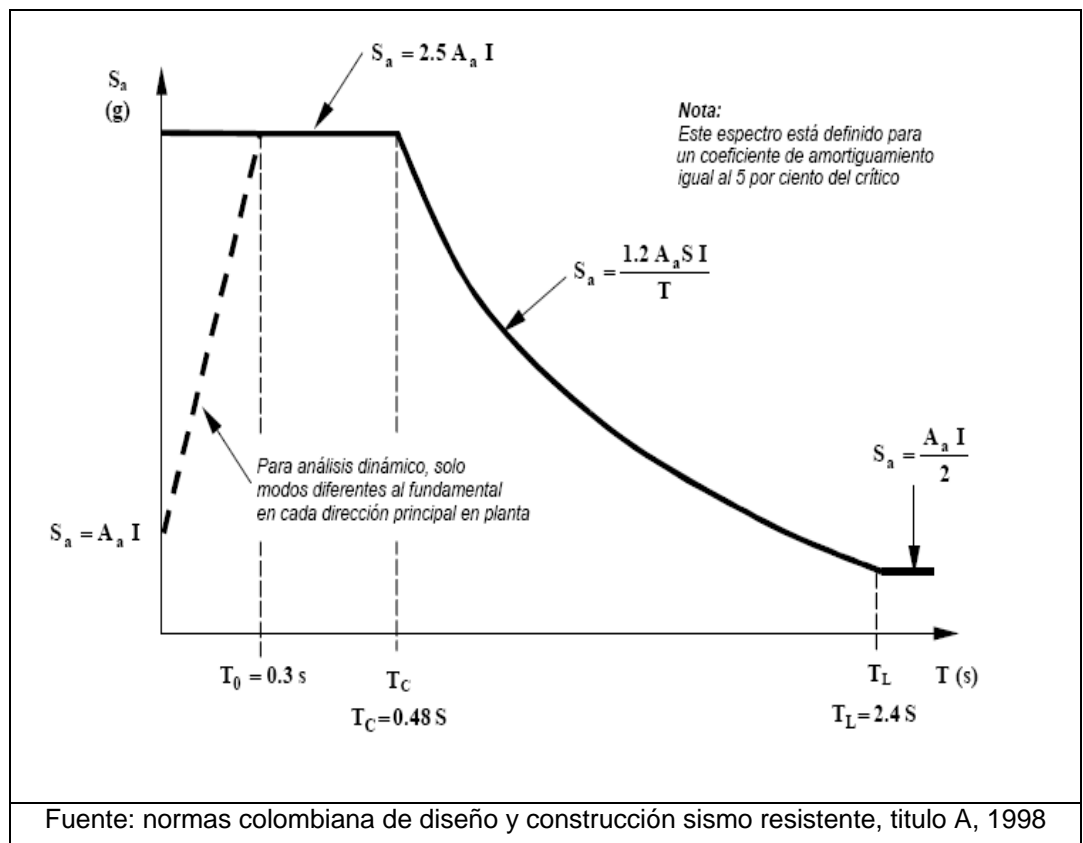
ANEXOS

Anexo A. Análisis Sísmico de la Estructura

A.1 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

Este análisis se realizó teniendo en cuenta el espectro elástico de diseño de la norma sismo resistente de Colombia (NSR-98). Este espectro abarca las necesidades de diseño sismo resistente para el territorio colombiano.

Figura A.1 Espectro elástico de diseño.



Para definir los valores del espectro elástico de diseño para zona donde está ubicada la estructura debemos conocer algunos parámetros básicos definidos en la norma colombiana.

A.2 COEFICIENTE DE ACELERACIÓN (Aa)

Según la norma colombiana, Bucaramanga está ubicada en una zona de amenaza sísmica alta (**ver tabla 4.2**). La norma NSR_98 le define un coeficiente de aceleración igual a 0.25.

A.3 COEFICIENTE DE SITIO (S)

Para el cálculo del coeficiente de sitio, se supone que el terreno en donde se construirá la estructura es un terreno conformado por un suelo bueno, el cual consta por suelos duros o densos y además depósitos de arena, gravas o arcillas duras. Este perfil de suelo pertenece a un perfil de suelo S2 como se establece en el capítulo A.2.4.1 de la NSR-98. Luego con este dato de perfil de suelo ingresamos a la **tabla A.1**:

Tabla A.1 Valores del coeficiente de sitio, S.

Tipo de Perfil de Suelo	Coeficiente de Sitio, S
S ₁	1.0
S ₂	1.2
S ₃	1.5
S ₄	2.0

Fuente: Normas colombiana de diseño y construcción sismo resistente, Apéndice A-3, 1998.

Así obtenemos un coeficiente de sitio igual a 1.2.

A.4 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I)

El coeficiente de importancia se obtiene, teniendo en cuenta el grupo de uso al que pertenece la estructura en diseño. En este caso la nuestra estructura

pertenece al grupo I (NSR-98 A.2.5.1). Con el grupo al que pertenece la estructura, se entra a la **tabla A.2** y se obtiene, el coeficiente de importancia de la estructura igual 1.0.

Tabla A.2 Valores del coeficiente de importancia, I.

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.3
III	1.2
II	1.1
I	1.0

Fuente: Normas colombiana de diseño y construcción sismo resistente, Apéndice A-3, 1998.

A.5 PERIODOS

$$\text{Período Corto } (T_c) = 0.48S = 0.48 * 1.2 = 0.576s$$

$$\text{Período Largo } (T_l) = 2.4S = 2.4 * 1.2 = 2.88s$$

Ahora se procede a calcular el periodo fundamental de la estructura, a partir de la ecuación A.1.

$$T = C_T * h_N^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots \text{Ecuación A. 1}$$

Donde:

T = *Periodo Fundamental Aproximado*

C_T = *coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura.*

h_N = *altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio(m).*

Para sistemas de muros estructurales el coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura, se debe calcular según la ecuación A.2.

$$C_f = \frac{0.0075}{A_c} \dots \dots \dots \text{Ecuación A. 2}$$

Donde:

A_c = suma de áreas efectivas de muros estructurales , en la dirección en estudio m^2 .

$$A_c = \sum \left(A_e \cdot \left[0.2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right] \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación A. 3}$$

Donde:

A_e = Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural, medida en la dirección estudio.

D_e = Longitud medida horizontalmente, en metros de un muro estructural, en la dirección en estudio

h_n = Altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio (m).

Dirección y-y

$$A_c = \sum 18 * \left(0.06 * 1 \left[0.2 + \left(\frac{1}{5.5} \right)^2 \right] \right) + 2 \left(0.06 * 1 \left[0.2 + \left(\frac{0.75}{5.5} \right)^2 \right] \right) = 0.28$$

$$C_f = \frac{0.0075}{0.28} = 0.027$$

$$T = 0.027 * 5.5^{\frac{3}{4}} = 0.0969 s$$

Dirección x-x

$$A_c = \sum 6 * \left(0.06 * 1 \left[0.2 + \left(\frac{1}{5.5} \right)^2 \right] \right) + \left(0.06 * 1 \left[0.2 + \left(\frac{0.2}{5.5} \right)^2 \right] \right) + \left(0.06 * 1 \left[0.2 + \left(\frac{0.9}{5.5} \right)^2 \right] \right) + \left(0.06 * 1 \left[0.2 + \left(\frac{0.8}{5.5} \right)^2 \right] \right) + \left(0.06 * 1 \left[0.2 + \left(\frac{0.3}{5.5} \right)^2 \right] \right) = 0.147$$

$$C_t = \frac{0.0075}{0.147} = 0.051$$

$$T = 0.051 * 5.5^{\frac{3}{4}} = 0.183 \text{ s}$$

Como los periodos fundamentales aproximados calculados (T), son menores al periodo de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendente del mismo (Tc), ósea $T < T_c$, la estructura cae en la primera zona de la curva.

A.6 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES

$$S_a = 2.5A_g * I = 2.5 * 0.25 * 1 = 0.625$$

Para $T \ll T_c$

$$S_a = \frac{1.2 * A_g * S * I}{T} = \frac{1.2 * 0.25 * 1.2 * 1}{T} = \frac{0.36}{T}$$

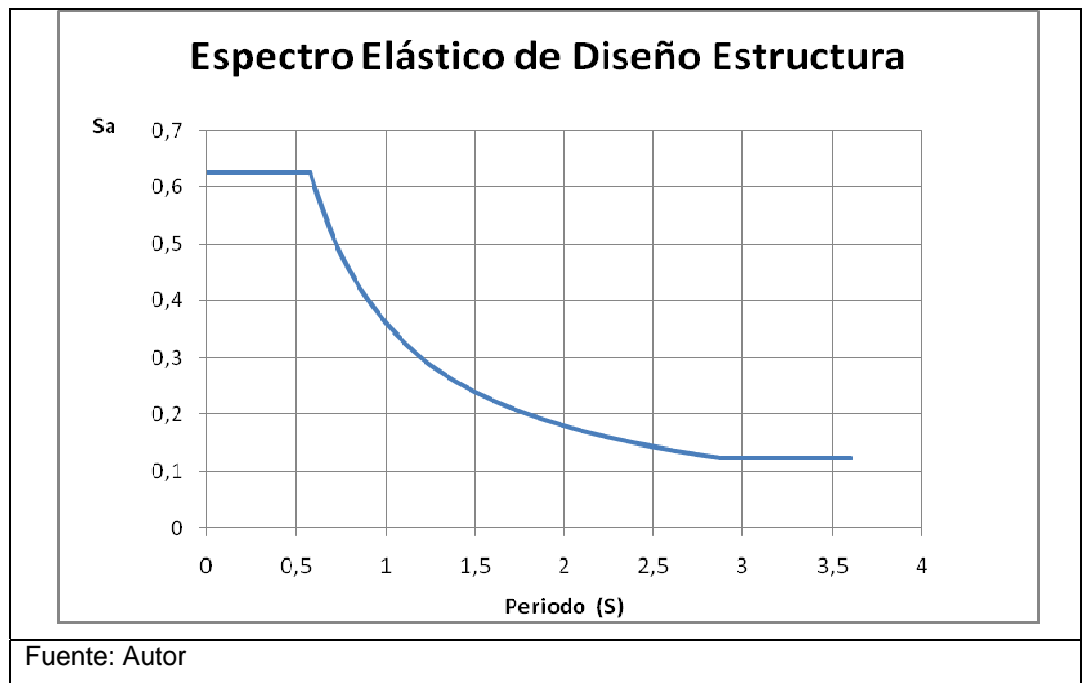
Para $T_c \ll T \ll T_1$

$$S_a = \frac{A_g * I}{2} = \frac{0.25 * 1.0}{2} = 0.125$$

Para $T \gg T_1$

Luego, se reemplaza los valores definidos anteriormente para determinar el espectro elástico diseño la zona de ubicación de la estructura. (Ver figura A.2)

Figura A.2 Espectro elástico de diseño para la estructura.



A.7 CÁLCULO DE CORTANTE BASAL

$$V_s = S_a * g * M \dots\dots\dots \text{Ecuación A.4}$$

Donde:

V_s = Cortante sísmico en la base.

S_a = Máxima aceleración horizontal de diseño expresada como una fracción de la gravedad.

g = Aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s²).

M = Masa total de la edificación - M debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc.

En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso.

Para este cálculo de las cargas sísmicas se realizó inicialmente análisis detallado de las cargas muertas que actúan sobre toda la estructura:

Tabla A.3 Cargas muerta Placa.

Nivel	Densidad de Carga $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	Área (m^2)	W (KN)
Entrepiso	2,37	39,79	94,3023
Cubierta	0,18	43,37	7,8066

Fuente: Autor.

Tabla A.4 Cargas muertas vigas.

Vigas	Longitud de vigas (m)	W (KN)
Entrepiso	38,11	57,165
Cubierta	0	0

Fuente: Autor.

Tabla A.5 Cargas muerta de muros.

Nivel	Densidad de Carga $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	Longitud de muros(m)	e(m)	W (KN)
Entrepiso	2,68	36,54	0,12	106,59
Cubierta	0	0	0	0

Fuente: Autor.

Tabla A.6 Cargas muertas acabados.

Acabado	Entrepiso	Cubierta
Friso inferior $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	0	0
Enchape cerámico $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	0,17	0
Friso superior $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	0,63	0
TOTAL $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	0,8	0

Fuente: Autor.

Tabla A.7 Cargas muertas impermeabilización.

Impermeabilización	Densidad de Carga $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	W (KN)
Entrepiso	0	0
Cubierta	0	0

Fuente: Autor.

Tabla A.8 Cargas muertas escaleras.

Escaleras	Vol. Aferente (m^3)	W (KN)
Entrepiso	1,2	28,8
Cubierta	0	0

Fuente: Autor.

Tabla A.9 Cargas muertas totales.

W total	W Total (KN)
Entrepiso	318,69
Cubierta	7,81

Fuente: Autor.

Luego de tener el peso completo de la estructura se procede a realizar el cálculo del cortante basal.

$$V_s = 0.625 * (318.69 + 7.81) = 204.06 \text{ KN}$$

A.8 CORTANTES POR MURO, CHEQUEO DE DERIVAS Y CORTANTES DE DISEÑO.

Estos cálculos se realizaron según el método de fuerza horizontal equivalente y el procedimiento de desarrollo planteado por Rondón Esperanza y Chío Gustavo en el libro "ANÁLISIS SISMICO DE EDIFICACIONES", capítulo 5.

A continuación se presentan los resultados de los respectivos cálculos.

Tabla A.10 Cortantes por muro dirección x-x (Entrepiso).

DIRECCION X-X

EJE	V directo (KN)	V.TX (KN)	VTy(KN)	Vdiseño (KN)
Muro 21	23,8190536	1,03032609	1,024561026	25,87394072
Muro 22	23,8190536	1,03032609	1,024561026	25,87394072
Muro 23	5,041989736	0,21809824	0,216877894	5,476965867
Muro 24	23,8190536	0,03321784	0,033031974	23,88530342
Muro 25	21,58601718	0,03010367	0,029935226	21,64605608
Muro 26	23,8190536	0,03321784	0,033031974	23,88530342
Muro 27	22,5245397	0,03141252	0,031236758	22,58718898
Muro 28	23,8190536	2,17241804	1,308446374	27,29991802
Muro 29	6,95388452	0,6342294	0,381996075	7,970109998
Muro 30	23,8190536	2,17241804	1,308446374	27,29991802
Muro 31	5,041989736	0,45985494	0,276970416	5,778815092

Fuente: Autor

Tabla A.11 Cortantes por muro dirección y-y (Entrepiso).

DIRECCION Y-Y

EJE	V directo (KN)	V.TY (KN)	VTX(KN)	Vdiseño (KN)
Muro 1	10,44488264	0,70928321	0,713274246	11,8674401
Muro 2	10,44488264	0,70928321	0,713274246	11,8674401
Muro 3	10,44488264	0,70928321	0,713274246	11,8674401
Muro 4	10,44488264	0,70928321	0,713274246	11,8674401
Muro 5	10,44488264	0,70928321	0,713274246	11,8674401
Muro 6	10,44488264	0,70928321	0,713274246	11,8674401
Muro 7	10,44488264	0,70928321	0,713274246	11,8674401
Muro 8	8,027427453	0,54512048	0,548187803	9,120735739
Muro 9	10,44488264	0,01029406	0,01035198	10,46552868
Muro 10	10,44488264	0,01029406	0,01035198	10,46552868
Muro 11	10,44488264	0,01029406	0,01035198	10,46552868
Muro 12	10,44488264	0,01029406	0,01035198	10,46552868
Muro 13	10,44488264	0,9781214	1,623978337	13,04698238
Muro 14	10,44488264	0,9781214	1,623978337	13,04698238
Muro 15	10,44488264	0,9781214	1,623978337	13,04698238
Muro 16	10,44488264	0,9781214	1,623978337	13,04698238
Muro 17	10,44488264	0,9781214	1,623978337	13,04698238
Muro 18	10,44488264	0,9781214	1,623978337	13,04698238
Muro 19	10,44488264	0,9781214	1,623978337	13,04698238
Muro 20	8,027427453	0,75173641	1,248110556	10,02727442

Fuente: Autor

Tabla A.12 Cortantes por muro dirección x-x (Cubierta).

DIRECCION X-X

EJE	V directo (KN)	V.TX (KN)	VTy(KN)	Vdiseño (KN)
Muro21	1,453044219	0,1051546	0,038971723	1,597170546
Muro22	1,453044219	0,1051546	0,038971723	1,597170546
Muro23	0,307578721	0,02225901	0,008249489	0,338087215
Muro24	1,453044219	0,0033902	0,001256453	1,457690869
Muro25	1,316821314	0,00307237	0,001138661	1,321032341
Muro26	1,453044219	0,0033902	0,001256453	1,457690869
Muro27	1,374074417	0,00320595	0,001188168	1,378468532
Muro28	1,453044219	0,09305828	0,101773078	1,647875579
Muro29	0,42421088	0,02716802	0,029712273	0,481091175
Muro30	1,453044219	0,09305828	0,101773078	1,647875579
Muro31	0,307578721	0,01969847	0,021543207	0,348820398

Fuente: Autor

Tabla A.13 Cortantes por muro dirección y-y (Cubierta).

DIRECCION Y-Y

EJE	V directo (KN)	V.TY (KN)	VTX(KN)	Vdiseño (KN)
Muro 1	0,649585649	0,02697935	0,072796439	0,749361437
Muro 2	0,649585649	0,02697935	0,072796439	0,749361437
Muro 3	0,649585649	0,02697935	0,072796439	0,749361437
Muro 4	0,649585649	0,02697935	0,072796439	0,749361437
Muro 5	0,649585649	0,02697935	0,072796439	0,749361437
Muro 6	0,649585649	0,02697935	0,072796439	0,749361437
Muro 7	0,649585649	0,02697935	0,072796439	0,749361437
Muro 8	0,377993836	0,02073501	0,055947793	0,454676641
Muro 9	0,649585649	0,00039156	0,001056518	0,651033728
Muro 10	0,649585649	0,00039156	0,001056518	0,651033728
Muro 11	0,649585649	0,00039156	0,001056518	0,651033728
Muro 12	0,649585649	0,00039156	0,001056518	0,651033728
Muro 13	0,649585649	0,07607987	0,069565172	0,795230688
Muro 14	0,649585649	0,07607987	0,069565172	0,795230688
Muro 15	0,649585649	0,07607987	0,069565172	0,795230688
Muro 16	0,649585649	0,07607987	0,069565172	0,795230688
Muro 17	0,649585649	0,07607987	0,069565172	0,795230688
Muro 18	0,649585649	0,07607987	0,069565172	0,795230688
Muro 19	0,649585649	0,07607987	0,069565172	0,795230688
Muro 20	0,377993836	0,05847128	0,053464399	0,489929511

Fuente: Autor

Tabla A.14 Derivas y chequeo de derivas.

EJE	FUERZAS (KN)		DERIVAS (m)		CHEQUEO DE DERIVAS	
	CUBIERTA	ENTREPISO	CUBIERTA	ENTREPISO	CUBIERTA	ENTREPISO
Muro 1	0,749361437	11,1180787	2,33884E-05	5,18811E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 2	0,749361437	11,1180787	2,33884E-05	5,18811E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 3	0,749361437	11,1180787	2,33884E-05	5,18811E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 4	0,749361437	11,1180787	2,33884E-05	5,18811E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 5	0,749361437	11,1180787	2,33884E-05	5,18811E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 6	0,749361437	11,1180787	2,33884E-05	5,18811E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 7	0,749361437	11,1180787	2,33884E-05	5,18811E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 8	0,454676641	8,6660591	2,43873E-05	5,26173E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 9	0,651033728	9,81449495	2,03195E-05	4,57981E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 10	0,651033728	9,81449495	2,03195E-05	4,57981E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 11	0,651033728	9,81449495	2,03195E-05	4,57981E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 12	0,651033728	9,81449495	2,03195E-05	4,57981E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 13	0,795230688	12,2517517	2,482E-05	5,71712E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 14	0,795230688	12,2517517	2,482E-05	5,71712E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 15	0,795230688	12,2517517	2,482E-05	5,71712E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 16	0,795230688	12,2517517	2,482E-05	5,71712E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 17	0,795230688	12,2517517	2,482E-05	5,71712E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 18	0,795230688	12,2517517	2,482E-05	5,71712E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 19	0,795230688	12,2517517	2,482E-05	5,71712E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 20	0,489929511	9,53734491	2,62781E-05	5,79074E-05	CUMPLE	CUMPLE
Muro 21	1,597170546	24,2767702	4,98494E-05	0,000113284	CUMPLE	CUMPLE
Muro 22	1,597170546	24,2767702	4,98494E-05	0,000113284	CUMPLE	CUMPLE
Muro 23	0,338087215	5,13887865	0,001132438	0,000113284	CUMPLE	CUMPLE
Muro 24	1,457690869	22,4276125	4,54961E-05	0,000104656	CUMPLE	CUMPLE
Muro 25	1,321032341	20,3250237	5,4913E-05	0,000104656	CUMPLE	CUMPLE
Muro 26	1,457690869	22,4276125	4,54961E-05	0,000104656	CUMPLE	CUMPLE
Muro 27	1,378468532	21,2087204	6,86128E-05	0,000104656	CUMPLE	CUMPLE
Muro 28	1,647875579	25,6520424	5,14319E-05	0,000119702	CUMPLE	CUMPLE
Muro 29	0,481091175	7,48901882	0,000481993	0,000119702	CUMPLE	CUMPLE
Muro 30	1,647875579	25,6520424	5,14319E-05	0,000119702	CUMPLE	CUMPLE
Muro 31	0,348820398	5,42999469	0,00116839	0,000119702	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Autor

Tabla A.15 Fuerzas de diseño.

FUERZAS DE DISEÑO

EJE	CUBIERTA (KN)	ENTREPISO (KN)
Muro 1	0,107051634	1,58829695
Muro 2	0,107051634	1,58829695
Muro 3	0,107051634	1,58829695
Muro 4	0,107051634	1,58829695
Muro 5	0,107051634	1,58829695
Muro 6	0,107051634	1,58829695
Muro 7	0,107051634	1,58829695
Muro 8	0,064953806	1,23800844
Muro 9	0,093004818	1,40207071
Muro 10	0,093004818	1,40207071
Muro 11	0,093004818	1,40207071
Muro 12	0,093004818	1,40207071
Muro 13	0,113604384	1,75025024
Muro 14	0,113604384	1,75025024
Muro 15	0,113604384	1,75025024
Muro 16	0,113604384	1,75025024
Muro 17	0,113604384	1,75025024
Muro 18	0,113604384	1,75025024
Muro 19	0,113604384	1,75025024
Muro 20	0,06998993	1,36247784
Muro 21	0,228167221	3,46811003
Muro 22	0,228167221	3,46811003
Muro 23	0,048298174	0,73412552
Muro 24	0,208241553	3,20394465
Muro 25	0,188718906	2,90357482
Muro 26	0,208241553	3,20394465
Muro 27	0,196924076	3,02981721
Muro 28	0,235410797	3,66457749
Muro 29	0,068727311	1,06985983
Muro 30	0,235410797	3,66457749
Muro 31	0,049831485	0,77571353

Fuente: Autor