



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO

MAESTRÍA EN CONSTRUCCIONES, TERCERA COHORTE

SISTEMA SEMI PREFABRICADO CON ENCOFRADOS COLABORANTES DE
FERROCEMENTO PARA ESTRUCTURAS APORTICADAS DE VIVIENDAS
REGULARES UBICADAS EN ZONAS SÍSMICAS II DE ECUADOR

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE
“MAGISTER EN CONSTRUCCIONES”

AUTOR: CARLOS HUMBERTO AGUILAR QUEZADA
DIRECTOR: Mgs. Arq. Rosa Elizabeth Medina Alvarado

ECUADOR, CUENCA 2016



RESUMEN

El objetivo de esta investigación, fue disminuir el tiempo de construcción de la estructura tradicional de las viviendas aporricadas de concreto reforzado, con el uso de encofrados colaborantes permanentes prefabricados de ferrocemento (ECPFF), aplicado a viviendas de estructura regular, de hasta dos plantas, de hasta 4.5 metros de luz, ubicadas en la zona sísmica II del Ecuador.

Los encofrados propuestos son parte de la sección de los elementos estructurales, colaborando en resistir los esfuerzos. Se tomó la piel de los elementos estructurales y se formó un encofrado, dotándole a la construcción de todas las bondades que brinda la prefabricación en cuanto a mejor control de calidad y mayor velocidad de ejecución, utilizando el mismo material que el sistema tradicional. Es decir, el sistema propuesto permite combinar la calidad y velocidad de construcción que brindan los sistemas prefabricados, y la rigidez de los sistemas tradicionales al lograr uniones monolíticas.

Para llevar a cabo esta investigación se efectuó en primer lugar un análisis y diseño de una matriz de estructuras tradicionales, y un análisis y diseño de la misma matriz pero con el sistema ECPFF, lo que permitió obtener volúmenes de obra, para la elaboración de presupuestos y cronogramas de construcción. Algunos elementos como vigas, columnas y zapatas diseñados con el sistema ECPFF se construyeron en obra, con el fin de optimizar el sistema y obtener rendimientos parciales. Se llevó a cabo también un programa experimental con muestras escaladas cuya finalidad fue demostrar la eficiencia de la unión entre los encofrados permanentes y el hormigón de relleno. Finalmente se ejecutó la construcción de un prototipo de treinta y seis metros cuadrados a escala real, que permito determinar los rendimientos totales, costos y tiempo de construcción reales.

PALABRAS CLAVE: Encofrados colaborantes, ferrocemento, sistemas constructivos, prefabricación, pórticos sismo resistentes.



ABSTRACT

The objective of this research was to reduce the construction time of the traditional structure of dwellings portal frames reinforced concrete using permanent collaborating formwork prefabricated ferrocement (ECPFF), applied to housing regular structure, up two floors, up to 4.5 meters of light, located in the seismic zone II of Ecuador.

The proposed forms are part of the section of the structural elements, helping to resist efforts. The skin of the structural elements was taken and formwork was formed, giving it to the construction of all the benefits offered by the prefabrication as to better quality control and faster performance using the same material than traditional system. Anyway the proposed system combines quality and speed of construction that provide prefabricated systems, and stiffness that provide traditional systems to achieve monolithic unions.

To carry out this research was conducted first analysis and design of a matrix of traditional structures, and analysis and design of the same matrix but with the ECPFF system, which yielded volumes of work, for budgeting and construction schedules. Some elements such as beams, columns and footings ECPFF system designed with built in work, in order to optimize the system and obtain partial performance. It was also developed an experimental program with scaled samples for demonstrate the efficiency of the union between permanent formwork and concrete filling took place. Finally the construction of a prototype of thirty-six square meters full scale, which allow determining total performance, actual costs and construction time was building.

KEY WORDS: collaborating formwork, ferrocement, building systems, prefabrication, seismic resistant frames.



TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN2

ABSTRACT3

CLÁUSULA DE DERECHOS DE AUTOR7

CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL.....8

AGRADECIMIENTO9

DEDICATORIA10

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN.....12

1.1. Identificación del problema y justificación 13

1.2. Objetivos generales y específicos 14

1.3. Hipótesis..... 14

1.4. Metodología..... 15

CAPITULO II. ENCOFRADOS Y EL FERROCEMENTO.16

2.1. Encofrados para la construcción de pórticos de concreto. 16

2.1.1. Definición..... 16

2.1.2. Encofrados comunes. 16

2.1.3. Encofrados permanentes de ferrocemento. 16

2.1.4. Diseño de los encofrados. 17

2.1.5. Remoción del encofrado. 18

2.2. El ferrocemento. 18

2.2.1. Definición..... 19

2.2.2. Ventajas del ferrocemento. 19

2.2.3. Materiales que componen el ferrocemento. 20

2.2.4. Propiedades mecánicas del ferrocemento. 22

2.2.5. Proceso de fabricación del ferrocemento. 25

2.2.6. Bases de diseño..... 25

2.2.7. Usos del ferrocemento..... 27

2.3. Sistemas constructivos estructurales de casas de unos y dos pisos según la norma Ecuatoriana de la construcción 2015 (NEC 15.) 32

2.3.1. Limitaciones de la geometría de la estructura de las viviendas de uno y dos pisos. 33

2.3.2. Sistemas estructurales que la norma NEC 15 reconoce para la estructura de casas de uno y dos pisos. 33

2.3.3. Sistema de pórtico de hormigón armado resistente a momentos. 33

2.3.4. Diseño de pórticos de concreto reforzado..... 33

2.3.5. Consideraciones sísmicas para casas de uno y dos pisos..... 34

2.4. Prefabricación y semi prefabricación en la construcción. 37

2.4.1. Ventajas de los sistemas semi prefabricados. 38

2.4.2. Desventajas de los sistemas semi prefabricados. 39



CAPITULO III. DEFINICIÓN ANALÍTICA DE LA GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS APORTICADAS TRADICIONALES.41

3.1. Generalidades. 41

3.2. Requisitos de estructuras aporticadas. 41

3.3. Definición de los modelos base. 42

 3.3.1. Definición del número de vanos. 43

 3.3.2. Definición de las planimetrías de los modelos. 44

3.4. Definición de las dimensiones de la familia de estructuras en base a la NEC 15. 44

 3.4.1. Dimensionamiento de las columnas. 44

 3.4.2. Dimensionamiento de las vigas. 45

 3.4.3. Dimensionamiento de las losas. 47

 3.4.4. Dimensionamiento de la cimentación. 48

CAPITULO IV. DEFINICIÓN ANALÍTICA DE LAS DIMENSIONES DE LOS ENCOFRADOS PERMANENTES.50

4.1. Dimensionamiento de los encofrados. 50

 4.1.1. Encofrados permanentes tipo charola para plintos. 51

 4.1.2. Encofrados permanentes tipo prisma para cuellos de columna. 51

 4.1.3. Encofrados permanentes tipo canal para cadenas de amarre. 52

 4.1.4. Encofrados permanentes tipo caja para columnas. 53

 4.1.5. Encofrados permanentes tipo canal para vigas principales y secundarias. 54

 4.1.6. Encofrados permanentes para losas. 56

4.2. Dimensionamiento de las estructuras de las viviendas con la inclusión de los encofrados permanentes. 57

4.3. Planteamiento del sistema estructural. 57

4.4. Dimensiones de los elementos estructurales. 58

 4.4.1. Dimensiones de zapatas. 58

 4.4.2. Dimensiones de columnas. 60

 4.4.3. Dimensiones de las vigas. 63

 4.4.4. Dimensiones de las losas. 69

4.5. Procedimiento de encofrados de los diferentes elementos y sus conexiones. 71

 4.5.1. Encofrados de zapatas. 71

 4.5.2. Encofrados de cuellos de columna. 71

 4.5.3. Encofrados de cadenas. 73

 4.5.4. Encofrados de columnas. 74

 4.5.5. Encofrados de vigas. 74

 4.5.6. Encofrados de losas. 75

4.6. Pruebas aisladas de los encofrados en campo. 76

 4.6.1. Sistema de encofrado permanente usando como armadura base la armadura propia del elemento. 76



4.6.2. Sistema de encofrado permanente usando armadura base esquelética.	78
4.7. Pruebas de laboratorio.	78
4.7.1. Muestras de columnas.	79
4.7.2. Muestras de vigas.	80
4.7.3. Resultados de laboratorio.	81
CAPITULO V. APLICACIÓN DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO PROPUESTO A UNA ESTRUCTURA REAL.	87
5.1. Características del modelo a construir.	87
5.2. Dimensionamiento en base al sistema tradicional.	87
5.2.1. Cimentación.	87
5.2.2. Cadenas de amarre.	87
5.2.3. Cuellos y columnas.	88
5.2.4. Vigas.	88
5.2.5. Losas.	89
5.2.6. Presupuesto y cronograma del sistema tradicional.	89
5.3. Dimensionamiento en base al sistema propuesto.	91
5.3.1. Cimentación.	91
5.3.2. Cadenas de amarre.	92
5.3.3. Cuellos y columnas.	92
5.3.4. Vigas.	92
5.3.5. Losas.	93
5.4. Planos estructurales del sistema propuesto.	93
5.5. Ejecución del prototipo.	93
CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	98
BIBLIOGRAFÍA.	103
ANEXOS. 107	
Anexo 1. Tiempo de remoción del encofrado según ACI 347.	108
Anexo 2. Variación de los parámetros de diseño en función del número de vanos.	109
Anexo 3. Memoria Fotografías de pruebas aisladas de los encofrados en campo.	113
Anexo 4. Memoria fotográfica de pruebas de laboratorio.	124
Anexo 5. Resultados de los ensayos de los encofrados.	140
Anexo 6. Planos arquitectónicos.	144
Anexo 7. Planos estructurales convencionales.	148
Anexo 8. Planos estructurales sistema ECPPF.	155
Anexo 9. Memoria fotográfica de la construcción del prototipo con el sistema ECPPF.	165



CLÁUSULA DE DERECHOS DE AUTOR

Carlos Humberto Aguilar Quezada, autor de la tesis "SISTEMA SEMI PREFABRICADO CON ENCOFRADOS COLABORANTES DE FERROCEMENTO PARA ESTRUCTURAS APORTICADAS DE VIVIENDAS REGULARES UBICADAS EN ZONAS SÍSMICAS II DE ECUADOR", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal C, de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de MAGISTER EN CONSTRUCCIONES. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 10 de octubre del 2016.

Carlos Humberto Aguilar Quezada

C.I.: 1103201099



CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Carlos Humberto Aguilar Quezada, autor de la tesis "SISTEMA SEMI PREFABRICADO CON ENCOFRADOS COLABORANTES DE FERROCEMENTO PARA ESTRUCTURAS APORTICADAS DE VIVIENDAS REGULARES UBICADAS EN ZONAS SÍSMICAS II DE ECUADOR", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 10 de octubre del 2016.

Carlos Humberto Aguilar Quezada

C.I.: 1103201099



AGRADECIMIENTO

Mi sincero agradecimiento a mi directora Arquitecta Rosa Medina, por todo el apoyo brindado en el desarrollo de este trabajo, al Arquitecto Edison Castillo por su valiosa colaboración en el desarrollo experimental de este proyecto, al Ingeniero Edwin Duran por haberme apoyado en el desarrollo de la fase constructiva del proyecto.



DEDICATORIA

A mi hermosa familia por ser la inspiración de mi diario vivir.



CAPITULO I. INTRODUCCIÓN.

Uno de los sistemas constructivos más utilizado en nuestro medio, es el sistema de pórticos de concreto reforzado, el cual tiene la ventaja de ser un sistema que permite mayor flexibilidad en la disposición y diseño de espacios arquitectónicos, cosa que no sucede con otros sistemas como los muros portantes, por lo cual el sistema de pórticos se ha constituido en el preferido por los profesionales de la arquitectura.

El sistema a base de pórticos presenta la desventaja de su baja velocidad de ejecución comparado con otros sistemas, y además es un sistema que debe ser ejecutado en obra con estricto apego a las normas de construcción, lo cual demanda de una calificada y permanente dirección técnica, caso contrario su calidad puede disminuir a tal punto de acortar abruptamente la vida útil de la estructura. Al respecto se debe considerar que en viviendas de uno y dos pisos no es económicamente viable contar con un estricto control de calidad.

En este trabajo se propone un nuevo sistema constructivo, a base de encofrados permanentes, los cuales son colaborantes y por tanto son parte integral de los elementos estructurales. Se construyen en taller dotándole de todas las ventajas que brindan los sistemas prefabricados, en cuanto a la mejora de calidad. Esto permite el incremento de la velocidad de construcción ya que las labores de campo se reducirían únicamente a montaje, ensamble y relleno de los de los encofrados. A este sistema se lo ha denominado encofrados colaborantes permanentes prefabricados de ferrocemento (ECPFF)

En nuestro medio el uso de sistemas prefabricados completos no ha tenido acogida debido a la cultura de la gente, al pensar que los sistemas prefabricados son temporales y carecen de rigidez, esta es otra de las razones por las cuales se decidió investigar este sistema, ya que no tienen ninguna diferencia en cuanto a rigidez con el sistema tradicional. Es un sistema que suma las ventajas que presenta el sistema prefabricado en cuanto a calidad y velocidad de ejecución y el sistema tradicional en cuanto a rigidez.



1.1. Identificación del problema y justificación

El uso del concreto armado se ha desempeñado satisfactoriamente en los múltiples usos que se le ha dado siempre y cuando se ha cumplido con los controles de calidad en cuanto a mezclado, compactado y vertido que exige este material, lo cual no es un problema cumplir en proyectos de tamaño relativamente importante, cuyo costo de control de calidad es absorbido por la importancia de los mismos, sin embargo en construcciones de menor envergadura como las viviendas objeto de este estudio, este control de calidad riguroso se vuelve un rubro difícil de cubrir. Con un control limitado de calidad es de esperarse problemas de baja calidad de estos sistemas, este es un punto más por el cual el sistema propuesto se proyecta a mejorar la durabilidad, considerando que la misma está relacionada básicamente con la calidad de la piel de los elementos, ya que si esta es impermeable se podrá evitar el paso de los agresores del medio al acero de refuerzo. Otro aspecto preocupante en las construcciones de limitado control de calidad, es la ausencia del curado de los elementos lineales como cadenas de amarre, cuellos de columna y columnas lo cual puede ocasionar bajas importantes de resistencias.

La baja velocidad de construcción ha puesto en desventaja el sistema constructivo tradicional en comparación con sistemas de prefabricación total, esto debido a que por la naturaleza propia del sistema constructivo tradicional son necesarias algunas actividades previas al vaciado del concreto, como el encofrado temporal y fundamentalmente luego del vaciado del concreto el tiempo necesario que se debe esperar para que el hormigón alcance su resistencia en las diferentes etapas.

Es así que tradicionalmente con el fin de reducir el tiempo de construcción se ha recurrido a prácticas poco recomendables, como por ejemplo los cuellos de plintos son desencofrados y sometidos a cargas laterales producto de la compactación inmediatamente al día o dos días siguientes de su fundición, las columnas son desencofradas generalmente al día o dos días siguientes de su fundición y muchas veces sometidas a cargas relativamente importantes producto del desencofrado.

En los países desarrollados la prefabricación ha transformado la construcción tradicional lenta y artesanal en una industria con alto grado de mecanización que ha hecho frente a la gran demanda habitacional. En nuestro país esto no ha sido posible no por cuestiones técnicas sino más bien por cuestiones de índole cultural ya que se tiende a pensar que las construcciones prefabricadas son de carácter temporal y de baja calidad, y la mayoría de las personas prefieren construcciones tradicionales de naturaleza rígida (Salamanca 1997), lo cual impide tomar ventaja de los sistemas prefabricados.

Por tanto esta investigación busca desarrollar un sistema semi prefabricado que permita seguir utilizando las ventajas del sistema tradicional pero con notables mejoras en cuanto a calidad y menor tiempo de construcción, estas mejoras se piensan conseguir prefabricando encofrados permanentes de ferrocemento que se convertirán en una piel de los elementos que forman parte de la estructura. Estas pieles están pensadas para que colaboren estructuralmente con el hormigón vaciado en sitio. El sistema planteado busca sumar las ventajas que tienen los sistemas prefabricados y el sistema del concreto vaciado en sitio, es decir las pieles permiten acelerar e industrializar la construcción y el concreto vaciado en sitio permite obtener una estructura con uniones monolíticas aportando la rigidez necesaria a la estructura.



1.2. Objetivos generales y específicos

Objetivo General.

Diseñar un sistema constructivo semi prefabricado con el uso de encofrados colaborantes de ferrocemento aplicado a la construcción de la estructura de viviendas regulares de hasta 2 pisos y de hasta 4.5 m de luz ubicado en la zona sísmica II del Ecuador, para incrementar la velocidad de construcción con respecto a la construcción aporticada tradicional.

Objetivos específicos:

Definir la planimetría de una familia de estructuras que sea representativa dentro de la población establecida, es decir estructuras que sean regulares, de máximo dos pisos, con luces máximas de 4.5 y que se encuentren emplazadas en la zona sísmica II.

Definir en base al código ecuatoriano de construcción vigente, las dimensiones de los elementos estructurales de la familia de estructuras aporticadas tradicionales, previamente establecidas.

Determinar analíticamente los espesores, cuantías, conexiones y procedimiento de montaje de los encofrados de ferrocemento a ser utilizados en las familias de estructuras previamente establecidas.

Probar aisladamente en campo los encofrados en tamaño real previamente diseñados sometidos a las cargas reales de construcción.

Construir un prototipo para obtener los rendimientos que permitan comparar el tiempo de ejecución del sistema propuesto con el tiempo de ejecución del sistema tradicional.

1.3. Hipótesis

El sistema semi prefabricado con el uso de encofrados colaborantes de ferrocemento permite incrementar la velocidad de construcción de la estructura de una vivienda en relación a la construcción aporticada tradicional.



1.4. Metodología.

Para la presente investigación se utilizara la siguiente metodología:

En base a los límites de la investigación se definirá un número de familias que sea representativa de la población previamente definida. La población a la cual va dirigida esta investigación, es la estructura de edificaciones para viviendas aporticadas regulares de hasta dos plantas y de hasta 4.5 m de luz, emplazada en la zona sísmica II, implantadas en un suelo de características geotécnicas aceptables.

Una vez establecida la familia de estructuras aporticadas, se procede a efectuar un cálculo estructural de las estructura tipo, en base a los lineamientos del código ecuatoriano de la construcción vigente, con lo cual se obtienen las dimensiones y cuantías de armado de los diferentes elementos que conforman la estructuras de las edificaciones convencionales.

Se procede al dimensionamiento de las secciones de los encofrados de ferrocemento, tomando en cuenta que estos encofrados deben formar parte del sistema resistente, es decir que son encofrados colaborantes. Las dimensiones de estos encofrados serán definidos por la necesidad de retener el hormigón fresco y absorber los esfuerzos originados en el proceso de montaje y fundición.

Se inicia una fase experimental que tiene como fin establecer el comportamiento de los elementos con encofrados colaborantes versus los elementos tradicionales. En esta fase se prueban muestras escaladas de columnas y vigas con y sin encofrado colaborantes, y se prueban también los encofrados aisladamente, para llevar a cabo este experimento se trataran un total de 6 muestras de columnas, 6 muestras de vigas, 3 muestras de encofrado de vigas, 3 muestras de encofrado de columnas, tres muestras de columnas convencionales y tres muestras de vigas convencionales con el fin de establecer un análisis comparativo. Los ensayos que se practican sobre estas muestras son ensayos a compresión y flexión. Esta información es luego analizada estadísticamente para determinar la variación de resistencia entre el sistema de encofrados permanente y el tradicional, y también para validar las dimensiones de los encofrados determinadas analíticamente.

Las piezas que forman parte del sistema de encofrado se prueban en campo a escala real y en las mismas condiciones de trabajo, para ello se ensayan tres encofrados por cada elemento, con este sistema es posible determinar algunos errores de diseño y/o construcción que deben ser corregidos.

Como etapa final se construye un prototipo con el sistema constructivo propuesto en esta investigación y con ello se compara las velocidades de construcción de los sistemas, con lo cual se pudo afirmar o negar la hipótesis previamente planteada.



CAPITULO II. ENCOFRADOS Y EL FERROCEMENTO.

2.1. Encofrados para la construcción de pórticos de concreto.

Los encofrados para estructuras de concreto, han tenido un significativo impacto en el costo, tiempo y calidad de los proyectos. En la mayoría de las estructuras, se requieren más tiempo y costo en armar, erigir, y retirar el encofrado, que el tiempo y el costo de colocar el hormigón y el acero de refuerzo. En algunas estructuras, el costo de encofrado supera el costo del hormigón y el acero juntos. La calidad general del proyecto terminado es altamente dependiente del encofrado (Peurlfoy & Oberlender, 2011).

Dependiendo de la complejidad de la obra los costos del encofrado pueden llegar a representar hasta un 60% y más de costo total de la estructura, por esa razón se requiere de prácticas constructivas y nuevos sistemas que permitan disminuir estos costos (Aci-347, 2004)

2.1.1. Definición.

Se puede definir el encofrado como el proceso mediante el cual se levanta una obra falsa para modelar o moldear el concreto en estado plástico, de modo que se convierta en parte de la estructura (Botero, 2006).

2.1.2. Encofrados comunes.

Los encofrados comunes los podemos clasificar por su función en:

Encofrados para cimentación. Dentro de una edificación las cimentaciones generalmente son las que menos requieren de encofrado ya que esta función la puede cumplir el propio terreno como es el caso de terrenos cohesivo que permiten mantener la forma de la excavación. Si los terrenos son granulares, posiblemente se tenga que encofrar el contorno de la excavación

Encofrados para columnas. Se puede considerar que existen básicamente cinco tipos de encofrados para columnas como son rectangular, cuadrado, circular, en forma de "L" y en forma de "T". Debe realizarse un análisis que involucre costo del material, costo de la mano de obra, de su erección, costo de la mano de obra remoción y número de usos para determinar cuál es el más idóneo a utilizar en determinada obra (Peurlfoy & Oberlender, 2011).

Encofrados para vigas y losas. Los encofrados de losas y vigas deben seleccionarse en función del tipo de losa a construir, existiendo los siguientes tipos básicos: Losas macizas apoyadas sobre vigas de concreto (losas peraltadas), losas macizas de concreto sin apoyo de vigas de concreto (losas planas), Losas en una y dos direcciones aliviadas con casetones de plástico u otro material.

2.1.3. Encofrados permanentes de ferrocemento.

En los últimos años se ha investigado el uso de encofrados permanentes para la construcción de los elementos estructurales de concreto reforzado. Considerando que el uso de encofrado convencional representa hasta el 30% del costo de un elemento de concreto reforzado, se puede conseguir un significativo ahorro con el uso de encofrados permanentes. Incluso se puede obtener beneficios estructurales importantes si la camisa de ferrocemento actúa conjuntamente con el núcleo de concreto (Mays & Barnes, 2004).



El ferrocemento puede ser utilizado eficazmente en combinación con otros materiales para formar materiales compuestos. Su uso como encofrado permanente para hormigón armado tiene varias ventajas potenciales sobre el encofrado convencional (Rao P. , 1985).

Mays & Barnes han llevado a cabo una investigación para determinar la posibilidad de utilizar una camisa de ferrocemento prefabricada de baja permeabilidad para la protección del concreto reforzado. También han centrado su investigación en determinar un método que permita lograr una unión adecuada y durable entre el encofrado de ferrocemento y el núcleo de concreto, de tal manera que se pueda lograr una acción estructural compuesta. Esta investigación demostró que los encofrados permanentes de ferrocemento prefabricado podrían ser una propuesta viable en la construcción de elementos de hormigón, especialmente en ambientes agresivos. El éxito de esta técnica está en diseñar una mezcla de mortero adecuado, en colocar una cantidad óptima de malla y utilizar los medios adecuados para garantizar la acción compuesta, tanto a corto como a largo plazo.

2.1.4. Diseño de los encofrados.

El diseño de los encofrados deber efectuarse cumpliendo tanto condiciones de resistencia como de servicio. El método empleado depende del tipo de material usado

Es necesario conocer el comportamiento de las presiones y cargas que actúan sobre los encofrados. Cuando el hormigón se coloca en estado plástico, ejerce su presión máxima o peso. Sin embargo, en poco tiempo, a veces menos de 2 horas, la presión sobre las paredes y columnas alcanzarán un valor máximo, y luego se reducirá a cero. Por lo tanto, los encofrados son sometidas a tensiones máximas durante períodos corto de tiempo (Peurlfoy & Oberlender, 2011).

El primer paso en el diseño de los encofrados de columnas es conocer la presión lateral ejercida por el concreto fresco. Luego se debe fijar el espesor del material del encofrado y definir el espaciamiento de los anillos de refuerzo considerando la presión del concreto y la resistencia del material del encofrado. El material del encofrado debe resistir satisfactoriamente los límites de resistencia y servicio, en cuanto a la resistencia debe ser capaz de resistir los esfuerzos producidos por la flexión y los esfuerzos producidos por el cortante, en cuanto al le deflexión se recomienda una deformación relativa máxima de $1/360$ y una deformación absoluta máxima de 1.6 mm (Peurlfoy & Oberlender, 2011).

Cargas.

Para el cálculo del encofrado se debe tomar en cuenta la carga originada por el concreto en estado plástico y la carga originada por las operaciones de vaciado.

Las cargas verticales consideradas son la carga muerta y la carga viva. La carga muerta es la suma del peso propio del acero de refuerzo más el peso en estado fresco del concreto. La carga viva está constituida por los operarios, equipo, material almacenado e impactos.

Según el código ACI 347 la carga viva mínima a considerar para el diseño de los encofrados es de 2.4 kN/m^2 . Cuando se usa equipo motorizado la carga viva mínima a considerar es de 3.6 kN/m^2 . Las carga de diseño que involucren la combinación de carga muerta más carga viva no debe ser menor de 4.8 kN/m^2 y si existen equipos motorizados no debe ser menor de 6 kN/m^2 .



Para considerar la presión lateral de concreto fresco se debe utilizar la siguiente fórmula dada por el ACI 347.

$$p = wh$$

Donde.

p = Presión lateral (kN/m^2)

w = Peso unitario del concreto (kN/m^3)

h = altura del concreto fresco medido desde la parte superior del fundido hasta el punto en consideración. (m)

Para columnas u otros encofrados en el cual el llenado se efectuó rápidamente antes que el concreto se endurezca la altura “ h ” debe ser tomada como la altura total del encofrado o la altura entre juntas cuando se prevé más de una colocada.

Según el ACI 347 cuando se utiliza bomba para fundir los elementos verticales, la presión de diseño es igual a la presión hidrostática “ $w h$ ” más un 25% para toma en cuenta la presión de la bomba.

Las cargas horizontales que se deben considerar en el diseño del encofrado son las debidas a la tensión de cables, viento, soportes inclinados, movimiento de equipos etc. Estas cargas no pueden ser inferiores a 1.5 kN/m ni menor al 2% de la carga muerta actuando en el borde de la losa.

2.1.5. Remoción del encofrado.

La remoción del encofrado está en función de la resistencia del concreto. El método habitual para determinar esta resistencia es la prueba de cilindros curados en inmersión o curados al pie de obra. Si no se dispone de esta información entonces se puede hacer uso de las recomendaciones dadas por el ACI 347 que se presenta en la tabla del anexo 1.

Los encofrados convencionales deben ser removidos tan pronto como sea posible para proporcionar el mayor número de usos, pero no hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia suficiente para garantizar la estabilidad estructural y para absorber tanto la carga muerta y cualquier carga de construcción que pueda ser impuesta en ella. Se debe especificar la resistencia mínima requerida del hormigón antes del desencofrado porque la fuerza necesaria para el desencofrado puede variar ampliamente con las condiciones de trabajo (Peurlfoy & Oberlender, 2011).

Los encofrados para columnas y vigas deben dejarse en su lugar por lo menos durante 48 horas, mientras que los encofrados para vigas y losa de piso deben dejarse en su lugar durante por lo menos 18 días. Sin embargo, a través de pruebas de cilindros se puede determinar la posibilidad de disminuir el tiempo de desencofrado (Peurlfoy & Oberlender, 2011).

2.2. El ferrocemento.

El ferrocemento no es una nueva tecnología en sí mismo, el nacimiento del ferrocemento se remonta al año de 1847 de la mano de Joseph Louis Lambot quien inicio el desarrollo de este material con la fabricación de barcos (Tawab & Shaheen, 2012). Debido a la dificultad de la época para la construcción principalmente de las mallas, este material fue abandonado por un periodo aproximado de 100 años. Luego fue Pier Luigi Nervi quien a inicios de la década del año de 1940 retomó la idea original del ferrocemento, al observar que el uso de algunas capas de refuerzo dentro de una matriz de hormigón producen un material homogéneo capaz de resistir impactos, es así que delgadas placas de hormigón reforzado con estas mallas resultaron ser flexibles, elásticas y muy fuertes (Olvera, 1994).



Las mallas usadas en la fabricación del ferrocemento pueden ser de algunos tipos y estas pueden disponerse en diversas cantidades según el uso que se pretenda dar. Este material es reconocido como un material con características superiores a otros para el control de la fisuración, resistencia al impacto, y dureza debido en gran parte a la estrecha separación y dispersión uniforme del acero de refuerzo dentro del material. Otra característica que vale la pena recalcar es que el ferrocemento tiene una alta resistencia a la tracción en relación a su peso y un mejor comportamiento contra el agrietamiento en comparación al concreto tradicional, lo cual se traduce en estructuras ligeras e impermeables (Aci-549, 1988).

Se ha encontrado cascos de barcos en buenas condiciones construidos con ferrocemento sumergidos por más de ochenta años en agua dulce y también se ha encontrado igualmente en buenas condiciones sumergidos en agua de mar por más de 20 años. Contrariamente estructuras de hormigón armado que han permanecido por cerca de 15 años en contacto con el agua de mar, se presentan seriamente corroídas (Mays & Barnes, 2004). Esto demuestra la alta durabilidad de este material superior al concreto convencional. Los factores que le dan al ferrocemento esta característica de durabilidad son atribuidas al alto contenido de cemento, baja relación a/w, y a la buena distribución del acero de refuerzo dentro de los elementos (Mays & Bladen, 1985).

Con el ferrocemento se pueden fabricar paneles o secciones muy delgadas, en su mayoría de menos de 30 mm de espesor, con sólo un revestido de mortero fino sobre las capas más externas de refuerzo. A diferencia del hormigón convencional, el refuerzo del ferrocemento puede ser montado en su forma final deseada y el mortero puede ser colocado directamente en su lugar final sin el uso de un encofrado (Aci-549, 1988).

El ferrocemento es un material cuyo uso en la construcción se ha empezado a generalizar en las últimas décadas, se lo ha utilizado para la construcción de paneles viviendas, cubiertas, tanques, reforzamiento de elementos estructurales y principalmente en la construcción de barcos.

Se han utilizado estructuras de ferrocemento para vivienda o edificios públicos durante 15 años en Chile, 20 años en México, y hace 25 años en Colombia (Lalaj & Yilmaz, 2015).

2.2.1. Definición.

El comité ACI 549 da la siguiente definición: *"El ferrocemento es un tipo de hormigón armado de pared delgada comúnmente construida de mortero de cemento hidráulico reforzado con capas estrechamente espaciadas de malla continua y relativamente de pequeño diámetro de alambre. La malla puede estar hecha de metal u otros materiales adecuados"* (Aci-549, 1988).

2.2.2. Ventajas del ferrocemento.

Actualmente se utiliza como un material base para obtener un material compuesto de mejores características, empleándose básicamente para el reforzamiento de columnas y vigas dando excelentes resultados, se han llevado a cabo una serie de investigaciones para determinar el comportamiento de las columnas confinadas con pieles de ferrocemento tanto para carga axial, carga excéntrica como al corte lo cual ha dado resultados satisfactorios (Kaish & Zain, 2015). Entre las principales características tenemos:

1. Debido a la estrecha separación de los alambres que constituyen las mallas, presenta una muy buena resistencia al agrietamiento.
2. Es un material altamente impermeable lo cual se ha demostrado sobradamente en las recientes investigaciones efectuadas, esta cualidad permite incrementar notablemente la



vida útil de las estructuras o por lo menos permitir que las estructuras lleguen a la vida útil inicialmente planificada.

3. Presenta una alta resistencia al impacto y dureza debido en gran parte a la estrecha separación y dispersión uniforme del acero de refuerzo dentro de la masa del material.
4. Puede ser construido con un amplio espectro de cualidades y propiedades, de acuerdo a la demanda del cliente.
5. Otras de las ventajas atribuible a esta material es su alta durabilidad lo cual ya ha sido demostrado (Mays & Bladen, 1985).
6. Posibilidad de pre fabricación de elementos con bajo costo de equipos.
7. Es un material que se puede construir con espesores muy delgados, lo cual disminuye notablemente la carga muerta.
8. Es un material cuya mano de obra puede ser fácilmente especializada.
9. Con un adecuado diseño y dependiendo de la obra puede fabricarse elementos sin necesidad de obra falsa.
10. Los materiales empleados en su fabricación son de fácil adquisición.
11. Es un material altamente dúctil que permite en caso de daño, focalizar y aislar la zona afectada para luego ser reparada fácilmente.

2.2.3. Materiales que componen el ferrocemento.

El ferrocemento está compuesto de una matriz de mortero más refuerzo.

2.2.3.1. La matriz de mortero.

El mortero usado en el ferrocemento consiste de una mezcla de agua más cemento hidráulico, árido y eventualmente aditivo. Generalmente la relación área – material cementante en peso varía de 1.4 a 2.5, y la relación agua-cemento en peso, varía alrededor de 0.30 a 0.5. La cantidad de agua utilizada debe ser el mínimo por trabajabilidad, esto se logra comúnmente mediante el uso de una arena bien graduada con un tamaño máximo de un tercio de la abertura más pequeña del refuerzo para asegurar la penetración adecuada. Una arena que pase el tamiz No. 16 (1.16 mm) ha dado resultados satisfactorios en muchas aplicaciones prácticas (Aci-549, 1988).

Existen también otras recomendaciones en cuanto a las dosificaciones por ejemplo se recomienda que la arena pase por el tamiz No 8 (2.36 mm), que la relación cemento/ arena varíe de $\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{4}$ en volumen lo cual representa alrededor de 800 a 400 Kg de cemento por metro cúbico de arena. La relación agua cemento puede variar de 0.35 a 0.50 en volumen (Olvera, 1994).

La matriz de mortero representa cerca del 95% del material compuesto, por tal razón las propiedades mecánicas del ferrocemento depende en gran medida de las propiedades del mortero, así mismo las características mecánicas del mortero dependen principalmente del tipo de cemento utilizado, de la granulometría y propiedades físicas de los áridos, la relación agua/material



cementante y del tipo de curado. Por tal razón se debe prestar atención a estas propiedades en el diseño del mortero.

2.2.3.2. Cemento.

El cemento es un aglutinante que luego de ser mezclado con agua permite obtener una pasta que al mezclarse con el árido fino luego de un proceso de endurecimiento forma una piedra artificial resistente a los esfuerzos de compresión. Existe una gran variedad de cementos pero el más utilizado en la construcción es el cemento Portland. La norma NTE INEN 152 establece las características y requisitos físicos y químicos que debe cumplir el cemento portland.

2.2.3.3. Áridos.

Los áridos son los materiales que junto con la pasta de cemento permiten la formación del mortero, y estos representan aproximadamente entre el 60 y 70% de volumen de mortero. Los áridos finos pueden consistir en arena natural, arena de trituración, o una mezcla de ambas., que cumplan con los requisitos de la norma NTE INEN 872.

2.2.3.4. El agua de amasado.

El agua utilizada debe ser potable o por lo menos no contener materia orgánica, y que la cantidad sea tal que permita obtener una resistencia y trabajabilidad adecuada, lo que se busca es que el mortero penetre y rodee fácilmente a los alambres de refuerzo de las múltiples capas del compuesto. Si es necesario se podrá usar aditivos plastificantes que permitan manejar fácilmente la mezcla y a su vez reducir el agua. (ACI-549, 1988). La norma NTE INEN 2617 establece los requisitos de composición y desempeño que debe cumplir el agua que se va a utilizar como agua de mezcla en la elaboración de hormigón de cemento hidráulico.

2.2.3.5. El acero de refuerzo.

La acción compuesta entre el acero de refuerzo y el mortero, es más efectiva en el ferrocemento que en el concreto reforzado tradicional, por tal razón el ferrocemento presenta una resistencia notable a la tracción, resistencia que en el concreto tradicional es tan baja que generalmente es despreciada.

Actualmente existen algunas investigaciones en las cuales se ha experimentado el uso de fibras dentro de la matriz de mortero, dando como resultado mortero más resistentes a la tracción y más impermeables, estas investigaciones se recogen en documentos como ACI 544.1R, ACI 544.2R, ACI 544.3R, ACI 544.4R (ACI 1998).

El acero de refuerzo está compuesto ya sea solo por una armadura llamada difusa o por la armadura difusa más una armadura discreta.

Armadura difusa.- Es el acero de refuerzo constituido por una o más capas continuas de mallas de alambres de bajo calibre. Las mallas de refuerzo pueden ser de variada forma como por ejemplo malla hexagonal tejida más conocida como malla de gallinero; mallas cuadradas o rectangulares tejidas o soldadas; mallas plegadas. La ductilidad, el tamaño, la resistencia, la orientación y el tratamiento del acero utilizado para la fabricación de las mallas afectan el comportamiento del ferrocemento. La estrecha separación de la malla secundaria es la responsable de alta permeabilidad y bajo agrietamiento que se puede conseguir con este material.



Armadura esquelética.- Esta armadura es quien da forma al elemento estructural y sirve de apoyo para la armadura difusa, está formada por refuerzo cuyo diámetro varía de ¼” a hasta 1” con límites a la ruptura que fluctúan entre 300 a 500 MPa. (Olvera, 1994).

Características de las mallas difusas.- La malla de refuerzo difusa está constituida generalmente por alambres cuyo calibre varía de 20 a 22 (0.80 a 0.73 mm), las aperturas son hexagonales y varían comúnmente de ½” a 1 ½”, el número de capas es muy variable, el profesor Shah recomienda un mínimo de 5 capas por centímetro de espesor de material, no obstante en la construcción de barco se ha empleado en promedio 3.2 capas por centímetro de mortero y en la construcción cascarones se ha empleado 1.3 capas por centímetro (Olvera, 1994).

Los mejores desempeños para la mayoría de las propiedades son obtenidos para mallas ortogonales soldadas ya tienen igual resistencia en las dos direcciones, obteniéndose menor resistencia cuando esta girada 45°, pero a pesar de ello tienen mejor desempeño que las mallas expandida, tejida o hexagonal (Lalaj & Yilmaz, 2015).

2.2.3.6. Aditivos.

Los aditivos más utilizados son los reductores de agua. Se debe prestar cuidado en la selección del tipo de aditivo si se usan mallas galvanizadas para formar el ferrocemento debido a la reacción química que puede existir entre la malla y el refuerzo.

Entre los aditivos más usados tenemos los plastificantes y súper plastificantes que actúan en el mortero en estado fresco y que permiten tener hormigones más trabajables sin incremento del agua, obteniendo con ello morteros más impermeables, resistentes y duraderos. También existen los aditivos aceleradores de fraguado, los retardadores, inclusores de aire, impermeabilizantes etc.

2.2.4. Propiedades mecánicas del ferrocemento.

Las propiedades mecánicas del ferrocemento dependen en gran parte de la orientación, calibre, espesor, cuantía y resistencia tanto de las mallas de alambre como del acero esquelético (Paramasivam & Ravindrarajah, 1988).

Las propiedades que lo diferencian al ferrocemento del concreto convencional es su gran resistencia al agrietamiento y a esfuerzos de tensión, dado por una alta cuantía de refuerzo con una distribución bidireccional relativamente estrecha y con un diámetro relativamente pequeño.

Cuantía de volumen de refuerzo.- Es la relación entre el volumen de acero al volumen de ferrocemento, lo cual se puede plantear de la siguiente forma:

$$V_r = \frac{N W_r}{h Y_r}$$

En esta expresión N es el número de capas de acero, W_r es el peso unitario del refuerzo, h es el espesor del ferrocemento y Y_r es la densidad de la malla de refuerzo.

Cuantía en área efectiva de refuerzo.- El área efectiva de acero en una dirección particular se basa en la sección transversal del área de los alambres multiplicada por el coseno del ángulo entre los alambres y la dirección de la tensión aplicada.

Índice de eficiencia del acero de refuerzo.- Se define como índice de eficiencia a la relación que existe entre la resistencia a la tensión de una muestra de ferrocemento y la resistencia solamente del refuerzo y se utiliza generalmente para medir la eficiencia de la orientación del acero de refuerzo dentro del ferrocemento.



Según ACI 549 tomando los resultados de algunas investigaciones se presentan las siguientes cuantías: La cuantía de acero de refuerzo en volumen puede estar alrededor de 440 a 500 Kg/m³., lo cual representa un porcentaje de acero de refuerzo del 5.1 al 6.3% con respecto al volumen de ferrocemento; La separación del acero de refuerzo puede fluctuar entre 5 mm a 10 mm; La cuantía del área del acero de refuerzo puede ser aproximadamente 0.2 mm²/mm³.

2.2.4.1. Resistencia a la rotura del ferrocemento.

2.2.4.1.1. Comportamiento a la tracción.

En general la resistencia a la tracción del ferrocemento utilizando ya sea metal expandido, soldado, o malla tejida en sus orientaciones normales se corresponde muy cercanamente a la capacidad de carga de tracción únicamente del acero de refuerzo, es decir, es el producto de la resistencia última del acero por el área de sección transversal efectiva en la dirección considerada. Sin embargo, según investigaciones realizadas por (Johnston & Mattar, 1976) cuando las mallas electro soldadas están orientadas a 45° grados o cuando las mallas de metal expandido están orientadas con su eje largo del rombo en sentido perpendicular a la carga, se producen bajas en la resistencia a tensión comparadas con las resistencias que se obtienen en su posición normal, esta baja de resistencia es más importante en las mallas electro soldadas que puede variar entre el 50 al 60%, mientras que en las mallas expandidas la pérdida es mucho menor estando alrededor del 15 y 35°. (Greenius A. W., 1975)

2.2.4.1.2. Comportamiento a la compresión.

A diferencia del comportamiento a tensión del ferrocemento, en compresión el mortero colabora efectivamente en resistir los esfuerzos en función directa a su sección transversal y a la resistencia de la matriz, por tanto dependerá directamente de la calidad del mortero utilizado, es decir de la relación agua cemento y calidad de sus áridos, al igual que en el concreto convencional. La resistencia del ferrocemento también dependerá a más de la calidad del mortero del tipo, orientación y disposición de las mallas de refuerzo

(Johnston & Mowat, 1974), demostró que columnas reforzadas exteriormente con mallas soldadas eran más resistentes que aquellas reforzadas con otras mallas, esto se explica por la acción de aro de las mallas soldadas sobre el mortero, confinándolo e incrementando su resistencia. Esto no sucede con otras mallas porque se deforma transversalmente perdiendo la efectividad del confinamiento y la columna tan solo gana un pequeño incremento de resistencia en comparación a la columna no reforzada.

2.2.4.1.3. Comportamiento a la flexión.

Los parámetros que influyen en el comportamiento a la flexión son la combinación de las propiedades a compresión pura y a tensión pura del ferrocemento tales como las cuantías de acero de refuerzo, las disposición y orientación de las mallas de refuerzo, la relación agua material cementante del mortero etc. Para el diseño de los elementos de ferrocemento generalmente se sigue las mismas teorías que las utilizadas para concreto reforzado.

(Logan & Shah, 1973), (Johnston & Mowat, 1974), (Naaman & Shah, 1971), (Rao & Gowdar, 1971), realizaron investigaciones en las cuales compararon la resistencia a la flexión de varios tipos de refuerzo con varias cuantías, demostrando que las mallas de metal expandido y las mallas soldadas



tenían un mejor comportamiento a la flexión que las mallas tejida, exhibiendo índices de eficiencia entre 1.05 y 1.20.

La orientación de la armadura de los elementos que trabajan a flexión tiene el mismo grado de importancia que en tracción especialmente cuando los especímenes están sujetos a cargas en las dos direcciones. Las mallas cuadradas ofrecen la misma resistencia en las dos direcciones cuando las fuerzas actúan en la dirección de los alambres, pero si las fuerzas se inclinan un ángulo de 45° entonces existe una pérdida de resistencia trabajando en un 67% a 80% con respecto a la dirección normal a las cargas cuando se trabaja con mallas electro soldadas. (Logan & Shah, 1973), (Naaman & Mccarthy, 1985).

Con metal desplegado y malla hexagonal, se obtiene un mayor grado de anisotropía, por ejemplo para metal expandido existe una baja de la resistencia en una dirección con respecto a la otra entre un 11 a un 15% (Kumar & Sharma, 1976). Para malla hexagonal existe una disminución del 47% con respecto a la dirección normal (Greenius A. W., 1975). Otros de los parámetros que influyen en la resistencia última a la flexión del ferrocemento son la superficie específica del refuerzo, que depende tanto del diámetro y su espaciamiento.

2.2.4.1.4. Comportamiento al corte.

Del sin número de investigaciones que se ha realizado sobre el ferrocemento solamente en pocos estudios se ha tomado en cuenta la influencia del esfuerzo cortante, esto debido a que la mayoría de los estudios se han llevado a cabo sobre panales de paredes delgadas en los cuales la relación claro/espesor es bastante grande y por tanto el corte no gobierna la falla (Aci-549, 1988).

(Collen & Kirwan, 1959), llevo a cabo investigaciones utilizando malla tejida con armadura esquelética, ensayando a la flexión y al corte, con especímenes con relación luz/peralte igual a 0.4, y determino que el esfuerzo a corte se mantienen en un porcentaje constante de aproximadamente del 32% de la resistencia al flexión, esta fracción es válida para cuantías volumétricas que varían de 288 a 480 Kg/m³. (Mansur & Ong, 1987) realizó pruebas a flexión y corte de especímenes reforzados con malla soldada con relaciones Luz/peralte de 1 a 3, determinado que la falla al corte es posible con cuantías volumétricas altas y bajas resistencia del mortero.

2.2.4.2. Resistencia a la primera grieta.

Se conoce que las micro grietas son propias del mortero, pero son invisibles al ojo humano y estas incrementan su ancho a medida que se incrementan los esfuerzos a tal punto que se vuelven visibles o detectadas por otros medios, a estas se la llama primeras grietas. No existe una definición clara de este concepto, un estudio realizado por (Walkus, 1975), define que las primeras grietas son aquellas que van desde un ancho de 0.005 mm a un ancho visible de 0.03 a 0.1 mm.

En tensión directa la resistencia al agrietamiento se incrementa con el incremento de la superficie específica del refuerzo. La diferencia entre malla soldada y tejida es manejable, sin embargo la diferencia entre la malla expandida y las anteriores es muy significativa y esto es asociadas con las diferentes propiedades de la superficie específica (Aci-549, 1988).

2.2.4.3. Permeabilidad.

Los anchos promedios de grietas en el ferrocemento son sustancialmente más bajos que en el hormigón armado convencional. (Aci-549, 1988), esto se origina por tener una mejor distribución del acero de refuerzo en el ferrocemento. Esto permite que el ferrocemento sea un material más impermeable que el concreto armado convencional. Los factores que influyen directamente en el ancho de grieta son la geometría del refuerzo, el tamaño del refuerzo y su separación. Para mallas



del mismo tamaño se consiguen tamaños de grietas menores en mallas soldadas que en mallas tejidas (Aci-549, 1988).

2.2.4.4. Durabilidad.

Los factores que afectan la durabilidad de concreto convencional también son aplicables al ferrocemento, pero existen tres factores que son propios del ferrocemento como son: El escaso recubrimiento del ferrocemento, puede hacer que el refuerzo tienda a una mayor oxidación, principalmente cuando las estructuras de ferrocemento están en contacto con líquidos agresivos, sin embargo estos efectos se disminuyen notablemente al usar refuerzo galvanizado; La alta superficie de refuerzo puede incrementar el área y tasa de corrosión; El recubrimiento de Zinc que se utiliza para proteger el refuerzo puede producir burbujas de gas. A pesar de estos factores no se conoce de investigación que ponga en evidencia la baja durabilidad del ferrocemento. (Aci-549, 1988).

Los ataques químicos a la pasta de cemento se pueden disminuir notablemente disminuyendo la relación agua – material cementante bajo 0.5 (Powers, Copeland, Hayes, & Mann, 1954).

2.2.5. Proceso de fabricación del ferrocemento.

Los procedimientos de fabricación del ferrocemento tienen como fin distribuir uniformemente el mortero de cemento dentro de las diversas capas de refuerzo de tal manera lograr un material lo más uniformemente posible.

Unas de las técnicas más usadas consisten en atar manualmente las capas de mallas sobre una capa de varillas de mayor calibre que sirve de maestra, luego manualmente se hace pasar el mortero de un lado al otro a través de las capas y finalmente mediante procedimientos normales de enlucido y empaste se le da el acabado al elemento. Esta técnica consume una gran cantidad de mano de obra y además es proclive a dejar vacíos entre las capas de malla y la malla base.

Otra técnica de fabricación de ferrocemento consiste en eliminar la malla base y utilizar solamente las capas de mallas de bajo calibre, para lo cual es necesario el uso de encofrado que pueden ser de madera, fibra de vidrio, hormigón, e inclusive tierra compactada. Es necesario en esta técnica el uso de vibradores de mano, pero se debe tener cuidado en su manejo para evitar la segregación de la mezcla del mortero y la formación de asentamientos plásticos.

Técnicas de laminación similares a las utilizadas para fabricar fibra de vidrio se desarrollaron en 1963 para eliminar vacíos, incrementar la velocidad de producción, y reducir mano de obra. En la laminación, capas de mortero de 2 a 3 mm de espesor se pulveriza o se aplica a mano a un molde y se le permite alcanzar un cierto fraguado inicial. Esta capa puede contener látex u otros materiales para impartir propiedades especiales a la superficie del producto acabado. Luego una segunda capa de mortero se aplica y, al mismo tiempo mallas de alambre se van incrustando a través de un rodillo. y así más capas de mortero y malla se aplican hasta que se obtiene el espesor deseado de ferrocemento (Aci-549, 1988).

2.2.6. Bases de diseño.

El diseño a flexión del ferrocemento se lo efectúa por el método elástico o método de trabajo en el cual se utilizan cargas de servicio y coeficientes de minoración de resistencia, el código que se usa para el diseño es el ACI 318, que es el mismo usado para el diseño del concreto convencional.



2.2.6.1. Cuantía de volumen y superficie específica de refuerzo.

Los parámetros con los cuales se caracteriza el ferrocemento son:

V_t = Cuantía volumétrica del refuerzo. Es el volumen total de refuerzo por unidad de volumen de ferrocemento. Para ferrocemento reforzado con mallas cuadradas, V_t está igualmente dividida en V_{tL} y V_{tT} para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

La cuantía total V_t en cada dirección debe ser mayor a 1.8 %.(ACI 1997)

S_r = Superficie específica del refuerzo. Es el área total unida de refuerzo (área de interface) por unidad de volumen del material compuesto. Para ferrocemento usando mallas cuadradas, S_r se divide en S_{rL} y S_{rT} en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

La relación entre S_r y V_t , cuando se utilizan mallas de alambre, es:

$$S_r = \frac{4V_t}{db}, \text{ Donde } db \text{ es el diámetro del alambre.}$$

La superficie específica S_r , en ambas direcciones no deber ser menor de 0.08 mm²/mm³ (ACI 1997).

Para estructuras estancas se recomienda el doble de los valores indicados. (ACI 1997)

En el cálculo de la superficie específica el acero esquelético puede ignorarse no así para el cálculo de la cuantía volumétrica (ACI 1997).

Para elementos de ferrocemento de espesor "h" sin refuerzo esquelético se recomienda que la separación trasversal de los alambres no debe ser mayor que "h". Además, el número de capas "n" de malla, debe ser mayor o igual a 0.16 "h" (h en mm) (ACI 1997).

Para elementos de ferrocemento con refuerzo esquelético se recomienda que el refuerzo esquelético no acupe más del 50% del espesor del elemento. Si "h" es el espesor en el cual el refuerzo es distribuido, el número de capas "n" de malla, debe ser mayor o igual a 0.16 "h" (h' en mm) (ACI 1997).

2.2.6.2. Módulo elástico.

Es necesario entender que el modulo elástico de las mallas como tales puede llegar a ser distinto al módulo elástico de los alambres que la componen, dependiendo del sistema de tensado y tejido utilizado, generalmente el modulo E_r es el mismo que el módulo elástico de los alambres en el caso de la malla soldada y para otras mallas es necesario determinarlo experimentalmente (Aci-549, 1988).

2.2.6.3. Relación de Poisson.

La relación de Poisson es constante en un valor de 0,25 hasta un nivel de tensión de aproximadamente 60% de la resistencia a la rotura y, posteriormente, aumenta linealmente con el nivel de esfuerzo (Rao & Rao, 1988)

2.2.6.4. Esfuerzo admisible a tensión.

El esfuerzo admisible a la tensión del acero de refuerzo, considerando el uso del método de esfuerzos admisibles se toma como $0.60 \cdot f_y$, siendo f_y el esfuerzo del acero de refuerzo para una deformación unitaria de 0.0035.



2.2.6.5. Esfuerzo admisible a compresión.

El esfuerzo admisible a la compresión del mortero, considerando el uso del método de esfuerzos admisibles se toma como $0.45 \cdot f_c$, siendo f_c el esfuerzo a compresión del mortero medido en cilindros de 3x6 pulgadas.

2.2.6.6. Recubrimiento mínimo.

Se recomienda un recubrimiento mínimo promedio neto del acero de refuerzo de 2 mm. Este recubrimiento puede ser menor si el refuerzo es galvanizado, si la superficie es protegida por un adecuado recubrimiento, y se cumple con el ancho de fisura recomendado por el código. También se recomienda que para espesores mayores a 12 mm, el recubrimiento neto no deber ser mayor de $1/5 h$ ni de 5 mm, el que sea menor, esto con el fin de garantizar una distribución adecuada del refuerzo en el ancho del espesor (Aci-549, 1988)

2.2.6.7. Limitación del ancho de grietas.

Se recomienda que el máximo ancho de grieta sea de 0.1 mm en ambientes no corrosivos y de 0.05 mm para ambientes corrosivos y en estructuras que contenga líquidos.

2.2.7. Usos del ferrocemento.

2.2.7.1. Usos comunes.

El ferrocemento tiene una alta resistencia a la tracción en relación a su peso y un excelente comportamiento al agrietamiento, es el material ideal para la construcción de estructuras de pared delgada como depósitos de agua o barcos, viviendas, etc. (Aci-549, 1988).

2.2.7.2. Como material para el reforzamiento de elementos estructurales.

El ferrocemento actualmente se lo está utilizando para el reforzamiento de un sin número de elementos estructurales que necesitan ser repotenciados debido principalmente a que se han cambiado de uso, se han dañado ante cargas sísmicas o simplemente porque los códigos actuales exigen una mayor resistencia. Los elementos estructurales que son posible reforzar van desde columnas, vigas y nudos de concreto reforzado hasta columnas de mampostería.

2.2.7.3. Como encofrados permanentes.

Los encofrados permanentes son elementos que se dejan en el lugar que puede o no convertirse en una parte integral de la estructura. Estos encofrados pueden ser rígidos, como placas de metal, hormigón prefabricado, madera, plástico y varios tipos de tableros de fibra, o de tipo flexible, tal como papel corrugado o alambre de malla repelente al agua-reforzado- con soporte de papel resistente al agua (Aci-549, 1988).

2.2.7.4. Encamisado de elementos hormigón simple.

El encamisado de ferrocemento consiste en encerrar mediante una camisa un núcleo de concreto simple o concreto armado. El proceso de construcción puede ser primero fundir el núcleo y luego la camisa o primero la camisa y luego el núcleo, o algunas veces ambos se funden simultáneamente, cada método tiene su ventaja y desventaja (Rathisk Kumar & Mikami, 2014).



(Sandowich & Grabowski, 1981) fabricaron camisas cilíndricas prefabricadas de ferrocemento y las utilizaron como encofrado para fundir un núcleo de concreto simple, luego estas muestras fueron sometidas a pruebas de carga axial pura, la principal preocupación de estos ensayos es el hecho de que pueda existir una diferencia importante en la contracción entre el molde prefabricado de hormigón ya endurecido y el concreto del núcleo fresco, perdiéndose de esta manera la ventaja del confinamiento que ofrece la camisa prefabricada. En este estudio se reportó que la resistencia última no depende del número de mallas de la camisa. Así mismo se demostró que las muestras sin malla se tornan frágiles a diferencia de la ductilidad que se gana con las muestras con malla. La capacidad de carga de la muestra compuesta no presenta notable diferencia con respecto a la suma de los componentes por separado, es decir con la suma de la capacidad de la camisa más la capacidad del núcleo.

(Balaguru P. , 1988), estudio el comportamiento de muestras cilíndricas confinadas con camisas de ferrocemento. En este estudio los parámetros de interés fueron la resistencia del concreto y la cuantía volumétrica de acero de la camisa de ferrocemento, esta investigación demostró que el uso de camisas de ferrocemento puede incrementar la resistencia a la compresión y la ductilidad de los elementos estructurales.

(Singh & Kaushink, 1988) llevaron a cabo una investigación en la que estudiaron la influencia del número de mallas y la calidad del concreto del núcleo en la resistencia a la compresión de cilindros fundidos dentro de una camisa de ferrocemento, la malla utilizada fue cuadrada del tipo tejida. Los ensayos realizados mostraron el apareamiento de grietas al 80 y 90% de la resistencia última, mostrando estas grietas un patrón vertical. Con esta investigación se demostró claramente que la carga axial era tomada tanto por el núcleo de concreto como por la camisa. Debido a la relación de Poisson la camisa experimenta un esfuerzo de tensión diametral (acción de aro) y el núcleo una acción de compresión radial, es decir un efecto de confinamiento. Esta investigación indica que columnas con núcleos delgados y con camisas con alta cuantía de refuerzo pueden contribuir al incremento de la ductilidad debido a la acción de confinamiento que se puede desarrollar.

(Walliuidin & Rafeeqi, 1994), investigaron la influencia en la resistencia a la compresión en el orden el cual se construye un cilindro encamisado con ferrocemento. Se utilizaron dosificaciones de 1:2 y 1:2.5, el número de mallas ensayadas fueron de 0, 1, 2 y 3; se utilizaron tres métodos de confinamiento: Fundición de la camisa y el núcleo integralmente, camisa prefabricada y luego fundido el núcleo; núcleo prefabricado y camisa envuelta. Este estudio demostró que las muestras fundidas integralmente alcanzan un grado de confinamiento del 100%, mientras que las muestras en las cuales primero se construyó el núcleo y luego se envolvió la malla y fundió la camisa tienen un grado de confinamiento del 88% y finalmente la muestra en la cual se fundió el núcleo dentro de una camisa prefabricada tubo un grado de eficiencia del 83%.

Número estudios revelan que el confinamiento de núcleos de concreto con camisas de ferrocemento es mucho más efectivo que el confinamiento a base de estribos y presentando mejoras en cuanto a estabilidad dimensional, integridad y ductilidad.

El ferrocemento actualmente se perfila como uno de los materiales más efectivos y económicos para el encamisado de columnas siendo superior a las fibras a base carbón, plástico o vidrio. Las principales ventajas que presenta es mejora de la resistencia mecánica, alta resistencia al agrietamiento e impacto.

2.2.7.5. Encofrados de elementos a compresión.



(KAISH A. , ALAM, JAMIL, & WAHED, 2013), han investigado el comportamiento de columnas cuadradas de concreto reforzado revestidas de ferrocemento sometida al incremento de una carga mono tónica de baja excentricidad. En esta investigación se han estudiado diferentes técnicas de encamisado para averiguar la eficacia de confinamiento del ferrocemento. Los resultados obtenidos indican que las muestras de referencia (columna sin piel) fallan frágilmente con valor máximo de carga, sin embargo, en el caso de las columnas encamisadas se obtiene una mayor ductilidad. El espesor de las camisas utilizadas fue de 12 mm preparadas con una proporción de mortero de 1:2, los ensayos de resistencia demostraron que las columnas encamisadas a pesar del bajo espesor de camisa alcanzaron resistencias hasta un 47% mayor a las no encamisadas, en los ensayos de deformación lateral y longitudinal se pudo observar que las muestras encamisadas obtuvieron deformaciones mayores hasta en un 80% que las simples, del análisis visual del agrietamiento se pudo determinar que las pieles presentaron un mejor comportamiento denotando una falla dúctil.

(Sirimontree, Witchayangkoon, & Lertpocasombut, 2015), estudiaron el comportamiento de columnas de concreto reforzado encamisadas con barras longitudinales, envolturas de malla y mortero bajo la acción de carga axial. Se ensayaron 6 muestras 5 con camisas y una sin camisa para comparar. Las dimensiones de las columnas sin camisa fueron de 150x150x1500 armadas con 4 varillas longitudinales de 12 mm y con estribos de 6 mm @ 150 y f'c de 115 MPa. Las columnas encamisadas tuvieron como núcleo las mismas dimensiones y armados de las columnas no encamisadas, el encamisado consistió en una armadura esquelética de 4 varillas de 12 mm envuelta en una malla cuadrada soldada, con algunos números de vueltas, esta armadura se revistió con mortero de cemento de un espesor tal que permitía alcanzar una dimensión de la columna de 300x300 mm. Para la fabricación del mortero y concreto se utilizó cemento Portland ordinario, se utilizó una relación agua/cemento de 0.50 para la fabricación del mortero, se obtuvo un f'c promedio del mortero de 21.7 MPa. Del estudio de la gráfica esfuerzo deformación se pudo observar que la muestra envuelta con 13 capas de malla fue la óptima presentando la mayor resistencia y la mayor ductilidad.

(Kaish & Zain, 2015), realizaron un estudio experimental sobre el comportamiento ante carga axial de muestras cilíndricas encamisadas con ferrocemento y además investigaron el efecto del tamaño de la muestra en la acción de confinamiento de la camisa de ferrocemento. Se fundieron y probaron 27 cilindros de hormigón con tres tipos de diámetros de 150, 100 y 75 mm bajo compresión axial, cada diámetro tenía una altura diferente como son 300 mm, 200 mm y 150 mm respectivamente. Nueve cilindros se preparó para cada tamaño, tres sin camisas, tres con una capa de malla y tres con dos capas de malla, el espesor de camisa de ferrocemento se mantuvo constante fijado en 12.5 mm. La resistencia del mortero utilizada fue de 31.5 MPa con una relación agua – cemento de 0.5 y una mezcla con una proporción 1: 2. Se obtuvieron un incremento en la resistencia de las muestras encamisadas de 1.13 a 1.21 en el caso del uso de una sola malla y de 1.25 a 1.48 en el caso de dos mallas.

Las fallas presentadas son subidas en el caso de la camisa reforzada con una sola capa y no así en la camisa con doble malla. Los resultados experimentales demuestran la eficacia de la camisa de ferrocemento en la mejora de la capacidad de absorción de energía, ductilidad. La acción del confinamiento es más eficaz en el caso de muestras pequeñas. Una rama descendente posterior al pico en la curva de tensión-deformación axial se observa en todos los ensayos confinados. El comportamiento tensión-deformación y el patrón de falla indicaron que la camisa de ferrocemento de una sola capa de malla no puede proporcionar confinamiento efectivo; al menos dos capas de malla se requieren para un confinamiento sustancial. Luego del estudio se desprendieron las siguientes conclusiones:



a) La camisa de ferrocemento puede mejorar la capacidad de carga, la ductilidad y la capacidad de absorción de energía de probetas de hormigón. Esta mejora es más prominente en muestras más pequeñas.

b) El patrón de falla y la curva esfuerzo-deformación indica que la camisa de ferrocemento en una sola capa de malla no puede proporcionar confinamiento externo significativo. Sin embargo, doble capa de malla puede proporcionar confinamiento suficiente para mejorar el comportamiento del hormigón confinado.

c) Se propone un modelo de análisis para predecir la resistencia del hormigón confinado con ferrocemento. Los resultados pronosticados coinciden muy estrechamente con los datos de las pruebas disponibles en la literatura.

(Sandowich & Grabowski, 1981), han estudiado el comportamiento tanto a carga axial y carga excéntrica de columnas compuestas circulares hechas de ferrocemento y luego llenas de hormigón, informado de un comportamiento dúctil.

(Balaguru P. , 1988), ha investigado el comportamiento bajo carga axial de un material compuesto de malla de alambre liso y hormigón, observado una mayor resistencia y ductilidad del hormigón confinado.

(Singh & Kaushink, 1988), estudian la eficacia del confinamiento del ferrocemento para la reparación de columnas cortas de hormigón, tanto circulares y cuadradas y lograron una mayor resistencia y ductilidad de los especímenes encamisados; usaron columnas compuestas prefabricadas y reportaron que el uso de malla alrededor de las columnas permitía confinar el núcleo de concreto confiriéndole mayor ductilidad y resistencia.

(Singh, Bansal, Kumar, & Kaushink, 2014), experimentaron el reforzamiento de uniones vigas columnas de pórticos de concreto armado con el uso de camisas de ferrocemento reportando que la capacidad de la unión viga columna se incrementaba notablemente con el sistema. Mostraron que la capacidad a carga última de la unión se incrementaba en un 48% lo cual indica lo ventajoso del uso de las camisas de ferrocemento. Así mismo reportaron que la capacidad de carga hasta el límite de fluencia se incrementó en un 72.72 %. También se mostró un incremento del 79.85 % de incremento de rigidez y un 5.60% de incremento de energía absorbida.

(Ganesan & Anil, 1993), llevaron a cabo un estudio en el cual ensayaron a la compresión una serie de columnas cortas reforzadas, fundidas dentro de moldes de ferrocemento, también ensayaron columnas con encofrado convencional con el fin de cotejar resultados.

Para el caso de las columnas convencionales se ha usado porcentajes de refuerzo transversal de 0.3, 0.6, 0.9 y 1.8, y cuantías volumétricas del orden 1.2, 1.8 y 2.4. Luego de los ensayos de las columnas convencionales, aparecen fisuras verticales alrededor de 1/3 de la máxima carga, a medida que la carga se incrementa los números y anchos de fisuras también lo hacen hasta que se depende el recubrimiento. En el caso de las columnas fundidas dentro del molde de ferrocemento aparecen finas fisuras verticales en la superficie, aproximadamente a 1/3 de la carga última, al incrementar la carga el número de fisuras y su ancho se incrementa pero a una reducida velocidad comparada con las columnas convencionales. El desprendimiento del recubrimiento se da en la última fase de la carga, esto debido a la efectiva acción de confinamiento del encofrado. Esta investigación demostró que puede incrementar notablemente la capacidad y deformación última de las columnas si se utilizan camisas de ferrocemento como elemento confinante.

(Seshu & Rao, 1998), estudiaron la efectividad del confinamiento de columnas de concreto reforzadas, sometidas a cargas de compresión, para lo cual variaron el espaciamiento de los



estribos y lo compararon con la efectividad del uso de camisas de ferrocemento en las cuales variaron el número de capas, es decir la superficie específica.

En el caso de las columnas encamisadas aparecieron fisuras verticales aproximadamente entre el 60 al 70% de la carga última. Luego de pasar de la carga última la malla se pandea y el recubrimiento de mortero que se encuentra sobre la malla empieza a desprenderse. El grado del desprendimiento se vuelve severo cuando la carga se reduce a niveles de alrededor del 0.70 a 0.75 de la carga última. Cuanto mayor sea el factor de superficie específica menor será la disminución de la carga y el grado de desprendimiento. Con este estudio se ha demostrado que las muestras encamisadas tienen mayor ventaja en cuanto a deformación que en ganancia de capacidad con respecto a las columnas convencionales.

El comportamiento a la flexión de vigas de hormigón armado reforzadas con placas delgadas de ferrocemento fueron estudiadas por (Shang, Zeng, & H, 2003). Este estudio consistió en el ensayo de trece vigas reforzadas y dos sin reforzar para realizar un análisis comparativo. El estudio observó el desempeño de las vigas ensayadas, los modos de fallo, deflexión, anchos de fisura. El ferrocemento, obviamente aumento la capacidad de carga, la capacidad al agrietamiento y mejoro la rigidez a la flexión de la viga.

(Tawab, Fahmy, & Shaheen, 2012), realizo una investigación para determinar la eficiencia del uso de encofrados permanentes para el colado del concreto armado, dividió su investigación en cuatro vías: características mecánicas del ferrocemento, estudio de las características de las vigas compuestas, estudio de la permeabilidad a aguas salinas y comportamiento a la flexión de vigas largas. Para determinar las características mecánicas utilizo placas cuadradas de 300 mm x 200 mm de espesor, estas placas estaban reforzadas con diferentes cuantías de acero, en los ensayos realizados se determinó las resistencia a la flexión, al corte y el modulo elástico. La etapa del análisis de vigas compuestas tiene como fin determinar el comportamiento a la flexión de las muestras de hormigón compuestas con placas de ferrocemento ubicadas en las zonas de compresión y tensión, se construyeron las muestras fundiendo un núcleo de concreto reforzado de 75 mm de espesor dentro de dos placas de ferrocemento de 20 mm de espesor, adicionalmente se han fabricado muestras completamente de concreto armado las cuales servirán para efectuar un análisis comparativo de los resultados. La etapa de permeabilidad tiene como fin determinar el comportamiento de la unión entre el ferrocemento y el núcleo de concreto con el pasar del tiempo, para lo cual se ensayaron muestras precargadas con el objeto de representar la grietas iniciales que se forman al momento de recibir la carga, las muestras fueron inmersas en soluciones salinas y periódicamente se tomaron las medidas de la corrosión de la armadura.

Reforzamiento de vigas de concreto reforzado con láminas de ferrocemento fueron estudiadas por (Paramasivam, Lim, & Ong, 1998). En este estudio se puede comparar el nivel de daño de las vigas originales sin el uso de camisas con las vigas reforzadas. El estudio encontró que el ferrocemento es un método práctico para el fortalecimiento y la rehabilitación de estructuras de hormigón armado

(Sandowich & Grabowski, 1981), utiliza encofrado prefabricado de ferrocemento para la construcción de casas en Polonia. La misma tecnología se usó por Rao y Rao ellos reportaron ahorro de alrededor del 18% en el acero y aproximadamente el 80% en el tiempo de construcción en su edificio

El análisis y comportamiento de viga a flexión de ferrocemento se estudió por (Balaguru P. , 1977). Este estudio fue capaz de predecir la capacidad a flexión última, deformaciones y anchos de fisura



de las vigas bajo carga. El estudio también analizó las curvas carga-deflexión, la distribución y anchos de fisura.

Según estudios realizados por (Anugeetha & Sheela, 2010) el uso de camisas de ferrocemento para reforzar vigas con uno, dos y tres capas de malla tejida incrementa la resistencia última en un 6.25%, 50% y 81.25%

(Tawab & Shaheen, 2012), probó a la flexión cuatro vigas, tres compuestas y una simple, de 2.5 m de largo por una sección de 150 x 200 mm. Luego de los estudios se pudo determinar que la resistencia de la muestra encamisada se eleva un 15% con respecto a la no encamisada, esta investigación demostró que encofrados permanentes de ferrocemento pueden ser una propuesta viable en la construcción de edificaciones.

(Tawab, Fahmy, & Shaheen, 2012), también ha investigado la viabilidad y eficacia de usar canales prefabricados de ferrocemento como encofrados permanentes de vigas de concreto armado como reemplazo de los encofrados temporales de madera o metálicos, el programa experimental consistió en el ensayo de algunos núcleos de vigas vaciados directamente en los encofrados tipo canal, los resultados mostraron que este tipo de elementos pueden someterse a grandes deformaciones antes de la falla. Del ensayo realizado se pudo determinar que las vigas con encofrado de ferrocemento eran mucho más dúctiles y resistentes que las vigas de referencia.

El uso de encofrados permanente para vigas a más de su ductilidad ha permitido incrementar la protección del refuerzo contra la corrosión en ambientes agresivos y además incrementar la resistencia a la flexión hasta en un 15% comparando con el sistema tradicional. (Mays & Barnes, 1995)

De los estudios realizados se desprendieron importantes conclusiones que demuestran que el uso de encofrados permanente de ferrocemento son una atractiva alternativa a utilizar dentro de los sistemas de construcción en lugar de los encofrados típicos de madera y/o metal. Este estudio concluyó lo siguiente:

- a) Las vigas de concreto construidas sobre moldes prefabricados de ferrocemento independientemente de la cantidad de mallas y del tipo de acero, incorporan al elemento una alta resistencia mecánica, alta resistencia al agrietamiento, y buenas propiedades de absorción de energía en comparación con las vigas convencionales de concreto reforzado, que tienen las mismas medidas y cantidad de acero.
- b) Aunque las vigas construidas sobre los encofrados permanentes tienen una cantidad más baja de acero que sus similares de concreto, presentan una mayor resistencia al apareamiento de la primera grieta, una mayor carga de servicio y una mayor resistencia a la carga última.
- c) Todas las vigas construidas dentro de los encofrados permanentes han exhibido grandes deformaciones antes de la falla con relaciones de ductilidad elevadas. Los resultados generales muestran un buen desempeño para las vigas construidas dentro de los encofrados permanentes, que pueden ser de cierto mérito tanto en los países desarrollados y en vías de desarrollo.

2.3. Sistemas constructivos estructurales de casas de unos y dos pisos según la norma Ecuatoriana de la construcción 2015 (NEC 15.)

Desde el mes de enero del año del 2015 fue aprobado el nuevo código Ecuatoriano de la construcción y uno de estos capítulos se denomina "VIVIENDAS DE HASTA 2 PISOS CON LUCES DE HASTA 5 m". En este capítulo se dan las limitaciones geométricas que deben cumplir las estructuras de las viviendas para que sean tratadas dentro del capítulo.



Con estas limitaciones la norma pretende que los profesionales de la arquitectura proyecten estructuras sismo resistentes desde su concepción misma, es decir que las estructuras sean lo más simples y simétricas posibles, logrando con ello un comportamiento sísmico adecuado.

2.3.1. Limitaciones de la geometría de la estructura de las viviendas de uno y dos pisos.

La NEC 15 exige cumplir las siguientes limitaciones en cuanto a geometría para que una vivienda sea tratada con el capítulo NEC_SE_VIVIENDA

- a. Las luces no excedan de cinco metros.
- b. No excedan de dos pisos.
- c. La altura de entepiso no debe exceder de 3.0 m.

Sin embargo se considera que estas limitaciones no son suficientes para concebir una arquitectura sismo resistente, por tanto se completa con las siguientes limitaciones obtenidas de la norma "Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado para edificios de tamaño y altura limitados, basados en ACI 318-02".

- a. Diferencia entre luces. Las luces deben ser aproximadamente iguales y la menor de dos luces adyacentes debe ser por lo menos igual al 80% de la luz mayor.
- b. Máxima longitud de voladizos. La longitud de los voladizos no debe exceder de $1/3$ de la longitud del primer vano interior del elemento.

2.3.2. Sistemas estructurales que la norma NEC 15 reconoce para la estructura de casas de uno y dos pisos.

La norma NEC_SE_VIVIENDA contempla los siguientes sistemas estructurales.

- a. Sistema de pórtico de hormigón armado resistente a momentos.
- b. Sistema basado en muros portantes.
- c. Sistema de pórticos de acero.

2.3.3. Sistema de pórtico de hormigón armado resistente a momentos.

Los pórticos de hormigón armado están compuestos por elementos lineales tipo viga y columna. Entre las vigas se extiende una placa alivianada que trasmite una parte de carga a las vigas y otra parte a las columnas. La cimentación de este sistema está compuesto por plintos aislados y cadenas de amarre a nivel de piso.

Según la NEC 15 los pórticos resistentes a momentos son elementos que transmiten las cargas actuantes a la cimentación a través de vigas y columnas. Si los pórticos se diseñan siguiendo los lineamientos establecidos en NEC-SE-HE podrán diseñarse con un factor de ductilidad $R=8$, caso contrario deberá utilizar un valor de $R=3$ permitido en casas de uno y dos pisos.

2.3.4. Diseño de pórticos de concreto reforzado.

Para el diseño de los pórticos de concreto reforzado se siguen los siguientes pasos:

- a. **Pre diseño de los elementos del pórtico.** En esta etapa se determina las dimensiones tentativas que tendrá el pórtico de hormigón armado, es decir se fijan las dimensiones geométricas de las columnas y vigas.



- b. Determinación de cargas.** Los pórticos se dimensionan básicamente para las siguientes cargas:
- a. Cargas muertas.** Las cargas muertas comprenden:
 - i.** Peso propio de los elementos del pórtico, los cuales son calculados tomando una densidad de 24 kN/m^3 del concreto armado.
 - ii.** Carga de los acabados, que consiste en el peso del masillado de piso, instalaciones y pisos. Cuando no se tiene la posibilidad de efectuar un análisis de cargas se puede fijar 1.2 kN/m^2 como carga de acabados.
 - iii.** Carga de paredes, cuando no existe un análisis formal de carga de paredes se pueden adoptar un valor de 3 kN/m^2 .
 - b. Cargas vivas.** Las cargas vivas corresponden a las cargas de ocupación de la estructura, que para el caso de viviendas de uno y dos pisos se establece para entresijos en 2 kN/m^2 y para cubiertas en 1.0 kN/m^2 .
 - c. Cargas de sismo.** Las cargas sísmicas se calculan en base al capítulo NEC_SE_VIVIENDA y se ha establecido un coeficiente sísmico de 0.25.
- c. Análisis estructural de los pórticos.** En base a la geometría, materiales y cargas obtenidas anteriormente se efectúa el análisis estructural cuyo fin es determinar los esfuerzos internos y deformaciones de los pórticos, los cuales se usarán para definir el tamaño definitivo y armadura de los elementos. Los esfuerzos internos a determinar básicamente son los esfuerzos flexionantes y cortante sobre vigas, los esfuerzos de flexo compresión y cortante sobre columnas, y las deformaciones locales y globales. Dado el alto nivel de hiper elasticidad de los pórticos es conveniente el uso de software especializado para llevar efecto tal análisis.
- d. Dimensionamiento de los elementos del pórtico.** En base al análisis estructural se determina las dimensiones definitivas y armaduras de las columnas y vigas del pórtico. El dimensionamiento de estos elementos deben cumplir con condiciones de resistencia y de servicio, es decir deben ser capaces de resistir satisfactoriamente los esfuerzos internos como son esfuerzos de flexión, cortante y flexo compresión; y las deformaciones locales y globales deben estar dentro de los límites establecidos por las normas.
- e. Dimensionamiento de los elementos de apoyo.** Con los resultados obtenidos del análisis estructural, la capacidad admisible del suelo y en base a las reacciones, se determina las dimensiones y armaduras de los elementos de apoyo.
- f. Normativa utilizada.** La normativa utilizada para determinar las cargas y los esfuerzos admisibles de los elementos de los pórticos son los capítulos NEC_SE_VIVIENDA, NEC_SE_CM, NEC_SE_DS, NEC_SE_HM de la norma Ecuatoriana NEC 15 y la normativa de concreto reforzado ACI 318 – 14.

2.3.5. Consideraciones sísmicas para casas de uno y dos pisos.

2.3.5.1. Zonas sísmicas del país.

Según el código ecuatoriano de la construcción NEC 15, el país se encuentra dividido en seis zonas sísmicas, cuyas aceleraciones en roca (Z) se indicaba a continuación:



Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	k 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Figura. 1. Aceleración en roca para las distintas zonas del Ecuador, tomado de la NEC 15.

2.3.5.2. Carga sísmica para casa de uno y dos pisos según el NEC 15.

El cortante basal a emplear para el diseño de las estructuras de las viviendas de uno y dos pisos según el capítulo NEC_SE_VIVIENDA de la NEC 15 se basa en la siguiente expresión.

$$V_{\text{base}} = Z C W / R$$

Dónde:

Z: Factor de zona que depende de la posición geográfica del proyecto y su correspondiente zona sísmica definida en la sección 3.1.1 de la NEC-SE-DS

C: Coeficiente de respuesta sísmica obtenido según Tabla 2.

W: Peso sísmico efectivo de la estructura, igual a la carga muerta total de la estructura

R: Factor de reducción de resistencia sísmica; se debe adoptar de los valores establecidos en la Tabla 3. Según el sistema estructural adoptado.

2.3.5.2.1. Coeficiente de Respuesta Sísmica

El coeficiente de respuesta sísmica se lo obtiene del siguiente cuadro tomado de la NEC 15.

Zona geográfica	C
Costa y Galápagos	2.
Sierra y Oriente	3

Figura. 2 .Coeficientes sísmicos (NEC 15)

2.3.5.3. Sistemas estructurales y coeficiente R de reducción de respuesta estructural.

Los coeficientes de reducción R son expuestos para pórticos momento resistentes de viviendas resistentes a cargas sísmicas, en la siguiente tabla tomada del NEC 15.

Sistema Estructural	Materiales	Coeficiente R	Limitación en altura (número de pisos)
Pórticos resistentes a Momento	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, reforzado con acero laminado en caliente.	3	•2 b



	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, con armadura electro-soldada de alta resistencia.	3.	2
	Acero Doblado en Frío	2.	2 (b)

Figura. 3. Pórticos resistentes a momentos de viviendas resistentes a cargas sísmicas, tomado de la NEC 15

2.3.5.4. Coeficiente sísmico para estructuras de vivienda ubicada en zona II.

Considerado que la zona II se encuentra dentro de la Sierra y Oriente, definimos el factor de respuesta sísmica "C" con un valor de 3.0 y así mismo considerando que los pórticos son de concreto tomamos un factor R de 3.0, por tanto el coeficiente sísmico a utilizar en el diseño de las estructuras de las viviendas se obtiene de la siguiente manera.

$$V_{vasal} = \frac{0.25 * 3 * W}{3}$$

$$V_{vasal} = 0.25 * W$$

2.3.5.5. Dimensiones y armados mínimos de vigas y columna de pórticos resistentes a momentos según la NEC 15.

La Normativa Ecuatoriana en NEC – SE – VIVIENDA establece las dimensiones mínimas que deben cumplir las estructuras de las viviendas de uno y de dos pisos.



Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	altura total de entepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm x cm)	Cuantía Longitudinal Mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado Transversal Mínimo (estribos)
1	Columnas	4.0	2.50	20x20(a)	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			15x20(b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)
2	Columnas	4.0	2.50	Piso 1: 25x25 Piso 2: 20x20	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			20x20 (b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)

Figura. 4 . Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas, tomado de la NEC 15

2.4. Prefabricación y semi prefabricación en la construcción.

La prefabricación en la construcción es un sistema utilizado ya hace varios siglos, se podría decir que nace de la mano de Leonardo da Vinci por el siglo XVI cuando le dieron el cargo de construir algunas ciudades en la región de Loire. En esa época existieron otros proyectos que también dieron inicio a la prefabricación como por ejemplo durante la guerra entre francés e ingleses, Francisco I y Enrique II dentro de sus estrategias consideraron la construcción de pabellones prefabricados de madera para albergar a los soldados, lo que permitía su fácil montaje y desmontaje y así avanzar más rápido hacia la ofensiva. (Fernández & Fernández, 2009)

Se puede definir la prefabricación como el sistema constructivo en el cual la construcción de una obra se reduce a un trabajo en su mayor parte de montaje de elementos previamente construidos en serie en un lugar distinto al sitio de construcción. Una forma de medir el grado de prefabricación de un sistema es en base a la cantidad de residuos generados en obra, mientras menos residuos se generan más efectivo es el sistema. (Fernández & Fernández, 2009)

La prefabricación en muchos casos es visto como un sistema provisional de carácter temporal y de baja calidad, cuando realmente es todo lo contrario la prefabricación permite obtener elementos de excelente calidad y con una notoria reducción de desperdicios debido a su altos sistemas de optimización.



La semi prefabricación en cambio puede ser definida como un sistema en el cual se combinan las dos técnicas, la de prefabricación y la de construcción en sitio buscando sumar las ventajas de los dos sistemas. Es decir ciertos componentes de la obra se fabrican en un sitio distinto a la de su ubicación final y otras partes se construyen directamente en obra. Para el caso de este trabajo en el cual se hace referencia al uso de encofrados permanentes, se entiende que los encofrados constituyen los elementos prefabricados que luego de ser ensamblados en obra, son armados y rellenos de concreto, completando de esta manera la construcción de estructura.

2.4.1. Ventajas de los sistemas semi prefabricados.

La construcción convencional es la actividad productiva menos eficiente que existe, debido a los accidentes elevados que se provoca, dilatación de plazos de obra, elevado costo de la mano de obra y defectos reiterados constructivos. La alternativa a este sistema convencional es la prefabricación (Fernández & Fernández, 2009)

La principal característica de la prefabricación es la construcción modular, en serie y explotación de los avances tecnológicos, obteniéndose productos con alta calidad mecánica y estética, debido a que los productos se elaboran en plantas industriales con estrictos controles de calidad. (Gómez & Muñoz, 2008)

Las principales ventajas que destacan los sistemas de semi prefabricación se los pueden resumir en los siguientes ítems:

1. **Efectividad del curado.** Es posible obtener un curado cien por ciento efectivo de los elementos construidos en taller.
2. **Reducción de las deformaciones a largo plazo.** Se conoce que una de las principales desventajas que presentan los elementos de concreto reforzado, es la tendencia a incrementar con el tiempo sus deformaciones iniciales producto del flujo plástico, estas deformaciones son más críticas en aquellas estructuras que han sido desencofradas prematuramente, pudiendo llegar a ser de 3 a 4 veces la deformación inicial (McCormac, 2014). Por tanto es necesario que las estructuras convencionales permanezcan encofradas 28 días para controlar este fenómeno, esto representa una gran desventaja en cuanto tiempo de ejecución. En su lugar las estructuras prefabricadas no presentan este problema puesto que en el instante de su uso ya poseen por demás la resistencia requerida.
3. **Reducción de los esfuerzos prematuros.** Los elementos lineales como cuellos de columnas, cadenas de amarre y columnas, dentro de un sistema convencional son sometidos a esfuerzos tempranos, como por ejemplo al momento de compactar el suelo alrededor de los cuellos, o al momento del desencofrado. Generalmente estos elementos son sometidos a dichas cargas al día siguiente de su construcción, que aunque son relativamente bajas pueden causar algún daño interno a la estructura del concreto dada su temprana edad.
4. **Facilidad de anclaje de los elementos no estructurales.** Los sistemas de encofrado convencional metálicos de columnas tienen el inconveniente que no es posible perforar dichos elementos con el fin de anclar las varillas de refuerzo que permitan estabilizar las paredes divisorias principalmente cuando estas son de mamposterías. Con el sistema convencional se han empleado prácticas muy cuestionables como doblar y embeber los anclajes dentro de la propia masa de hormigón de la columna, que luego es enderezada pero no sin antes ocasionarles graves lesiones al elemento estructural. Otra práctica quizá más saludable consiste en utilizar anclajes químicos o



mecánicos para fijar los anclajes sobre las columnas, sin embargo este sistema puede resultar muy costoso, y si no se ejecuta adecuadamente puede resultar deficiente, por lo tanto este sistema requiere de una rigurosa inspección. En su lugar el uso de encofrado pre fabricados tiene la misma ventaja de los encofrados de madera en cuanto a la facilidad de perforación que permita un rápido y eficaz anclaje.

5. **Ahorro de mano de obra.** Debido a la construcción en serie de los elementos prefabricados que permiten que la mano de obra se adiestre y a la automatización de los procesos constructivos propios de una planta de producción, se produce un incrementando notable del rendimiento en la producción de elementos con la consecuente disminución del costo de una obra.
6. **Disminución de la obra falsa.** Los procesos constructivos convencionales demandan de una gran cantidad de obra falsa para la construcción de las obras, con los sistemas prefabricados esta obra falsa disminuye hasta un 90% (Mokk, 1973).
7. **Reduce la dependencia del clima.** La construcción convencional puede verse afectada en su rendimiento por factores de tipo climático especialmente en la época invernal, lo cual retrasa notablemente el avance de las obras. El tiempo de exposición con el uso de prefabricados es mucho menor, ya que prácticamente solo el montaje es efectuado en campo, con lo cual lógicamente favorece el avance de una construcción con este tipo de sistema.
8. **Secciones más eficientes.** La construcción convencional exige según normas recubrimientos relativamente grandes en comparación a la construcción prefabricada. Los prefabricados al tener un mejor control de calidad permite reducir su recubrimiento con lo cual los esfuerzos internos disminuyen al incrementarse el brazo mecánico interno, dando como resultado una disminución de secciones.
9. **Mejor calidad de construcción.** El hecho de que los elementos estructurales sean fabricado en planta le infieren una serie de mejoras en cuanto a calidad en comparación con la construcción en obra, por ejemplo permite un mejor control de la mezcla, mejor control del curado, mejor control de las dimensiones del elemento etc.
10. **Reducción de los accidentes laborales.** La prefabricación reduce las cuadrillas de trabajo y permite tener cuadrillas más experimentadas y calificadas que las cuadrillas que se necesitan en las obras convencionales, reduciéndose de esta manera los accidentes laborales (Fernández & Fernández, 2009).

2.4.2. Desventajas de los sistemas semi prefabricados.

Las principales desventajas que presentan este sistema son las siguientes:

1. Es un sistema que no tiene la flexibilidad del sistema convencional en cuanto a la diversidad de formas y acabados, ya que una característica de este sistema es la producción en serie de elementos.
2. Si el sistema prefabricado se hace a base de elementos pos tensados tiene el inconveniente de no lograr uniones monolíticas lo cual reviste de peligro en el caso de estructuras sometida a carga sísmicas tal como ocurrió en Armenia en el año de 1988 en donde se desplomaron algunos edificios prefabricados. En el caso del uso de encofrados colaborantes no es un



inconveniente ya que el núcleo de los elementos estructurales tiene suficiente continuidad y rigidez debido a que las uniones son monolíticas.

3. Como una desventaja adicional se puede señalar que la inversión que se necesita para montar una industria de prefabricados es mucho mayor que la necesaria para la construcción de estructuras in situ (Fernández & Fernández, 2009).



CAPITULO III. DEFINICIÓN ANALÍTICA DE LA GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS APORTICADAS TRADICIONALES.

3.1. Generalidades.

Este capítulo tiene como objetivo definir analíticamente la geometría y dimensiones de los pórticos de estructuras convencionales de concreto reforzado. Esto servirá como base para el diseño de los encofrados permanentes de los diversos elementos que forman parte de la estructura de una vivienda, también servirá para efectuar el análisis comparativo entre el sistema propuesto y el tradicional. La geometría y cargas de estas estructuras están limitado por el alcance planteado en esta investigación.

El sistema estructural convencional en estudio está compuesto por elementos lineales tipo viga y columna, entre las vigas se extiende una placa alivianada que trasmite una parte de las cargas a las vigas y otra parte directamente a las columnas. Los pórticos terminan apoyados sobre una cimentación a base de plintos aislados y cadenas de amarre a nivel de piso.

3.2. Requisitos de estructuras aporticadas.

Con la finalidad de cumplir con el alcance y limitaciones planteadas en los objetivos de esta investigación, las estructuras aporticadas convencionales de hormigón armado deben cumplir con los siguientes requisitos.

Número máximo de pisos. De acuerdo a los alcances de la presente investigación el número de pisos máximo es de dos.

Luz máxima y mínima del vano. La luz máxima ha sido fijado en 4.5 metros tomando como criterio lo establecido en la NEC 15 para casas de dos pisos. Como se demostrara más adelante toda luz menor a 3 metros conduce a una armadura mínima por tal razón este valor se ha adoptado como mínimo.

Diferencia máxima entre vanos. La diferencia de las luces entre vanos se ha fijado en 20%. Este es un parámetro que nos conduce a estructuras regulares ya que permite obtener esfuerzos más o menos uniformes evitando así la concentración de los mismos. Este parámetro ha sido adoptado del ACI 318.

Volado máximo. Con la finalidad de mantener la regularidad de las estructuras evitando la concentración de esfuerzos se ha adoptado como luz de volado máximo un valor calculado como 1/3 de la luz del vano adyacente. Este valor ha sido tomado del manual "Requisitos esenciales para edificios de concreto reforzado" ACI 318-02

Altura de entrepiso. Se considera como luz de entre piso máxima de 2.50, según lo establecido en el capítulo NEC_SE_VIVIENDA de la NEC 15.

Dimensiones mínimas de columnas. Según lo establecido en el capítulo NEC_SE_VIVIENDA del NEC 15 las dimensiones mínimas de columnas son de 200 x 200 mm y 250 x 250 mm para casas de uno y dos pisos respectivamente. Las columnas deben dispone de una armadura longitudinal cuya cuantía mínima debe ser de 1% y la armadura transversal debe como estará constituida por estribos de mínimo 8 mm de diámetro y espaciados a no más de 100 mm.

Dimensiones mínimas de vigas y losa. Según lo establecido en el capítulo NEC_SE_VIVIENDA del NEC 15 las dimensiones mínimas de vigas son 200[B] x 150[H] mm y 200[B] x 200[H] para casas de uno y dos pisos respectivamente. Los espesores mínimos de losas se estipulan en 150



mm y 200 mm para casas de uno y dos pisos respectivamente. Las vigas deben disponer de una armadura longitudinal, tanto superior como inferior, cuya cuantía mínima debe ser de $1.4 / f_y$, y la armadura transversal debe como mínimo estar constituida por estribos de mínimo 8 mm de diámetro, espaciados a no más de 50 mm desde los extremos hasta $\frac{1}{4}$ de la luz y en la longitud restante a no más de 100 mm.

Dimensiones mínimas de la cimentación. Según lo establecido en el capítulo NEC_SE_VIVIENDA del NEC 15, la profundidad mínima de cimentación se establece en un metro, el tamaño mínimo del plinto aislado se establece en 1000 mm y su espesor mínimo de 150 mm, la cuantía mínima de acero se establece en 1.8 %

Número mínimo y máximo de vanos en cada dirección. Con la finalidad de lograr redundancia en las estructuras se ha tomado dos como número mínimo de vanos, como número máximo de vanos se ha tomado cuatro o superior. Estos parámetros han sido adoptados del ACI 318

Capacidad admisible del suelo. Como capacidad admisible del suelo se ha tomado un valor 150 Kpa, por considerar que este valor representa los valores habituales de la capacidad admisibles de suelos considerados regulares.

Carga de acabados. Para los modelos analíticos de diseño se ha adoptado una carga de acabos de 4.20 kN/m², que se obtenido como la suma de un masillado de 40 mm, más un carga de piso de 0.30 kN/M², más una carga de paredes de 3 kN/m². Estos datos han sido obtenidos de la normativa Colombiana NSR 10 ya que la NEC 15 no presenta recomendaciones al respecto.

Carga de uso. Como carga de uso basado en la NEC 15 se adoptado como cargas de entrepiso 2.0 kN/m² y como carga de cubierta 1.0 kN/m².

Carga de escalera. Como carga de escaleras se ha tomado un ancho de escalera 1.0 m, el espesor de la escalera se ha fijado en 120 mm, lo cual ha resultado en una carga de peso propio de 5.52 kN/m². Considerando un área de escalera de 5.55 m² y que el 50% de distribuye en los vanos de losa y el otro 50% en las vigas de apoyo tenemos entonces una carga de 7.0 kN/ml. Esta carga es aproximadamente igual a la carga sobre un vano de losa por tanto se puede representar la carga de escalera con la carga de un vano.

Carga sísmica. Para la determinación de la carga sísmica se tomado un coeficiente sísmico de 0.25. Este valor fue determinado en el capítulo 1, tomando como base el capítulo NEC_SE_VIVIENDA de la NEC 15.

3.3. Definición de los modelos base.

Para el diseño estructural y dimensionamiento de los elementos de concreto reforzado se ha utilizado el software ETABS.

ETABS es un programa de análisis y diseño de sistema de edificaciones, que desde hace más de 40 años ha estado en continuo desarrollo para brindarle al ingeniero una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar. ETABS 2015 posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis, todos integrados usando una base de datos común. Aunque es fácil y sencillo para estructuras simples, ETABS también puede manejar grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción. ETABS es un sistema completamente integrado. Detrás de una interface intuitiva y simple, se encajan poderosos métodos numéricos, procedimientos de diseño y códigos internacionales de diseño que funcionan juntos desde una base de datos. Esta Integración significa que se puede crear solo un sistema de modelo de piso y sistema de barras verticales y laterales para analizar y diseñar el edificio completo. Las convenciones de entrada y de salida usadas corresponden a la terminología



común de edificaciones. Con ETABS, los modelos se definen de forma lógica: piso por piso, viga por viga, columna por columna, tramo por tramo, muros por muros y no como corrientes de puntos y elementos no descritos como lo hacen la mayoría de los programas para fines generales. Así la definición estructural es simple, ordenada y significativa (MANUAL DE ETABS, 2015).

3.3.1. Definición del número de vanos.

Con la finalidad de definir el número de vanos críticos, para la determinación de las estructuras tipo, se ha evaluado la resistencia de las vigas y columnas, en términos de armadura a flexión en vigas y resistencia a flexo compresión en columnas.

Para esta evaluación se ha utilizado un modelo cuya distancia entre ejes se ha fijado en 4.5 metros y se ha variado el número de vanos desde dos hasta cuatro. Las variaciones de resultados para cada caso se exponen en el anexo 2., obteniéndose el siguiente resumen de resultado.

Tabla 1. Resumen de diseño de columnas con variación de vanos.

PLANTA	Ubicación	Sección	Ratio a flexión		
			2 Vanos	3 Vanos	4 Vanos
ALTA	ESQUINERA	T1	0.642	0.656	0.707
	BORDE	T3	0.826	0.892	0.989
	INTERNA	T3	0.895	0.933	1.01
	VOLADO	T3	0.837	0.892	0.935
BAJA		T1	0.933	0.985	1.09

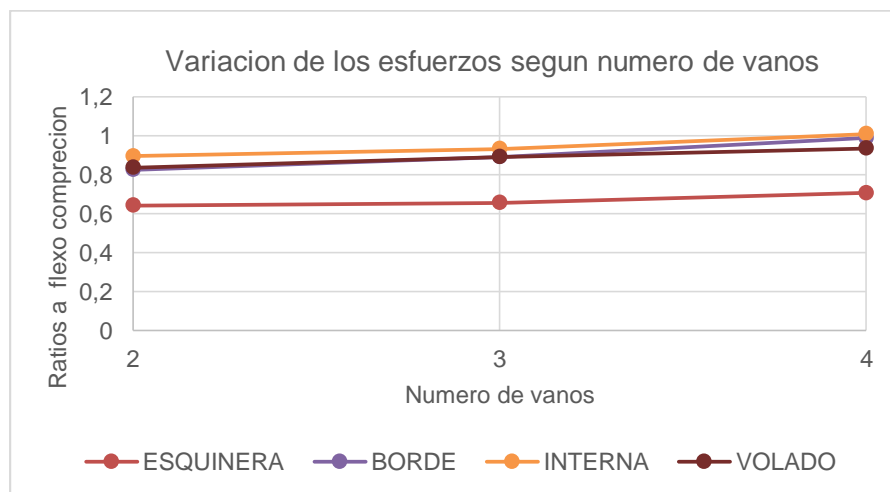


Figura. 5 Variación de los esfuerzos en función del número de vanos.

Como se puede observar en el gráfico precedente los esfuerzos en las estructuras tipo varían levemente con el incremento del número de vanos, por tanto las estructuras tipo se analizarán y diseñarán para cuatro vanos.



3.3.2. Definición de las planimetrías de los modelos.

En base a la información establecida en los ítems anteriores se ha establecido una familia de 16 estructuras regulares de cuatro vanos y dos plantas, formando una matriz de 4 x 4, cuyas variables son las siguientes:

Longitud mínima de vano: 3 metros.

Longitud máxima de vano: 4.5 metros.

Variación en la longitud de los vanos: 0.50 metros.

La matriz de estructuras presenta la siguiente variación de luces.

Tabla 2 Estructuras tipo tradicionales.

FAMILIA DE ESTRUCTURAS									
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA				
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50	
3.00	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	
3.50	T5	T6	T7	T8	T5	T6	T7	T8	
4.00	T9	T10	T11	T12	T9	T10	T11	T12	
4.50	T13	T14	T15	T16	T13	T14	T15	T16	

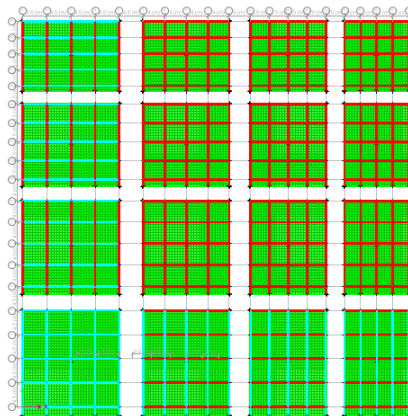


Figura. 6 Matriz de modelos de 4x4.

3.4. Definición de las dimensiones de la familia de estructuras en base a la NEC 15.

En este apartado se determinará en base al código Ecuatoriano de la construcción NEC 15, las dimensiones de los elementos de las estructuras establecidas en la matriz anterior, para lo cual se realizará un cálculo con el sistema de múltiples torres lo cual permitirá dimensionar como un solo cuerpo la matriz de estructuras previamente establecidas.

3.4.1. Dimensionamiento de las columnas.

Para el dimensionamiento de las columnas en función de su ubicación se han establecido los siguientes tipos:

1. Columnas esquineras.
2. Columnas medianeras.
3. Columnas interna.



A continuación se presenta un resumen de las dimensiones de las columnas obtenidas de la matriz de estructuras.

Tabla 3 Columnas tipo.

COLUMNAS	TAMAÑO	ARMADO LONGITUD.	ARMADO TRANSVERSAL
T1	250 X 250	8 Ø 14 (1.97 %)	1 Ø 8 @ 100 (10 cm ² /ml)
T2	300 X 300	8 Ø 16 (1.77 %)	1 Ø 8 @ 100 (10 cm ² /ml)
T3	300 X 300	8 Ø 18 (1.66 %)	1 Ø 8 @ 100 (10 cm ² /ml)

Tabla 4 Resultado del diseño de columnas esquineras.

COLUMNAS DE ESQUINA								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
3.50	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
4.00	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
4.50	T1	T1	T1	T2	T1	T1	T1	T1

Tabla 5 Resultado del diseño de columnas medianeras.

COLUMNAS DE BORDE								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
3.50	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
4.00	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
4.50	T1	T1	T1	T2	T1	T1	T1	T1

Tabla 6 Resultado del diseño de columnas internas.

COLUMNAS INTERNAS								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	T1	T1	T2	T2	T1	T1	T1	T1
3.50	T1	T2	T2	T3	T1	T1	T1	T1
4.00	T2	T2	T3	T3	T1	T1	T1	T1
4.50	T2	T3	T3	T3	T1	T1	T1	T1

Las columnas adyacentes a los volados internos se clasifican simplemente como internas, igualmente las columnas medianeras adyacentes a un volado se la clasifica como simplemente medianera.

3.4.2. Dimensionamiento de las vigas.

Las vigas se clasifican en vigas de borde y vigas internas



Para la matriz de modelo se han establecido dos tipos de secciones:

Las vigas cuya longitud es igual o menor a 4.0 metros se define como sección V1.

Las vigas cuya longitud es mayor a 4.0 metros y menor o igual a 4.5 metros se define como V2.

Tabla 7 Vigas tipo.

B/L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V2
3.50	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V2
4.00	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V2
4.50	V2	V2	V2	V2	V2	V2	V2	V2

Las vigas presentan las siguientes propiedades:

Tabla 8. Dimensiones de las secciones tipo de vigas adoptadas.

Sección Tipo	V1	V2
Base	300 mm	250 mm
Altura	200 mm	300 mm
Armadura superior.	2 Ø 12 mm (2.26 cm ²)	2 Ø 14 mm (3.08 cm ²)
Armadura Inferior.	2 Ø 12 mm (2.26 cm ²)	2 Ø 14 mm (3.08 cm ²)
Estribos Extremos (mínimo)	1 Ø 8 mm @ 50 (20 cm ² /ml)	1 Ø 8 mm @ 50 (20 cm ² /ml)
Estribos Centro (mínimo)	1 Ø 8 mm @ 100 (10 cm ² /ml)	1 Ø 8 mm @ 100 (10 cm ² /ml)

Luego del diseño estructural se obtienen los siguientes resultados.

Las cantidades de acero mínimas colocadas como porta estribos para momento positivo son suficientes para absorber los momentos flectores de toda la matriz de diseño, ya que la cantidad mínima de acero positivo para secciones tipo V1 es de 2.26 cm² y lo máximo exigido en el cálculo es de 2.02 cm², y para el caso de secciones tipo V2 es de 3.08 cm² obteniéndose en el cálculo 3.06 cm² como máximo.

En el caso del acero por corte, la cantidad mínima exigida por la norma en el extremo de la viga es de 10 cm²/ml, lo cual es superior a los armados obtenidos en el diseño cuyo valor máximo es de 3.08 cm²/ml.

Tabla 9 Refuerzo negativo en vigas de borde

Acero por flexión adicional negativo (cm ²) - viga borde								
B / Luz	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	1Ø12/1Ø10	2Ø12/1Ø12	2Ø12/1Ø12	2Ø12/1Ø10	*	*	1Ø10/*	*
3.50	2Ø12/1Ø12	2Ø12/1Ø12	2Ø12/1Ø12	2Ø12/1Ø10	*	*	1Ø10/*	*
4.00	2Ø12/1Ø12	2Ø12/1Ø12	2Ø14/1Ø12	2Ø12/1Ø10	*	1Ø10/*	1Ø10/*	1Ø10/*
4.50	2Ø12/1Ø12	2Ø12/1Ø12	2Ø14/1Ø12	2Ø14/1Ø10	1Ø10/*	1Ø10/*	1Ø12/1Ø10	1Ø10/*



Tabla 10 Refuerzo negativo en vigas internas.

Acero por flexión adicional negativo viga interna								
B / Luz	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	1Ø14 /1Ø10	2Ø12 /1Ø10	2Ø14 /1Ø10	2Ø14 /*	*	*	1Ø10 /*	*
3.50	2Ø12 /1Ø12	2Ø14 /1Ø10	3Ø12 /1Ø10	3Ø14 /*	*	1Ø10 /*	1Ø10 /*	*
4.00	2Ø14 /1Ø10	3Ø12 /1Ø12	3Ø14 /1Ø10	3Ø14 /1Ø10	1Ø10 /*	1Ø10 /*	1Ø12 /*	1Ø10 /*
4.50	2Ø14 /1 Ø12	3Ø12 /1Ø12	3Ø14 /1Ø12	3Ø14 /1Ø10	1Ø10 /*	1Ø10 /*	2Ø12 /1Ø10	1Ø10 /*

3.4.3. Dimensionamiento de las losas.

Las losas fijadas para este proyecto son alivianadas de 200 mm de espesor, para toda la matriz de cálculo.

Se distinguen dos tipos de refuerzo: Refuerzo negativo y refuerzo positivo.

A continuación se presenta un resumen del diseño de las losas.

Los esfuerzos admisibles a corte obtenidos para un metro de losa, aplicado a una sección de 200x200 formado por la presencia de dos nervios por metro lineal, tiene una capacidad admisible ofertante según ACI 318 de 0.57 MPa, lo cual es superior al máximo esfuerzo cortante demandado de la matriz que es de 0.21 MPa.

Tabla 11 Armadura de losas

PANELES								
Armadura negativa @ 500 mm								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	Ø12;2m-1	Ø12;dm-1	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø12	Ø 12	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1
3.50	Ø12;2m-1	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø 12	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1
4.00	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1
4.50	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø12;3m-1	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1	Ø12;2m-1

2m: Doble macizado.

3m: Doble macizado.

Tabla 12 Armadura de losas positiva.

Armadura positiva @ 500 mm								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	Ø 12	Ø 12	Ø 12	Ø 12	Ø 10	Ø 10	Ø 10	Ø 10
3.50	Ø 12	Ø 12	Ø 12	Ø 12	Ø 10	Ø 10	Ø 10	Ø 10
4.00	Ø 12	Ø 12	Ø 12	Ø 12	Ø 10	Ø 10	Ø 10	Ø 10
4.50	Ø 12	Ø 12	Ø 12	Ø 12	Ø 10	Ø 10	Ø 10	Ø 10



3.4.4. Dimensionamiento de la cimentación.

Como previamente se ha establecido la presente investigación se limita a estructuras implantadas sobre suelos de capacidad admisibles aceptables, por tanto se ha adoptado como capacidad admisible del suelo un valor de 150 Kpa, valor comúnmente utilizado en los proyectos de cimentación de viviendas de uno y dos pisos.

La tipología de cimentación utilizada en este proyecto es de plintos aislados, de esta manera se han establecidos las siguientes zapatas tipo:

Tabla 13 Dimensiones y armadura de las secciones tipo.

Tipo	B X L	Altura	Armadura	P ser máxima (KN)
I	1.0 x 1.0	0.20	1 Ø 12 @ 200	150.00
II	1.20 x 1.20	0.25	1 Ø 12 @ 200	216.00
III	1.50 x 1.50	0.30	1 Ø 12 @ 200	338.00
IV	1.60x1.60	0.35	1 Ø 12 @ 180	384.00

Las zapatas se han clasificado en:

Zapatas de esquina.

Zapatas de borde o de medianería.

Zapatas internas o centrales.

Luego del diseño de la cimentación de la matriz de estructuras se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 14 Zapatas esquineras.

B x L	SECCIONES			
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	I	I	I	I
3.50	I	I	I	I
4.00	I	I	I	I
4.50	I	I	I	I

Tabla 15 Zapatas de borde.

B x L	SECCIONES			
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	I	I	I	I
3.50	I	I	I	I
4.00	I	I	I	II
4.50	I	I	I	II



Tabla 16 Zapatas centrales.

B x L	SECCIONES			
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	II	II	II	III
3.50	II	II	III	III
4.00	II	III	III	III
4.50	II	III	III	IV

3.4.5. Influencia de las escaleras.

Los modelos diseñados dentro de la matriz de 4x4 no presentan ductos de escalera. Esto se debe a que las cargas de la escalera es aproximadamente equivalentes a las cargas generadas por los paños de la losa, es decir en el instante que se implanta una escalera se reemplaza el paño de losa por la estructura de la escalera de carga aproximadamente igual al paño. La diferencia entre las cargas de escalera y la carga de ducto es básicamente que la carga de escalera es mucho más concentrada que la del paño, por esta razón se ha efectuado un análisis de esfuerzos para determinar el grado de afectación que se tiene al usar cargas de escalera en lugar de la carga del paño.

La escalera planteada en este proyecto, es una estructura cuyo descanso se apoya a través de tensores en la viga superior. Se ha resuelto de esta manera para evitar la creación de columnas cortas. La escalera presenta las siguientes características:

Ancho de escalera 1.10 m.

Carga muerta por metro lineal: 6.57 kN/ml.

Carga viva por metro lineal: 3 kN/ml.

Las cargas de la escalera se han probado en vigas de borde continuas, de borde discontinuo e interno y se ha obtenido los siguientes resultados.

Tabla 17 Influencia de la cantidad de acero a flexión por el remplazo de la carga de paño por una carga de escalera

	ACERO A FLEXIÓN (cm ²)			
	Viga de Borde (+)	Viga de Borde (-)	Viga interna (+)	Viga interna (-)
Solo paño	2.74	2.74	3.54	4.90
Escalera	3.71	3.41	2.73	5.70
Remanente	0.97	0.67	-0.81	0.80

Como se puede observar en los cálculos en la condición crítica existe un incremento de la cantidad de acero por momento negativo de 0.97 cm², por lo tanto cuando exista la presencia de una escalera se debe incrementar a la viga de apoyo de la escalera y a la viga de apoyo de los tensores de descanso una varilla de 12 mm en los dos extremos superiores de las vigas y una varilla de 10 mm de diámetro en la parte inferior de las mencionadas vigas.



CAPITULO IV. DEFINICIÓN ANALÍTICA DE LAS DIMENSIONES DE LOS ENCOFRADOS PERMANENTES.

Este capítulo tiene como objetivo definir el sistema constructivo a base de encofrados permanentes para estructuras aporricadas de uno y dos pisos.

El sistema constructivo estará formado por los siguientes elementos:

- Encofrados permanentes tipo charola para plintos.
- Encofrados permanentes tipo caja para cuellos de columnas.
- Encofrados permanentes tipo canal para cadenas de amarre.
- Encofrados permanentes tipo caja para columnas.
- Encofrados permanentes tipo canal para vigas principales y secundarias.
- Encofrados permanentes para losas.

4.1. Dimensionamiento de los encofrados.

Para el dimensionamiento de los encofrados se ha tomado como base las siguientes consideraciones.

1. El espesor de los encofrados se ha fijado en 25 mm, por considerar que este espesor permite absorber fácilmente la mayoría de los esfuerzos por montaje y presión de hormigón fresco, como se demostrada más adelante. Este espesor permite proteger y cubrir la armadura esquelética del encofrado y además es un espesor utilizado en proyectos similares como por ejemplo en trabajos realizados por A.B.M.A. Kaish.
2. Los encofrados estarán compuestos por una armadura esquelética definida por una malla electro soldada, cuyos alambres disponen de un diámetro de 4 mm y presentan espaciamientos de 100 mm por 100 mm en ambas direcciones. Estas características de las mallas se han obtenido en base a numerosos cálculos que se presentaran más adelante.
3. Los encofrados estarán conformados por dos capas de malla de metal expandido. La razón por la cual se ha utilizado la malla de metal expandido se debe básicamente a cuestiones económicas, ya que conduce a los costos más bajos de producción. El número de mallas se ha fijado en dos por recomendaciones de investigadores como (KAISH A. A., ALAM, JAMIL, & WAHED, 2013), quien concluyo en su investigación *"El diagrama esfuerzo-deformación indica que la piel de ferrocemento con una sola capa de malla no puede proporcionar confinamiento externo significativo. Sin embargo, doble capa de malla puede proporcionar confinamiento suficiente para mejorar el comportamiento del hormigón confinado"*. (ALAA, 2006) también utilizo en sus investigaciones dos capas de mallas para la investigación del comportamiento de vigas encofradas con ferrocemento.

Las cargas consideradas para el diseño de los encofrados está compuesta por el peso propio, el peso del hormigón fresco cuya densidad se ha fijado en 22 kN/m³ y por la carga viva de montaje que según lo establecido en el capítulo 1 se ha fijado en 2.5 kN/m².

4.1.1. Encofrados permanentes tipo charola para plintos.

Los encofrados utilizados para los plintos del sistema constructivo están formados por cajas en forma de charolas. La mayor dimensión de la ceja de la charola se ha fijado en 250 mm.

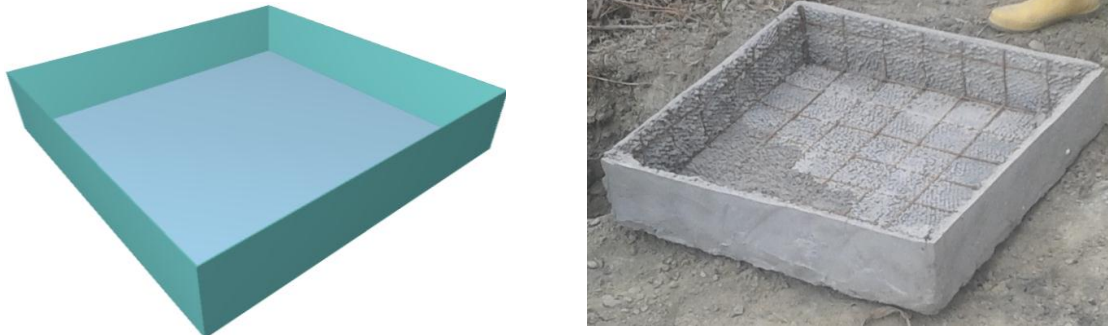


Figura. 7 Geometría y foto del encofrado de plinto

El encofrado debe estar en la capacidad de resistir sin deformarse la presión del hormigón fresco.

Luego del análisis con elementos finitos tenemos los siguientes resultados con respecto a los momentos flectores principales.

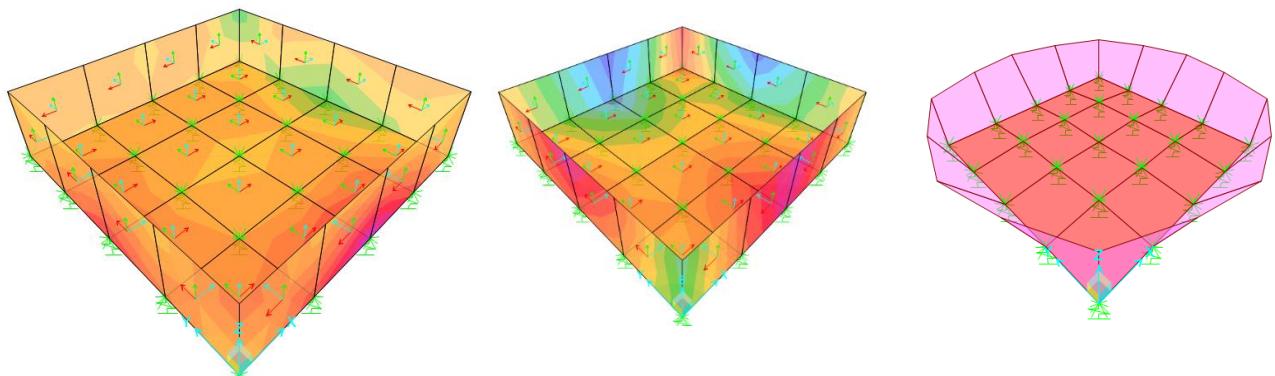


Figura. 8 Momentos flectores, cortantes y deformaciones sobre el encofrado de la zapata.

El momento flector demandante es de 0.19 kN.m/m y el cortante 0.60 kN/m. El momento admisible según el ACI 318 para una piel de 25 mm de espesor armado con una malla de 4 mm de diámetro y un espaciamiento en ambas direcciones de 100 mm es de 0.43 kN.m/m. La resistencia admisible al cortantes es de 7.16 kN/m superior al valor requerido. La deformación máxima para una sección agrietada es de 0.7159 mm, que resulta menor al valor máximo adoptado como válido fijado en 1.25 mm. Por tanto el diseño es satisfactorio.

Los encofrados de las zapatas estarán compuesto por una placa de ferrocemento de 25 mm de espesor, reforzado con una malla esqueletal electro soldada de 4 mm de diámetro espaciada 100 mm en ambas direcciones, más dos capas de mallas de metal expandido de 0.45 mm de diámetro cuyo rombo tiene un tamaño de 15 por 7 mm. La resistencia del mortero será de 21 MPa y de la malla electro soldad de 500 MPa.

4.1.2. Encofrados permanentes tipo prisma para cuellos de columna.

Los encofrados para los cuellos de columnas son prismas de base cuadrada cuyo lado se ha fijado en 250 mm, esto de acuerdo al diseño planteado en este estudio.

Las cargas consideradas sobre este encofrado, básicamente se tratan de la presión del concreto fresco. La altura del cuello se ha fijado en 110 mm por tanto la presión del hormigón fresco en la base del cuello sería de 24 kN/m².

Los esfuerzos sobre el encofrado serían los siguientes.

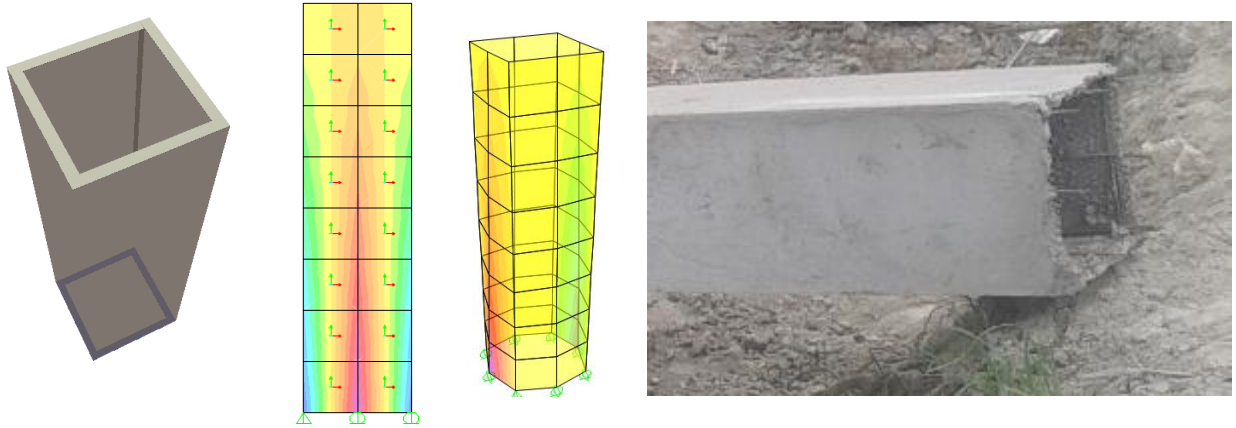


Figura. 9 Diagramas de momento flector, cortante y deformaciones de los encofrados.

El momento flector máximo obtenido tiene un valor de 0.10 kN.m/m, el corte máximo 1.7 kN/m y una deformación de 0.02 mm.

El momento flector resistente para un espesor de piel de 25 mm, reforzado con malla electro soldada de 4 mm de diámetro espaciada 100 mm en cada dirección es de 0.43 kN.m/m. El cortante resistente es de 7.15 kN/m. La deformación permisible es de 0.83 mm. Por lo tanto el diseño es satisfactorio.

Los encofrados de cuello tendrán un espesor de 25 mm, reforzado con una malla esquelética electro soldada de 4 mm de diámetro espaciada 100 mm en ambas direcciones, más dos capas de mallas de metal expandido de 0.45 mm de diámetro cuyo rombo tiene un tamaño de 15 por 7 mm. La resistencia del mortero será de 21 MPa y de la malla electro soldada de 500 MPa.

4.1.3. Encofrados permanentes tipo canal para cadenas de amarre.

Los encofrados de las cadenas de amarre son en forma de canal, cuyas dimensiones de los labios se han fijado en 150 mm por 150 mm de ancho.

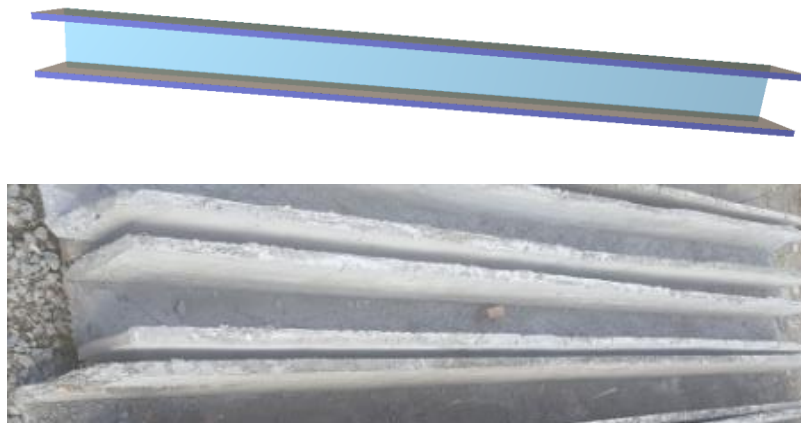


Figura. 10 Encofrado para cadenas

Las cargas con las cuales se ha diseñado el encofrado de cadenas corresponden al hormigón fresco.

La presión máxima de hormigón fresco sobre la pestaña del encofrado es de 4.4 kN/m^2 , lo cual produce un cortante de 0.616 kN/m y un momento flector de 0.040 kN.m valores inferiores a los esfuerzos resistentes para una sección de 25 mm de espesor reforzado con malla de 4 mm de diámetro con separaciones de 100 mm .

Los encofrados de las cadenas estarán compuestos por una placa de ferrocemento de 25 mm de espesor, reforzado con una malla esquelética electro soldada de 4 mm de diámetro espaciada 100 mm en ambas direcciones, más dos capas de mallas de metal expandido de 0.45 mm de diámetro cuyo rombo tiene un tamaño de 15 por 7 mm . La resistencia del mortero será de 21 MPa y de la malla electro soldada de 500 MPa .

4.1.4. Encofrados permanentes tipo caja para columnas.

Los encofrados para las columnas están fijados en prismas de 250 mm por 250 mm de base con una altura de 2400 mm . Al igual que los demás elementos los encofrados de las columnas tienen un espesor de 25 mm y están reforzados con una malla electro soldada de 4 mm de espesor con separaciones en ambos sentidos de 100 mm .

La carga que actúan sobre el encofrado es únicamente la presión del hormigón fresco con un valor de 52.8 kN/m^2 en la base y de 0 en la parte superior.

Los esfuerzos determinados a través de un análisis de elementos finitos es de 0.27 kN.m/m para el momento flector, 4.35 kN/m para el corte, 10.89 kN/m como esfuerzo de membrana y una deformación máxima de 0.5 mm

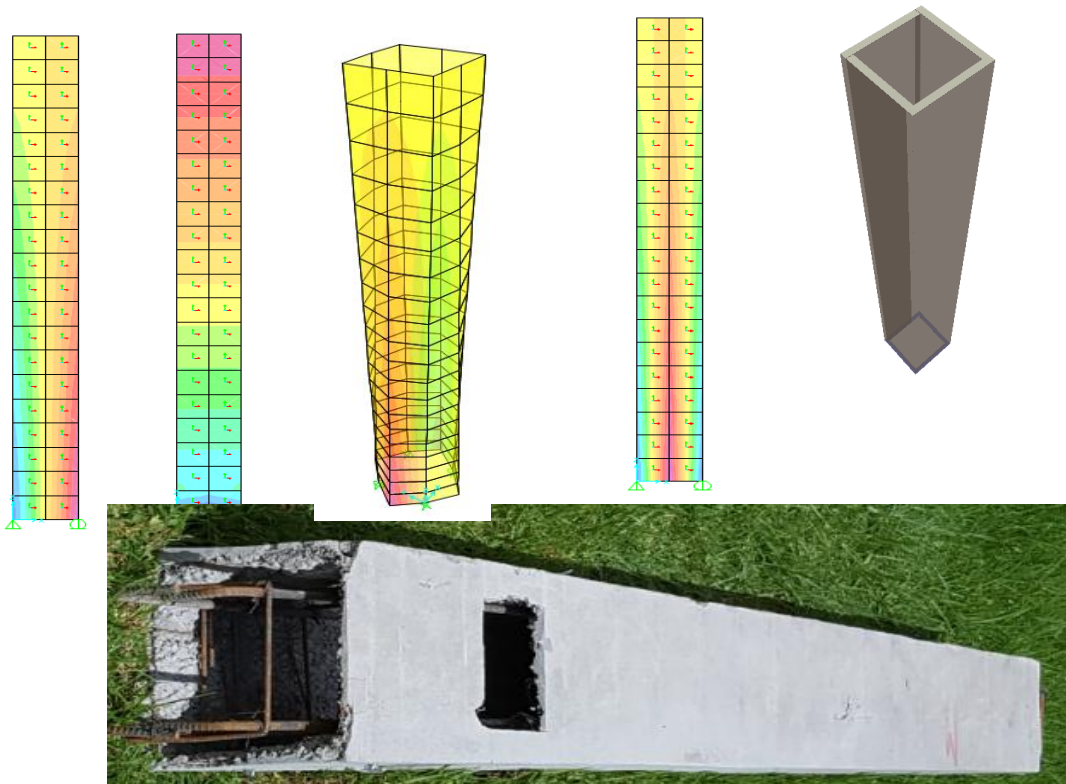


Figura. 11 Esfuerzos de flexión, esfuerzos cortantes, esfuerzos de membrana y deformaciones

Los esfuerzos en los encofrados de las columnas son inferior a la resistencia de la piel de 25 mm reforzada, cuya resistencia se determinó anteriormente.

Por tanto los encofrados de columnas estarán compuestos por piel de ferrocemento de 25 mm de espesor, reforzado con una malla esquelética electro soldada de 4 mm de diámetro espaciada 100 mm en ambas direcciones, más dos capas de mallas de metal expandido de 0.45 mm de diámetro cuyo rombo tiene un tamaño de 15 por 7 mm. La resistencia del mortero será de 21 MPa y de la malla electro soldada de 500 MPa.

4.1.5. Encofrados permanentes tipo canal para vigas principales y secundarias.

Los encofrados para las vigas aéreas están definidos como secciones tipo canal. En el presente proyecto se han establecido tres tipos de vigas: Vigas principales y secundarias de 250 mm por 300 mm y de 250 mm por 350 mm, y vigas intermedias de 200 mm por 200 mm.

Las vigas medianeras se han definido con un labio 100 mm mayor, con el fin de que dichos elementos remplacen los encofrados perimetrales.

Los encofrados son de 250 mm de espesor, armados con malla electro soldada de 4.0 x 100 x 100 mm más dos capas de malla de metal expandido.



Figura. 12 Encofrado de viga perimetral

El principal problema a resolver en este encofrado es determinar la separación de los puntales, de tal manera que sea estable y seguro durante la etapa de colado.

Basados en ACI 318 se ha determinado la resistencia a flexión y corte de los encofrados, dando los siguientes resultados.

Tabla 18 Momento resistentes de los encofrados de vigas

Encofrado	Armadura		Momento Resistente kN.m		Cortante resistente (kN)
	Positiva	Negativa	Positivo	Negativo	
250 x 300	3 Ø 4 mm	2 Ø 4 mm	3.13	2.13	20.0
250 x 350	3 Ø 4 mm	2 Ø 4 mm	4.00	2.70	25.0
200 x 200	3 Ø 4 mm	2 Ø 4 mm	3.00	2.00	16.0

Las cargas consideradas sobre los encofrados son las siguientes.

Carga muerta:

Viga de 250x300: 1.20 kN/m.



Viga de 250x350: 1.50 kN/m.
Tablero e= 100 mm: 2.40 kN/m²

Carga Viva = 2.50 kN/m².

Para no sobrepasar la capacidad admisible de las vigas de borde se debe apuntalar máximo en las distancias indicadas en las siguientes tablas.

Tabla 19 Distancia de apuntalamiento de encofrados de borde para vigas de 250x300

Encofrado de viga de 250x300			
Ancho tributario	Wu kN/ml	Sep. puntales (m)	Mu (kN.m)
3.00	11.01	1.00	1.09
3.50	12.61	1.00	1.25
4.00	14.20	1.00	1.40
4.50	15.80	1.00	1.56

Tabla 20 Distancia de apuntalamiento de encofrados de borde para vigas de 250x350.

Encofrado Vigas de 250x350			
Ancho tributario	Wu kN/ml	Sep. puntales (m)	Mu (kN.m)
3.00	11.37	1.00	1.12
3.50	12.97	1.00	1.27
4.00	14.56	1.00	1.43
4.50	16.16	1.00	1.59

Para vigas internas tenemos las siguientes distancias entre apuntalamientos.

Tabla 21. Distancia de apuntalamiento de encofrados internos para vigas de 250x300

Encofrado de viga de 250x300			
Ancho tributario	Wu kN/ml	Sep. puntales (m)	Mu (kN.m)
3.00	20.58	1.00	2.03
3.50	23.77	0.80	1.49
4.00	26.96	0.80	1.69
4.50	30.15	0.80	1.90

Tabla 22. Distancia de apuntalamiento de encofrados de borde para vigas de 250x350

Encofrado Vigas de 250x350			
Ancho tributario	Wu kN/ml	Sep. puntales (m)	Mu (kN.m)
3.00	20.94	1.00	2.06
3.50	24.13	1.00	2.37
4.00	27.32	1.00	2.68
4.50	30.51	0.80	1.90

Por tanto los encofrados de vigas estarán compuestos por una piel de ferrocemento en forma de canal de 25 mm de espesor, reforzado con una malla esquelética electro soldada de 4 mm de diámetro espaciada 100 mm en ambas direcciones, más dos capas de mallas de metal expandido de 0.45 mm de diámetro cuyo rombo tiene un tamaño de 15 por 7 mm. La resistencia del mortero será de 21 MPa y de la malla electro soldada de 500 MPa. La separación de los puntales se obtendrá de las tablas arriba indicadas.

4.1.6. Encofrados permanentes para losas.

Como encofrado de losa se ha propuesto un panel macizo de 50 mm, para la cual se ha planteado el uso de una viga secundaria en el centro del panel y se ha determinado el tipo de malla a usar.

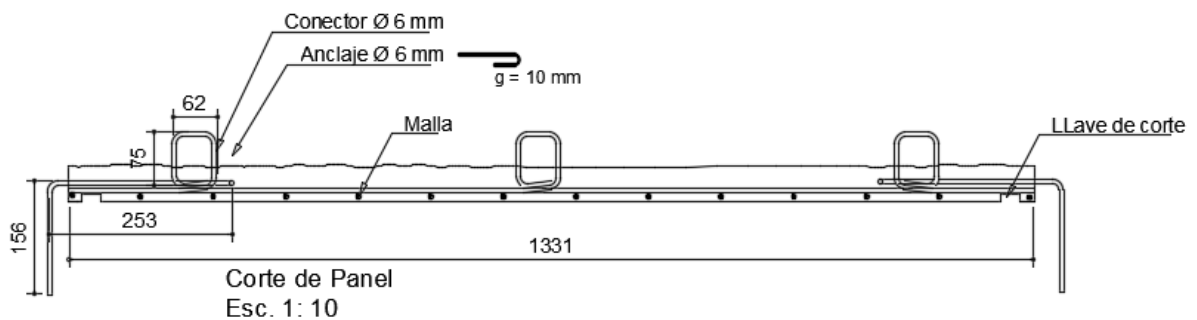


Figura. 13 Geometría de encofrado de losa

Según ACI 318 el panel presenta un momento resistente positivo de 2.78 kN.m. Las cargas que actúan en este panel en la fase constructiva son las siguientes.
 Carga muerta, que viene a ser el peso propio del panel, que equivale a 2.4 kN/m².
 Carga viva, fijada en 2.4 kN/m² de acuerdo a la literatura consultada.



Con la información precedente se determina la malla a usar.

Tabla 23 Diseño de encofrado de losas.

Panel de encofrado					
Long Vano	Sep. Viga (m)	Malla	\emptyset Mn (kN.m)	Wu kN/ml	Mu (kN.m)
3.00	1.375	4.5 x 10 x10	2.16	5.92	1.40
3.50	1.625	4.5 x 10 x10	2.16	5.92	1.95
4.00	1.875	5 x 10 x 10	2.61	5.92	2.60
4.50	2.125	6 x 10 x 10	3.61	5.92	3.34

Analizando la tabla precedente se puede determinar que para todos los vanos se necesitan un apoyo intermedio.

4.2. Dimensionamiento de las estructuras de las viviendas con la inclusión de los encofrados permanentes.

Investigaciones realizadas por Lalaj, P Rathish Kumar, Takiguhi & Abdullah y muchos otros investigadores han demostrado que el uso de camisas de ferrocemento en la construcción columnas y vigas incrementan notablemente la ductilidad de dichos elementos en comparación con elementos de concreto convencionales, esto sumado al uso de estructuras regulares, pórticos con vigas descolgadas, podría llevar a incrementar el valor R, sin embargo debido a lo complejo que resultaría la justificación de un valor de R mayor al plantado en la norma, lo cual conduciría a una nueva investigación, se ha optado por mantener el valor de R en 3.

4.3. Planteamiento del sistema estructural.

Las principales diferencias entre el sistema tradicional y el propuesto en esta investigación son las siguientes:

1. Los encofrados de los diferentes componentes de los sistemas son prefabricados y permanentes.
2. El sistema de entrepiso y/o cubierta es en base de una placa maciza fundida sobre un encofrado permanente macizo que se apoya sobre vigas peraltadas.

Para la determinación de las dimensiones del sistema constructivo investigado, se ha efectuado un análisis estructural y posterior dimensionamiento en concreto armado de los diferentes elementos que forman parte del sistema. El análisis estructural y dimensionamiento de dichos elementos se ha efectuado considerando la acción conjunta de las pieles prefabricadas y los núcleos colados in situ. Para efectuar dichos cálculos se ha utilizado la herramienta informática ETABS cuyas características se han definido en el capítulo anterior.

Para definir las dimensiones de los elementos que forman parte de las estructuras se ha modelado una matriz de estructuras de viviendas de dos pisos de cuatro por cuatro, lo cual produce un total



de 16 modelos. En las cuales se ha variado la distancia entre ejes desde un valor de tres metros hasta un valor de cuatro metros con variaciones de medio metro, y así mismo en sentido transversal los pórticos tienen idénticas variaciones en cuanto a su distancia. En los modelos se ha considerado la proyección de un volado de longitud igual a un tercio de luz del vano adyacente.

El análisis y dimensionamiento de las estructuras se ha efectuado utilizando el código Ecuatoriano de la Construcción NEC 15 y el código de concreto armado ACI 318 -14.

Las cargas utilizadas para el dimensionamiento de los sistemas son:

Tabla 24 Cargas de los modelos.

Carga Muerta	
Peso propio	24 kN/m ³
Carga de acabados	1.2 kN/m ²
Carga de paredes	3.0 kN/m ²
Carga Viva	
Entrepiso	2.0 kN/m ²
Cubierta	1.0 kN/m ²
Carga sísmica	
Coefficiente	0.25

Una diferencia entre las estructuras tradicionales y las estructuras propuestas en este estudio radica en el tipo de losa a utilizar. En el caso del modelo tradicional se usan losas alivianadas en dos direcciones, en tanto que en esta investigación se utilizan losas macizas armadas en una dirección, esto se debe a que en un sistema semi prefabricado los paneles son unidireccionales.

4.4. Dimensiones de los elementos estructurales.

Luego del análisis y diseño de los elementos estructurales se obtienen los siguientes resultados.

4.4.1. Dimensiones de zapatas.

Se han clasificado las zapatas en medianeras, esquineras y centrales. El diseño se ha efectuado en base a las reacciones para condiciones de servicio obtenidas de la matriz de estructuras, cuyos valores son los siguientes:

Tabla 25 Reacciones columnas esquineras.

REACCIONES COLUMNAS ESQUINERA				
B x L	REACCIONES CM+CV (KN)			
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	48.81	54.13	60.00	65.21
3.50	54.18	60.00	66.00	72.31
4.00	59.40	65.85	72.45	79.15
4.50	64.90	71.93	79.11	86.39

Tabla 26 Reacciones columnas medianeras.



REACCIONES COLUMNAS DE BORDE				
B x L	REACCIONES CM+CV (KN)			
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	90.36	102.50	114.85	128.76
3.50	100.69	114.85	128.76	143.90
4.00	110.88	126.32	141.59	158.41
4.50	121.52	138.58	155.42	173.80

Tabla 27 Reacciones columnas centrales.

REACCIONES COLUMNAS CENTRALES				
B x L	REACCIONES CM+CV (KN)			
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	171.78	195.82	219.42	245.38
3.50	198.16	226.28	253.92	283.94
4.00	224.87	257.23	289.05	323.27
4.50	250.57	287.03	322.93	361.16

Para el diseño de la cimentación se tomara como base una resistencia de suelo igual a 150 kN/m^2 , parámetro explicado en el capítulo anterior. En base a esta capacidad admisible y a las reacciones previamente calculadas se ha procedido a definir cuatro tipos de zapatas. Las pieles de las zapatas se han reforzado con una malla esqueletal de 4 mm de diámetro cuyos alambres están separados 100 mm. La geometría, armado adicional y capacidad de carga se presenta en el siguiente cuadro.

Tabla 28 Zapatas tipo.

Tipo	B X L (mm)	Altura (mm)	Armadura	P ser. maxima (KN)
I	1000 x 1000	150.00	1 Ø 10 mm @ 250 mm	150.00
II	1200 x 1200	200.00	1 Ø 10 mm @ 250 mm	216.00
III	1500 x 1500	250.00	1 Ø 10 mm @ 250 mm	338.00
IV	1600 x 1600	250.00	1 Ø 10 mm @ 220 mm	384.00

En base a la capacidad admisible de cada zapata tipo se ha procedido a asignar una tipo a cada columna de la matriz de estructuras.

Tabla 29 Zapatas asignadas a columnas esquineras.

ZAPATAS ESQUINERAS



B x L				
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	I	I	I	I
3.50	I	I	I	I
4.00	I	I	I	I
4.50	I	I	I	I

Tabla 30 Zapatas asignadas a columnas de borde.

ZAPATAS DE BORDE				
B x L				
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	I	I	I	I
3.50	I	I	I	I
4.00	I	I	I	II
4.50	I	I	II	II

Tabla 31 Zapatas asignadas a columnas centrales

ZAPATAS CENTRALES.				
B x L	REACCIONES CM+CV (KN)			
	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	II	II	III	III
3.50	II	III	III	III
4.00	III	III	III	III
4.50	II	III	III	IV

4.4.2. Dimensiones de columnas.

Se ha clasificado las columnas en medianeras, esquineras y centrales. El diseño se lo ha efectuado en base a las combinaciones de cargas, para los estados límites de resistencia, obtenidas de la matriz de estructuras.

La definición de los diagramas de iteración de las columnas se ha efectuado considerando la contribución del refuerzo de la camisa prefabricada.

El acero esquelético usado para la fabricación de las camisas de ferrocemento es una malla electro soldada, cuya dimensión de los alambres transversales y longitudinales es de 4 mm con una separación de 100 mm en ambas direcciones, esta mallas aportan con 1.36 cm^2 de acero de refuerzo.

Luego de realizar algunas iteraciones se ha llegado a definir las siguientes secciones tipo.

Tabla 32 Columnas tipo.



COLUMNAS	TAMAÑO (mm)	ARMADO LONGITUD ADICIONAL	ARMADO TRANSVERSAL ADICIONAL
T1	250 X 250	8 Ø 12 (1.66 %)	1 Ø 8 @ 120 (8.33 cm ² /ml)
T2	300 X 300	8 Ø 12 (1.16 %)	1 Ø 8 @ 120 (8.33 cm ² /ml)
T3	300 X 300	4 Ø 14 + 4 Ø 12 (1.33 %)	1 Ø 8 @ 120 (8.33 cm ² /ml)

Las columnas esquineras de los modelos estructurales de la matriz de viviendas es el siguiente:

Tabla 33 Columnas de esquina.

COLUMNAS DE ESQUINA								
B x L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
3.50	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
4.00	T1	T1	T2	T2	T1	T1	T1	T1
4.50	T1	T1	T2	T3	T1	T1	T1	T1

Los tipos previamente establecidos han sido probados a través de una simulación numérica y se ha obtenido los siguientes resultados en cuanto a su resistencia a flexo compresión biaxial.

Tabla 34 Comprobación a flexo compresión.

RATIO A FLEXO COMPRESIÓN								
B x L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	0.70	0.80	0.89	0.69	0.32	0.38	0.44	0.60
3.50	0.79	0.89	0.69	0.98	0.38	0.44	0.57	0.69
4.00	0.88	0.70	0.70	0.98	0.44	0.56	0.58	0.68
4.50	0.68	0.77	0.95	0.83	0.57	0.66	0.68	0.76

Como se puede observar los valores obtenidos son inferiores a la unidad, lo cual demuestra la eficiencia del diseño.

La cantidad de acero por corte necesario se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 35 Acero al corte requerido.

Acero por corte máximo (cm ²)								
B x L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08
3.50	2.08	2.08	2.50	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08
4.00	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08
4.50	2.08	2.08	2.50	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08

Como se puede observar el acero calculado es inferior al acero adoptado como mínimo definido en 8.33 cm²/ml.

Las columnas medianeras de los modelos estructurales de la matriz de viviendas es el siguiente:

Tabla 36 Columnas de medianería.



COLUMNAS DE BORDE								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
3.50	T1	T1	T1	T2	T1	T1	T1	T1
4.00	T1	T1	T2	T2	T1	T1	T1	T1
4.50	T1	T2	T2	T3	T1	T1	T1	T1

Los tipos previamente establecidos han sido probados a través de una simulación numérica y se ha obtenido los siguientes resultados en cuanto a su resistencia a flexo compresión biaxial.

Tabla 37 Comprobación a flexo compresión.

RATIO A FLEXO COMPRESIÓN								
B x L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	0.69	0.78	0.86	0.73	0.43	0.48	0.55	0.63
3.50	0.80	0.90	0.76	0.75	0.51	0.58	0.66	0.75
4.00	0.94	0.79	0.70	0.61	0.70	0.72	0.75	0.81
4.50	0.77	0.87	0.95	0.84	0.70	0.80	0.82	0.92

Como se puede observar los valores obtenidos son menores a la unidad, lo cual demuestra la eficiencia del diseño.

La cantidad de acero por corte necesario se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 38 Acero por corte.

Acero por corte máximo (cm ²)								
B x L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08
3.50	2.08	2.08	2.00	2.00	2.08	2.08	2.08	2.08
4.00	2.08	2.08	2.50	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08
4.50	2.08	2.08	2.50	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08

Como se puede observar el acero calculado es inferior al acero adoptado como mínimo definido en 8.33 cm²/ml.

Las columnas centrales de los modelos estructurales de la matriz de viviendas es el siguiente:

Tabla 39 Columnas internas.



COLUMNAS INTERNAS								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	T1	T1	T1	T2	T1	T1	T1	T1
3.50	T1	T1	T2	T2	T1	T1	T1	T1
4.00	T1	T2	T3	T3	T1	T1	T1	T1
4.50	T2	T2	T3	T3	T1	T1	T1	T1

Los tipos previamente establecidos han sido probados a través de una simulación numérica y se ha obtenido los siguientes resultados en cuanto a su resistencia a flexo compresión biaxial.

Tabla 40 Comprobación a flexo compresión.

Ratio a flexo compresión								
B x L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	0.74	0.88	0.99	0.91	0.41	0.48	0.49	0.50
3.50	0.87	1.00	0.95	0.89	0.47	0.54	0.55	0.56
4.00	0.99	0.96	0.85	0.93	0.53	0.55	0.66	0.75
4.50	0.96	1.02	0.95	0.96	0.54	0.60	0.73	0.83

Como se puede observar los valores obtenidos son menores a la unidad, lo cual demuestra la eficiencia del diseño.

La cantidad de acero por corte necesario se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 41 Acero por corte.

Acero por corte máximo (cm ²)								
B x L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	2.08	2.08	2.08	2.508	2.08	2.08	2.08	2.08
3.00	2.08	2.08	2.00	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08
3.50	2.08	2.08	2.50	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08
4.00	2.08	2.08	2.50	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08
4.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08

Como se puede observar el acero calculado es inferior al acero adoptado como mínimo definido en 8.33 cm²/ml.

4.4.3. Dimensiones de las vigas.

Como ya se ha citado anteriormente, el sistema estructural propuesto está conformado por losas unidireccionales apoyadas sobre vigas principales. Se debe aclarar que esta aseveración es válida para la fase constructiva en donde la unidireccionalidad de las placas de encofrado es evidente, sin embargo una vez que se ha colado monolíticamente la placa de encofrado con la losa y las vigas perimetrales, se puede asegurar que el trabajo se torna en dos direcciones.

Las vigas en este sistema se han dividido en vigas principales y vigas secundarias. Las vigas principales son aquellas que brindan apoyo a las placas de encofrado y a las vigas secundarias. Dentro de las vigas principales se distinguen dos tipos vigas de borde y vigas internas. Las vigas



de borde son las que reciben solo un extremo del tablero de encofrado en tanto que las vigas internas son las que reciben dos bordes.

Para definir las secciones de las vigas tipo se ha considerado la contribución del acero de refuerzo de los encofrados. El acero esquelético de los encofrados se ha definido en malla electro soldada de 4 mm de espesor con separación en ambos sentidos de 100 mm.

Para el presente proyecto se han definido dos tipos de vigas:

Tabla 42 Secciones tipo de vigas.

Sección Tipo	V1	V2
Base	250 mm	250 mm
Altura	300 mm	350 mm
Armadura superior.	2 Ø 12 mm (2.26 cm ²)	2 Ø 14 mm (3.08 cm ²)
Armadura Inferior.	2 Ø 12 mm+ 3 Ø 4 mm (2.64 cm ²)	2 Ø 14 mm+ 3 Ø 4 mm (3.50 cm ²)
Estribos Extremos (mínimo)	1 Ø 8 mm @ 150 (7.5 cm ² /ml)	1 Ø 8 mm @ 150 (7.5 cm ² /ml)

Tabla 43 Asignación de viga tipo.

VIGA TIPO								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V1
3.50	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V1
4.00	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V1
4.50	V2	V2	V2	V2	V1	V1	V1	V1

Las secciones arriba indicadas, luego del diseño muestran las siguientes cantidades de acero.

Tabla 44 Cantidades de acero por momento negativo.

Viga de borde								
Acero por flexión negativo (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	3.16/2.22	3.71/2.29	4.35/2.38	3.57/2.63	1.89/1.13	2.22/1.29	2.22/1.51	2.43/1.75
3.50	3.54/2.41	4.15/2.59	4.18/2.22	4.52/2.63	2.10/1.28	2.22/1.42	2.31/1.69	2.68/1.93
4.00	3.91/2.73	3.90/2.44	4.83/2.51	5.38/2.71	2.22/1.44	2.22/1.63	2.47/1.85	2.87/2.02
4.50	3.58/2.56	4.64/2.99	5.26/2.87	5.83/3.02	2.22/1.64	2.24/1.80	2.67/2.0	3.10/2.22

Como se puede analizar en el cuadro precedente, la armadura negativa porta estribo no ha sido suficiente para cubrir la demanda de esfuerzos, ya que la cantidad de acero ofertada que es de 2.26 cm² y 3.08 cm² para la viga "V1" y "V2" respectivamente no cubren la demanda que es superior a los valores anotados. Por lo tanto se hace necesario la inclusión de refuerzo en las vigas.

Tabla 45 Acero por momento negativo adicional al mínimo establecido.



Viga de borde								
Acero por flexión adicional (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	1Ø12 /*	1Ø14 /*	2Ø12 /*	1Ø12/*	*	*	*	1Ø10 /*
3.50	1Ø14 /*	2Ø12 /*	2Ø12 /*	1Ø14/*	*	*	1Ø10 /*	1Ø10 /*
4.00	1Ø12 /1Ø10	2Ø12 /1Ø10	2Ø14 /1Ø10	2Ø14/*	*	*	1Ø10 /*	1Ø10 /*
4.50	1Ø12 /*	1Ø14/*	2Ø12/*	2Ø14/*	*	*	1Ø10 /*	1Ø12 /*

* No se necesita refuerzo negativo (adicional al acero mínimo adoptado)

Para el acero positivo se presenta los siguientes valores.

Tabla 46 Acero positivo requerido.

Viga de borde								
Acero por flexión positivo (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	2.20/1.07	2.22/1.02	2.22/1.02	2.63/0.88	1.09/0.33	0.44/1.08	1.32/0.26	1.47/0.25
3.50	2.22/1.24	2.22/1.18	2.22/1.08	2.63/0.75	1.19/0.40	0.48/1.17	1.44/0.32	1.65/0.36
4.00	2.22/1.42	2.22/1.04	2.22/1.18	2.63/1.13	1.30/0.46	0.52/1.25	1.60/0.43	1.79/0.40
4.50	2.22/1.24	2.22/2.38	2.40/1.35	2.80/1.31	1.44/0.58	0.55/1.33	1.77/0.64	1.92/0.48

La demanda de acero positivo es menor que la oferta del acero mínimo, por tanto no es necesario la inclusión de refuerzo.

La cantidad de acero necesaria por cortante es la siguiente:

Tabla 47 Acero por corte necesario.

Viga de borde								
Acero por corte (cm ² /ml)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	4.16	3.27	3.51	3.55	1.93	2.09	2.29	2.43
3.50	4.41	3.57	3.8	3.83	2.7	2.27	2.39	2.57
4.00	4.72	3.86	4.06	4.08	2.88	2.43	2.55	2.65
4.50	4.85	5.22	4.19	4.29	3.06	2.57	2.65	2.76

La cantidad de acero por cortante demandada es inferior a la ofertada, por tanto no se requiere más acero que el mínimo previamente establecido.

La cantidad de acero longitudinal por flexión negativa requerido para la viga interna es la siguiente:

Tabla 48 Cantidad de acero por momento negativo requerido.



Viga interna								
Acero por flexión negativo (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	3.44/2.22	4.15/2.35	5.25/2.58	6.01/2.76	2.11/1.28	2.22/1.51	2.58/1.76	3.16/2.12
3.50	3.86/2.67	4.66/2.75	6.03/2.54	6.69/3.10	2.22/1.44	2.22/1.68	2.80/2.40	3.52/2.22
4.00	4.39/3.08	5.31/2.49	6.39/2.74	7.28/3.39	2.22/1.60	2.33/1.94	3.21/2.22	3.93/2.22
4.50	4.74/2.74	5.22/2.49	6.90/3.0	7.75/3.67	2.22/1.95	2.57/2.15	3.53/2.22	4.29/2.22

En muchos puntos se supera la cantidad de acero mínimo establecido previamente por tanto es necesario la inclusión de refuerzos negativos.

Tabla 49 Acero de refuerzo adicional al mínimo.

Viga interna								
Acero por flexión adicional negativo (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	1Ø14 /*	2Ø12 /1Ø10	2Ø12 /1Ø10	2Ø14/*	*	*	1Ø10 /*	1Ø12 /*
3.50	2Ø12 /1Ø10	2Ø14 /1Ø10	3Ø14 /1Ø10	3Ø14/*	*	*	1Ø10 /*	1Ø14 /*
4.00	2Ø12 /1Ø10	2Ø14 /1Ø10	3Ø14 /1Ø10	3Ø14*	*	1Ø10 /*	1Ø12 /*	2Ø12 /*
4.50	2Ø12/*	2Ø12/*	3Ø14/*	4Ø14/1Ø10	*	1Ø10 /*	1Ø14 /*	2Ø12 /*

* No se necesita refuerzo negativo (adicional al acero mínimo adoptado)

La cantidad de acero positivo requerido es el siguiente:

Tabla 50 Cantidad de acero positivo requerido.

Viga interna								
Acero por flexión positiva (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	0.66/2.22	0.48/2.29	0.28/2.98	0.61/3.64	0.00/1.32	0.00/1.77	0.18/2.22	0.16/2.22
3.50	0.74/2.22	0.57/2.55	0.57/3.33	0.71/4.05	0.10/1.47	0.12/1.97	0.16/2.22	0.15/2.39
4.00	0.85/2.29	0.72/2.80	0.40/3.61	0.56/4.50	0.20/1.60	0.12/2.15	0.15/2.22	0.18/2.65
4.50	1.11/2.22	0.73/2.89	0.52/3.80	0.71/4.80	0.23/1.74	0.16/2.22	0.15/2.28	0.27/2.88

En muchos puntos se supera la cantidad de acero mínimo establecido previamente por tanto es necesario la inclusión de refuerzos positivos.

Tabla 51 Acero positivo adicional al mínimo.



Viga interna								
Acero por flexión positivo (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	*	*	*/1Ø10	*/1Ø12	*	*	*	*
3.50	*	*	*/1Ø10	*/1Ø12	*	*	*	*
4.00	*	*/1Ø10	*/1Ø12	*/1Ø14	*	*	*	*/1Ø10
4.50	*	*	*/1Ø12	*/1Ø14	*	*	*	*/1Ø10

* No se necesita refuerzo positivo (adicional al acero mínimo adoptado)

La cantidad de acero por cortante requerido es el siguiente.

Tabla 52 Acero por cortante requerido.

Viga interna principal								
Acero por corte (cm ² /ml)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	4.12	4.67	5.2	5.46	2.57	2.78	3.13	3.15
3.50	4.53	5.14	5.54	6.05	2.81	3.06	3.34	3.46
4.00	5	5.65	6.1	6.56	3.09	3.38	3.63	3.38
4.50	5.15	5.76	6.28	6.79	3.24	3.56	3.91	4.07

Como se puede analizar en el cuadro precedente no se necesita más acero por cortante que el previamente establecido como mínimo.

Dentro del sistema propuesto en esta investigación, se cuenta con tableros de encofrado permanente que se extienden unidireccionalmente entre las vigas principales de la estructura. Con la finalidad de disminuir el espesor de los tableros, se ha propuesto el uso de una viga de apoyo intermedia entre las vigas principales. La sección propuesta presenta la siguiente geometría y armadura.

Tabla 53 Geometría y armadura de viga secundaria.

Sección Tipo	V1
Base	200 mm
Altura	200 mm
Armadura superior.	2 Ø 10 mm (1.56 cm ²)
Armadura Inferior.	2 Ø 12 mm+ 3 Ø 4 mm (1.94 cm ²)
Estribos	Malla 2.51 cm ² /ml

La cantidad de acero negativo requerido por esta viga de apoyo es la siguiente.

Tabla 54 Cantidad de acero negativo requerido para viga secundaria.



Acero por flexión negativo (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	1.05/0.50	1.11/0.62	1.20/0.76	1.27/0.82	0.55/0.27	0.69/0.34	0.86/0.42	1.07/0.53
3.50	1.08/0.53	1.11/0.66	1.26/0.82	1.43/0.93	0.58/0.29	0.73/0.36	0.91/0.45	1.11/0.57
4.00	1.11/0.55	1.11/0.68	1.33/0.86	1.57/1.01	0.6/0.3	0.75/0.37	0.94/0.46	1.11/0.59
4.50	1.11/0.59	1.17/0.76	1.55/1.00	1.89/1.11	0.60/0.3	0.76/0.38	0.95/0.47	1.11/0.60

En la estructura de pórticos de 4.5 metros de luz se supera la cantidad de acero mínimo ofertado, siendo necesario el refuerzo de esa estructura.

Tabla 55 Acero por flexión adicional.

Acero por flexión adicional negativo (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	*	*	*	*	*	*	*	*
3.50	*	*	*	*	*	*	*	*
4.00	*	*	*	*1Ø10	*	*	*	*
4.50	*	*	*	*1Ø10	*	*	*	*

* No se necesita refuerzo negativo (adicional al acero mínimo adoptado)

La cantidad de acero positivo demandado por la viga de apoyo es el siguiente.

Tabla 56 Acero positivo requerido.

Acero por flexión positivo (cm ²)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	0.22/0.77	0.29/0.98	0.37/1.11	0.41/1.11	0.14/0.43	0.17/0.54	0.21/0.65	0.26/0.77
3.50	0.22/0.85	0.33/1.09	0.40/1.11	0.46/1.11	0.14/0.47	0.18/0.6	0.22/0.73	0.28/0.87
4.00	0.27/0.91	0.34/1.11	0.42/1.11	0.50/1.20	0.15/0.5	0.18/0.65	0.23/0.81	0.29/0.97
4.50	0.29/1.04	0.38/1.11	0.49/1.32	0.59/1.46	0.15/0.52	0.19/0.68	0.23/0.88	0.30/1.06

La cantidad de acero positivo requerido es inferior a la cantidad de acero mínimo previamente establecido para la viga de apoyo por tanto no requiere refuerzo.

La cantidad de acero por cortante requerido por la viga de apoyo es la siguiente.

Tabla 57 Acero por cortante requerido por la viga de apoyo.



Acero por corte (cm ² /ml)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	1.34	1.43	1.43	1.43	0.79	0.87	0.96	1.08
3.50	1.42	1.5	1.5	1.5	0.83	0.91	1.01	1.12
4.00	1.47	1.54	1.54	1.54	0.85	0.94	1.05	1.15
4.50	1.57	1.67	1.67	1.67	0.85	0.96	1.07	1.18

La cantidad de acero por cortante demandado es inferior a la cantidad de acero previamente establecido por tanto no es necesario más acero.

4.4.4. Dimensiones de las losas.

Las losas del presente proyecto están formadas por losas macizas de 50 mm coladas sobre tableros prefabricados. La armadura de los tableros prefabricados está constituido por malla electrosoldada. Esta armadura es considerada como parte del refuerzo positivo de la losa. Como armadura superior se ha planteado utilizar otra malla electro soldada, formada por alambres de 5 mm de espesor espaciadas 100 mm en ambas direcciones proporcionando 1.96 cm²/ml lo cual equivale a 5.5 kN/ml.

Tabla 58. Momento resistente positivo de los tableros con e=10 mm.

Losas e = 10 mm		
Long Vano	Malla	Ø Mn (kN.m)
3.00	4.5 x 10 x10	5.16
3.50	4.5 x 10 x10	5.16
4.00	5 x 10 x 10	6.32
4.50	6 x 10 x 10	8.94

El análisis estructural de las losas se ha efectuado considerando que las losas trabajan como elementos Shell, para lo cual se efectuó un análisis a través de elementos finitos utilizado el software "ETABS" el cual fue descrito en el capítulo anterior.

Los paneles de losa con un extremo discontinuo presentaron los siguientes momentos flectores negativos.

Tabla 59 Momentos flectores negativos - borde discontinuo.

BORDE DISCONTINUO								
Momento negativo kN.m/m								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	0.85	1.05	1.28	1.00	0.50	0.60	0.63	0.73
3.50	1.02	1.26	1.55	1.23	0.60	0.72	0.74	0.87
4.00	1.28	1.55	1.53	1.57	0.72	0.87	0.87	1.03
4.50	1.00	1.23	1.18	1.21	0.83	1.02	1.00	1.19

Ninguna estructura supera el momento negativo resistente ofertado de 5.5 kN/ml, por tanto no se requiere refuerzo adicional.



Los paneles de losa con un extremo continuo presentaron los siguientes momentos flectores negativos.

Tabla 60 Momentos flectores negativos - borde continuo.

BORDE CONTINUO								
Momento negativo kN.m/m								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	3.55	4.57	5.70	5.36	2.05	2.65	3.32	4.05
3.50	4.02	5.16	6.44	6.10	2.32	3.00	3.74	4.57
4.00	4.60	5.88	7.31	6.97	2.66	3.41	4.24	5.15
4.50	4.53	5.87	7.39	7.13	2.96	3.78	4.68	4.48

En algunos bordes de las estructuras se superan los momentos flectores resistentes ofertados con la armadura base, por tanto es necesario su refuerzo.

Tabla 61 Refuerzo del borde continuo por flexión negativa.

BORDE CONTINUO								
Armadura negativa @ 500 mm								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	*	*	L=1m, B/2=1m, 1 Ø4@ 100	*	*	*	*	*
3.50	*	*	L=1m, B/2=1m, 1 Ø4@ 100	L=1m, B/2=1m, 1 Ø4@ 100	*	*	*	*
4.00	*	*	L=1m, todo, 1 Ø4@ 100	L=1m, todo, 1 Ø4@ 100	*	*	*	*
4.50	*	L=1m, B/2=1m, 1 Ø4@ 100	L=1m, todo, 1 Ø4@ 100	L=1m, todo, 1 Ø4@ 100	*	*	*	*

Los paneles presentaron los siguientes momentos flectores positivos.

Tabla 62 Momentos flectores positivos.

Momento positivo kN.m/m								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	2.06	2.46	3.08	2.73	1.26	1.51	1.82	2.24
3.50	2.84	2.99	3.43	3.43	1.48	1.76	2.18	2.50
4.00	3.10	3.66	4.33	4.43	1.83	2.14	2.48	2.87
4.50	3.71	4.37	5.09	5.35	2.00	2.40	2.80	3.30

Ninguna estructura supero el momento flector positivo resistente, previamente establecido para el tablero de encofrado.

Los esfuerzos de corte calculado para los tableros de las estructuras presentaron los siguientes resultados.

Tabla 63 Esfuerzos de corte de los paneles de losa.

Esfuerzos de corte (MPa)								
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA			
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50
3.00	0.04	0.05	0.07	0.06	0.02	0.02	0.03	0.04
3.50	0.04	0.05	0.07	0.06	0.02	0.02	0.03	0.04
4.00	0.06	0.07	0.09	0.08	0.03	0.04	0.05	0.06
4.50	0.06	0.07	0.09	0.08	0.03	0.04	0.05	0.06

De acuerdo al ACI 318 los esfuerzos de corte no superaran 0.57 MPa, lo cual es superior a los valores de trabajo de los tableros, por tanto el diseño es apropiado.

4.5. Procedimiento de encofrados de los diferentes elementos y sus conexiones.

Las conexiones entre los diferentes encofrados siguen los procedimientos habituales de los encofrados comunes con algunas diferencias que se detallan a continuación.

4.5.1. Encofrados de zapatas.

Una vez que la actividad de excavación y compactación del fondo se ha llevado a efecto, se coloca sobre dicho relleno el encofrado de la zapata, previo a una capa de arena de 50 mm de espesor que servirá para nivelar el encofrado.

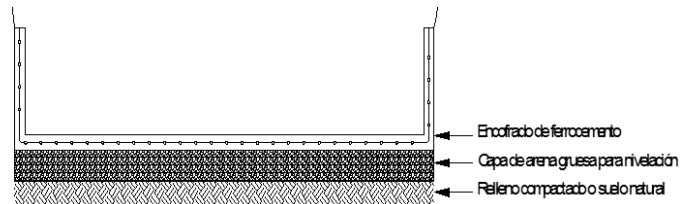


Figura. 14 Ubicación de encofrado dentro de la excavación

Una vez instalado el encofrado de la zapata se procede a ubicar el acero de refuerzo de la zapata sobre alzas de concreto simple previamente instaladas.

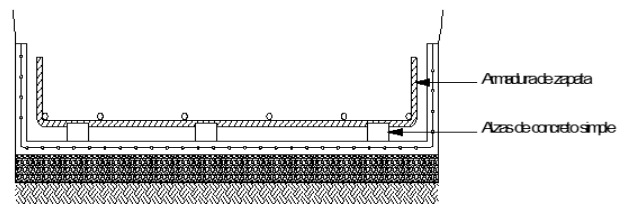


Figura. 15 Colocación de alzas y armadura

4.5.2. Encofrados de cuellos de columna.

Una vez que el encofrado de zapata y su armadura han sido ubicados, se procede a apoyar la armadura de la columna previamente insertada en el encofrado del cuello sobre la armadura de la zapata. El encofrado del cuello se ubica sobre dos apoyos elaborados en varilla de 12 mm de diámetro que tienen la función de mantener el encofrado a nivel superior de la zapata con el fin de lograr una unión monolítica entre el cuello de columna y la zapata.

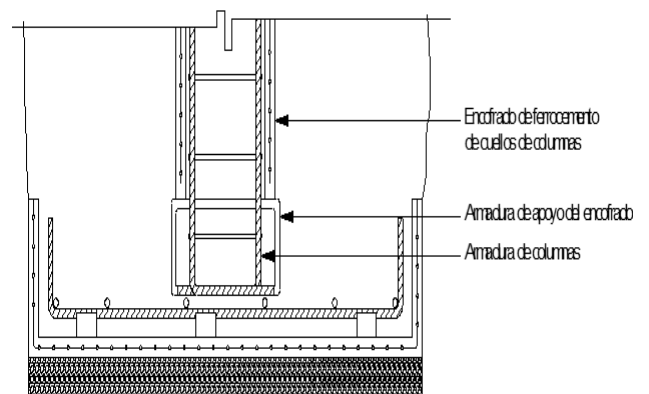


Figura. 16 Apoyo de armadura de columna y encofrado de cuello de columna sobre armadura de zapata

Una vez que se ha encofrado la zapata y el cuello de columna se procede con la fundición de las zapatas y acto seguido se procede a tender una lámina de plástico en el concreto fresco de la zapata para posteriormente rellenar y compactar con el suelo del sitio los laterales del cuello.

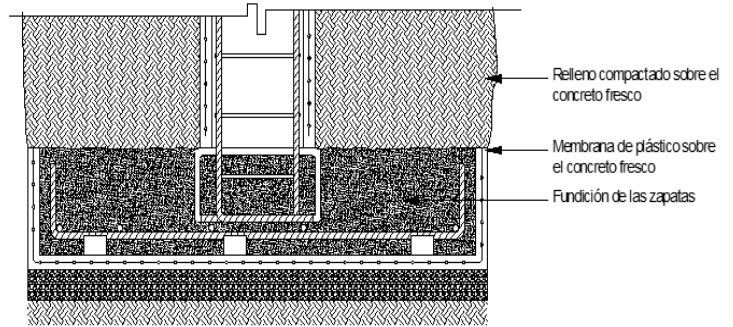


Figura. 17 Fundición de la zapata y relleno de cuellos sobre hormigón fresco

Se considera que el relleno compactado sobre el hormigón en estado plástico es más conveniente que el relleno compactado sobre hormigones endurecidos con edades que fluctúa entre 24 o 48 horas que es lo habitual en las construcciones convencionales, esto por dos razones.

- El hormigón fresco sometido a presión ayuda a eliminar el aire de la mezcla y por ende incrementa su densidad y capacidad.
- El hormigón de temprana edad (24 a 48 horas), sometido a cargas de presión por compactación puede sufrir fisuración importante, ya que aún no tienen la resistencia suficiente para soportar carga, lo cual puede conllevar a una falla prematura o convertirse en un elemento propenso al ataque los agentes agresores del medio como sulfatos o cloruros, conduciendo a un decremento de la vida útil de la estructura.

Una vez que el relleno se ha completado, se procede al colado del hormigón del cuello.

El sistema constructivo planteado puede lograr en un solo día ejecutar tareas que en el sistema tradicional tomaría 4 días, ya que en el sistema tradicional se necesita un día para la construcción del hormigón de limpieza y nivelación, otro día para la fundición de las zapatas, un tercer día para la fundición de cuellos y un cuarto día para la compactación del espacio lateral a los cuellos. Otras ventajas del sistema radica en:

- La compactación de los laterales se efectúan sobre los encofrados.
- La camisa de ferrocemento es un sistema efectivo de curado del núcleo del elemento, ya que impide la fuga del agua. Mientras que en el sistema tradicional rara vez se curan estos elementos.

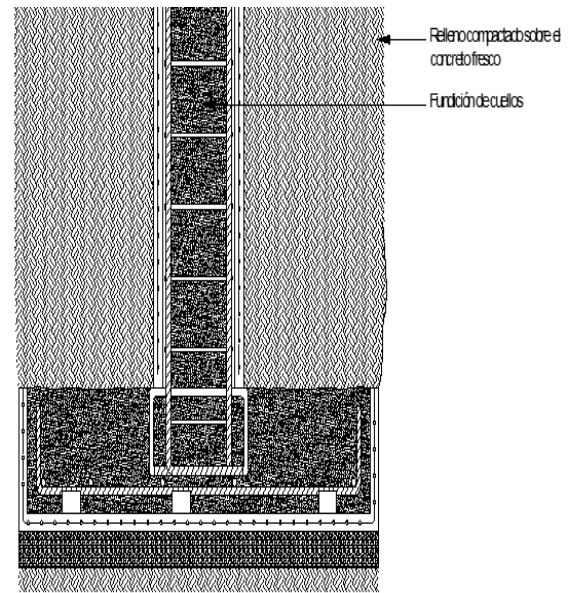


Figura. 18 Fundición de cuellos.

4.5.3. Encofrados de cadenas.

Luego que las excavaciones acanaladas para la colocación de las cadenas se ha efectuado, se procede a colocar los encofrados tipo canal de ferrocemento en estas excavaciones previo a la colocación de una capa de 50 mm de arena gruesa que permite nivelar y adaptar al encofrado al suelo del fondo de la excavación.

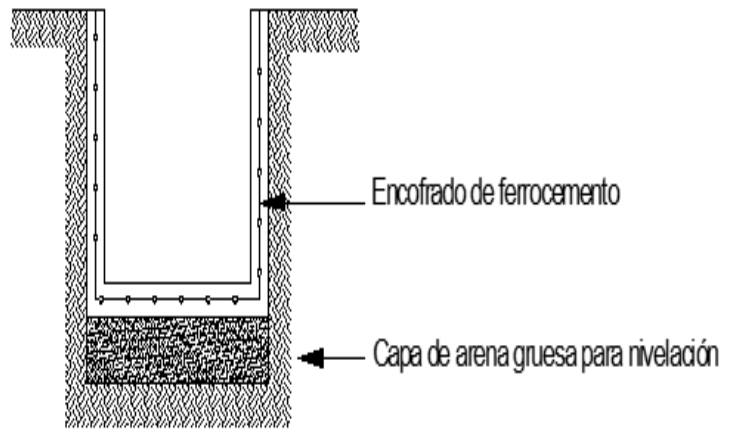


Figura. 19 Encofrado de cadenas

La unión de estos encofrados con las columnas se los efectúa a tope. Los encofrados laterales de las columnas deben ser cortados en las intersecciones con las cadenas con el fin de permitir una unión monolítica.

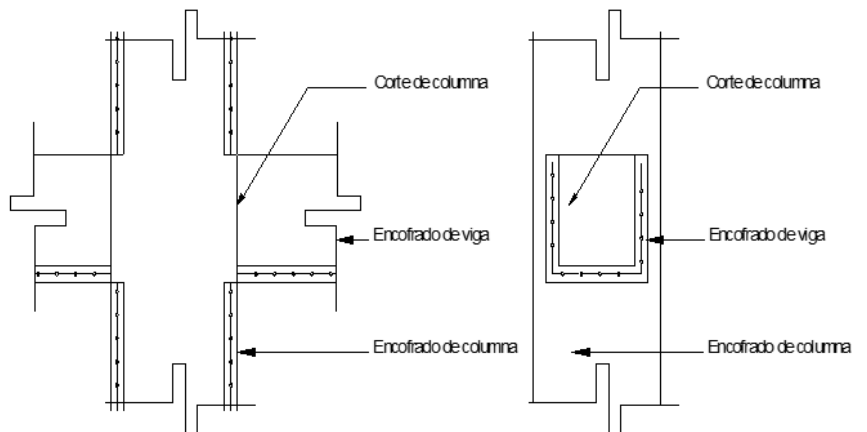


Figura. 20 Unión de encofrados de cadenas y columnas (Corte y vista frontal)

Luego que el encofrado de cadenas ha sido colocado, se procede a la instalación del acero de refuerzo constituido por barras longitudinales y refuerzo transversal. Terminada esta actividad se procede con la fundición de las cadenas de amarre.

Las ventajas de la utilización de encofrados permanentes en cadenas son las siguientes:

- La excavación es mucho menor que en el sistema convencional, ya que en el sistema tradicional se debe excavar más allá del ancho de las cadenas con el fin de ubicar elementos de encofrado y sus apoyos, que son retirados luego de la fundición, situación que no existe en los encofrados permanentes.
- En el sistema constructivo propuesto no existe el rubro de relleno compactado tras cadenas ya que la excavación se hace al ancho de la cadena.
- Los encofrados permanentes sirven como elementos retenedores del agua y por tanto permiten un adecuado curado de los elementos, situación que no sucede en el sistema tradicional.

4.5.4. Encofrados de columnas.

Las ventajas de este sistema en comparación al tradicional son las siguientes.

- El encofrado permanente de las columnas permite mantener la humedad del núcleo, siendo un efectivo sistema de curado. En su lugar el sistema tradicional necesita mantener por algunos días el encofrado o necesita algún sistema de curado, como por ejemplo el uso de recubrimientos plásticos que rara vez se utiliza en la práctica.
- En los procesos de desencofrado de los sistemas convencionales las columnas son sometidas a cargas relativamente importantes, cuando el concreto aún está endureciendo. Esto no sucede en el encofrado permanente.

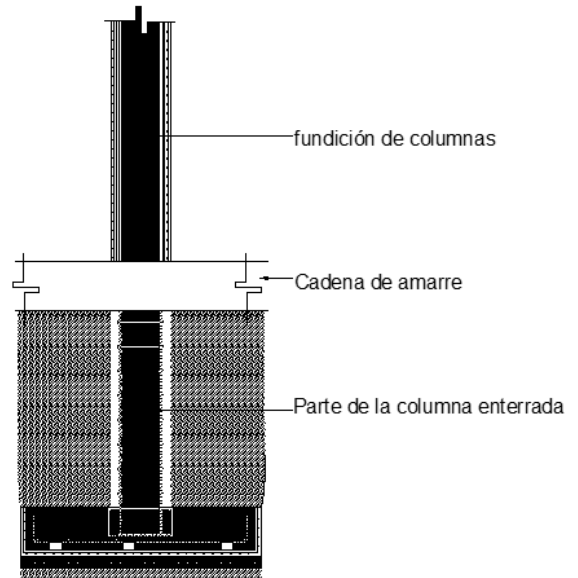


Figura. 21 Fundición de columnas.

- Para el aseguramiento de puertas y mampostería es necesario utilizar varillas de anclaje incrustadas en las columnas. El sistema tradicional a base de encofrados metálicos obliga muchas de las veces a doblar las varillas de anclaje y fundirlas con la columna, esto por la imposibilidad de abrir agujeros al encofrado metálico. Las varillas de anclaje luego son buscadas dentro de las columnas con procedimientos que dejan bastante afectada a la columna. Esto no sucede con los encofrados permanentes los cuales se puede perforar sin ningún problema.
- Una de las ventajas más sobresaliente de este tipo de encofrado, es el incremento de ductilidad que experimentan las columnas fundidas dentro de estas camisas permanentes, como se ha demostrado en innumerables investigaciones discutidas en capítulos anteriores. Esto hace posible el uso de coeficientes de reducción de resistencia más altos, en lugar de utilizar los asignados a casas de uno y dos pisos establecidos en la NEC – 15. Sin embargo esta determinación está sujeto a otra investigación.

4.5.5. Encofrados de vigas.

Los encofrados de vigas son tipo canal y son de tres tipos.

- **Vigas principales medianeras.** Estas vigas se ubican en los perímetros de las losas, tiene la particularidad que tienen uno de sus labios 100 mm mayores al labio opuesto, esto con la finalidad de servir de encofrado de la losa.

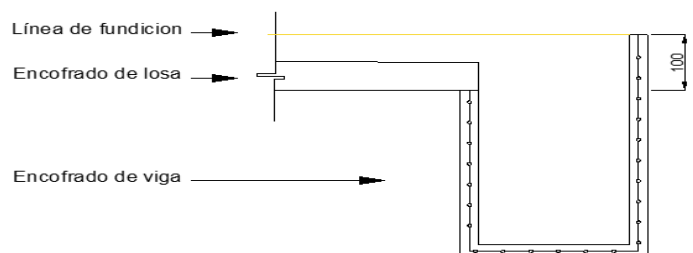


Figura. 22 Encofrado de viga principal de borde

- **Vigas principales internas.** Estas vigas reciben los paneles de losa de ambos sentidos, tiene la forma de canal.

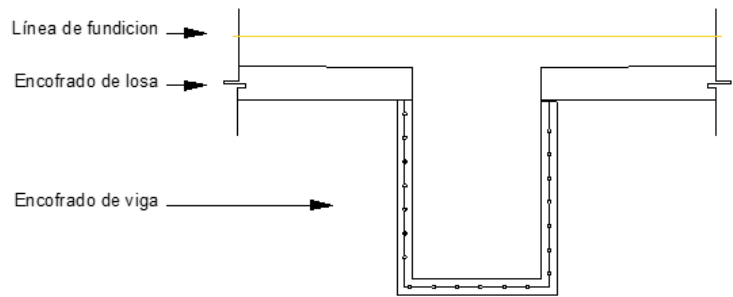


Figura. 23 Encofrado de vigas principales internas

- **Vigas secundarias de apoyo.** Estas vigas se utilizan para disminuir la luz de los paneles de losa, se ubican en el centro de las vigas principales.

La unión de las vigas principales con las columnas se hace siguiendo el procedimiento discutido en la unión cadenas con columnas, es decir el encofrado de la columna se lleva hasta el nivel superior de la losa para luego dependiendo de las vigas que lleguen al nudo se procede a calzar las placas laterales de las columnas para permitir el paso de las armaduras y concreto de las vigas.

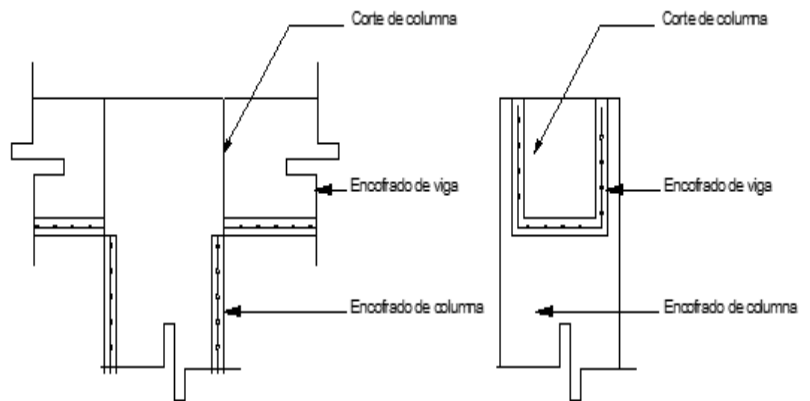


Figura. 24 Unión entre encofrado de vigas principales y columnas

La unión de las vigas de apoyo de placa y las principales se efectúa a tope y luego se corta el forro lateral de las vigas para permitir la unión monolítica del sistema.

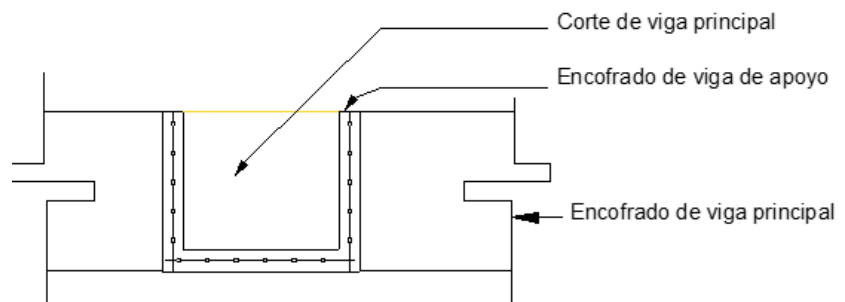


Figura. 25. Unión entre viga principal y viga secundaria.

El sistema de apuntalamiento de las vigas es el mismo que se utiliza en el sistema tradicional a través de puntales metálicos. Las distancias de apuntalamiento se determinaron previamente, en distancias que fluctúan entre 1 000 mm y 800 mm.

4.5.6. Encofrados de losas.

Como elementos de encofrado se han definido paneles macizos de 50 mm de espesor reforzada con una varilla de 6 mm @ 100, el ancho de estos paneles se ha fijado en 1 000 mm.

Estos encofrados se apoyan directamente sobre los labios de los encofrados de las vigas. Con la finalidad de disminuir el espesor de los paneles se ha planteado el uso de una viga secundaria, que se poya en el punto medio de las vigas principales que conforman los paneles.

La unión de los paneles con las vigas principales se realice a tope.

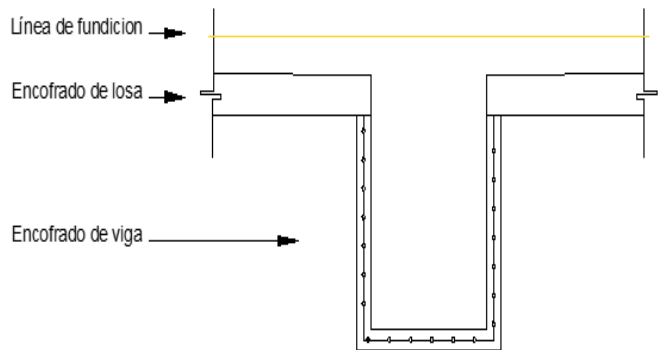


Figura. 26 Encofrado de losa.

4.6. Pruebas aisladas de los encofrados en campo.

En este tema se presenta una exposición de los encofrados probados en campo, cuyo diseño se ha definido previamente. Esto tiene como finalidad a más de permitir medir los rendimientos de las actividades involucradas, también se busca mejorar el sistema tanto en costo como en velocidad de construcción.

4.6.1. Sistema de encofrado permanente usando como armadura base la armadura propia del elemento.

El primer sistema de encofrado propuesto y probado en campo consistió en utilizar como armadura esquelética la propia armadura de la columna.

Para esta prueba se utilizó un total de 4 columnas cuya armadura longitudinal estaba compuesta por cuatro varillas de 12 mm y por estribos de 8 mm colocados a cada 150 mm a lo largo de toda la columna. Los encofrados permanentes estuvieron conformados por dos capas de malla hexagonal con una apertura de 13mm y 0.56 mm de diámetro, estas capas se apoyaron directamente sobre la armadura de la columna. Los tres encofrados probados tuvieron un espesor de 15, 20 y 25 mm de mortero. El mortero utilizado tenía una relación de arena cemento de 2:1.

La construcción del mortero se probó con dos sistemas, primero colocando el mortero sobre las caras laterales de la armadura de la columna, usando un encofrado de madera de base, y el otro lanzando manualmente el mortero. En el anexo 3 se presenta una recopilación fotográfica de la prueba.

Una vez que se terminó de fundir una cara lateral del encofrado se intentó sacar la armadura del encofrado para girarla 90° y proceder a enlucir por la otra cara, pero el mortero fresco no resistió los esfuerzos del desencofrado y colapso.

La razón por la cual se intentó extraer la armadura del encofrado de madera inmediatamente, radica que en esta investigación se busca un sistema que sea rápido, ya que una solución pudo haber sido dejar endurecer el mortero y luego girar la columna para trabajar con el otro costado, pero esto consumía demasiado tiempo y recursos, por esa razón este sistema se abandonó.



Foto. 1 Falla del revestido del encofrado por desencofrado prematuro. (Tomado del anexo 3)

El sistema de mortero lanzado manualmente tuvo mejores resultados ya que no se necesitó de encofrado y se pudo trabajar por las cuatro caras (Ver anexo 3).

El principal inconveniente detectado en el sistema de lanzamiento manual es el alto consumo de mano de obra, lo cual sin duda incrementa el costo de los encofrados, sin embargo es un sistema que se presta para ser automatizado con lo cual se puede convertir en un sistema altamente competitivo a nivel de costos.



Foto. 2 Sistema de encofrado sobre armadura esquelética. (Tomado del anexo 3)

El sistema previamente discutido se lo utilizó para reconstruir las columnas de una vivienda que se hallaba en remodelación, permitiendo ahorrar tiempo y espacio en el momento de la construcción, las tareas de construcción se convirtieron únicamente en una tarea de montaje y fundición, lo cual obviamente es mucho más rápido que el sistema tradicional. (Ver recopilación fotográfica en anexo 3)

Luego de esta experiencia se obtuvieron las siguientes recomendaciones para mejorar el sistema.

- El mejor sistema para construir los encofrados de ferrocemento es el hormigón lanzado, ya que este método consume menos recursos de tiempo y mano de obra. Además este sistema permite obtener una superficie interna bastante rugosa lo cual garantiza la adherencia entre los hormigones de diferentes edades (camisa y núcleo).



- El sistema en el cual se utilizó la propia armadura de la columna como base, no es competente para estructuras de dos pisos, por la imposibilidad de la ubicación de traslapes en las zonas definidas por las normas.

4.6.2. Sistema de encofrado permanente usando armadura base esquelética.

En este sistema se utiliza una armadura esquelética propia, que consiste de una malla electro soldada, cuyos alambres tienen un diámetro de 4 mm y están separados en ambas direcciones 100 mm. En el sistema se utilizó mortero lanzado manualmente. El mortero utilizado tenía una relación arena cemento de 2 a 1, el espesor de la camisa fue en general 25 mm.

Luego que los encofrados de columnas han finalizado de construirse se procede a su montaje y posterior fundición del núcleo.

De la misma forma que se prepararon los encofrados permanentes para columnas se prepararon los encofrados permanentes para vigas y zapatas. Con el fin de optimizar la construcción de dichos elementos se fabricaron encofrados en forma de prismas, que luego se cortan por la mitad para obtener los encofrados. (Ver fotografías en anexo 3)

Una vez fabricados los encofrados, se procedió al montaje y colado del hormigón dentro de los mismos. Luego de fundida la zapata se procedió al relleno de la excavación con relleno fluido, antes del relleno se cubrió el hormigón fresco de la zapata con papel con el fin de evitar la contaminación del mismo. (Ver recopilación fotográfica en el anexo 3)

En el presente trabajo se utilizó encofrados permanentes de ferrocemento para levantar la estructura de un cerramiento, con excelentes resultados, las principales ventajas observadas en estas pruebas reales son las siguientes.

- La construcción de las columnas, cimentación y relleno de la excavación se lo efectuó en un solo día de trabajo. En las construcciones convencionales se necesita un día para colocar el hormigón de limpieza y nivelación, otro día para fundir las zapatas, otro día para fundir los cuellos, otro día para rellenar las excavaciones y un día más para fundir las columnas. Por lo tanto en esta prueba de campo se midió en parte la velocidad del sistema constructivo.
- Durante el vaciado del concreto no se pudo evidenciar ninguna deformación del encofrado como producto de la presión interna del mismo.
- Las columnas no necesitaron de ningún curado, ya que las camisas impiden la pérdida de humedad del concreto.

4.7. Pruebas de laboratorio.

Las pruebas de laboratorio tienen con objetivo fundamental demostrar que la unión de la camisa con el núcleo de concreto es adecuada. También demostrar que las columnas y vigas encamisadas tienen igual o mayor resistencia que las columnas y vigas convencionales. En las pruebas de laboratorio se estudiaron también la influencia del uso de mallas hexagonales y mallas de metal expandido.

Los tamaños de las muestras se han determinado en función de la capacidad de espacio y carga de la prensa utilizada para el ensayo, cuidando también de no sobrepasar de una relación de esbeltez de dos para el caso de las columnas. Los ensayos se llevaron a efecto en el laboratorio de



la escuela de Arquitectura de la Universidad de Cuenca, para lo cual se utilizó una prensa hidráulica marca "ELE" de 200 kN de capacidad.

Para la fabricación y ensayo de las muestras se siguieron los procedimientos especificados en la norma INEN 1576 (2011), INEN 1573 (2010) y INEN 2554 (2011)

Para estudiar los fenómenos antes mencionados se ha utilizado el siguiente programa de experimentación.

4.7.1. Muestras de columnas.

Se han efectuado un total de 5 ensayos, cada ensayo compuesto de tres muestras, tres ensayos de columnas y dos ensayos de camisas. De los tres ensayos de columnas, uno se efectuó con el sistema convencional (sistema de referencia) y dos se efectuaron con el uso de camisas de ferrocemento, de aquí unas muestras para un ensayo se construyeron con camisas de metal expandido (MLAE) de $\varnothing = 0.32$ mm y las otras con malla hexagonal (MEX) de 25 mm de apertura y $\varnothing = 0.7$ mm. La construcción de camisas tuvo las siguientes características comunes:

- Las camisas se construyeron sobre una malla esqueletal electrosoldada de 4x100x100 mm, $f_y = 500$ MPa.
- El espesor promedio de la camisa se fijó en 18 mm.
- El número de capas utilizadas fue de dos.
- Las dimensiones de las muestras fueron de 270 mm de altura y sección transversal de 130 x 130 mm.

El resto de características se indican el siguiente cuadro.

Tabla 64 Características de las muestras ensayadas.

Ensayo	Encofrado	Material	Uso	Armadura Long.	Armadura Transv.	Ganchos.
1	Tradicional	-----	-----	4 \varnothing 10 mm	1 \varnothing 6 mm @ 80 mm	135°
2	Permanente	MLAE	Columna	4 \varnothing 10 mm	1 \varnothing 6 mm @ 80 mm	90°
3	Permanente	MEX	Columna	4 \varnothing 10 mm	1 \varnothing 6 mm @ 80 mm	90°
4	Permanente	MLAE	Camisa	---	----	----
5	Permanente	MEX	Camisa	----	-----	-----



Foto. 3 Muestras de columnas a ser ensayadas (Tomado del anexo 4)



4.7.2. Muestras de vigas.

Se han efectuado un total de 5 ensayos, cada ensayo compuesto de tres muestras, tres ensayos de vigas y dos ensayos de camisas. De los tres ensayos de vigas, uno se efectuó con el sistema convencional (sistema de referencia) y dos se efectuaron con el uso de camisas de ferrocemento, de aquí unas muestras para un ensayo se construyeron con camisas de metal expandido (MLAE) de $\varnothing = 0.32$ mm y las otras con malla hexagonal (MEX) de 25 mm de apertura y $\varnothing = 0.7$ mm. La construcción de camisas tuvo las siguientes características comunes:

- Las camisas se construyeron sobre una malla esquelética electrosoldada de 4x100x100 mm, $f_y = 500$ MPa.
- El espesor promedio de la camisa se fijó en 18 mm.
- El número de capas utilizadas fue de dos.
- Las dimensiones de las muestras fueron de 660 mm de largo y sección transversal de 130 x 170 mm.

El resto de características se indican el siguiente cuadro.

Tabla 65 Características de las muestras ensayadas.

Ensayo	Encofrado	Material	Uso	Armadura Long.	Armadura Transv.	Ganchos.
1	Tradicional	-----	-----	4 \varnothing 10 mm	1 \varnothing 6 mm @ 65 mm	135°
2	Permanente	MLAE	Viga	4 \varnothing 10 mm	1 \varnothing 6 mm @ 65 mm	135°
3	Permanente	MEX	Viga	4 \varnothing 10 mm	1 \varnothing 6 mm @ 65 mm	135°
4	Permanente	MLAE	Viga	4 \varnothing 10 mm	-----	-----
5	Permanente	MEX	Viga	4 \varnothing 10 mm	-----	-----



Foto. 4 Muestras de vigas de referencia a ser ensayadas (Tomado del anexo 4)



En el anexo 4 se presenta una recopilación fotográfica de la construcción de estos moldes.

4.7.3. Resultados de laboratorio.

La resistencia a la compresión utilizada para el hormigón de relleno fue de 18 MPa y para la construcción de las camisas de 24 MPa, el uso de resistencias diferentes entre los dos materiales se justifica por las siguientes razones:

- Los ensayos tratan de simular el hecho que el hormigón de relleno se fabrica generalmente en obra, por lo tanto puede esperarse que exista una merma de la resistencia por debajo de los 24 MPa que se exige en este sistema. Se acepta que esta merma no esté por debajo de 18 MPa para considerarlo como hormigón estructural. En su lugar las camisas como son fabricadas en taller se puede esperar sin problema la resistencia de 24 MPa.
- El uso de resistencias diferentes entre el núcleo y la camisa conlleva a tener módulos elásticos diferentes y por tanto a una concentración de esfuerzos en uno de los dos elementos, produciendo una condición más crítica en los ensayos, situación que es factible encontrar en condiciones reales como se indicó anteriormente.
- A falta de una norma que regule el uso de las resistencias entre el núcleo y la piel del sistema, se ha optado por considerar las sugerencias de otros investigadores que han planteado el uso de resistencias diferentes entre dichos elementos, basados en criterios similares a los expuestos en los incisos anteriores. A continuación se presenta una tabla, en la cual se destaca la resistencia de los materiales utilizada en el núcleo y la piel, en ensayos similares a los presentados en este estudio.

Tabla 66 Resistencia de los materiales utilizados por otros autores.

Estudio.	Referencia	Tamaño de las muestras	Resistencia (MPa)	
			núcleo	Mortero.
Repair and strengthening of reinforced concrete square using ferrocement jackets	(Mourad SM, 2012)	Sección: 150 x 150	fc = 25	fc=63
Improved ferrocement jacketing for restrengthening of square RC short column	(Kaish ABMA, 2012)	Sección: 100 x 100	fc = 22.9-24.2	fc = 37.23
Load carrying capacity and ductility of circular concrete columns confined by ferrocement including steel bars	(Xiong GJ, 2011)	Sección: Circular	fc = 35.80	fc = 40.1
Seismic strengthening of R/C columns with ferrocement jacke	(Kazemi MT, 2005)	Sección: Circular	fc = 35.0	fc = 30.0

- La determinación de la resistencia de las muestras, con el uso de una resistencia del concreto diferente en la camisa y en el núcleo, y la presencia del refuerzo en las camisas, es corregido con un factor en base a cálculos analíticos, a fin de evitar que la diferencia de tamaño entre la



muestra escalada y un elemento real pueda dar resultados errados de resistencia. Este proceso se indica más adelante.

Los ensayos realizados fueron de compresión sobre las muestras de columnas y de flexión sobre las muestras de vigas.

La dosificación utilizada para la fabricación del concreto simple fue de 15 litros de agua, 20 kilos de cemento, 60 kilos de arena gruesa y 60 kilos de grava. Para la determinar la resistencia se confeccionaron y probaron tres cilindros a los 28 días.

Para determinar la resistencia del motero utilizado se confeccionaron tres briquetas y se probaron a los 3, 7 y 28 días.

La dosificación utilizada para la fabricación del mortero fue de 600 gramos de agua, 2 220 gramos de arena, 1 110 gramos de cemento.

En el anexo 5 se presentan los resultados de los ensayos.

En el ensayo a la compresión de los encofrados para columnas se obtuvo una resistencia promedio de 105.81 kN para los encofrados construidos con malla de lámina de acero expandido (MLAE) y de 92.74 kN para los construidos con malla hexagonal (MEX). Según la teoría de la última resistencia y aplicando ACI 318 se obtiene una carga resistente promedio ϕP_n de 85.68 kN para el caso de los encofrados construidos con MLAE y de 88.97 kN en el caso de los construidos con MEX. Esto significa que los encofrados con MLAE tienen un factor extra de seguridad promedio de 1.23 y los encofrados con MEX de 1.04. Por lo tanto los encofrados con MLAE son un 14% más resistente que los encofrados MEX.

En el ensayo a la flexión de los encofrados para vigas se obtuvo un momento resistente promedio de 2.54 kN.m para los encofrados construidos con malla de lámina de acero expandido (MLAE) y de 2.22 kN.m para los construidos con malla hexagonal (MEX). Según la teoría de la última resistencia y aplicando ACI 318 se obtiene un momento resistente promedio ϕM_n de 1.36 kN.m para el caso de los encofrados construidos con MLAE y de 1.41 kN.m en el caso de los construidos con MEX. Esto significa que los encofrados con MLAE tienen un factor de seguridad extra promedio de 1.87 y los encofrados con MEX de 1.58. Por lo tanto los encofrados de vigas con MLAE son también un 14% más resistente que los encofrados con MEX.



Foto. 5 Ensayos a flexión y compresión de las muestras escaladas tipo viga y columna respectivamente. (Tomado del anexo 5)



Tabla 67. Esfuerzos a compresión reales y teóricos de los encofrados de columnas.

ENSAYO A COMPRESIÓN DE ENCOFRADO DE COLUMNAS.							
Muestra	Tipo	Carga (KN)	Área (mm ²)	Esfuerzo (MPa)	Armadura (mm ²)	Carga Teórica (KN)	Factor seg.
7	EC-MLAE #1	124.24	7660	16.22	62.83	89.57	1.39
8	EC-MLAE #2	88.38	6861	12.88	62.83	81.60	1.08
9	EC-MLAE #3	104.82	7290	14.38	62.83	85.88	1.22
	Promedio	105.81		14.49		85.68	1.23
10	EC-MEX #1	81.55	7030	11.60	62.83	83.28	0.98
11	EC-MEX #2	93.68	7290	12.85	62.83	85.88	1.09
12	EC-MEX #3	102.98	8480	12.14	62.83	97.76	1.05
	Promedio	92.74		12.20	62.83	88.97	1.04

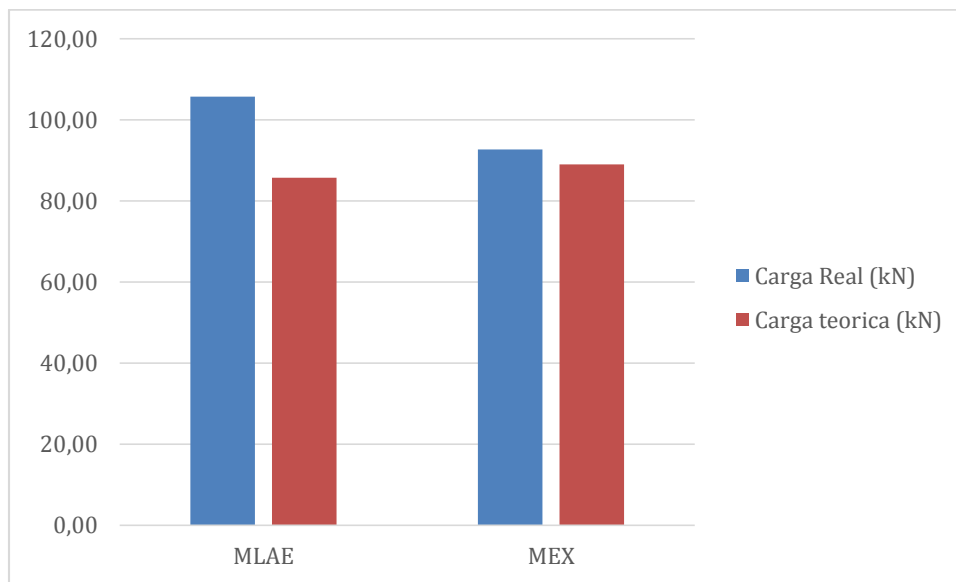


Figura. 27 Resistencia real y teórica de las camisas para columnas.

Tabla 68. Momentos resistentes reales y teóricos de los encofrados de vigas.

Muestra	Tipo	Carga (KN)	Mr. (kN.m)	Mt (kN.m)	Factor seg.
7	EV-MLAE #1	17.705	2.92	1.36	2.15
8	EV-MLAE #2	13.432	2.22	1.36	1.63
9	EV-MLAE #3	15.024	2.48	1.36	1.82
	Promedio		2.54	1.36	1.87
10	EV-MEX #1	17.078	2.82	1.36	2.07
11	EV-MEX #2	9.331	1.54	1.37	1.12
12	EV-MEX #3	14.032	2.32	1.51	1.53
	Promedio		2.22	1.41	1.58

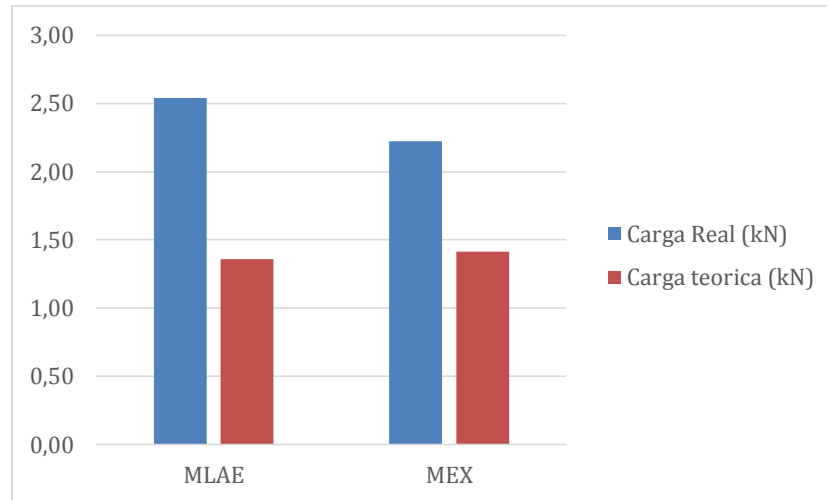


Figura. 28 Resistencia real y teórica de las camisas para vigas.

Luego del ensayo a flexión de las muestras escaladas tipo viga se obtuvo un momento promedio máximo de 13.45 kN.m para los encofrados con MLAE y un momento máximo promedio de 12.95 kN.m para los encofrados MEX, es decir los encofrados con MLAE son un 4% más resistentes que los encofrados construidos con MEX. Los momentos promedio resistentes para las viga de referencia corregidas (por diferencia entre la resistencia del núcleo y relleno, y la presencia del acero de la camisa) fue de 10.01 kN.m, es decir que las muestras encamisadas con MLAE presentan una resistencia de un 34% mayor a las muestras de referencia y las camisas con MEX un 29%. Luego de efectuar un análisis teórico a partir de la teoría de la última resistencia basado en el ACI 318 se determinaron valores de ϕM_n igual a 10.24 kN.m, 10.23 kN.m y 10.24 kN.m para las vigas con camisas de MLAE, para las vigas con camisas de MEX y para las vigas de referencia respectivamente, con lo cual se obtuvieron factores promedios de seguridad extra de 1.31, 1.21 y 0.98 para las muestras con MLAE, MEX y de referencia respectivamente. También se debe indicar que de la observación directa se pudo determinar que las muestras con encofrados permanentes presentaban sus primeras fisuras visibles al 90% de la carga de falla.

De la misma manera, luego del ensayo de compresión de las muestras escaladas tipo columna se obtuvo una carga axial máxima promedio 304.35 kN para los encofrados con MLAE y una carga axial máximo promedio de 286.96 kN. para los encofrados MEX, es decir los encofrados con MLAE son un 6% más resistentes que los encofrados construidos con MEX. Las cargas promedios corregidas resistentes para las columnas de referencia fue de 271.80 kN. es decir que las muestras encamisadas con MLAE presentan una resistencia de un 12% mayor a las muestras de referencia y las camisas con MEX un 6%. Luego de efectuar un análisis teórico en base a la teoría de la última resistencia basado en el ACI 318 se determinaron valores de ϕP_n igual a 224.78 kN, 228.21 kN. y 226.50 kN. para las columnas con camisas de MLAE, para las columnas con camisas de MEX y para las columnas de referencia respectivamente, con lo cual se obtuvieron factores promedios de seguridad extra de 1.37, 1.26 y 1.19 para las muestras con MLAE, MEX y de referencia respectivamente. También se debe indicar que de la observación directa se pudo determinar que las muestras con encofrados permanentes presentaban sus primeras fisuras visibles al 80% de la carga de falla y la columna fallo previo el desprendimiento de la piel.

Tabla 69. Momentos resistentes reales y teóricos de las muestras tipo viga.



Ensayo	Muestra	Tipo	Carga (kN)	Mr. (kN.m)	Mt. (kN.m)	Fseg extra
1	1	MLAE	72.874	12.02421	10.23	1.18
	2	MLAE*	52.722	8.69913	10.25	0.85
	3	MLAE	90.35	14.90775	10.25	1.45
			Promedio	13.46598	10.24	1.31
2	4	MEX	76.762	12.66573	10.23	1.24
	5	MEX*	62.313	10.281645	10.23	1.01
	6	MEX	80.316	13.25214	10.22	1.30
			Promedio	12.958935	10.23	1.27
3	13	MVR	55.358	9.13407	8.87	1.03
	14	MVR	50.082	8.26353	8.87	0.93
	15	MVR	52.165	8.607225	8.87	0.97
			Promedio	8.668275	8.87	0.98

* Falla de los apoyos, no se toma en cuenta en el promedio.

MLA: Malla de lámina de acero expandido: Apertura: 15x7 mm/ Ø alambre: 0.32 mm

MEX: Malla hexagonal apertura: 12.5 mm/ Ø alambre: 0.7 mm

MRC: Muestras de vigas de referencia (construidas convencionalmente)

Con la finalidad de efectuar un análisis comparativo de la resistencia entre las muestras encamisadas y las muestras de referencia, se procede a calcular un factor de corrección que toma en cuenta la diferencia de resistencia entre la camisa y el núcleo, y además considera la presencia de la armadura en la camisa.

Resistencia de la muestra de referencia adicionado el acero de la camisa y considerando la diferencia de resistencia del núcleo = 10.24 kN.m

Resistencia de la muestra de referencia simple = 8.87 kN.m

Factor de corrección = $10.24/8.87=1.15$.

Por lo tanto las resistencias promedio del ensayo corregidas por presencia de camisa en las muestras de referencia sería $1.15*8.66 = 10.01$ kN.m.

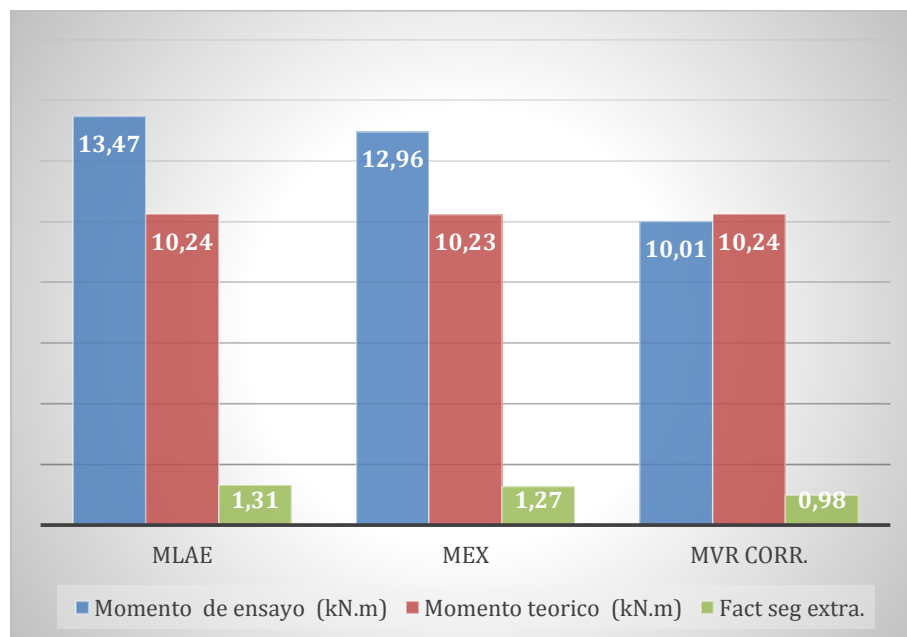


Figura. 29. Resistencia real y teórica de las vigas.



Tabla 70. Carga axial real y teóricos de las muestras tipo columnas.

Ensayo	Muestra	Tipo	Carga (kN)	Carga R (kN)	f.seg.
1	1	MLAE	302.55	225.73	1.34
	2	MLAE	295.82	224.76	1.32
	3	MLAE	314.67	223.85	1.41
			304.35	224.78	1.37
2	4	MEX	293.40	229.14	1.28
	5	MEX	282.02	225.81	1.25
	6	MEX	285.45	229.68	1.24
			286.96	228.21	1.26
3	13	MRC	247.30	193.78	1.28
	14	MRC	220.74	193.78	1.14
	15	MRC	224.34	193.78	1.16
			230.79	193.78	1.19

MLA: Malla de lámina de acero expandido: Apertura: 15x7 mm/ Ø alambre: 0.32 mm
MEX : Malla hexagonal apertura: 12.5 mm/ Ø alambre: 0.7 mm
MRC: Muestras de columnas de referencia (construidas convencionalmente)

Resistencia de la muestra de referencia adicionado el acero de la camisa y considerando la diferencia de resistencia del núcleo = 226.5 kN

Resistencia promedio de la muestra de referencia simple = 193.78 kN.m

Factor de corrección = $226.5/193.78=1.17$.

Por lo tanto las resistencias promedio del ensayo corregidas por presencia de camisa en las muestras de referencia seria $1.17*230.79 = 271.80$ kN.m.

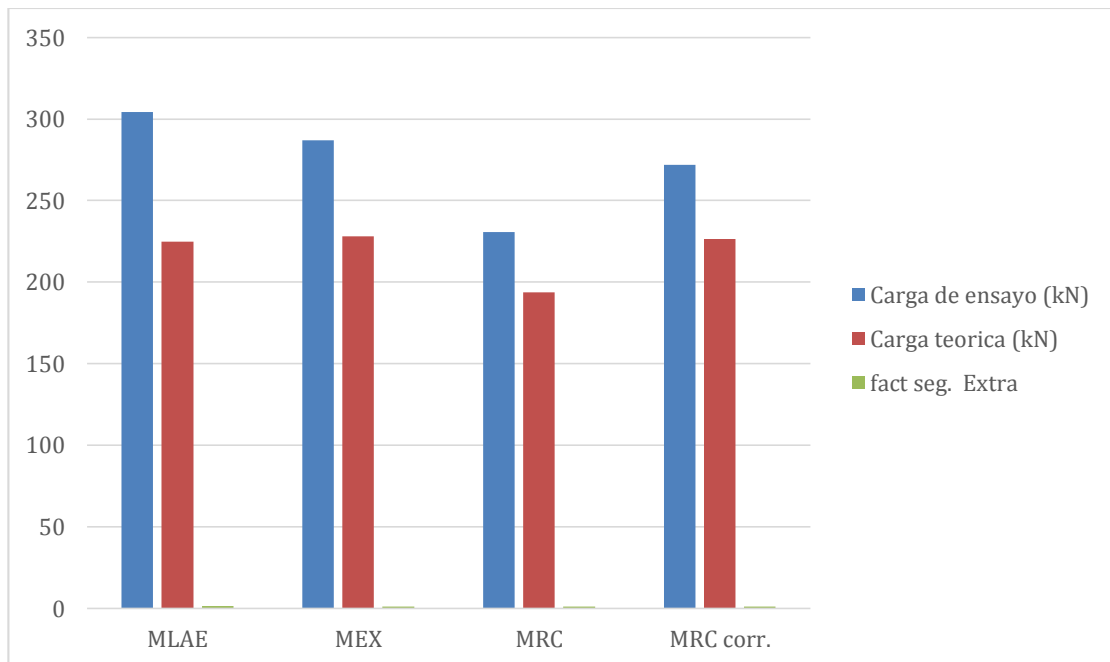


Figura. 30. Resistencia real y teórica de las columnas.



CAPITULO V. APLICACIÓN DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO PROPUESTO A UNA ESTRUCTURA REAL.

5.1. Características del modelo a construir.

Con la finalidad de obtener los rendimientos del sistema constructivo propuesto, que permita afirmar o negar la hipótesis planteada en este estudio, se ha procedido a la construcción de un modelo a escala real.

El prototipo es una estructura aporricada regular de 36 metros cuadrados en una planta destinada a vivienda, con dimensiones de seis metros por seis metros en planta, compuesta por dos ejes de 3 metros por lado. Estos planos se han obtenido del código ecuatoriano de la construcción NEC_SE_VIVIENDA 15. En el anexo 6 se presentan los planos arquitectónicos del proyecto.

5.2. Dimensionamiento en base al sistema tradicional.

En base al trabajo realizado en el capítulo III se procederá al dimensionamiento de la estructura del prototipo.

5.2.1. Cimentación.

El prototipo presenta una longitud constante entre ejes de tres metros y una longitud de vano también de tres metros, por lo tanto para fines de diseño tenemos un valor de $L = 3.0$ y $B = 3.0$.

Tabla 71 Zapatas tipo del sistema.

Tipo	B X L	Altura	Armadura	Pser. maxima (KN)
I	1.0 x 1.0	0.20	1 Ø 12 @ 200	150.00
II	1.20 x 1.20	0.25	1 Ø 12 @ 200	216.00
III	1.50 x 1.50	0.30	1 Ø 12 @ 200	338.00
IV	1.60x1.60	0.35	1 Ø 12 @ 180	384.00

Aplicamos la tabla deducida en el capítulo III obtenemos:

Tabla 72 Zapatas tipo del prototipo.

Posición de Zapata	Tipo
Esquinera.	I
Medianera	I
Centrales	II

5.2.2. Cadenas de amarre.

Las cadenas de amarre están fijadas en 250x250 con 4 varilla de 12 mm, más estribos de 8 mm @ 200 mm.



5.2.3. Cuellos y columnas.

El cuello y columna es un solo elemento, el cuello presenta 25 mm más de recubrimiento por lado por estar en contacto con el suelo.

Tabla 73 Columnas tipo del sistema.

COLUMNAS	TAMAÑO	ARMADO LONGITUD.	ARMADO TRANSVERSAL
T1	250 X 250	8 Ø 14 (1.97 %)	1 Ø 8 @ 100 (10 cm ² /ml)
T2	300 X 300	8 Ø 16 (1.77 %)	1 Ø 8 @ 100 (10 cm ² /ml)
T3	300 X 300	8 Ø 18 (1.66 %)	1 Ø 8 @ 100 (10 cm ² /ml)

Aplicando la tabla precedente al prototipo, se obtiene un solo tipo de columna designada como T1, cuyas características se indican en la misma.

5.2.4. Vigas.

De la siguiente tabla elaborada en el capítulo III, se obtiene la viga tipo y su armadura base en función de la luz máxima, que para el prototipo es V1

Tabla 74 Secciones tipo en función de la distancia entre ejes.

		Sección Tipo							
B / L	PLANTA BAJA				PLANTA ALTA				
	3.00	3.50	4.00	4.50	3.00	3.50	4.00	4.50	
3.00	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V2	
3.50	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V2	
4.00	V1	V1	V1	V2	V1	V1	V1	V2	
4.50	V2	V2	V2	V2	V2	V2	V2	V2	

La viga "V1" tiene las siguientes características.

Tabla 75 Características de la sección "V1"

Sección Tipo	V1
Base	300
Altura	200
Armadura superior.	2 Ø 12 mm
Armadura Inferior.	2 Ø 12 mm
Acero superior.	2.26 cm ²
Armadura Inf.	2.26 cm ²
Estribos Extremos mínimo	1 Ø 8 mm @ 50
Estribos Centro mínimo	1 Ø 8 mm @ 100
Estribos Extremos mínimo	20 cm 2/ml
Estribos Centro mínimo	10 cm 2/ml



Los refuerzos necesarios para las vigas de la estructura se obtienen de la tabla elaborada en el capítulo III.

Tabla 76 Refuerzos negativos en vigas.

Posición	Armadura
Viga de Borde	1 Ø 12/1 Ø 10 mm
Viga interna	1 Ø 14/1 Ø 10 mm

La viga principal del prototipo no necesita de refuerzos positivos.

5.2.5. Losas.

Las losas definidas en el capítulo 2 son alivianadas de 200 mm de espesor que presenta los siguientes refuerzos.

Tabla 77. Refuerzos negativos de losas alivianadas.

Armadura	Refuerzo
1 Ø 12 mm @ 500 mm, 2m-1	Negativo
1 Ø 12 mm @ 500 mm	Positivo

En el anexo 7 se presentan los planos estructurales del sistema tradicional.

5.2.6. Presupuesto y cronograma del sistema tradicional.

En base a los costos presentados por revistas especializadas y los volúmenes de obra, se obtiene un costo directo de la construcción de la estructura de \$ 156/ m², en este costo se incluye mano de obra, materiales y equipo. A continuación se presenta la lista de rubros utilizados para la determinación del metro cuadrado de construcción de la estructura.



Tabla 78. Presupuesto de la construcción de la estructura. Sistema tradicional.

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	PRECIO TOTAL
1. PRELIMINARES					
1.1	Replanteo y nivelación de estructuras	M2	36.00	1.31	47.16
1.4	Excavación a mano en suelo natural	M3	11.50	15.00	172.50
1.5	Relleno compactado a máquina con material del sitio	M3	9.00	8.00	72.00
1.6	Relleno compactado a máquina con material de mejoramiento	M3	1.80	15.00	27.00
1.7	Desalojo de material cargado a maquina	M3	2.34	2.50	5.85
2. ESTRUCTURA					
2.1	Hormigón de limpieza y nivelación f'c= 18 MPa. e=10cm	M3	0.90	110.00	99.00
2.2	Hormigón simple en plintos f'c=24 MPa. incluye encofrado	M3	1.80	170.00	306.00
2.4	Hormigón simple en cadenas f'c=24 MPa. incluye encofrado	M3	1.44	200.00	288.00
2.5	Hormigón ciclópeo en cimientos	M3	3.24	115.00	372.60
2.8	Acero de refuerzo Fy =420 MPa.	KG	1416.0	1.70	2,407.20
2.9	Hormigón simple en columnas f'c=24 MPa	M3	1.75	200.00	350.00
2.10	Hormigón simple en losa f'c=24 MPa + encofrado	M3	5.56	200.00	1,112.00
2.14	Malla electrosoldada Ø4.5@15cm en XY	M2	36.00	6.00	216.00
2.15	Bloques de alivianamiento de 400x200x150 mm	U	136.00	1.00	136.00
				TOTAL	5,611.31
				Área construcción	36.0 m2
				Costo / m2	155.87

Del análisis de los rendimientos y volúmenes de obra se ha determinado un tiempo de construcción aproximado de 18 días, trabajando con una cuadrilla de un albañil y cinco peones. A continuación se presenta el cronograma de construcción.



Tabla 79. Cronograma de la construcción de la estructura. Sistema tradicional.

Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo en (días)																	
			1	2	3	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
PRELIMINARES																				
Replanteo y nivelación de estructuras	M2	36.00	█																	
Excavación a mano en suelo natural	M3	11.50	█	█																
Relleno compactado a máquina con material del sitio	M3	9.00							█	█										
Relleno compactado a máquina con material de mejoramiento	M3	1.80			█															
Desalojo de material cargado a maquina	M3	2.34									█									
ESTRUCTURA																				
Hormigón de limpieza y nivelación f'c= 18 MPa e=10cm	M3	0.90					█													
Hormigón simple en plintos f'c=24 MPa incluye encofrado	M3	1.80					█													
Hormigón simple en cuellos f'c=24 MPa incluye encofrado	M3	0.40						█												
Hormigón simple en cadenas f'c=24 MPa incluye encofrado	M3	1.44									█	█								
Hormigón ciclópeo en cimientos	M3	3.24									█									
Acero de refuerzo Fy=420 MPa	KG	1164.00		█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█		
Hormigón simple en columnas f'c=24 MPa	M3	1.40												█	█					
Hormigón simple en losa f'c=24 MPa + encofrado	M3	5.56														█	█	█		
Malla electrosoldada Ø4.5@15cm en XY	M2	36.00																█		
Bloques de alivianamiento de 400x200x150 mm	U	136.00																█		

5.3. Dimensionamiento en base al sistema propuesto.

Basado en el trabajo realizado en el capítulo IV se procederá al dimensionamiento de la estructura del prototipo.

5.3.1. Cimentación.

El prototipo presenta una longitud constante entre ejes de tres metros y una longitud de vano también de tres metros, por lo tanto para fines de diseño tenemos un valor de L = 3.0 y B=3.0.

Aplicamos la tabla deducida en 4.4, tenemos.

Tabla 80 Zapatas tipo del prototipo.

Posición de Zapata	Tipo
Esquinera.	I
Medianera	I
Centrales	II

El encofrado usado para la cimentación son charolas de ferrocemento de 25 mm de espesor reforzadas con una malla electro soldada de 100x100x4 mm más dos capas de malla de metal expandido de Ø = 0.67 mm, conforme se ha expuesto en el capítulo IV



5.3.2. Cadenas de amarre.

Las cadenas de amarre están fijadas en 150x150 con 4 varilla de 10 mm, más estribos de 6 mm @ 250 mm. El encofrado usado para las cadenas son canales de ferrocemento de 25 mm de espesor reforzadas con una malla electro soldada de 100x100x4 mm más dos capas de malla de metal expandido, conforme se ha expuesto en el capítulo IV.

5.3.3. Cuellos y columnas.

El cuello y columna es un solo elemento, el sector del cuello tiene 10 mm más de recubrimiento ya que estará en contacto con el suelo.

COLUMNAS	TAMAÑO (mm)	ARMADO LONGITUD ADICIONAL	ARMADO TRANSVERSAL ADICIONAL
T1	250 X 250	8 Ø 12 (1.66 %)	1 Ø 8 @ 120 (8.33 cm ² /ml)

Aplicando la tabla pertinente tenemos que el prototipo se armará con la columna tipo "T1" cuyas características se indicadas en el cuadro anterior. El encofrado usado para las columnas son cajas de ferrocemento de 25 mm de espesor, reforzadas con una malla electro soldada de 100x100x4 mm más dos capas de malla de metal expandido, conforme se ha expuesto en el capítulo IV.

5.3.4. Vigas.

Dentro del sistema constructivo planteado existe tres tipos de vigas: principales, secundarias y auxiliares. Las vigas principales y secundarias son del tipo "V1" cuyas características se indican a continuación:

La viga base para el prototipo es "V1" que presenta las siguientes características:

Tabla 81 Características de la Viga "V1".

Sección Tipo	V1
Base	250 mm
Altura	300 mm
Armadura superior.	2 Ø 12 mm (2.26 cm ²)
Armadura Inferior.	2 Ø 12 mm+ 3 Ø 4 mm (2.64 cm ²)
Estribos Extremos (mínimo)	1 Ø 8 mm @ 150 (7.5 cm ² /ml)

Las vigas de borde necesitan 1 Ø 12 mm como refuerzo negativo, no necesitan refuerzo positivo
Las vigas interna necesitan 1 Ø 14 mm como refuerzo negativo, no necesitan refuerzo positivo
La viga auxiliar de apoyo de tableros de losa presenta las siguientes características.

Tabla 82. Geometría y armadura de viga secundaria.

Sección Tipo	V1
Base	200 mm
Altura	200 mm
Armadura superior.	2 Ø 10 mm (1.56 cm ²)
Armadura Inferior.	2 Ø 12 mm+ 3 Ø 4 mm (1.94 cm ²)
Estribos	Malla 2.51 cm ² /ml

En este caso la viga secundaria no necesita de refuerzo negativo ni positivo.



5.3.5. Losas.

Las losas del presente proyecto se forman por la fundición de una capa de 50 mm de hormigón simple sobre encofrados permanentes constituidos por una placa maciza de concreto de 50 mm de espesor. La armadura de los tableros prefabricados está constituida por malla electro soldada de 5 mm de diámetro con separaciones de 100 mm por 100 mm. La armadura superior es otra malla electrosoldada formada por alambres de 5 mm de espesor espaciadas 100mm en ambas direcciones. De acuerdo al capítulo cuatro, para los paneles de tres metros del prototipo, no se necesita de refuerzos adicionales.

5.4. Planos estructurales del sistema propuesto.

Con el diseño realizado anteriormente se procede a elaborar los planos estructurales del prototipo, para finalizar con la cuantificación de los volúmenes de obra.

En el anexo 8 se presentan los planos estructurales del sistema propuesto.

5.5. Ejecución del prototipo.

La construcción del prototipo se inició el día jueves 22 de mayo del 2016 sobre un terreno plano con características geotécnicas aceptables. La cuadrilla utilizada consistió de un maestro de obra y cinco peones, los mismos que laboraron ocho horas diarias. Los trabajos se iniciaron con el replanteo y nivelación de la estructura y culminaron con la fundición de la placa de cubierta. El proceso constructivo duro 5 días y alcanzó un costo directo de \$5668.35, que equivale a \$158/m², a continuación se presenta un cuadro con la valoración de las actividades ejecutadas.

Tabla 83. Actividades generales valoras en la construcción del prototipo.

Actividad	Componente.	Costo Unitario
Construcción de encofrados.		2617.39
	Materiales.	1042.27
	Mano de Obra.	1351.71
	Equipo	223.68
Acero de refuerzo.		1402.56
	Materiales.	790.56
	Mano de Obra.	582.00
	Equipo	30.00
Preliminares		411.16
	Materiales.	101.12
	Mano de Obra.	240.11
	Equipo	70.23
Montaje		629.86
	Materiales.	170.24
	Mano de Obra.	438.12
	Equipo	21.50



Hormigonado		637.35
	Materiales.	440.25
	Mano de Obra.	140.10
	Equipo	57.00
Total		5698.35

Costo m² = \$ 158.28



Foto. 6. Replanteo para la construcción del prototipo.



Foto. 7. Excavación para la construcción del prototipo.



Foto. 8 Unión zapata, cadena columna del prototipo.



Foto. 9 Ensamblaje de zapatas, cadenas y columnas.



Foto. 10 Ensamblaje de vigas.



Foto. 11 Ensamblaje de paneles de losa.



Foto. 12 Fundición de cuello, zapata y cadenas.



Foto. 13 Fundición de columnas.



Foto. 14 Fundición de vigas.



Foto. 15 Fundición de losa.

En el anexo 9 se presenta una memoria fotográfica de la construcción del prototipo.

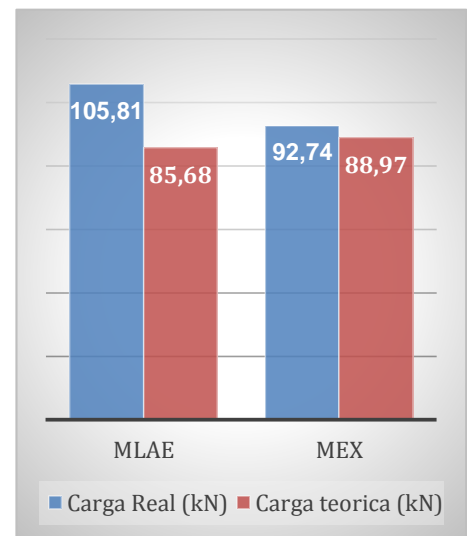


CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

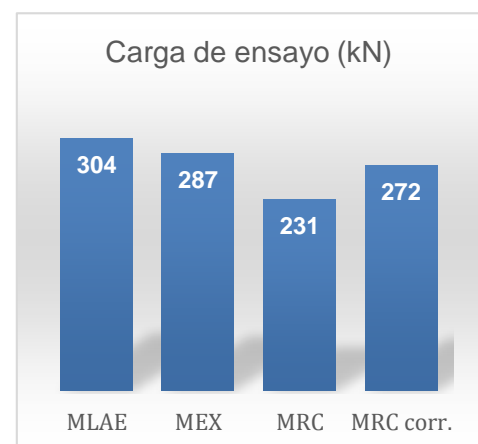
El presente estudio consistió en tres etapas. En la primera etapa se definió las dimensiones y armaduras de los diferentes elementos estructurales que componen la estructura de las viviendas convencionales, tomando como base el código ecuatoriano de la construcción NEC y utilizando para el diseño técnicas de elementos finitos a través de software especializado. La segunda etapa consistió en redefinir las dimensiones y armaduras de las estructuras convencionales de la etapa primera, haciendo participar los encofrados permanentes en la absorción de cargas de la estructura, para lo cual se realizó un diseño analítico a base de elementos finitos con el uso de utilitarios informáticos especializados y también fue necesario demostrar que los encofrados permanentes participan activamente en la absorción de carga a través de ensayos de laboratorio, para lo cual se ensayó con dos tipos de malla. La tercera etapa consistió en determinar los costos y rendimientos de los rubros que intervienen en la fabricación de las camisas y en la construcción de la estructura misma, en vista que esta información no es posible obtenerla de documentos técnicos, fue necesario diseñar y construir una estructura modelo para determinar dichos parámetros. Tanto la construcción de los encofrados del sistema propuesto como el montaje de los mismos se efectuaron 100% manual.

Una vez que se ha finalizado la presente investigación se desprenden las siguientes conclusiones y recomendaciones.

1. En los ensayos efectuados se obtuvo una resistencia promedio a la compresión de 106 y 93 kN para encofrados contruidos con malla de lámina de acero expandida (MLAE) y malla hexagonal (MEX) respectivamente, demostrando que los encofrados contruidos con MLAE tienen una resistencia mayor en un 14% que los contruidos con MEX. Se determinaron también las resistencias teóricas de las muestras de encofrado, utilizando la teoría de la última resistencia en base al ACI 318 obteniendo un ϕP_n promedio de 85.68 y 88.97 KN. para las muestras con MLAE y MEX respectivamente, dando como resultado factores de seguridad extra de 1.23 y 1.04 en cada caso, concluyendo que los encofrados con MLAE son más resistentes que los encofrados con MEX.

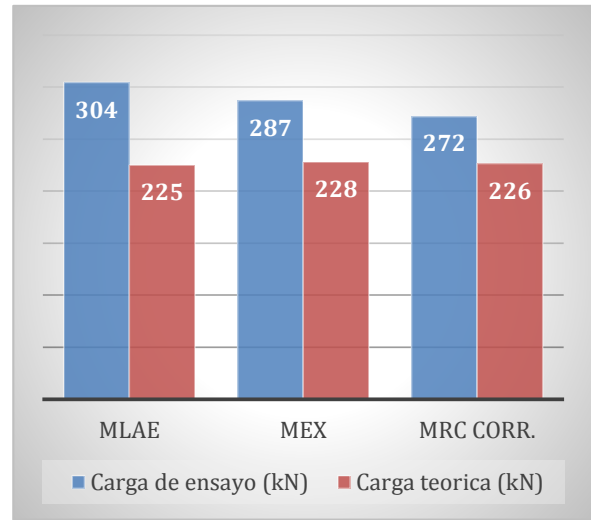


2. Las columnas contruidas de manera convencional alcanzaron una resistencia a la compresión corregida (por tener núcleo menos resistente que el relleno y por la presencia de armadura en la camisa) de 272 kN, mientras que las columnas contruidas utilizando MLAE alcanzaron una resistencia promedio de 304 kN y las columnas contruidas utilizando MEX alcanzaron una resistencia promedio de 287 KN. Las camisas incrementaron la resistencia de la columna en un 12 y 6% para encofrados con MLAE y MEX respectivamente, lo cual representa el aporte de la acción confinante de las pieles, por tanto se concluye que los encofrados permanentes de columnas colaboran efectivamente en resistir las cargas impuestas.

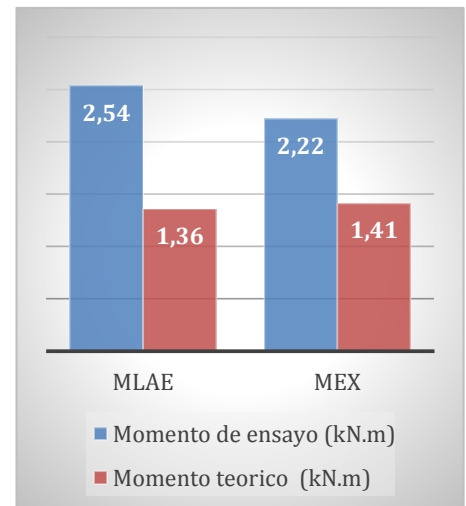




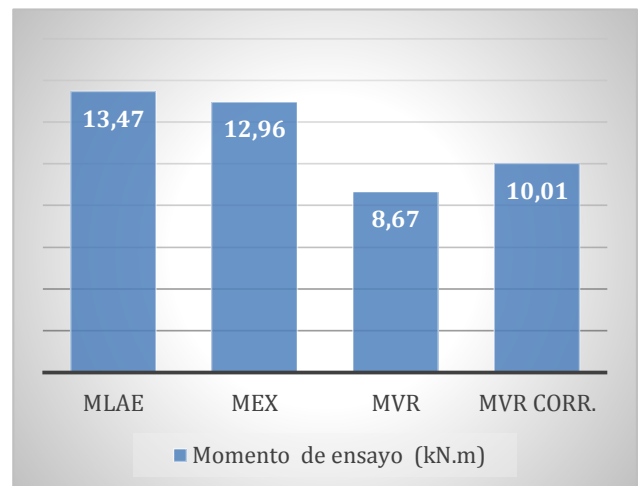
3. Se determinaron las resistencias teóricas la compresión de las muestras de columnas utilizando la teoría de la última resistencia en base al ACI 318, obteniendo un $\bar{\phi}P_n$ promedio de 225, 228 y 226 kN. para las muestras construidas con MLAE, MEX y para las convencionales respectivamente, conduciendo a factores de seguridad extra de 1.37, 1.26 y 1.20 en cada caso, demostrando que las muestras encamisadas no solo colaboran efectivamente con el núcleo, si no también que elevan su resistencia. De estos resultados también se concluye que los especímenes construidos con MLAE tienen un mejor desempeño.



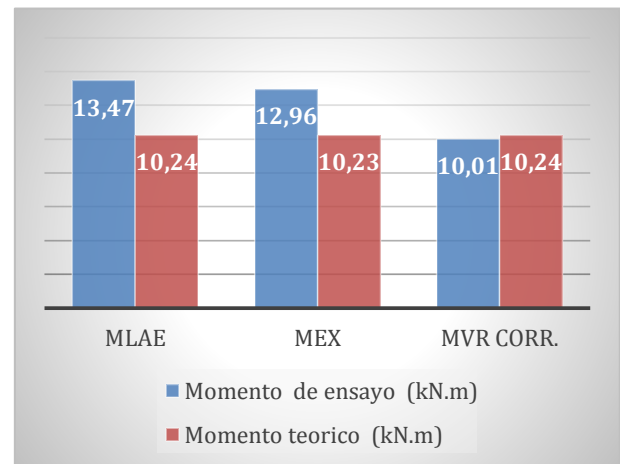
4. En los ensayos a la flexión efectuados sobre los encofrados de vigas se obtuvo una resistencia promedio a la flexión de 2.54 y 2.22 kN.m para encofrados construidos con malla de lámina de acero expandida (MLAE) y malla hexagonal (MEX) respectivamente, demostrando que los encofrados construidos con MLAE tiene una resistencia mayor en un 14% que los construidos con MEX. Se determinaron también las resistencias teóricas de las muestras de encofrado utilizando la teoría de la última resistencia en base al ACI 318 obteniendo un $\bar{\phi}M_n$ promedio de 1.36 y 1.41 kN.m para las muestras con MLAE y MEX respectivamente, obteniéndose factores de seguridad extra de 1.87 y 1.58 en cada caso, concluyendo que los encofrados con MLAE son más resistentes que los encofrados con MEX.



5. Las vigas construidas de manera convencional alcanzaron una resistencia la flexión corregida de 10.01 kN.m, las vigas construidas utilizando MLAE alcanzaron una resistencia promedio a flexión de 13.47 kN.m y las vigas construidas utilizando MEX alcanzaron una resistencia promedio de 12.96 kN.m. Las camisas incrementaron la resistencia de la viga en un 34 y 29% para encofrados con MLAE y MEX respectivamente, lo cual representa la acción confinante de la camisa, por tanto se concluye que los encofrados permanentes de vigas colaboran efectivamente en resistir las cargas impuestas.



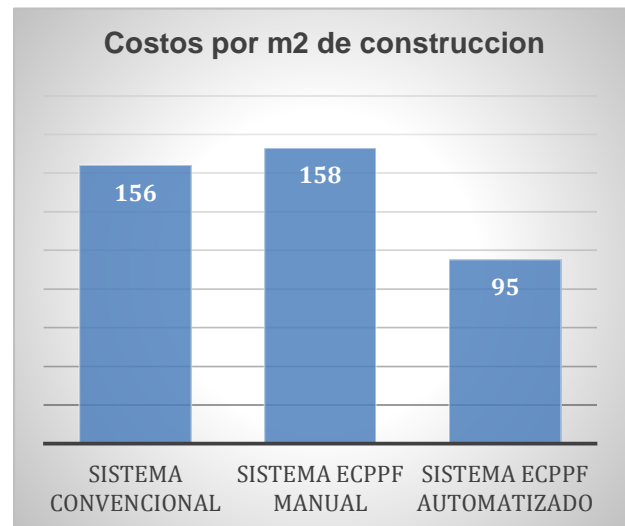
6. Se determinaron las resistencias teóricas a la flexión de las muestras de vigas utilizando la teoría de la última resistencia en base al ACI 318, obteniendo un ϕM_n promedio de 10.24, 10.23 y 10.24 kN.m para las muestras construidas con MLAE, MEX y para las convencionales respectivamente, conduciendo a factores de seguridad extra de 1.31, 1.27 y 0.98 en cada caso, demostrando que las muestras encamisadas no solo colaboran efectivamente con el núcleo si no también que elevan su resistencia. Demostrándose también que los especímenes construidos con MLAE tienen un mejor desempeño.



7. Luego de los ensayos realizados y efectuado un análisis comparativo entre el tipo de falla de las columnas de referencia y las columnas encamisadas se puede concluir que las columnas encamisadas presentan un comportamiento más dúctil que las columnas de referencia ya que las columnas con encofrado permanente presentaron su primeras grietas para valores promedios cercanos al 80% de la carga de falla.

8. Luego de los ensayos realizados y efectuado un análisis comparativo entre el tipo de falla de las vigas de referencia y las vigas encamisadas se puede concluir que las vigas encamisadas presentan un comportamiento más dúctil que las vigas de referencia ya que las vigas con encofrado permanente presentan su primeras grietas para valores promedios cercanos al 70% de las cargas de falla.

9. Para determinar los costos y tiempos de construcción del sistema de pórticos construidos con el sistema convencional y pórticos construidos con el sistema de encofrados colaborantes permanentes prefabricados de ferrocemento (ECPPF), se ha llevado a cabo el diseño estructural y construcción de la estructura de una vivienda unifamiliar de una planta de 36 metros cuadrados. El diseño de los elementos estructurales se efectuó en base al capítulo III y IV de esta investigación. De los planos estructurales elaborados se han obtenido los volúmenes de obra que han permitido elaborar el presupuesto de la estructura

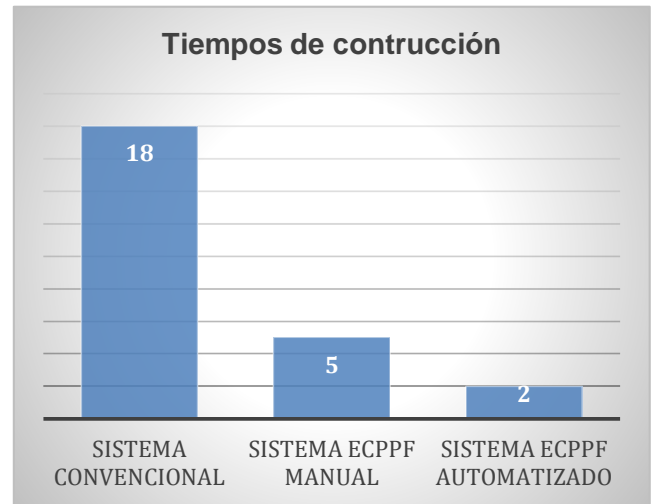


convencional, en tanto que el costo del sistema ECPPF se ha obtenido por medición directa de los costos de materiales, mano de obra y equipo usados en la construcción manual del prototipo. El costo del metro cuadrado de la estructura convencional se ha estimado en 156 dólares, en tanto que la estructura con el sistema manual ECPPF es de 158 dólares. Por lo tanto se concluye que el costo del sistema manual ECPPF es aproximadamente igual al costo del sistema convencional, existiendo un incremento tan solo del 1.2% del sistema ECPPF con relación al tradicional. Considerando que la construcción del sistema ECPPF se lo efectuó 100% manual, se concluye que el costo del sistema ECPPF se puede disminuir notablemente implementando



un sistema de construcción automatizada, ya que del estudio realizado se pudo determinar que el costo de la mano de obra del sistema ECPPF para fabricar los encofrados representa el 52% del costo total de los mismos y la mano de obra global representa el 54% del costo total de la estructura. Considerando que el rendimiento en la fabricación y ensamble de las piezas se puede incrementar en un 300% por el uso de sistemas automatizados, se estima un costo de \$95 por metro cuadrado con el sistema ECPPF.

10. La construcción de la estructura de 36 metros cuadrados con el sistema ECPPF de forma manual tuvo una duración de 5 días, en la cual se empleó una cuadrilla formada por un albañil y cinco peones trabajando un horario normal de 8 horas diarias. En base a los rubros y rendimientos de las actividades de construcción de la estructura tradicional se determinó un tiempo de construcción aproximada de 18 días con el empleo de la misma cuadrilla tipo usada en la construcción con el sistema ECPPF. De esto se depende que la estructura construida con el sistema ECPPF de forma manual, requiere solamente un 44% del tiempo empleado en la construcción aportada tradicional. Si el montaje del sistema ECPPF fuera automatizado se estima que la construcción de la estructura tomaría dos días, lo cual representaría el 11% del tiempo del sistema tradicional.



11. El sistema constructivo ECPPF, es un sistema que aprovecha la ventaja de rigidez propia de los sistemas convencionales al lograr uniones monolíticas, y las ventajas en cuanto a incremento de velocidad de construcción, característica fundamental de los sistemas prefabricados.

12. En base a la literatura estudiada, los cálculos efectuados y los ensayos realizados se plantea las siguientes conclusiones adicionales:

- Los encofrados permanentes permiten la disminución del tamaño de las secciones en contacto con el suelo, se conoce por normativa que los recubrimientos de los elementos estructurales convencionales en contacto con el suelo son mucho mayores que los recubrimientos de los elementos prefabricados, esto debido a la mejor calidad que presentan los sistemas prefabricados.
- Los encofrados permanentes permiten mantener la humedad del concreto. Por lo tanto es un efectivo sistema de curado de las columnas, situación que no ocurre en el sistema tradicional que muchas de las veces se pasa por alto, lo cual provoca bajas significativas en la resistencia de los elementos más importantes dentro de un sistema aporticado.
- Se conoce que una de las actividades en la construcción de edificaciones es la necesidad de anclar las paredes divisorias a las columnas a través de esperas metálicas. Cuando los encofrados son metálicos, una práctica consiste en doblar las esperas dentro de la columna para luego del desencofrado excavar dentro de la de la misma para enderezar las esperas, esta práctica en la mayoría de los casos termina lesionando seriamente el elemento estructural. Esta mala práctica es eliminada con el uso del sistema propuesto ya que las camisas se pueden perforar sin problema.



- d. La práctica generalizada en la construcción convencional es desencofrar las columnas a las 24 horas y menos de fundidas, incluso esta práctica es avalada por los códigos de construcción, sin embargo se debe tomar en cuenta que las actividades de desencofrado temprano, puede someter a cargas relativamente importantes a estos elementos estructurales recién construidos. Esta actividad también es eliminada en el sistema propuesto ya que no existe el desencofrado.
- e. En la construcción de las zapata es práctica común rellenar sobre las mismas después de 24 o 48 horas de construidas, es decir cuando el hormigón esta endurecido, sin duda esta situación puede llevar a lesionar estos elementos recién construidos. En el sistema propuesto el relleno de los cuellos se efectúa cuando el hormigón de las zapatas está aún en estado plástico, utilizando la presión de tierra para compactar el hormigón y por ende incrementar su resistencia e impermeabilidad.
- f. El sistema de construcción convencional puede estar sujeto a un incremento en el plazo de construcción debido a fenómenos naturales como la época invernal, este inconveniente es menos crítico con el sistema propuesto ya que únicamente las tareas de montaje y relleno son ejecutadas en campo.
- g. Un sin número de estudios avalan el hecho de que el ferrocemento es un material altamente impermeable. Esta ventaja permite que las construcciones con encofrados permanentes dispongan de una mayor vida útil, lo cual a más de permitir ahorros a largo plazo, permite construcciones más sostenibles al evitar el consumo de recursos en reparaciones y en prematuras demoliciones.

Es importante destacar que un sin número de estudios locales ponen de manifiesto el mal uso del concreto armado en la construcción de las viviendas en nuestro medio. Si bien el concreto es un material que ha demostrado ser muy eficiente en un sin número de obras, también es cierto que esto es posible siempre y cuando el hormigón sea técnicamente manejado, lo cual demanda de costos. Esto ha provocado que este estricto control de calidad sea inexistente o deficiente en viviendas, ya que no basta únicamente con la presencia esporádica del técnico en una obra para lograr una calidad aceptable, sino que es necesario además una serie de ensayos de control permanente de la calidad de la mezcla, vibrado, puesto en obra, curado, etc., actividades que caen fuera del alcance de estas construcciones, por tanto el hormigón es un material poco competente para este tipo de obras. En estas circunstancias el sistema propuesto se perfila como una alternativa viable para el remplazo del sistema tradicional ya que se reduce notablemente el volumen y tiempo de inspección, a más del sin número de ventajas discutidas.

Finalmente se hacen las siguientes recomendaciones:

1. Una de las desventajas de este sistema es el peso de los encofrados, por lo que se recomienda emprender investigaciones que permitan disminuir el peso del mortero utilizado en la fabricación de las camisas sin sacrificar su resistencia e impermeabilidad.
2. Se recomienda emprender en investigaciones que permitan desarrollar sistemas constructivos de los encofrados permanentes, que permitan reducir el costo de la mano de obra, rubro importante dentro del costo global de la estructura.

**BIBLIOGRAFÍA**

- Aci-347. (2004). *Guide to Formwork for Concrete. In American Concrete.*
- Aci-549. (1988). Guide for the Design, Construction, and Repair of Ferrocement. *ACI Structural Journal*, 85.
- Alaa, A. T. (2006). Development of permanent formwork for beams using ferrocement laminates. *Doctoral dissertation, PHD Thesis submitted to Menoufia University, Egypt.*
- ALAA, A. T. (2006). Development of permanent formwork for beams using ferrocement laminates. *Doctoral dissertation, PHD Thesis submitted to Menoufia University, Egypt.*
- Al-Rifael, W., & Hassan, A. H. (1994). Structural behavior of thin ferrocement one-way bending elements. *Journal of Ferrocement*, 115-126.
- Anugeetha, B., & Sheela, S. (2010). Study on the Performance of Reinforced Concrete Beams Retrofitted Using Ferrocement and GFRP.
- Austriaco, N. C., Lee, S. L., & Pama, R. P. (1975). Inelastic Behavior of Ferrocement Slabs in Bending. *Magazine of Concrete Research (London)*, 193-209.
- Balaguru, P. (1977). Analysis and behavior of ferrocement in flexure. *Journal of the Structural Division*, 1937-1951.
- Balaguru, P. (1988). Use of ferrocement for confinement of concrete. *Proceedings of the third International Conference on Ferrocement, Roorkee, India*, 296-305.
- Bezukladov, V. F., & Bogoyavlenskii, L. P. (1968). Ship Hulls Made of Reinforced Concrete (Design, Strength, and Construction Technology). *NAVAL SHIP SYSTEMS COMMAND WASHINGTON DC SCIENTIFIC DOCUMENTATION DIV.*
- Botero, R. (2006). *Encofrados.*
- Collen, L. D., & Kirwan, R. W. (1959). Some Notes on Characteristics of Ferrocement. *Civil Engineering and Public Works Review*, 195-196.
- Fernández, O. D., & Fernández, G. J. (2009). Industrialización para la construcción de viviendas. Viviendas asequibles realizadas con prefabricados de hormigón. *Informes de la Construcción*, 71-79.
- Ganesan, N., & Anil, J. (1993). Strength and behavior of reinforced concrete columns confined by ferrocement. *Journal of ferrocement*, 23(2), 99-108.
- Gómez, D., & Muñoz. (2008). Estudio comparativo entre Distintas metodologías de industrialización de la construcción de viviendas. *Departamento de Ingeniería de la Construcción (UPC).*
- Greenius, A. W. (1975). Ferrocement for Canadian Fishing Vessels: A Summary and Interpretation of Test Results 1969-1974. *Industrial Development Branch, Fisheries and Marine Service, Environmental Canada, Ottawa*, 160.
- Greenius, A. W., & Smith, J. D. (1972). Ferrocement for Canadian Fishing Vessels. *Industrial Development Branch, Fisheries Service, Department of the Environment, Ottawa*, 113.
- Johnston, C. D., & Mattar, S. G. (1976). Ferrocement—behavior in tension and compression. *Journal of the Structural Division*, 875-889.



- Johnston, C. D., & Mowat, D. N. (1974). Ferrocement Material Behavior in Flexure. *Journal of the Structural Division*, 2053-2069.
- Kaish ABMA, A. M. (2012). Improved ferrocement jacketing for restrengthening of square RC short column. *Construction and Building Materials*, 228 – 237.
- Kaish, A. A., Alam, M. R., Jamil, M., & Wahed, M. A. (2013). Ferrocement jacketing for restrengthening of square reinforced concrete column under concentric compressive load. *Procedia Engineering*, 720-728.
- KAISH, A. A., ALAM, M. R., JAMIL, M., & WAHED, M. A. (2013). Ferrocement jacketing for restrengthening of square reinforced concrete column under concentric compressive load. . *Procedia Engineering*, 720-728.
- Kaish, A. B., & Zain, M. F. (2015). Axial behavior of ferrocement confined cylindrical concrete specimens with different sizes. *Construction and Building Materials*, 50-59.
- KAISH, A., ALAM, M., JAMIL, M., & WAHED, M. A. (2013). Ferrocement jacketing for restrengthening of square reinforced concrete column under concentric compressive load. *Procedia Engineering*, 720-728.
- Kazemi MT, M. R. (2005). Seismic strengthening of R/C columns with ferrocement jacket. . *Cement and Concrete Composites*, 834 – 842.
- Kumar, G. V., & Sharma, P. C. (1976). An Investigation of the Ultimate and First Crack Strength of Ferrocement in Flexure. *Indian Concrete Journal (Bombay)*, V. 50, No. 11, 335.
- Lalaj, O. Y., & Yilmaz, S. (2015). Recent perspectives for ferrocement. *Research On Engineering Structures and Materials*.
- Logan, D., & D Shah, S. P. (1973). Moment capacity and cracking behavior of ferrocement in flexure. *In Journal Proceedings*, 799-804.
- Logan, D., & Shah, S. P. (1973). Moment Capacity and Cracking Behavior of Ferrocement in Flexure. *ACI JOURNAL, Proceedings*, V. 70, 799-804.
- Logan, D., & Shaw, S. P. (1973). Moment capacity and cracking behavior of ferrocement in flexure. *In ACI Journal Proceedings (Vol. 70, No. 12)*. *ACI.*, 799-804.
- Mansur, M. A., & Ong, K. C. (1987). Shear Strength of Ferrocement Beams. *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 1, 10-17.
- Mays, G. C., & Barnes, R. A. (1995). Ferrocement permanent formwork as protection to reinforced concrete. *Journal of ferrocement*, 331–345.
- Mays, G., & Barnes, R. (2004). Ferrocement permanent. *J Ferrocem*, 331-345.
- Mays, G., & Bladen, S. (1985). Ferrocement—A review of in-service performance. *Report to the Department of the Environment*.
- Mccormac, J. C. (2014). *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega.
- Mokk, L. (1973). Construcción con elementos prefabricados. *Instituto Cubano del Libro*.
- Mourad SM, S. M. (2012). Repair and strengthening of reinforced concrete square using ferrocement jackets. . *Cement and Concrete Composites*, 288 – 294.



- Naaman, A. E., & McCarthy, M. R. (1985). Efficiency of Ferrocement Reinforced with Hexagonal Mesh. *International Symposium of Ferrocement, Asian Institute of Technology, Bangkok*, 21.
- Naaman, A. E., & Shah, S. P. (1971). "Tensile Tests of Ferrocement. *ACI JOURNAL*, 693-698.
- Olvera, A. (1994). *El Ferrocemento y sus aplicaciones*. Mexico Df: Instituto Politécnico Nacional.
- Pama, R. P., Sutharatnachaiyarn, C., & LEE, S. L. (1974). Rigidities and Strength of Ferrocement Proceedings. *First Australian Conference on Engineering Materials, University of New South Wales*, 287-308.
- Paramasivam, P., & Ravindrarajah, R. S. (1988). Effect of arrangements of reinforcements on mechanical properties of ferrocement. *Structural Journal*, 3-11.
- Paramasivam, P., Lim, C. T., & Ong, K. C. (1998). Cement and Concrete Composites. *Strengthening of RC beams with ferrocement laminates.*, 53-65.
- Peurlfoy, R. L., & Oberlender, G. D. (2011). *FORMWORK FOR CONCRETO STRUCTURES*.
- Powers, T. C., Copeland, L. E., Hayes, J. C., & Mann, H. M. (1954). Permeability of Portland Cement Paste. *ACI JOURNAL, Proceedings, V. 51, No. 3*, 285-298.
- Rao, A. K., & Gowdar, C. S. (1971). A Study of the Behavior of Ferrocement in Flexure. *Indian Concrete Journal (Bombay)*, 178-183.
- Rao, C., & Rao, A. (1988). Stress-Strain curve in axial compression and Poisson's ratio of Ferrocement. *Journal of Ferrocement*, 117-128.
- Rao, P. (1985). Some innovative structural applications involving ferrocement. *Indian Concrete Journal*.
- Rathisk Kumar, P. O., & Mikami, S. (2014). Ferrocement confinement of plain and reinforced concrete. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 241-251.
- Romualdi, J. P., & Batson, G. B. (1963). Mechanics of Crack Arrest in Concret. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 147-168.
- Sandowich, M., & Grabowski, J. (1981). The properties of composite columns made of ferrocement pipes filled with concrete tested in axial and eccentric compression. Bergamo, Italy. *International Symposium on Ferrocement*, 93-95.
- Seshu, D., & Rao, A. (1998). Behaviour of FCRC under axial compression. *RILEM Journal of Materials and Structures*, 628-633.
- Shah, S. P. (1970). Ferrocement as a New Engineering Material. *University of Illinois at Urbana, Dept. of Materials Engineering, University of Illinois at Chicago*, 37.
- Shah, S. P., & Naaman, A. E. (1978). Crack control in ferrocement and its comparison with reinforced concrete. *jurnal ferrocement*, 67-80.
- Shang, S., Zeng, L., & H, P. (2003). Flexural strengthening of reinforced concrete beam with ferrocement. *Proceedings of the 28th Conference on All World in Concrete and Structures, Singapore*, 28-29.
- Singh, K., & Kaushink, S. (1988). Ferrocement composite columns. *Proceedings of the third International Conference on Ferrocement, Roorkee, India*, 216- 225.
- Singh, V., Bansal, P. P., Kumar, M., & Kaushink, S. K. (2014). Experimental studies on strength and ductility of CFRP jacketed reinforced concrete beam-column joints. *Construction and Building Materials*, 194-201.



- Sirimontree, S., Witchayangkoon, B., & Lertpocasombut, K. (2015). Strengthening of Reinforced Concrete Column via Ferrocement Jacketing. *American Transactions on Engineering & Applied Sciences*, 2229-1652.
- Smith, P., & Mays, G. (1987). Novel mesh reinforcement for protection against blast and impact loading. *Concrete for Hazard Protection, Concrete Society, Edinburgh*.
- Tawab, A. A., & Shaheen, Y. B. (2012). Use of permanent ferrocement forms for concrete beam construction. *Materials and structures*, 45.
- Tawab, A. A., Fahmy, E. H., & Shaheen, Y. B. (2012). Use of permanent ferrocement forms for concrete beam construction. *Materials and structures*, 1319-1329.
- Walkus, B. R. (1975). The Behavior of Ferrocement in Bending. *Journal of Structural Engineering (Roorkee)*, V. 3, No. 3, 113-125.
- Walliuidin, A., & Rafeeqi, S. (1994). Journal of ferrocement, 24(2). *Study of behaviour of plain concrete confined with ferrocement.*, 139-45.
- Xiong GJ, W. X. (2011). Load carrying capacity and ductility of circular concrete columns confined by ferrocement including steel bars. *Construction and Building Materials*, 2263-2268.



ANEXOS.



Anexo 1. Tiempo de remoción del encofrado según ACI 347

Tabla 84 Tiempos de desencofrado de elementos estructurales (ACI 347)

Elemento	Unidad	Cantidad
Columnas	Horas	12
Muros	Horas	12
Laterales de vigas	Horas	12
Centros de arcos, carga viva menor que la carga muerta.	Días	14
Centros de arcos, carga viva mayor que la carga muerta.	Días	7
Vigas con luces menores de 3 metros, carga viva menor que la carga muerta.	Días	7
Vigas con luces menores de 3 metros, carga viva mayor que la carga muerta.	Días	4
Vigas de 3 a 6 metros de luz, carga viva menor que la carga muerta.	Días	14
Vigas de 3 a 6 metros de luz, carga viva mayor que la carga muerta.	Días	7
Vigas mayores 6 metros de luz, carga viva menor que la carga muerta.	Días	21
Vigas mayores 6 metros de luz, carga viva mayor que la carga muerta.	Días	14
Losas unidireccionales con luces menores de 3 metros, carga viva menor que la carga muerta.	Días	4
Losas unidireccionales menores a 3 metros de luz, carga viva mayor que la carga muerta.	Días	3
Losas unidireccionales de 3 a 6 metros de luz, carga viva menor que la carga muerta.	Días	7
Losas unidireccionales de 3 a 6 metros de luz, carga viva mayor que la carga muerta.	Días	4
Losas unidireccionales mayores 6 metros de luz, carga viva menor que la carga muerta.	Días	10
Losas unidireccionales mayores 6 metros de luz, carga viva mayor que la carga muerta.	Días	7



Anexo 2. Variación de los parámetros de diseño en función del número de vanos.



Anexo 3. Memoria Fotografías de pruebas aisladas de los encofrados en campo



Anexo 4. Memoria fotográfica de pruebas de laboratorio.



Anexo 5. Resultados de los ensayos de los encofrados.



Anexo 6. Planos arquitectónicos.



Anexo 7. Planos estructurales convencionales.



Anexo 8. Planos estructurales sistema ECPPF



Anexo 9. Memoria fotográfica de la construcción del prototipo con el sistema ECPPF