

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOLERAS Y COLUMNAS PREFABRICADAS
CON TECNOLOGÍA DE BOTELLAS PLÁSTICAS Y FERROCEMENTO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ CARLOS TREJO GARCÍA

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

| | |
|------------|-------------------------------------|
| DECANO | Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos |
| VOCAL I | Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno |
| VOCAL II | Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco |
| VOCAL III | Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón |
| VOCAL IV | Br. Juan Carlos Molina Jiménez |
| VOCAL V | Br. Mario Maldonado Muralles |
| SECRETARIO | Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez |

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

| | |
|------------|--------------------------------------|
| DECANO | Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos |
| EXAMINADOR | Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa |
| EXAMINADOR | Ing. Juan Ramón Ordóñez Hernández |
| EXAMINADOR | Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera |
| SECRETARIO | Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez |

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOLERAS Y COLUMNAS PREFABRICADAS CON TECNOLOGÍA DE BOTELLAS PLÁSTICAS Y FERROCEMENTO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de mayo de 2011.



José Carlos Trejo García

Guatemala, Abril de 2012.

Ingeniero

Guillermo Melini Salguero

Coordinador del Área de Materiales y

Construcciones Civiles

Escuela de Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Ingeniero:

Por medio de la presente, le informo que he asesorado y revisado el trabajo de graduación, con título: **ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOLERAS Y COLUMNAS PREFABRICADAS CON TECNOLOGIA DE BOTELLAS PLASTICAS Y FERROCEMENTO**, desarrollado por el estudiante José Carlos Trejo García, con carné: 2007-14636. El cual satisface los objetivos del mismo.

Agradecido por su atención y colaboración, me suscribo atentamente.



Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

No. de colegiado: 2089

Jefe de la Sección de Estructuras

Mario Rodolfo Corzo A.
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
2 de julio de 2012

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOLERAS Y COLUMNAS PREFABRICADAS CON TECNOLOGÍA DE BOTELLAS PLÁSTICAS Y FERROCEMENTO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Carlos Trejo García, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. ~~Civil~~ Guillermo Francisco Meléndez
Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles

FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles, Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero al trabajo de graduación del estudiante José Carlos Trejo García, titulado **ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOLERAS Y COLUMNAS PREFABRICADAS CON TECNOLOGÍA DE BOTELLAS PLÁSTICAS Y FERROCEMENTO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



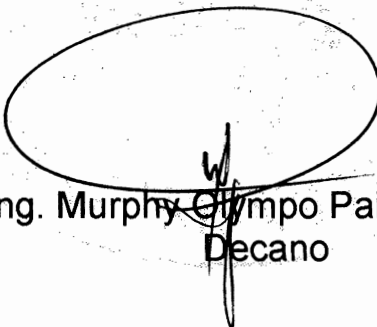
Guatemala, julio de 2012.

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOLERAS Y COLUMNAS PREFABRICADAS CON TECNOLOGÍA DE BOTELLAS PLÁSTICAS Y FERROCEMENTO**, presentado por el estudiante universitario **José Carlos Trejo García**, autoriza la impresión del mismo..

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, julio de 2012



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

| | |
|--------------------------|--|
| Dios | Dador de vida y oportunidades para seguir adelante, fuente de sabiduría y conocimiento. |
| Mis padres | Marvin Estuardo Trejo Salazar y Marleni Elizabeth García de Trejo Infinitas gracias por el apoyo incondicional que me han brindado para alcanzar esta meta, por su ejemplo y sabios consejos, que Dios los bendiga. |
| Mis hermanos | Luis Fernando y Marvin Estuardo Trejo García Por ser ejemplares y fuente de inspiración para concluir esta etapa. |
| Katya Morales | Gratitud por estar a mi lado e impulsarme a seguir adelante, que este logro sea un ejemplo y sirva de inspiración, para alcanzar tus metas. |
| Mi abuela | Amanda Salazar de Trejo con mucho cariño y respeto. |
| Mis tíos y primos | Familia Trejo Salazar y familia García Mendizábal. |

AGRADECIMIENTOS A:

| | |
|--|---|
| Mi asesor | Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila por su asesoría en la elaboración del presente trabajo. |
| Equipo técnico | Unidad de estructuras del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería, por su colaboración en el trabajo de laboratorio especialmente señor Fabio Sánchez. |
| Mis amigos y compañeros de promoción | Mis muestras sinceras de estima y respeto, gracias por su apoyo. |
| Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería | Por brindarme la gran oportunidad de prepararme académicamente en sus aulas. |

ÍNDICE GENERAL

| | |
|---|------|
| ÍNDICE DE ILUSTRACIONES | VII |
| LISTA DE SÍMBOLOS | XI |
| GLOSARIO | XIII |
| RESUMEN | XVII |
| OBJETIVOS | XIX |
| INTRODUCCIÓN | XXI |
| | |
| 1. GENERALIDADES DE LOS MATERIALES | 1 |
| 1.1. Ferrocemento..... | 1 |
| 1.1.1. Concepciones generales | 1 |
| 1.1.1.1. Normativas sobre ferrocemento..... | 2 |
| 1.1.2. Materiales que lo constituyen | 2 |
| 1.1.2.1. Malla de refuerzo | 3 |
| 1.1.2.1.1. Malla de alambre hexagonal..... | 4 |
| 1.1.2.1.2. Malla de alambre soldado..... | 4 |
| 1.1.2.1.3. Malla entretejida | 5 |
| 1.1.2.1.4. Malla de metal desplegado | 6 |
| 1.1.2.2. Cemento | 7 |
| 1.1.2.2.1. Tipos de cementos adecuados para construcción de ferrocemento..... | 8 |
| 1.1.2.3. Agregados | 9 |
| 1.1.2.4. Calidad del agua de la mezcla..... | 11 |
| 1.1.2.5. Admixturas o aditivos..... | 11 |
| 1.1.2.6. Recubrimiento..... | 13 |

| | | |
|------------|--|----|
| 1.2. | Polímeros | 13 |
| 1.2.1. | Clasificación de los polímeros..... | 13 |
| 1.2.1.1. | Polímeros termoplásticos | 14 |
| 1.2.1.2. | Polímeros termoestables..... | 14 |
| 1.2.1.3. | Elastómeros | 14 |
| 1.2.1.4. | Conformado de los polímeros | 15 |
| 1.2.2. | Polietileno | 15 |
| 1.2.2.1. | Polietileno de alta densidad (PEAD) | 16 |
| 1.2.2.2. | Polietileno de baja densidad (PEBD) | 16 |
| 1.3. | Acero de refuerzo | 16 |
| 1.3.1. | Generalidades del acero | 16 |
| 1.3.2. | Propiedades físicas y mecánicas del acero | 17 |
| 1.3.2.1. | Propiedades físicas | 17 |
| 1.3.2.2. | Propiedades mecánicas | 18 |
| 1.3.2.2.1. | Alta resistencia | 18 |
| 1.3.2.2.2. | Elasticidad | 18 |
| 1.3.2.2.3. | Plasticidad | 18 |
| 1.3.2.2.4. | Fragilidad..... | 19 |
| 1.3.2.2.5. | Tenacidad | 19 |
| 1.3.2.2.6. | Dureza..... | 19 |
| 1.3.2.2.7. | Ductilidad..... | 19 |
| 1.3.2.2.8. | Resilencia..... | 20 |
| 1.3.3. | Acero de refuerzo longitudinal en vigas según ACI y AGIES (criterios) | 20 |
| 2. | MAMPOSTERIA DE MUROS CONFINADOS..... | 23 |
| 2.1. | Mampostería..... | 23 |
| 2.2. | Muros estructurales | 25 |
| 2.3. | Sistemas de mampostería | 25 |

| | | |
|----------|--|----|
| 2.3.1. | Mampostería sin refuerzo..... | 25 |
| 2.3.2. | Mampostería reforzada interiormente | 26 |
| 2.3.3. | Mampostería de muros confinados | 27 |
| 2.3.3.1. | Columnas de confinamiento | 29 |
| 2.3.3.2. | Vigas de confinamiento (soleras)..... | 30 |
| 2.4. | Otras características en muros | 30 |
| 2.4.1. | Aislamiento térmico | 30 |
| 2.4.2. | Aislamiento acústico..... | 31 |
| 3. | MÉTODO DE FABRICACIÓN | 33 |
| 3.1. | Clasificación de las botellas PET | 33 |
| 3.2. | Elaboración de pequeñas columnas y vigas..... | 34 |
| 3.2.1. | Relleno y apisonado..... | 35 |
| 3.2.2. | Unión entre botellas | 36 |
| 3.3. | Armado y confinamiento de vigas y columnas | 37 |
| 3.4. | Formaleta..... | 42 |
| 3.5. | Preparación y aplicación de mortero..... | 43 |
| 3.6. | Curado y tipos de curado | 47 |
| 4. | GENERALIDADES DE LOS ENSAYOS..... | 53 |
| 4.1. | Ensayos de compresión..... | 53 |
| 4.1.1. | Clasificación de mortero | 54 |
| 4.1.2. | Flexo-compresión en columnas..... | 56 |
| 4.2. | Ensayos de flexión..... | 61 |
| 4.2.1. | Flexión en vigas | 62 |
| 4.2.2. | Ensayo para determinación del módulo de elasticidad | 67 |
| 4.3. | Ensayo de corte | 71 |

| | | |
|------------|--|-----|
| 5. | ANÁLISIS DE RESULTADOS | 75 |
| 5.1. | Análisis gráfico de columnas | 75 |
| 5.1.1. | Evolución en el diseño de columnas..... | 75 |
| 5.1.1.1. | Columnas a flexo-compresión..... | 76 |
| 5.1.1.1.1. | Columna 1 a flexo-compresión... | 77 |
| 5.1.1.1.2. | Columna 2 a flexo compresión ... | 82 |
| 5.1.1.1.3. | Columna 3 a flexo compresión ... | 86 |
| 5.1.1.2. | Columna a flexión..... | 91 |
| 5.1.1.2.1. | Columna 1 a flexión..... | 92 |
| 5.1.1.2.2. | Columna 2 a flexión..... | 92 |
| 5.2. | Análisis teórico de columnas | 95 |
| 5.2.1. | Fundamento teórico | 95 |
| 5.2.1.1. | Fórmula de euler | 95 |
| 5.2.1.2. | Resistencias de diseño | 96 |
| 5.2.1.3. | Módulo de elasticidad teórico..... | 96 |
| 5.2.1.4. | Módulo de elasticidad según ensayo | 97 |
| 5.2.1.5. | Momento de inercia..... | 97 |
| 5.2.2. | Resultados teóricos..... | 98 |
| 5.2.2.1. | Columna 1 | 98 |
| 5.2.2.2. | Columna 2..... | 99 |
| 5.2.2.3. | Columna 3..... | 100 |
| 5.3. | Análisis gráfico de vigas | 101 |
| 5.3.1. | Evolución en el diseño de vigas..... | 101 |
| 5.3.1.1. | Flexión en vigas | 102 |
| 5.3.1.1.1. | Flexión viga 1 | 102 |
| 5.3.1.1.2. | Flexión en viga 2 | 104 |
| 5.3.1.1.3. | Flexión en viga 3 | 106 |
| 5.4. | Análisis teórico de vigas | 110 |
| 5.4.1. | Fundamento teórico | 110 |

| | | |
|-----------------------|--|-----|
| 5.4.1.1. | Método de doble integración | 110 |
| 5.4.1.2. | Módulo de elasticidad | 111 |
| 5.4.1.3. | Momento de inercia | 112 |
| 5.4.1.4. | Deflexión máxima admisible | 112 |
| 5.4.2. | Resultado teórico | 113 |
| 5.5. | Interpretación de resultados..... | 116 |
| 5.5.1. | Interpretación a resultados de columnas..... | 116 |
| 5.5.2. | Interpretación a resultados de vigas..... | 118 |
| CONCLUSIONES..... | | 119 |
| RECOMENDACIONES | | 121 |
| BIBLIOGRAFÍA | | 123 |

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

| | | |
|-----|--|----|
| 1. | Malla de alambre, hexagonal..... | 4 |
| 2. | Malla de alambre, soldado..... | 5 |
| 3. | Malla entretejida..... | 6 |
| 4. | Malla de metal desplegado..... | 7 |
| 5. | Formas comunes de botellas..... | 34 |
| 6. | Relleno y apisonado..... | 35 |
| 7. | Unión entre botellas..... | 36 |
| 8. | Separadores y su colocación..... | 38 |
| 9. | Unión de pequeños elementos (vigas, columnas)..... | 39 |
| 10. | Malla de refuerzo..... | 40 |
| 11. | Malla de refuerzo y refuerzo longitudinal..... | 41 |
| 12. | Técnica para tensar..... | 42 |
| 13. | Formaleta..... | 43 |
| 14. | Proporciones por volumen..... | 44 |
| 15. | Proporciones por peso..... | 45 |
| 16. | Llenado y vibrado..... | 47 |
| 17. | Curado por rociado sobre costales..... | 49 |
| 18. | Curado evitando perdidas de humedad por evaporación..... | 50 |
| 19. | Curado moderno por membranas líquidas..... | 51 |
| 20. | Ensayo de compresión a morteros..... | 55 |
| 21. | Ensayo a flexo compresión en columnas..... | 57 |
| 22. | Flexión en vigas..... | 62 |

| | | |
|-----|---|-----|
| 23. | Ensayo a flexión a elemento en voladizo..... | 68 |
| 24. | Ensayo a corte..... | 72 |
| 25. | Sección de los elementos..... | 77 |
| 26. | Comportamiento a flexo compresión, columna 1 sentido "X"..... | 78 |
| 27. | Comportamiento a flexo compresión, columna 1 sentido "Y"..... | 79 |
| 28. | Esfuerzo – Deformación "X" y "Y", columna 1..... | 80 |
| 29. | Representación del movimiento centroidal, columna 1..... | 81 |
| 30. | Comportamiento a flexo compresión, columna 2 sentido "X"..... | 82 |
| 31. | Comportamiento a flexo compresión, columna 2 sentido "Y"..... | 83 |
| 32. | Esfuerzo – Deformación "X" y "Y", columna 2..... | 84 |
| 33. | Representación del movimiento centroidal, columna 2..... | 85 |
| 34. | Comportamiento a flexo compresión, columna 3 sentido "Y"..... | 86 |
| 35. | Comportamiento a flexo compresión, columna 3 sentido "X"..... | 88 |
| 36. | Esfuerzo – Deformación "X" y "Y", columna 3..... | 89 |
| 37. | Representación del movimiento centroidal, columna 3..... | 90 |
| 38. | Flexión del elemento empotrado..... | 91 |
| 39. | Comportamiento del elemento 1 empotrado, a flexión..... | 92 |
| 40. | Comportamiento del elemento 2 empotrado, a flexión..... | 94 |
| 41. | Comportamiento a flexión, Viga 1..... | 103 |
| 42. | Comportamiento a flexión, viga 2..... | 105 |
| 43. | Comportamiento a flexión (carga-descarga), viga 3..... | 107 |
| 44. | Comportamiento a flexión (ruptura), viga 3..... | 109 |
| 45. | Condiciones de carga en viga..... | 113 |

TABLAS

| | | |
|-----|--|----|
| I. | Especificaciones para agregado fino..... | 10 |
| II. | Datos de ensayo a flexo compresión, columna 1..... | 58 |

| | | |
|-------|---|----|
| III. | Datos de ensayo a flexo compresión, columna 2..... | 59 |
| IV. | Datos de ensayo a flexo compresión, columna 3..... | 60 |
| V. | Datos de ensayo a flexión, viga 1..... | 63 |
| VI. | Datos de ensayo a flexión, viga 2..... | 64 |
| VII. | Datos de ensayo a flexión, viga 3 (carga-descarga)..... | 65 |
| VIII. | Datos de ensayo a flexión, viga 3 (falla)..... | 66 |
| IX. | Datos de ensayo a flexión, elemento 1 en voladizo..... | 69 |
| X. | Datos de ensayo a flexión, elemento 2 en voladizo..... | 70 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| Símbolo | Significado |
|------------------------------|--|
| P | Carga |
| P_{cr} | Carga crítica de Euler |
| cm | Centímetros |
| C1, C2 | Constantes de integración |
| δ_e | Deflexión de ensayo |
| δ | Deflexión máxima |
| δ_{empotrada} | Deflexión máxima en elementos empotrados |
| δ₂ | Deflexión máxima según chequeo del ACI. |
| δ₁ | Deflexión máxima según método de doble integración |
| ∫∫ dx | Doble integral en términos de equis |
| Φ | Factores de reducción |
| °C | Grados Celsius |
| I_g | Inercia gruesa |
| ∫ dx | Integral en términos de equis |
| kg/cm² | Kilogramos sobre centímetro cuadrado (esfuerzo) |
| L | Longitud |
| L_e | Longitud efectiva |
| m | Metro |
| ml | Mililitros |
| mm | Milímetros |
| E | Módulo de elasticidad |
| I | Momento de inercia |

$\frac{dy}{dx}$

Primera derivada en términos de equis

$f'm$

Resistencia a compresión de un elemento

$\frac{d^2y}{dx^2}$

Segunda derivada en términos de equis

S_a

Tipo de mortero

v

Volumen

GLOSARIO

| | |
|----------------------|--|
| Adherencia | Capacidad de producir unión entre dos elementos o superficies. |
| Admixturas | Productos químicos utilizados en la construcción para modificar propiedades en la elaboración del concreto. |
| Apisonado | Término que se utiliza para representar la acción de compactar o eliminar vacíos dentro de muestras a ensayar. |
| Carbonatación | Reacción química que ocurre en el hormigón, provoca deterioro, erosión. |
| Carga axial | Si la línea de acción de la fuerza pasa por el centroide de la sección considerada. |
| Centroide | Es un concepto puramente geométrico que depende de la forma del sistema en análisis. |
| Compresión | Esfuerzo que ocurre ante la presencia de cargas axiales entrando al plano de la sección afectada. |
| Confinamiento | Es la estabilidad, amarre o unión que se proporciona a un elemento a través de materiales confinantes. |

| | |
|-----------------------------|---|
| Corrosión | Reacción química que ocurre en materiales ferrosos, provoca deterioro, erosión. |
| Deflexión | Curvatura transitoria que experimenta un sólido elástico por la acción de una fuerza que lo deforma. |
| Deformación elástica | Alteración de los materiales que se recupera al eliminar las fuerzas aplicadas. |
| Deformación plástica | Alteración permanente de un material al quitar las fueras aplicadas. |
| Deformación | Cambio en el tamaño o la forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o varias fuerzas. |
| Deformímetro | aparato que mide las deformaciones de un material o elemento estructural. |
| Esfuerzo | Fuerza por unidad de área, o intensidad de las fuerzas distribuidas sobre una sección dada. |
| Falla | Condición no deseada que hace que el elemento estructural no desempeñe una función para la cual existe. Una falla no necesariamente produce un colapso. |
| Fraguado | Cambio en la consistencia de la mezcla. Paso de estado plástico a sólido. |

| | |
|------------------------------|---|
| Granulometría | Medición y gradación que se realiza a suelos y materiales sedimentarios. |
| Histéresis | Es la tendencia de un material a conservar una de sus propiedades, en ausencia del estímulo que la ha generado. Fenómeno por el que el estado de un material depende de su historia previa. |
| Impermeabilidad | Es la capacidad de un material para que un fluido no lo atraviese y así evitar que altere su estructura interna. |
| Módulo de elasticidad | Es un tipo de constante elástica que relaciona una medida relacionada con la tensión y una medida relacionada con la deformación. |
| Peso específico | Es el cociente entre el peso de un cuerpo y su volumen. |
| Resilencia | Es una magnitud que cuantifica la cantidad de energía por unidad de volumen que almacena un material al deformarse elásticamente. |
| Rigidez | Capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos. |
| Tenacidad | Es la energía total que absorbe un material antes de alcanzar la ruptura. |

RESUMEN

El estudio experimental de columnas y vigas para confinamiento en muros de mampostería, se realiza como una alternativa segura estructural para viviendas de bajo costo a base de ferrocemento y materiales reciclados.

En el capítulo uno, se dan las generalidades de los materiales que constituyen los elementos del estudio, normas, propiedades físicas y mecánicas.

El capítulo dos describe conceptos fundamentales de mampostería, sistemas constructivos y particularmente el sistema propio de los elementos en estudio y sus características.

El capítulo tres es una guía que describe paso a paso el método de elaboración de las columnas y vigas, proporciones de los materiales y aspectos importantes a considerar posterior a la elaboración, para garantizar la funcionalidad de los mismos.

El capítulo cuatro es una descripción de los ensayos realizados para determinar las propiedades físico-mecánicas de los elementos y los detalles que se deben tomar en cuenta en la realización de los mismos. Dentro de ellos se encuentran ensayos a compresión, flexo compresión, flexión, corte y los datos tabulados para cada muestra.

En el capítulo cinco, se tiene la representación gráfica y su respectivo análisis, el análisis teórico y la comparación teórica-práctica del estudio.

El resultado final fue producto de varios modelos, cálculos y ensayos para llegar a la presentación del modelo propuesto; este trabajo también generó otras ideas para ir optimizando el sistema constructivo para viviendas de bajo costo, es decir uniones viga-columna, uniones columna-panel, unión panel-panel; trabajos que de momento están siendo realizados por otros compañeros estudiantes.

OBJETIVOS

General

Realizar una evaluación comparativa teórica – experimental, para la determinación de las propiedades estructurales de columnas y vigas de confinamiento a base de ferrocemento y botellas de polietileno rellenas de plástico.

Específicos

1. Dar una aplicación estructural a los embaces plásticos y bolsas plásticas reciclados, como reingeniería para que puedan ser utilizados como materiales de construcción.
2. Evaluar estructuralmente los elementos mediante ensayos a esfuerzos de compresión y flexión.
3. Análisis e interpretación de resultados obtenidos por los ensayos realizados, para determinar la funcionalidad del sistema constructivo.
4. Proporcionar un avance a una nueva alternativa de construcción a los sectores de escasos recursos de la sociedad.
5. Se pretende eliminar el uso de la madera como sistema constructivo.

INTRODUCCIÓN

En Guatemala, son muy utilizadas las estructuras de mampostería, es decir, construcciones a base de elementos de block de concreto, de tierra: adobe, ladrillos de barro cocido y otras variedades. Estos de dimensiones pequeñas comparadas con el área de los muros.

Existen sectores de nuestra sociedad que debido a la falta de recursos económicos no tienen acceso a los métodos constructivos tradicionales, es por eso que surge la necesidad de desarrollar un método constructivo sencillo, de fácil capacitación y corta duración para que las familias sean su propia mano de obra y el método esté al alcance de los sectores más pobres. Este debe ser estudiado para que satisfaga los requisitos estructurales, esto con el fin de disminuir riesgos de grandes desastres, los que podrían darse por ser una zona altamente sísmica.

Como consecuencia de la propuesta de copaneles prefabricados, se evalúa una alternativa para elaborar elementos de confinamiento en muros con fines ecológicos y económicos sin dejar por un lado el factor seguridad, esto con el aprovechamiento de botellas plásticas, desechos inorgánicos y eliminando el uso de la madera en la construcción. Todo diseño requiere de cuidado y precisión con el fin de que sea lo más conveniente en cuanto a seguridad, presentación y economía.

En este proyecto se analiza el comportamiento estructural de los elementos de manera individual para poder determinar su capacidad de carga y así concretar las especificaciones de los mismos. A raíz de este surgen proyectos complementarios al sistema constructivo; uniones entre los elementos que conforman los muros, optimización de los elementos según dimensiones y capacidad de carga, unificación del sistema constructivo entre otros posibles.

1. GENERALIDADES DE LOS MATERIALES

1.1. Ferrocemento

Es la unidad estructural no newtoniana constituida fundamentalmente por tres elementos: malla, cemento, arena, que le permiten tener una alta variabilidad morfológica con un buen comportamiento a esfuerzos de flexión, compresión e impacto con sus características en la construcción de mampostería como elementos esbeltos.

1.1.1. Concepciones generales

El ferrocemento es un material de construcción compuesto, de poco espesor, flexible, en la que un gran número de mallas de alambre de acero de pequeño diámetro están distribuidas uniformemente a través de la sección transversal. Se utiliza un mortero muy rico en cemento lográndose un comportamiento notablemente mejorado en comparación al hormigón armado cuya resistencia está dada por las formas de las piezas; se utiliza en la construcción y como material de esculturas.

El refuerzo de malla ofrece mejoras en muchas de las propiedades físicas del material, tales como fractura, resistencias a la tensión y a la flexión, flexibilidad, resistencia a los esfuerzos de trabajo y al impacto, también ventajas en términos de fabricación en productos y elementos. Ante la influencia de carga se comporta como un material más elástico y homogéneo que el concreto en condición normal.

En términos generales el ferrocemento se considera como una forma altamente versátil de un material compuesto hecho de mortero de cemento y capas de malla de alambre, o de un emparrillado de acero de diámetro pequeño, ligados íntimamente para crear una estructura rígida. Este material se considera como un material diferente al concreto armado ya que el comportamiento entre ambos es distinto.

1.1.1.1. Normativas sobre ferrocemento

El comité 549 del American Concrete Institute (ACI) sobre ferrocemento llegó a la conclusión de que no puede definirse el ferrocemento como refuerzo de acero, aun cuando la mayoría de las aplicaciones actuales enfatizan el uso de este material como refuerzo. Por consiguiente, el comité lo define de la siguiente manera: "Ferrocemento es un tipo de construcción de concreto reforzado con espesores delgados, en el cual, generalmente, el cemento hidráulico está reforzado con capas de malla continua de diámetro relativamente pequeño. La malla puede ser de material metálico o de otros materiales adecuados."

1.1.2. Materiales que lo constituyen

Los materiales que constituyen el ferrocemento hacen de este un material muy eficiente que debe cumplir con los requisitos generales; buena resistencia a compresión, impermeabilidad, dureza y resistencia al ataque químico, lo más elevadas posibles y tal vez el factor más importante de todos, que su consistencia se mantenga uniforme, compacta y sin huecos. La resistencia del mortero depende de su relación agua/cemento y la trabajabilidad del mortero depende directamente de la cantidad de agua por lo que debe tenerse cuidado

especial para obtener un producto satisfactorio. Los materiales constituyentes son:

- Malla de alambre o emparrillado de acero
- Cemento
- Arena

1.1.2.1. Malla de refuerzo

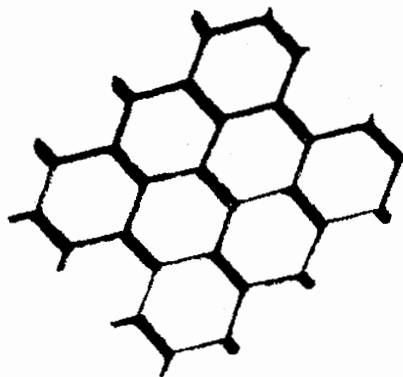
La malla de alambre es uno de los esenciales componentes en el ferrocemento. Esta es muy común y se dispone de ella en casi cualquier lugar, consiste en alambres delgados, ya sean entretrejidos o soldados para conformarse, pero el requisito principal es que sea fácil de manejar y, si fuera necesario, lo suficientemente flexible para poderla doblar en las esquinas agudas. Su función en conjunto con la varilla de refuerzo si estuviera reforzado es, en primer lugar, actuar como marco para dar forma y para sostener el mortero en estado fresco, cuando endurece el mortero; absorber los esfuerzos de tensión sobre la estructura, que el mortero por sí solo no podría soportar.

Un elemento durante el tiempo en que cumple su función estructural está expuesto a golpes torceduras y dobleces que dan como resultado grietas y fracturas, lo anterior es contrarrestado con la malla de refuerzo, el comportamiento del ferrocemento dependerá en gran parte del tipo, cantidad, orientación y propiedades de la resistencia de la malla y cuando aplique de la varilla de refuerzo.

1.1.2.1.1. Malla de alambre hexagonal

Esta es mejor conocida como malla de gallinero, es la más económica y de fácil manejo, tiene la gran ventaja de que se encuentra en la mayoría de países por lo que es muy popular y comúnmente usada. En ferrocemento generalmente se utilizan de diámetro 0,05 a 0,01 centímetros, con aberturas que varían de 1 a 2,5 centímetros. Es apropiada para la elaboración del ferrocemento en calidad galvanizada ya que con ella no hay limitante en su uso por oxidación.

Figura 1. Malla de alambre, hexagonal



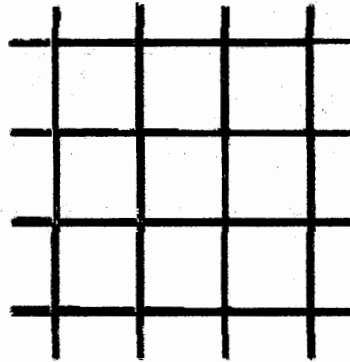
Fuente: B.K. Paul. Ferrocemento. p. 35.

1.1.2.1.2. Malla de alambre soldado

Es elaborada con alambre mucho más rígido que el de la malla hexagonal, generalmente calibre dieciocho o diecinueve. El alambre de ésta es hecho de acero de alta resistencia a la tensión. Algunos constructores prefieren utilizarla por la facilidad de moldearla conformándose a las curvas deseadas, produciendo líneas suaves. Este material presenta un aspecto negativo y es la

posibilidad de presentar puntos débiles en las intersecciones, que resultan de una soldadura inadecuada en la fabricación de la misma.

Figura 2. Malla de alambre, soldado

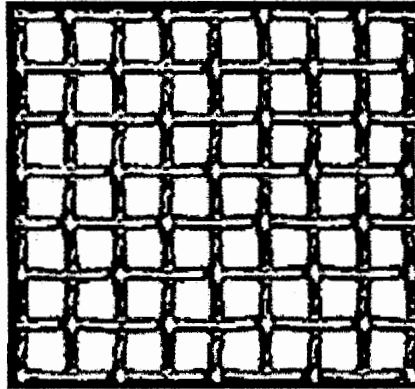


Fuente: B.K. Paul. *Ferrocemento*. p. 36.

1.1.2.1.3. Malla entretejida

En las mallas de este tipo los alambres están simplemente entretejidos al tamaño de la cuadrícula deseada y no están soldados en las intersecciones. Los alambres no están perfectamente derechos y existe cierto grado de ondulación. Se comporta tan bien o mejor que las mallas soldadas o las hexagonales. Presenta una dificultad y es que se complica poder mantenerla en una posición, pero al estirla fácilmente se somete a las curvas deseadas.

Figura 3. **Malla entretejida**



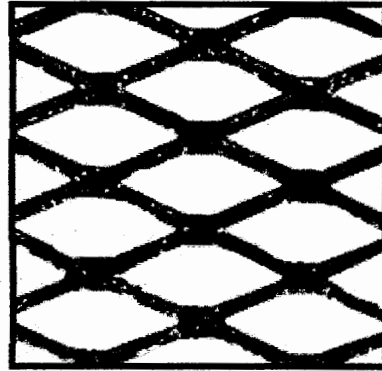
Fuente: B.K. Paul. Ferrocemento. p. 37.

1.1.2.1.4. Malla de metal desplegado

También es conocida como marco metálico de yesero y algunas veces es usada en construcción con ferrocemento. Esta tiene aberturas en forma de diamante. Han efectuado investigaciones respecto a la posibilidad de emplear como refuerzo metal desplegado como una alternativa de la malla de alambre. No parece haber desventajas importantes en el uso del metal desplegado, y de hecho existen ventajas inherentes tales como una buena adherencia mecánica y facilidad de colocación. Una pequeña desventaja del metal desplegado es que tiende a abrirse debido a la acción de tijera del material en forma de diamante.

Existe un límite en cuanto al tamaño y al peso del metal desplegado que puede usarse para evitar esta acción de tijera. Pruebas recientes con un material más ligero con aberturas de 0,19 y 2,54 centímetros mostraron resultados más satisfactorios.

Figura 4. Malla de metal desplegado



Fuente: B.K. Paul. Ferrocemento. p. 38.

1.1.2.2. Cemento

En un sentido más amplio, el cemento puede describirse como un material con propiedades de adherencia y cohesión que lo hacen capaz de unir fragmentos minerales en una masa compacta. El material adhesivo en el ferrocemento lleva el nombre de mortero y está compuesto por cemento Portland y arena. Las propiedades del mortero se rigen por el tipo y calidad de los materiales que lo constituyen, su proporción, sus condiciones de preparación y factores ambientales. Han sido varios los cementos que se han elaborado para asegurar la durabilidad del concreto en las diferentes condiciones ambientales a que pueda estar expuesto.

1.1.2.2.1. Tipos de cementos adecuados para construcción de ferrocemento

- Cementos Portland tipo I y tipo II

Estos son adecuados para aplicarse cuando no se presentan condiciones especiales, o no se requiera de propiedades especiales:

- Cemento Portland tipo I

No se recomienda el uso de este en estructuras que pueden estar sujetas a fuertes ataques de sulfatos en el terreno, agua dulce o agua de mar, así como a elevaciones excesivas de temperatura debido a hidratación.

- Cemento Portland tipo II

Este cemento proporciona resistencias iniciales bajas pero da como resultado resistencias últimas más altas.

- Cemento Portland tipo III

Este es llamado de endurecimiento rápido ya que adquiere su resistencia rápidamente y es utilizado en casos que se requiera alta resistencia inicial. Por su alto calor de hidratación no es adecuado para climas cálidos porque puede darse un fraguado acelerado.

- **Cemento Portland tipo V**

Este cemento es resistente a los sulfatos y se utiliza para la construcción con ferrocemento en ambientes marinos y en estructuras susceptibles a sulfatos. El costo de producción de éste es alto.

- **Cemento Portland de escoria de alto horno**

El uso de este cemento no es recomendado en climas fríos ya que puede dar lugar a daños por heladas. Tiene ventajas en su uso en ferrocemento ya que su baja velocidad de fraguado da un mayor margen para trabajar los acabados y debido a su alta resistencia a los sulfatos se recomienda su uso en ferrocemento expuesto al ataque de sulfatos.

- **Cemento Portland puzolánico**

Los cementos Portland puzolánicos adquieren su resistencia muy lentamente y requieren curarse durante un tiempo comparativamente largo, pero su resistencia última es aproximadamente la misma que la del cemento Portland ordinario. El cemento Portland puzolánico muestra buena resistencia al ataque de sulfatos y a otros agentes destructivos, y es frecuentemente recomendado por expertos en ferrocemento. Algunas ventajas en este cemento son; posee un bajo calor de hidratación, su precio es competitivo en relación al cemento Portland.

1.1.2.3. Agregados

Se les llama agregados a los materiales inertes dispersos dentro de la pasta de cemento, los agregados pueden tener constituyentes que reaccionan

químicamente con otros componentes del concreto dando como resultado algunos cambios físicos que pueden favorecer según las necesidades. Los agregados inertes ocupan del 60 al 70 por ciento del volumen del mortero.

El agregado normalmente usado es agregado natural, los cuales proceden de depósitos de ríos, lagos, aluviones, eólicos, marinos y glaciáticos. Los depósitos generalmente son variables en cuanto a graduación y contienen exceso de unos materiales y deficiencias de otros. Para obtener un agregado de calidad uniforme, debe usualmente lavarse, tamizarse, triturarse, separarse en fracciones de tamaños y mezclarse el material. Para efectos de ferrocemento es importante cumplir la granulometría de las partículas de arena en lo posible, con la especificación C33-74a de la norma ASTM para los agregados.

Tabla I. Especificaciones para agregado fino

| Especificaciones C33-74a de la ASTM para agregado fino. | |
|---|---------------------|
| Tamiz | Porcentaje que pasa |
| 3/8" (9,5mm) | 100 |
| Núm. 4 (4,75mm) | 95 – 100 |
| Núm. 8 (2,36mm) | 80 – 100 |
| Núm. 16 (1,18mm) | 50 – 85 |
| Núm. 30 (600- μ m) | 25 – 60 |
| Núm. 50 (300- μ m) | 10 – 30 |
| Núm. 100 (150- μ m) | 2 – 10 |

Fuente: B.K. Paul. Ferrocemento. p. 45.

1.1.2.4. Calidad del agua de la mezcla

La calidad del ferrocemento también está sujeta a la calidad del agua ya que las impurezas pueden interferir en el fraguado del cemento y afectar adversamente la resistencia o provocar manchado en la superficie, y asimismo provocar, corrosión en el refuerzo o carbonatación en el mortero.

Esta debe ser potable en lo posible. No debe contener sustancias reactivas o nocivas (limos finos en cantidad grande, aceite, ácidos y sales alcalinas especialmente sulfatos y cloruros, materia orgánica, desagües domésticos o industriales). Puede aceptarse un mortero con aguas tratadas, siempre que la reducción de resistencia no sobrepase el 10 por ciento de la del mortero hecho con agua adecuada y que no haya problemas de estabilidad volumétrica y reducción del fraguado.

1.1.2.5. Admixturas o aditivos

Son sustancias usadas para morteros y concretos, para mejorar o impartir propiedades específicas.

Usos:

- Mejorar trabajabilidad del concreto o mortero fresco
- Mejorar durabilidad
- Acelerar fraguado o endurecimiento
- Retardar fraguado o endurecimiento
- Promover reacción puzolánica con la cal libre del cemento
- Ayudar al curado
- Impermeabilizar el mortero o concreto

- Dispersar cemento en la mezcla
- Promover resistencia al desgaste
- Reducir contracción volumétrica
- Airar el mortero o concreto para producir concreto liviano
- Impartir calor
- Neutralizar reacciones químicas
- Reducir calor de hidratación

Debe considerarse que:

- La admixtura debe alterar al mínimo la composición básica de la mezcla.
- Su costo debe balancearse contra el costo de modificar la mezcla básica (mayor contenido de cemento cambio agregados o agua, etc.)
- Debe verse posibles efectos adversos sobre otras propiedades diferentes de las que mejorará o dará la admixtura.
- Si puede lograrse el mismo efecto que se persigue con la admixtura por otros medios y cuál es la comparación de costos.

Los aditivos más comunes usados en ferrocemento son:

- Aditivos reductores de agua: Tipo A: ASTM C494-71
- Aditivos retardantes: Tipo B: ASTM C494-71
- Aditivos reductores de agua y retardantes: Tipo D: ASTM C494-71
- Aditivos reductores de agua y acelerantes: Tipo E: ASTM C494-71

1.1.2.6. Recubrimiento

Por lo general, las estructuras de ferrocemento no necesitan protección alguna, a no ser que se sometan a fuertes ataques químicos que dañen la integridad estructural de sus elementos. Una superficie acabada puede admitir una buena capa de pintura. Generalmente se aplica pintura ordinaria a la superficie únicamente para mejorar su apariencia.

1.2. Polímeros

Son moléculas grandes, macromoléculas que se producen por la unión de cientos de miles de moléculas pequeñas denominadas monómeros. Abarcan materiales tan diversos como los plásticos, el hule o caucho y los adhesivos etc. La polimerización es el proceso mediante el cual moléculas más pequeñas se unen para crear estas moléculas gigantes.

Se utilizan en un número sorprendente de aplicaciones, incluyendo juguetes, elementos decorativos, pinturas, recubrimientos, elementos estructurales entre otros. Son materiales ligeros resistentes a la corrosión, de baja resistencia y rigidez, y poco resistentes a temperaturas altas. Los polímeros ingenieriles están diseñados para dar una mejor resistencia o mejor rendimiento a temperaturas elevadas.

1.2.1. Clasificación de los polímeros

El método más usado para clasificar los polímeros es en función de su comportamiento mecánico y térmico.

1.2.1.1. Polímeros termoplásticos

Un termoplástico es un plástico que a temperatura ambiente, es plástico o deformable, se derrite cuando se calienta y se endurece en un estado vítreo cuando se enfría lo suficiente o sea que al ser calentados a temperaturas elevadas, estos se ablandan y se conforman por flujo viscoso. Típicamente se comportan de manera plástica y dúctil. Los polímeros termoplásticos se pueden reciclar con facilidad, el polietileno es uno de estos.

1.2.1.2. Polímeros termoestables

Los plásticos termoestables son polímeros infusibles e insolubles. Los polímeros termoestables, son aquellos que solamente son blandos o plásticos al calentarlos por primera vez. Después de enfriados no pueden recuperarse para transformaciones posteriores. Estos generalmente son más resistentes aunque más frágiles, que los termoplásticos. Los termoestables no tienen una temperatura de fusión fija y es difícil reprocesarlos. Los epóxicos son polímeros termoestables.

1.2.1.3. Elastómeros

Un elastómero es un polímero que cuenta con la particularidad de ser muy elástico pudiendo incluso, recuperar su forma luego de ser deformado o sea que no sufre deformación permanente. Poseen una estructura intermedia, en la cual se permite que ocurra una ligera formación de enlaces cruzados entre las cadenas. Los hules pertenecen al grupo de los elastómeros.

1.2.1.4. Conformado de los polímeros

Existe variedad de métodos para producir formas con polímeros, incluyendo el moldeo, la extrusión y la fabricación de películas y fibras. Las técnicas que se utilizan para conformar polímeros dependen en gran medida de la naturaleza del mismo, en particular si es termoplástico o termoestable. La mayoría de las técnicas son utilizadas para conformar los polímeros termoplásticos. El polímero es calentado a una temperatura cercana o superior a la temperatura de fusión, de tal manera que se haga plástico o líquido. Entonces, es vaciado o inyectado en un molde para producir la forma deseada.

Los elastómeros termoplásticos se pueden conformar de la misma manera. En estos procesos, el material de desecho puede reciclarse fácilmente, minimizando así el desperdicio. Para los polímeros termoestables se utilizan pocas técnicas de conformado, ya que una vez ocurrida la formación de enlaces cruzados, ya no se pueden conformar más. Después de la vulcanización, los elastómeros tampoco pueden ser conformados adicionalmente.

1.2.2. Polietileno

El polietileno es probablemente el polímero que más se ve en la vida diaria. Es el plástico más popular del mundo. Éste es el polímero con que se hacen las bolsas de almacén, los frascos de champú, los juguetes de los niños, e incluso chalecos a prueba de balas.

1.2.2.1. Polietileno de alta densidad (PEAD)

Es la resina más extendida para la fabricación de botellas. Este material es económico, resistente a los impactos y proporciona una buena barrera contra la humedad. PEAD es compatible con una gran variedad de productos que incluyen ácidos y cáusticos aunque no con solventes. PEAD es naturalmente traslúcido y flexible. La adición de color puede convertirlo en opaco pero no en un material brillante.

1.2.2.2. Polietileno de baja densidad (PEBD)

La composición del PEBD es similar al PEAD. Es menos rígido y, generalmente, menos resistente químicamente pero más traslúcido. También es significativamente más barato que el PEAD. PEBD se usa fundamentalmente, para bebidas.

1.3. Acero de refuerzo

Es el material ferroso que en conjunto con mortero y malla de gallinero constituyen el ferrocemento. Este es el que absorbe el mayor porcentaje de esfuerzos de tensión, sus características depende de combinaciones de metales y no metales, sobre esto se hablarán generalidades a continuación.

1.3.1. Generalidades del acero

Son los productos ferrosos cuyo porcentaje de carbono esta entre 0,05 y 1 por ciento. Es la combinación entre un metal (el hierro) y un no metal (el carbono), que conserva las características metálicas del primero, pero con propiedades notablemente mejoradas gracias a la adición del segundo. De tal

forma no se debe confundir el hierro con el acero, dado que el hierro es un metal en estado puro al que se le mejoran sus propiedades físico-químicas con la adición de carbono.

Los aceros se pueden clasificar según:

Su obtención:

- Forjados (obtención del estado sólido).
- Aceros de fusión (obtenidos del estado líquido) directos.
- Aceros refinados (obtenidos del estado líquido) por afinado.

Su composición:

- Ordinarios, 0,05% a 0,25% de carbono, bajo contenido de C.
- Al carbono, 0,25% a 1% de carbono, contenido intermedio de C 0,25 a 0,5, contenido alto desde 0,5.

1.3.2. Propiedades físicas y mecánicas del acero

Como a todo material, a este también lo identifican sus propiedades físicas y mecánicas, propiedades que se conocerán a niveles generales ya que no es este el objeto en estudio, sino un constituyente de los elementos a evaluar.

1.3.2.1. Propiedades físicas

- Materia
- Cuerpo
- Peso

- Volumen
- Densidad
- Peso específico (m/v)
- Masa

1.3.2.2. Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de un material son las que indican el comportamiento del mismo ante solicitaciones de carga. A continuación se describen brevemente las propiedades mecánicas del acero.

1.3.2.2.1. Alta resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras, gran ventaja en la construcción de grandes claros como es el caso de puentes o edificios altos.

1.3.2.2.2. Elasticidad

Propiedad de los cuerpos de volver a su forma original al cesar una fuerza deformante. Se consideraran perfectamente elásticos si no han rebasado su límite de elasticidad.

1.3.2.2.3. Plasticidad

Es la capacidad de deformación de un metal sin que llegue a romperse si la deformación se produce por alargamiento se llama ductilidad y por compresión maleabilidad.

1.3.2.2.4. Fragilidad

Es la propiedad que expresa falta de plasticidad y por lo tanto tenacidad los metales frágiles se rompen en el límite elástico su rotura se produce cuando sobrepasa la carga del límite elástico.

1.3.2.2.5. Tenacidad

Los aceros estructurales poseen resistencia y ductilidad. Al conjunto de estas acciones se le conoce como tenacidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. También se conoce a la tenacidad como la capacidad de un material para absorber energía en grandes cantidades.

1.3.2.2.6. Dureza

La dureza es la propiedad que tienen los materiales de resistir el rayado y el corte de su superficie.

1.3.2.2.7. Ductilidad

Es la propiedad que tienen los materiales de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. En miembros sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos.

1.3.2.2.8. Resilencia

Es la capacidad que presentan los materiales para absorber energía por unidad de volumen en la zona elástica.

1.3.3. Acero de refuerzo longitudinal en vigas según ACI y AGIES (criterios)

En cuanto a refuerzo longitudinal en vigas en el ACI 21.3.2 Refuerzo longitudinal se hace mención de:

- Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.
- El requisito de al menos dos barras arriba y abajo, se refiere en este caso más a la construcción que a los requisitos de comportamiento.

En cuanto a refuerzo longitudinal en vigas de confinamiento (soleras) según AGIES NSE 7.4 Mampostería Reforzada se hace mención de:

Acero de refuerzo longitudinal mínimo para soleras:

- Hidrófuga 4 No. 3
- Intermedia 2 No. 3
- Entrepiso 4 No. 3
- Superior 4 No. 3

De lo descrito anteriormente y para efectos de este estudio se evaluará el comportamiento de los elementos con dos barras en forma continua en la parte inferior y superior del mismo. Serán elaborados con acero de alta resistencia. Estas varillas son utilizadas en la producción de elementos prefabricados en sustitución de la varilla corrugada, de acuerdo a diseño, es fabricada bajo las normas ASTM A4997-88 y la COGUANOR NGO36020. El grado de dicho producto es comercialmente conocido como grado 70 (70 000 libras sobre pulgada cuadrada), de diámetro nominal 6,2 milímetros y 6 metros de longitud.

2. MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS

2.1. Mampostería

Como mampostería se entiende la elaboración de estructuras mediante la disposición ordenada de elementos que van mampuestos tales como el block, ladrillo, adobe, etc., cuyas dimensiones son pequeñas comparadas con las del elemento que se va a construir (muro).

Desde el punto de vista estructural, la mampostería puede ser: estructural, cuando los muros que conforma deben soportar tanto su propio peso como las cargas horizontales y verticales actuantes sobre sus planos y no estructural cuando los muros deben soportar tan solo su propio peso y servir como división entre dos espacios.

Los mampostes tienen la característica de trabajar eficientemente bajo esfuerzos de compresión inducidos por la carga axial o vertical que se genera debido al peso del techo, las cargas vivas y el peso propio de los mampostes. Además, la mampostería debe soportar fuerzas cortantes y momentos flexionantes generados por la acción de un sismo, empujes normales al plano del muro, causados por viento, agua o tierra. Según el tipo de junta, la mampostería puede ser: al tope, cuando no tiene ningún elemento de unión en las juntas entre unidades y pegada cuando existe una capa de mortero en las superficies o puntos de contacto entre las unidades.

La mampostería, bajo condiciones adecuadas de diseño, construcción con mano de obra calificada, supervisión continua y calidad exigida en todos los materiales a utilizar, presenta varias ventajas entre las cuales se pueden mencionar:

- Cuando se trabaja con el sistema reforzado interiormente, el block perforado permite la fundición de sus celdas donde queda suministrado el acero vertical, por lo que no necesita formaleta.
- Al emplear mano de obra calificada, se tiene gran velocidad y eficiencia en la construcción de los muros, por lo cual en muchos casos se reducen los costos por menos actividades, equipos y mano de obra.
- Es un sistema adaptable a condiciones de producción y construcción de tecnología sencilla, por lo que éste podría ubicarse en lugares apartados que cuenten con un gran potencial social y económico, sin tener la necesidad de sacrificar aspectos básicos de seguridad y durabilidad.

Pero como todo sistema de construcción, también posee desventajas, entre las cuales están:

- Controles de calidad rigurosos y sistemáticos de los materiales a utilizar en la obra, éstos determinados mediante ensayos que generan un costo adicional en el precio de la obra.
- En construcciones de mampostería estructural, no se pueden eliminar indiscriminadamente los espacios interiores suprimiendo algunos muros ni modificarlos total o parcialmente, ya que se afectaría el comportamiento estructural de la obra.

- Por ser un sistema de muros portantes, tiende a generar estructuras regulares y repetitivas, por lo cual el trabajo del arquitecto debe ser decisivo para el aprovechamiento de los materiales, logrando así una estructura atractiva a la vista del propietario.

2.2. Muros estructurales

Los muros estructurales son los que se encuentran destinados principalmente a la función de cargar, por tanto, deberá construirse con materiales adecuados para que cumplan con su función. En su construcción se utilizaran generalmente mampostes.

2.3. Sistemas de mampostería

Los sistemas constructivos utilizados en mampostería son tres; mampostería sin refuerzo, mampostería reforzada interiormente y mampostería de muros confinados. Los que se describen a continuación.

2.3.1. Mampostería sin refuerzo

Este sistema no utiliza ningún tipo de refuerzo interno o externo de confinamiento en sus unidades de mampostería. Los muros de albañilería sin refuerzo presentan importantes limitaciones para resistir acciones sísmicas debido a que tienen poca capacidad para trabajar bajo esfuerzos flexionantes, además una vez producido el agrietamiento de sus elementos tienden a comportarse de manera frágil, por lo que el colapso de la construcción podría evidenciarse a la hora de un sismo de magnitud considerable, lo cual es muy peligroso para sus habitantes. Este tipo de construcciones no se debe utilizar y menos en Guatemala un país de gran actividad sísmica, más bien todas sus

construcciones deben ser estrictamente sismo resistentes para evitar desastres de gran magnitud como lo fue el terremoto de 1976; la mampostería sin refuerzo incrementa el riesgo de que la vivienda sea completamente destruida por su comportamiento frágil ante acciones sísmicas.

Los tipos de falla que generalmente se presentan en este sistema de construcción son:

- Agrietamiento vertical en las esquinas, en unión de muros perpendiculares.
- Agrietamiento inclinado, por los esfuerzos de tensión diagonal en las piezas.
- Concentración de grietas en las aberturas.
- Colapso de muros largos.
- Caída del sistema de techumbre.

2.3.2. Mampostería reforzada interiormente

Es la forma de construcción en la cual el refuerzo actúa en conjunto con la mampostería para resistir fuerzas verticales y horizontales que llegan hasta ella. Este sistema permite que las celdas de los bloques puedan ir rellenos con grout, ya sea en todas o bien solo las celdas en las cuales está el acero estructural de refuerzo. El sistema reforzado (pineado), presenta la ventaja de ahorrar en formaletas, ya que las barras de acero se colocan de forma vertical dentro de las celdas donde son fundidas con grout y el acero horizontal va en las juntas donde se coloca el mortero de pega.

Para garantizar un comportamiento sismo resistente, los materiales deben ser capaces de disipar la energía que libera el sismo, la cual es transformada en esfuerzos de corte o flexión que llegan hasta los muros, pero esto se ve afectado por la falta de control de calidad en los materiales y si a esto se le suma la deficiencia en la mano de obra para la colocación del refuerzo y el llenado adecuado de los huecos, el resultado puede ser muy negativo, lo anterior evidencia que la supervisión de la obra debe ser constante, elaborada y detallada por parte del ingeniero o constructor con vasta experiencia.

Al trabajar el sistema de mampostería reforzada interiormente, se hace necesario que la mano de obra sea calificada, ya que las dimensiones con las que se trabajan, son precisas, por lo cual el tamaño de la siza vertical, debe realizarse con la mayor exactitud posible, con el objeto de que los agujeros donde irá colocado el acero vertical queden libres para fundirlos adecuadamente.

2.3.3. Mampostería de muros confinados

Mampostería estructural, cuyo refuerzo principal lo constituyen elementos contruidos alrededor de los muros y que a la vez lo confinan. Los elementos de confinamiento; son las vigas y las columnas dispuestas de tal manera que rodeen el muro para que trabajen como un solo elemento. Las vigas de confinamiento también son conocidas como soleras.

El comportamiento de un muro confinado depende de; la calidad de la albañilería, las dimensiones, la cuantía de refuerzo de los elementos de confinamiento, el trabajo conjunto que se logre entre los mampostes y los elementos de confinamiento, la esbeltez y la existencia de armadura horizontal en todo el muro. Además de tener especial cuidado de no interrumpir los lazos

de confinamiento, es decir vigas y columnas del marco confinante, ya que con ello, no se lograría el objeto de que trabajen como un solo elemento resistente a momentos flexionantes.

Hay varios detalles, los cuales se deben cumplir para lograr un buen confinamiento, entre ellos están:

- Los elementos de confinamiento deben ser continuos, es decir que no deben interrumpirse en todo el perímetro de la construcción.
- Es preferible que los muros a construir, tengan una forma aproximadamente cuadrada, debiéndose colocar columnas intermedias de confinamiento si el muro así lo requiere.
- Se deben utilizar mampostes que garanticen calidad de resistencia a compresión, ya que el trabajo principal de los mismos es soportar estos esfuerzos inducidos en la estructura, debido a la carga gravitacional que llega hasta ellos.

Cuando hay grandes solicitudes de esfuerzo debido a un sismo de magnitud considerable, el comportamiento de la mampostería confinada, antes del agrietamiento diagonal, no depende de las características del marco confinante, sino más bien es después de este agrietamiento, que la posible reserva de carga y ductilidad de la estructura sí dependan de él, especialmente la resistencia al cortante de las esquinas. Si la resistencia al cortante del marco confinante es baja, la grieta diagonal se prolonga muy rápido sin aumento en la capacidad de carga del muro, mientras que si la esquina es resistente, si se tiene un incremento considerable en la capacidad de carga del mismo, hasta llegar a la falla por aplastamiento local, evitando así, la falla de tipo frágil. Por lo

que el marco confinante le proporciona cierta capacidad de deformación al muro haciéndolo trabajar de manera más dúctil.

El agrietamiento en los muros, puede originarse ya sea por hundimientos diferenciales en el terreno, o bien si la construcción está ubicada en un suelo expansivo, a la hora de que se sature la arcilla, también se puede provocar este tipo de fallas por el empuje que provoca el suelo en las paredes de la vivienda; otro factor importante que afecta en el agrietamiento es el uso de materiales de baja calidad, y la ausencia de confinamiento adecuado.

2.3.3.1. Columnas de confinamiento

Son los elementos verticales que amarran los muros, se anclan a la cimentación y a la viga de amarre superior para confinar el muro. Desde el punto de vista estructural una columna es la que se usa generalmente para soportar cargas axiales de compresión además de estar sometida al pandeo. Una columna se considera corta cuando su capacidad de carga está gobernada por la resistencia a compresión y no por pandeo, son consideradas largas o esbeltas cuando su capacidad de carga está gobernada por pandeo y no por resistencia a compresión.

De lo anterior se puede observar que para conocer la capacidad de carga del elemento en mención es necesario evaluarlo como elemento estructural independiente para conocer su aporte a un muro de carga. Las propiedades mecánicas de una columna son flexión y compresión.

2.3.3.2. Vigas de confinamiento (soleras)

Son elementos que se colocan en forma horizontal sobre los muros y ayudan a formar una especie de cajón rígido entre vigas, columnas, y muros. Las vigas de confinamiento o soleras se ubican en cimentación, a nivel intermedio y a nivel de enrase. Desde el punto de vista estructural una viga es un elemento sometido a carga axial pero sobre todo a flexión.

En un sentido más general las vigas son miembros horizontales utilizados para soportar cargas aplicadas verticalmente, las cuales provocan que la viga se deflece. Para conocer la capacidad de carga del elemento en mención es necesario evaluarlo como elemento estructural independiente para conocer su aporte a un muro de carga. El comportamiento mecánico de una viga es principalmente a flexión.

2.4. Otras características en muros

A demás de la configuración geométrica estructural de los muros de mampostería, también se deben tomar en cuenta características importantes como el aislamiento térmico y acústico, los cuales proporcionan a los habitantes un ambiente agradable libre de ruido y contaminación auditiva.

2.4.1. Aislamiento térmico

El aislamiento térmico de una vivienda es otra característica que deben satisfacer los muros para crear un ambiente agradable y la vivienda sea confortable.

El aislamiento depende principalmente del tipo de mamposte que conforme los muros, en cuanto a los materiales que lo conforman. Comúnmente el tipo de mampostes utilizados son huecos, estos funcionan como cámaras aislantes, pues el aire es menos conductor térmico que el concreto.

El presente proyecto es complemento para los futuros muros ecológicos que también satisfacen el aislamiento térmico, ya que poseen una capa aislante conformada por el relleno de las botellas de polietileno.

2.4.2. Aislamiento acústico

Después de chocar con un muro las ondas de sonido son parcialmente reflejadas, absorbidas y transmitidas en cantidades variables, dependiendo de la clase de superficie y la composición del muro.

La consideración de estas características es importante para evitar contaminación auditiva, ocasionada por ruidos en habitaciones adyacentes y del exterior. El caso particular de los paneles ecológicos formados de ferrocemento y botellas de polietileno, conforman un buen aislante acústico debido al relleno plástico que posee.

3. MÉTODO DE FABRICACIÓN

Los materiales necesarios para la elaboración de las columnas y vigas de confinamiento en estudio son:

- Botellas PET de reciclaje
- Tapas plásticas de botella
- Plástico reciclado para relleno
- Alambre para jardinería
- Alambre de amarre
- Clavo de albañilería de 3,8 centímetros, comercialmente 1 ½ pulgadas
- Malla de gallinero de 1,27 centímetros de diámetro, comercialmente ½ pulgada
- Varillas de acero grado 70 milimétrico

3.1. Clasificación de las botellas PET

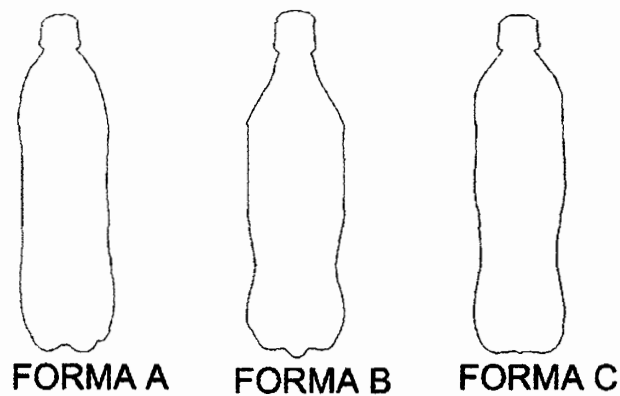
Las botellas que se utilizan para la fabricación de los elementos en estudio son las de tamaño comercial o de consumo masivo, nos referimos a las botellas de 600 mililitros. Estas se pueden clasificar según marca, forma y tamaño. Por ejemplo:

Las empresas que producen bebidas tienen diversidad de productos en cuanto a sabores, por lo cual se identifican con diferentes nombres pero utilizan el mismo tipo de botella, por lo que las botellas se podrían clasificar por su forma y tamaño sin importar el nombre o marca de la bebida, esto siempre que sean equivalentes en forma y tamaño.

Algunas botellas varían físicamente según las marcas, por lo que se pueden clasificar en botellas de la misma marca para que coincidan en forma y tamaño.

A continuación en la figura 5. Se presentan algunas formas comunes de botellas de polietileno.

Figura 5. Formas comunes de botellas



Fuente: elaboración propia.

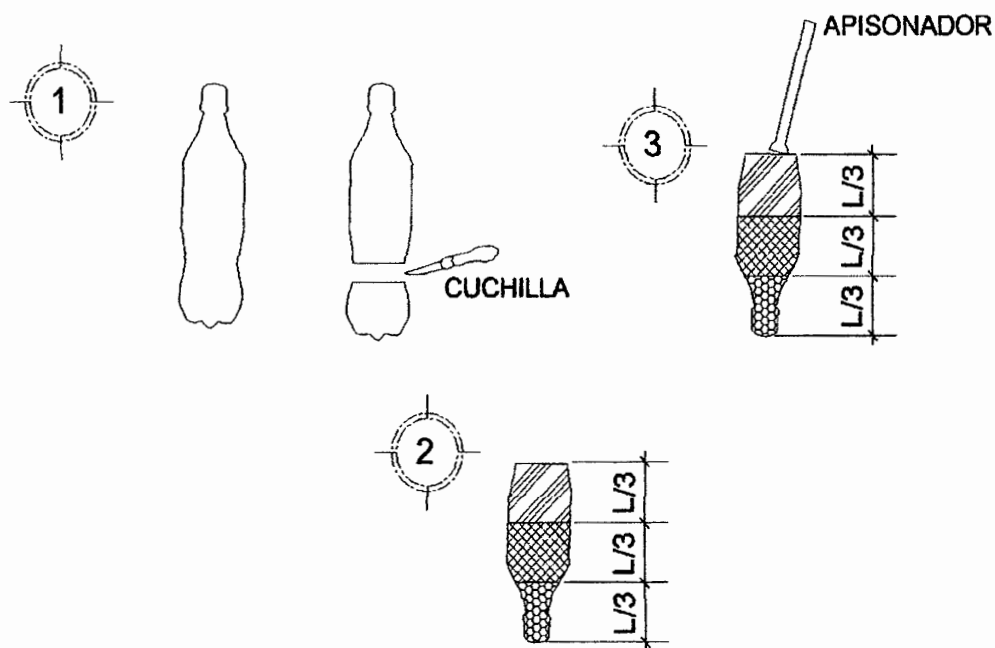
3.2. Elaboración de pequeñas columnas y vigas

Las pequeñas columnas y vigas forman parte de la armazón de los elementos, estas son producto de la unión de botellas rellenas. El número de botellas a unir depende de la longitud de los elementos a fabricar. A continuación se describe el proceso de elaboración de las pequeñas columnas y vigas.

3.2.1. Relleno y apisonado

Para poder llenar las botellas, se debe cortar aproximadamente 1 ½ centímetros del asiento de la misma. Habiendo realizado el corte se procede a rellenarse con el plástico reciclado, el llenado se hace por capas, cada capa de relleno debe apisonarse para que el mismo quede compactado y proporcione estabilidad a la botella. El apisonador a utilizar puede ser de madera con diámetro de 2 centímetros y longitud de 30 centímetros. En la figura 6. Se ejemplifican los pasos necesarios para relleno y apisonado.

Figura 6. Relleno y apisonado

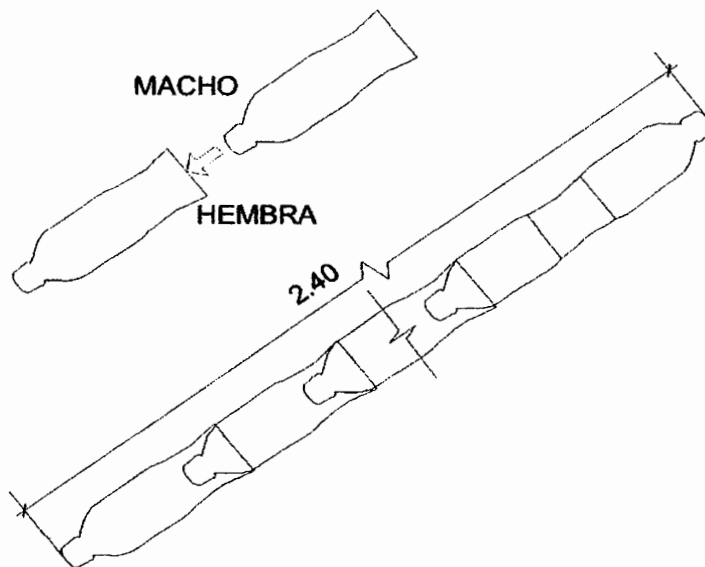


Fuente: elaboración propia.

3.2.2. Unión entre botellas

Para formar las pequeñas columnas y vigas que conformaran la estructura de los elementos se deben ir uniendo las botellas hasta lograr la longitud deseada. La unión de las botellas es del tipo macho hembra, esto se realiza introduciendo la punta de la botella en el orificio resultante del corte en el asiento de la botella. La unión se realiza bajo presión, por lo que es importante la clasificación de las botellas para que geoméricamente sean compatibles y puedan acoplarse. Los dos extremos del elemento (columna o viga) deben terminar con puntas de botella, esto se logra poniendo una botella invertida en uno de los extremos. Lo anterior es para garantizar que el mortero distribuirá carga a través de las botellas. En la figura 7. Se representa la unión entre botellas.

Figura 7. Unión entre botellas



Fuente: elaboración propia.

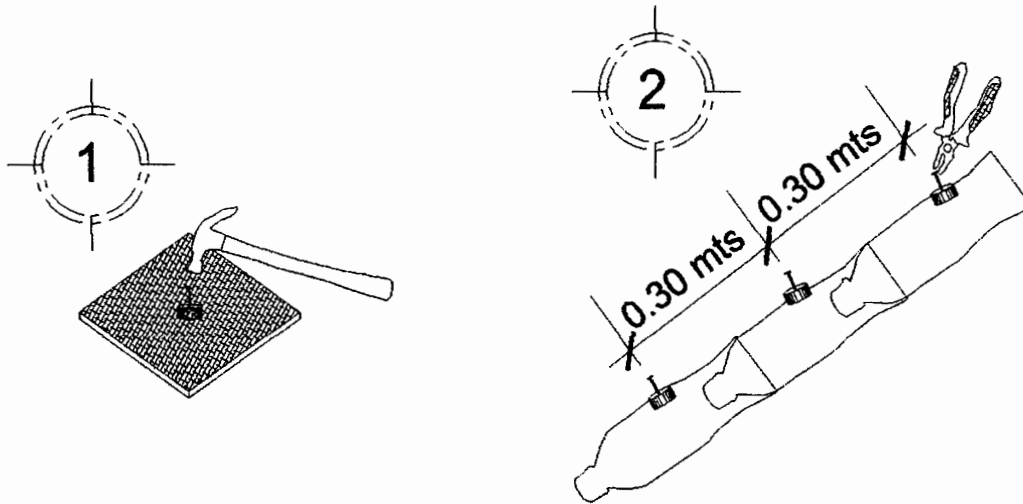
3.3. Armado y confinamiento de vigas y columnas

Previo al armado es necesario crear los separadores que estarán entre las pequeñas vigas o columnas, además también servirán para separar de las botellas el refuerzo longitudinal y la malla.

Para crear los separadores se necesita un pedazo de madera prensada, clavo de albañilería, los tapones de las botellas y un martillo. Se pone el tapón sobre la madera prensada, este con la rosca hacia arriba y se introduce el clavo concéntricamente en la parte interna del tapón. El papel que juega la madera prensada en la creación de los separadores es por la facilidad con que se puede extraer la parte del clavo que se incrusta dentro de ella.

Los separadores se toman de la cabeza del clavo con un alicate y a manera de grapa, se colocan a separaciones de treinta centímetros a lo largo de las pequeñas vigas o columnas que se formaron con las botellas. En la figura 8. Se muestra el método de fabricación de los separadores y su colocación en forma de grapa.

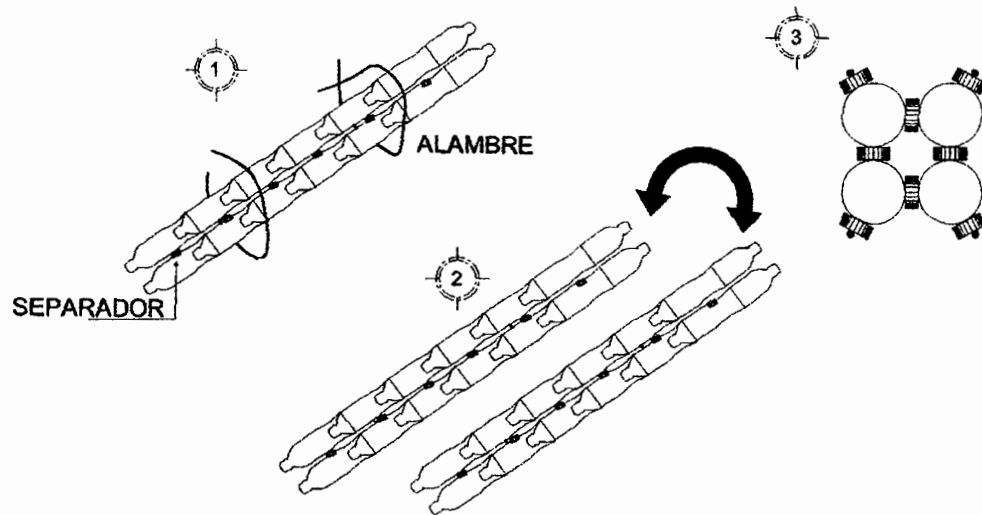
Figura 8. Separadores y su colocación



Fuente: elaboración propia.

Son cuatro las pequeñas vigas o columnas que deben separarse entre sí, por lo que se dificulta, trabajar con todas a la vez, es por eso que se trabaja en pares poniendo los separadores entre dos de los pequeños elementos y estos se sostienen realizando amarres con el alambre de jardinería. Al tener los dos pares de pequeños elementos se colocan los separadores que fungirán entre ellos y se unen con el alambre mencionado. El alambre para jardinería solamente sirve para sostener ya que el confinamiento realmente lo proporcionará la malla hexagonal (de gallinero).

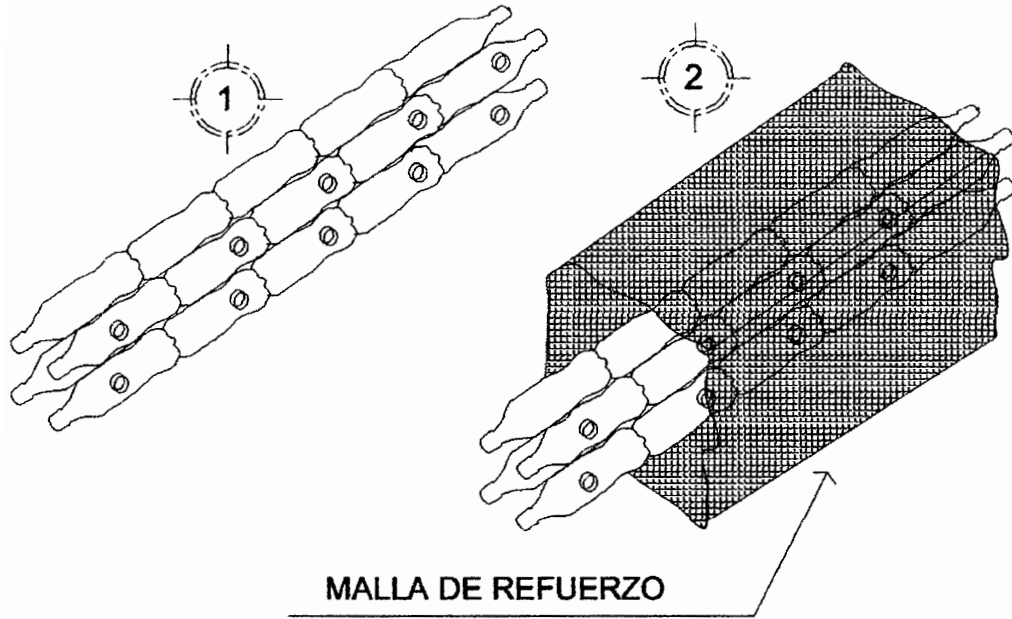
Figura 9. Unión de pequeños elementos (vigas, columnas)



Fuente: elaboración propia.

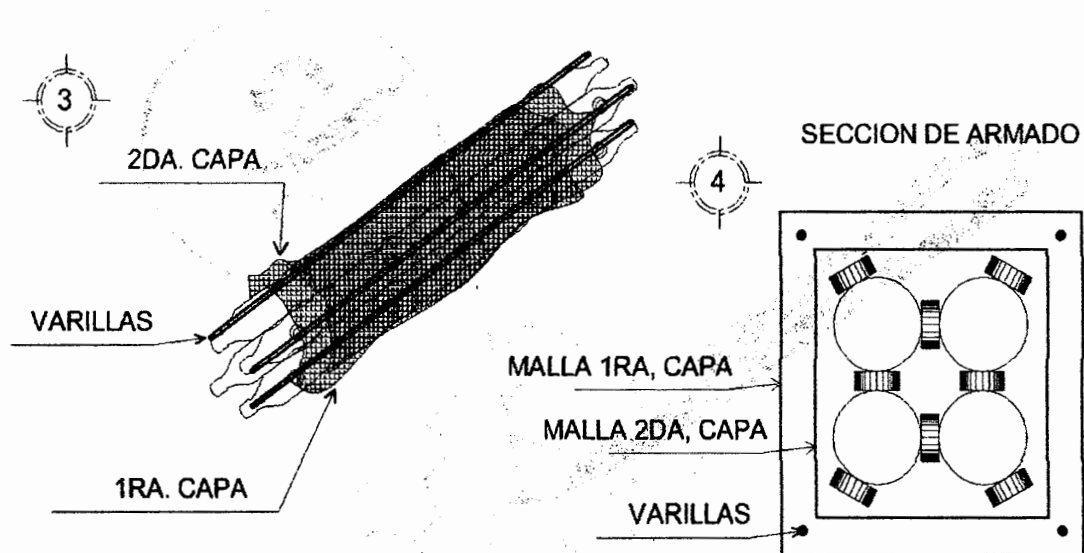
Para colocar el refuerzo de confinamiento y refuerzo longitudinal se necesitan separadores en el contorno de la armazón. Al tener puestos los separadores se procede a colocar una cama de refuerzo de malla, al fijar la malla se coloca el refuerzo longitudinal y se fija con alambre de amarre, habiendo fijado las 4 varillas longitudinales se coloca la segunda cama de malla.

Figura 10. **Malla de refuerzo**



Fuente: elaboración propia.

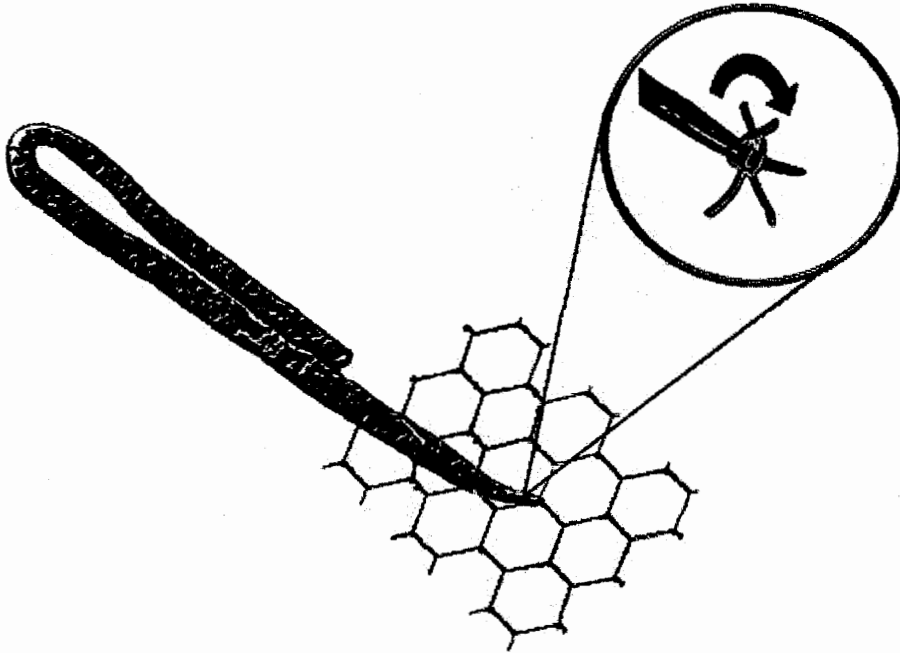
Figura 11. Malla de refuerzo y refuerzo longitudinal



Fuente: elaboración propia.

Las mallas de refuerzo se deben tensar entre sí, para lo cual se utiliza un tensor con punta. La técnica para tensar la malla se conoce como Técnica de Tres Puntos. La técnica para tensar básicamente consiste en colocar un par de hilos de malla por encima del tensor y el segundo par de hilos por debajo del tensor lo que permite girar la herramienta tres veces creando un amarre entre las dos capas de malla y tensión en los hilos colindantes.

Figura 12. Técnica para tensar



Fuente: elaboración propia.

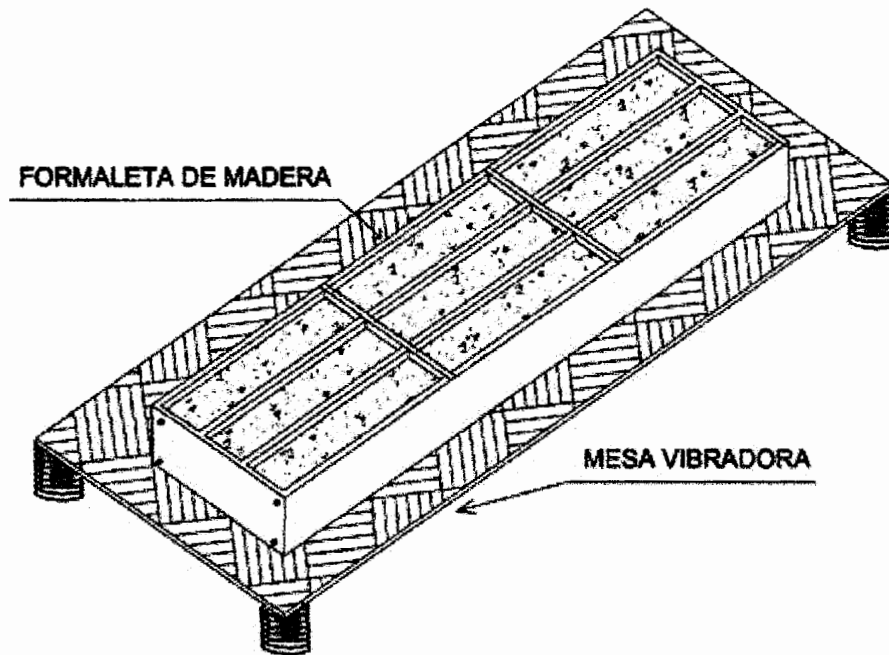
3.4. Formaleta

Para la elaboración de los elementos (vigas, columnas) se diseñó una formaleta reutilizable, fácil de armar y desarmar. Con esta formaleta se pueden fundir tres elementos a la vez, después de 7 días de fraguado se desencofrará con facilidad ya que previo a la fundición se aplica aceite reciclado en la misma. El aceite además de facilitar el desencofrado contribuye con el cuidado de la madera evitando que esta sea atacada por plagas y la vuelve impermeable por lo que su periodo de vida útil puede prolongarse.

La formaleta consta de una base con canales que sirven para incorporar cuatro tablas longitudinales y dos transversales que encofrarán a los elementos. Las tablas y la base en mención pueden armarse y desarmarse ya que se unen

entre sí a través de tornillos. Además sobre la formaleta se atornillan dos rigidizantes que proporcionan estabilidad a la armazón y mantiene la formaleta firme.

Figura 13. **Formaleta**

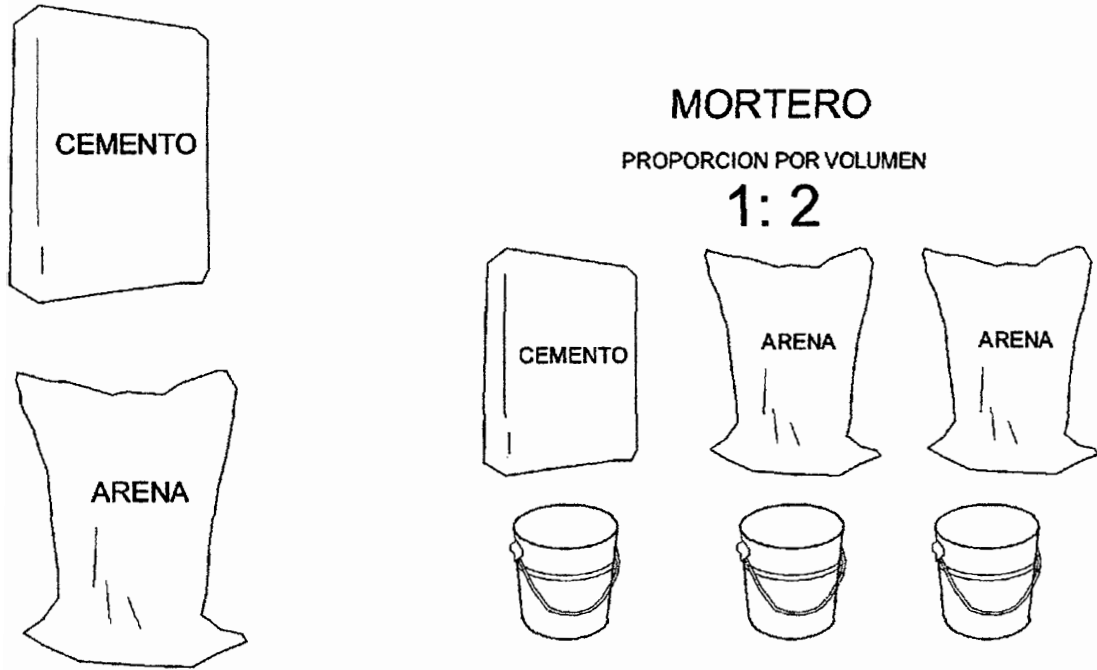


Fuente: elaboración propia.

3.5. **Preparación y aplicación de mortero**

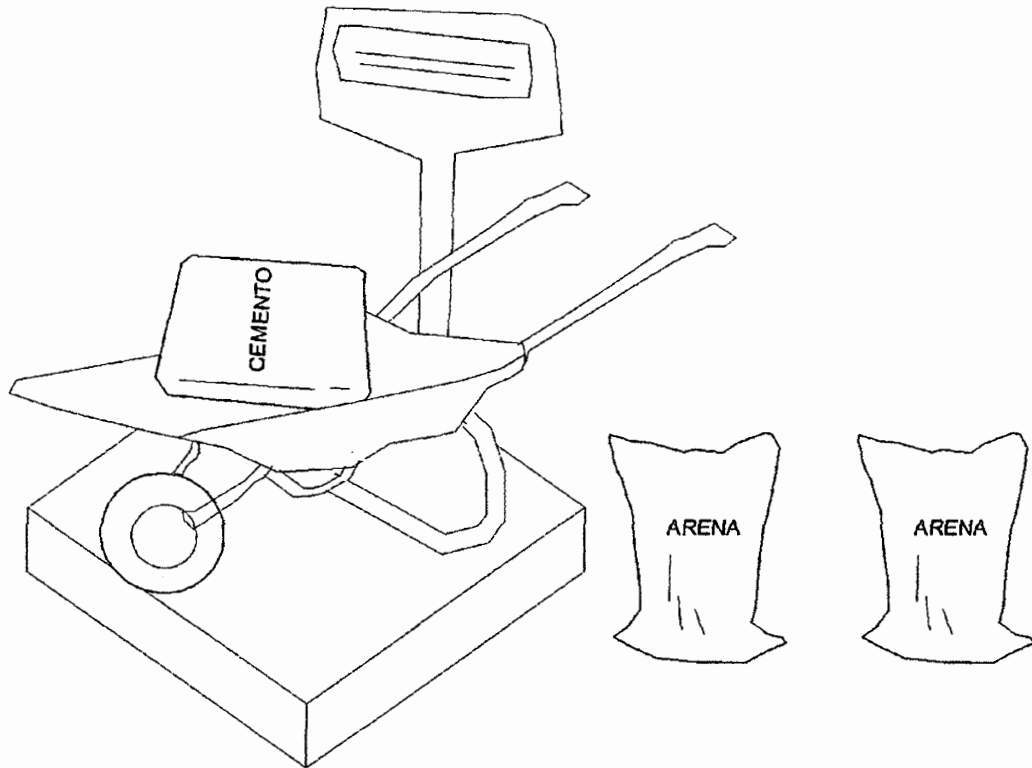
El mortero está compuesto por cemento y arena de río. Para este estudio se utilizó proporción 1:2 cemento: arena respectivamente. El cemento que se utilizó en la elaboración de los elementos fue del tipo UGC (Uso General en la Construcción) y agregado fino (arena) tamizada en número cuatro.

Figura 14. **Proporciones por volumen**



Fuente: elaboración propia.

Figura 15. **Proporciones por peso**



Fuente: elaboración propia.

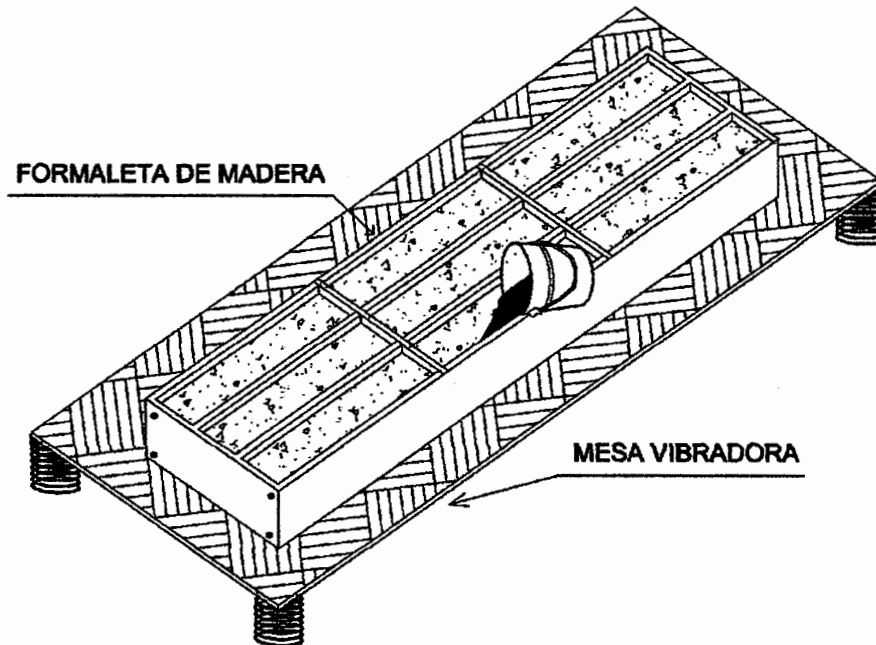
Para elaborar la mezcla se necesita una superficie limpia para no contaminar el mortero y húmeda para evitar la pérdida de agua en la mezcla. Las palas y cubetas que se utilizarán para mezclar y transportar el mortero también deben humedecerse antes de utilizarlos para evitar que absorban humedad de la mezcla.

Previo a la aplicación del mortero dentro de la formaleta, esta deberá aceitarse para facilitar el posterior desencofrado. El aceite a utilizar en la formaleta deberá ser de origen reciclado.

El mortero se va depositando dentro de la formaleta a manera de formar una capa de aproximadamente 3,5 centímetros a lo largo de la formaleta, se vibra durante 5 segundos, luego se puede colocar la armazón sobre el mortero y se rellenan los lados y los vacíos entre la armazón, se debe apisonar el mortero para evitar vacíos y de nuevo se vibra durante 5 segundos, el vibrado provocará asentamiento al eliminar los vacíos, por lo que se debe aplicar la cantidad de mortero necesaria para llegar al nivel deseado y vibrar. La compactación o vibrado es vital para eliminar el aire atrapado y huecos en la mezcla, para obtener un mortero denso y de mayor impermeabilidad. Se puede alcanzar la compactación óptima por medios mecánicos como el uso de vibrador, aunque se puede ejecutar de forma manual por el método de varillado.

Cuando ya el mortero alcanzó el nivel superior de la armazón sin dejar vacíos, se procede a llenar de mortero hasta 0,3 centímetros por encima del nivel superior de la arista del elemento, esto para garantizar las dimensiones del elemento después del asentamiento del mortero y el rasado.

Figura 16. **Llenado y vibrado**



Fuente: elaboración propia.

3.6. **Curado y tipos de curado**

El curado es una fase muy importante en el trabajo del mortero. Si el mortero se cura bien, su resistencia y otras cualidades aumentan con la edad. Pero esto depende de dos condiciones:

- Que tenga una humedad adecuada
- Que la temperatura sea favorable (10° - 32°c).

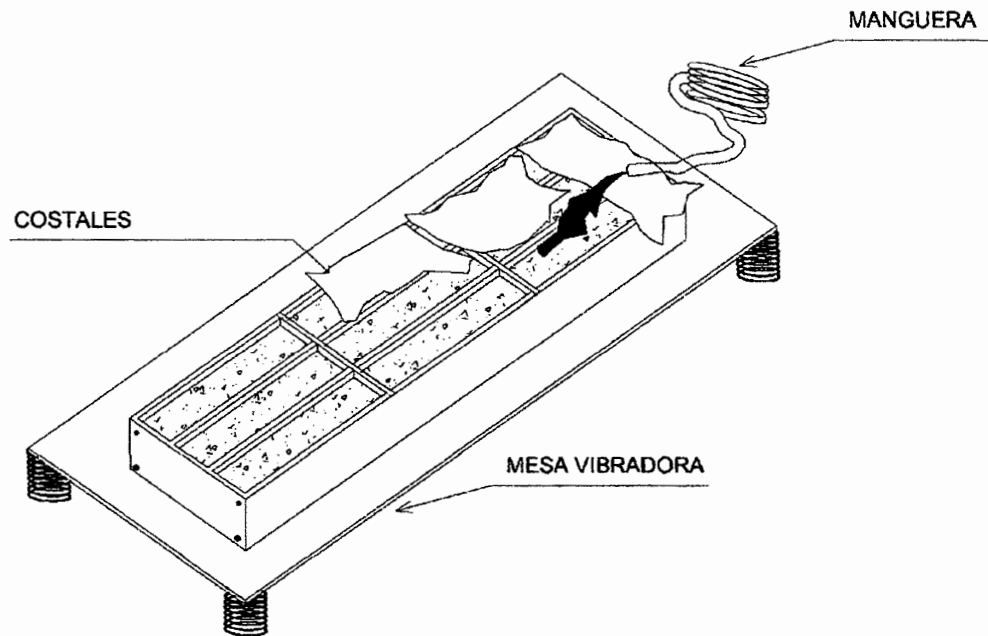
A temperaturas muy bajas (menores a 10° centígrados) el proceso de fraguado ocurre lentamente. A temperaturas altas (mayores a 32° centígrados) este proceso se acelera, con lo que el concreto endurece en menos tiempo. Esto puede producir problemas con el vaciado del concreto, en tiempo de calor

en que la evaporación del agua es mayor, sobre todo si hay viento. Por las razones anteriores es que el concreto debe ser curado y protegido de pérdidas excesivas de humedad.

El curado es la acción de humedecer las superficies del concreto después que este ha sido colocado y mantener la humedad del concreto por un período determinado. Una de las formas de curado es el rociado continuo con agua, prefiriéndose un rociado fino, no un chorro que debe aplicarse por lo menos 5 veces al día sin dejar que seque la superficie.

Otra forma de curado húmedo es poner sobre la superficie del mortero algún material que se pueda humedecer, como costales de brin, lonas de algodón, cubiertas de arena, o los sacos vacíos de cemento. Se riega agua hasta que estas cubiertas queden empapadas y se les sigue aplicando agua sin dejar que se sequen, al menos 3 veces al día. La figura 17 representa el curado por rociado sobre materiales que mantengan la humedad.

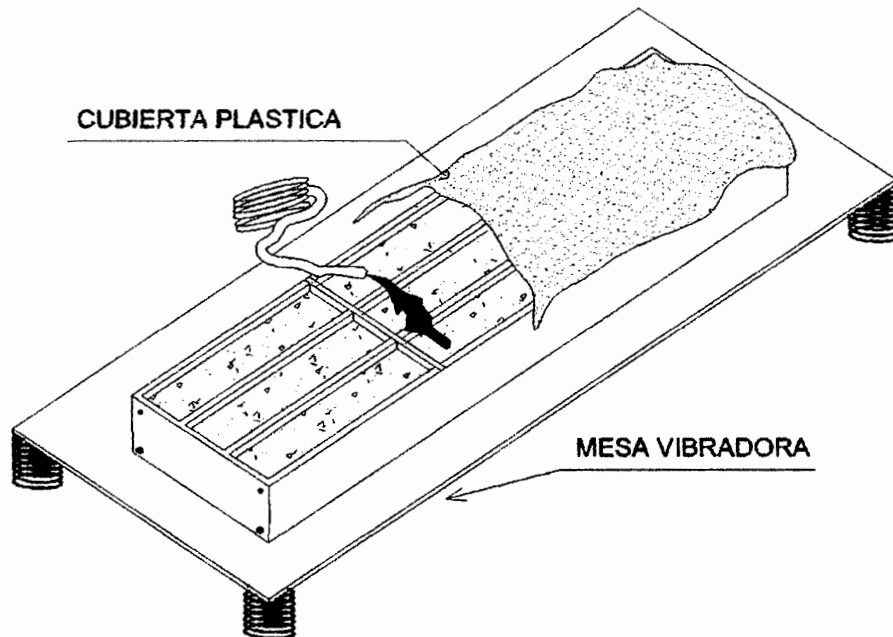
Figura 17. Curado por rociado sobre costales



Fuente: elaboración propia.

También existen métodos para evitar la pérdida de humedad por evaporación, como el uso de láminas de plástico o cubiertas de nylon colocadas sobre la superficie del mortero, pero necesitan cuidado para mantener el sellado. Si la formaleta aún está en su lugar, esta debe mantenerse húmeda para que no absorba la humedad del mortero. La figura 18 representa el curado con nylon para evitar pérdidas de humedad por evaporación.

Figura 18. **Curado evitando pérdidas de humedad por evaporación**

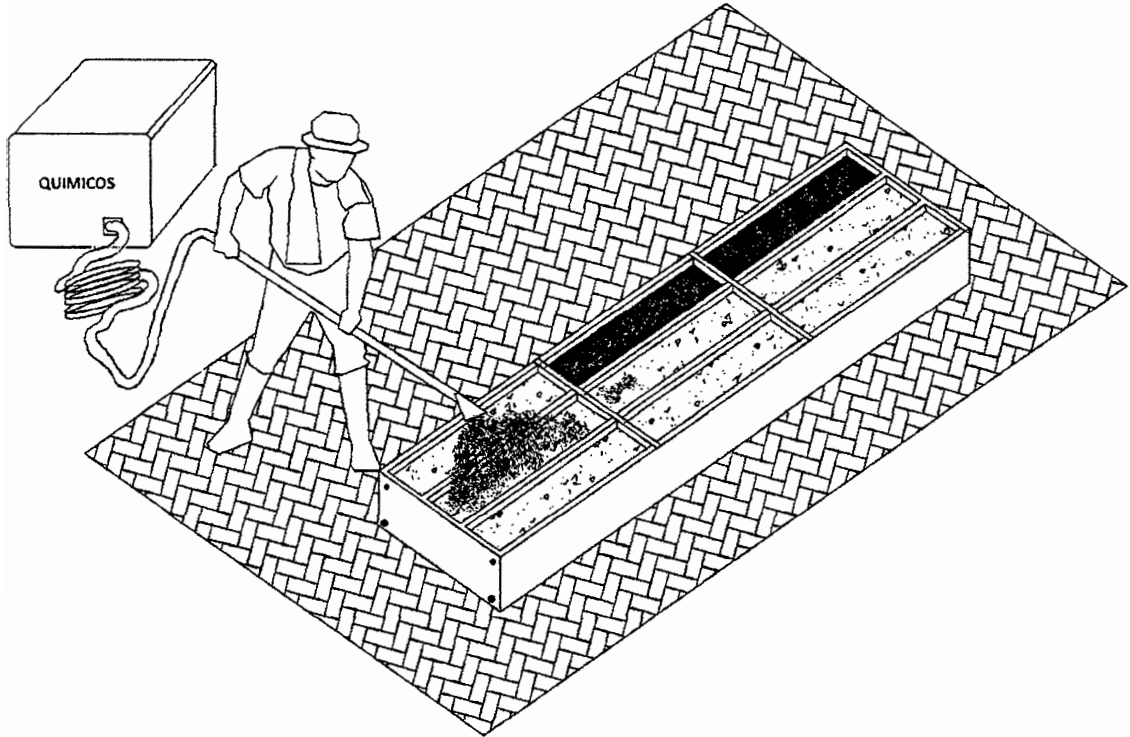


Fuente: elaboración propia.

Generalmente se recomienda mantener húmedo el mortero por lo menos durante los primeros días después del colado o vaciado, los elementos se deben curar una semana como mínimo y no deben ponerse en servicio en menos de 3 semanas o preferiblemente 28 días, para dar tiempo a que cumplan su periodo de fraguado.

Existen también métodos modernos de curado consistentes en la aplicación de compuestos químicos que forman membranas líquidas llamadas también selladoras, que retardan la evaporación del agua. Por lo general son blancos o coloreados para controlar su aplicación. El efecto sellador y el color desaparecen en unos días. Este se representa gráficamente en la figura 19.

Figura 19. Curado moderno por membranas líquidas



Fuente: elaboración propia.

4. GENERALIDADES DE LOS ENSAYOS

4.1. Ensayos de compresión

Debido a que en las construcciones, elementos como las columnas se encuentran a compresión, este ensayo resulta esencial para determinar los esfuerzos de compresión de los materiales. En este ensayo, una probeta de un material dado se le somete a cargas y se miden sus deformaciones, de manera que se obtiene una gráfica que representa el comportamiento de un elemento de cierto material.

Se debe tomar en cuenta:

- La dificultad de aplicar una carga meramente axial.
- En ensayos a columnas este se considera como flexo-compresión debido a la aparición de fuerzas flexionantes. El efecto de las irregularidades de alineación accidentales dentro de la probeta se acentúan conforme aumenta la carga.
- En zonas sísmicas, como Guatemala y dado a la reversibilidad de los sismos se suelen escoger columnas con armadura simétrica.
- La dimensión de las probetas y la necesidad de máquinas de capacidades sumamente elevadas, lo que dificulta la precisión de la prueba por lo que en su análisis se deben tomar factores de seguridad que además cubren la variabilidad en la resistencia de los materiales.
- Los extremos de las probetas deben ser totalmente planos para evitar la concentración de esfuerzos en las superficies rugosas, lo que originaría

una ruptura en forma parcial de un extremo antes de que se haya llegado al punto de ruptura, en sí de la pieza.

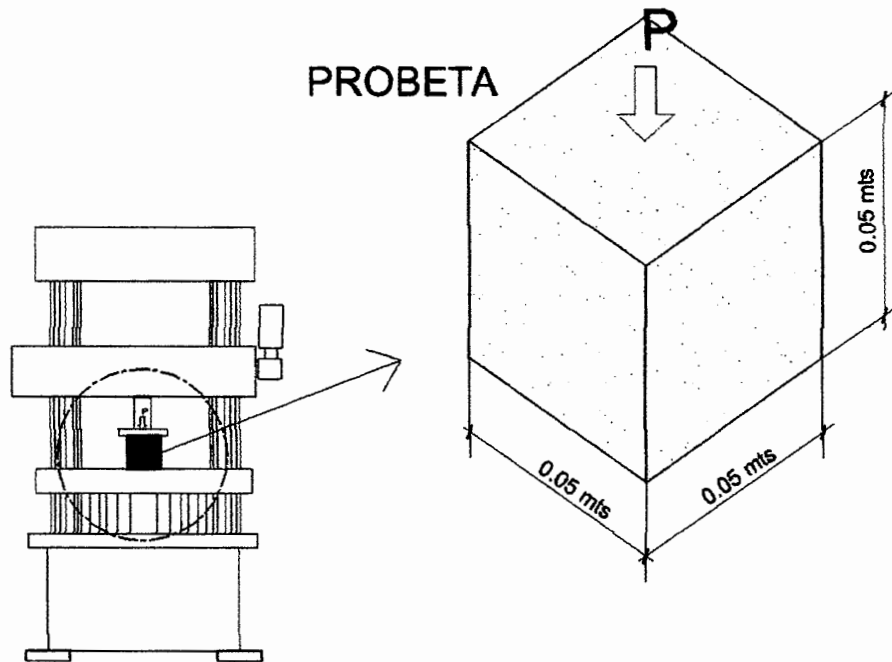
Los ensayos de compresión a realizar para efectos del presente estudio son:

- Clasificación de mortero.
- Flexo-compresión en columnas.

4.1.1. Clasificación de mortero

Los morteros se clasifican según su resistencia mínima promedio a compresión a 28 días. La resistencia a la compresión del mortero, se mide en cubos de 5 centímetros de arista. Para el proyecto en estudio se realizaron tres masadas, en cada masada se tomaron dos muestras para un total de 6.

Figura 20. Ensayo de compresión a morteros



Fuente: elaboración propia.

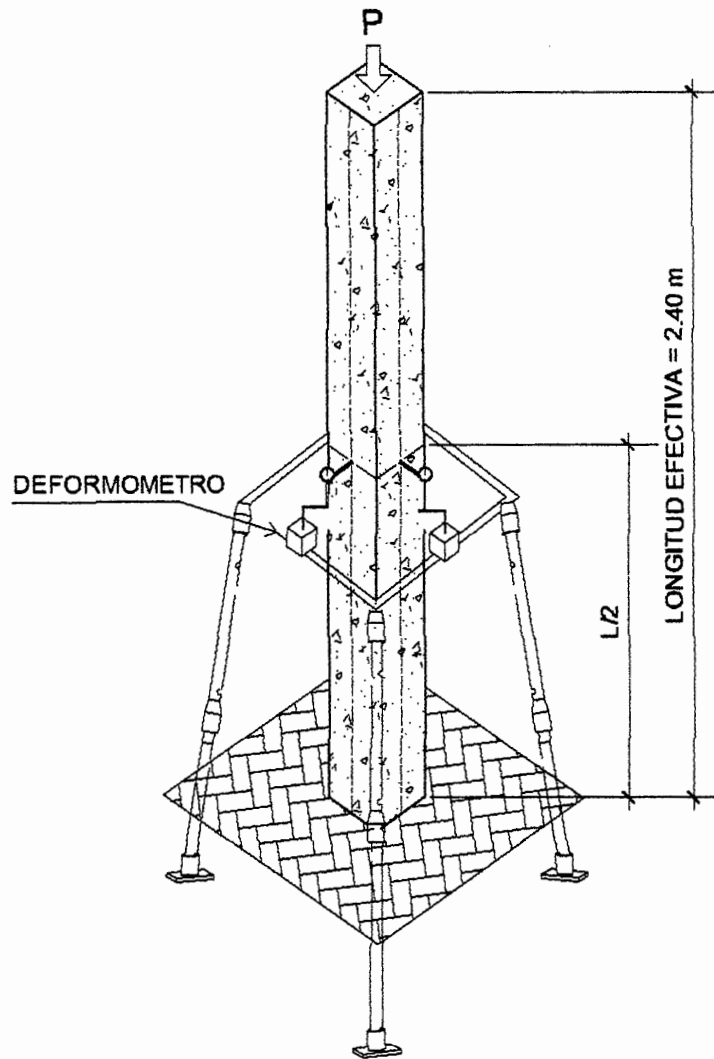
Al realizar el ensayo correspondiente se obtuvo un valor de resistencia promedio a compresión de 89,44 kilogramos sobre centímetro cuadrado. El mortero corresponde a la clasificación "Sa." Ya que:

- Mortero Sa. $\left\{ \begin{array}{l} \geq 70 \text{ kg/cm}^2 \\ < 125 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$
- Dónde: $89,44 \text{ kg/cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} \geq 70 \text{ kg/cm}^2 \\ < 125 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$
- Por lo tanto: $89,44 \text{ kg/cm}^2 = \text{Mortero "Sa"}$.

4.1.2. Flexo-compresión en columnas

El ensayo consiste en someter a las columnas a solicitaciones de esfuerzos en incrementos de 2,51 kilogramos sobre centímetro cuadrado. Se evalúa el comportamiento de columnas en flexo compresión midiendo deformaciones en sentido de los ejes (X, Y) respecto el eje centroidal (visto en planta) de las mismas para evaluar el comportamiento ante dichas situaciones y así poder representarlo gráficamente para su análisis.

Figura 21. Ensayo a flexo compresión en columnas



Fuente: elaboración propia.

Al realizar el ensayo correspondiente a cada columna se obtuvieron los resultados siguientes:

- Ensayo a propuesta de diseño 1.

Tabla II. Datos de ensayo a flexo compresión, columna 1

| Esfuerzo kg/cm ² | Deformación acumulado "Y" (mm) | Deformación acumulado "x" (mm) |
|--------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 5,03 | 0,08 | 3,45 |
| 7,54 | 0,10 | 3,00 |
| 10,05 | 0,23 | 2,54 |
| 12,57 | 0,38 | 4,70 |
| 15,08 | 0,43 | 4,29 |
| 17,60 | 0,46 | 1,32 |
| 20,11 | 0,51 | 1,35 |
| 23,88 | 0,48 | 0,79 |
| 25,14 | 0,51 | 0,61 |
| 27,65 | 0,51 | 0,53 |
| 30,16 | 0,58 | 0,25 |
| 32,68 | 0,64 | -0,33 |
| 35,19 | 2,08 | 0,03 |

Fuente: elaboración propia.

- Ensayo a propuesta de diseño 2.

Tabla III. Datos de ensayo a flexo compresión, columna 2

| Esfuerzo kg/cm ² | Deformación acumulado "Y" (mm) | Deformación acumulado "x" (mm) |
|--------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 6,28 | 0,84 | -1,70 |
| 8,80 | 0,99 | -1,55 |
| 11,31 | 1,17 | -1,42 |
| 15,08 | 1,40 | 1,17 |
| 17,60 | 1,52 | 1,27 |
| 20,11 | 1,63 | 1,35 |
| 22,62 | 1,74 | 1,40 |
| 25,14 | 1,87 | 1,50 |
| 27,65 | 2,03 | 1,63 |
| 30,16 | 2,11 | 1,75 |
| 32,68 | 2,24 | 1,80 |
| 35,19 | 3,76 | 1,88 |
| 37,71 | 3,94 | 1,93 |
| 40,22 | 4,17 | 1,96 |
| 42,73 | 5,79 | 1,93 |
| 45,25 | 4,65 | 1,91 |
| 47,76 | 4,93 | 1,85 |

Fuente: elaboración propia.

- Ensayo a propuesta de diseño 3.

Tabla IV. Datos de ensayo a flexo compresión, columna 3

| Esfuerzo kg/cm ² | Deformación acumulado "Y" (mm) | Deformación acumulado "x" (mm) |
|--------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2,51 | 0,05 | 0,11 |
| 5,03 | 0,08 | 0,28 |
| 7,54 | 0,30 | 0,35 |
| 10,05 | 0,83 | 0,40 |
| 12,57 | 0,76 | 0,48 |
| 15,08 | 0,68 | 0,55 |
| 17,60 | 0,68 | 0,62 |
| 20,11 | 0,68 | 0,68 |
| 22,62 | 0,69 | 0,73 |
| 25,14 | 0,71 | 0,77 |
| 27,65 | 0,71 | 0,80 |
| 30,16 | 0,71 | 0,82 |
| 32,68 | 0,80 | 0,87 |
| 35,19 | 0,88 | 0,90 |
| 37,71 | 0,91 | 0,92 |
| 40,22 | 0,91 | 0,95 |
| 42,73 | 0,91 | 0,97 |
| 45,25 | 0,91 | 1,00 |
| 47,76 | 0,91 | 1,00 |
| 50,27 | 0,88 | 1,02 |
| 52,79 | 0,88 | 1,02 |
| 55,30 | 0,99 | 1,03 |
| 57,81 | 1,00 | 1,03 |
| 60,33 | 1,00 | 1,03 |
| 62,84 | 0,95 | 1,03 |
| 65,36 | 0,95 | 1,03 |
| 67,87 | 3,94 | 1,64 |

Fuente: elaboración propia.

4.2. Ensayos de flexión

Si las fuerzas sobre un material tienden a inducir esfuerzos de compresión sobre una parte de la sección de la pieza y esfuerzos de tensión sobre la otra, la pieza se encuentra a flexión. La utilización de este tipo de ensayos, se deja casi únicamente para vigas, ya que es uno de los puntos en que más se utiliza en la construcción. A demás también se puede utilizar para conocer propiedades como el módulo de elasticidad de los materiales que constituyen a un elemento.

El ensayo de flexión puede servir entonces como medio directo para evaluar el comportamiento bajo cargas flexionantes, particularmente para determinar los límites de la estabilidad estructural de las vigas. La rigidez de un material puede determinarse de un ensayo de flexión en el cual la carga y la deflexión se observan. El módulo de elasticidad para el material en flexión se obtiene mediante el uso de una fórmula apropiada de mecánica de materiales.

A lo largo de los elementos a las cuales se aplican los esfuerzos, existe un eje, que divide los esfuerzos de tensión y compresión, ésta es la superficie neutra del mismo. Sobre el lado que se da la compresión, las fibras se acortan, sobre las que están a tensión se alargan.

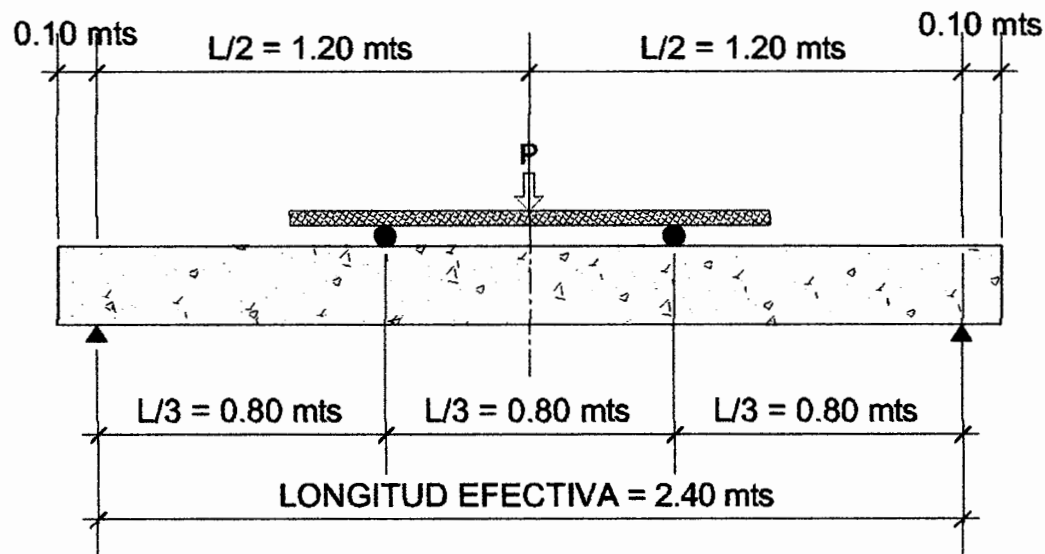
Los ensayos de flexión a realizar para efectos del presente estudio son:

- Flexión en vigas.
- Ensayo para determinación del módulo de elasticidad.

4.2.1. Flexión en vigas

El ensayo consiste en someter a las vigas a solicitaciones de carga en incrementos promedio de 45 kilogramos para la propuesta de diseño 1 y en incrementos promedio de 102 kilogramos para la propuesta de diseño 2. Se evalúa el comportamiento de vigas a flexión midiendo las deformaciones en $L/2$ de las mismas para poder representarlo en un gráfico (Carga- Deformación) para su análisis.

Figura 22. Ensayo a flexión en vigas



Fuente: elaboración propia.

Al realizar el ensayo correspondiente al elemento, sometiéndolo a flexión, se obtuvieron los resultados siguientes:

- Propuesta de diseño 1, probeta 1.

Tabla V. Datos de ensayo a flexión, viga 1

| Carga kg. | Deformación acumulada mm |
|-----------|--------------------------|
| 30,50 | 0,00 |
| 187,71 | 0,38 |
| 210,17 | 0,40 |
| 255,09 | 0,48 |
| 300,01 | 0,56 |
| 344,93 | 0,66 |
| 389,85 | 0,78 |
| 412,31 | 1,28 |
| 434,76 | 1,62 |
| 479,68 | 1,89 |
| 524,60 | 2,22 |
| 569,52 | 2,83 |
| 614,44 | 3,91 |
| 659,36 | 4,82 |
| 704,27 | 5,41 |
| 749,19 | 5,97 |
| 794,11 | 6,71 |
| 839,03 | 7,30 |
| 883,95 | 8,50 |
| 928,87 | 9,18 |
| 973,78 | 10,88 |
| 1 018,70 | 15,10 |
| 1 041,16 | 15,80 |
| 1 041,16 | 16,50 |

Fuente: elaboración propia.

- Propuesta de diseño 1, probeta 2.

Tabla VI. Datos de ensayo a flexión, viga 2

| Carga kg. | Deformación acumulada mm |
|-----------|--------------------------|
| 30,50 | 0,00 |
| 120,34 | 0,25 |
| 165,25 | 0,49 |
| 210,17 | 0,64 |
| 255,09 | 0,82 |
| 300,01 | 0,99 |
| 344,93 | 1,24 |
| 389,85 | 1,40 |
| 434,76 | 2,61 |
| 479,68 | 2,85 |
| 502,14 | 2,90 |
| 524,60 | 2,93 |
| 569,52 | 3,33 |
| 614,44 | 3,58 |
| 659,36 | 3,91 |
| 704,27 | 4,22 |
| 749,19 | 4,64 |
| 794,11 | 5,12 |
| 839,03 | 5,51 |
| 883,95 | 5,98 |
| 928,87 | 6,40 |
| 973,78 | 6,99 |
| 1 018,70 | 7,59 |
| 1 063,62 | 8,40 |
| 1 108,54 | 9,84 |
| 1 153,46 | 11,70 |
| 1 198,38 | 13,12 |

Fuente: elaboración propia.

- Propuesta de diseño 2, probeta de carga y descarga.

Tabla VII. Datos de ensayo a flexión, viga 3 (carga-descarga)

| Carga kg. | Deformación acumulada mm | Descarga kg. | Deformación acumulada mm |
|-----------|--------------------------|--------------|--------------------------|
| 30,5 | 0 | 1 965,05 | 11,07 |
| 81,41 | 0 | 1 863,23 | 11,05 |
| 132,32 | 0,2 | 1 761,41 | 10,88 |
| 234,14 | 0,76 | 1 659,59 | 10,63 |
| 335,95 | 1,36 | 1 557,77 | 10,37 |
| 437,77 | 1,8 | 1 455,95 | 10,08 |
| 539,59 | 2,39 | 1 354,14 | 9,76 |
| 641,41 | 2,93 | 1 252,32 | 9,42 |
| 743,23 | 3,49 | 1 150,5 | 9,03 |
| 845,05 | 4,02 | 1 048,68 | 8,59 |
| 946,86 | 4,59 | 946,86 | 8,08 |
| 1 048,68 | 5,21 | 845,05 | 7,47 |
| 1 150,5 | 5,97 | 743,23 | 6,71 |
| 1 252,32 | 6,59 | 641,41 | 5,74 |
| 1 354,14 | 6,9 | 539,59 | 4,61 |
| 1 455,95 | 7,28 | 437,77 | 3,54 |
| 1 557,77 | 7,52 | 335,95 | 2,67 |
| 1 659,59 | 8,92 | 234,14 | 1,99 |
| 1 761,41 | 9,82 | 132,32 | 1,43 |
| 1 863,23 | 10,39 | 81,41 | 1,18 |
| 1 965,05 | 11,02 | 30,5 | 0,95 |
| 1 965,05 | 11,07 | 30,5 | 0,91 |

Fuente: elaboración propia.

- Propuesta de diseño 2, probeta para carga de ruptura.

Tabla VIII. Datos de ensayo a flexión, viga 3 (falla)

| Carga kg. REAL | Deformación acumulada mm |
|----------------|--------------------------|
| 30,50 | 0,00 |
| 81,41 | 0,04 |
| 132,32 | 0,24 |
| 234,14 | 0,80 |
| 335,95 | 1,40 |
| 437,77 | 1,84 |
| 539,59 | 2,43 |
| 641,41 | 2,97 |
| 743,23 | 3,53 |
| 845,05 | 4,06 |
| 946,86 | 4,63 |
| 1048,68 | 5,25 |
| 1150,50 | 6,01 |
| 1252,32 | 6,63 |
| 1354,14 | 6,94 |
| 1455,95 | 7,32 |
| 1557,77 | 7,56 |
| 1659,59 | 8,96 |
| 1761,41 | 10,62 |
| 1863,23 | 11,08 |
| 1965,05 | 11,70 |
| 2066,86 | 12,50 |
| 2168,68 | 13,22 |
| 2270,50 | 14,53 |
| 2372,32 | 17,30 |
| 2423,23 | 20,39 |
| 2474,14 | 27,00 |

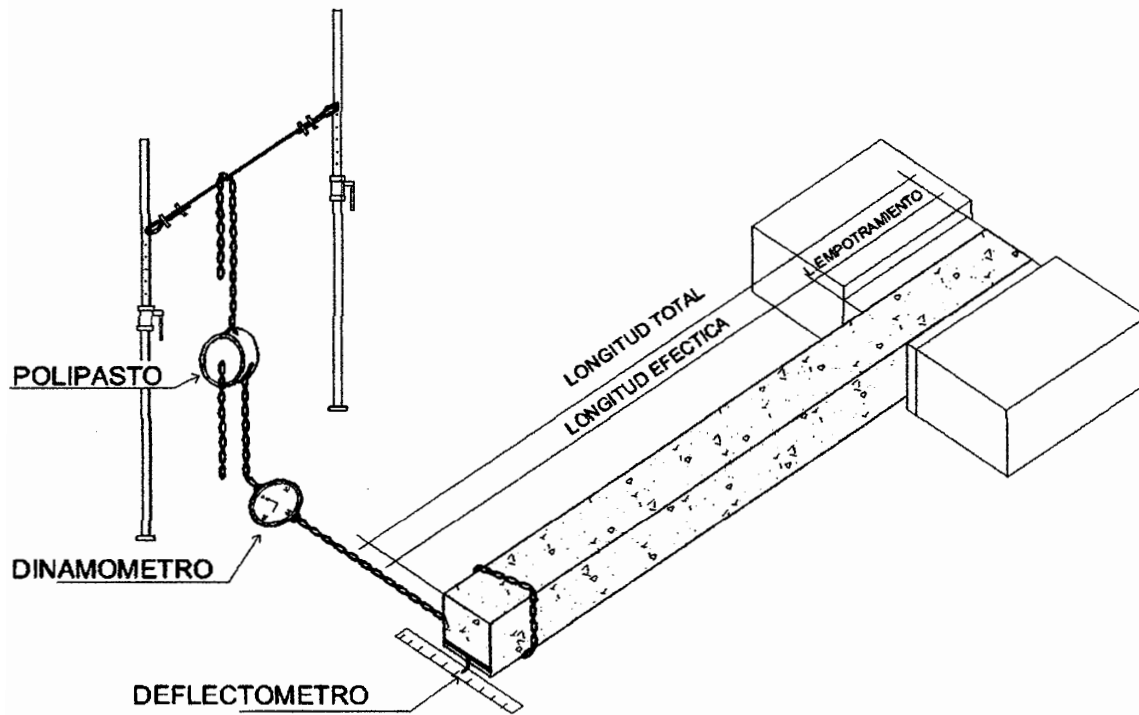
Fuente: elaboración propia.

4.2.2. Ensayo para determinación del módulo de elasticidad

Este ensayo se realizó con el objetivo de encontrar el módulo de elasticidad de los elementos fabricados con ferrocemento y los materiales reciclados.

El ensayo consiste en empotrar un elemento constituido por los materiales mencionados, el elemento empotrado se somete a solicitaciones de carga y descarga en el extremo libre, las cuales tendrán incrementos en intervalos de 22,7 kilogramos. Entre cada intervalo (carga-descarga) se esperan dos minutos para la recuperación del elemento y así someterla al nuevo intervalo. Las deformaciones presentadas fueron controladas, en base a ello se estudió el comportamiento del elemento y se determinó su rango de comportamiento elástico. Habiendo determinado la reacción del elemento ante solicitaciones de carga y descarga se puede calcular el módulo de elasticidad en función de su deformación máxima y su límite elástico.

Figura 23. Ensayo a flexión a elemento en voladizo



Fuente: elaboración propia.

- Al realizar el ensayo correspondiente al elemento 1, sometiéndolo a flexión, se presentó un rápido incremento en la deformación del mismo. Lo que no permitió tabular datos de carga y descarga ya que la ruptura fue inmediata. Los datos obtenidos son los siguientes: ver tabla IX.

Tabla IX. Datos de ensayo a flexión, elemento 1 en voladizo

| Carga kg | Deformación mm |
|----------|----------------|
| 0,00 | 0,00 |
| 22,69 | 1,00 |
| 45,37 | 2,00 |
| 68,06 | 5,00 |
| 90,74 | 37,00 |

Fuente: elaboración propia.

- Al realizar el ensayo correspondiente al elemento 2, sometiéndolo a flexión, se obtuvieron los resultados siguientes: ver tabla X.

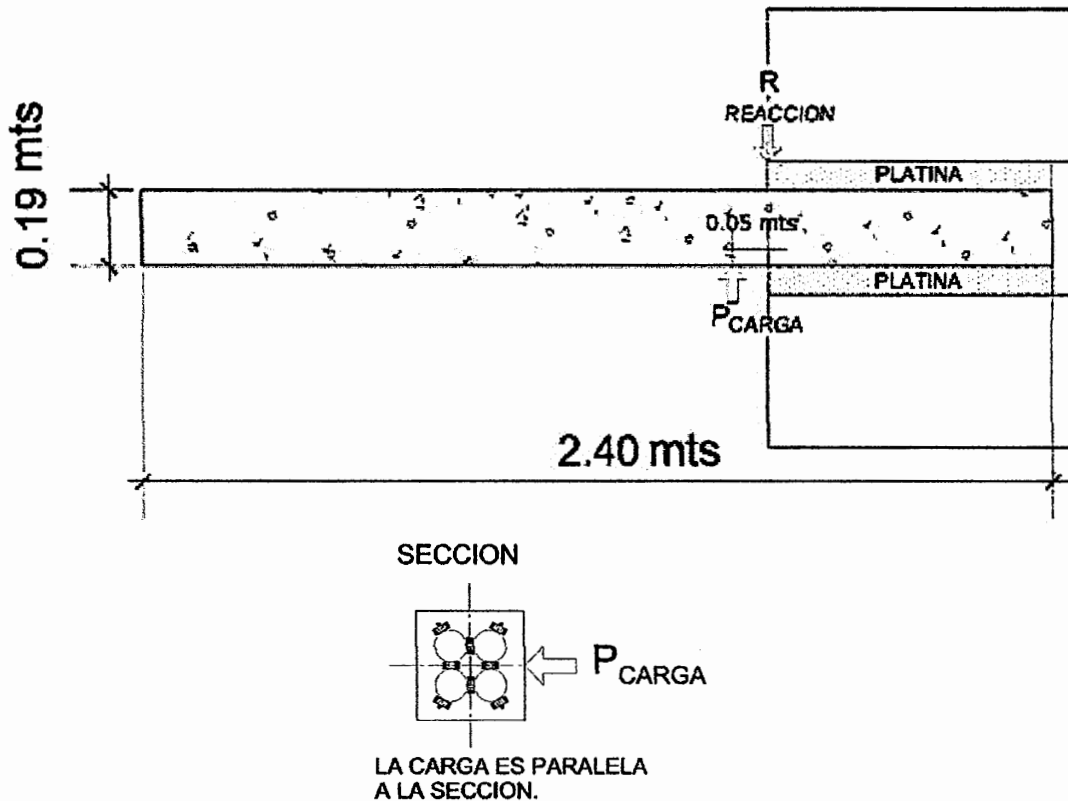
4.3. Ensayo de corte

Un esfuerzo de corte es un esfuerzo que actúa paralelamente a un plano, a diferencia de los esfuerzos de compresión y tensión que actúan perpendicularmente al plano donde se aplican. En este se produce el desplazamiento de capas de la superficie. La deformación por corte, es una función del cambio de ángulo entre los lados adyacentes de un bloque elemental al distorsionarse bajo esfuerzos cortantes.

Las cargas que producen las condiciones de corte de interés principal en el ensayo de materiales son las siguientes:

- Las resultantes de fuerzas paralelas, pero opuestas, actúan a través de los centroides de las secciones.
- En que las fuerzas se aplican paralelamente al eje de corte pero a una distancia finita, es decir en un eje longitudinal, distante del eje centroidal.
- La deformación que acompaña al corte puede considerarse que proviene del esfuerzo de las delgadas tiras o capas paralelas de un cuerpo por deslizarse una sobre otra.

Figura 24. Ensayo a corte



Fuente: elaboración propia.

Se realizaron ensayos de corte en los elementos elaborados con ferrocemento y materiales reciclados, esto con el objetivo de determinar su resistencia ante dicho esfuerzo. De los cuales se obtuvo:

- La primera falla a un esfuerzo promedio de 16 kilogramos sobre centímetro cuadrado.
- La segunda falla a un esfuerzo promedio de 19,4 kilogramos sobre centímetro cuadrado.
- La tercera falla (falla de ruptura) a un esfuerzo promedio de 21,34 kilogramos sobre centímetro cuadrado.

Para determinar la resistencia de diseño del elemento nos basamos en el esfuerzo de la primera falla aplicándole un factor de reducción $\Phi = 0,85$ en elementos sometidos a corte. El factor de reducción brinda un margen de seguridad debido a la variabilidad en la resistencia de los materiales. Por lo tanto el esfuerzo cortante de diseño es 14 kilogramos sobre centímetro cuadrado.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Análisis gráfico de columnas

El fin que se persigue con el estudio a flexión y compresión de las columnas, es asegurar que puedan soportar los máximos efectos internos que puedan producirse por cualquier combinación de cargas.

5.1.1. Evolución en el diseño de columnas

El diseño de las columnas se fundamentó en el principio de Euler en el que se esperaba tener el valor de la P crítica y a partir de ello encontrar y comparar los valores reales con el teórico, esto conlleva a realizar una serie de modelos que permitieran dar la configuración geométrica y estructural de la columna a ser desarrollada en este trabajo de graduación. Este principio puede ser aplicado a columnas de diferentes materiales siempre y cuando se conozca el Módulo de Elasticidad del material con que está fabricado el elemento a evaluar.

El diseño de los elementos fue evolucionando según ensayos, donde se pudo observar en la primera columna ensayada a compresión, que se genera inestabilidad en un sentido debido a que el extremo superior del elemento no distribuyó la carga y provocó concentración de esfuerzos en un punto, lo cual generó una falla rápida por desprendimiento en el extremo superior de la misma.

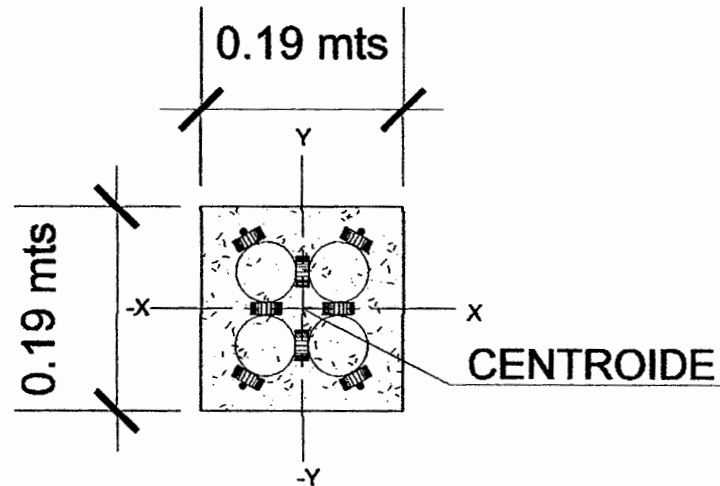
En la segunda alternativa (columna 2) se hizo la variación de colocar la punta de las botellas en el extremo superior de la columna, esto distribuyó de mejor manera los esfuerzos, condición que demostró mejoría en el comportamiento, pero para los efectos estructurales que se buscan, también se determinó plantear otra alternativa.

El tercer elemento (columna 3) se modificó colocando las puntas de los PET en ambos extremos y corriendo el refuerzo hacia su posición óptima (Ver capítulo 3, figura 11.), condición que demostró un buen comportamiento en el elemento.

5.1.1.1. Columnas a flexo-compresión

La deformación de las columnas fue controlada por el movimiento del centroide de las mismas en los ejes (x, y) correspondientes a la sección de los elementos. Refiriéndose a la deformación en el eje "X" como deformación 2 y en el eje "Y" como deformación 1. Ver figura 25.

Figura 25. Sección de los elementos

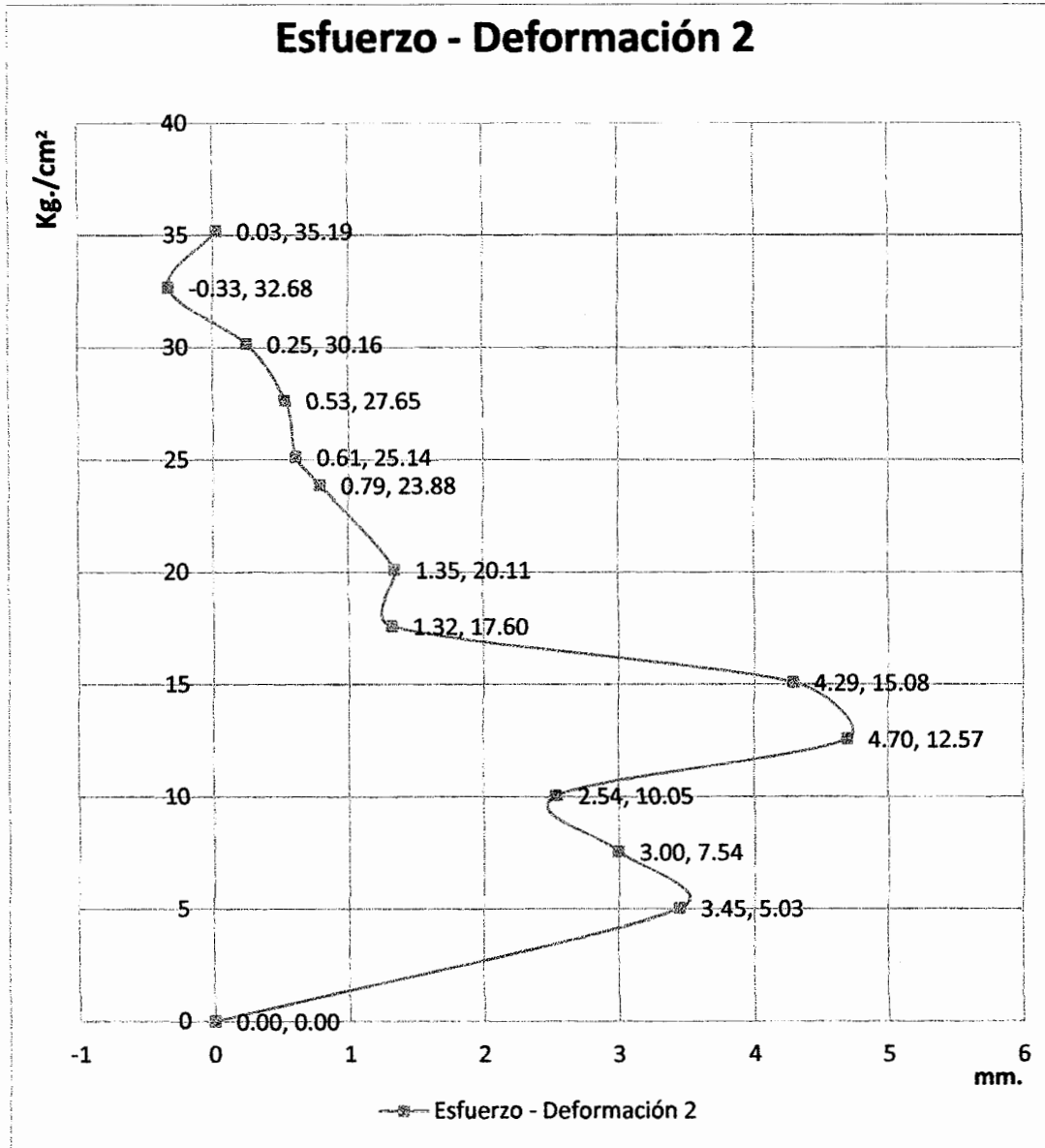


Fuente: elaboración propia.

5.1.1.1.1. Columna 1 a flexo-compresión

El gráfico esfuerzo deformación 2 presenta variaciones desproporcionadas en el eje "X" las cuales se deben al acomodo del elemento y no a la deformación de su estructura esto se da en el intervalo de esfuerzos 0-17,60 kilogramos sobre centímetro cuadrado . En el intervalo de esfuerzos 17,60-35,2 kilogramos sobre centímetro cuadrado ya presenta proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación. Ver figura 26.

Figura 26. Comportamiento a flexo compresión, columna 1 sentido "X"

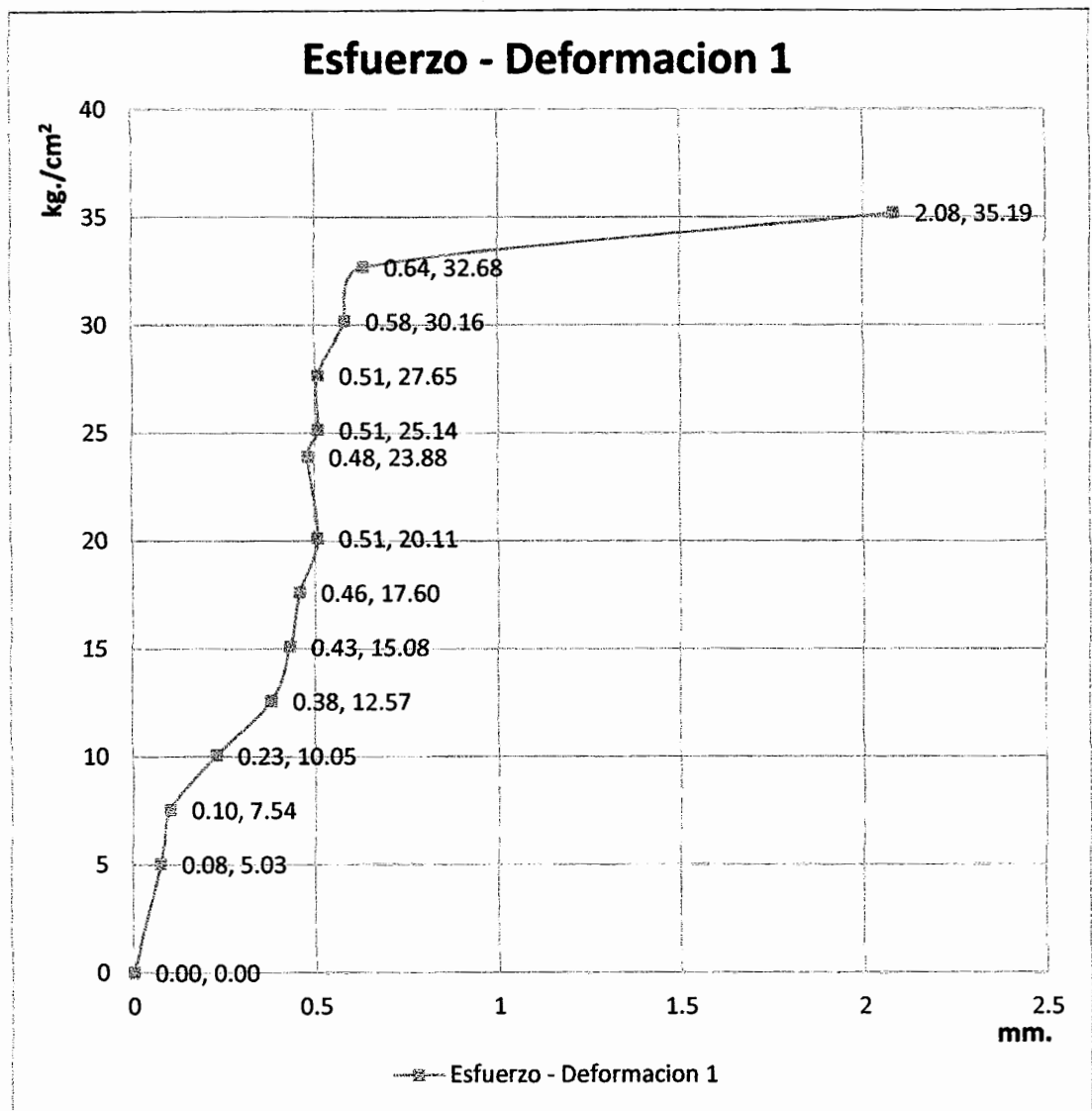


Fuente: elaboración propia.

El gráfico esfuerzo deformación 1 es el que representa el comportamiento real del elemento con proporcionalidad entre esfuerzo deformación en el rango 0-32,68 kilogramos sobre centímetro cuadrado presentando su falla en el

esfuerzo 35,20 kilogramos sobre centímetro cuadrado para el cual hubo un pequeño incremento en la proporción de la deformación siendo aun así mínimas las deformaciones por lo que la falla que presenta este elemento es por compresión, lo cual provoca el desprendimiento de partes del elemento debido a deficiencias en el diseño. Ver figura 27.

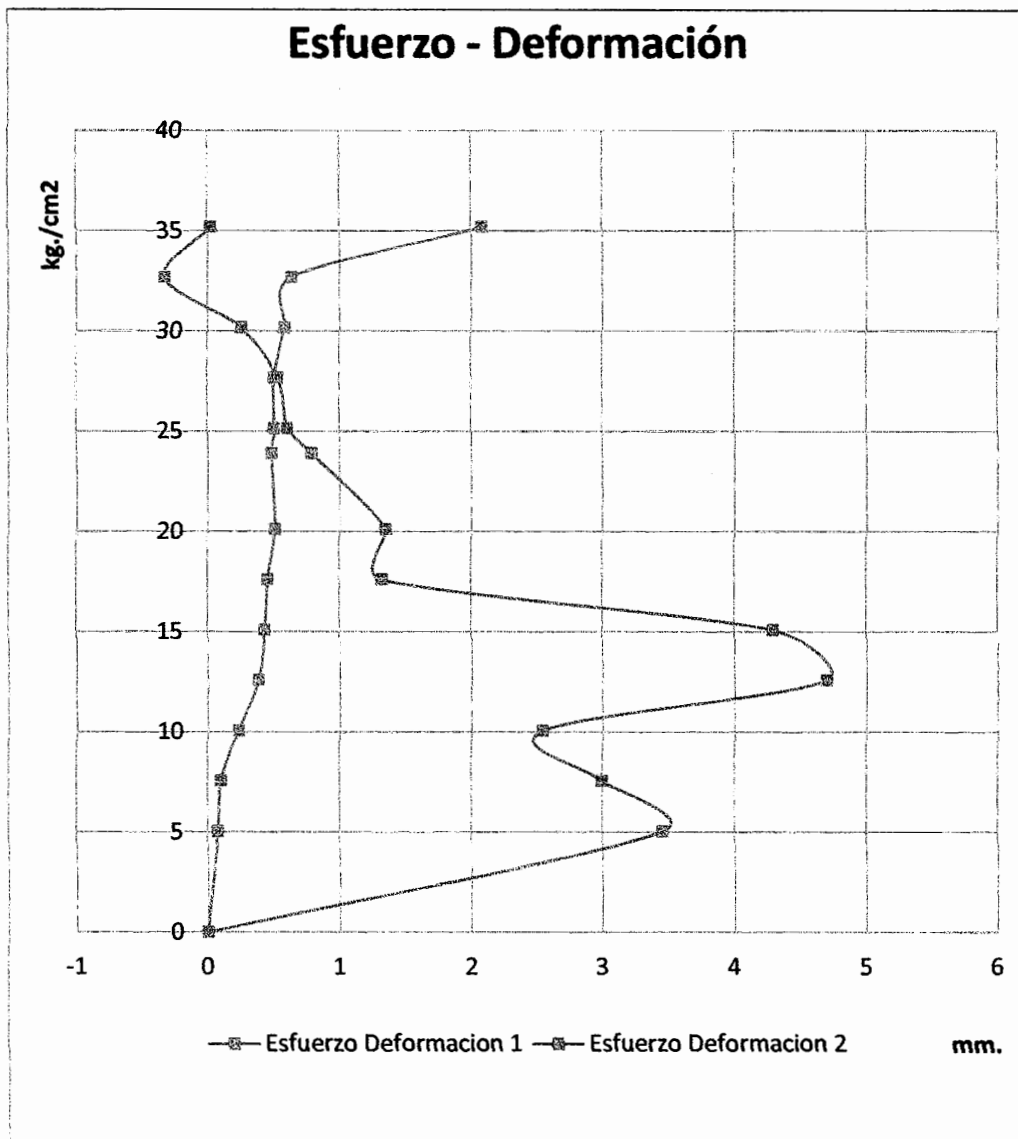
Figura 27. Comportamiento a flexo compresión, columna 1 sentido "Y"



Fuente: elaboración propia.

Al comparar los gráficos esfuerzo - deformación 1 y 2 se observa que los materiales constituyentes del elemento trabajan en conjunto en el rango de 0 a 13 kilogramos sobre centímetro cuadrado, de 13 en adelante el ferrocemento asume el mayor porcentaje de los esfuerzos. Ver figura 28.

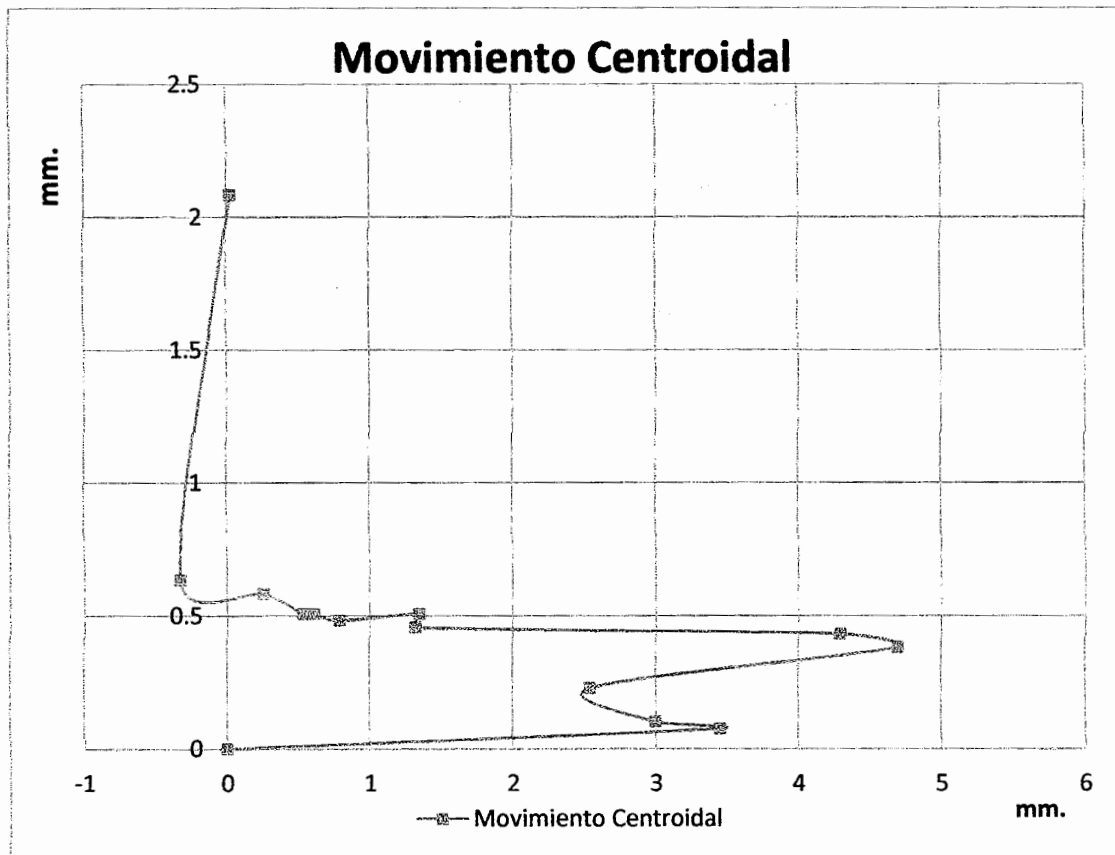
Figura 28. Esfuerzo - Deformación "X" y "Y", columna 1



Fuente: elaboración propia.

La gráfica del movimiento centroidal representa el movimiento del centroide del elemento sobre el plano (x, y) que corresponde a su sección transversal, demostrando que al someter a esfuerzos al elemento, este tendrá un acomodo sobre uno de los ejes y las deformaciones ocurrirán sobre el segundo eje principalmente. Para este caso el eje centroidal de la columna sufrió un desplazamiento máximo de 4,7 milímetros, (Ver figura 29) siendo este insignificante en comparación al desplazamiento que sufre en el ensayo a flexión de columna, correspondiendo a 40 milímetros sin tener un remanente representativo Ver figura 40.

Figura 29. Representación del movimiento centroidal, columna 1



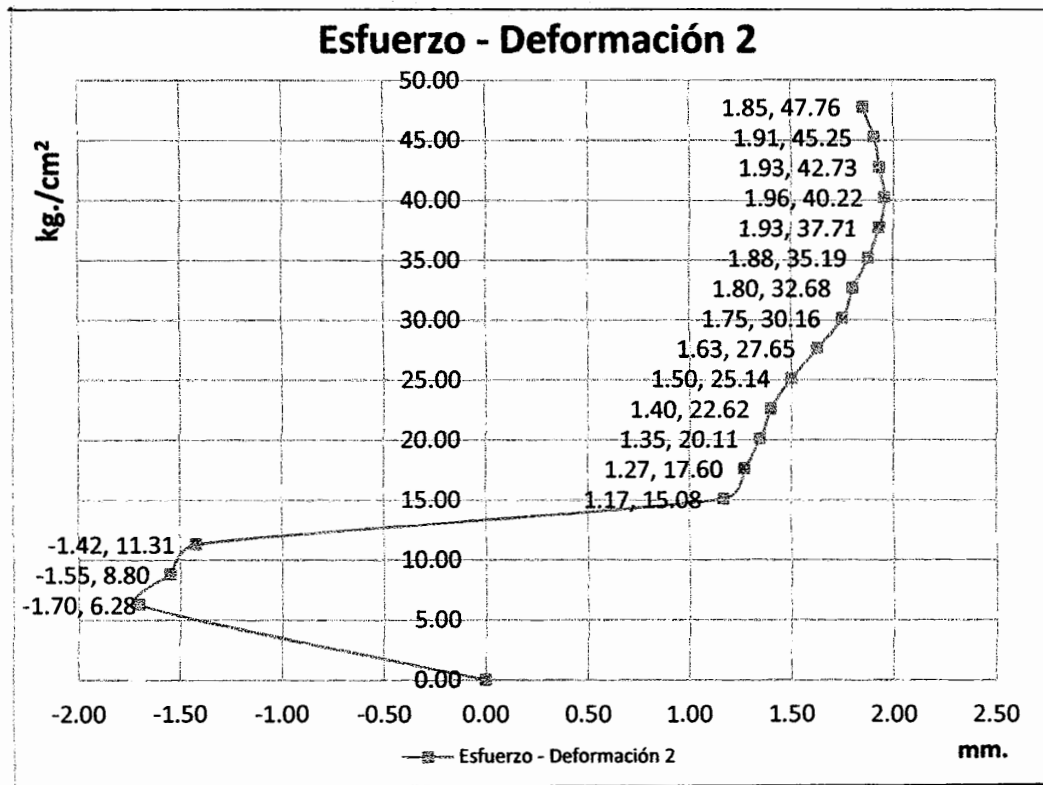
Fuente: elaboración propia.

5.1.1.1.2. Columna 2 a flexo compresión

En este elemento se cambió la posición de los disipadores de energía (botellas) para evitar el desprendimiento en el extremo sometido a carga.

En el gráfico esfuerzo deformación 2 el intervalo de esfuerzos 0-15,08 kilogramos sobre centímetro cuadrado provoca un acomodo del elemento en el sentido X, de 15,08-47,76 kilogramos sobre centímetro cuadrado presenta un incremento proporcional entre la carga y la deformación siendo esta última en mínimas cantidades. Ver figura 30.

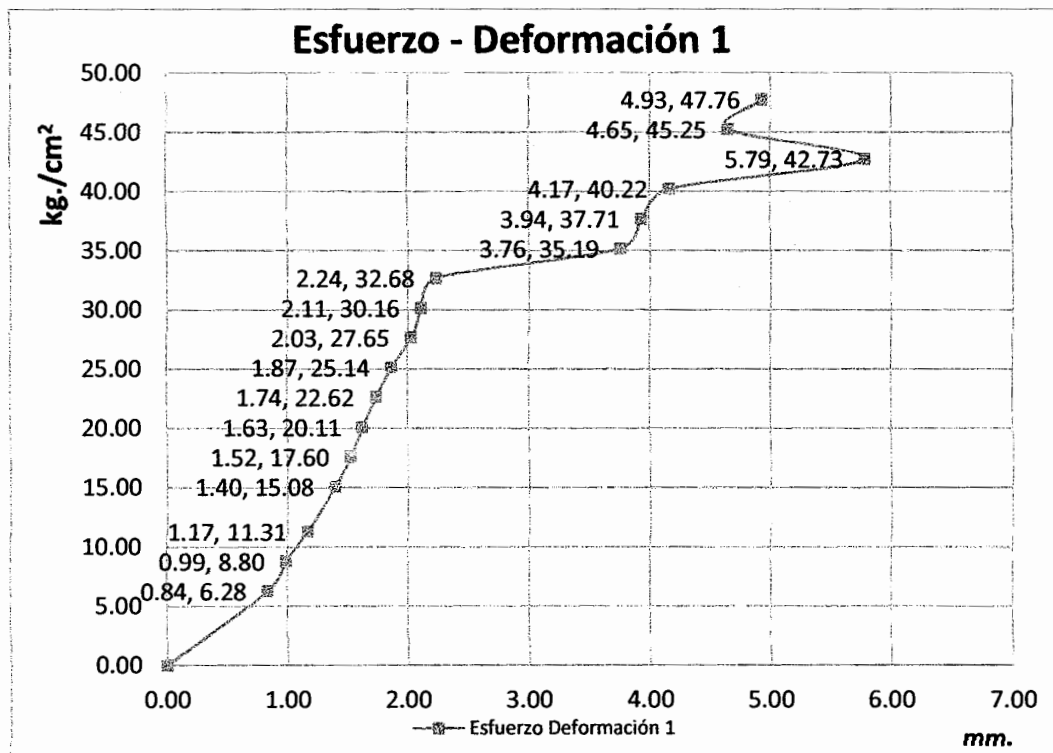
Figura 30. Comportamiento a flexo compresión, columna 2 sentido "X"



Fuente: elaboración propia.

En el gráfico esfuerzo deformación 1 el intervalo de esfuerzos 0-32,68 kilogramos sobre centímetro cuadrado muestra proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación en el eje "Y", siendo notorio un incremento de deformación entre 32,68-35,19 kilogramos sobre centímetro cuadrado el cual se atribuye a grietas intramoleculares, se observa que en 35,19-40,22 kilogramos sobre centímetro cuadrado adquiere proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación, de nuevo se pierde la proporcionalidad al incremento de 40,22-42,73 kilogramos sobre centímetro cuadrado, aún ante el incremento de carga hasta 45,25 kilogramos sobre centímetro cuadrado este logra recuperar 1,14 milímetros y de nuevo el intento por recuperar su proporcionalidad, lo cual no puede continuar al incremento de carga hasta 47,76 kilogramos sobre centímetro cuadrado donde presenta su falla. Ver figura 31.

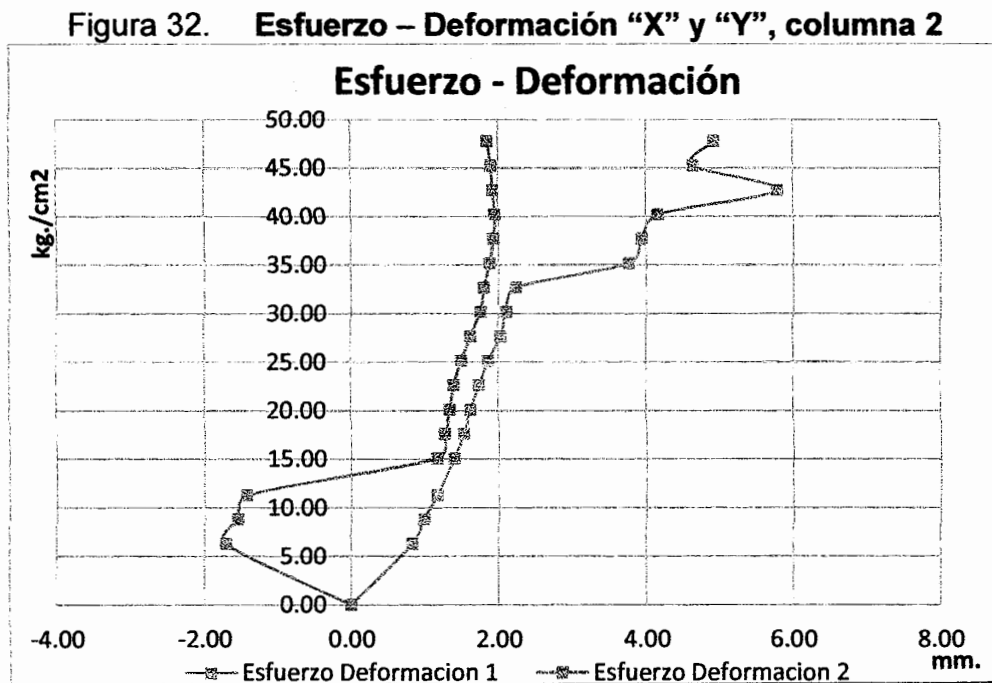
Figura 31. **Comportamiento a flexo compresión, columna 2 sentido "Y"**



Fuente: elaboración propia.

De los gráficos se puede observar que el eje "X" se mantuvo estable con insignificantes deformaciones ya que el pandeo se dio principalmente en el eje "Y" correspondiendo al gráfico esfuerzo deformación 1. El pandeo que se generó en el elemento no fue significativo por lo que la falla de este se atribuye a la compresión. La capacidad de carga del elemento mejoró pero siempre presento desprendimientos en el extremo sometido a carga lo cual se atribuye a la posición del refuerzo, a una deficiencia en el sistema constructivo y en la mano de obra que dio como resultado una ratonera que hizo susceptible al elemento ante la falla.

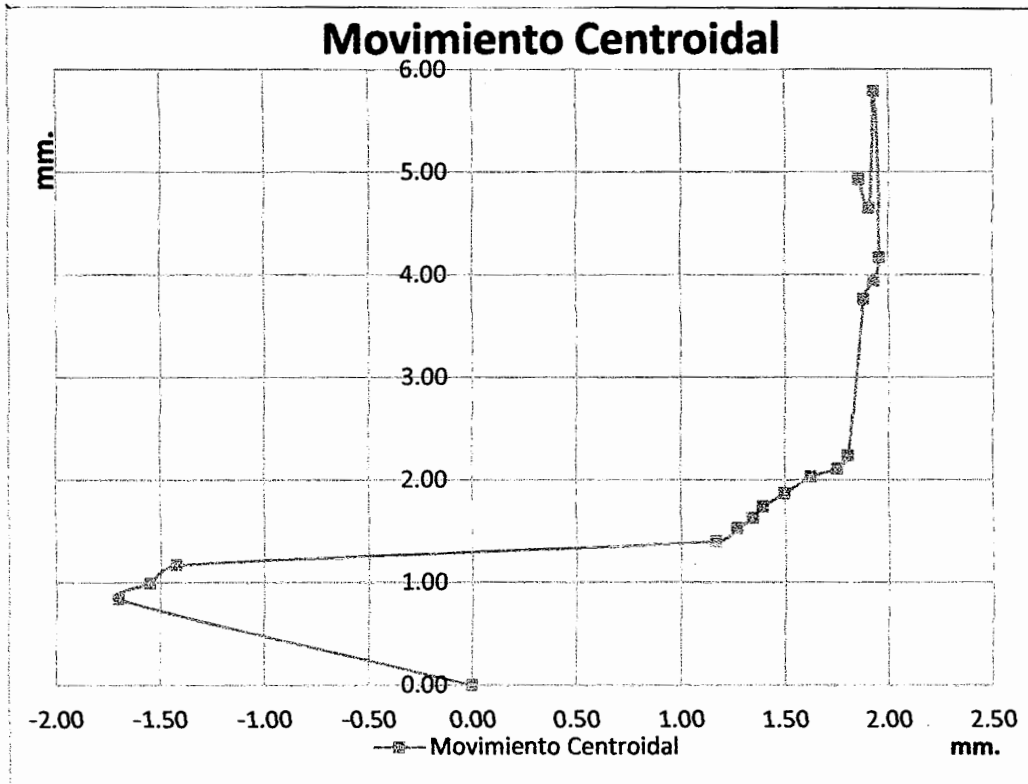
Al comparar los gráficos esfuerzo - deformación 1 y 2 se observa que los materiales que constituyen el elemento trabajan en conjunto en el rango de 0 a 15 kilogramos sobre centímetro cuadrado, de 15 en adelante el ferrocemento asume el mayor porcentaje de los esfuerzos. Ver figura 32.



Fuente: elaboración propia.

La gráfica del movimiento centroidal representa el movimiento del centroide del elemento sobre el plano (x, y) que corresponde a su sección transversal, demostrando que al someter a esfuerzos al elemento, este tendrá un acomodo sobre uno de los ejes y las deformaciones ocurrirán sobre el segundo eje principalmente. El eje centroidal de la columna dos sufrió un desplazamiento máximo de 2 milímetros, (ver figura 33) siendo este totalmente insignificante al compararlo con el desplazamiento que es capaz de asumir sin tener un remanente representativo, correspondiendo a 40 milímetros en el ensayo a flexión de columna. Ver figura 40.

Figura 33. Representación del movimiento centroidal, columna 2

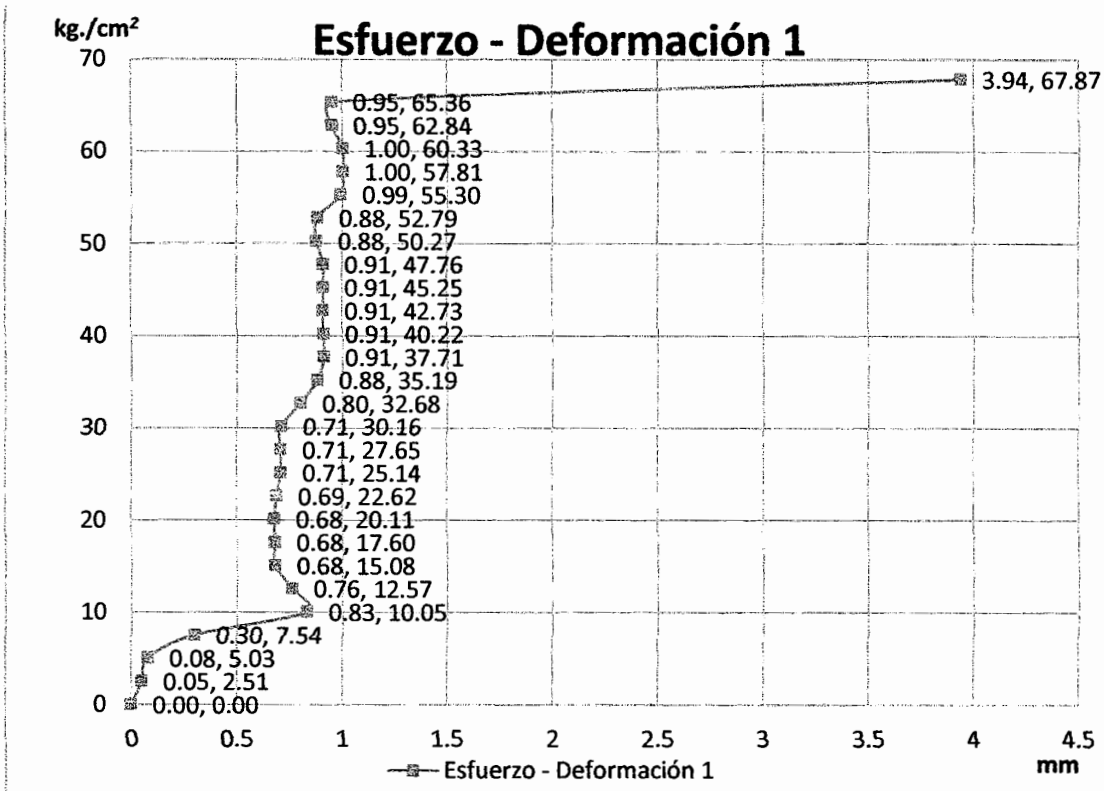


Fuente: elaboración propia.

5.1.1.1.3. Columna 3 a flexo compresión

El gráfico esfuerzo deformación 1 representa el primer incremento de esfuerzo en el intervalo 0-7,54 kilogramos sobre centímetro cuadrado manifestando después de este un acomodo entre 7,54-12,56 kilogramos sobre centímetro cuadrado a partir de este hasta 65,36 kilogramos sobre centímetro cuadrado presento un comportamiento proporcional entre esfuerzo y deformación. Al incremento de esfuerzo de 65,36-67,87 kilogramos sobre centímetro cuadrado se pierde la proporcionalidad llegando a su falla. Ver figura 34.

Figura 34. Comportamiento a flexo compresión, columna 3 sentido "Y"

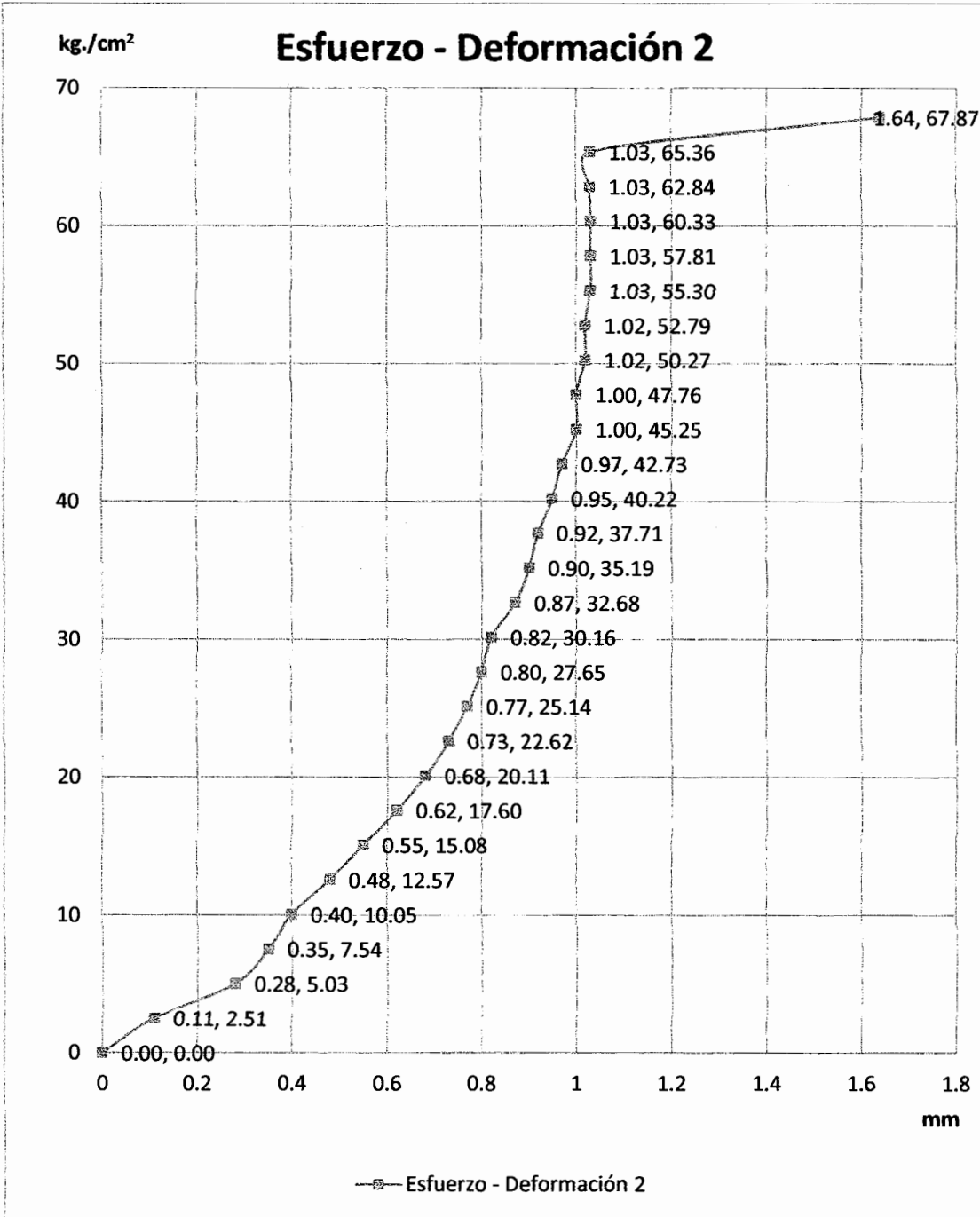


Fuente: elaboración propia.

El gráfico esfuerzo deformación 2 presenta proporcionalidad desde cero hasta 65,36 kilogramos sobre centímetro cuadrado, de 65,36 a 67,87 kilogramos sobre centímetro cuadrado pierde proporcionalidad, la cual se debe a la falla del elemento que inicialmente cedió en el sentido del eje "Y" provocando también ceder en "X". Ver figura 35.

De lo anterior se puede observar que el eje "X" se mantuvo estable con insignificantes deformaciones ya que el pandeo se dio principalmente en el eje "Y" correspondiendo al gráfico esfuerzo deformación 1. El pandeo que se generó en el elemento no fue significativo por lo que la falla de éste se atribuye a la compresión. Con las modificaciones en el diseño del elemento en cuanto a los disipadores de energía (botellas), posición del refuerzo, eficientando el método constructivo y la mano de obra, se logró evitar los desprendimientos e incrementar la capacidad de carga del elemento.

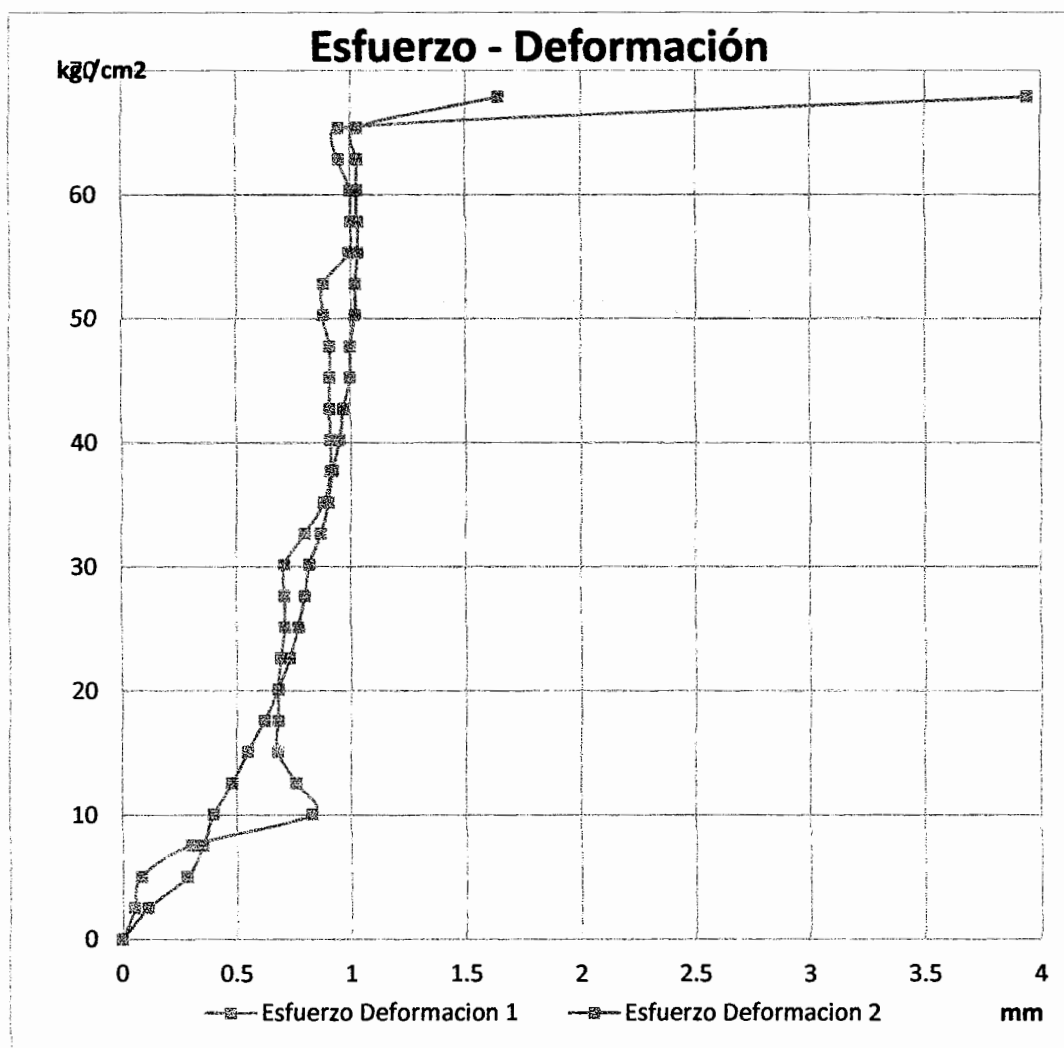
Figura 35. Comportamiento a flexo compresión, columna 3 sentido "X"



Fuente: elaboración propia.

Al comparar los gráficos esfuerzo - deformación 1 y 2 se aprecia que los materiales que constituyen el elemento trabajan en conjunto en el rango de 0 a 20 kilogramos sobre centímetro cuadrado, de 20 en adelante el ferrocemento asume el mayor porcentaje de los esfuerzos. Ver figura 36.

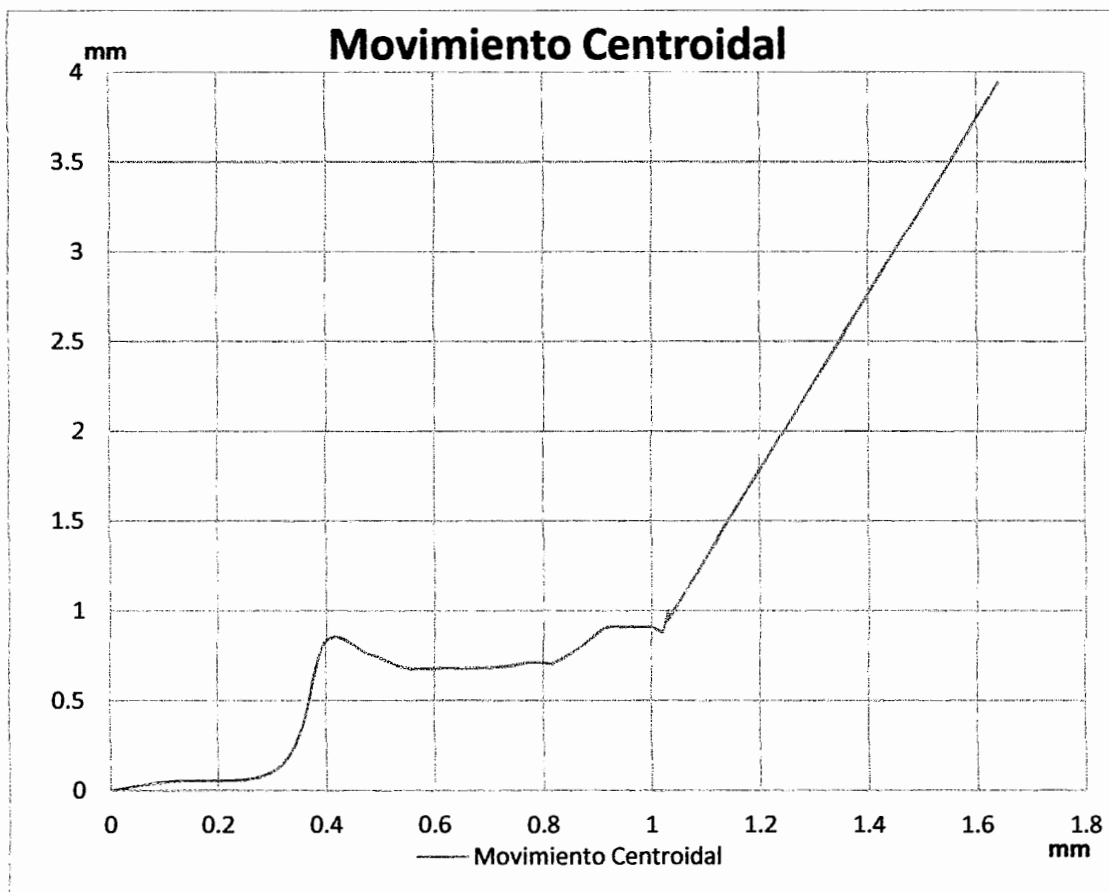
Figura 36. Esfuerzo - Deformación "X" y "Y", columna 3



Fuente: elaboración propia.

La gráfica del movimiento centroidal representa el movimiento del centroide del elemento sobre el plano (x, y) que corresponde a su sección transversal, demostrando que al someter a esfuerzos al elemento, este tendrá un acomodo sobre uno de los ejes y las deformaciones ocurrirán sobre el segundo eje principalmente. El eje centroidal de la columna tres sufrió un desplazamiento máximo de 1,7 milímetros, (ver figura 37) siendo este totalmente insignificante al compararlo con el desplazamiento que es capaz de asumir sin tener un remanente representativo, correspondiendo a 40 milímetros en el ensayo a flexión de columna. Ver figura 40.

Figura 37. Representación del movimiento centroidal, columna 3

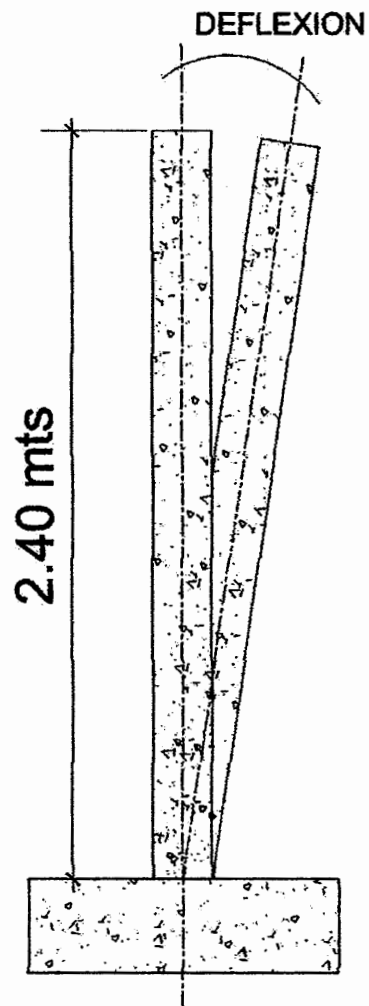


Fuente: elaboración propia.

5.1.1.2. Columna a flexión

La deformación en las columnas a solicitaciones de flexión fue controlada por el movimiento del eje longitudinal de las mismas. Ver figura 38.

Figura 38. Flexión del elemento empotrado

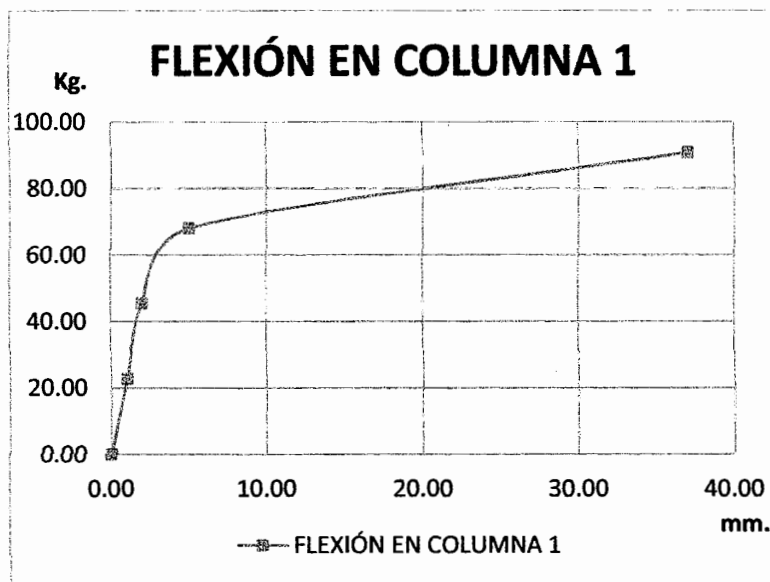


Fuente: elaboración propia.

5.1.1.2.1. Columna 1 a flexión

El elemento fue sometido a solicitaciones de carga que lo indujeron a presentar flexión y una pronta falla. Se sometió a incrementos de 22,686 kilogramos., alcanzando una carga máxima de 90,74 kilogramos. Carga que provocó la ruptura del mismo. Ver figura 39.

Figura 39. Comportamiento del elemento 1 empotrado, a flexión



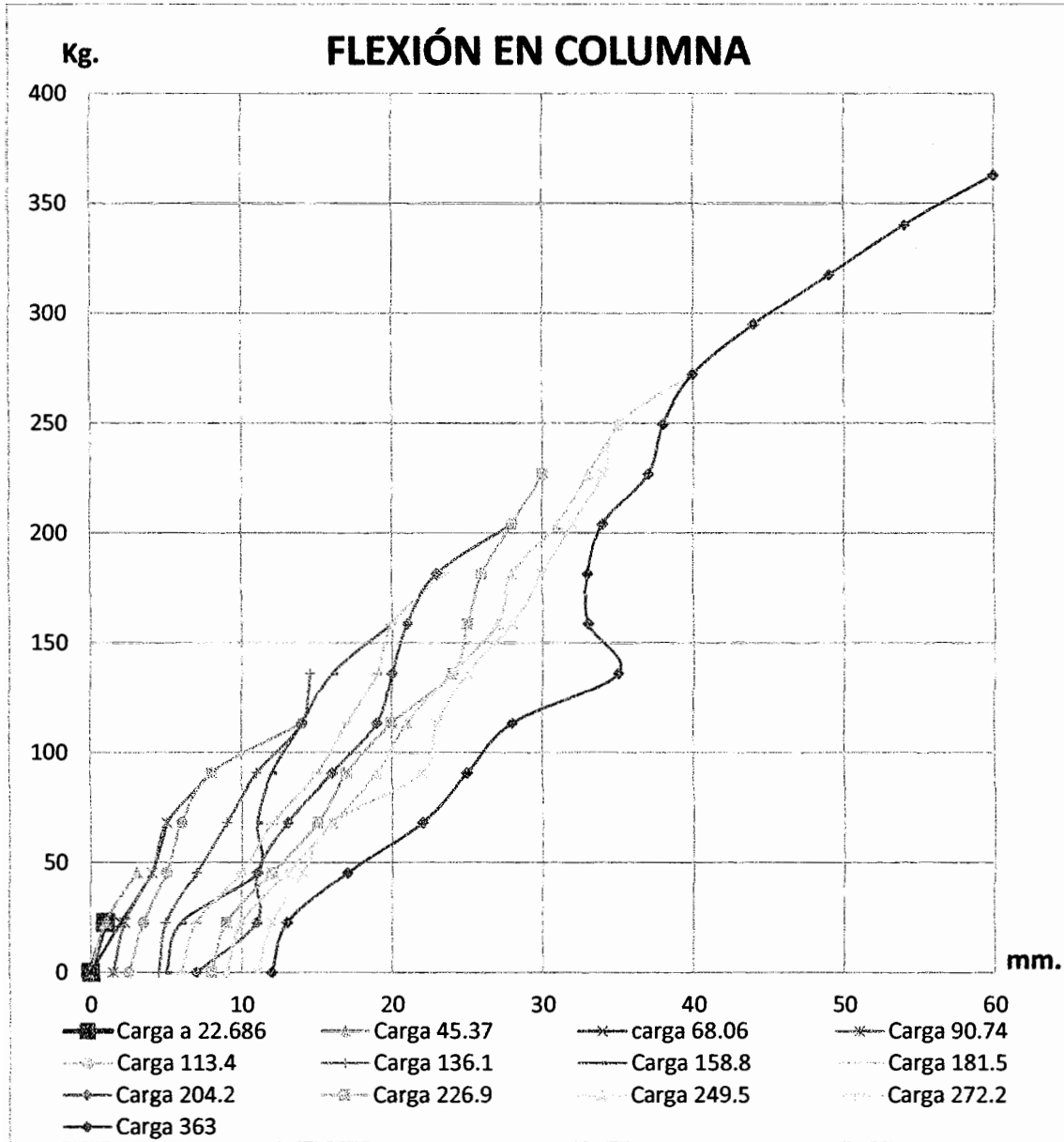
Fuente: elaboración propia.

5.1.1.2.2. Columna 2 a flexión

El elemento fue sometido a cargas y descargas en incrementos de 22,686 kilogramos. Este manifestó un óptimo comportamiento ante la fatiga del ensayo, alcanzando una deformación máxima de 6cm a una carga de 363 kilogramos., esta provocó la falla del elemento. Los datos que contiene el siguiente gráfico (ver figura 40) nos sirven para encontrar el módulo de elasticidad del elemento en función de la flecha máxima, procedimiento que se encontrará en el análisis

teórico dentro de este capítulo. Teniendo como base para su cálculo la carga de 272 kilogramos, esta representa el 75 por ciento de la carga de falla y ante ella el remanente es de aproximadamente un centímetro, lo que se encuentra insignificante considerando la fatiga del ensayo. Además hay que tomar en cuenta que para los fines que están destinados los elementos, estos se encontraran arriostros, por lo que un centímetro no es representativo bajo las condiciones en que fue ensayado. Ver figura 23.

Figura 40. Comportamiento del elemento 2 empotrado, a flexión



Fuente: elaboración propia.

5.2. Análisis teórico de columnas

Este se realiza con la finalidad de tener un punto comparativo según fundamentos teóricos y prácticos al momento de analizar los elementos.

5.2.1. Fundamento teórico

El análisis teórico de los elementos se fundamenta en el método de Euler para columnas, es utilizado para determinar cuál será el valor de la carga crítica, este concepto también puede ser aplicado a columnas de diferentes materiales siempre y cuando se conozca el módulo de elasticidad del material con que está fabricada. Además debe realizarse una comparación con los valores de carga de ensayo en su límite elástico, afectados por los factores de resistencia de diseño del apéndice C del ACI.

5.2.1.1. Fórmula de Euler

La carga crítica de Euler depende de la longitud del elemento, del material, de su sección transversal y de las condiciones de unión, vinculación o sujeción en los extremos.

$$P_{cr} = \frac{EI\pi^2}{(Le)^2}$$

Dónde:

P_{cr} = La carga crítica.

E = Módulo de elasticidad.

I = Momento de Inercia de la sección transversal del elemento.

L_e = Longitud efectiva.

| Condiciones de sujeción | Longitud Efectiva L_e |
|--|-------------------------|
| • Ambos extremos empotrados. | 1/2L |
| • Un extremo empotrado y el otro articulado. | 0,7L |
| • Ambos extremos articulados. | L |
| • Un extremo empotrado y el otro libre. | 2L |

5.2.1.2. Resistencias de diseño

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento debe tomarse como la resistencia nominal multiplicada por los factores “ Φ .”

El factor de reducción de resistencia “ Φ ” debe ser el siguiente:

Secciones controladas por compresión.

- Elementos con refuerzo en espiral 0,75
- Otros elementos reforzados 0,70

5.2.1.3. Módulo de elasticidad teórico

En un elemento gobernado por la compresión, el módulo de elasticidad está en función del esfuerzo mencionado. Dónde:

$$E = 1000 * f'm$$

Siendo:

E : Modulo de elasticidad.

$f'm$: Esfuerzo del elemento a compresión.

5.2.1.4. Módulo de elasticidad según ensayo

Para un elemento empotrado en uno de sus extremos, el módulo de elasticidad está en función de la deflexión máxima del elemento ante una carga P , el momento de inercia y longitud. Dónde:

$$E = \frac{P \times (L^3)}{3 \times (I)(\delta)}$$

Siendo:

E : Módulo de elasticidad

P : Carga

I : Momento de inercia

L : Longitud del elemento

δ : Deflexión máxima

5.2.1.5. Momento de inercia

La inercia para una sección cuadrada respecto de su centroide es:

$$I_{cuadrado} = \frac{1}{12} (b * h^3)$$

El momento de inercia del elemento incluye una holgura de (0,70) (I_g), debida a que se debe tomar en cuenta el efecto en las propiedades de la sección, de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas.

5.2.2. Resultados teóricos

A continuación se presentan los cálculos teóricos fundamentados en los métodos mencionados anteriormente.

5.2.2.1. Columna 1

Resultados de la columna con deficiencias en su diseño:

$$\text{Esfuerzo en zona crítica previo a ruptura} = 35,20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Factor de reducción } (\Phi) = 0,70$$

$$\text{Resistencia de diseño teórica: } 0,70 \cdot 35,20 = 24,64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia de diseño según ensayo} = 25,14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad teórico (E)} = 1\,000 \cdot 25,14 = 25\,140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad según ensayo (E)} = \frac{60 \times (240^3)}{3 \times (7\,602,06)(2,7)} = 13\,469,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Inercia (I)} = I_{\text{total}} = 0,7 \left(\frac{1}{12} (19 \cdot 19^3) \right) = 7\,602,06 \text{ cm}^4$$

P Crítica en función de (E) teórico =

$$P_{\text{Cr}} = \frac{EI\pi^2}{(2L)^2} = 8\,186,8 \text{ kg} \equiv 22,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

P Crítica en función de (E) ensayo =

$$P_{cr} = \frac{EI\pi^2}{(2L)^2} = 4\,841,1 \text{ kg} \equiv 13,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

5.2.2.2. Columna 2

Resultados de la columna con mejoras pero aun con algunas deficiencias en el diseño, sistema constructivo y mano de obra.

$$\text{Esfuerzo en zona crítica previo a ruptura} = 45,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Factor de reducción } (\Phi) = 0,70$$

$$\text{Resistencia de diseño teórica: } 0,70 \cdot 45,25 = 31,68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia de diseño según ensayo} = 32,68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad teórico } (E) = 1\,000 \cdot 32,68 = 32\,680 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad según ensayo } (E) = \frac{60 \times (240^3)}{3 \times (7\,602,06)(2,7)} = 13\,469,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Inercia } (I) = I_{total} = 0,7 \left(\frac{1}{12} (19 \cdot 19^3) \right) = 7\,602,06 \text{ cm}^4$$

P Crítica en función de (E) teórico =

$$P_{cr} = \frac{EI\pi^2}{(2L)^2} = 10\,642,2 \text{ kg} \equiv 29,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

P Crítica en función de (E) ensayo =

$$P_{cr} = \frac{EI\pi^2}{(2L)^2} = 4841,1 \text{ kg} \equiv 13,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

5.2.2.3. Columna 3

Resultado de la columna con un diseño eficiente, con un sistema constructivo y mano de obra mejorado.

$$\text{Esfuerzo en zona crítica previo a ruptura} = 65,35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Factor de reducción } (\Phi) = 0,70$$

$$\text{Resistencia de diseño teórica: } 0,70 * 65,35 = 45,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia de diseño según ensayo} = 45,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad teórico (E)} = 1\,000 * 45,25 = 45\,250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad según ensayo (E)} = \frac{272 \times (240^3)}{3 \times (7\,602,06)(4)} = 41\,253,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Inercia (I)} = I_{total} = 0,7 \left(\frac{1}{12} (19 * 19^3) \right) = 7\,602,06 \text{ cm}^4$$

P Crítica en función de (E) teórico =

$$P_{cr} = \frac{EI\pi^2}{(2L)^2} = 14\,736 \text{ Kg} \equiv 40,82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

P Crítica en función de (E) ensayo =

$$P_{cr} = \frac{EI\pi^2}{(2L)^2} = 13\,434,12 \text{ Kg} \equiv 37,21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

5.3. Análisis gráfico de vigas

Con el estudio de las vigas a solicitaciones de flexión se pretende asegurar que estas puedan soportar los máximos efectos internos a los que puedan ser sometidas.

5.3.1. Evolución en el diseño de vigas

El diseño de las vigas se fundamentó a través de ensayos a flexión basados en la norma ASTM E529 – 75, esta abarca la prueba de flexión de las vigas bajo condiciones de servicios simulados para determinar sus características estructurales. En algunos casos, también es adecuada para la determinación de la correcta configuración estructural del diseño, materiales y técnicas de fabricación.

La primer propuesta de diseño (viga 1 y viga 2), se encontró deficiente ya que la posición del refuerzo a tensión no era la adecuada, lo que origino muy pronto las grandes deformaciones a pequeños incrementos de carga. Por lo que determinamos plantear otra alternativa.

La segunda propuesta (viga 3), tuvo muy buen comportamiento ante las solicitaciones de carga ya que la posición del refuerzo optimizo el trabajo del mismo. Este fue ubicado en la mitad del recubrimiento de las botellas, el recubrimiento de las botellas fue de 3 centímetros por lo que el refuerzo estaba ubicado a 1,5 centímetros respecto de las botellas y a 6,5 centímetros respecto del centroide.

5.3.1.1. Flexión en vigas

Para controlar las deformaciones de las vigas se utilizó un Deformímetro de alta sensibilidad. Este se ubicó en $L/2$, lugar donde se manifiesta la flecha máxima de deformación para la situación de ensayo a que se sometieron los elementos.

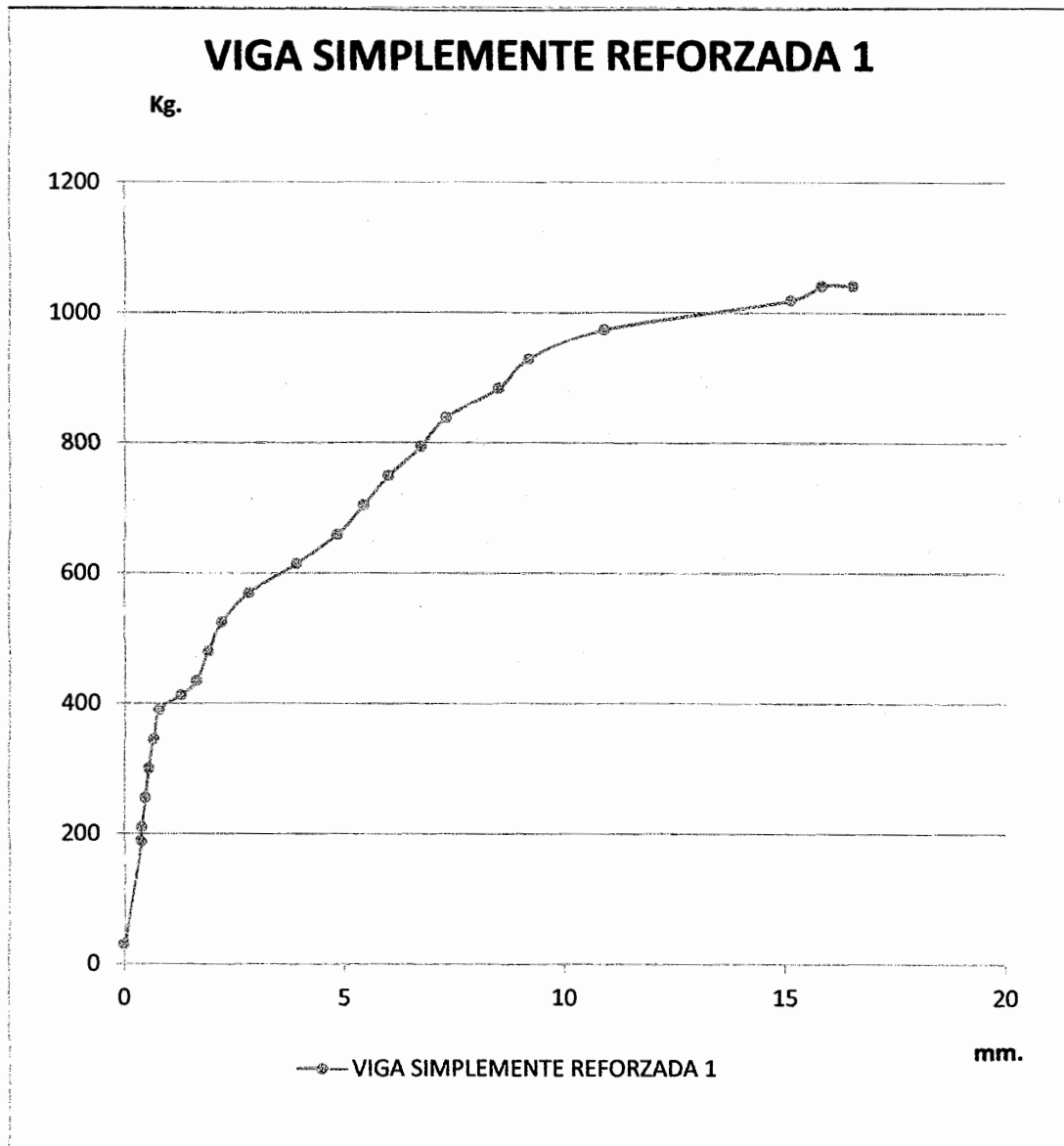
5.3.1.1.1. Flexión viga 1

En el rango de 0 a 400 kilogramos el elemento tiene un comportamiento proporcional en cuanto a carga y deformación, como se puede observar la capacidad de carga es muy baja, lo cual se atribuye a que en este intervalo no trabajaron en conjunto los materiales que conforman al elemento, se presume que la carga mencionada la absorbió el mortero y las botellas. A 210 kilogramos aparecieron las grietas iniciales, estas exactamente a $L/3$ y al centro, estas se fueron abriendo progresivamente y al llegar a 400 kilogramos aparecieron grietas secundarias paralelas a las primarias, estas ubicadas a 10 centímetros de las primarias en dirección de los tercios externos.

De 400 kilogramos a 839 kilogramos empezó a trabajar la malla en conjunto con el mortero, para entonces las fallas en el mortero ya se habían incrementado en tamaño y número ya que a una carga de 660 kilogramos incrementó la falla en el centro y con ella múltiples fallas de tercer y cuarto orden, esta se atribuye a la ruptura de la malla, en este momento se queda trabajando la cama superior de concreto a compresión y el acero, los incrementos de carga ya no fueron significativos debido a que la ubicación del acero no era la apropiada ya que no se encontraba en la zona de acción a tensión.

El acero y malla entraron a trabajar muy tarde, lo cual se atribuye a la ineficiente ubicación de los mismos dentro del elemento lo cual no optimizo el trabajo en conjunto de los materiales.

Figura 41. Comportamiento a flexión, Viga 1



Fuente: elaboración propia.

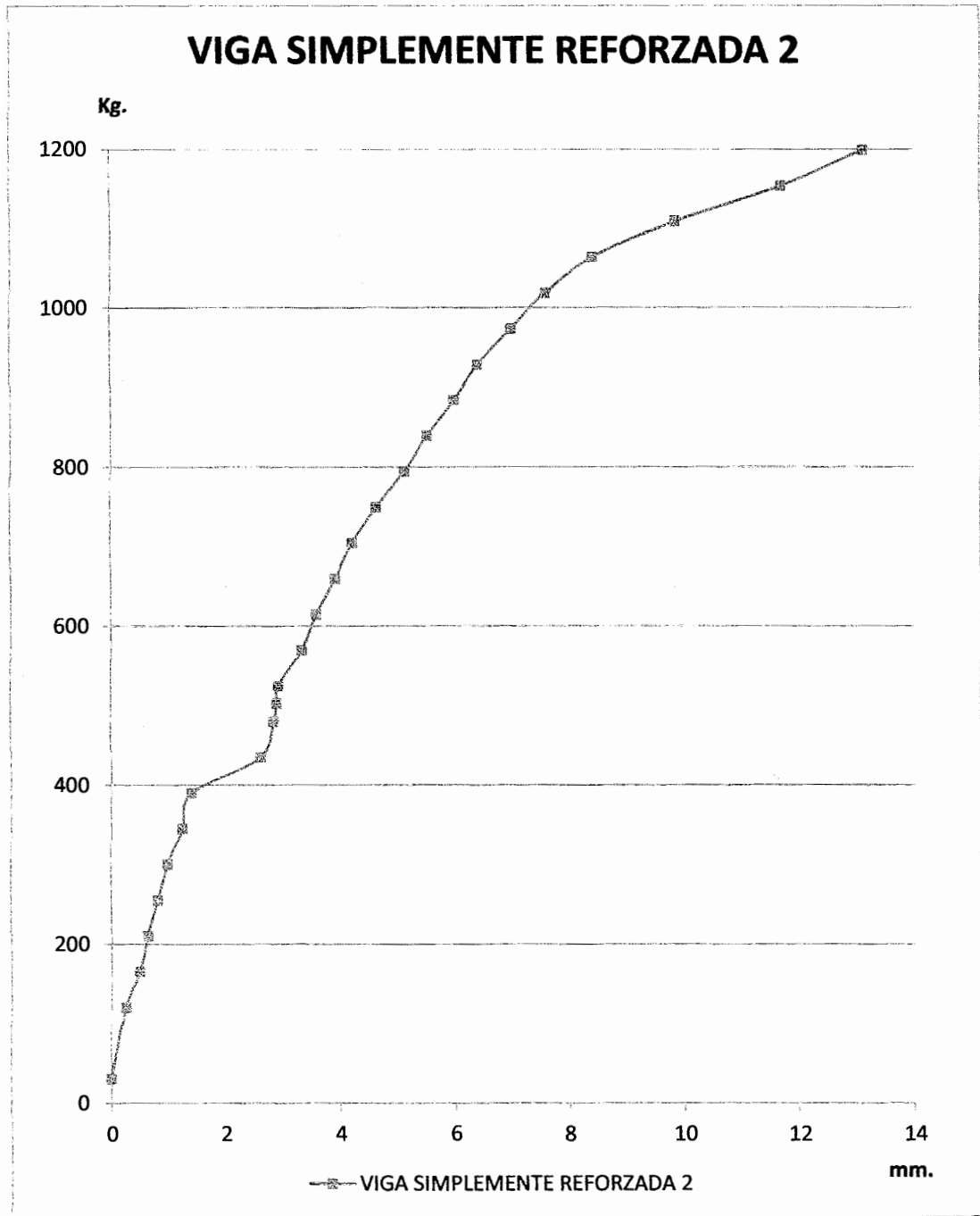
5.3.1.1.2. Flexión en viga 2

Al igual que en la viga 1 rango de 0 a 400 kilogramos el elemento tiene un comportamiento proporcional en cuanto a carga y deformación, la capacidad de carga es muy baja, lo cual se atribuye a que en este intervalo no trabajaron en conjunto los materiales que conforman al elemento.

A 255 kilogramos aparecieron las grietas iniciales, estas a 10 centímetros de los tercios en la parte interna y en el centro, estas se fueron abriendo progresivamente y al llegar a 400 kilogramos aparecieron grietas secundarias en los tercios externos.

De 400 kilogramos a 973 kilogramos empezó a trabajar la malla en conjunto con el mortero, y con ella múltiples fallas de tercer orden, esta se atribuye a la ruptura de la malla, en este momento se queda trabajando la cama superior de concreto a compresión y el acero, los incrementos de carga ya no fueron significativos. Lo anterior se debe a deficiencias en el diseño del elemento lo cual dio como resultado que no se optimizara el trabajo en conjunto de los materiales.

Figura 42. Comportamiento a flexión, viga 2



Fuente: elaboración propia.

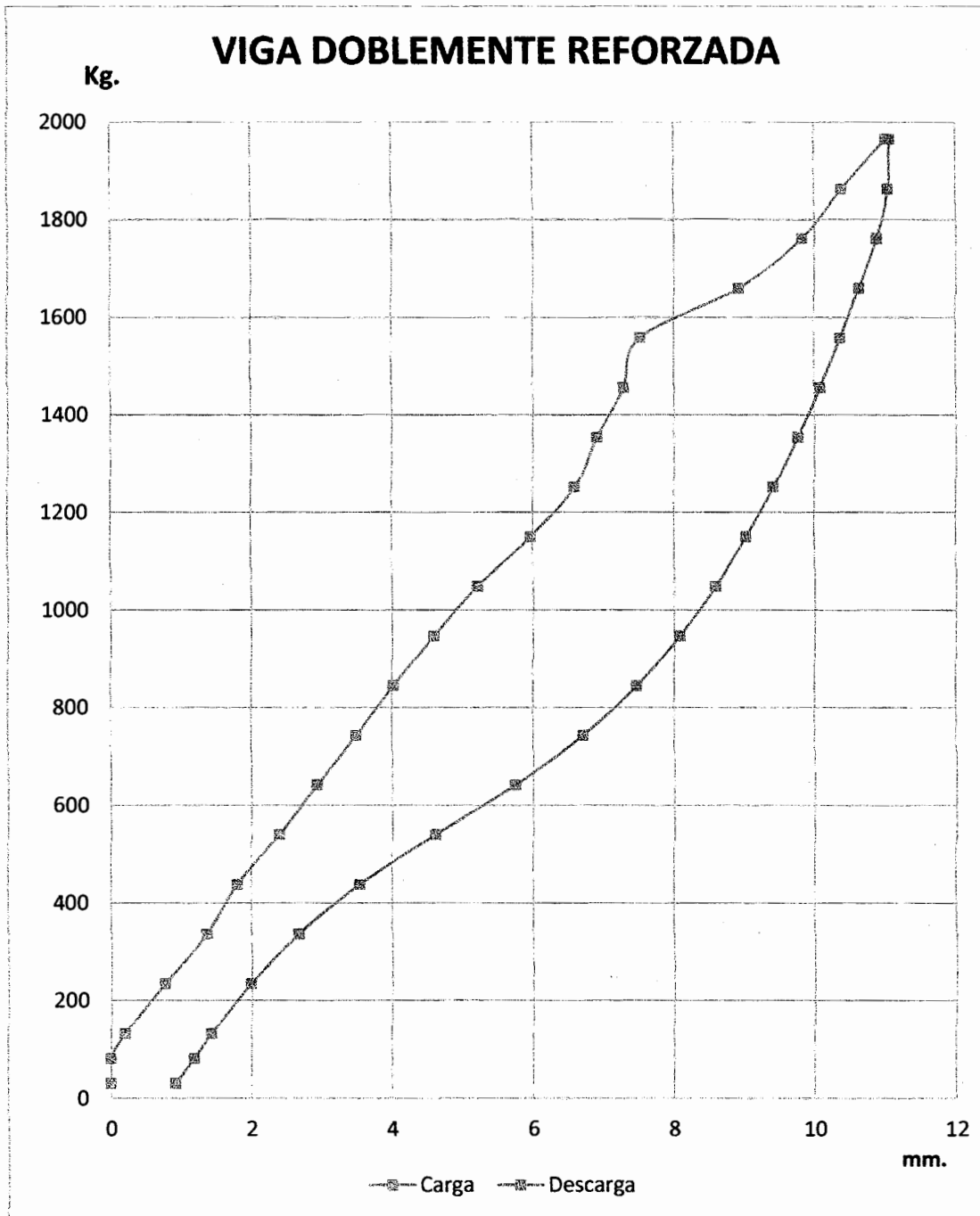
5.3.1.1.3. Flexión en viga 3

- **Viga 3 a solicitaciones de carga y descarga**

En el intervalo de carga de 0 a 1 558 kilogramos el elemento se comportó proporcionalmente en cuanto a carga y deformación, en el intervalo mencionado aparecieron pequeñas grietas en el mortero en la parte central de la viga, estas mostraron simetría en separaciones de 7 y 8 centímetros. Al incremento de 1 558 a 1 659,6 kilogramos se pierde la proporcionalidad y se observa un mínimo incremento en la luz de las grietas del centro y aparecen pequeñas grietas en los tercios.

El elemento fue sometido a una carga máxima de 1 965 kilogramos, luego se descargó hasta cero, este estímulo ha generado la hoja de histéresis, la cual representa la tendencia del elemento a conservar sus propiedades. En ausencia de carga y después de tres minutos, el elemento se recuperó en un 91,8 por ciento ya que el remanente después haberse llevado a una deformación de 11,07 milímetros fue de 0,91 milímetros.

Figura 43. Comportamiento a flexión (carga-descarga), viga 3



Fuente: elaboración propia.

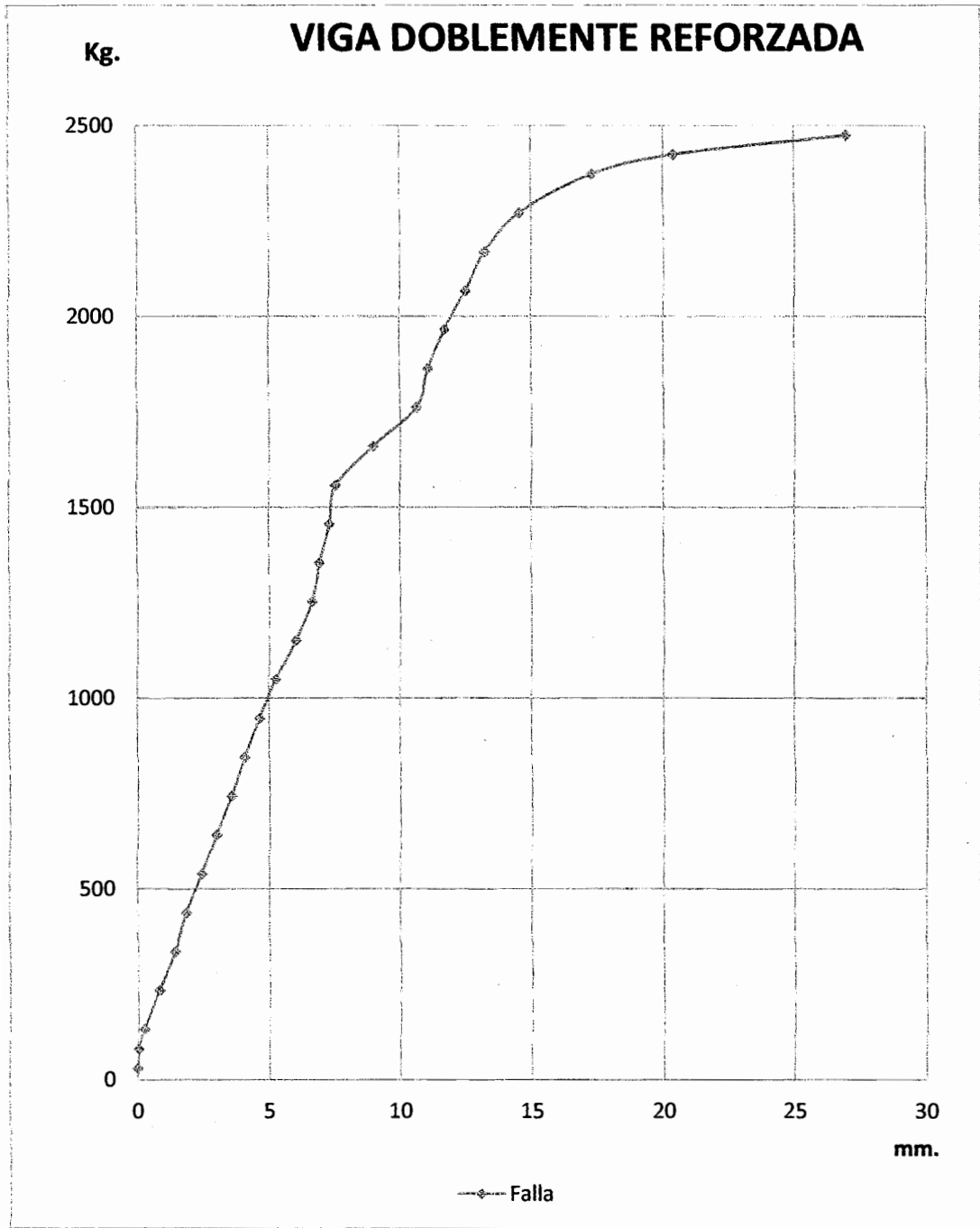
- **Viga 3 inducida a ruptura**

Al igual que el primer ensayo de la viga 3, el intervalo de carga de 0 a 1 558 kilogramos. el elemento se comportó proporcionalmente en cuanto a carga – deformación, en el mismo intervalo fueron visibles las pequeñas grietas al centro. Al incremento de 1 558 a 1 761,4 kilogramos se pierde la proporcionalidad y se observa un mínimo incremento en la luz de las grietas del centro y aparecen pequeñas grietas en los tercios.

La viga presento una pequeña muestra de proporcionalidad en 1 761,4 – 2 168,68 luego de esto se presentaron grandes deformaciones a mínimos incrementos de carga. La viga se sometió a una carga máxima de 2 474,14 kilogramos con una deformación de 27 milímetros previo a la ruptura. Al intento de incrementar la carga mencionada se provocó la falla total del elemento. La falla ocurrió en uno de los tercios de la viga, provocando que la grieta se abriera a lo largo del peralte de la misma en una sola cara.

Al analizar la segunda propuesta se ve que los materiales constituyentes de la viga trabajaron en conjunto hasta una carga de 1 558 kilogramos, de este valor hasta 2 474,14 empieza a sufrir pequeñas deformaciones permanentes que se atribuyen a las fallas en el ferrocemento, inicialmente en el mortero y posteriormente en la malla hasta quedar trabajando individualmente el acero. En función de la proporcionalidad presentada a una carga de 1 558 kilogramos se considera una deflexión máxima de ensayo $\delta_e = 7,6$ milímetros.

Figura 44. Comportamiento a flexión (ruptura), viga 3



Fuente: elaboración propia.

5.4. Análisis teórico de vigas

Este se realiza con la finalidad de tener un punto comparativo según fundamentos teóricos y prácticos al momento de analizar los elementos.

5.4.1. Fundamento teórico

El análisis teórico de vigas se fundamenta en el método de doble integración, es utilizado para determinar cuál será la deflexión máxima en su comportamiento elástico, este concepto puede ser aplicado a vigas de diferentes materiales siempre y cuando se conozca el módulo de elasticidad del material con que está fabricada. Además debe realizarse una comparación con la deflexión de ensayo dentro del rango elástico del elemento. Ver figura 44.

5.4.1.1. Método de doble integración

Es un método que permite encontrar las ecuaciones matemáticas, nos da como resultado una función matemática de la ordenada y otra para la tangente de la elástica.

La ecuación de la tangente y la ordenada de la elástica se obtienen por integración sucesiva de la ecuación diferencial. Cuando se habla de la ecuación diferencial se refiere a la ecuación de momentos.

Ecuación de momentos, esta se obtiene según las condiciones de carga de la viga.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = M$$

Ecuación de la pendiente que permite determinar el valor de la misma, o dy/dx en cualquier punto. C_1 es una constante a determinar por las condiciones de apoyo.

$$EI \int \frac{d^2y}{dx^2} dx = \int M dx$$

$$EI \frac{dy}{dx} = \int M dx + C_1$$

Ecuación de la elástica, permite calcular el valor de la ordenada ($y = \delta_1$) en cualquier valor de x . C_2 es otra constante de integración a determinar también por las condiciones de sujeción de la viga.

$$EI \int \frac{dy}{dx} dx = \iint (M dx + C_1) dx$$

$$EIY = \iint M dx dx + C_1X + C_2$$

5.4.1.2. Módulo de elasticidad

Para un elemento empotrado en uno de sus extremos, el módulo de elasticidad está en función de la deflexión máxima del elemento ante una carga P , el momento de inercia y longitud. Dónde:

$$E = \frac{P \times (L^3)}{3 \times (I)(\delta_{empotrada})}$$

Siendo:

E: Módulo de elasticidad

P: Carga

I: Momento de inercia

L: Longitud del elemento

δ_{empotrada}: Deflexión máxima en condición de empotramiento.

5.4.1.3. Momento de inercia

La inercia para sección cuadrada, respecto de su centroide es $1/12 (b * h^3)$ y para considerar la fisuración en el análisis, según Pauly & Priestley y/o ACI 318S/318SR-10.11.1 se pueden usar el momento de inercia efectivo para vigas ($0,5I_g$). Cuando no hay un grado significativo de agrietamiento se puede utilizar en el análisis 1,43 veces el momento de inercia mencionado antes ($1,43 \times 0,5 I_g$), de donde: ($0,715I_g$). Por lo tanto:

$$I = 0,715 * \frac{(b * h^3)}{12}$$

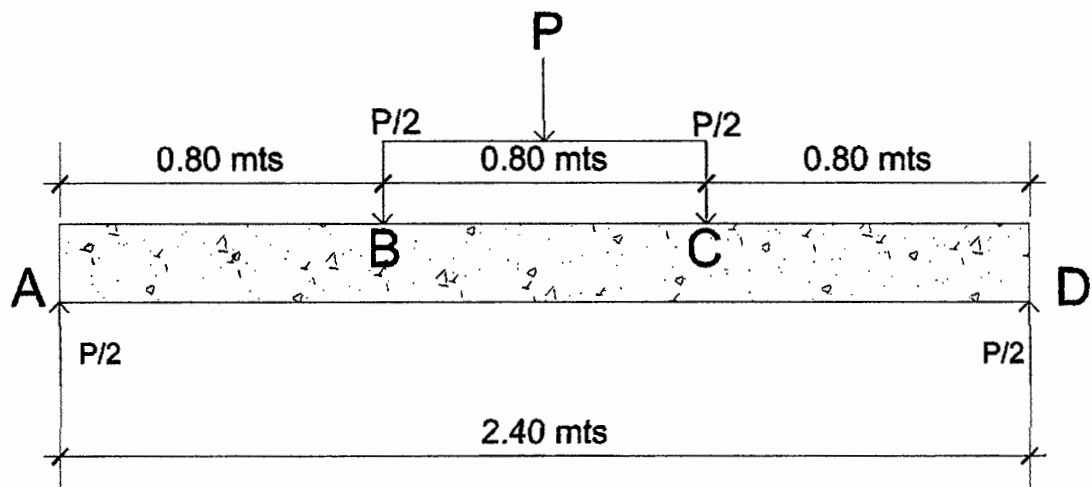
5.4.1.4. Deflexión máxima admisible

Esta es una forma comparativa rápida para la deformación de la viga, fundamentada en la tabla 9,5 (b) Deflexión máxima admisible del American Concrete Institute (ACI 318S-08). $\delta_2 = L_e/180$

5.4.2. Resultado teórico

En el gráfico siguiente se representan las condiciones bajo las cuales fué ensayado el elemento, además el desarrollo del análisis teórico y los respectivos resultados.

Figura 45. Condiciones de carga en viga



Fuente: elaboración propia.

Donde $P = 1\ 558\ \text{kg}$.

Ecuaciones de momentos

$$M_{A-B} = 779X$$

$$M_{B-C} = 779X - 779(X - 0,8)$$

$$M_{C-D} = 779X - 779(X - 0,8) - 779(X - 1,6)$$

Ecuación general de momentos

$$A. EI \frac{d^2y}{dx^2} = 779X - 779(X - 0,8) - 779(X - 1,6)$$

Ecuación de pendiente

$$B. EI \frac{dy}{dx} = \frac{779}{2}X^2 - \frac{779}{2}(X - 0,8)^2 - \frac{779}{2}(X - 1,6)^2 + C_1$$

Ecuación de la elástica

$$C. EIY = \frac{779}{6}X^3 - \frac{779}{6}(X - 0,8)^3 - \frac{779}{6}(X - 1,6)^3 + C_1X + C_2$$

Constantes C1 Y C2

$$EIY(X) = \frac{779}{6}X^3 - \frac{779}{6}(X - 0,8)^3 - \frac{779}{6}(X - 1,6)^3 + C_1X + C_2$$

$$Y(X) = 0 \quad X = 0 \rightarrow C_2 = 0 \quad Y(X) = 0 \quad X = 2,4 \rightarrow C_1 = -498,56$$

Por lo tanto:

$$EIY(X) = \frac{779}{6}X^3 - \frac{779}{6}(X - 0,8)^3 - \frac{779}{6}(X - 1,6)^3 - 498,56X$$

Al calcular la máxima deflexión se supone que se encuentra en el tramo B-C. Su posición se puede determinar derivando la ecuación anterior respecto de x e igualando a cero esta derivada es decir hallando el punto de pendiente nula. Por tanto:

$$EI \frac{dy}{dx} = \frac{779}{2} X^2 - \frac{779}{2} (X - 0,8)^2 - \frac{779}{2} (X - 1,6)^2 - 498,56$$

Dónde: $(-\frac{779}{2} (X - 1,6)^2)$

No existe para valores menores a 1,6, tramo B-C (0,8 – 1,6).

$$0 = \frac{779}{2} X^2 - \frac{779}{2} (X - 0,8)^2 - 498,56$$

$$0 = \frac{779}{2} X^2 - \frac{779}{2} (X^2 - 1,6X + 0,64) - 498,56$$

$$0 = \frac{779}{2} X^2 - \frac{779}{2} X^2 + 623,2X - 249,28 - 498,56$$

Ecuación para deflexión máxima

$$Y(X) = \delta_1 = \frac{\frac{779}{6} X^3 - \frac{779}{6} (X - 0,8)^3 - 498,56X}{EI}$$

Dónde:

$$X = 1,2\text{m}$$

$$E = 412\ 535\ 000. \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$I = 0,715 * \frac{0,19^4}{12} \quad I = 77,65E^{-6} \text{ m}^4$$

Deflexión máxima según método de doble integración a una carga de 1 558 kg.

$$\delta_1 = 0,01193 \text{ m.} \equiv 11,93 \text{ mm}$$

Deflexión máxima según chequeo rápido del ACI a una carga de 1 558 kg.

$$\delta_2 = 2\,400 \text{ mm}/180 = 13 \text{ mm}$$

Deflexión máxima según ensayo a una carga de 1 558 kg. Ver Figura 44.

$$\delta_e = 7,6 \text{ mm} \approx 8 \text{ mm}$$

5.5. Interpretación de resultados

En esta sección se interpretan los datos teóricos y prácticos de las secciones anteriores, se establecen límites de servicio de los elementos y sus limitantes.

5.5.1. Interpretación a resultados de columnas

Luego de revisar los tres tipos de propuestas ensayadas se concluye que el aporte que las botellas proporcionan es del orden inferior de 10 kilogramos sobre centímetro cuadrado y en el rango superior del orden de 20 kilogramos sobre centímetro cuadrado; esta diferencia pone en evidencia que la aplicación de la tercera propuesta nos mejora el sistema. Ver figura 36.

El límite de servicio recomendado es de 40,0 kilogramos sobre centímetro cuadrado este se encuentra dentro del rango de proporcionalidad (límite elástico) de su comportamiento. El esfuerzo mencionado corresponde al promedio de la crítica de Euler en función de módulo de elasticidad teórico y de módulo de elasticidad de ensayo. El esfuerzo de 40,0 kilogramos sobre centímetro cuadrado es aún inferior al de diseño, lo que brinda un gran margen de seguridad del 39 por ciento ya que 40,0 kilogramos sobre centímetro cuadrado equivale a 0,61 del esfuerzo último de carga de aproximadamente (65 kilogramos sobre centímetro cuadrado).

Si se realiza una integración de cargas, tomando en consideración el peso del techo de lámina 6,02 kilogramos sobre centímetro cuadrado, presión por vientos 200 kilogramos sobre centímetro cuadrado y carga viva extra de 100 kilogramos sobre centímetro cuadrado, todos los mencionados para un área tributarias de 2,5 x 2,5 equivalente a 6,25 metros cuadrados, generan 1 913 kilogramos, la consideración de carga extra se debe a posibles cambios en las condiciones de carga ya que culturalmente en Guatemala se modifican las condiciones sin considerar consecuencias. Hay que tomar en cuenta que el fin de estas columnas no es que trabajen aisladamente sino como parte de los muros, pero para efectos comparativos se hará uso de la suposición.

El límite de servicio es de 40,0 kilogramos sobre centímetro cuadrado equivalentes a 14 440 kilogramos axiales para su sección, la carga a que se sometería la columna es de 1 913 kilogramos para las condiciones mencionadas en el párrafo anterior. De acuerdo al ACI-318-08 en su sección 21.5.1.1, las columnas se definen como miembro capaz de resistir la fuerza axial de compresión que exceda $0.1 f'_{m} A_g$, donde $14\ 440\text{ kg} > (0.1 f'_{m} A_g)$. Además se debe considerar la acción de momentos y la pérdida de resistencia del concreto por lo que la carga mínima como límite es de $0.1 f'_{m} A_g \cong 0.1 * 40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (19\text{cm})^2 = 1444$ kilogramos.

La capacidad de carga mínima en la columna corresponde al 75 por ciento de las condiciones de carga mencionadas anteriormente. Considerando que las columnas no trabajaran aisladamente sino en conjunto con eco-paneles prefabricados, el aporte de las columnas es satisfactorio.

5.5.2. Interpretación a resultados de vigas

Luego de revisar los dos tipos propuestos se pone en evidencia que la aplicación de la segunda alternativa nos mejora el sistema y su capacidad de carga en relación a la propuesta 1, incrementa en 3,90 veces equivalente al 290 por ciento de incremento.

Al evaluar teóricamente la segunda alternativa se encuentra que puede llegar a tener una deflexión máxima de 11,90 milímetros a una carga de 1 558 kilogramos. Según ensayos, a una carga de 1 558 kilogramos la viga sufrió una deflexión $\delta_e = 8$ milímetros valor que se encuentra dentro del rango teórico.

En el gráfico de histéresis la carga máxima corresponde a 1 965,05 kilogramos con un insignificante remanente de 0,91 milímetros. Se puede ver que la carga de 1 558 kilogramos corresponde a un 80 por ciento de la carga máxima lo cual nos da un margen de seguridad extra del 20 por ciento. El límite de servicio recomendado es de 1 558 kilogramos el cual está dentro del rango de proporcionalidad (límite elástico) de su comportamiento.

CONCLUSIONES

1. Después de evaluar el comportamiento de los diferentes tipos de vigas y columnas propuestas, que variaban básicamente en su configuración interna, se concluye que haber colocado los tapones como separadores entre las botellas y el refuerzo, optimizó el comportamiento; a flexión gracias a la adecuada ubicación de la malla y el acero, a compresión por el confinamiento que proporcionaron a las botellas los diafragmas en cruz que se crearon.
2. Luego de revisar los tres tipos de propuesta se concluye que el aporte que las botellas proporcionan en elementos a compresión, es del orden inferior de 10 kilogramos sobre centímetro cuadrado y en el rango superior del orden de 20kilogramos sobre centímetro cuadrado.
3. El límite de servicio recomendado para los elementos a compresión es de 40kilogramos sobre centímetro cuadrado, el cual está dentro del rango de proporcionalidad (límite elástico) de su comportamiento.
4. Considerando que las columnas no trabajaran aisladamente sino en conjunto con ecopaneles prefabricados, el aporte de 1444 kilogramos en las columnas es satisfactorio ante consideraciones de flexión por acción de momentos, ver interpretación de resultados capítulo cinco.
5. Las vigas poseen un límite de servicio de 1558 kilogramos. Este se encuentra dentro del rango de proporcionalidad (límite elástico) de su comportamiento a solicitaciones de cargas flexionantes.

6. Para los fines de su diseño, se considera satisfactorio el comportamiento de las vigas, pero su configuración geométrica no es la adecuada, por lo que se propone evaluar la optimización de sus dimensiones tomando en consideración efectos torsionantes como un aspecto más a los evaluados en este trabajo.

RECOMENDACIONES

1. Optimizar la configuración geométrica de las vigas y columnas de confinamiento. Para las vigas es necesario evaluar una relación (peralte/base) $y/x = 1,5$ donde se conserva una base ancha con la finalidad de reducir los efectos de torsión, según el principio de Saint Venant; relación (peralte/base) $y/x > 1$. A las columnas se les debe diseñar un empalme que permita integrar el sistema panel-columna procurando conservar un balance entre la geometría y la elasticidad del elemento.
2. Mantener el patrón de configuración interna de las vigas y columnas; las botellas separadas entre sí por los tapones de las mismas, esto para formar los diafragmas en cruz en el núcleo de los elementos y como mejora al sistema implementar longitudinalmente los sobrantes de malla dentro de los diafragmas para obtener núcleos flexibles.
3. Para los proyectos complementarios al sistema constructivo en estudio, se debe tomar en consideración el tipo de cargas a que estará expuesto, esto en función de la ubicación de la vivienda y diseño de la misma. Es necesario crear el diseño de una vivienda con dimensiones mínimas, consecuentemente, una distribución apropiada de cargas en los elementos, para tener un margen comparativo más apegado a la realidad.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Apuntes del curso de *Materiales de Construcción*. Guatemala: USAC, s.a. 119 p.**
2. **Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 459 p.**
3. **ASKELAND, Donald R. *Ciencia e ingeniería de los materiales*. 3a ed. México D.F.: International Thomson, 1998. 778 p.**
4. **FLORIÁN, Elida Yesenia. *Recomendaciones para el diseño en mampostería de viviendas mínimas, menores a 50 m²*. Trabajo de graduación Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2009. 137 p.**
5. **GERE, James M. *Mecánica de materiales*. 6a ed. México: Thomson, 2007. 935 p.**
6. **HERRERA, María Angélica. *Manual de construcción de mampostería de concreto*. México: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 2001. 79 p.**
7. **Instituto Americano del Concreto. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentarios (ACI 318S-08)*. USA: ACI, 2008. 465 p.**

8. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. *Terminología del cemento y del concreto ACI 116R- 00*. México: IMCYC, 2002. 88 p
9. PAUL, B.K.; PAMA, R.P. *Ferrocemento*. México D.F.: Limusa, 1991. 227 p.