

**ESTUDIO DEL EFECTO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN PÁNELES  
DE MAMPOSTERÍA CONFINADA APOYADOS SOBRE SUELOS  
COMPRESIBLES**

**CAMILO ERNESTO HERRERA CANO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2005**

**ESTUDIO DEL EFECTO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN PÁNELES  
DE MAMPOSTERÍA CONFINADA APOYADOS SOBRE SUELOS  
COMPRESIBLES**

**CAMILO ERNESTO HERRERA CANO**

**PROYECTO DE GRADO**

**DIRECTOR**

**GUSTAVO CHIO CHO**

**Ingeniero Civil, M. Sc., Ph. D.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2005**

## TABLA DE CONTENIDO

	<b>Pág.</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>1. OBJETIVOS GENERALES Y ESPECÍFICOS</b>	3
1.1 OBJETIVO GENERAL	3
1.2 OBJETIVO ESPECÍFICO	3
<b>2. FUNDAMENTOS DE CIMENTACIONES CORRIDAS</b>	4
2.1 FACTORES QUE INCIDEN EN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE CONTACTO	4
2.1.1 El tipo de suelo	5
2.1.2 EL GRADO DE RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN	9
2.1.3 Distribución de las cargas aplicadas	10
2.1.4 Forma o disposición de la fundación	11
2.2 LA INTERACCIÓN ENTRE EL SUELO Y LA ESTRUCTURA	11
2.3 MODELOS COMUNES PARA EL DISEÑO	11
2.3.1 Método rígido	11
2.3.2 Fundación flexible con suelo elástico simplificado	12
2.3.3 Fundación y subrasante elásticas	13
<b>3. METODOLOGÍA DE ZEEVAERT PARA EL CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN LA MASA DEL SUELO</b>	15
3.1 ECUACIÓN MATRICIAL DE ASENTAMIENTOS (EMA)	15
3.2 CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO	17
3.3 ECUACIÓN MATRICIAL DE INTERACCIÓN (EMI)	19
3.4 DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA DE LOS ESTRATOS	20

3.4.1	Expansión por descargas	21
3.4.2	Recomprensión por carga	23
3.4.3	Compresión sin expansión previa	25
<b>4.</b>	<b>MUROS DE MAMPOSTERÍA</b>	<b>26</b>
4.1	MATERIALES USADOS EN LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL	27
4.2.1	Bloques de mampostería	27
4.2.2	Mortero	31
4.3	MAMPOSTERÍA BAJO ESFUERZOS DE COMPRESIÓN	33
4.3.1	Diagrama esfuerzo-deformación de muros de mampostería	35
4.3.2	Módulo de elasticidad de la mampostería	37
4.4	COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA A CORTANTE	38
4.4	RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA MAMPOSTERÍA	41
4.4.1	Factores que afectan la adherencia en la interfase	43
4.4.2	Deformabilidad al cortante	43
4.5	RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA A TENSIÓN	44
4.6	MAMPOSTERÍA SOMETIDA A ESFUERZOS DE FLEXO-COMPRESIÓN Y CORTANTE	45
4.7	COMPORTAMIENTO HISTÉRICO DE LA MAMPOSTERÍA	45
<b>5.</b>	<b>ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA APLICANDO EL MÉTODO DE ZEEVAERT</b>	<b>48</b>
5.1	ANÁLISIS DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	48
5.1.1	Deformada de una viga bajo su propio peso.	49
5.1.2	Reacciones de una viga bajo su propio peso	59
5.1.3	Interacción entre 2 vigas de cimentación	70

5.2	ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN PÁNELES DE MAMPOSTERÍA SIN REFORZAR Y DE MAMPOSTERÍA CONFINADA	74
5.2.1	Panel sin reforzar	75
5.2.2	Panel confinados	81
5.3	INTERACCIÓN TRIDIMENCIONAL APROXIMADA	84
5.3.1	Red de esfuerzos en malla de cimientos corridos	85
5.3.2	Variación de la respuesta interna de los muros confinados de una vivienda tipo	87
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>88</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>90</b>
	ANEXOS	91
	ANEXO 1	92
	ANEXO 2	99
	ANEXO 3	105

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b>	Distribución de presiones en cimientos corridos sobre suelos cohesivos. Extraído de Manuel delgado Vargas (1998).	7
<b>Figura 2.</b>	Distribución de presiones sobre suelos granulares. Extraído de Manuel Delgado Vargas (1998).	9
<b>Figura 3.</b>	Distribución de presiones en una viga muy flexible. Extraído y modificado de Manuel Delgado Vargas.	10
<b>Figura 4.</b>	Esquema representativo del método convencional. Extraído y modificado de Manuel Delgado Vargas (1998).	12
<b>Figura 5.</b>	Cama de resortes modelo fundación flexible suelo elástico simplificado. Extraído y modificado de Manuel Delgado Vargas (1998).	13
<b>Figura 6.</b>	Esquema de la hipótesis de plena elasticidad. Extraído de Manuel Delgado Vargas (1998).	14
<b>Figura 7.</b>	Esquema general del esfuerzo vertical en un punto. Extraído y modificado de Leonardo Zeevaert (1980).	16
<b>Figura 8.</b>	Esfuerzo vertical en un punto debido a una carga puntual. Extraído y modificado de Leonardo Zeevaert (1980).	18
<b>Figura 9.</b>	Superposición en el ensamblaje de EMI. Extraído de Leonardo Zeevaert (1980).	20
<b>Figura 10.</b>	Relaciones esfuerzo y deformación para el mortero, unidades aisladas y paneles de mampostería. Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995).	29
<b>Figura 11.</b>	Relaciones esfuerzo deformación para la mampostería en compresión. Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995).	36
<b>Figura 12.</b>	Curvas normalizadas para la resistencia a compresión de la mampostería. Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995).	37

<b>Figura 13.</b>	Esquema representativo de la falla fricción-cortante.	39
<b>Figura 14.</b>	Esquema de fallo por tensión diagonal.	40
<b>Figura 15.</b>	Esquema de la falla por aplastamiento.	41
<b>Figura 16.</b>	Curva envolvente de acuerdo con la teoría de falla propuesta por Mann y Müller (1982). Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995).	42
<b>Figura 17.</b>	Modos de falla a tensión de la mampostería. a) y d) Grietas completamente verticales que atraviesan completamente las unidades, b) y c) Grietas que no afectan las unidades, solo las juntas.	44
<b>Figura 18.</b>	Comportamiento de muro de mampostería simple.	46
<b>Figura 19.</b>	Comportamiento histerético del muro confinado.	47
<b>Figura 20.</b>	Longitud real y longitud del modelo según la hipótesis de Zeevaert.	51
<b>Figura 21.</b>	Deflectada de la viga 1. Exagerada.	54
<b>Figura 22.</b>	Deflectada de la viga 2. Exagerada.	55
<b>Figura 23.</b>	Deflectada de la viga 3. Exagerada.	55
<b>Figura 24.</b>	Deflectada de la viga 4. Exagerada.	56
<b>Figura.25.</b>	Deflectada de la viga 5. Exagerada.	56
<b>Figura 26.</b>	Deflectada de la viga 6. Exagerada.	57
<b>Figura 27.</b>	Deformadas de las vigas 1, 2, 3, 4, 5 y 6.	58
<b>Figura 28.</b>	Presión de contacto de una viga rígida bajo su propio peso apoyada en un suelo rígido.	59
<b>Figura 29.</b>	Presión de contacto de una viga flexible apoyada sobre un suelo flexible.	60

<b>Figura 30.</b>	Correspondencia entre las reacciones del modelo Zeevaert y el modelo estructural usado en Sap2000.	63
<b>Figura 31.</b>	Diagrama de corte (en N) viga 1.	64
<b>Figura 32.</b>	Diagrama de momento (en N-m) viga 1.	65
<b>Figura 33.</b>	Diagrama de cortante (en N) viga 2.	65
<b>Figura 34.</b>	Diagrama de momento (en N-m) viga 2.	66
<b>Figura 35.</b>	Diagrama de cortante (en N) viga 3.	66
<b>Figura 36.</b>	Diagrama de momento (en N-m) viga 3.	67
<b>Figura 37.</b>	Diagrama de corte (en N) viga 4.	67
<b>Figura 38.</b>	Diagrama de momento (en N-m) viga 4.	68
<b>Figura 39.</b>	Diagrama de cortante (en N) viga 5.	68
<b>Figura 40.</b>	Diagrama de momento (en N-m) viga 5.	69
<b>Figura 41.</b>	Diagrama de cortante (en N) viga 6.	69
<b>Figura 42.</b>	Diagrama de momento (en N-m) viga 6.	70
<b>Figura 43.</b>	Unión típica de dos vigas de cimentación.	72
<b>Figura 44.</b>	Planta de dos vigas de cimentación.	73
<b>Figura 45.</b>	Esquema ilustrativo de la metodología propuesta para la interacción entre dos vigas según sus gráficas $P - \Delta$ .	73
<b>Figura 46.</b>	Ubicación de los puntos representativos sobre los modelos MS-01 y MC-01.	76
<b>Figura 47.</b>	Estado de esfuerzos axiales bajo cargas verticales del modelo MS-01.	76
<b>Figura 48.</b>	Estado de esfuerzo axial cuando se presentan asentamientos diferenciales en el modelo MS-01 (Carga axial + asentamientos).	77

<b>Figura 49.</b>	Estado de esfuerzos axiales del modelo MS-01 cuando sometido asentamiento recibe la carga horizontal hacia la derecha (Carga axial + asentamientos + carga horizontal).	77
<b>Figura 50.</b>	Estado de esfuerzos axiales del modelo MS-01 sometido a carga vertical y a carga horizontal hacia la derecha (sin asentamientos).	78
<b>Figura 51.</b>	Esfuerzo cortante longitudinal (en MPa) para el panel MS-01 bajo cargas axiales.	79
<b>Figura 52.</b>	Esfuerzo cortante longitudinal (en MPa) para el panel MS-01 bajo cargas axiales y asentamientos.	79
<b>Figura 53.</b>	Esfuerzo cortante longitudinal (en MPa) para el panel MS-01 bajo carga axial y carga horizontal hacia la derecha.	80
<b>Figura 54.</b>	Esfuerzo cortante longitudinal (en MPa) para el panel MS-01 bajo carga axial, horizontal hacia la derecha, y asentamientos.	80
<b>Figura 55.</b>	Ubicación de los puntos representativos para el modelo MC-01.	81
<b>Figura 56.</b>	Esquema de una vivienda construida con muros de mampostería confinada. 84.	83
<b>Figura 57.</b>	Esquema de cimientos y columnas de confinamiento vivienda tipo. Los segmentos de las vigas que están en color naranja son los muros considerados como estructurales.	84

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b>	Resumen de los factores incidentes en la compresibilidad de suelos granulares.	8
<b>Tabla 2.</b>	Intervalos de resistencia a compresión de diversos bloques.	29
<b>Tabla 3.</b>	Clasificación de los tipos de mortero según la ASTM C270.	31
<b>Tabla 4</b>	Características de los componentes de la mampostería. Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995).	34
<b>Tabla 5.</b>	Expresiones empíricas para $E_m$ . Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995).	38
<b>Tabla 6.</b>	Tabla resumen del comportamiento histerético de muros de mampostería confinado y sin confinar.	47
<b>Tabla 7.</b>	Propiedades del suelo compresible tipo usadas en los cálculos.	49
<b>Tabla 8.</b>	Resumen de los casos analizados.	49
<b>Tabla 9.</b>	Longitud del modelo $L_m$ para las vigas N°1 y N°2.	50
<b>Tabla 10.</b>	Longitud del modelo $L_m$ para las vigas N°3 y N°4.	50
<b>Tabla 11.</b>	Longitud del modelo $L_m$ para las vigas N°5 y N°6.	50
<b>Tabla 12.</b>	Deflexiones de las vigas 2 y 3 bajo su propio peso.	52
<b>Tabla 13.</b>	Deflexiones de las vigas 3 y 4 bajo su propio peso.	52
<b>Tabla 14.</b>	Deflexiones de las vigas 5 y 6 bajo su propio peso.	53
<b>Tabla 15.</b>	Comparación entre las deflexiones de una viga bajo su propio peso y bajo dos veces este.	58
<b>Tabla 16</b>	Reacciones de la viga 1 bajo su propio peso.	60

<b>Tabla 17.</b>	Reacciones de la viga 2 bajo su propio peso.	61
<b>Tabla 18.</b>	Reacciones de la viga 3 bajo su propio peso.	61
<b>Tabla 19.</b>	Reacciones de la viga 4 bajo su propio peso.	62
<b>Tabla 20.</b>	Reacciones de la viga 5 bajo su propio peso.	62
<b>Tabla 21.</b>	Reacciones de la viga 6 bajo su propio peso.	63
<b>Tabla 22.</b>	Cargas sobre los paneles aislados.	75
<b>Tabla 23.</b>	Esfuerzos Axiales (en MPa) obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del modelo MS-01.	78
<b>Tabla 24.</b>	Esfuerzos cortantes longitudinales obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del modelo MS-01.	81
<b>Tabla 25.</b>	Esfuerzos Axiales (en MPa) obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del modelo MC-01.	82
<b>Tabla 26.</b>	Esfuerzos cortantes longitudinales (en MPa) obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del modelo MC-01.	82
<b>Tabla 27.</b>	Variación del punto de esfuerzos compresión, tensión y cortante en los muros de la vivienda tipo.	83

## RESUMEN

**TÍTULO:** ESTUDIO DEL EFECTO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN PÁNELES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA APOYADOS SOBRE SUELOS COMPRESIBLES\*

**AUTOR:** CAMILO ERNESTO HERRERA CANO\*\*

**PALABRAS CLAVES:** Vigas de cimentación, suelos finos compresibles, índice de compresibilidad volumétrica, asentamientos diferenciales, mampostería confinada, cortante longitudinal en muros de mampostería, malla de cimientos corridos.

**DESCRIPCIÓN:** En este proyecto de grado se presenta la diferencia que existe en el comportamiento mecánico de la mampostería confinada cuando se considera a el suelo como un material elástico y no como uno totalmente rígido.

En el proyecto de grado se hace uso de la metodología propuesta por el Dr. Leonardo Zeevaert, para el análisis de asentamientos verticales de vigas de cimentación.

Se propone una metodología para resolver los esfuerzos de contacto y las respectivas deformaciones de una malla de dos dimensiones en planta de vigas de cimentación usando la metodología propuesta por el doctor Leonardo Zeevaert. Esta metodología es atractiva por su simplicidad en los conceptos y su alto grado de detalle en el comportamiento del suelo.

Al final del proyecto se plantean conclusiones en base de los resultados obtenidos en los análisis. Se propone el manejo de los asentamientos en paneles de mampostería confinada como una carga horizontal extra, y el uso mínimo obligatorio de refuerzo cortante longitudinal para viviendas de un nivel.

---

\* TRABAJO DE GRADO

\*\* FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS, ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, DIRECTOR ING. GUSTAVO CHIO CHO

## ABSTRACT

**TITLE:** A STUDY OF THE EFFECT OF DIFFERENTIAL ESTABLISHMENTS IN LEANING PANELS OF CONFINED MASONRY ON FLOORS COMPRESIBLES\*

**AUTHOR:** CAMILO ERNESTO HERRERA\*\*

**KEY WORDS:** Foundation beams, floors fine compressible, index of volumetric compressibility, differential establishments, confined masonry, sharp longitudinal in masonry walls, mesh of run foundations.

**ABSTRACT:** In this grade project is presented the difference that exists in the mechanical behavior of the confined masonry when it is considered the floor like an elastic material and I don't like one completely rigid

In the grade project use of the methodology is made proposed by the Dr. Leonardo Zeevaert, for the analysis of vertical establishments of foundation beams.

The grade project intends a methodology to solve the contact efforts and the respective deformations of a mesh of two dimensions in plant of foundation beams using the methodology proposed by the Dr. Leonardo Zeevaert. This methodology is attractive for its simplicity in the concepts and its high detail grade in the behavior of the floor.

At the end of the project there are conclusions in base of the results obtained in the analyses. It intends the handling of the establishments in masonry panels confined as a load horizontal extra, and the obligatory minimum use of longitudinal sharp reinforcement for housings of a level.

---

\* TRABAJO DE GRADO

\*\* FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO – MECÁNICAS, ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, DIRECTOR INGGUSTAVO CHIO CHO

## INTRODUCCIÓN

La demanda creciente de viviendas de interés social en nuestro país, ha generado la puesta en marcha de planes masivos de diseño y construcción de casas sismorresistentes de uno y dos pisos; programas que han solucionado en cierta medida las necesidades del pueblo colombiano. Debido al carácter humilde de los beneficiarios de estas políticas, las viviendas se ubican por lo general en zonas urbanas marginales y periféricas, que al ser nuestro país de topografía quebrada, corresponden estas zonas a laderas de montaña, en las que predominan suelos poco consolidados y Coluviales. Esto ha producido inconformidad en el usuario, al ver este, como con el tiempo, los elementos de sus casas evidencian la fisuración, típica por deflexiones excesivas, y a veces descascaramientos, que provocan la disminución de la durabilidad de los materiales usados en la construcción de la vivienda. Para evitar este deterioro paulatino, se requiere que se evalúe cuantitativamente la interacción que existe entre la estructura de la vivienda y el suelo, para entender lo que ocurre en el interior de los elementos cuando, con el tiempo, el suelo se ha comportado como un material semiflexible y no como uno totalmente rígido, como se supone en las hipótesis de diseño.

La mampostería es un material compuesto que trabaja principalmente a compresión. Su resistencia a cargas laterales que provocan flexión y cortante está íntimamente relacionada con la carga axial aplicada sobre esta. Cuando se producen asentamientos diferenciales, el nivel de esfuerzos a los que se encontraba todo punto del muro varia, dejándolo vulnerable al sismo de diseño, porque las condiciones reales de esfuerzo no son las proyectadas.

Hoy día, las computadoras han agilizado procesos que eran impensables hace 50 años. La utilización de instrumentos en el laboratorio más precisos y más versátiles, han aumentado el volumen de pruebas a un punto en el que las

ecuaciones empíricas, provenientes del análisis estadístico de datos, arrojan resultados que describen fielmente el comportamiento de los muros aislados de mampostería. Pero es la incertidumbre generada por la forma como se construye lo que hace que, cuando estos materiales se trabajan en obra, sus características mecánicas no sean las proyectadas. De ahí el castigo que la norma hace a estas tipologías constructivas.

Se tiene por práctica común en el diseño de estructuras, el suponer que aunque el suelo sea deformable, sus asentamientos no producen cambios significativos en el estado de esfuerzos de los elementos. Mas es objetivo de este trabajo observar la variación de los esfuerzos de los elementos y cuantificarlos, para esto se ha estudiado en este trabajo la interacción suelo estructura para tres casos específicos. El primer caso de análisis contemplado en este trabajo, busca la deformada, el diagrama de momentos, y el diagrama de cortantes, de una viga de cimentación sometida bajo su propio peso. El segundo caso de análisis enseña la variación de los esfuerzos axiales y cortantes de dos paneles de las mismas dimensiones uno confinado y otro no; y por ultimo, un tercer caso, donde se muestra la variación de los esfuerzos cortantes y axiales de una vivienda tipo.

# 1. OBJETIVOS GENERALES Y ESPECÍFICOS

## 1.1 OBJETIVO GENERAL

- Evaluar el efecto del suelo en el comportamiento estructural de paneles de mampostería confinada.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Aplicar el método de Zeevaert para el análisis de la interacción suelo-estructura de una viga de cimentación.
- Programar en una hoja de Excel el método de Zeevaert para el análisis de la interacción suelo-estructura de una viga de cimentación bajo cargas estáticas verticales.
- Evaluar el comportamiento estructural de vigas de cimentación bajo su propio peso cuando se toma el suelo como un material flexible.
- Comparar el comportamiento de paneles sin confinar y paneles confinados sometidos a cargas verticales y horizontales cuando estos están apoyados sobre suelos perfectamente rígidos y cuando están apoyados sobre suelos flexibles.
- Evaluar los efectos provocados en una vivienda de un nivel de mampostería confinada por el asentamiento diferencial de las vigas de cimentación.
- Crítica de los resultados obtenidos aplicando los conceptos aprendidos en los cursos de geotecnia y estructuras para el modelamiento e interpretación de los resultados del efecto de interacción suelo-estructura

## **2. FUNDAMENTOS DE CIMENTACIONES CORRIDAS**

Realizar el cálculo estructural de una edificación que incluya un análisis de su interacción con el suelo de fundación, es determinar los desplazamientos y esfuerzos de contacto en la interfase de la estructura de cimentación y suelo, y la variación de las sollicitaciones internas de los elementos estructurales, cuando se acepta en el modelo matemático que el terreno no es un material perfectamente rígido. La consideración usual para el análisis estructural es suponer que el suelo de soporte se comporta como un material ideal en el cual el efecto de las cargas sobre este es nulo. En la práctica común se atienden por separado los diseños de superestructura y los de la estructura de cimentación, y los efectos de asentamientos diferenciales entre diferentes puntos de la estructura se ignoran si hechas las estimaciones geotécnicas, estos valores se ubican en un intervalo admisible. No es el caso de la aplicación de los métodos de Interacción suelo-estructura, en los cuáles se atienden simultáneamente estos efectos al considerar el suelo de fundación como un elemento mecánico más de la estructura. Por regla general se tiene que en todos los suelos se presentan asentamientos diferenciales, mas en los granulares este asentamiento diferencial es del orden de  $2/3$  del máximo asentamiento, mientras que en los cohesivos dicha magnitud es de  $1/3$ . Estos asentamientos diferenciales se deben a la interacción simultánea de múltiples factores. A continuación consideraremos algunos de estos.

### **2.1 FACTORES QUE INCIDEN EN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE CONTACTO**

La fundación concebida como tal, es la parte de la edificación que trasmite las cargas al suelo competente en magnitudes tolerables. La poca uniformidad de las cargas que actúan en la interfase, producto del comportamiento mecánico de la

superestructura y el suelo, hacen que los asentamientos, al concebir el suelo como un material con propiedades elásticas y visco plásticas, no sean de la misma magnitud en todos los puntos. Fuera ideal que para las cargas de servicio se usaran áreas en los elementos de fundación proporcionales a tales valores de tal manera que las presiones fueran significativamente iguales para los elementos de fundación, pero el modelo de medio continuo al que se adapta el suelo, muestra una interdependencia entre todos los puntos del terreno, haciendo que, por medio de la teoría de Elasticidad, en la medida que se cargue un área sus efectos se expandirán con un radio de influencia mayor cuanto mas grande sea esta, lo que explica porque es muy simplificado realizar un análisis a cada punto de la interfase de fundación como si actuara solo. Entonces no es solución simplemente lograr controlar la capacidad portante de un terreno ampliando la interfase de fundación, porque entre mas amplia esta más interactuará con las demás interfases de los otros miembros de la fundación incrementando la incertidumbre en el comportamiento mecánico del suelo. Factores como la disposición en planta, la geometría de los elementos de fundación y la magnitud de las cargas aplicadas no son los únicos que tienen una incidencia marcada en el comportamiento mecánico de la fundación que se traduce en la respuesta del suelo de una carga repartida en el área de la interfase. Hacer que esta distribución de carga sea lo mas favorable posible es de responsabilidad del proyectista.

**2.1.1 El tipo de suelo.** Aún no se dispone de una teoría que sea aplicable a todos y cada uno de los materiales encontrados en los mantos de suelo que permita simular fielmente su comportamiento. La herramienta más efectiva hasta ahora usada en los materiales que se adaptan al concepto del medio continuo, es la teoría de la elasticidad, pero la conveniencia de aplicar esta teoría debe estudiarse para cada problema específico. Hay un criterio generalmente aceptado. Los análisis de los materiales a los que se les ha aplicado la teoría de la elasticidad se han comparado con modelos físicos y los resultados han mostrado una tendencia; esta teoría funciona aceptablemente en suelos finos y genera a

veces tantas incertidumbres en los modelos con suelos granulares que es aplicada con mucha reserva. Por lo general para suelos finos se puede utilizar la teoría de la elasticidad en el cálculo de asentamientos y presiones, pero para suelos granulares solo es aplicable para el cálculo de presiones de contacto.

#### A. Suelos cohesivos

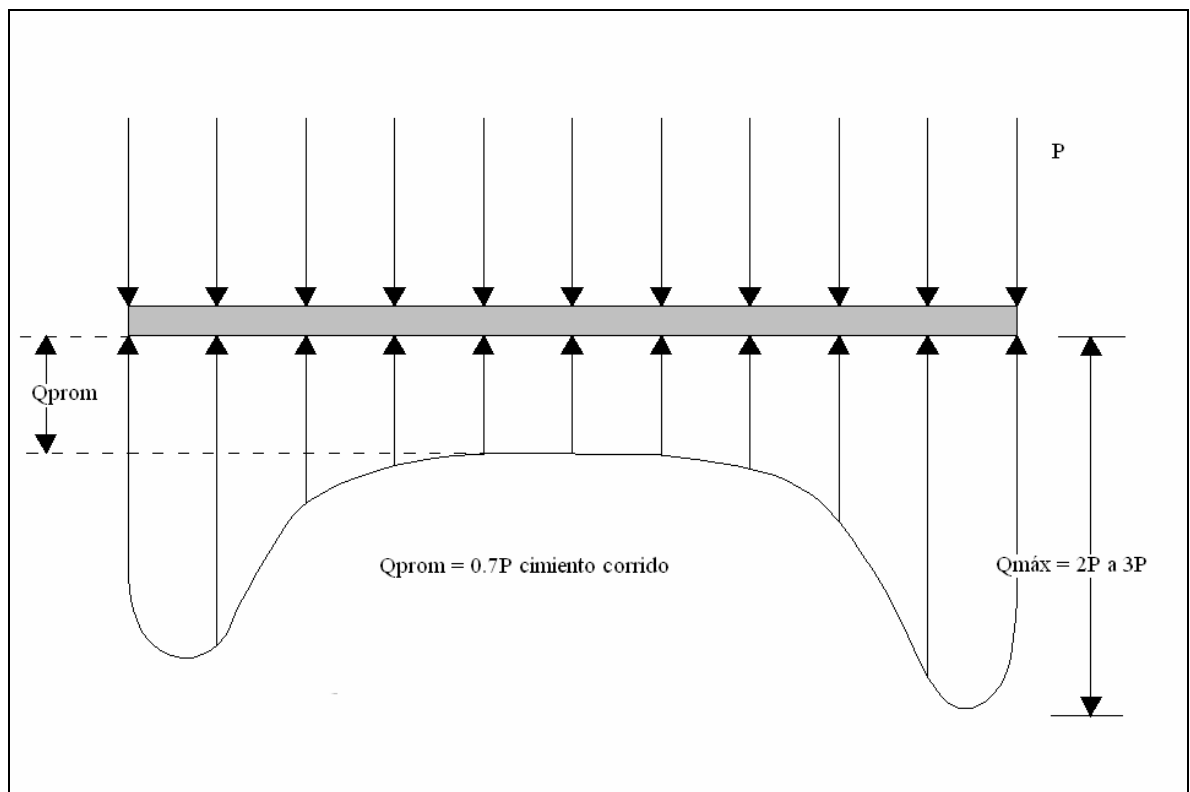
Para estos suelos es normal identificar las tres siguientes componentes del asentamiento:

1. Asentamientos inmediato o de distorsión. (No cambia el volumen del suelo. Completamente elástico, es inmediato)
2. Asentamientos por consolidación. (Resultado de la expulsión del agua intersticial. Debido al tamaño de los poros retrasa el asentamiento)
3. Asentamientos por compresión secundaria. (Cada grano del material se deforma, también conocido como flujo)

Aunque la no linealidad de la relación esfuerzo-deformación que existe en los materiales cohesivos no permite la aplicación del principio de superposición, es común para propósitos prácticos, hacer una aproximación que libere un poco el trabajo analítico-numérico y aplicarlo. Por lo tanto para obtener una estimación del asentamiento total bastaría con evaluar por separado cada uno de las tres componentes y sumarlos aritméticamente.

En teoría la distribución de presiones en la interfase entre la fundación y un suelo cohesivo corresponde a una curva hiperbólica como muestra la figura 1. Esto es debido a que en las vecindades de los bordes la cohesión es la que inicialmente soporta la carga, aliviando las presiones en el centro de la fundación.

Figura 1 Distribución de presiones en cimientos corridos sobre suelos cohesivos. Extraído de Manuel delgado Vargas (1998)



## B. Suelos granulares

Aunque los asentamientos medidos en estructuras cimentadas sobre suelos granulares son menores que los ocurridos en suelos cohesivos bajo las mismas solicitaciones, la velocidad de estos es mucho mayor lo que hace necesario considerar los asentamientos en estructuras sobre arena y estimarlos con precisión, porque la mayoría de las estructuras son sensibles a los asentamientos rápidos que a los lentos. Se han señalado que los factores primarios que inciden en la compresibilidad de los materiales granulares son:

1. Características del suelo
2. Estado de esfuerzos
3. Historia de esfuerzos

#### 4. Estado de compactación

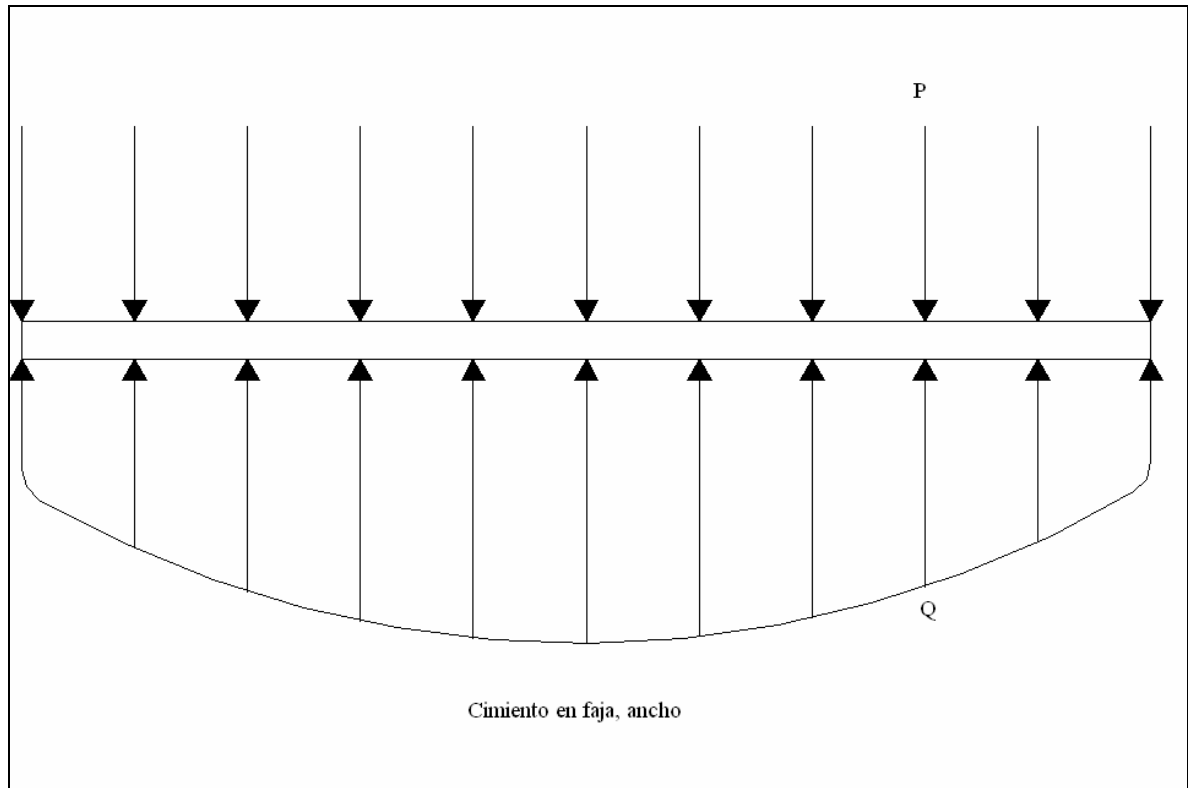
En la tabla 1 se resumen las características y la forma como inciden en la compresibilidad de los suelos granulares

Tabla1. Tabla resumen factores incidentes en la compresibilidad de suelos granulares

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	
Gradación	Una mejor gradación reduce la compresibilidad
Tamaño del grano	Mayor tamaño mayor velocidad del asentamiento. Menor Valor de asentamiento
Angularidad	Mayor Angularidad mayor compresibilidad
Rugosidad	Entre mas rugosidad menor la compresibilidad
Dureza	La trituración de los granos materiales no afecta sensiblemente la dureza
ESTADO ACTUAL DE ESFUERZOS	
Esfuerzo horizontal	A mayor esfuerzo de confinamiento hay menor tendencia a los cambios de volumen y menor asentamiento
HISTORIA DE ESFUERZOS	
Precompresión	Hasta que el peso de la construcción iguale el peso del terreno excavado, el módulo de deformación de la arena es 2.5 a 14 veces superior al inicial
ESTADO DE COMPACTACIÓN	
Densidad de compactación	A mayor densidad de compactación menor será la magnitud del asentamiento

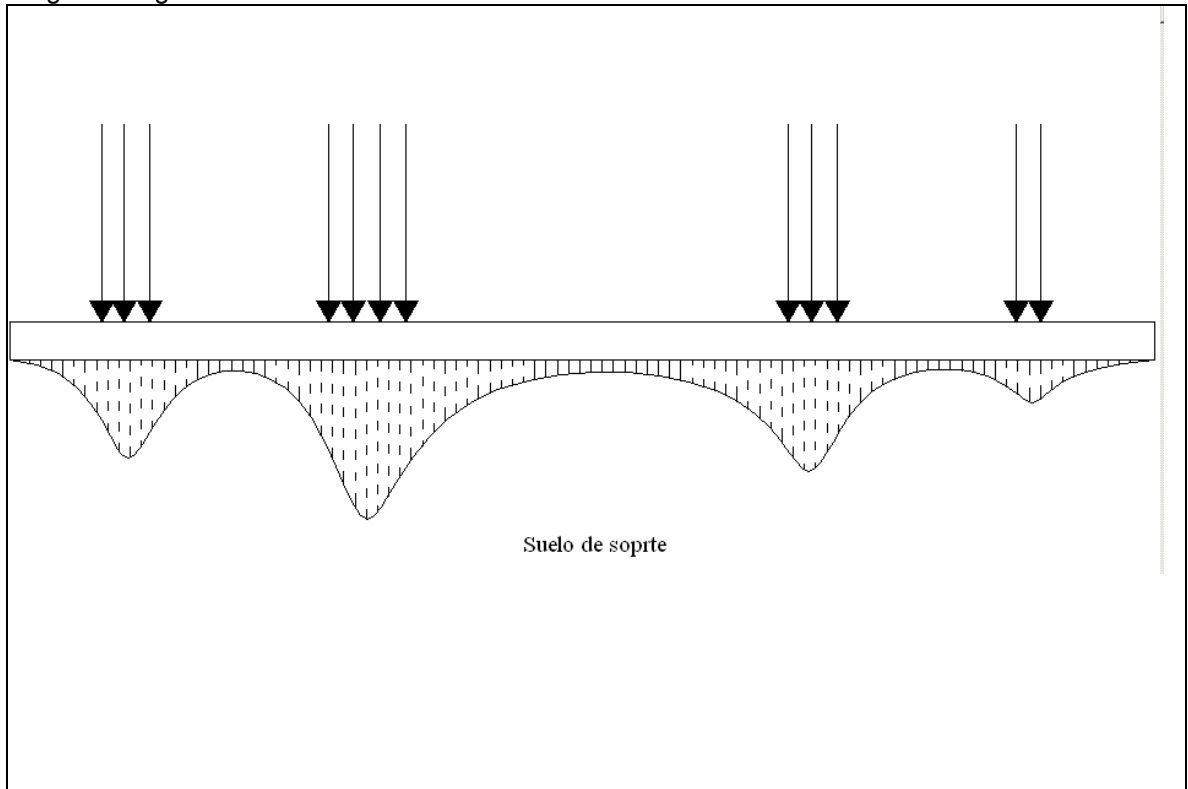
La poca cohesión de estos suelos hace que el corte directo producido en los extremos de la fundación entre el suelo no cargado y el inmediatamente al lado, el cargado, distribuya las presiones principalmente en el centro describiendo una curva sensiblemente parabólica como la indica la figura 2.

Figura 2 Distribución de presiones sobre suelos granulares. Extraído de Manuel Delgado Vargas (1998)



**2.1.2 El grado de rigidez de la fundación.** Debido a que las cargas que se aplican sobre la fundación de una vivienda son perpendiculares a su eje principal (longitudinal) su rigidez a flexión  $EI$  afecta la distribución de presiones de contacto en la manera que entre más rígida sea la viga compromete mas sollicitaciones a lo largo y ancho de la interfase, es decir distribuye más las cargas que soporta, por lo que en fundaciones muy flexibles las reacciones del suelo se concentran justo debajo de las cargas como lo muestra la figura 3. Por otro lado una fundación muy rígida bajo carga exhibe una variación lineal de las deflexiones, en cambio, una fundación flexible no ofrece resistencia a la flexión y su forma deflectada sigue todas las depresiones del contacto con el terreno.

Figura 3 Distribución de presiones en una viga muy flexible. Extraído y modificado de Manuel Delgado Vargas



**2.1.3 Distribución de las cargas aplicadas.** El acierto en la estimación de las cargas que va a soportar la fundación, la simetría en planta y uniformidad en magnitud de estas cargas, las mínimas discrepancias en el modelo de la superestructura con el real, la precisión del proyecto en general, determina la validez de la predicción de los asentamientos diferenciales de la fundación y sus reacciones con el suelo. Las viviendas en mampostería confinada, que trabajan con muros de bloques de arcilla cocida, materiales frágiles que no permiten deformaciones excesivas, se verán afectadas en su comportamiento estructural y funcionalidad por el agrietamiento de los muros producto de una equivocada estimación de las cargas y la acción de los asentamientos reales.

**2.1.4 Forma o disposición de la fundación.** Para evitar el punzonamiento y la concentración de esfuerzos, y hacer más eficiente el comportamiento mecánico del elemento de fundación, es siempre preferible usar fundaciones de forma regular, esto suavizará la distribución de presiones.

## **2.2 LA INTERACCIÓN ENTRE EL SUELO Y LA ESTRUCTURA**

La deformada de la viga de cimentación sometida a carga comprende entonces de la interdependencia entre la rigidez del suelo de soporte y la flexibilidad del elemento estructural. Es decir la manera en que se deforma la viga de cimentación depende de las reacciones en el suelo, y las reacciones del suelo dependen de la deformada de la viga. A esta relación se le conoce como Interacción suelo estructura de cimentación, y que en la medida que se analiza los efectos de esta interdependencia con la estructura soportada, se podrá hablar de la interacción suelo estructura.

## **2.3 MODELOS COMUNES PARA EL DISEÑO**

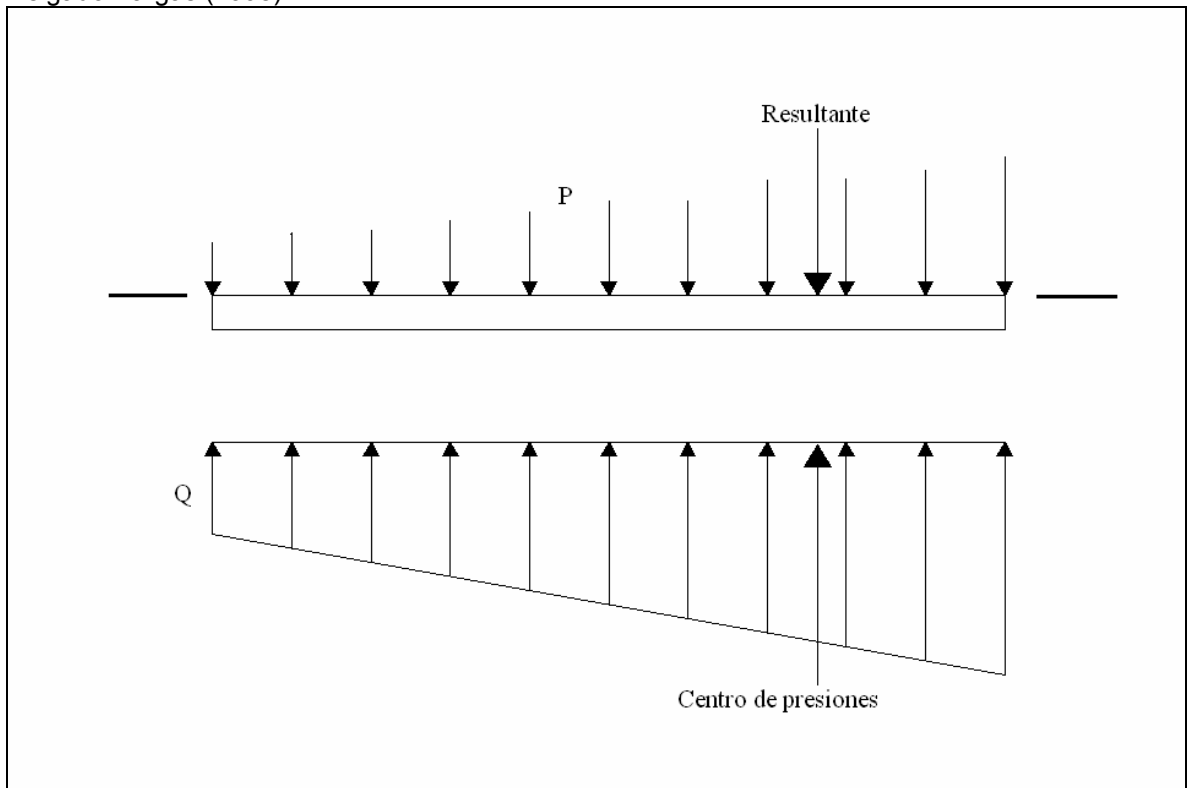
A continuación se describirán brevemente tres enfoques generales, los cuales están fundados en hipótesis diferentes.

**2.3.1 Método rígido,** Llamado también método convencional, es el método más aplicado en la práctica y se basa en las siguientes dos suposiciones ilustradas en la figura 4.

- Las deflexiones del elemento no afectan las distribuciones de presiones de contacto. Es decir no se tienen en cuenta las deflexiones, tomando al suelo y a la viga de cimentación como cuerpos rígidos.

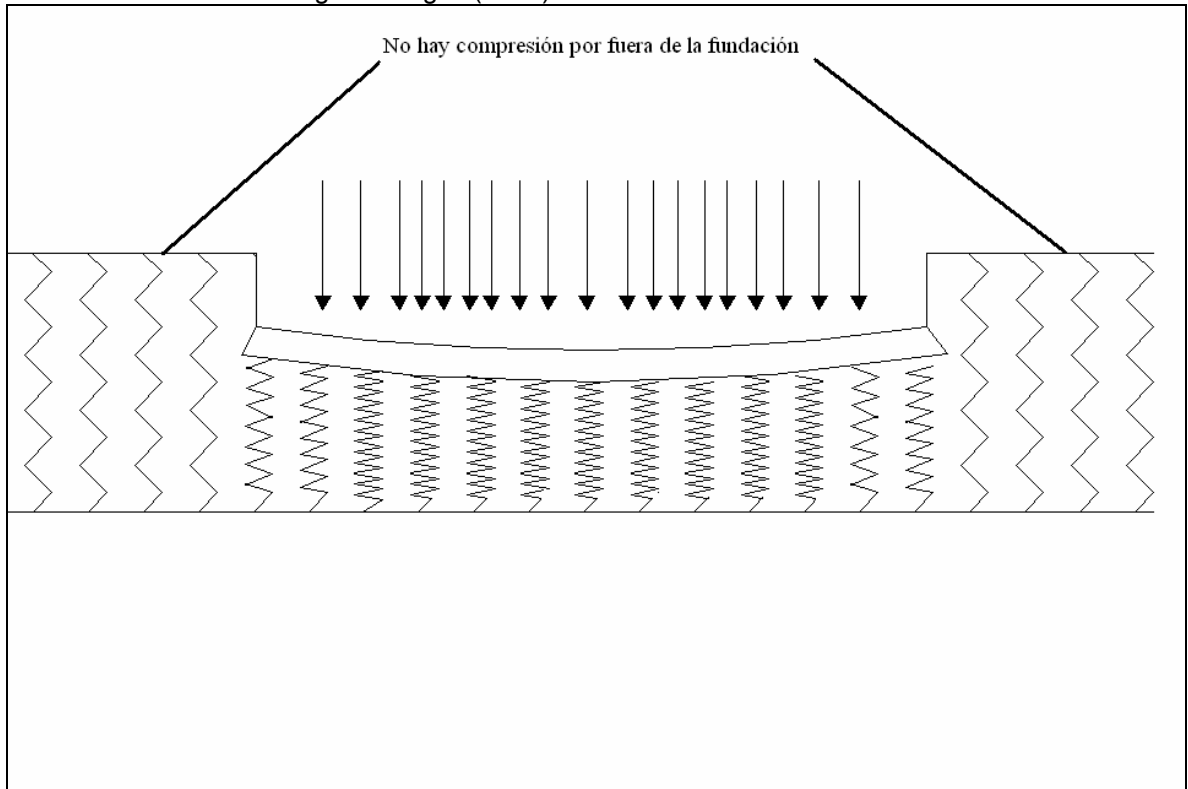
- El centroide de la resultante de las presiones se ubica en la misma línea de acción de la resultante de las cargas aplicadas a la fundación provenientes de la superestructura.

Figura 4 Esquema representativo del método convencional. Extraído y modificado de Manuel Delgado Vargas (1998)



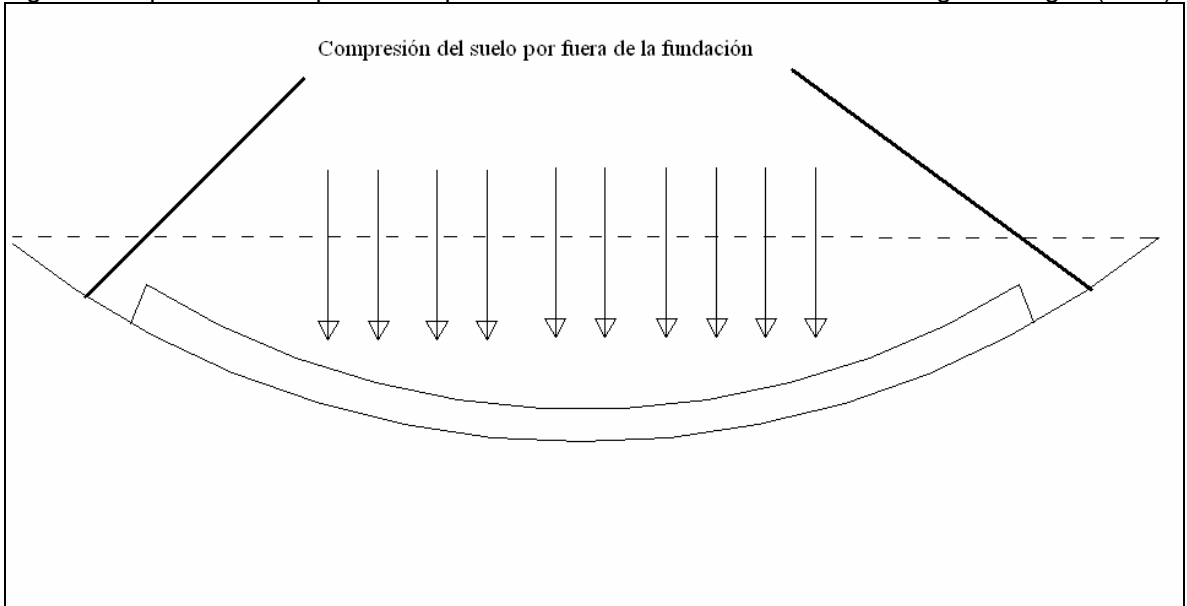
**2.3.2 Fundación flexible con suelo elástico simplificado.** Este modelo toma en cuenta parcialmente el comportamiento elástico del terreno al reemplazarlo por una cama de resortes sobre la cual se apoya la fundación con rigidez  $EI$ , como lo muestra la figura 5. Este modelo no tiene en cuenta la transmisión horizontal de cargas entre las partículas de suelo por lo que cada resorte es independiente en su movimiento.

Figura 5 Cama de resortes modelo fundación flexible suelo elástico simplificado. Extraído y modificado de Manuel Delgado Vargas (1998)



**2.3.3 Fundación y subrasante elásticas.** Aquí se toma el suelo como un medio perfectamente elástico e isotropito, en el que al discretizar el suelo en elementos que interactúan entre si, se tiene en cuenta la influencia que ejerce cada punto sobre los demás. Ver figura 6.

Figura 6 Esquema de la hipótesis de plena elasticidad. Extraído de Manuel Delgado Vargas (1998)



Desde el punto de vista de la aplicación de los modelos descritos es posible adoptar la siguiente clasificación:

1. Modelos simplificados. Tienen en cuenta el comportamiento del suelo mediante constantes elásticas que al se agregadas al modelo estructural ofrecen una aceptable estimación de los asentamientos y reacciones de la subrasante.
2. Modelos del medio elástico semi-infinito. Después de discretizar la superficie de contacto fundación suelo en áreas aferentes se establecen ecuaciones para el asentamiento debajo de cualquier área en función de las presiones sobre la misma área y de todas las demás.
3. Modelos basados en procedimientos de elementos finitos de elementos de frontera. El proceso general de aplicación de este enfoque es: A) Discretización, B) formación de la matriz global de rigidez, C) Solución del sistema de ecuaciones, D) Cálculo de esfuerzos y deformaciones.

### **3. METODOLOGÍA DE ZEEVAERT PARA EL CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN LA MASA DEL SUELO**

En esta sección se enuncian los principios básicos de la metodología propuesta por el Dr. Leonardo Zeevaert. Se extrae aquí parte de su trabajo titulado INTERACCION SUELO ESTRUCTURA DE CIMENTACION (publicado en México en 1980 por editorial Limusa). Se presenta entonces, en el orden que se considera apropiado, los diferentes conceptos necesarios para aplicar correctamente la metodología de Zeevaert a las vigas de cimentación, sometidas a cargas verticales estáticas apoyadas sobre suelos compresibles.

#### **3.1 ECUACIÓN MATRICIAL DE ASENTAMIENTOS (EMA)**

Lo que se busca es una expresión matemática con la cual podamos hallar un desplazamiento para un incremento de carga. Se sabe que un punto en el suelo sufre desplazamientos verticales debido a cargas localizadas justo arriba de el o en otras verticales que no coincidan con la del punto en cuestión. El método de Zeevaert ofrece una metodología para resolver este problema al discretizar el perfil de suelo sobre el que se apoya la estructura de cimentación como lo muestra la figura 7. Así por medio de la linealidad que permite la teoría de elasticidad, se halla una matriz unitaria de influencias de asentamientos que al multiplicarla por las cargas aplicadas sobre el suelo al nivel de desplante, se obtiene los desplazamientos verticales buscados. Conociendo la deformación volumétrica de cada estrato para el nivel de esfuerzos estimados, se puede calcular el asentamiento en el punto medio del estrato en una vertical  $j$  para el incremento del esfuerzo producido por una carga  $q$  aplicada en un punto  $i$ , así:

$$\Delta\delta_{ji}^N = \alpha^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N \quad (3.1)$$

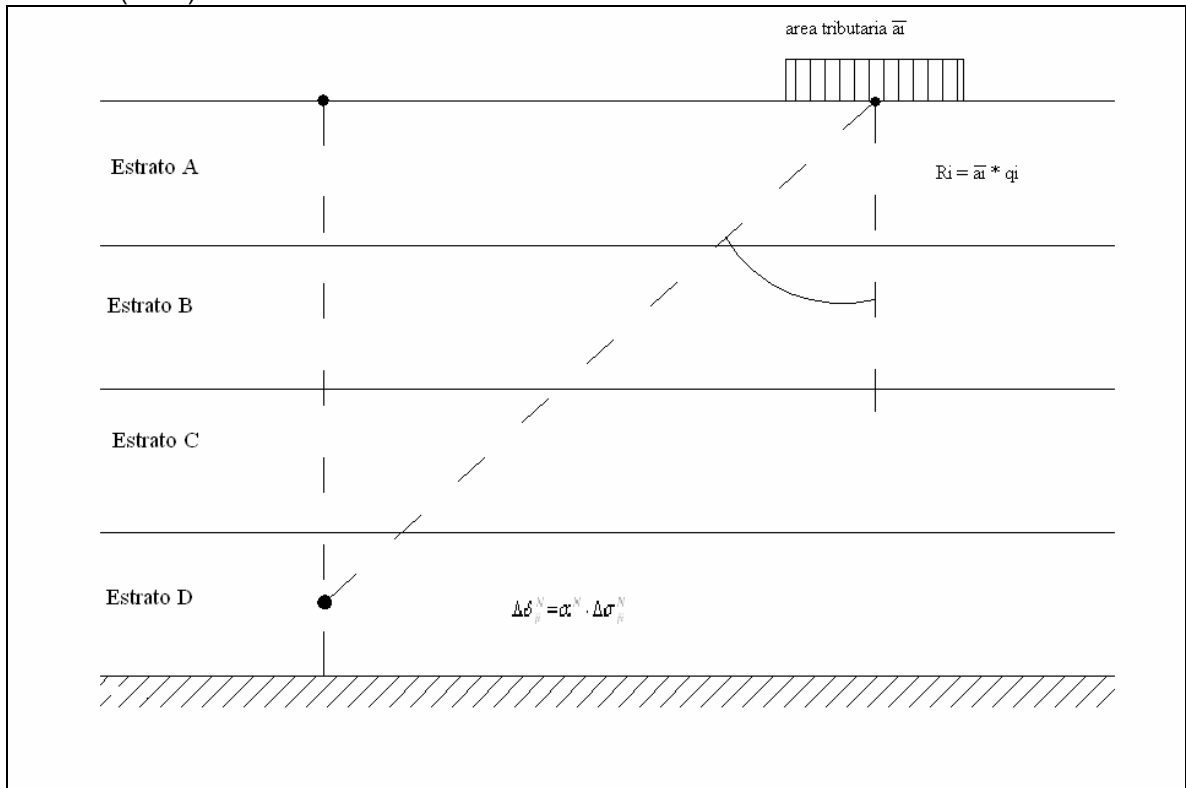
$\Delta\delta_{ji}^N$  = Asentamiento en la vertical j del estrato N debido a un incremento en el esfuerzo por una carga aplicada en la superficie en la vertical i

$\alpha^N$  = Deformación volumétrica del estrato N para un tiempo determinado t.

$\Delta\sigma_{ji}^N$  = Cambio medio del esfuerzo en la vertical j del estrato N, debido a una carga aplicada en la superficie en una vertical i, que es igual a

$\Delta\sigma_{ji}^N = I_{ji}^N \cdot q_i$  en donde  $I_{ji}^N$  = es la influencia de la posición del punto j con respecto al punto j para la distribución de esfuerzos en la masa del suelo.

Figura 7 Esquema general del esfuerzo vertical en un punto. Extraído y modificado de Leonardo Zeevaert (1980)



Es así como el desplazamiento total en la vertical j debido a una carga superficial aplicada en otra vertical i será la suma de todos los desplazamientos verticales en el punto medio de cada estrato en esa vertical, escrito en forma analítica así:

$$\delta_{ji}^N = \sum_A^N \alpha^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N \quad (3.2)$$

Al suponer que cada área tributaria se encuentra cargada con  $q_i = +1$  se podrán calcular los desplazamientos unitarios ( $\overline{\delta_{ji}}$ ) que al multiplicarlos por las magnitudes de las cargas se obtendrán los asentamientos buscados. Expresado en forma analítica:

$$|\overline{\delta_{ji}}| = [I_{ji}^N]^T \cdot |\alpha^N| \quad (3.3)$$

Con esta expresión matricial se ensambla la ecuación EMA o ecuación matricial de asentamientos así:

$$|\delta_i| = [\overline{\delta_{ji}}]^T \cdot |q_i| \quad (3.4)$$

### 3.2 CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

Bajo cargas estáticas verticales se puede usar la expresión que estima la distribución de esfuerzos verticales en la masa del suelo debido a cargas aplicadas en la superficie:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I_{Fh} \quad (3.5)$$

En donde:

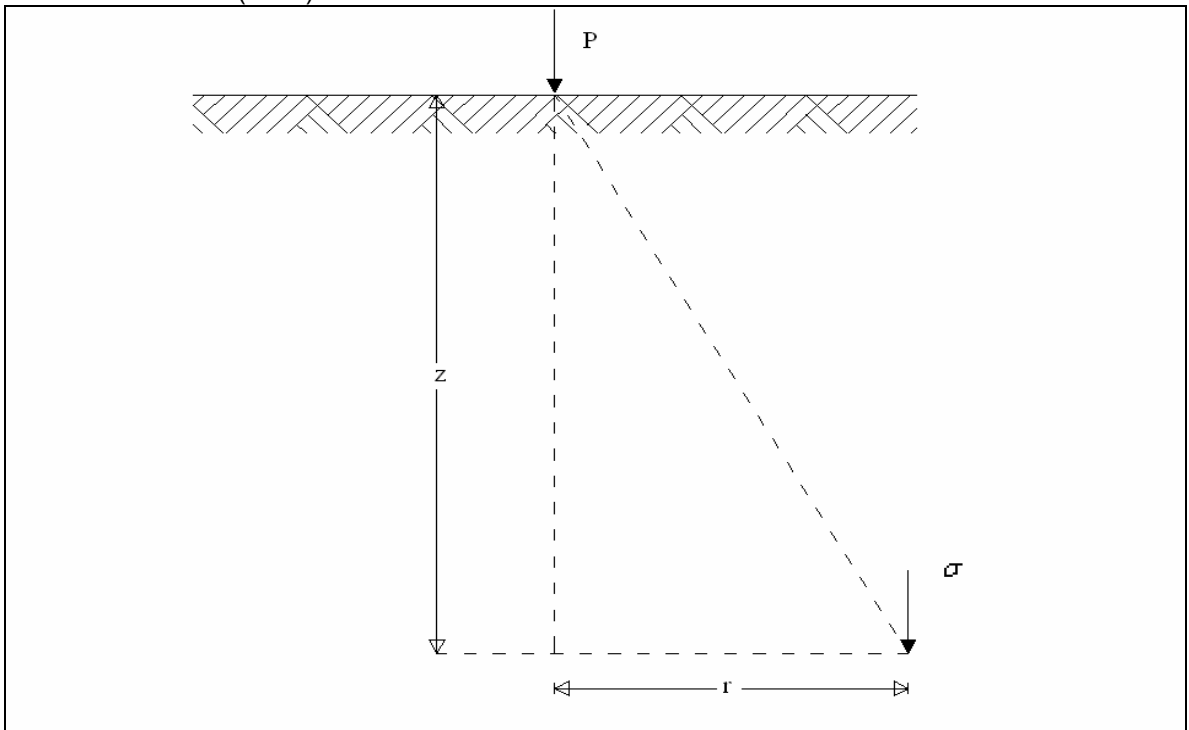
$$I_{Fh} = \frac{X}{2\pi} \cos^{X+2} \psi \quad (3.6)$$

O bien:

$$I_{Fh} = \frac{X}{2\pi} \left( \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{(X+2)/2} \quad (3.7)$$

El factor X es el factor de distribución de esfuerzos de Fröhlich, que depende de las características geotécnicas y estratigráficas de suelo. Con  $X = 2$ , suelo estratificado, se hallan las diferentes influencias  $I_{ii}$  para la ecuación EMA. La figura 8 ilustra los conceptos anteriormente mostrados.

Figura 8 Esfuerzo vertical en un punto debido a una carga puntual. Extraído y modificado de Leonardo Zeevaert (1980)



### 3.3 ECUACIÓN MATRICIAL DE INTERACCIÓN (EMI)

Al dividir el cimiento corrido en segmentos  $\lambda$  de igual tamaño la viga queda dividida en puntos sobre los cuales actúan las reacciones Ra y Rb en los puntos extremos de la viga y en reacciones redundantes X1, X2, X3,..., Xi, reacciones que todas, actúan simultáneamente, produciendo, junto con la rigidez del cimiento y las características geotécnicas del suelo, una deformada única, bajo un caso particular de carga. Así es como por medio de la ecuación matricial de asentamientos y la ecuación matricial de interacción (que se expresa mas adelante) se puede buscar por medio de iteraciones sucesivas una solución:

Ecuación matricial de asentamientos verticales (EMA)

$$|\delta_i| = [\overline{\delta_{ij}}]^T \cdot \left| \frac{X_i}{a} \right| \quad (3.8)$$

Ecuación matricial de interacción (EMI)

$$\left( [\overline{S'_{ij}}] + [\overline{S''_{ij}}] + \left[ \frac{1}{K_i} \right]_D \right) \cdot |X_i| = |\Delta_{i0}^f| + |\Delta_{i0}^d| \quad (3.9)$$

Los términos de las ecuaciones anteriores se explican a continuación.

$|X_i|$  = Matriz columnar de las reacciones incógnitas

$[\overline{S_{ij}}]$  = Matriz que representa la flexibilidad de la estructura.

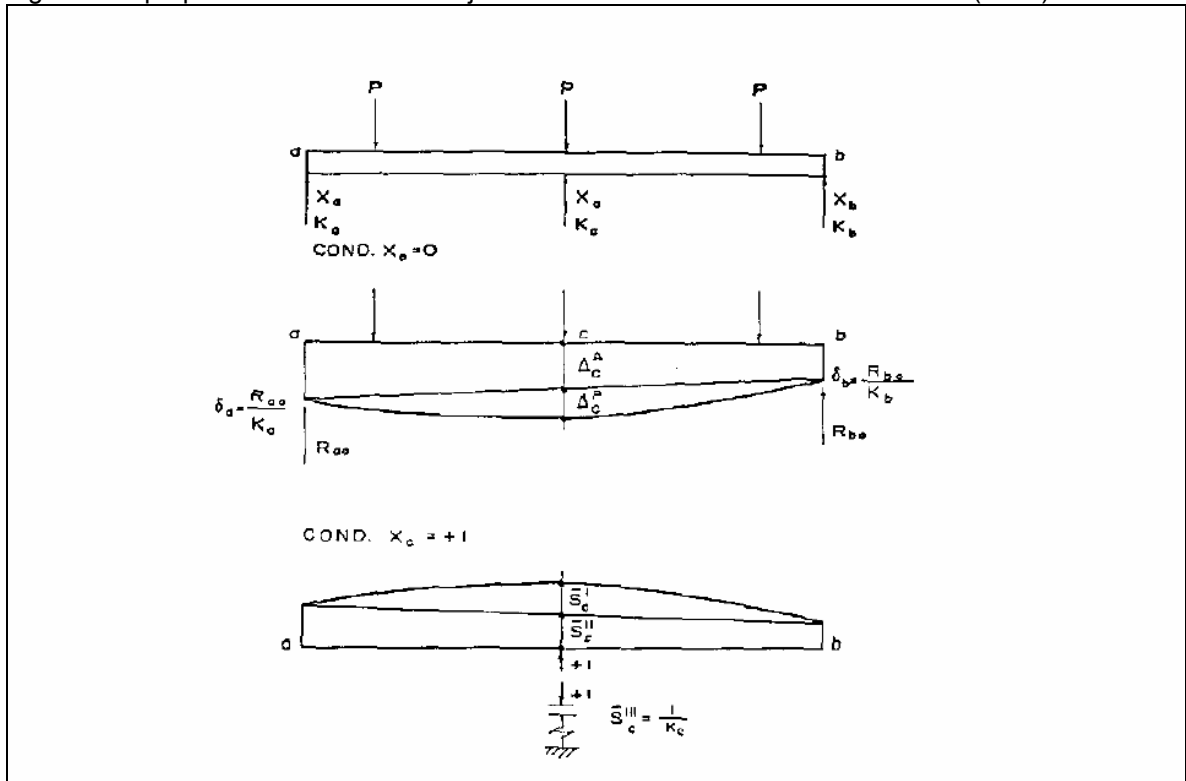
$[\overline{S''_{ij}}]$  = Matriz que representa los asentamientos debido a los apoyos para cada una de las condiciones  $X_i = +1$ . Se considera la viga rígida. Es función de Ka y Kb.

$\left[ \frac{1}{K_i} \right]_D$  = Matriz diagonal para los valores  $1/K_i$ .

La metodología presentada en el libro Interacción Suelo Estructura de Leonardo Zeevaert (1980), propone el iterar las ecuaciones 3.8 y 3.9 para los valores de Xi de la siguiente manera: Suponer las reacciones Xi y hallar con la ecuación 3.8 los valores de  $\delta_i$ ; con estos dos vectores ( $|X_i|$  y  $|\delta_i|$ ) encontrar los valores de  $K_i$  y

resolver la ecuación 3.9 para  $X_i$ . Repetir el procedimiento hasta que los valores de  $X_i$  de dos iteraciones sucesivas sean sensiblemente similares. A continuación, en la figura 9 se hace un esquema representativo de EMI.

Figura 9 Superposición en el ensamblaje de EMI. Extraído de Leonardo Zeevaert (1980)



### 3.4 DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA DE LOS ESTRATOS

Para la aplicación de la metodología de Zeevaert, es necesario conocer el parámetro  $\alpha$  de cada estrato. Es ineludible el trabajo de campo para la obtención de muestras inalteradas de suelo, ya que la compresibilidad volumétrica  $\alpha$ , se obtiene al realizar la prueba de consolidación en el laboratorio.

En el campo se puede presentar diferentes maneras para valorizar  $\alpha$ :

1. EXPANSIÓN POR DESCARGAS
2. RECOMPRESIÓN POR CARGA
3. COMPRESIÓN SIN EXPANSIÓN PREVIA
4. CARGAS TRANSITORIAS
5. CARGAS DINÁMICAS

**3.4.1 Expansión por descargas.** Cuando se retira suelo hasta el nivel de desplante en una cimentación, se alivian las presiones sobre las capas subyacentes produciendo expansión en estas capas.

Al hallar en el laboratorio la curva de descarga de una muestra inalterada el doctor Zeevaert encontró que la ley fenomenológica de este fenómeno es:

$$\Delta e_i = a(\sigma_{oi} - \sigma_i)^c \quad (3.10)$$

$\sigma_{od}$  = Presión en el fondo de la excavación antes del alivio. Magnitud del alivio

$\sigma_{oi}$  = Presión a una profundidad  $i$  antes del alivio

$\sigma_i$  = Presión en una profundidad  $i$  antes después del alivio

$\Delta e_i$  = Expansión unitaria para el alivio parcial  $(\sigma_{oi} - \sigma_i)$

En donde los parámetros  $a$  y  $c$  pueden determinarse en el laboratorio. El valor del exponente  $c$  permanece prácticamente invariable con el confinamiento en el caso de arcillas y de arcillas limosas. De una prueba de compresión simple haciendo ciclos de histéresis se puede obtener el módulo secante que corresponde a la respuesta elástica máxima definido como:

$$M_{eo} = \frac{\Delta \varepsilon_o}{\Delta \sigma_o} \quad (3.11)$$

Y al dibujar la curva de expansión en escala logarítmica se evalúa  $c$  como la pendiente de la curva:

$$c = \frac{\log e_{r2} / e_{r1}}{\log \sigma_{r2} / \sigma_{r1}} \quad (3.12)$$

Para un alivio total de esfuerzos  $\Delta\sigma_o$  se tiene, según la ley fenomenológica de la curva de descarga en la prueba de consolidación:

$$\Delta e_o = a(\Delta\sigma_o)^c \quad (3.13)$$

Valor que al dividirlo por  $\Delta\sigma_o$  obtenemos según la ecuación 4.11 el módulo secante así:

$$M_{eo} = a(\Delta\sigma_o)^{c-1} \quad (3.14)$$

Haciendo lo mismo para un alivio parcial de esfuerzos:

$$M_{ei} = \frac{\Delta e_i}{\Delta\sigma_i} = a(\Delta\sigma_i)^{c-1} \quad (3.15)$$

en donde la relación de los módulos de expansión parcial/total es:

$$\frac{M_{ei}}{M_{eo}} = \left( \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_o} \right)^{c-1} \quad (3.16)$$

Esta relación se denomina factor de expansión  $\rho_{ei}$  y se obtiene entonces a partir de  $c$ , determinado en las pruebas de laboratorio por la respuesta elástica. Y conociendo la relación de alivio de esfuerzos el factor de expansión puede ser calculado así:

$$\rho_{ei} = \left( \frac{\sigma_{oi} - \sigma_i}{\sigma_{oi}} \right)^{c-1} \quad (3.17)$$

De la ecuación 3.11 y de la ecuación 3.16 se puede calcular el valor del módulo secante para una descarga parcial así:

$$M_{ei} = \rho_{ei} (M_{eo})_i \quad (3.18)$$

Determinados estos parámetros se puede calcular la expansión volumétrica  $\alpha$  del estrato de espesor  $d$

$$\alpha_{ei} = M_{ei} \cdot d_i \quad (3.19)$$

el cual al ser multiplicado por el alivio de esfuerzos dará la expansión elástica del estrato:

$$\Delta \delta_{ei} = \alpha_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \quad (3.20)$$

**3.4.2 Recompresión por carga.** Luego de terminada la excavación y colocada la carga sobre el nivel de desplante de la fundación se recomprime el suelo en sus componentes elásticas, plásticas y visco-plásticas:

$$\Delta e_c = \Delta e_e + \Delta e_p + \Delta e_{vp} \quad (3.21)$$

El módulo secante para descarga y recompresión total se obtiene partiendo de la ecuación 3.11:

$$M_{co} = \frac{\Delta e_o}{\Delta \sigma_o} \quad (3.22)$$

$$M_{co} = \frac{(\Delta e_{eo} + \Delta e_{po} + \Delta e_{vp})}{\Delta \sigma_{oi}} \quad (3.23)$$

$$M_{co} = \frac{\Delta e_{eo}}{\Delta \sigma_{oi}} \left( 1 + \frac{\Delta e_{po}}{\Delta e_{eo}} + \frac{\Delta e_{vpo}}{\Delta e_{eo}} \right) \quad (3.24)$$

Definiendo los parámetros

$$k_{po} = \frac{\Delta e_{po}}{\Delta e_{eo}}, \quad k_{vpo} = \frac{\Delta e_{vpo}}{\Delta e_{eo}} \quad (3.25)$$

Obtenemos la expresión:

$$M_{co} = M_{eo} (1 + k_{po} + k_{vpo}) \quad (3.26)$$

En la misma forma para un alivio parcial y recompresión:

$$M_{ci} = M_{ei} (1 + k_{pi} + k_{vpi}) \quad (3.27)$$

Obteniéndose la relación entre los módulos

$$\frac{M_{ci}}{M_{co}} = \frac{M_{ei}}{M_{eo}} \cdot \frac{1 + k_{pi} + k_{vpi}}{1 + k_{po} + k_{vpo}} \quad (3.28)$$

Las incógnitas son  $k_{pi}$  y  $k_{vpi}$  y aunque sus leyes fenomenológicas son aún desconocidas, se hace una hipótesis con la que se asume que estos valores son proporcionales al nivel de esfuerzos de carga aplica en la siguiente forma

$$\frac{k_{pi}}{k_{po}} \approx \frac{\Delta\sigma_{ci}}{\sigma_{oi}}$$

$$\frac{k_{vpi}}{k_{vpo}} \approx \frac{\Delta\sigma_{ci}}{\sigma_{oi}}$$
(3.29)

Sustituyendo la expresión 3.29 en la expresión 3.28

$$\frac{M_{ci}}{M_{co}} = \rho_{ci} \frac{1 + (k_{po} + k_{vpo}) \cdot \Delta\sigma_{ci} / \sigma_{oi}}{1 + (k_{po} + k_{vpo})}$$
(3.30)

Y denominando  $\rho_{ci}$  al segundo termino de la expresión 4.30, obtenemos el módulo secante como

$$M_{ci} = \rho_{ci} \cdot M_{co}$$
(3.31)

Por definición la compresión volumétrica del estrato N es

$$\alpha_c^N = (M_{ci} \cdot d)_N$$
(3.32)

**3.4.3 Compresión sin expansión previa.** Cuan no se ha efectuado excavaciones, no es necesario corregir el módulo de deformación unitaria, esto es  $\rho_c = 1$ .

#### **4. MUROS DE MAMPOSTERÍA**

El uso de las unidades de mampostería como materiales de construcción data desde los orígenes de las primeras civilizaciones. Las ruinas de Jericó (Medio oriente, 7350 a.c) y las pirámides de Egipto (2500 a.c) son obras que por si solas dan testimonio físico de su uso.

A pesar del paso del tiempo, la forma de colocación de este material sigue siendo a mano, por lo que a pesar de la tecnología existente hoy en día en la producción de estos materiales, la irregularidad del proceso constructivo, en la mayoría de los casos, es la variable que mas afecta el comportamiento final de la mampostería.

La popularidad de la mampostería es innegable. Hoy día se usa no solo como elemento estructural, si no también como muro divisorio, cerámico protector contra fuego y sonido, aislamiento térmico y, apariencia estética.

Vulnerables a cargas sísmicas, las viviendas que corresponden a este sistema constructivo, han sido de poco estudio, habiendo hoy pocos resultados experimentales disponibles, a pesar que gran cantidad de familias en los países sub-desarrollados las habitan.

Normalmente la mampostería sin refuerzo alguno, es considerada poco adecuada en zonas de amenaza sísmica alta, pero la experiencia con los sismos ocurridos en el siglo pasado, muestra que el desempeño sísmico de las viviendas de mampostería no reforzada es bastante variable. A pesar de que en las poblaciones azotadas por los terremotos, son estas viviendas las más afectadas, un porcentaje moderado de estas construcciones se han comportado de manera excelente. Esta variabilidad es debido a que su comportamiento mecánico es del

tipo elástico-frágil, mostrando en un inicio un diagrama Carga-deformación lineal, sin embargo, una vez alcanzado el pico de su resistencia, la falla suele ser abrupta. Esta fragilidad se puede menguar con algún tipo de refuerzo que distribuya los esfuerzos máximos evitando que un fallo local se convierta en un fallo global.

La experiencia empírica nos indica que para que la vivienda de mampostería no reforzada, ante una sollicitación dinámica, presente un comportamiento elástico-lineal, las proporciones de sus muros deben ser masivos, sino basta con observar las múltiples estructuras antiguas que aun están erguidas.

#### **4.1 MATERIALES USADOS EN LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL**

La mampostería es un elemento estructural compuesto por dos materiales de diferentes características mecánicas, el mortero de pega y los bloques. La primera unidad de mampostería hecha por el hombre consistió en una masa amorfa de barro secada al sol, conocida con el nombre de adobe en las ruinas de Jericó-Medio Oriente 7350 años a.c, y el primer bloque de arcilla cocido data del 4000 a.c en Sumeria, valle del Eufrates. A partir de ese entonces se erigieron grandes construcciones asentados con betún o alquitrán. Los primeros morteros se descubren en Egipto con la construcción de las pirámides de Giza que constituía una mezcla de yeso y arena y en Grecia con una mezcla de arena y cal. Mas es en el año 25 a.c es inventado por Vitruvio el mortero de cemento puzolánico por medio de una mezcla de arena volcánica del Vesubio, cal y agua.

**4.2.1 Bloques de mampostería.** Dicho en párrafos anteriores, la mampostería estructural consiste generalmente de una masa sólida producida por la unión de bloques o unidades por medio de un ligante generalmente mortero. A continuación se describen aspectos fundamentales de los dos principales materiales utilizados para la construcción.

1. Ladrillo: es un mampuesto (puesto a mano) de forma ortoédrica, fabricado con una gran variedad de materiales, tales como: el barro seco, la arcilla, la pizarra, la arcilla cocida, o la mezcla de estos. El proceso de fabricación, consiste en someter el material a temperaturas entre  $750^{\circ}\text{C}$  y  $1300^{\circ}\text{C}$  por un periodo de pocas horas, de tal forma que el agua se evapore y las partículas de arcilla se endurezcan por la fusión de los componentes debido a las temperaturas elevadas. Posteriormente, tiene lugar una vitrificación parcial y la temperatura se mantiene estable por un tiempo más prolongado. El tiempo total del proceso puede durar entre 40 y 150 horas dependiendo del tamaño y volumen del ladrillo, y del tipo de orno.

2. Unidades de hormigón: Mampuestos conformadas básicamente de cemento Pórtland, agua y agregados minerales que normalmente son moldeados en muchos tamaños y formas bajo presión o vibración. Los factores que afectan la resistencia de las unidades de hormigón son: 1) la relación agua-cemento, 2) el peso de la unidad, 3) el tipo de agregado, 4) el proceso de fraguado y curado.

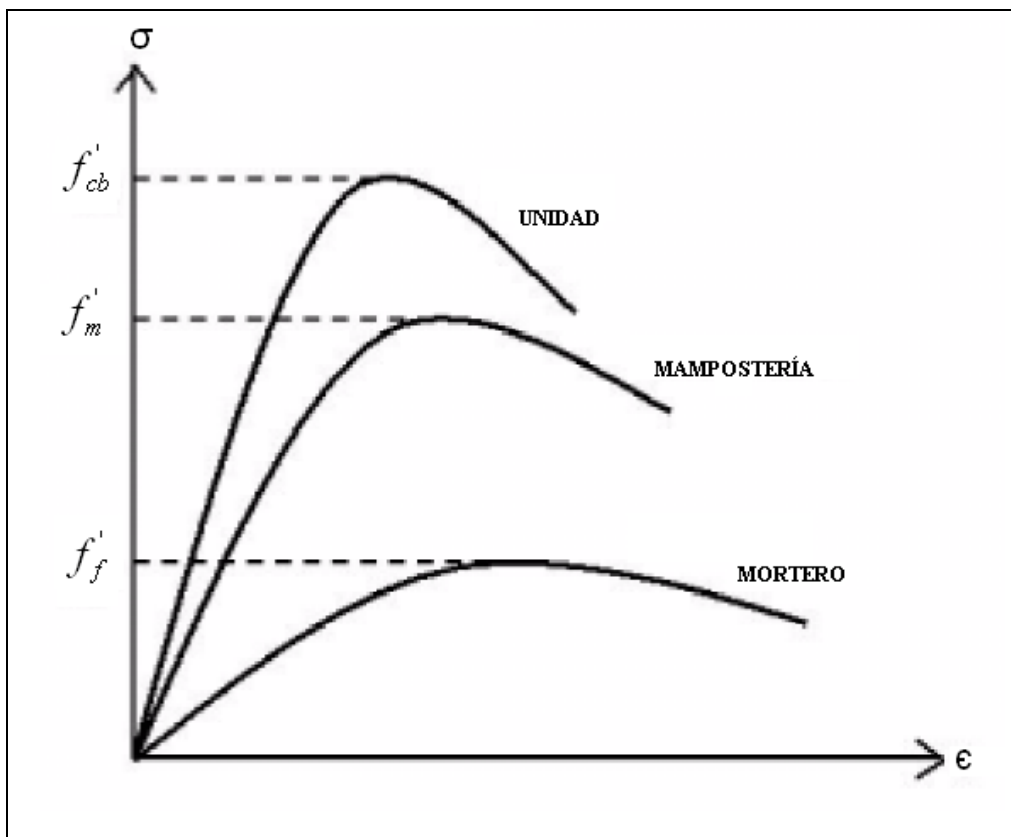
**Propiedades de bloques.** A continuación se describe brevemente las propiedades mecánicas básicas para la comprensión del comportamiento de los bloques sometidos a cargas de diferentes tipos.

1. Resistencia a compresión. Los valores de la resistencia a compresión de diversos materiales realizados sobre unidades aisladas se muestran a continuación en la tabla 2. Todos estos valores pueden sufrir una disminución drástica cuando se ensayan formando un panel de mampostería. Ver figura 10.

Tabla 2 Intervalos de resistencia a compresión de diversos bloques.

MATERIAL	INTERVALO $F'_{cb}$ (T/m <sup>2</sup> )
Piedra	$4.000 < F'_{cb} < 10.000$
Hormigón Macizo	$1.500 < F'_{cb} < 2.500$
Arcilla	$500 < F'_{cb} < 2.000$
Hormigón aligerado	$400 < F'_{cb} < 600$
Adobe	$100 < F'_{cb} < 150$

Figura 10 Relaciones esfuerzo y deformación para el mortero, unidades aisladas y paneles de mampostería. Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995)



Los resultados de experimentos en ladrillos de arcilla, indican que esta relación es casi lineal hasta el fallo, punto al que sigue un decrecimiento de la resistencia. Más aún, los experimentos han mostrado que cuando el elemento es perforado, su resistencia a compresión, aunque no es disminuida en una cantidad significativa, su falla suele ser más inesperada y explosiva. Por lo tanto el uso de unidades

perforadas sin reforzar no es de ninguna manera recomendable para estructuras sometidas a acciones sísmicas.

## 2. Resistencia a la tensión.

El valor de la resistencia a tracción uniaxial de los boques de mampostería, se obtiene, al igual que el concreto, como una fracción de su resistencia a compresión. La siguiente ecuación presenta una relación frecuentemente usada:

$$f_{tb} = c\sqrt{f'_{cb}} \quad (4.1)$$

Se recomienda usar el valor de  $c = 0.34$  que corresponde a la prueba de tracción indirecta.

## 3. Modulo de elasticidad

La pendiente del diagrama Carga-Deformación depende significativamente del material constitutivo. Por ejemplo se puede suponer que los ladrillos de arcilla cocida presentan un comportamiento elástico lineal, mientras que los de hormigón exhiben el comportamiento no lineal típico de este material.

Aun que no hay un método estandarizado para hallar el módulo de elasticidad de la mampostería usualmente se toma este como el módulo secante de las pruebas de compresión desde el nivel cero hasta un tercio de la resistencia máxima. Este módulo depende básicamente del material y de la resistencia máxima y es sensiblemente más pequeño en las unidades de ladrillo cocido que el correspondiente a las unidades de hormigón.

Dos expresiones recomendadas en literatura para estimar el módulo de elasticidad en ladrillos de arcilla cocida son:

$$E_b = 300 \cdot f'_{cb} \quad (4.2)$$

$$E_b = 980 \cdot f'_{cb} \quad (4.3)$$

#### 4. Relación de Poisson

Se han medido valores de la relación de Poisson comprendidos entre 0.13 y 0.22 para tres diferentes tipos de unidades, no obstante, los materiales no fueron especificados con claridad.

**4.2.2 Mortero.** Definido como la mezcla entre cemento, arena y agua, en la mampostería tiene la función de ligar a los bloques para darles la conformación de una unidad. Contrario a lo que se cree, la resistencia a compresión de mortero, no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería. En este rango de resistencia a la compresión, las propiedades mecánicas que más influyen en el comportamiento estructural de la mampostería, son su deformabilidad y su adherencia con las piezas. La tabla 3 muestra las clasificaciones del mortero según la ASTM.

Tabla 3 Clasificación de los tipos de mortero según la ASTM C270

Designación	Resistencia	Resistencia a la compresión*	
		(psi)	(Mpa)
M	Alta	2500	17.2
S	Alta media	1800	12.4
N	Media	750	5.17

O	Baja media	350	2.41
K	Baja	75	0.52
*Resistencia promedio a los 28 días			

**Componentes del mortero.** Los principales componentes del mortero son:

1. Cemento: Su función es proporcionar resistencia a la mezcla. Usualmente se usa cemento Pórtland tipo 1.
2. Arena: Es la responsable de proporcionar estabilidad a la mezcla volumétrica a la mezcla y atenuar la contracción por secado, por lo que se recomienda no usar arena fina y lavar la antes de mezclarla. Es preferible que los granos sean redondeados y que granulometría sea completa.
3. Agua: La función principal es la de hidratar el cemento, aunque también le da trabajabilidad a la mezcla. Debe ser potable y libre de partículas deletéreas (aceite, ácidos, etc.).
4. Cal hidratada normalizada: sus funciones son las de cerrar las fisuras a lo largo del tiempo por carbonatación proveyendo resistencia adicional, y favorecer la retentividad de la mezcla.

**Propiedades del mortero.** Entre las propiedades del mortero se tiene:

1. La adherencia unidad –mortero: ésta se logra cuando los solubles del cemento son absorbidos por la unidad, cristalizándose como agujas en sus poros. La adherencia se ve favorecida cuando el mortero penetra en las perforaciones, formando una especie de llave de corte entre las hiladas.
2. Consistencia: Capacidad de la mezcla de poder fluir o ser manejable utilizando las herramientas pertinentes.

3. Retentividad: consiste en la capacidad de la mezcla en mantener su consistencia después de un lapso de tiempo.

#### **4.3 MAMPOSTERÍA BAJO ESFUERZOS DE COMPRESIÓN**

El comportamiento de la mampostería no reforzada depende de la interacción de las piezas con el mortero de pega. La mampostería de ladrillo es un material que presenta un comportamiento óptimo cuando se somete a cargas de compresión. El comportamiento de estos muros puede interpretarse así: al tener diferentes rigideces estos materiales experimentarán deformaciones distintas al verse sometidos a un mismo esfuerzo, por lo tanto, el material menos deformable (los ladrillos) restringe las deformaciones transversales del material más deformable (el mortero), induciendo en este último, esfuerzos de compresión en la dirección transversal, al mismo tiempo que por la segunda ley de Newton se inducen esfuerzos de tensión en los bloques de arcilla cocida, esfuerzos que disminuyen la resistencia de los bloques respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado.

En el ensayo que se le realiza a la mampostería para estimar su resistencia a compresión se usan muretes o pilas de piezas superpuestas unidas por mortero para una relación altura espesor igual a cuatro. Se ha encontrado que el modo de falla predominante es la formación de grietas verticales en las piezas, producida por las deformaciones transversales.

Los factores que más influyen sobre la resistencia a compresión son:

1. Tipo y geometría de los ladrillos: El muro experimenta la misma resistencia a la compresión del bloque aislado si el área de la perforación o aligeramiento (para cualquier forma comercial poligonal o circular) es menor al 20% del total de la

sección. Por el contrario, sobrepasarse este límite, la resistencia del muro puede llegar a ser hasta un 60% más baja que la experimentada la unidad aislada.

2. Características del mortero de pega: Como se ha referido en párrafos anteriores, la resistencia a la compresión del mortero de liga no influye en la resistencia a la compresión del muro cuando esta resistencia en el mortero se encuentra entre un rango bastante amplio. Pero propiedades como deformabilidad y adherencia si tienen gran importancia al ejercer sobre el bloque restricción a la deformación lateral, sometiendo un estado de triaxialidad de esfuerzos. Otra característica importante es el espesor de la capa de pega, pues entre mayor sea esta, mayor será el desplazamiento entre hileras de ladrillos produciendo así derivas excesivas y esfuerzos secundarios indeseables. Las pruebas muestran que si la relación junta de mortero a la altura de la unidad es alta el fallo será de deslizamiento en la junta.

3. La humedad y absorción de la unidad: Para que los capilares que existen en el bloque no absorban el agua de mezcla del mortero es necesario que los ladrillos estén saturados en el momento de la construcción.

Tabla 4 Características de los componentes de la mampostería. Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995)

Características Unidades	Características Mortero	Paneles de Mampostería
Resistencia	Resistencia	Colocación
Absorción	Espesor	Hechura
Humedad	Relación agua-cemento	Dirección de carga
Relación altura espesor	Deformabilidad	Adherencia
Geometría	Retentividad de agua	

Aunque existe un número considerable de expresiones para cuantificar la resistencia a compresión de la mampostería en función de las propiedades de los materiales componentes, a continuación se hará referencia en solo dos:

1. Expresiones empíricas producto del modelamiento estadístico de datos resultantes en pruebas de laboratorio, de las cuales se hace hincapié en la fórmula de Hendry (1990),

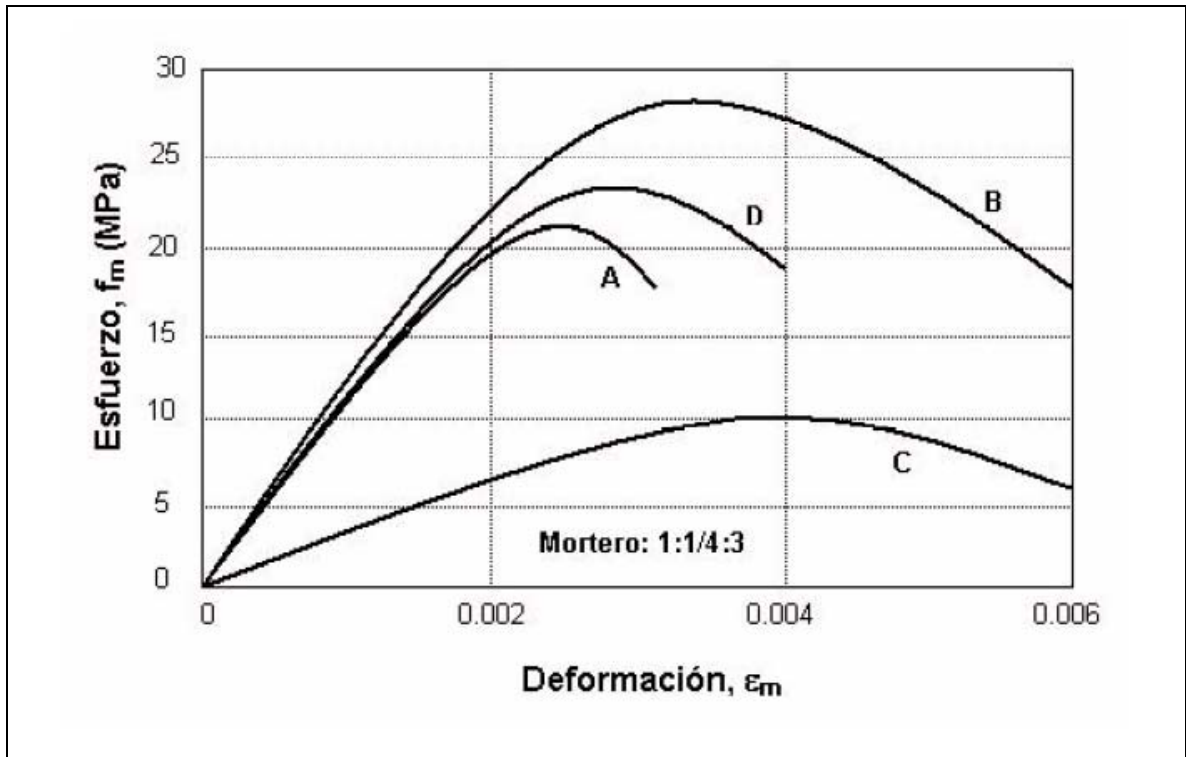
$$f'_m = C_m \cdot \psi \cdot (C_f \cdot f'_{cb})^{0.75} (f'_j)^{0.25} \quad (4.4)$$

$C_m$  es un factor que depende de la continuidad de la mampostería,  $\psi$  es un factor que permite resistencias bajas en la mampostería,  $C_f$  es un factor de forma,  $f'_{cb}$  y  $f'_j$  son la resistencia a la compresión de las unidades y del mortero respectivamente.

2. Expresiones analíticas que expresan la resistencia e compresión de la mampostería en función de la resistencia a compresión del mortero, resistencia a compresión de las unidades, de la resistencia a la tracción de las unidades, el ancho de la junta de mortero, la altura de las unidades de mampostería, y los módulos de elasticidad del mortero y las piezas.

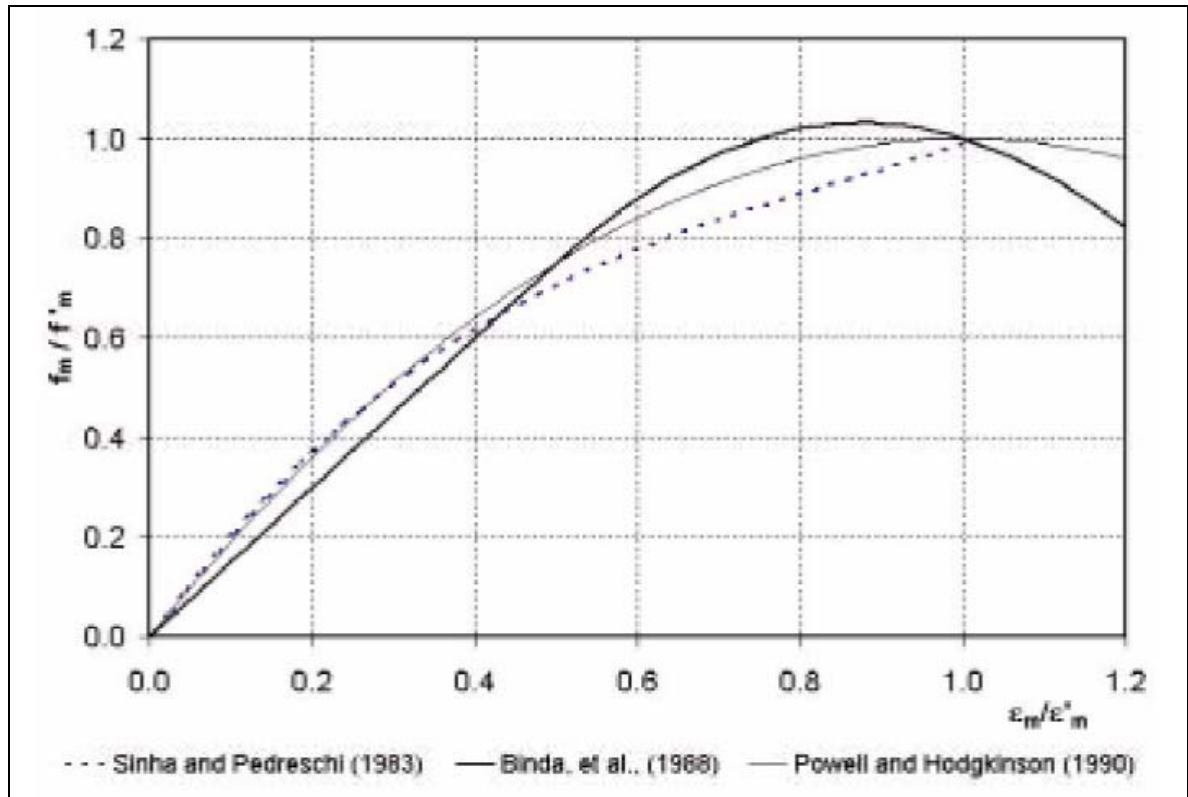
**4.3.1 Diagrama esfuerzo-deformación de muros de mampostería.** En la figura 11 que se muestra abajo se puede observar varias curvas para diferentes ladrillos (A: Ladrillos perforados, B, C y D: ladrillos sólidos) con una misma mezcla de mortero (proporción de cemento: limo: arena = 1: ¼: 3). Se observa que los muros de ladrillos perforados no exhiben las menores resistencias y que no hay una relación directa de los esfuerzos y deformaciones.

Figura 11 Relaciones esfuerzo deformación para la mampostería en compresión. Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995)



Para poder observar la tendencia de las curvas esfuerzo-deformación para diferentes morteros e incluso distintos tipos de bloques se muestra a continuación en la figura 12 curvas normalizadas por los valores correspondientes de esfuerzo máximo a la compresión y su deformación correspondiente.

Figura 12 Curvas normalizadas para la resistencia a compresión de la mampostería. Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995)



**4.3.2 Módulo de elasticidad de la mampostería.** Debido a que este módulo es obtenido en pruebas de laboratorio, su definición está ligada a una descripción geométrica de la pendiente de la gráfica Esfuerzo-Deformación que de ninguna manera es una línea recta. Las metodologías de experimentos nos presentan varias opciones para estimar, de una manera estandarizada, el valor de la pendiente de esta curva cuando no presenta una relación lineal. Existe entonces la definición de módulo secante de elasticidad como una alternativa para estos casos, pero como se sabe cada investigador es libre de proponer entre que puntos traza la secante, por lo que hay muchas definiciones de este módulo. Sin embargo, para niveles de esfuerzos bajos y medios, las diferentes definiciones muestran diferencias ignorables. En la tabla 5 se muestran diferentes expresiones empíricas para el módulo de elasticidad.

Tabla 5 Expresiones empíricas para  $E_m$ . Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995)

<b>Autores</b>	<b>Valor de <math>E_m</math></b>
Paulay y Priestley, 1992	$750f'_m$
San Bartolomé, 1990	$500f'_m$
Sinha y Pedreschi, 1983	$1850f_m'^{0.83}$
Hendry, 1990	$2116\sqrt{f'_m}$

Pero no solo existen ecuaciones empíricas para obtener este valor. Se hallan pues en la literatura ecuaciones provenientes de un desarrollo analítico profundo basado en las propiedades de deformación de los bloques y el mortero de pega. La ecuación siguiente es una de las más acertadas.

$$E_m = E_b \frac{\frac{b}{j} + 1}{\frac{b}{j} + \frac{E_b}{E_j}} \quad (4.5)$$

$E_b$  es el módulo de elasticidad de la unidad,  $b$  es la altura de la unidad,  $j$  es el espesor de la junta de mortero y  $E_j$  es el módulo de elasticidad del mortero.

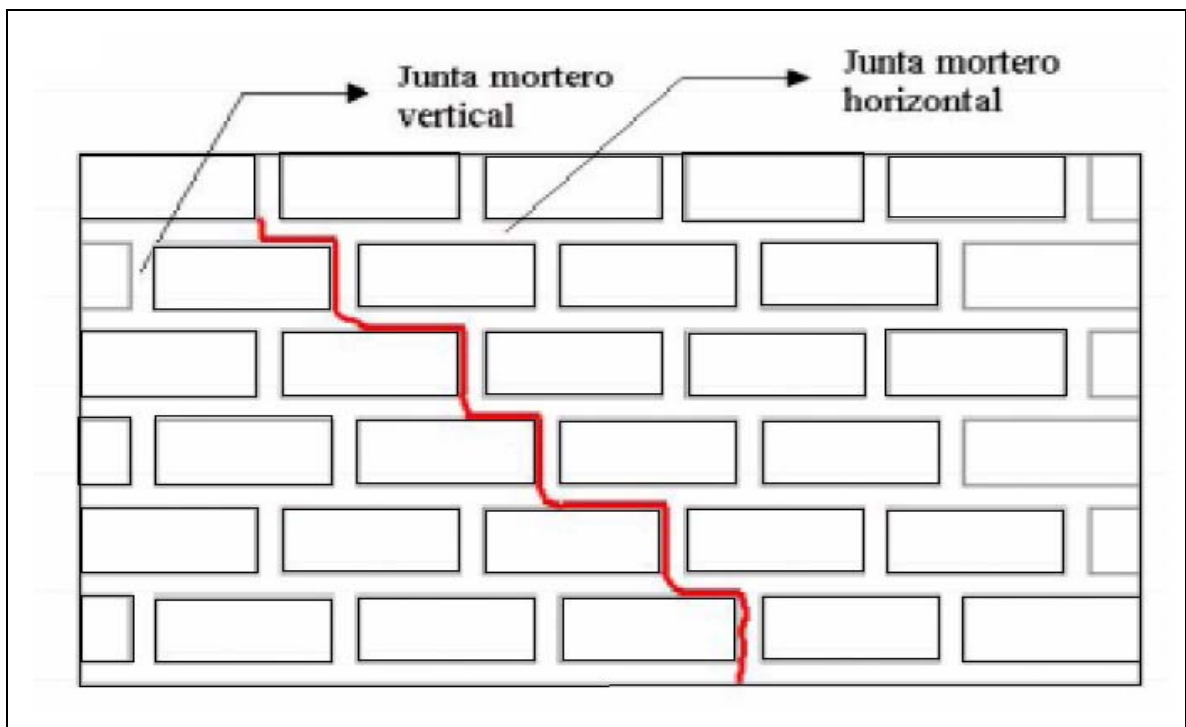
#### **4.4 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA A CORTANTE**

La respuesta del muro a los esfuerzos de cortante cuando este es sometido a un estado de esfuerzo biaxial, es el caso que importa en la práctica, ya que, en una vivienda con este tipo de sistema estructural, los muros de mampostería se verán en todos los casos, soportando globalmente cargas que inducirán un estado de esfuerzos aproximadamente plano. El caso del análisis del esfuerzo cortante puro no tiene aplicación.

La falla frágil de los bloques de mampuestos y la deformabilidad del mortero de pega, hacen que las formas de falla del muro de mampostería resulten a partir de la combinación de grietas de tensión diagonal cruzando las unidades y las grietas a lo largo de las interfaces mortero-unidad. Las tipologías de fallo en un muro de mampostería son:

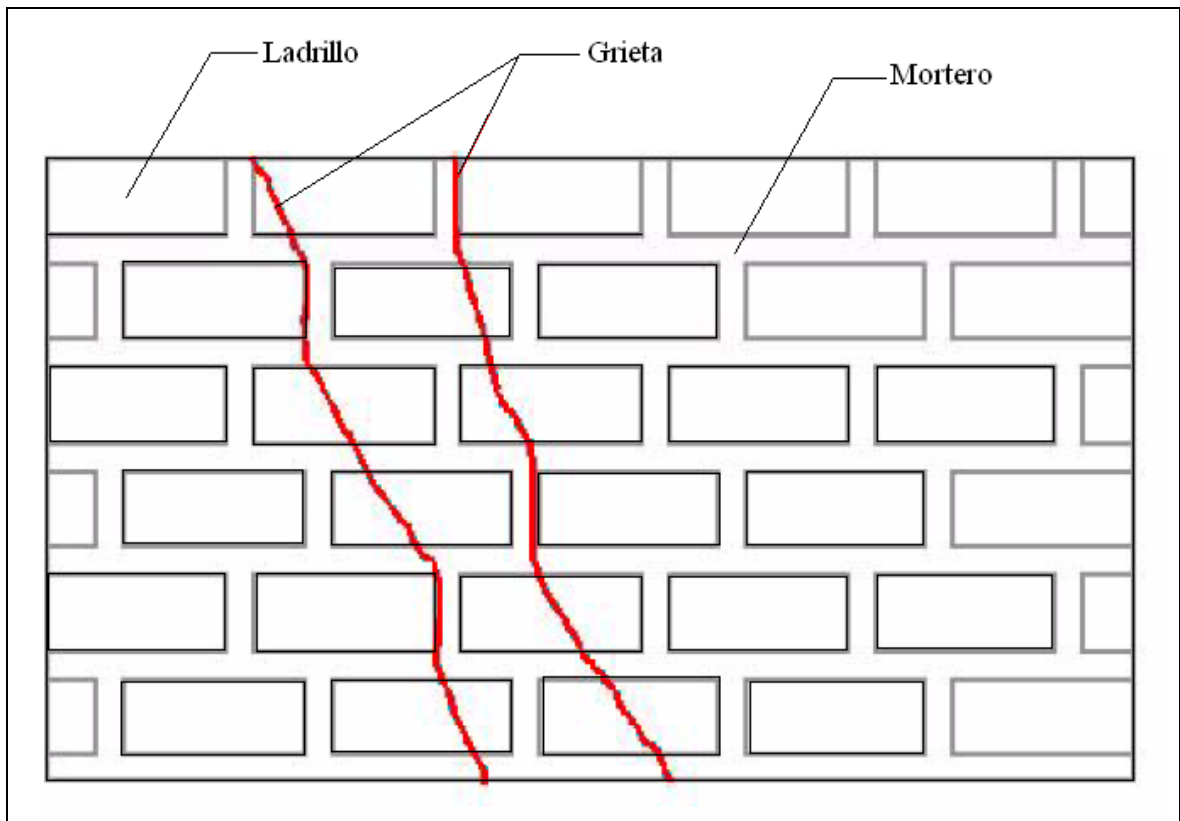
1. Falla por Fricción-Cortante: ocurre cuando los esfuerzos normales de compresión son bajos y la adherencia en la interfase de las juntas es baja produciéndose un deslizamiento en las juntas horizontales. La forma típica de esta falla es en forma escalonada y tiene su inicio en algún plano de junta vertical donde la debilidad siempre es mayor debido a la contracción del mortero que genera vacíos y concentración de esfuerzos. La figura 13 muestra un esquema de este tipo de falla

Figura 13 Esquema representativo de la falla fricción-cortante



2. Falla por Tensión Diagonal: Cuando el rango de trabajo de las cargas verticales sobre el muro es moderado, la resistencia del mortero a corte se aumenta debido a los esfuerzos de compresión, se genera un estado de esfuerzo plano con un elementos sometidos diferenciales sometidos a esfuerzos axiales y de corte en los bloques. Por lo tanto las grietas se producen en las unidades a verse estas sometidas a tensión diagonal por el estado de esfuerzos generado. La falla inicia en algún punto de una junta vertical débil liberando esfuerzos que son absorbidos por los bloques que pertenecen a los traslapos inmediatos aumentando en estos las fuerzas a las que se ve sometido hasta el punto de llevarlo a la falla con la consiguiente liberación de esfuerzos. De inmediato otra junta se recarga y falla. Este es el mecanismo de la falla por tensión diagonal y se ilustra en la figura 14.

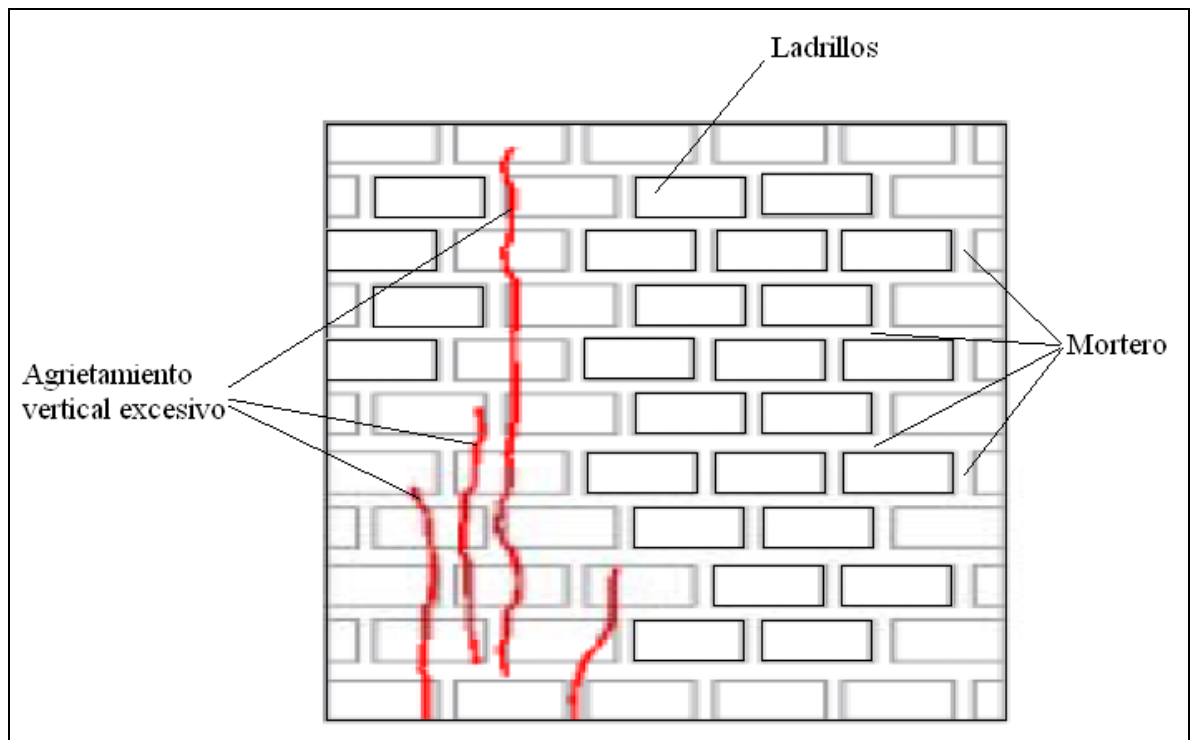
Figura 14 Esquema de fallo por tensión diagonal



3. Falla por compresión: Para valores de carga vertical muy altos, es decir, valores que se acercan al esfuerzo máximo de las unidades por aisladas, el esfuerzo a compresión en el muro es tan alto que llega a generar rompimiento de la mampostería como lo muestra la figura 15. Esta situación de falla es típica para valores de esfuerzo normal muy superiores al esfuerzo cortante del mortero. La expresión 3.6 propuesta por Mann y Müller (1982), se presenta como condición límite para que se inicie esta tipología de falla.

$$f_n > 8\tau \quad (4.6)$$

Figura 15 Esquema de la falla por aplastamiento.



#### 4.4 RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA MAMPOSTERÍA

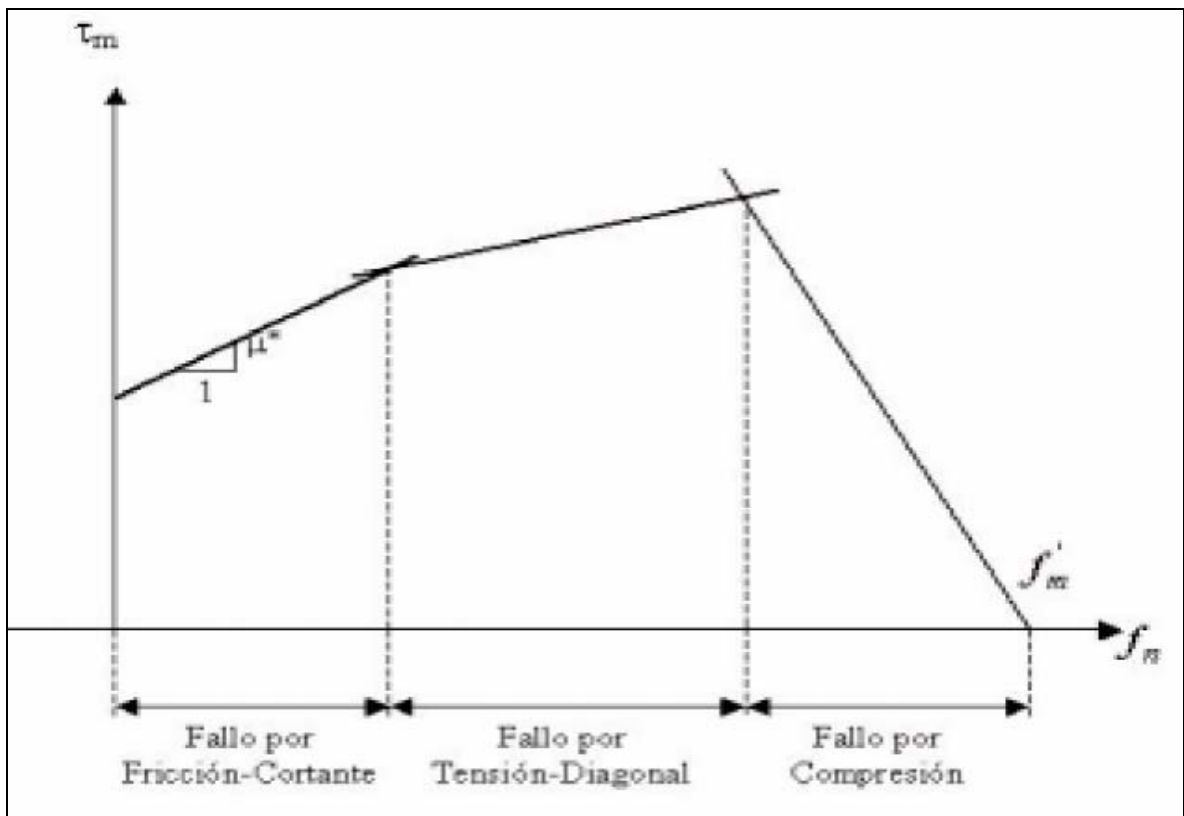
Por ser la mampostería un elemento estructural compuesto de dos fases de diferentes materiales, además de las resistencias a cortante internas de cada

material aislado, experimenta un tipo de resistencia que compromete a la interfase de unión y que, como cualquier superficie de contacto entre dos materiales en el cual uno se solidifica en la superficie del otro, rigen los fenómenos de adherencia y de fricción de Coulomb. Debido a la geometría del acoplamiento la siguiente expresión propuesta por Paulay y Priestley, expresa la resistencia al corte como:

$$\tau_m = \tau_0 + \mu \cdot f_n \quad (4.7)$$

A pesar de que la ecuación 4.7 ha sido tomada como instrumento de modelamiento por muchos códigos, se muestra a continuación la expresión 4.8 como modelos que consideran cada mecanismo de falla. La gráfica 16 muestra la curva envolvente de las ecuaciones de la expresión 4.8

Figura 16 Curva envolvente de acuerdo con la teoría de falla propuesta por Mann y Müller (1982).  
Extraído de Juan Diego Jaramillo (1995)



$$\tau_m = \tau_0^* + \mu^* \cdot f_n \quad \text{Fallo fricción – cortante}$$

$$\tau_m = \frac{f'_{tb}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad \text{Fallo tensión diagonal} \quad (4.8)$$

$$\tau_m = (f'_m - f_n) \frac{d}{2b} \quad \text{Fallo aplastamiento}$$

**4.4.1 Factores que afectan la adherencia en la interfase.** No se sabe con exactitud cuantos parámetros afectan la adherencia, ni cómo se interrelacionan para tal hecho, mas aquí se exponen los más importantes entre los pocos que se han analizado:

1. En las unidades: Porosidad, tasa inicial de absorción de agua, rugosidad de la superficie, contenido de humedad y la reactividad química
2. En el Mortero: Características de la arena, la relación limo-cemento, la retentividad de agua, el contenido de agua y la presencia de aditivos.

**4.4.2 Deformabilidad al cortante.** El comportamiento de las juntas horizontales y verticales, y la trabazón de entre las unidades, son factores que influyen de en una mayor medida que las propiedades deformacionales de los bloques que son muy rígidos en comparación con el mortero.

Al suponer a la mampostería un material isotrópico se puede expresar el módulo de de cortante según la teoría de la elasticidad así:

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} \quad (4.9)$$

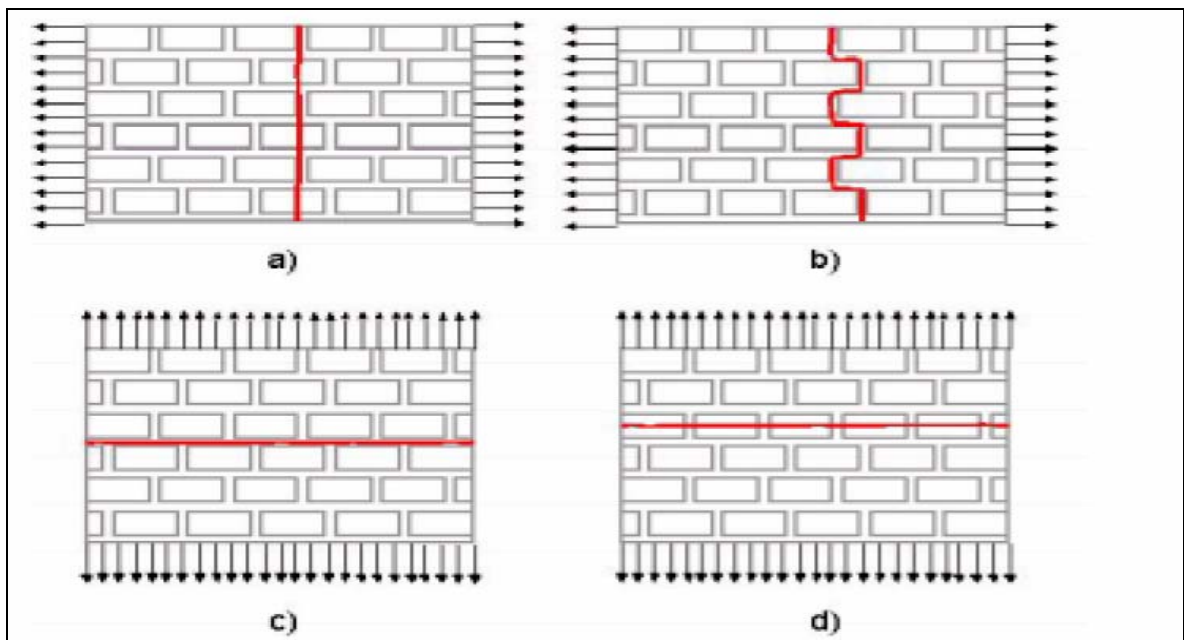
Donde la relación de Poisson  $\nu_m$  varía entre 0.10 y 0.25.

Se ha observado que este módulo depende de: 1) el tipo de unidad, 2) la clase de mortero y 3) el contenido de humedad de las unidades cuando se colocan.

#### 4.5 RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA A TENSIÓN

Nuevamente la resistencia de la mampostería a cualquier tipo de carga a la que se vea sometida está regida por la resistencia de la interfase mortero- unidad. El hecho de que el esfuerzo a tracción intente separar los elementos induce a pensar que la adhesión de esta interfase, que es la zona menos resistente de la mampostería, el parámetro que controla el fenómeno. El factor principal que identifican algunos investigadores como uno de los más influyentes es la absorción de agua de las unidades. La figura 17 que muestra los patrones de falla según la dirección de la carga de tensión aplicada.

Figura 17 Modos de falla a tensión de la mampostería. a) y d) Grietas completamente verticales que atraviesan completamente las unidades, b) y c) Grietas que no afectan las unidades, solo las juntas.



#### **4.6 MAMPOSTERÍA SOMETIDA A ESFUERZOS DE FLEJO-COMPRESIÓN Y CORTANTE**

Al ser sometidos los paneles de mampostería a cargas de compresión y cargas laterales, como lo obligan las condiciones de diseño, se induce en estos esfuerzos combinados de compresión y cortante, los que, por motivos del momento generado por la fuerza transversal, se ven afectados por los esfuerzos axiales típicos de la flexión. Como se ha mostrado en párrafos anteriores, el solo aplicar cargas verticales sobre el muro genera esfuerzos cortantes debido al comportamiento de la unión de dos materiales de muy diferente rigidez en un solo elemento estructural. Al agregarse al sistema gravitacional de fuerzas una carga vertical, a los esfuerzos ya mencionados, se le suman esfuerzos de corte directo (que recargarán los existentes) y esfuerzos axiales de compresión y de tensión productos del efecto de volteo que sobre el muro ejerce la fuerza horizontal. Se corre el peligro que, debido a la variación longitudinal del esfuerzo de compresión a lo largo de la mampostería, se presenten simultáneamente varios tipos de falla ya mencionados.

#### **4.7 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE LA MAMPOSTERÍA**

Se extrae los siguientes datos del documento titulado "REPARACIÓN Y REFUERZO POR MEDIO DE FLEJES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA PARA VIVIENDA DE BAJO COSTO: ESTUDIO EXPERIMENTAL" cuyos autores son: Horacio Ramírez de Alba, profesor e investigador, Centro de Investigación de Ingeniería Estructural. Facultad de Ingeniería UEAM, Toluca, México, y B. Bricia Carreón Guardado, Egresada con beca CONACYT de la Maestría en Estructuras de la Facultad de Ingeniería, UEAM, Toluca, México, con el fin de ilustrar el comportamiento de la mampostería sin confinar y de la mampostería confinada bajo cargas cíclicas verticales por medio de la prueba de compresión diagonal.

En las pruebas se usó muros de 2.60m de largo y de 2.3m de altura, y como confinamiento elementos rígidos de 3.10m de largo por 0.50m de ancho y 0.30m de peralte como cimentación. Los muros confinados tenían vigas y columnas de 0.15m por 0.12m, con 4 varillas corrugadas de 100mm grado 42 y estribos de barras lisas de 6mm con espaciado de 15mm. Las figuras 18 y 19 muestran el comportamiento histerético del muro tipo sin confinamiento y del muro tipo confinado.

Figura 18 Comportamiento de muro de mampostería simple

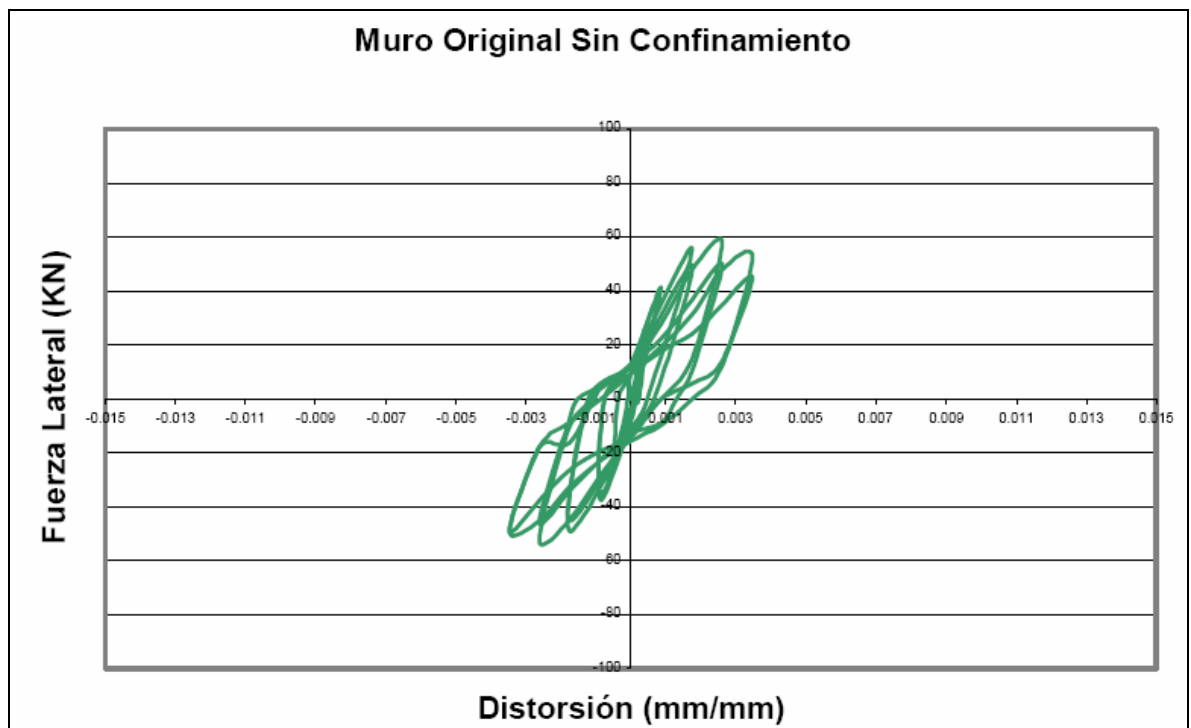
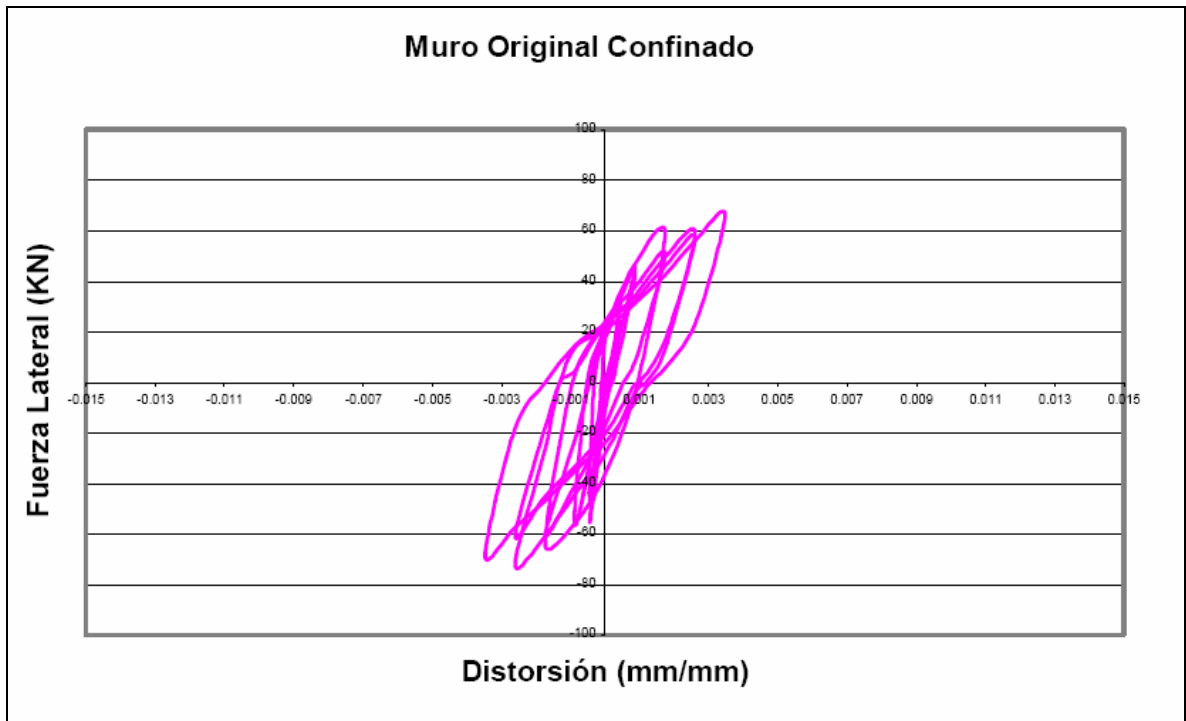


Figura 19 Comportamiento histerético del muro confinado



La tabla 6 resume algunas de las propiedades obtenidas en las pruebas e ilustradas en las figuras anteriores.

**Tabla 6. Tabla resumen del comportamiento histerético de muros de mampostería confinado y sin confinar**

Tipo muro	Ductilidad	Ancho de grieta final	Primera grieta	Pérdida de rigidez global
Sin confinar	1.33	1 a 7mm	ciclo 6	65.00%
Confinado	1.33	1.5mm	ciclo 7	62.71%

## **5. ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA APLICANDO EL MÉTODO DE ZEEVAERT**

En las páginas siguientes se aplicarán todos los conceptos expuestos en capítulos anteriores con el fin de modelar el comportamiento de vigas de cimentación soportadas por suelos compresibles y los efectos que esta interacción ejerce sobre los muros que estas vigas soportan. Lo complicado del comportamiento de la mampostería por ser un material compuesto, la falta de unificación en las teorías sobre sus propiedades y la poca bibliografía encontrada, hacen que en las secciones 5.2 y 5.3, que tratan estos temas, solo se realicen estimaciones cualitativas sobre el comportamiento de la mampostería sometida a los asentamientos diferenciales de su viga de cimentación, basadas en las hipótesis de la Resistencia de Materiales y en las anotadas en el capítulo anterior.

### **5.1 ANÁLISIS DE VIGAS DE CIMENTACIÓN**

De ahora en adelante se trabajará con dos tipos de suelos. Un suelo rígido, indeformable, cuya respuesta a la carga es uniforme o uniformemente variada, que se usará como material soportante para los casos en los que se modele con las hipótesis del método rígido; y otro suelo, estratificado, flexible, deformable, con respuestas que varían en las direcciones longitudinal y vertical, elástico y continuo, usado en los modelos donde se quiere modelar la interacción suelo estructura.

Para este último se definen la profundidad del punto medio de los estratos y su índice de compresibilidad volumétrica en la tabla 7.

Tabla 7 Propiedades del suelo compresible tipo usadas en los cálculos

COMP. VOL (m <sup>3</sup> /N)	ESTRATO N°	PROFUNDIDAD (m)
1.15E-06	1	0.3
8.5E-07	2	1.2
1.55E-06	3	2
4.5E-07	4	3

**5.1.1 Deformada de una viga bajo su propio peso.** Se modelaron 6 vigas de cimentación con el fin de obtener su deformada por medio del método de Zeevaert, con el fin de observar los asentamientos diferenciales que presenta una viga soportada por un suelo elástico sometida a una carga uniforme. Las especificaciones de cada viga se han consignado en la tabla 8. El módulo de elasticidad de todas las vigas es de  $E=1.69 \times 10^{10}$  N/m<sup>2</sup>

Tabla 8 Resumen de los casos analizados

Viga N°	Longitud	Sección (bxh en metros)	Carga uniforme (N/m)	Rigidez EI (N/m <sup>2</sup> )
1	2 m	0.25 x 0.35	2060.1	15095572.92
2	2 m	0.30 x 0.40	2825.28	27040000.00
3	4 m	0.35 x 0.40	3296.16	31566666.67
4	4 m	0.30 x 0.40	2825.28	27040000.00
5	6 m	0.35 x 0.40	3296.16	31566666.67
6	6 m	0.30 x 0.40	2825.28	27040000.00

A continuación se muestra la tabla 9, la tabla 10 y la tabla 11 donde se calcula, según el número de segmentos a dividir, la longitud que la viga adquiere al ser modelada por el método de Zeevaert.

Tabla 9 Longitud del modelo Lm para las vigas N°1 y N°2

Longitud real =	2	Lm =	1.85714286
Nod =	12	Lamb/2 =	0.07142857
# Lambdas reales =	14	M1 =	0
Lambda =	0.14285714	M2 =	0

Tabla 10 Longitud del modelo Lm para las vigas N°3 y N°4

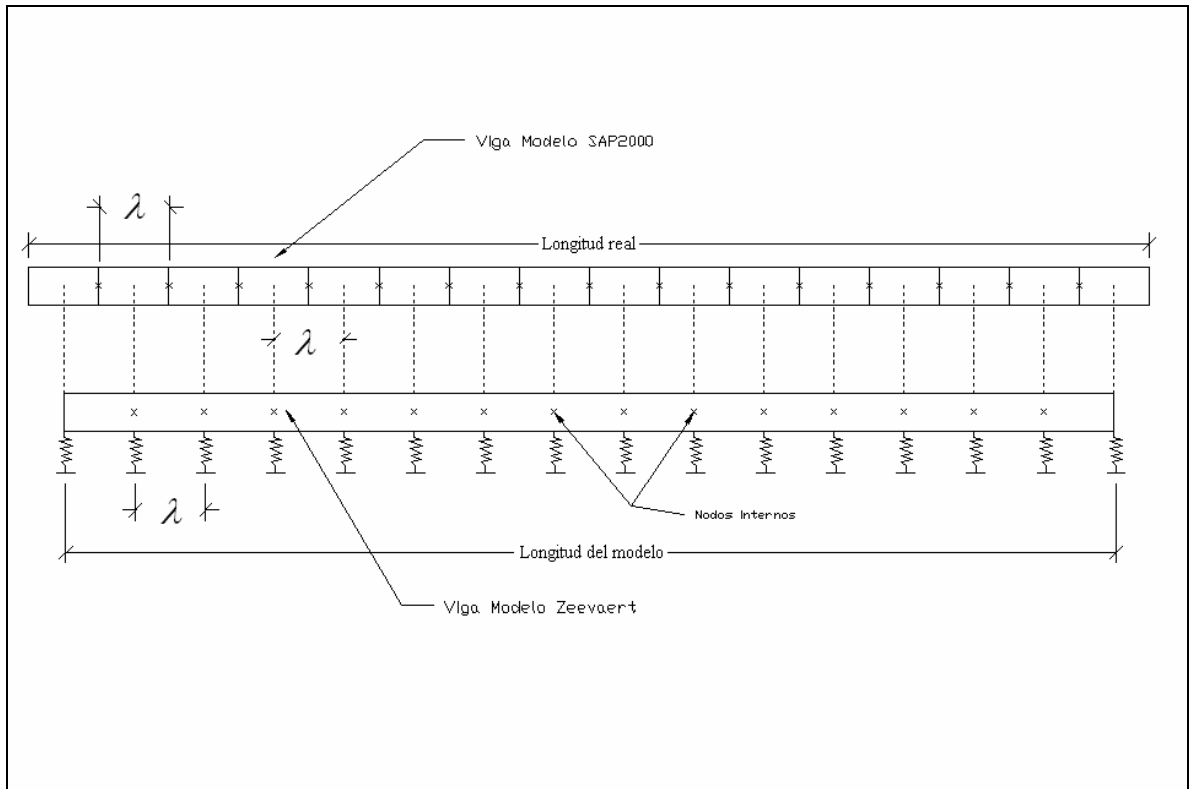
Longitud real =	4	Lm =	3.71428571
Nod =	12	Lamb/2 =	0.14285714
# Lambdas reales =	14	M1 =	0
Lambda =	0.28571429	M2 =	0

Tabla 11 Longitud del modelo Lm para las vigas N°5 y N°6

Longitud real =	6	Lm =	5.625
Nod =	14	Lamb/2 =	0.1875
# Lambdas reales =	16	M1 =	0
Lambda =	0.375	M2 =	0

Se hace hincapié en las dimensiones del modelo. En las tablas anteriores se denomina longitud real, a la distancia entre los ejes de columnas de confinamiento de cada panel, es decir, es la longitud del modelo estructural. Para ilustrar los conceptos de las tablas anteriores se muestra la figura 20 a continuación.

Figura 20 Longitud real y longitud del modelo según la hipótesis de Zeevaert.



Analíticamente se pueden relacionar las variables de la figura 1 por medio del siguiente desarrollo. Con estas expresiones se editó las tablas 9, 10, 11.

$$L_m = L_R - \lambda \quad (5.1)$$

$$\lambda = \frac{L_R}{N_{seg}} \quad (5.2)$$

$$N\lambda_m + 1 = N\lambda_R \quad (5.3)$$

En donde:

$N_{seg}$ . = Número de segmentos en los que se quiere dividir la viga real (Modelo estructural). Es igual a  $N\lambda_R$

$\lambda$  = Longitud de los segmentos. Es de igual magnitud para los dos modelos.

$L_R$  = Longitud real. Longitud del modelo estructural.

$L_m$  = Longitud de la viga en el modelo Zeevaert.

$N \lambda_m$  = Número de lambdas en el modelo Zeevaert,

Nod = Número de nodos internos.

Las deflecciones de cada viga de tabular en las tablas siguientes por pares de igual longitud

Tabla 12 Deflexiones de las vigas 2 y 3 bajo su propio peso

Coordenada	Deflexión viga 1 (m)	Deflexión viga 2 (m)
0.000	0.00398459	0.005322485
0.143	0.004017821	0.005377069
0.286	0.003985308	0.005321105
0.429	0.003990745	0.005330943
0.571	0.003987229	0.005323169
0.714	0.003990248	0.005328391
0.857	0.00398917	0.005326226
1.000	0.00398917	0.005326226
1.143	0.003990248	0.005328391
1.286	0.003987229	0.005323169
1.429	0.003990745	0.005330943
1.571	0.003985308	0.005321105
1.714	0.004017821	0.005377069
1.857	0.00398459	0.005322485

Tabla 13 Deflexiones de las vigas 3 y 4 bajo su propio peso

Coordenada	Deflexión viga 3 (m)	Deflexión viga 4 (m)
0.000	0.006989995	0.006147843
0.286	0.007044216	0.006218582
0.571	0.006995241	0.006155969
0.857	0.007023533	0.006183221
1.143	0.007024649	0.006187209

1.429	0.007027183	0.006189667
1.714	0.007028754	0.006191124
2.000	0.007028754	0.006191124
2.286	0.007027183	0.006189667
2.571	0.007024649	0.006187209
2.857	0.007023533	0.006183221
3.143	0.006995241	0.006155969
3.429	0.007044216	0.006218582
3.714	0.006989995	0.006147843

Tabla 14 Deflexiones de las vigas 5 y 6 bajo su propio peso

Coordenada	Deflexión viga 5 (m)	Deflexión viga 6 (m)
0.000	0.007330172	0.006457001
0.375	0.00738329	0.006479932
0.750	0.007371914	0.006493909
1.125	0.007398492	0.006514965
1.500	0.007413185	0.006528589
1.875	0.007424854	0.006539987
2.250	0.00743289	0.006547775
2.625	0.007436975	0.006551731
3.000	0.007436975	0.006551731
3.375	0.00743289	0.006547775
3.750	0.007424854	0.006539987
4.125	0.007413185	0.006528589
4.500	0.007398492	0.006514965
4.875	0.007371914	0.006493909
5.250	0.00738329	0.006479932
5.625	0.007330172	0.006457001

Para ilustrar la forma de la elástica de cada viga y poder visualizar la simetría, el máximo, y los puntos de inflexión, se muestran a continuación figuras con las deflectadas.

Figura 21 Deflectada de la viga 1. Exagerada

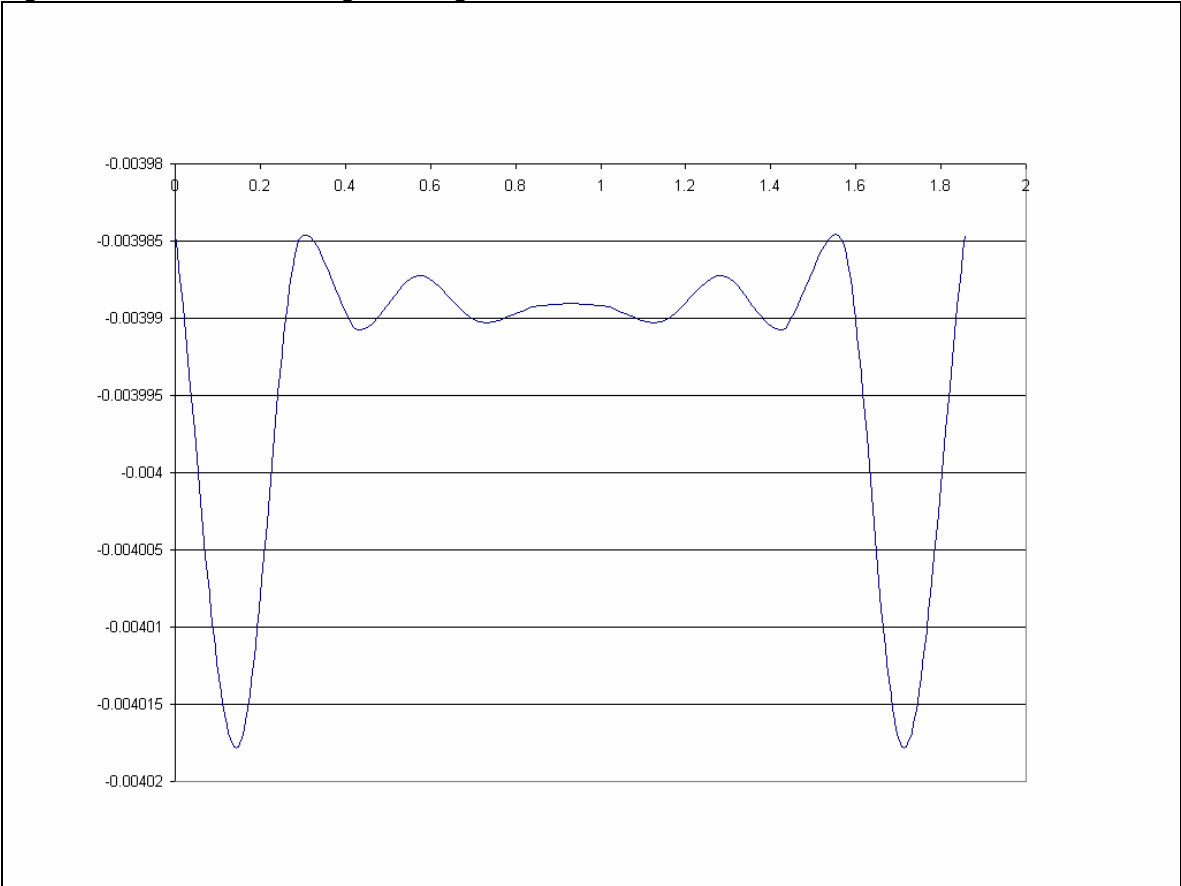


Figura 22 Deflectada de la viga 2. Exagerada

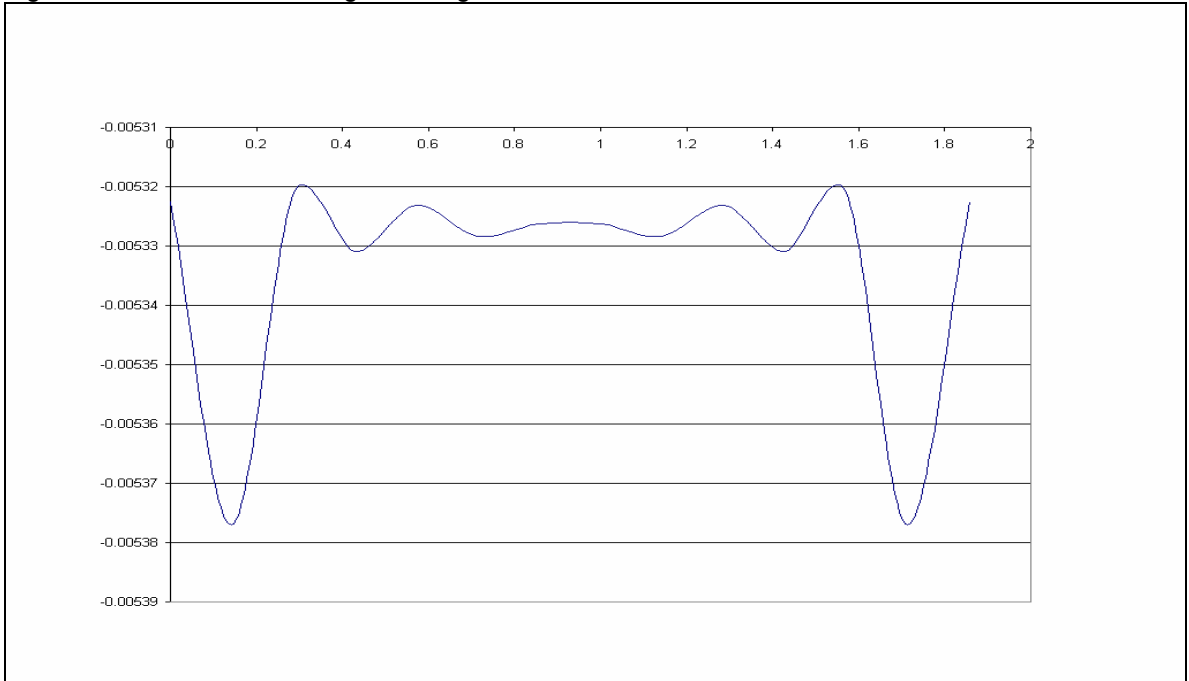


Figura 23 Deflectada de la viga 3. Exagerada

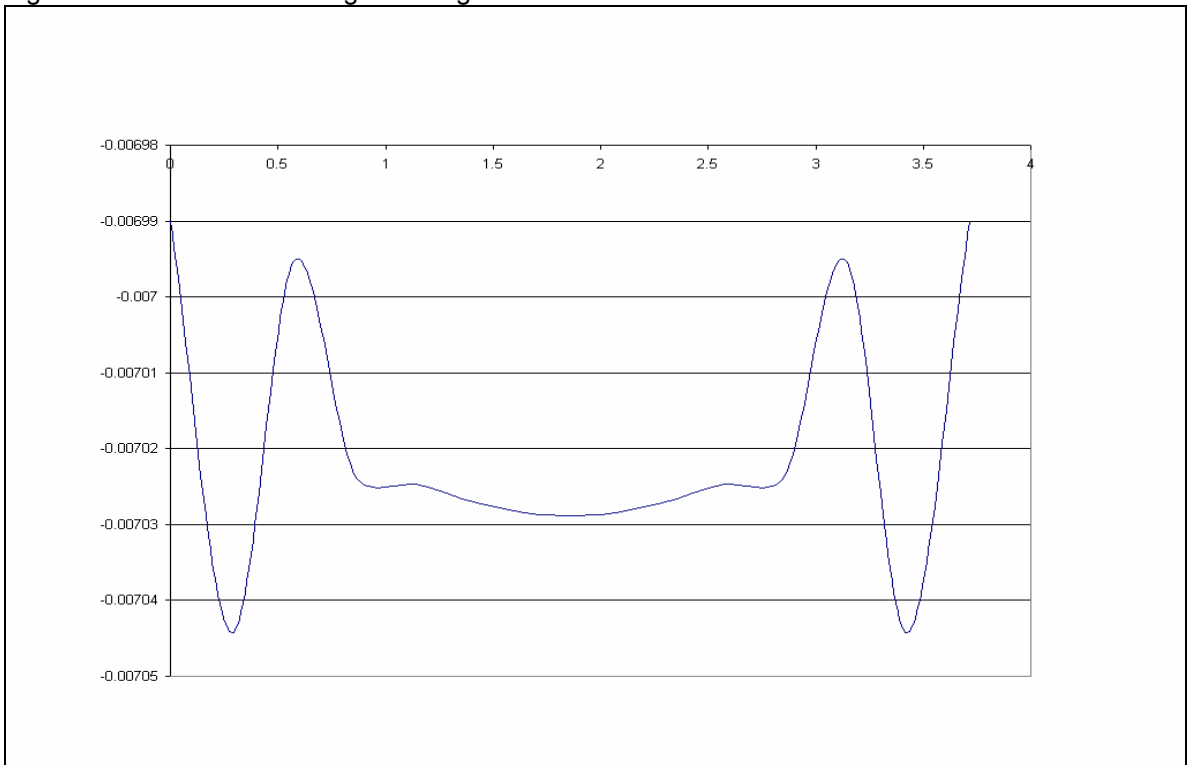


Figura 24 Deflectada de la viga 4. Exagerada

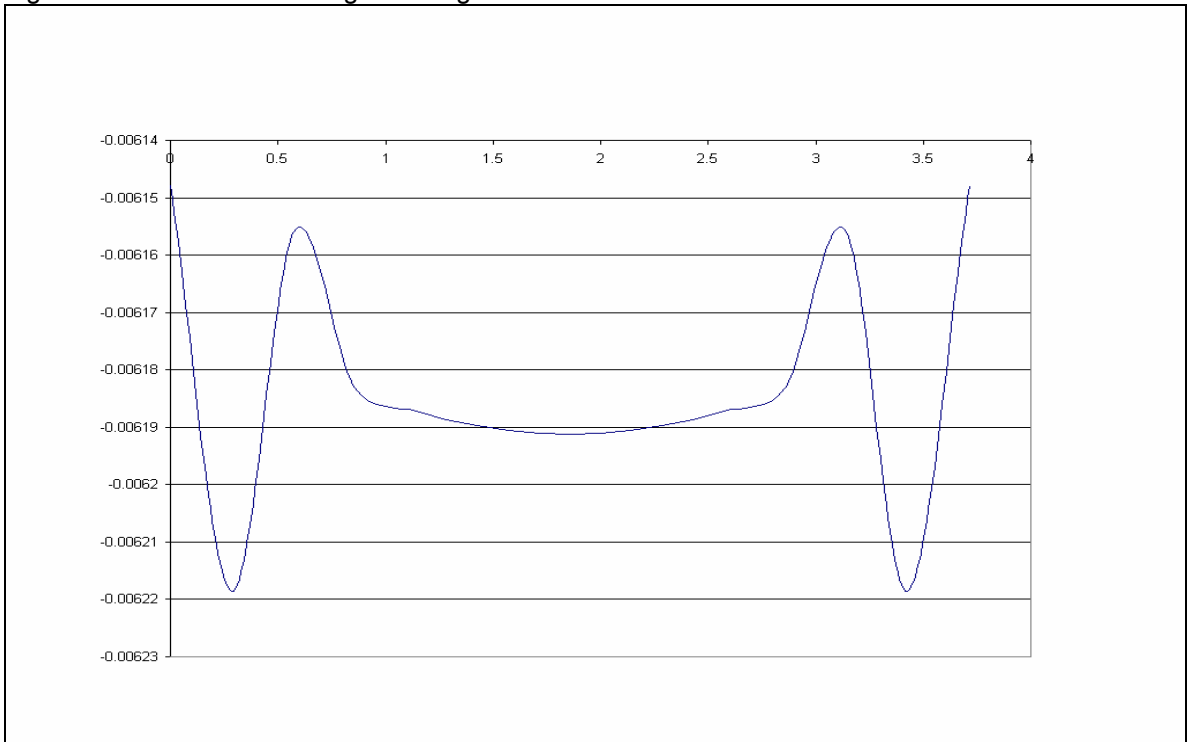


Figura 25 Deflectada de la viga 5. Exagerada

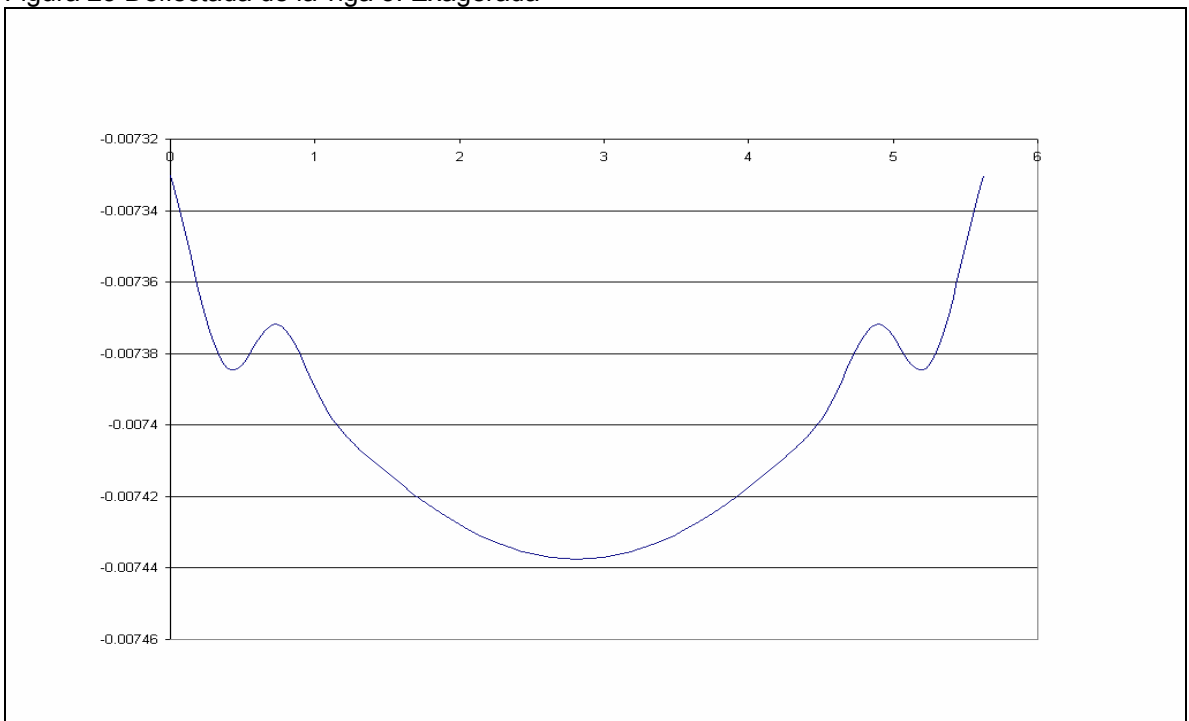
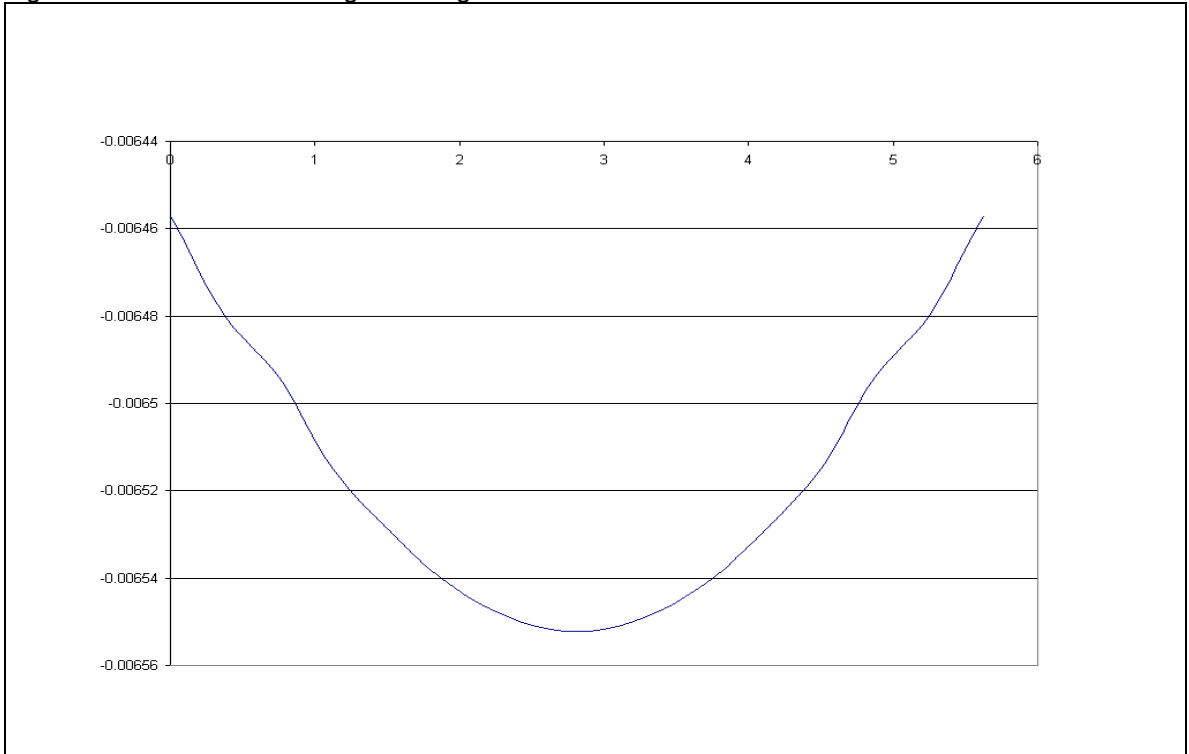


Figura 26 Deflectada de la viga 6. Exagerada



Los cambios bruscos de curvatura en las vigas se debe al comportamiento del suelo cohesivo sometido a las cargas que le impone un cimiento corrido (Ver figura 1). El método de Zeevaert genera una configuración de esfuerzos que produce estas deformadas. En la siguiente sección se tratará el tema.

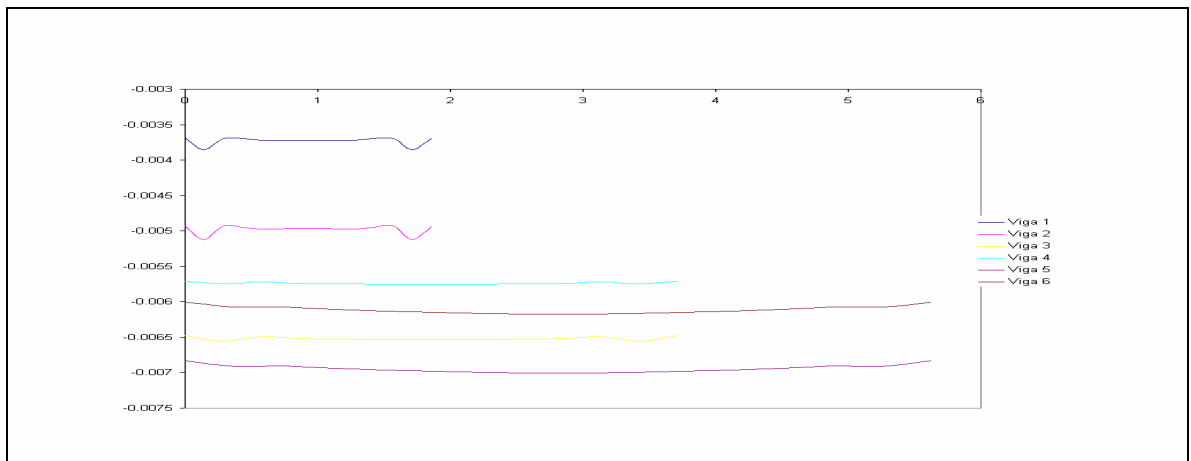
Una viga aérea que soporta solo su peso experimenta una deflexión que se relaciona con este de manera lineal; es así como al comparar la deflectada de dos vigas de diferente peso pero igual longitud e inercia su relación entre las deflexiones es la misma que entre los pesos, es decir, hay una relación lineal entre la carga y la deflexión. Por lo tanto si se escoge a la viga 5 para el análisis y ahora se le aplica una carga no igual a su propio peso sino dos veces este, se puede relacionar las deflectadas con las cargas aplicadas y deducir si este comportamiento de linealidad también existe en vigas apoyadas sobre suelos compresibles evaluadas según el método de Zeevaert. La tabla siguiente es el resultado del análisis aquí expuesto.

Tabla 15 Comparación entre las deflexiones de una viga bajo su propio peso y bajo dos veces este

Coordenada	Deflexión bajo w	Deflexión bajo 2w	Relación $\delta_{2w} / \delta_w$
0.000	0.007330172	0.014683398	2.00314515
0.375	0.00738329	0.01472455	1.99430739
0.750	0.007371914	0.014748837	2.00067949
1.125	0.007398492	0.014799939	2.00039941
1.500	0.007413185	0.01482709	2.00009715
1.875	0.007424854	0.014850132	2.00005715
2.250	0.00743289	0.01486603	2.00003368
2.625	0.007436975	0.014874108	2.00002119
3.000	0.007436975	0.014874108	2.00002119
3.375	0.00743289	0.01486603	2.00003368
3.750	0.007424854	0.014850132	2.00005715
4.125	0.007413185	0.01482709	2.00009715
4.500	0.007398492	0.014799939	2.00039941
4.875	0.007371914	0.014748837	2.00067949
5.250	0.00738329	0.01472455	1.99430739
5.625	0.007330172	0.014683398	2.00314515

La tabla 15 confirma las hipótesis usadas en el método de Zeevaert, en cuanto a la linealidad del modelo elástico usado para definir su metodología. La gráfica 27 muestra la deformada de las 6 vigas modeladas a una escala que permite ver una mejor perspectiva de la geometría de estas elásticas.

Figura 27 Deformadas de las vigas 1, 2, 3, 4, 5 y 6



**5.1.2 Reacciones de una viga bajo su propio peso.** Según el método rígido, el cual considera que tanto la viga como el suelo no sufren deflexiones, las presiones de contacto en la interfase suelo-fundación, cuando el sistema se somete a una carga uniforme (en este caso el peso de la viga), son también uniformes e iguales a la carga por unidad de área que representa a el peso de la viga (peso específico del concreto reforzado por profundidad del elemento), ver figura 26. Por otro lado, el método de Zeevaert propone que el comportamiento de la viga de cimentación sufre deformación junto con el suelo que la soporta, y que, las reacciones del suelo varían a lo largo del eje longitudinal de la viga, ver figura 27.

Figura 28 Presión de contacto de una viga rígida bajo su propio peso apoyada en un suelo rígido.

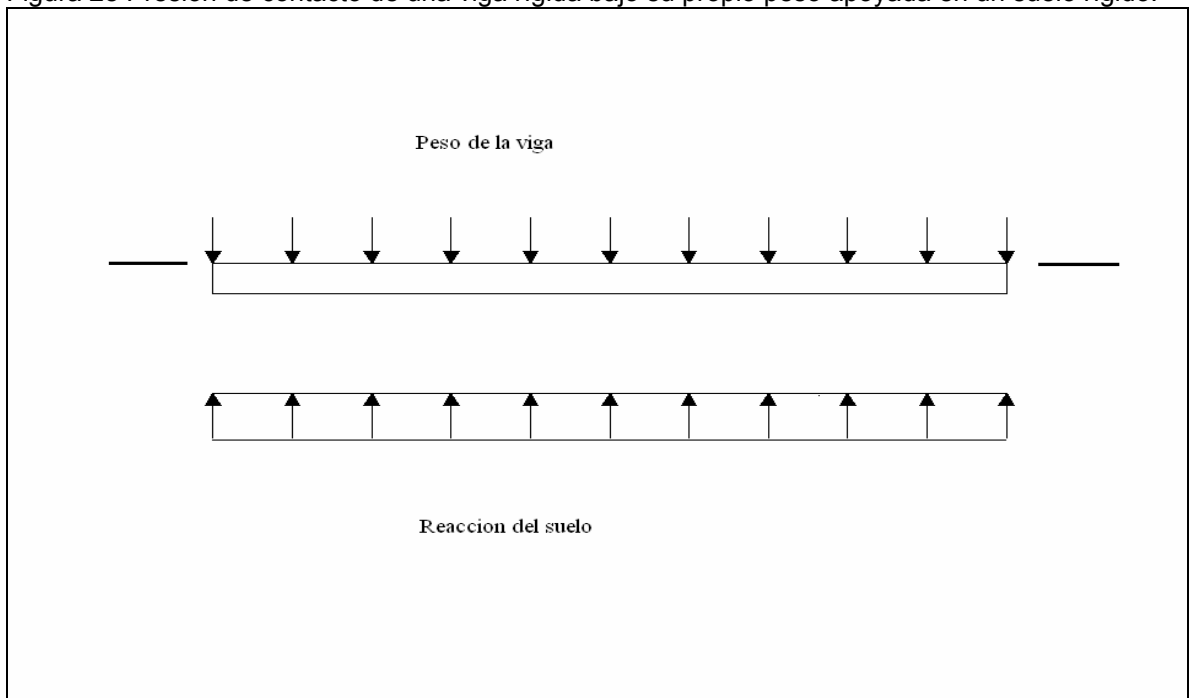
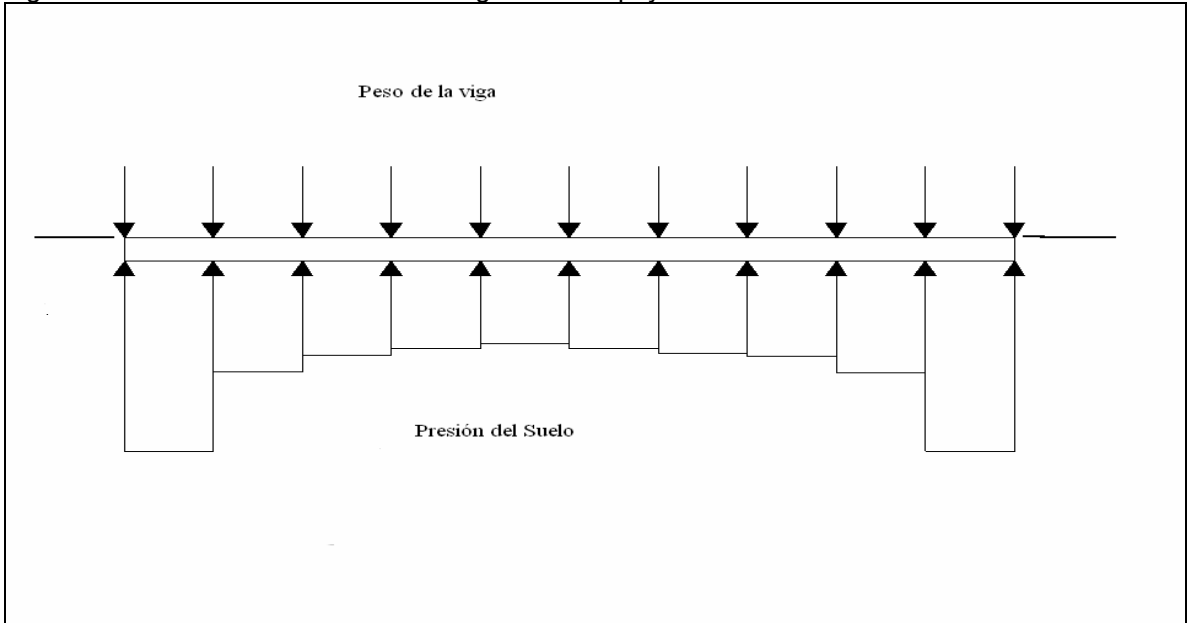


Figura 29 Presión de contacto de una viga flexible apoyada sobre un suelo flexible.



A continuación se muestra la tabla 16 a 21 donde se consignan los valores de reacción como carga puntual aplicada en la mitad de cada segmento, la presión por unidad de área en la interfase, y la carga por unidad de longitud para cada segmento en los que se ha dividido cada viga.

Tabla 16 Reacciones de la viga 1 bajo su propio peso

Coord	Reacción (N)	Esfuerzo (N/m <sup>2</sup> )	Carga (N/m)
0	728.598447	20400.7565	5100.18912
0.14285714	20.6967524	579.509065	144.877266
0.28571429	357.60993	10013.078	2503.2695
0.42857143	207.545869	5811.28433	1452.82108
0.57142857	261.974341	7335.28155	1833.82039
0.71428572	239.226359	6698.33805	1674.58451
0.85714286	244.448304	6844.5525	1711.13813
1.000	244.448304	6844.5525	1711.13813
1.143	239.226359	6698.33805	1674.58451
1.286	261.974341	7335.28155	1833.82039
1.429	207.545869	5811.28433	1452.82108
1.571	357.60993	10013.078	2503.2695
1.714	20.6967524	579.509065	144.877266
1.857	728.598447	20400.7565	5100.18912

Tabla 17 Reacciones de la viga 2 bajo su propio peso

Coord	Reacción (N)	Esfuerzo (N/m <sup>2</sup> )	Carga (N/m)
0	1004.44891	23437.1411	7031.14234
0.14285714	33.1843925	774.302491	232.290747
0.28571429	480.006996	11200.1632	3360.04897
0.42857143	292.293405	6820.17945	2046.05383
0.57142857	351.84211	8209.64922	2462.89477
0.71428572	330.686039	7716.00757	2314.80227
0.85714286	332.818154	7765.75692	2329.72708
1.000	332.818154	7765.75692	2329.72708
1.143	330.686039	7716.00757	2314.80227
1.286	351.84211	8209.64922	2462.89477
1.429	292.293405	6820.17945	2046.05383
1.571	480.006996	11200.1632	3360.04897
1.714	33.1843925	774.302491	232.290747
1.857	1004.44891	23437.1411	7031.14234

Tabla 18 Reacciones de la viga 3 bajo su propio peso

Coord	Reacción (N)	Esfuerzo (N/m <sup>2</sup> )	Carga (N/m)
0.000	1427.96666	14279.6666	4997.8833
0.286	840.741462	8407.41463	2942.59512
0.571	897.471386	8974.71387	3141.14985
0.857	869.349239	8693.4924	3042.72234
1.143	857.333013	8573.33014	3000.66555
1.429	851.126323	8511.26324	2978.94213
1.714	848.331914	8483.31915	2969.1617
2.000	848.331914	8483.31915	2969.1617
2.286	851.126323	8511.26324	2978.94213
2.571	857.333013	8573.33014	3000.66555
2.857	869.349239	8693.4924	3042.72234
3.143	897.471386	8974.71387	3141.14985
3.429	840.741462	8407.41463	2942.59512
3.714	1427.96666	14279.6666	4997.8833

Tabla 19 Reacciones de la viga 4 bajo su propio peso

Coord	Reacción (N)	Esfuerzo (N/m <sup>2</sup> )	Carga (N/m)
0	1210.87881	14126.9194	4238.07583
0.28571429	727.255322	8484.64543	2545.39363
0.57142857	768.103417	8961.20654	2688.36196
0.85714286	746.926956	8714.14784	2614.24435
1.14285714	736.728871	8595.17017	2578.55105
1.42857143	731.498632	8534.15072	2560.24522
1.71428571	729.167988	8506.95987	2552.08796
2.000	729.167988	8506.95987	2552.08796
2.286	731.498632	8534.15072	2560.24522
2.571	736.728871	8595.17017	2578.55105
2.857	746.926956	8714.14784	2614.24435
3.143	768.103417	8961.20654	2688.36196
3.429	727.255322	8484.64543	2545.39363
3.714	1210.87881	14126.9194	4238.07583

Tabla 20 Reacciones de la viga 5 bajo su propio peso

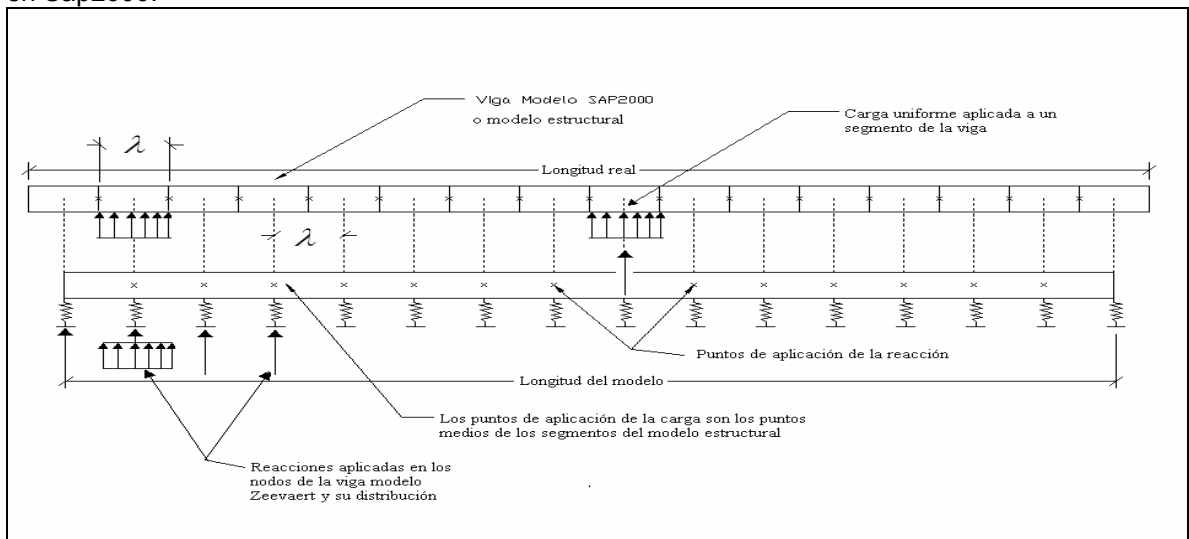
Coord	Reacción (N)	Esfuerzo (N/m <sup>2</sup> )	Carga (N/m)
0	1681.17525	12808.9543	4483.13399
0.375	1203.17999	9167.0856	3208.47996
0.75	1199.01501	9135.35245	3197.37336
1.125	1175.10421	8953.17496	3133.61123
1.5	1163.58641	8865.4203	3102.89711
1.875	1157.76636	8821.07701	3087.37695
2.25	1154.90976	8799.31244	3079.75935
2.625	1153.74301	8790.42297	3076.64804
3.000	1153.74301	8790.42297	3076.64804
3.375	1154.90976	8799.31244	3079.75935
3.750	1157.76636	8821.07701	3087.37695
4.125	1163.58641	8865.4203	3102.89711
4.500	1175.10421	8953.17496	3133.61123
4.875	1199.01501	9135.35245	3197.37336
5.25	1203.17999	9167.0856	3208.47996
5.625	1681.17525	12808.9543	4483.13399

Tabla 21 Reacciones de la viga 6 bajo su propio peso

Coord	Reacción (N)	Esfuerzo (N/m <sup>2</sup> )	Carga (N/m)
0	1432.23682	12730.9939	3819.29818
0.375	1025.76331	9117.89611	2735.36883
0.75	1031.42022	9168.17977	2750.45393
1.125	1008.52509	8964.66747	2689.40024
1.5	999.371099	8883.29866	2664.9896
1.875	994.669574	8841.50732	2652.4522
2.25	992.387006	8821.21783	2646.36535
2.625	991.466876	8813.0389	2643.91167
3.000	991.466876	8813.0389	2643.91167
3.375	992.387006	8821.21783	2646.36535
3.750	994.669574	8841.50732	2652.4522
4.125	999.371099	8883.29866	2664.9896
4.500	1008.52509	8964.66747	2689.40024
4.875	1031.42022	9168.17977	2750.45393
5.25	1025.76331	9117.89611	2735.36883
5.625	1432.23682	12730.9939	3819.29818

En las tablas 16 a 21, el valor de la coordenada ubica al punto medio de cada segmento en la viga de longitud real (modelo estructural). La figura 30 ilustra esta correspondencia entre el modelo Zeevaert y el modelo estructural.

Figura 30 Correspondencia entre las reacciones del modelo Zeevaert y el modelo estructural usado en Sap2000.



Como se demostrará en las figuras siguientes, esta configuración de fuerzas distribuidas que varían de magnitud de un segmento a otro, producen en la viga fuerzas cortantes y momentos flexionantes; pero al analizar la viga de cimentación sometida solo a su propio peso apoyada sobre un suelo rígido, la distribución de fuerzas reactivas es, como se ha explicado en páginas anteriores, la misma que las cargas aplicadas (carga uniforme de igual magnitud que el peso), por lo tanto, el valor de los cortantes y momentos es teóricamente cero. En seguida se muestran los diagramas de momento y corte para las vigas 1 a 6 analizadas en esta sección.

Figura 31 Diagrama de corte (en N) viga 1.

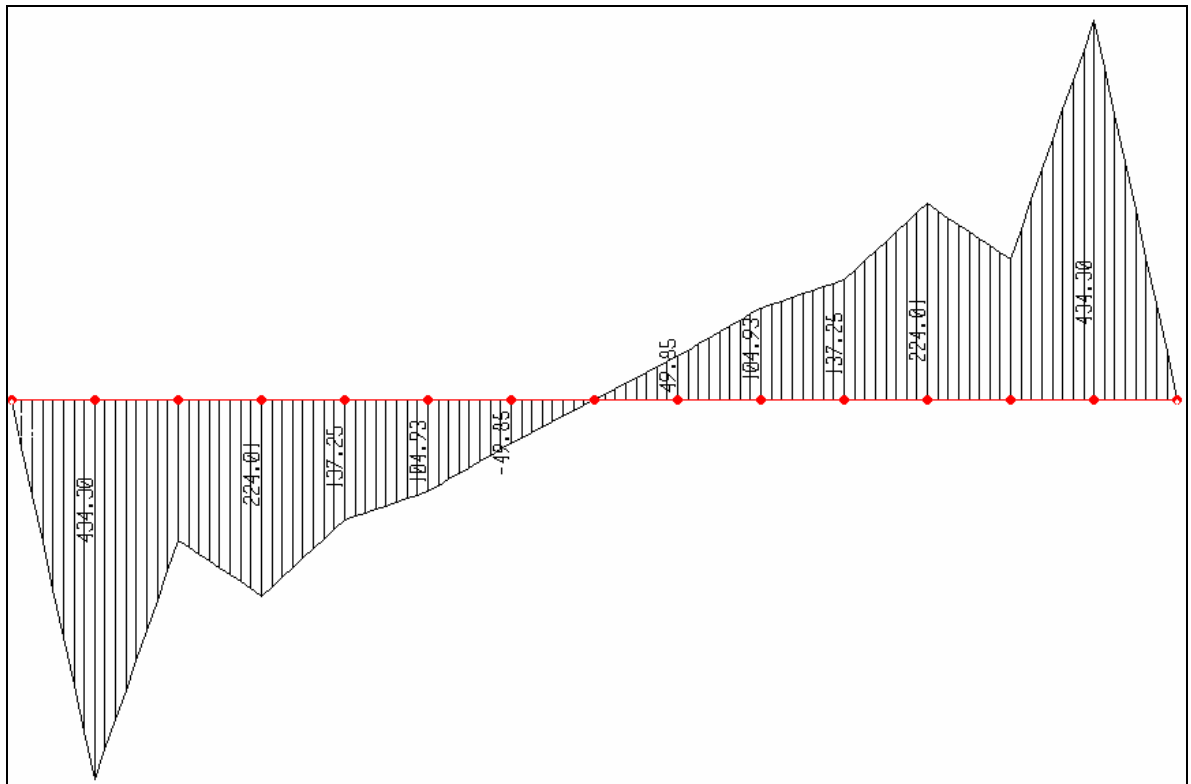


Figura 32 Diagrama de momento (en N-m) viga 1

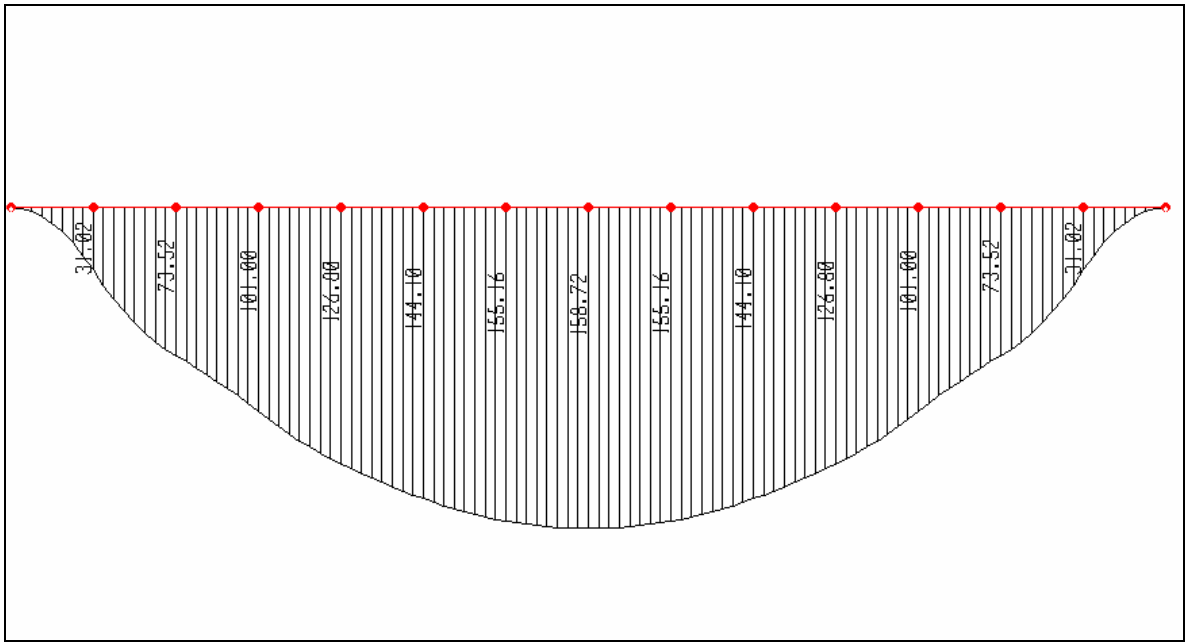


Figura 33 Diagrama de cortante (en N) viga 2

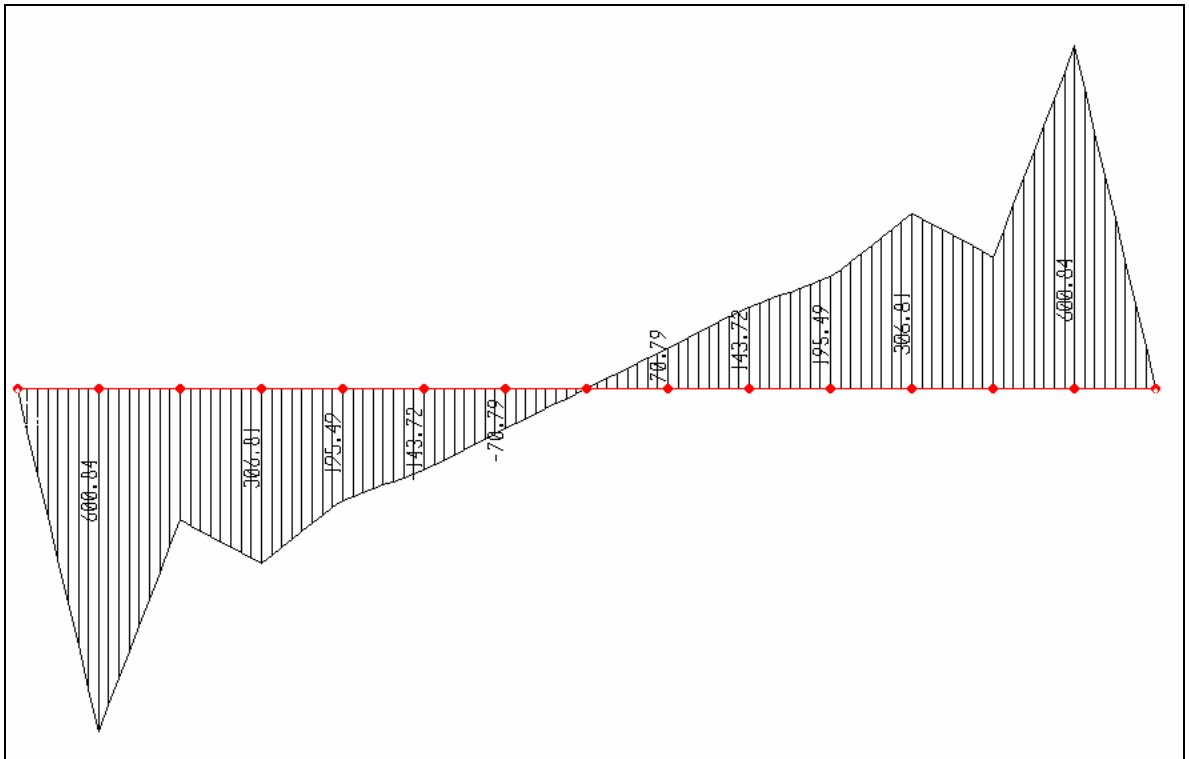


Figura 34. Diagrama de momento (en N-m) viga 2

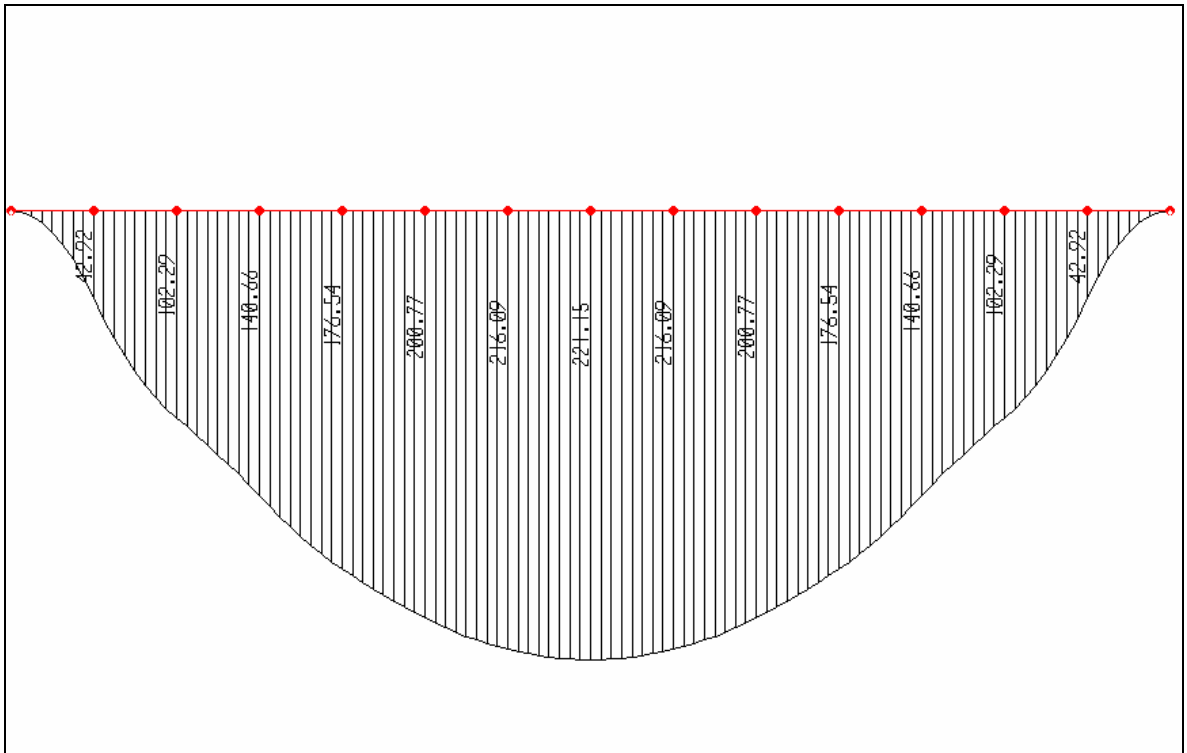


Figura 35. Diagrama de cortante (en N) viga 3

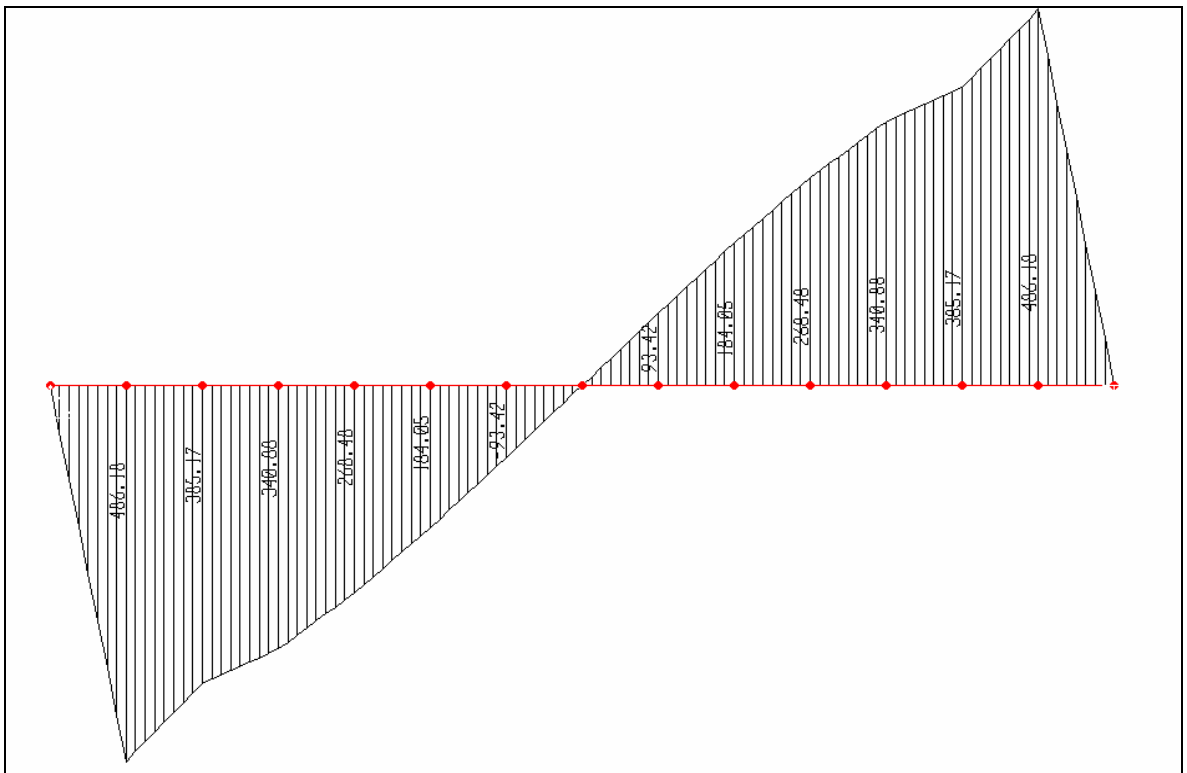


Figura 36 Diagrama de momento (en N-m) viga 3

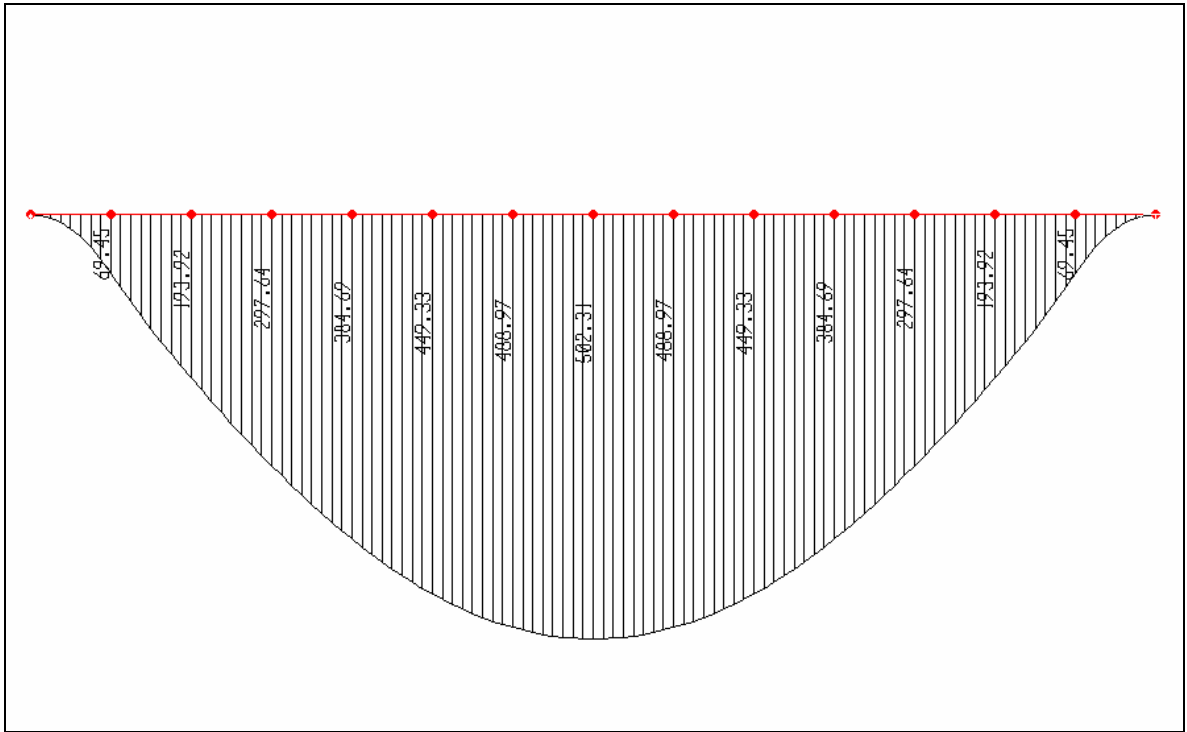


Figura 37 Diagrama de corte (en N) viga 4

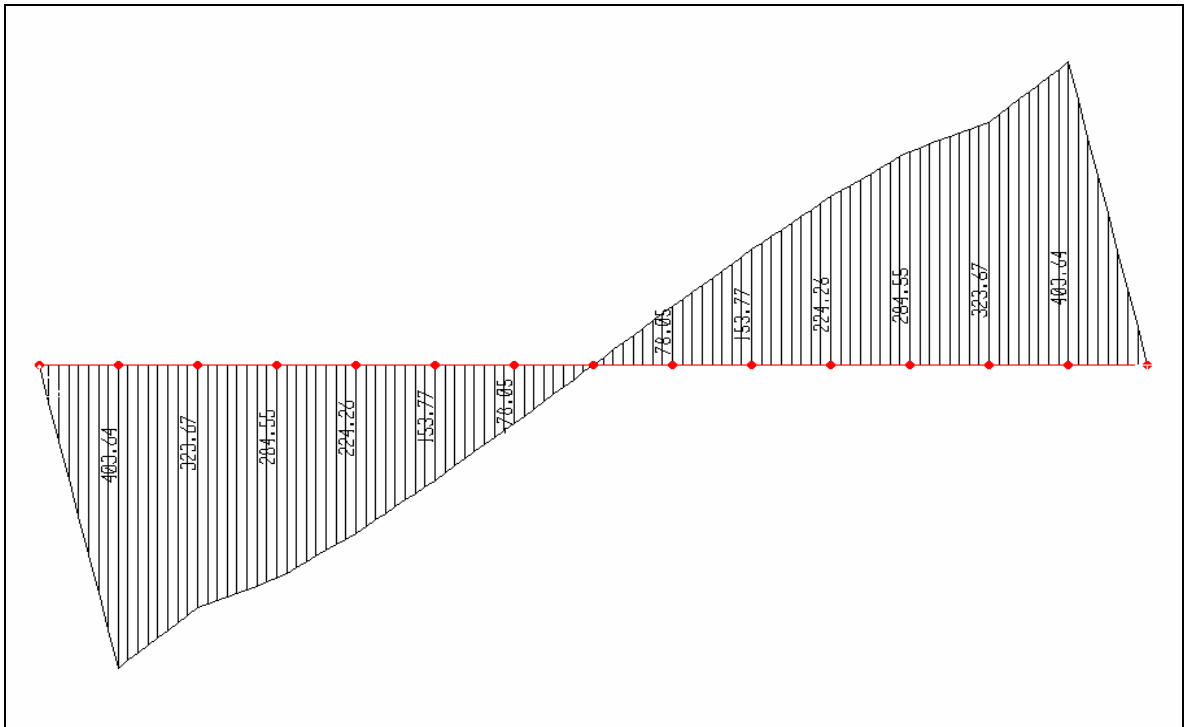


Figura 38 Diagrama de momento (en N-m) viga 4

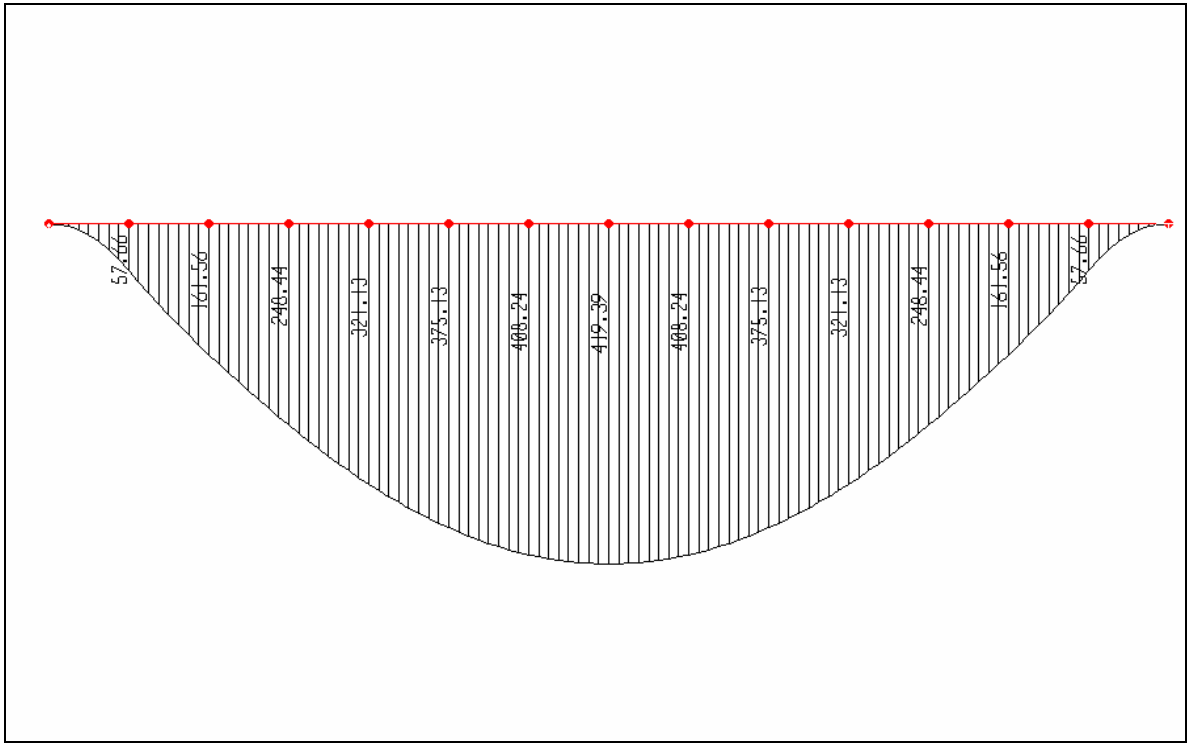


Figura 39 Diagrama de cortante (en N) viga 5

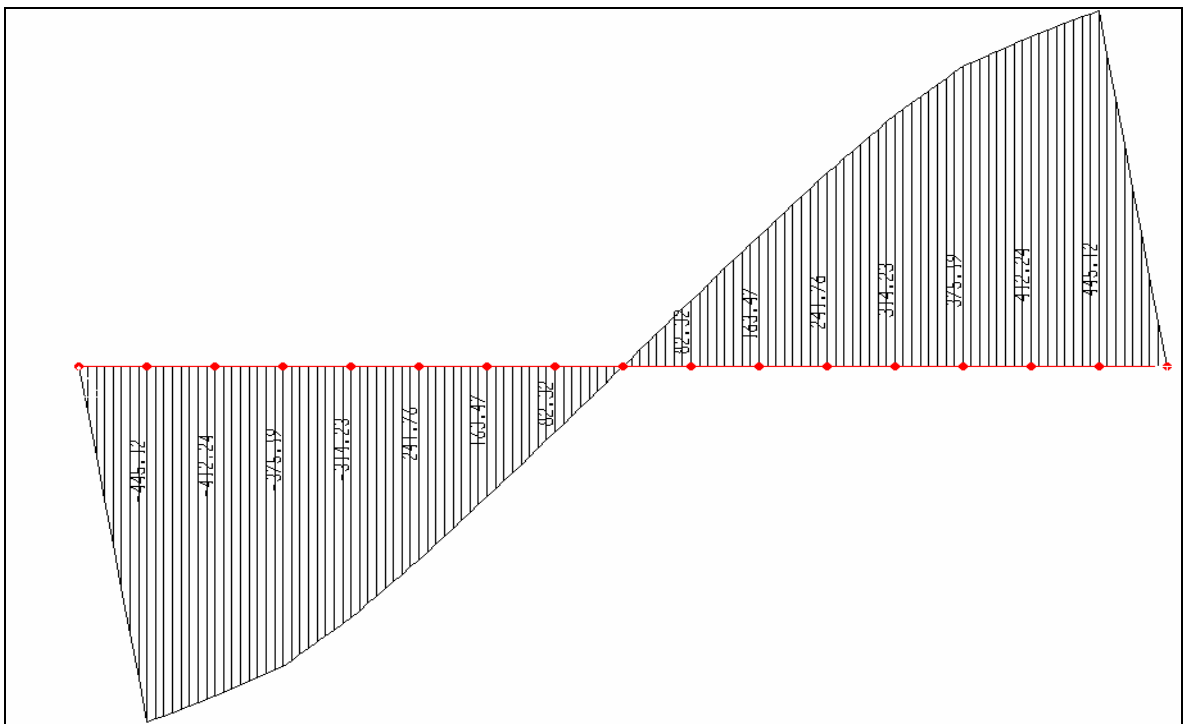


Figura 40 Diagrama de momento (en N-m) viga 5

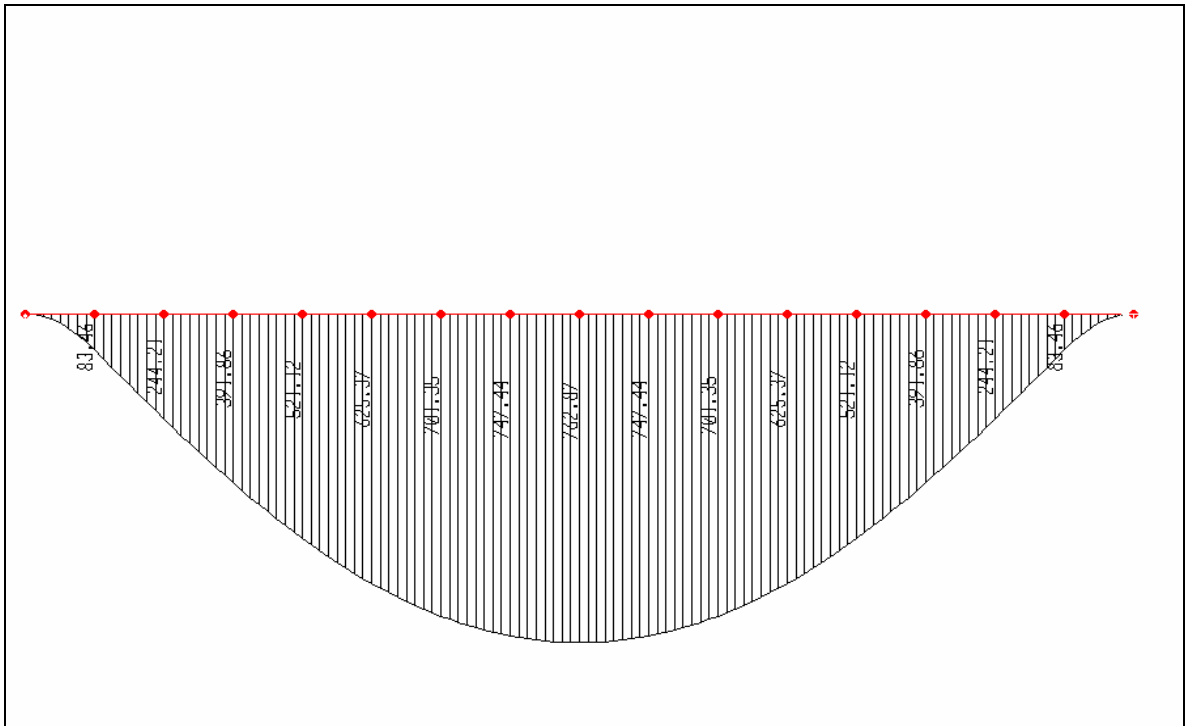


Figura 41 Diagrama de cortante (en N) viga 6

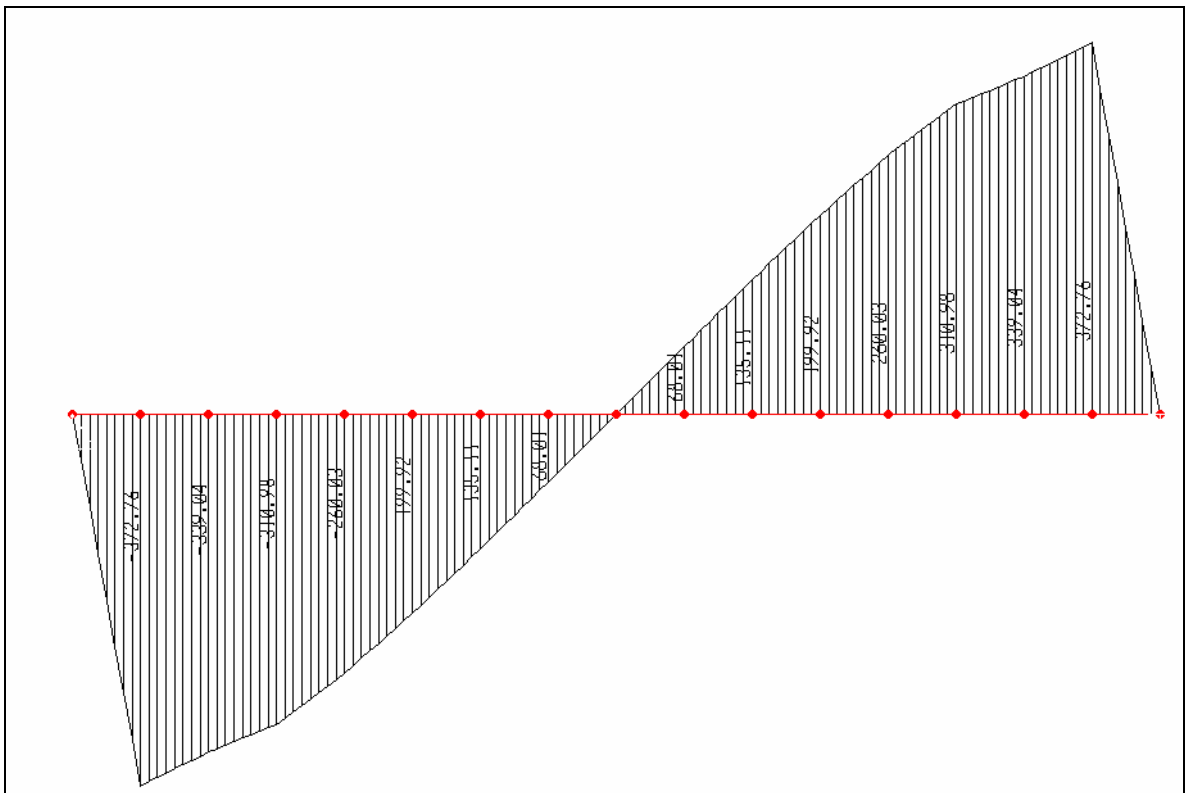
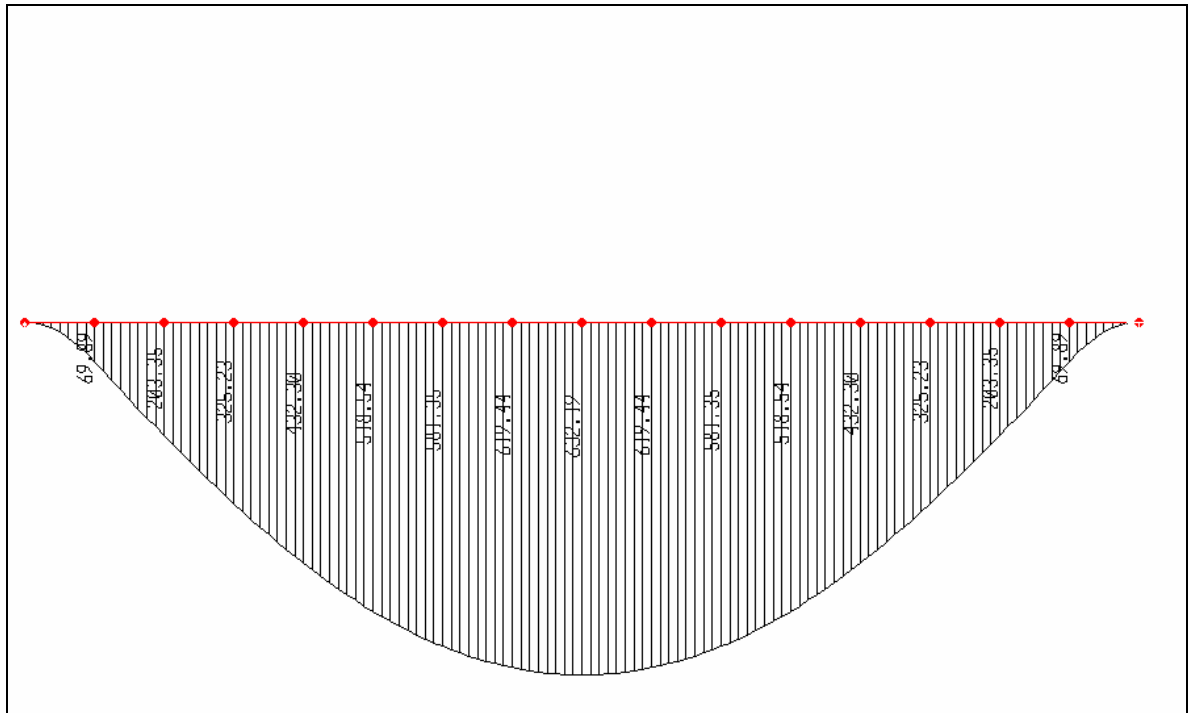


Figura 42 Diagrama de momento (en N-m) viga 6



**5.1.3 Interacción entre 2 vigas de cimentación.** El método de Zeevaert es válido para el análisis de una viga de cimentación recta con sección constante sometida a cargas verticales, lo cual limita su aplicación. En esta sección se presenta una metodología, usando el método de Zeevaert, útil para estimar la interacción de dos vigas de cimentación no paralelas que se unen en un punto dado sobre el cual esta aplicada una carga. Esta metodología es útil para encontrar los verdaderos desplazamientos en una malla de cimentación aplicando el principio de superposición y el equilibrio de fuerzas verticales en el nodo donde se aplica la carga.

Cuando se tienen dos vigas de cimentación unidas justo en el punto de aplicación de la carga que soporta una columna de confinamiento, se produce una distribución del cortante proporcionalmente a la rigidez de cada viga de cimentación. Por intuición se podría pensar que dos vigas de cimentación de igual

rigidez se dividirán la carga por partes iguales, la discusión presentada aquí abajo demuestra que esta afirmación es cierta.

Según lo expuesto en el capítulo 1, son múltiples los factores que gobiernan las propiedades de la interacción entre el suelo y la estructura de cimentación, uno de ellos, la distribución de las cargas aplicadas sobre el cimiento, tiene en esta metodología primordial importancia en la interacción de vigas de cimentación unidas en un punto. Cuando en métodos de distribución de momentos, como el de Cross o el de Kani, se habla de rigidez a flexión de un elemento, se hace referencia al parámetro de rigidez a flexión  $C \frac{EI}{L}$  (donde C es una constante particular para cada método) el cual distribuye según su magnitud evaluada para cada elemento, el momento acumulado en un nodo entre los elementos que llegan a este. Este factor es evaluado para los extremos de las vigas y columnas en cuestión. Para resolver la distribución de cortantes entre dos vigas de cimentación usando la metodología de Zeevaert, es necesario evaluar la rigidez de cada cimiento para carga vertical en el punto de unión, y después de obtener esta rigidez, distribuir la carga entre cada viga directamente proporcional a esta. Se define la rigidez a carga axial de una viga de cimentación, como la pendiente de la gráfica  $P_i - \Delta_i$  evaluada cuando actúan todas las cargas sobre la viga. La construcción de estas gráficas de rigidez, que son válidas solo para el punto en cuestión y que representa los asentamientos de este punto para varios niveles de carga aplicada sobre este mismo, es como sigue: 1) Modelar cada viga según el método de Zeevaert, usando todas las cargas que soportan, pero haciendo variar solo la carga aplicada en el punto de unión con el otro cimiento 2) Para cada magnitud de la carga del nodo, anotar su respectiva deflexión, 3) Graficar las parejas de magnitud de carga aplicada y asentamiento evaluado. Obtenidas así las gráficas de rigidez de cada una de ellas, solo resta repartir la carga aplicada en el nodo de tal manera que, la suma de los cortantes que cada una asume sea igual la carga aplicada sobre el par de cimientos.

Después de trazar varias gráficas de rigidez de diferentes vigas y para diferentes puntos, se afirma que según el método de Zeevaert, esta gráfica tiene una tendencia lineal a tal punto que no es necesario repartir la carga gráficamente. Basta con hallar la ecuación de cada una de ellas e igualarlas a la carga externa aplicada. Así se obtiene un valor de asentamiento en ese punto igual para cada viga y al evaluar este en cada función, se logra evaluar la cantidad de carga que cada viga asume en el sistema. Las vigas mostradas en la figura 42 y la figura 43, es el caso de dos vigas idénticas que se unen como las figuras lo indica, las gráficas de rigidez se muestran en la figura 44.

Figura 43 Unión típica de dos vigas de cimentación

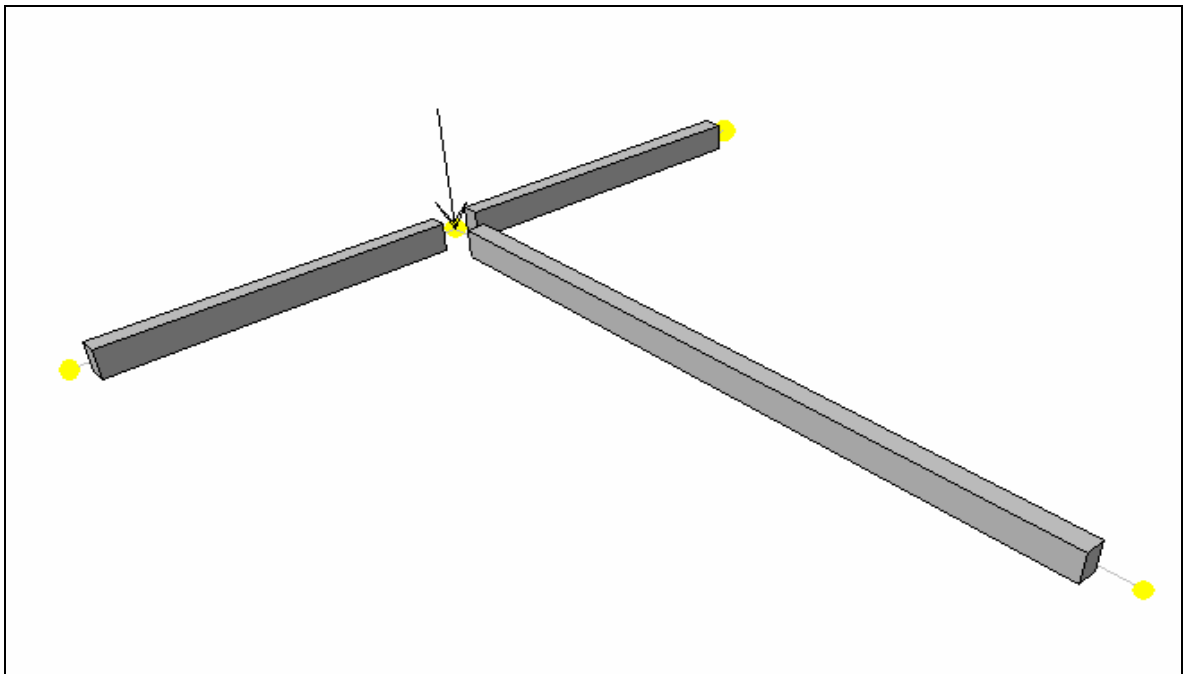


Figura 44 Planta de dos vigas de cimentación

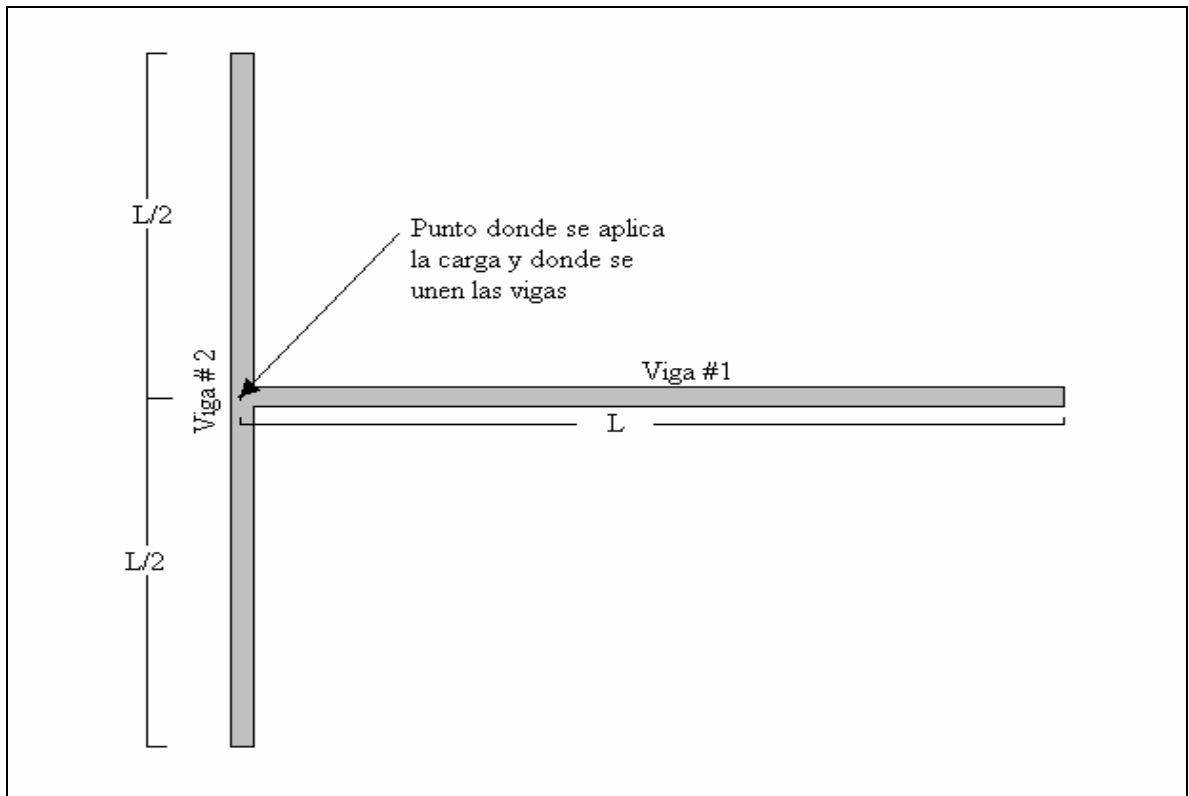
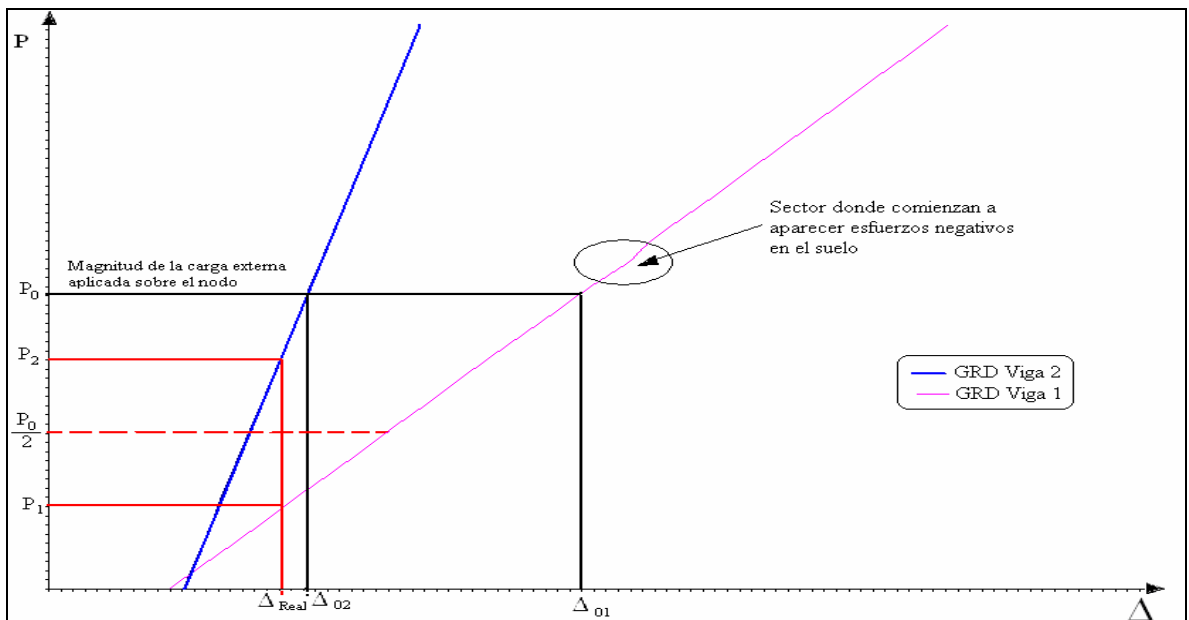


Figura 45 Esquema ilustrativo de la metodología propuesta para la interacción entre dos vigas según sus gráficas  $P - \Delta$



Al aplicar el equilibrio de cargas verticales en el nodo se obtiene la expresión 5.4, que rige, según esta metodología, la interacción entre dos vigas de cimentación que se unen en un punto dado.

$$\sum F_y = P_0 = P_2(\Delta) + P_1(\Delta) \quad (5.4)$$

De la expresión 5.4, se puede despejar  $\Delta$  que es común para ambos cimientos y con este valor hallar la carga  $P_1$  y  $P_2$ , para ser usada en el modelo Zeevaert de cada viga y hallar los desplazamientos en todos los puntos del sistema.

Nótese como la viga 2, más rígida, absorbe mas carga que la viga 1, más flexible, ver figura 44. En general, la pendiente de una GRD (gráfica de rigidez) de una viga para un punto en el extremo, tiende a ser menor que su GRD para el punto medio, por que al aplicar una carga en el punto medio de un cimiento, este tiene mayor potencial de suavizar los esfuerzos de contacto con el suelo, al comprometer mas zonas de la interfase suelo-fundación; en cambio al aplicar la carga en un extremo, este potencial es mínimo, presentándose así concentraciones de esfuerzos que generan asentamientos puntuales mayores.

## **5.2 ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN PÁNELES DE MAMPOSTERÍA SIN REFORZAR Y DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.**

Para comprender porque es necesario reforzar la mampostería, en esta sección se modelarán 2 paneles de mampostería, 1 sin reforzar (MS) y 1 confinados (MC), con el fin de comparar su respuesta a los asentamientos producidos por los siguientes tipos de combinaciones de carga: el 80% de la carga vertical máxima que pueden soportar, junto con el 80% de la carga horizontal máxima. Los paneles tienen las siguientes medidas: MS-01 y MC-01 posee 6 metros de longitud por 2.4 metros de alto. En todos los caso se usó la mampostería de perforación vertical con un espesor efectivo de 70mm, un módulo de elasticidad de  $E_m = 10000$  Mpa,

un peso por unidad de longitud de  $w = 4564.9 \text{ N/m}$ , un concreto reforzado para la cimentación de  $E_c = 16\,900 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ . Para la inercia de la sección se usó el 100% de la sección del muro junto con el 100% de la sección de la viga, que al transformarla toda a concreto se obtuvo  $EI = 4694003932.8 \text{ N} \cdot \text{m}^2$ . La sección de la viga es de 0.35m de ancho por 0.30m de altura. Se enseña a continuación la tabla 22 que expone las cargas aplicadas sobre los modelos.

Tabla 22 Cargas sobre los paneles aislados

<b>Para carga Axial</b>						
Tipo Muro	Longitud	Espesor efectivo	Área efectiva	Esfuerzo $f'_m$	Carga (80% Pn)	Carga por longitud
MS-01 MC-01	6m	7.2mm	0.432m <sup>2</sup>	20 MPa	6'912,000 N	1'152 KN/m
<b>Para carga Horizontal</b>						
Tipo Muro	Longitud	Espesor efectivo	Área efectiva	Esfuerzo $\frac{1}{6}\sqrt{f'_m}$	Carga (80% Vn)	
MS-01 MC-01	6m	7.2mm	0.432m <sup>2</sup>	745.3 Kpa	257,595 N	

**5.2.1 Panel sin reforzar.** Para los muros MS-01 se ubican tres puntos representativos en las 3 zonas que mostraron características comunes como lo muestra la figura 45. La tabla 23 presenta los resultados del análisis para MS-01. Los estados de esfuerzos axiales para el panel MS-01 se muestran en las figuras siguientes.

Figura 46. Ubicación de los puntos representativos sobre los modelos MS-01

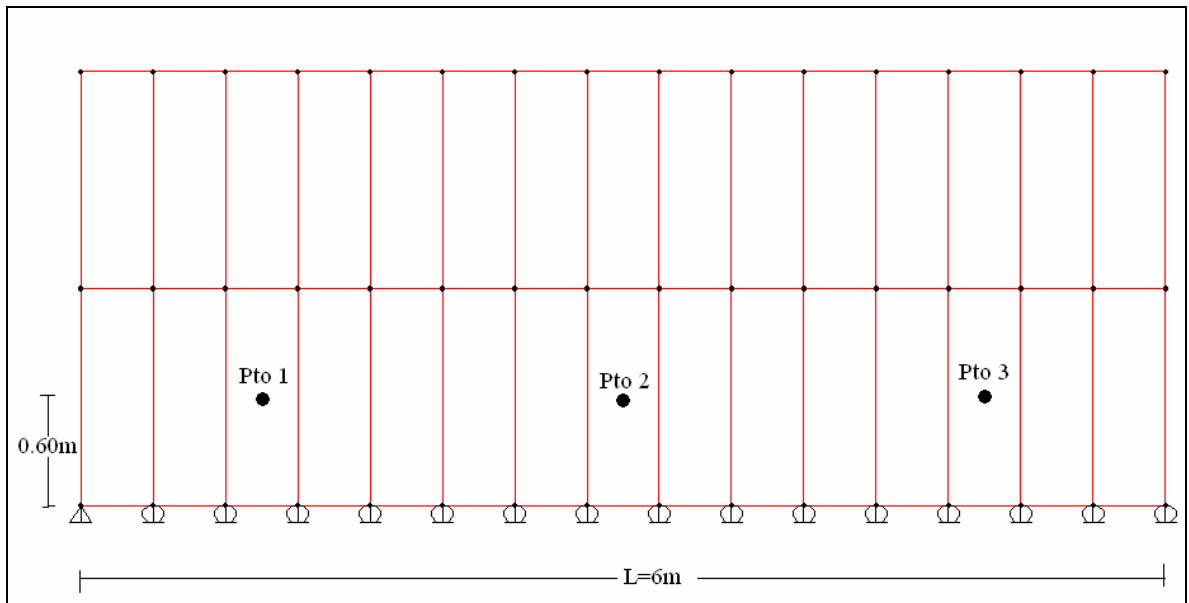


Figura 47. Estado de esfuerzos axiales bajo cargas verticales del modelo MS-01.

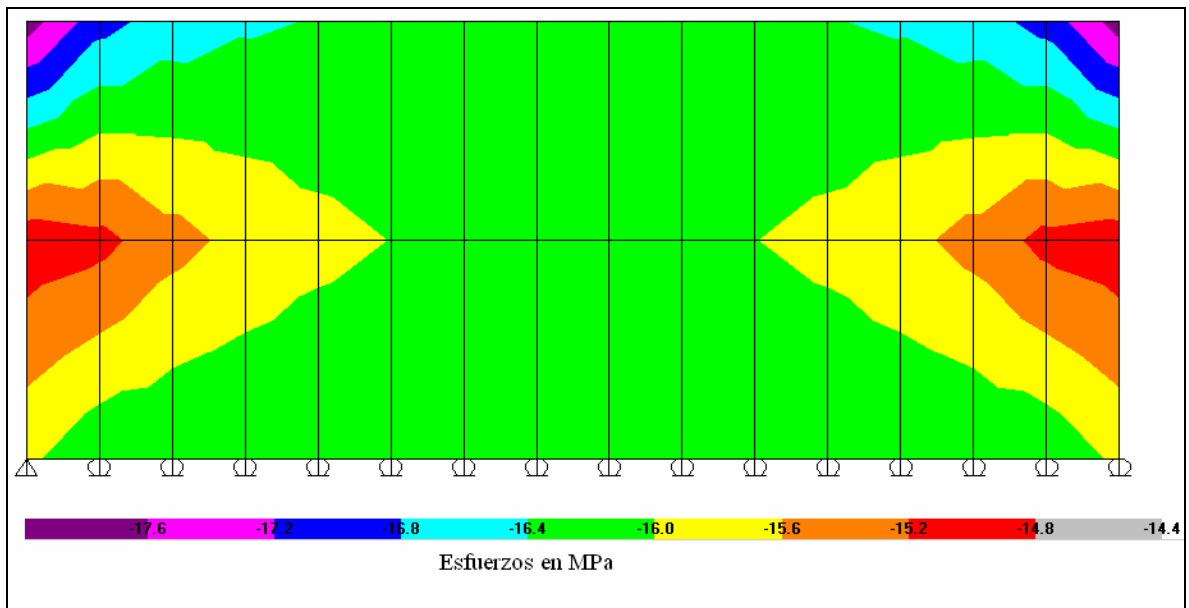


Figura 48. Estado de esfuerzo axial cuando se presentan asentamientos diferenciales en el modelo MS-01 (Carga axial + asentamientos)

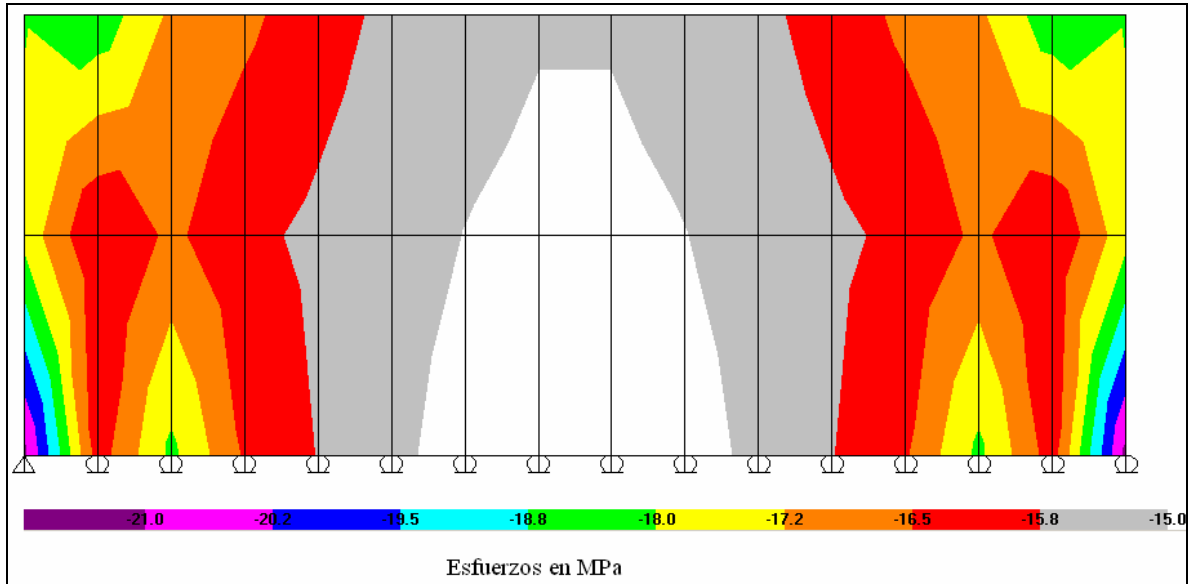


Figura 49. Estado de esfuerzos axiales del modelo MS-01 cuando sometido asentamiento recibe la carga horizontal hacia la derecha (Carga axial + asentamientos + carga horizontal).

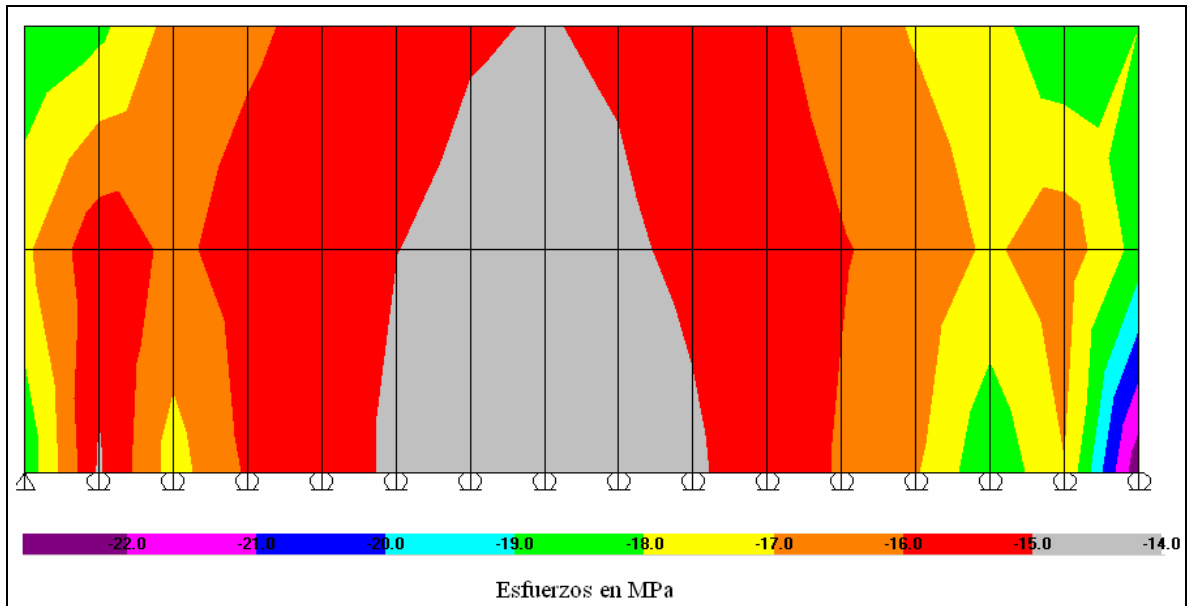


Figura 50. Estado de esfuerzos axiales del modelo MS-01 sometido a carga vertical y a carga horizontal hacia la derecha (sin asentamientos)

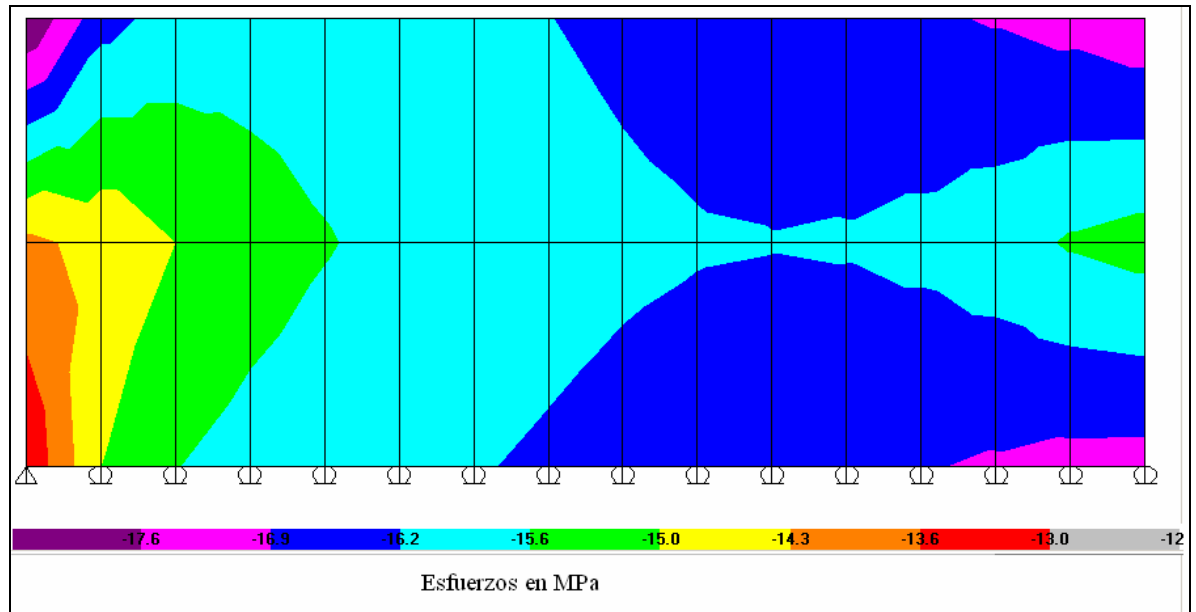


Tabla 23. Esfuerzos Axiales (en MPa) obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del modelo MS-01

PTO	TIPO DE CARAGA					
	AXIAL	AXIAL + ASENTA.	VARIACIÓN	AXIAL + HORIZON.	AXIAL + Vn + ASENTA.	VARIACIÓN
1	15.97	16.80	+5.19%	15.41	16.40	+6.43%
2	16.24	14.67	-9.66%	16.23	14.68	-9.55%
3	15.99	16.86	+5.44%	16.46	17.32	+5.23%

Para el caso de los cortantes longitudinales del muro MS-01, se muestra a continuación las figuras 51, 52, 53 y 54, y como tabla resumen la tabla 24.

Figura 51. Esfuerzo cortante longitudinal (en MPa) para el panel MS-01 bajo cargas axiales

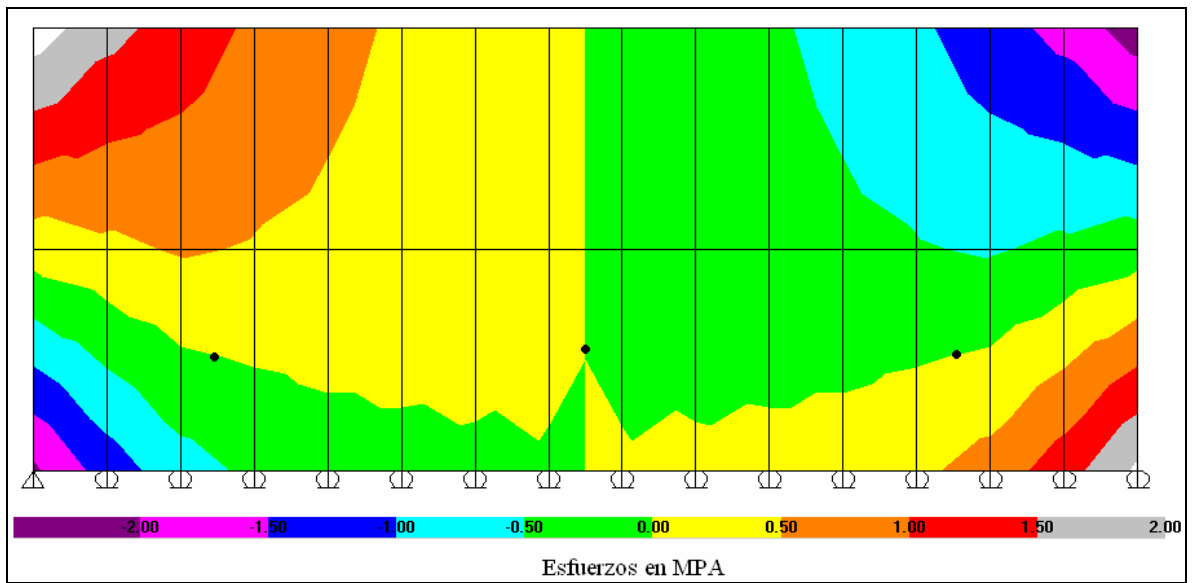


Figura 52. Esfuerzo cortante longitudinal (en MPa) para el panel MS-01 bajo cargas axiales y asentamientos.

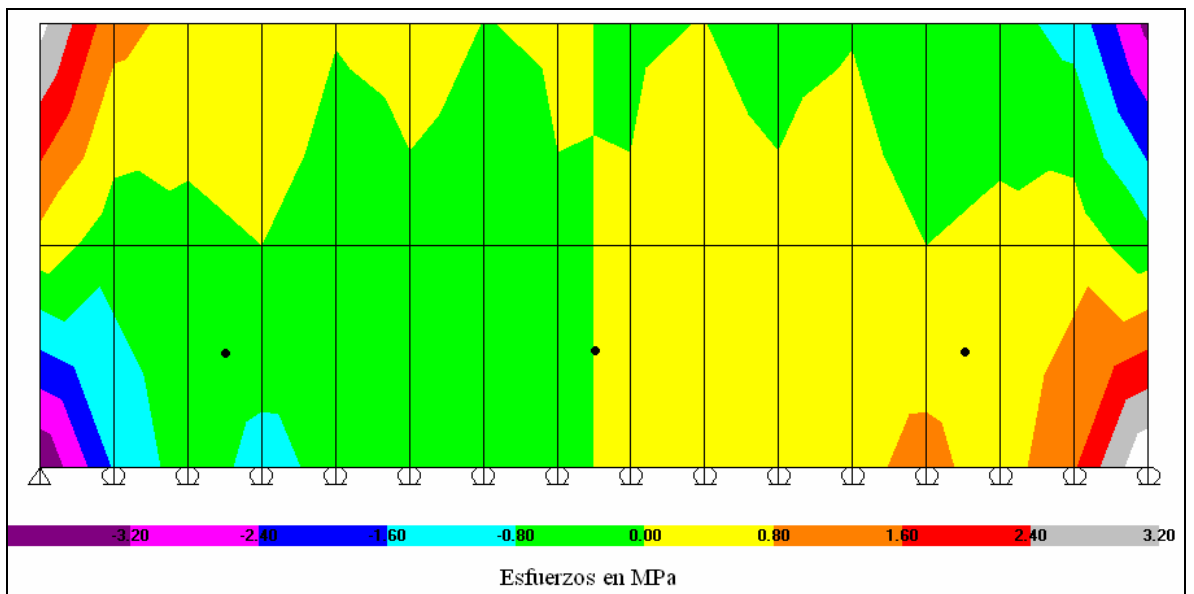


Figura 53. Esfuerzo cortante longitudinal (en MPa) para el panel MS-01 bajo carga axial y carga horizontal hacia la derecha.

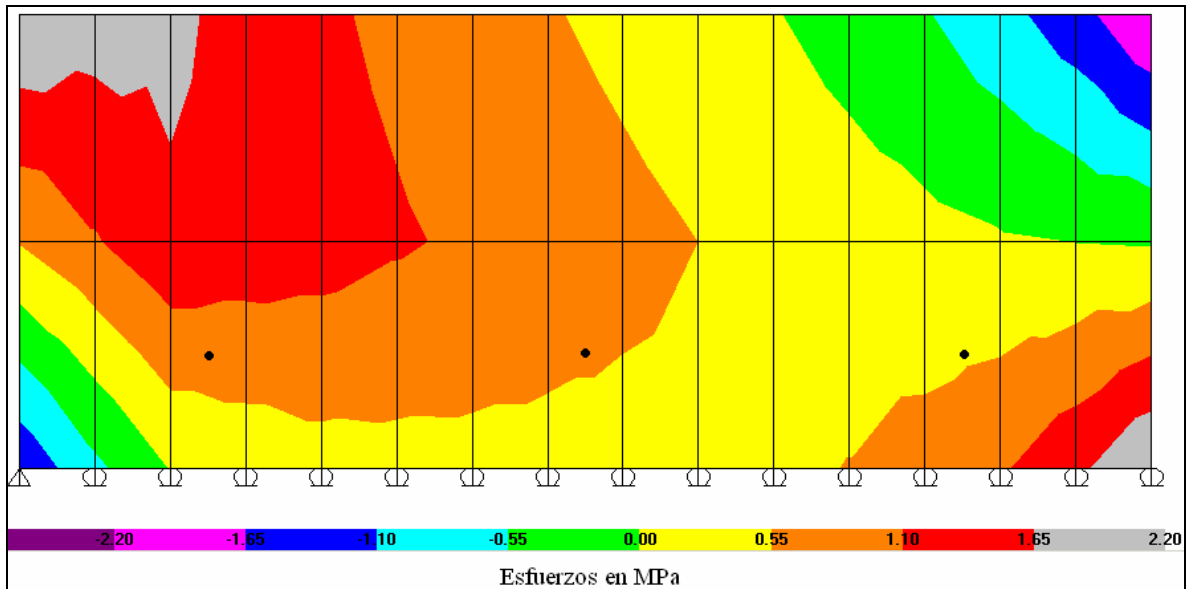


Figura 54. Esfuerzo cortante longitudinal (en MPa) para el panel MS-01 bajo carga axial, horizontal hacia la derecha, y asentamientos.

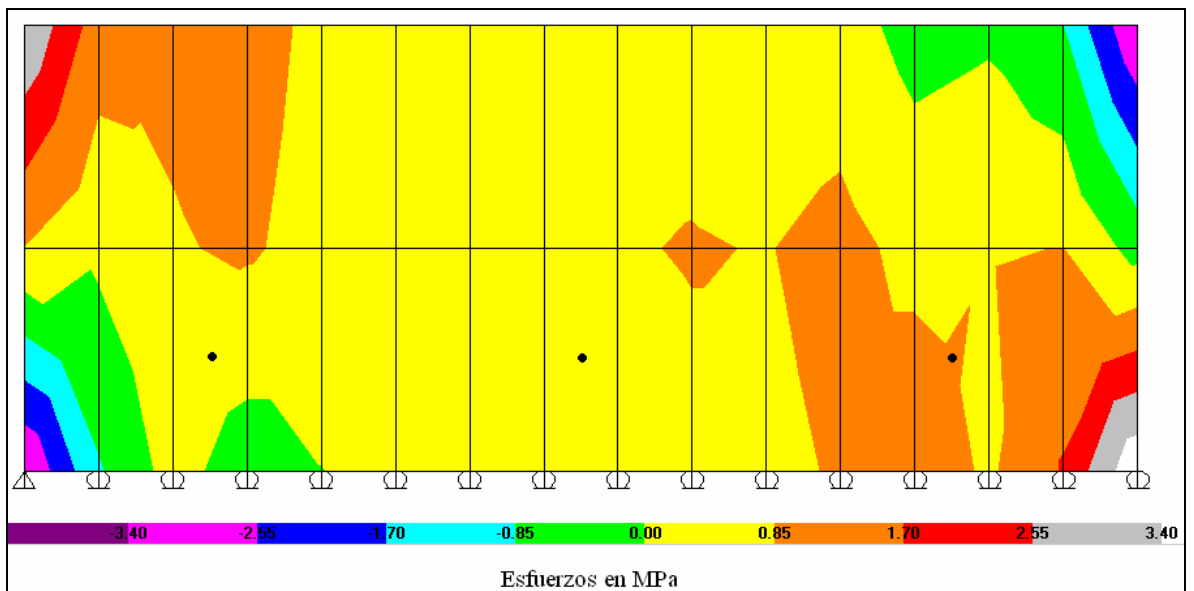
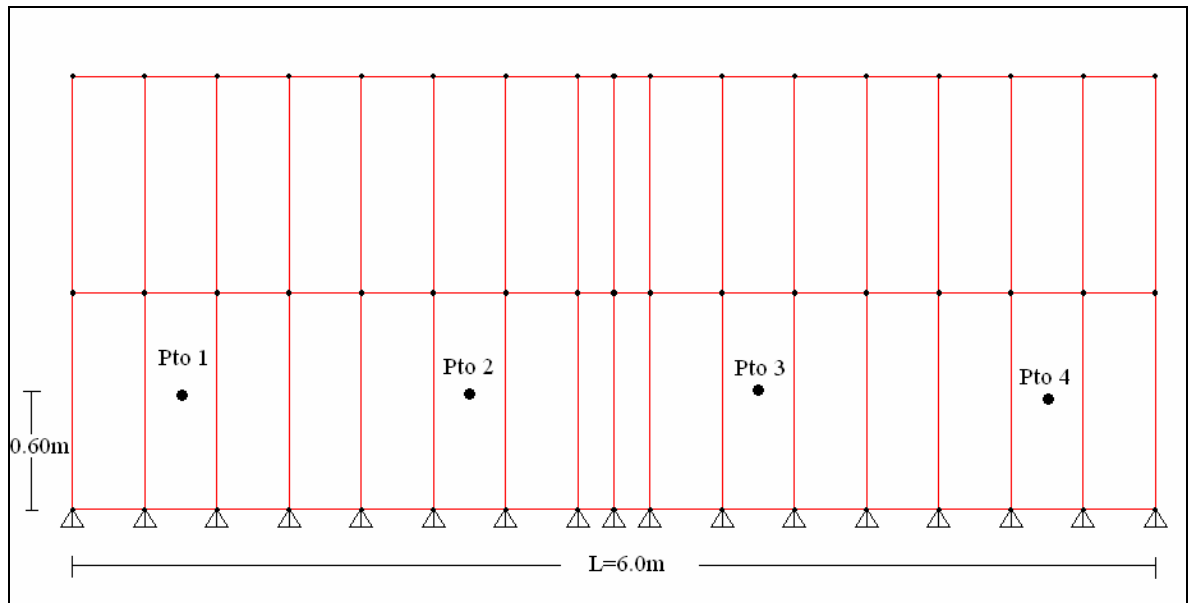


Tabla 24. Esfuerzos cortantes longitudinales obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del modelo MS-01

PTO	TIPO DE CARAGA					
	AXIAL	AXIAL + ASENTA.	VARIACIÓN	AXIAL + HORIZON.	AXIAL + Vn + ASENTA.	VARIACIÓN
1	0.08	0.41	+412.5%	0.79	0.39	-50.7%
2	0.00	0.00	0.0%	0.61	0.57	-6.5%
3	0.08	0.42	+425.0%	0.54	0.92	+70.3%

**5.2.2 Panel confinados.** Se muestra enseguida mismo desarrollo anterior para el panel MC-01. La figura 55 muestra la ubicación de los puntos representativos.

Figura 55. Ubicación de los puntos representativos para el modelo MC-01



Para conocer los esfuerzos axiales de que se presentaron en estos puntos para las diferentes combinaciones de cargas se muestra la tabla 25.

Tabla 25. Esfuerzos Axiales (en MPa) obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del modelo MC-01

PTO	TIPO DE CARAGA					
	AXIAL	AXIAL + ASENTA.	VARIACIÓN	AXIAL + HORIZON.	AXIAL + Vn + ASENTA.	VARIACIÓN
1	12.8	13.7	7.03%	12.3	9.1	-26.0%
2	13.1	16.4	25.19	12.9	16.2	25.5%
3	13.1	16.5	25.19	13.2	16.4	24.2%
4	12.7	13.6	7.08	13.2	9.7	-26.5%

Tabla 26. Esfuerzos cortantes longitudinales (en MPa) obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del modelo MC-01

PTO	TIPO DE CARAGA					
	AXIAL	AXIAL + ASENTA.	VARIACIÓN	AXIAL + HORIZON.	AXIAL + Vh + ASENTA.	VARIACIÓN
1	0.61	1.76	188.1%	0.00	2.41	****
2	0.01	0.61	6100%	0.59	1.15	94.9%
3	0.02	0.63	3100%	0.59	0.00	****
4	0.55	1.91	247.2%	1.21	1.41	16.5%

Análisis de los esfuerzos para el p nel confinado con 5 columnas

Figura 56. Esquema del muro de 6m confinado con 5 columnas

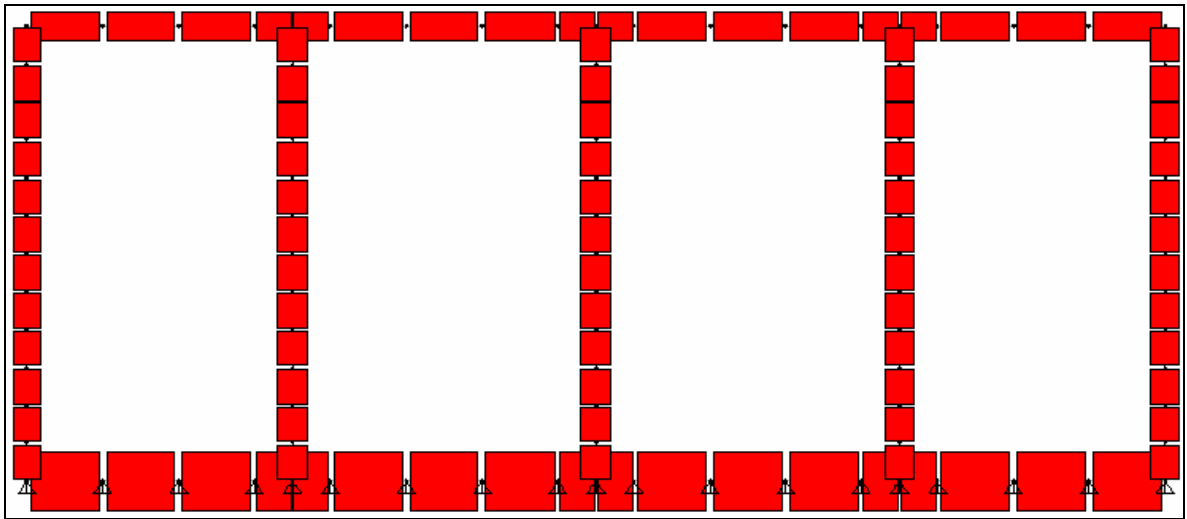


Tabla 27. Esfuerzos cortantes longitudinales (en MPa) obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del muro con 5 columnas de confinamiento

	Axial	Axial+ Asent	Var	Axial+Sismo	Axial+Sismo +Asent	Var
Esfuerzo						
Axial máx.	11.7 (C)	15.18 (C)	29.74%	11.62 (C)	15.56 (C)	33.9%
Axial mín.	10.0 (C)	6.28(T)	Inver.	10.11(C)	7.89(T)	Inver.
Cortante longitud.	0.80	5.86	632.5%	2.01	8.22	308.9%

Figura 57. Esquema del muro de 6m confinado con 4 columnas

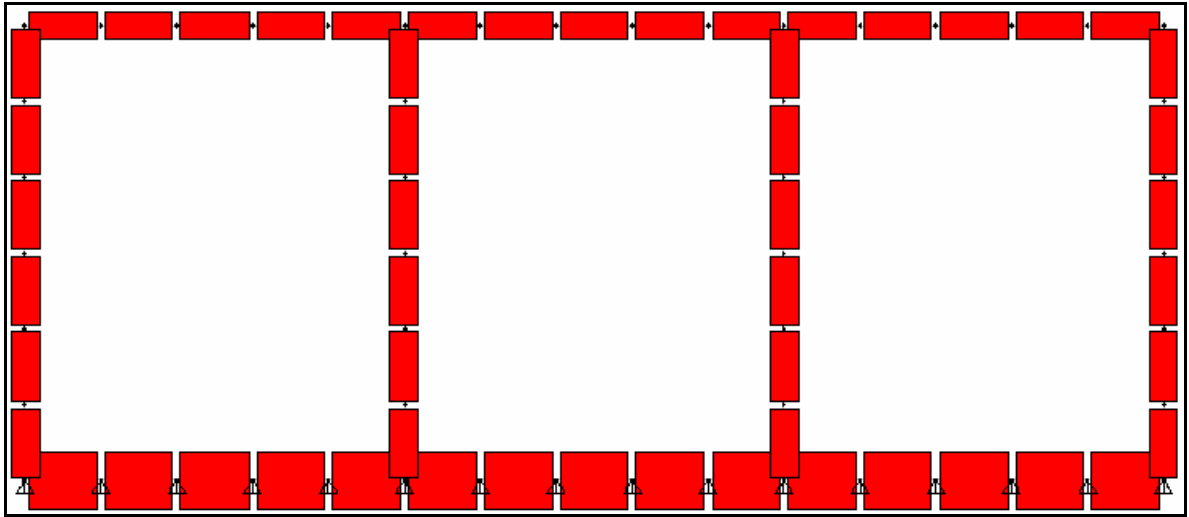


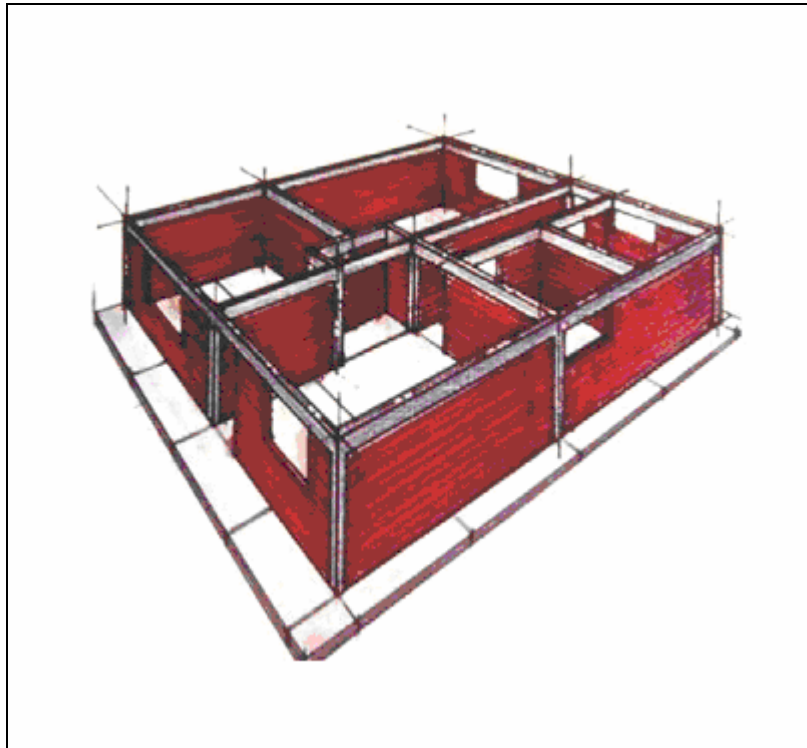
Tabla 28. Esfuerzos cortantes longitudinales (en MPa) obtenidos en SAP2000 para los puntos representativos del muro con 5 columnas de confinamiento

Esfuerzo	Axial	Axial+Asent	Var	Axial+Sismo	Axial+Sismo+Asent	Var
Axial máx.	12.35 (C)	12.28 (C)	-1%	12.56 (C)	12.35 (C)	-2.7%
Axial mín.	11.06 (C)	10.86(T)	Inver.	10.64(C)	9.98(C)	-6.3%
Cortante longitud.	0.90	1.21	34%	1.45	2.32	60%

### 5.3 INTERACCIÓN TRIDIMENCIONAL APROXIMADA

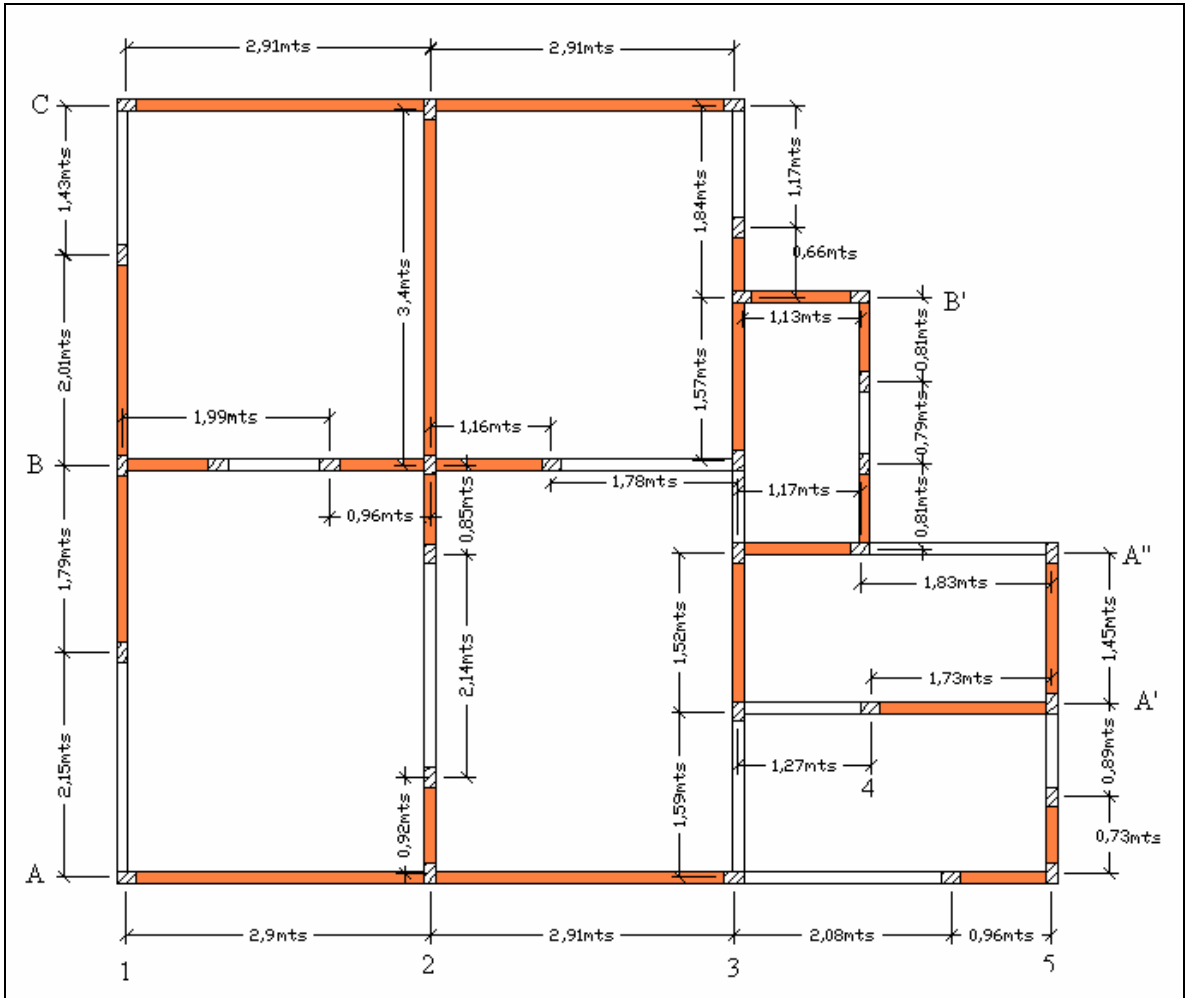
Como objetivo final de este trabajo se modeló el comportamiento de paneles de mampostería confinada cuando trabajan en conjunto con otros paneles, dentro del sistema estructural que forma una vivienda construida con esta tipología constructiva.

Figura 58 Esquema de una vivienda construida con muros de mampostería confinada.



**5.3.1 Red de esfuerzos en malla de cimientos corridos.** En la sección 5.1.3, se propuso una metodología para resolver la interacción que existe entre dos vigas de cimentación las cuales se unen en un punto sobre el cual hay aplicada una carga vertical proveniente de las columnas de confinamiento. En esta sección extendemos esta metodología para un caso más general, el caso de una malla de cimientos corridos unidos en puntos donde se aplican cargas verticales puntuales provenientes de las columnas. Las vigas deben ser rectas, prismáticas, horizontales, y en todos y cada uno de los puntos donde se unen (nodos), debe haber una carga aplicada. La figura 52 ilustra estas condiciones.

Figura 59. Esquema de cimientos y columnas de confinamiento vivienda tipo. Los segmentos de las vigas que están en color naranja son los muros considerados como estructurales.



El primer paso para resolver esta red es el de hallar las cargas verticales sobre las columnas. Como aún no se conoce la parte de la carga que asume cada viga en cada nodo, se hallan las GRD's de cada viga usando la mitad de la carga que aplica la columna sobre cada nodo (una para cada punto de intersección con otra viga). Se divide en el modelo de SAP2000 los shells, y se obtiene, además de las de las cargas de las columnas, otras cargas puntuales que representan la fuerza que ejerce la mampostería sobre las vigas de cimentación, estas cargas también se incluyen en el modelo de Zeevaert como cargas puntuales. Las cargas de la mampostería, a diferencia de las cargas de las columnas, son invariables a lo

largo del procedimiento aquí planteado. Se procede entonces a hallar todas las GDR de la red, que para la vivienda tipo son 17 (una por cada nodo). Se plantea y se resuelve la ecuación de equilibrio de cada nodo, obteniéndose así la primera aproximación de la división del cortante inducido por las columnas. Con cada cortante asumido por cada viga así obtenido y con la carga de los muros (que es puntual e invariable), para cada nodo se hallan nuevamente las GRD's y se plantean y se resuelven las ecuaciones de equilibrio de nuevo para cada nodo. Hasta aquí se tiene nuevamente una segunda aproximación de distribución de cortantes en los nodos. Se repite este proceso hasta que los cortantes de cada viga en una iteración sean sensiblemente similares a los de la iteración anterior. En el Anexo 4 se muestran las GRD's y la tabla de respuestas de la última iteración realizada para la red de la vivienda tipo. En este trabajo se halló así las deflexiones de los nodos y teniendo estos se interpoló linealmente las deflexiones de los nodos internos.

**5.3.2 Variación de la respuesta interna de los muros confinados de una vivienda tipo.** Como último objetivo de este trabajo se obtuvo la variación del punto de esfuerzos de compresión, tensión y cortante en los muros de la vivienda tipo. La tabla 29 enseña los resultados.

Tabla 29. Variación del punto de esfuerzos compresión, tensión y cortante en los muros de la vivienda tipo.

Esfuerzo	Axial	Axial+ Asent	Var	Axial+Sismo	Axial+Sismo +Asent	Var
Axial máx.	0.29 (C)	16.34 (C)	5534%	15.67 (C)	31.25 (C)	99.72%
Axial mín.	0.02 (C)	18.30 (T)	>9000%	34.74 (T)	34.91 (T)	0.49%
Cortante longitud.	0.22	10.27	4568%	17.37	19.76	13.9%

## 6. CONCLUSIONES

La distribución de las reacciones de una viga de cimentación de un muro confinado tiende a una parábola invertida. Se presentan mayores reacciones de contacto en los extremos.

Con frecuencia se encontró que las zonas críticas de un muro de mampostería sometido a asentamientos diferenciales se ubican a un cuarto del extremo y a un cuarto de la altura.

En un panel de mampostería los asentamientos diferenciales producen incrementos relativamente bajos del esfuerzo axial en un panel de mampostería.

En un panel de mampostería los asentamientos diferenciales producen incrementos considerables del esfuerzo cortante longitudinal.

La configuración del confinamiento que omite una columna en el centro del panel ofreció una mejor respuesta mecánica.

Se puede interpretar a los asentamientos diferenciales como una carga horizontal aplicada en el mismo punto donde se aplica la carga sísmica debido a la similitud en los esfuerzos que estas cargas producen.

Se debe exigir refuerzo horizontal mínimo para cortante en los páneces de mampostería confinada como norma de diseño.

Para viviendas de un piso los asentamientos diferenciales ubican al material en la zona de falla por fricción y por tracción directa de su envolvente de falla.

Se propone una metodología usando el método de Zeevaert para resolver una malla de cimientos por medio de las ecuaciones de las GRD's de cada viga

La rigidez de un sistema viga suelo dependen en gran medida de la distribución de las cargas por lo que dos vigas idénticas apoyados sobre dos suelos idénticos presentan diferentes gráficas de rigidez o GRD's si la configuración y magnitud de las cargas aplicas son diferentes.

## **BIBLIOGRAFÍA**

ZEEVAERT, Leonardo. , (1980). Interacción Suelo Estructura de Cimentación p.21-84. México.

DELGADO VARGAS, Manuel. , (1999). Interacción Suelo Estructura p.12-69. Bogotá Colombia.

DAS, Braja M. , (2001) Principios de Ingeniería de Fundaciones p. 23-89. Mexico.

JACOBSON, Reed., (1999). Programación con Microsoft Excel 2000 p.100-230. Colombia.

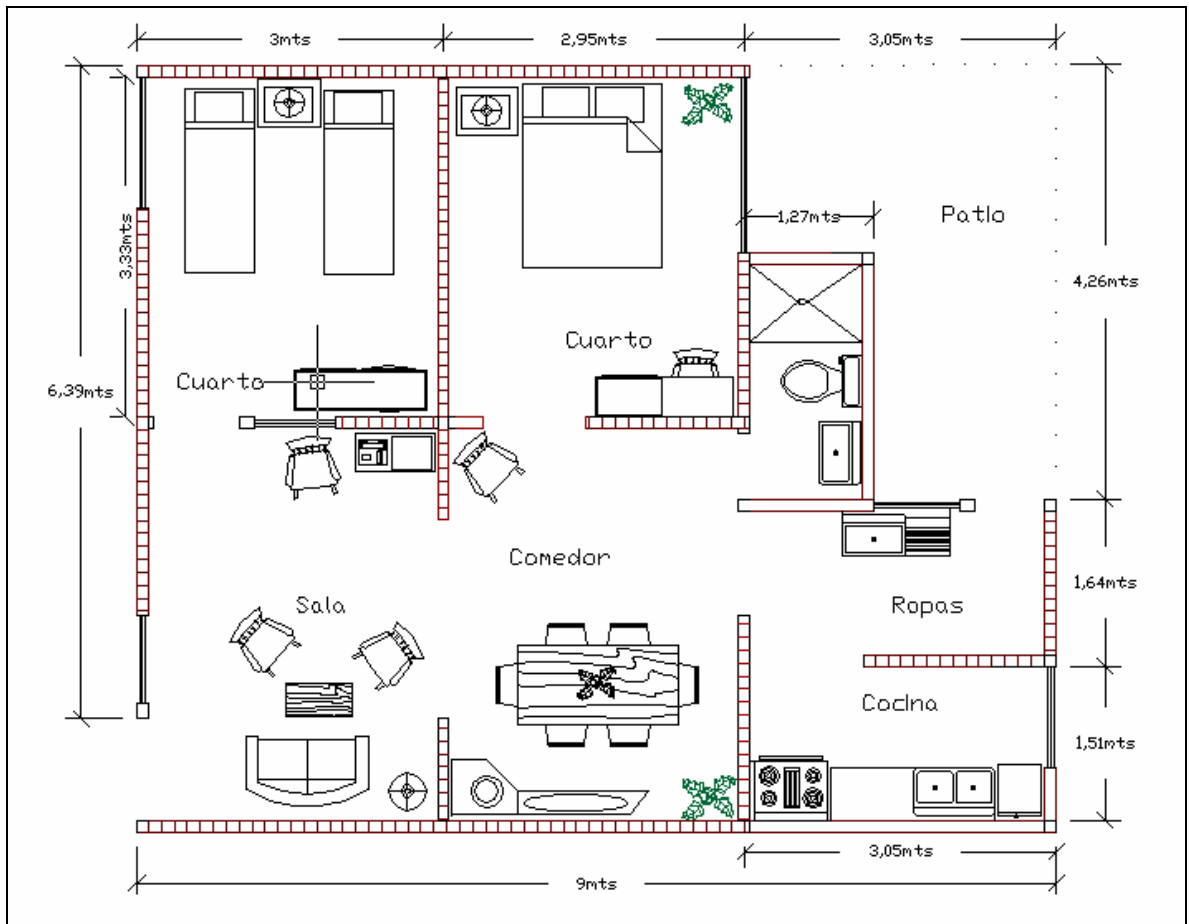
McCORMAC, Jack. , (1998). Diseño de Concreto Reforzado p.123-201. Colombia.

NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTES, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. , (1998). Vol1-Vol2.

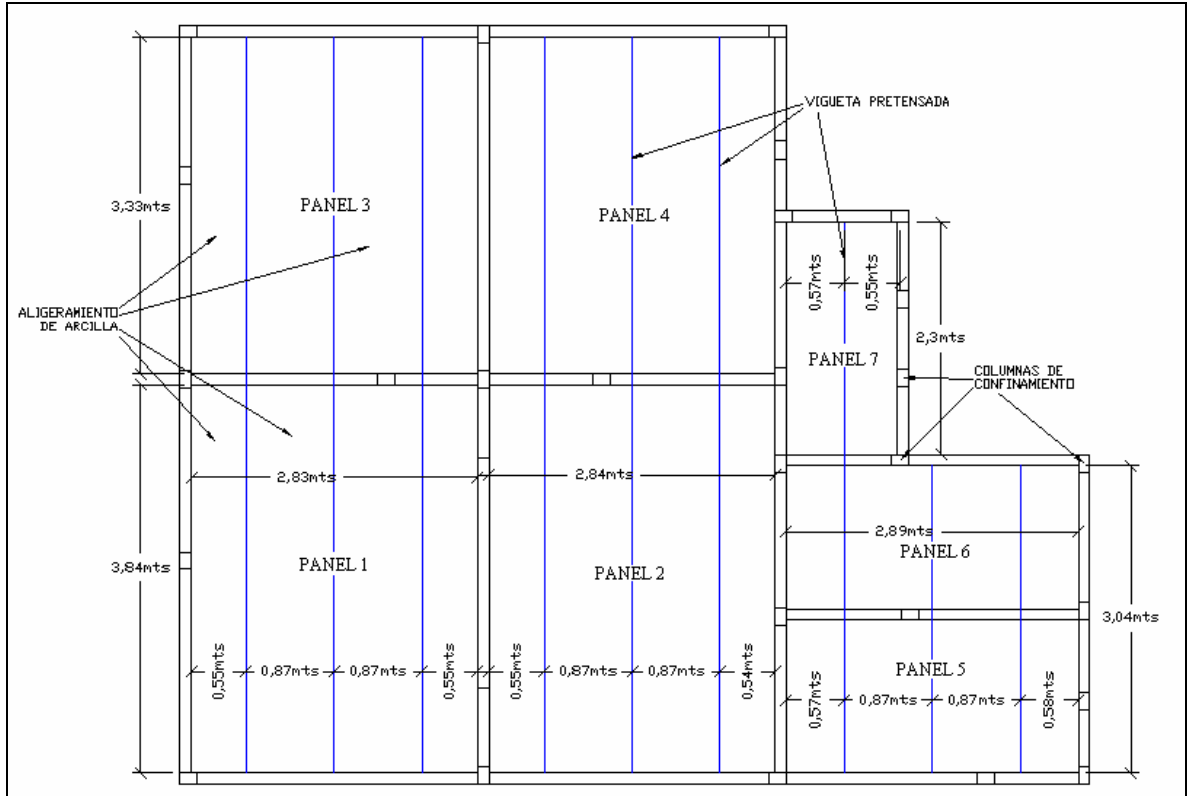
## **ANEXOS**

# ANEXO 1

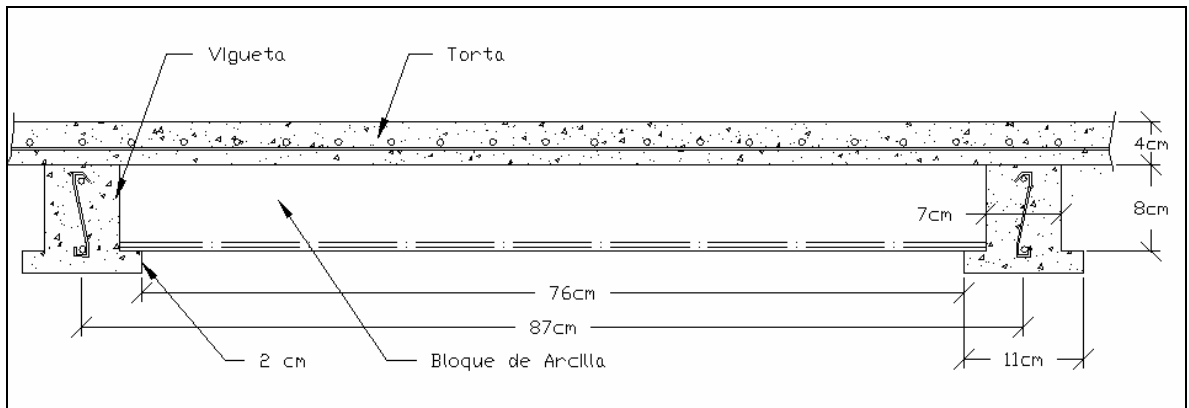
Anexo 1. Figura 1. Planta arquitectónica de la vivienda tipo



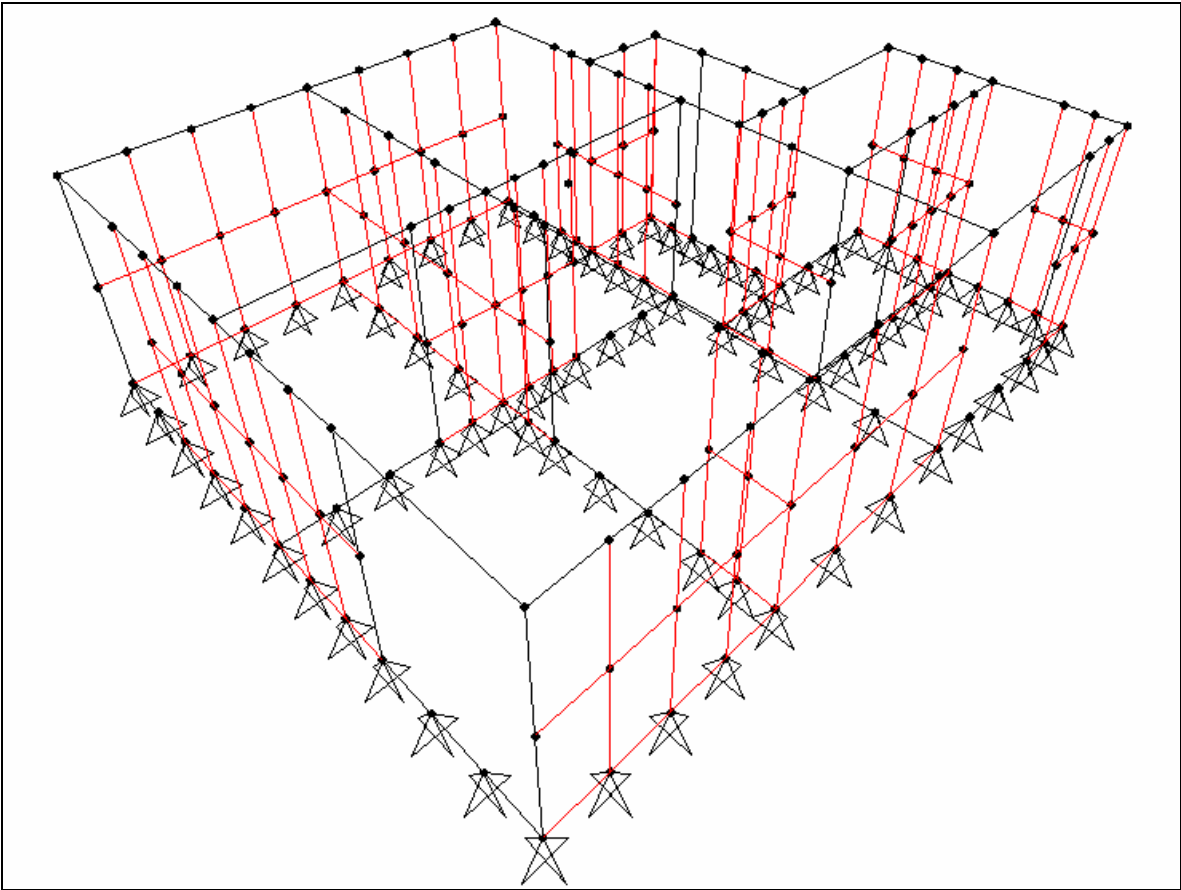
Anexo 1. Figura 2. Planta de modulación placa aligerada vivienda tipo



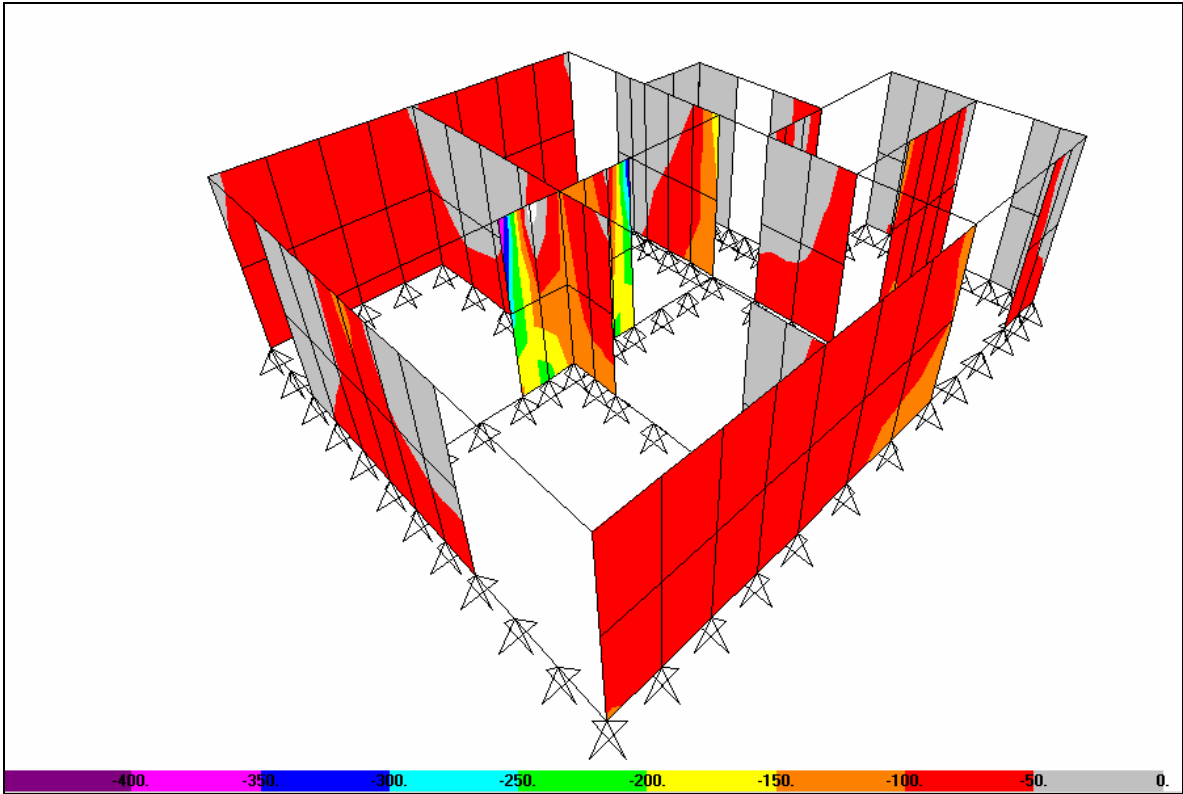
Anexo 1. Figura 3. Sección de placa aligerada vivienda tipo



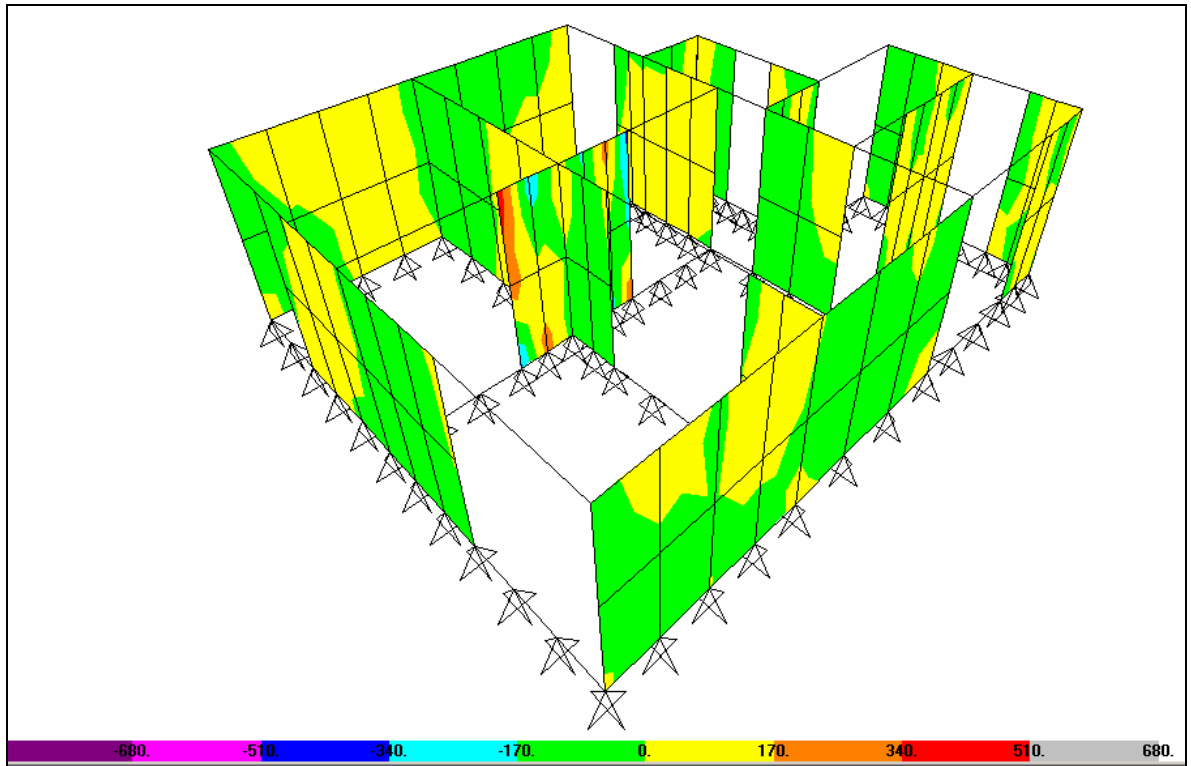
ANEXO 1. FIGURA 4 . Modelo estructural de la vivienda tipo



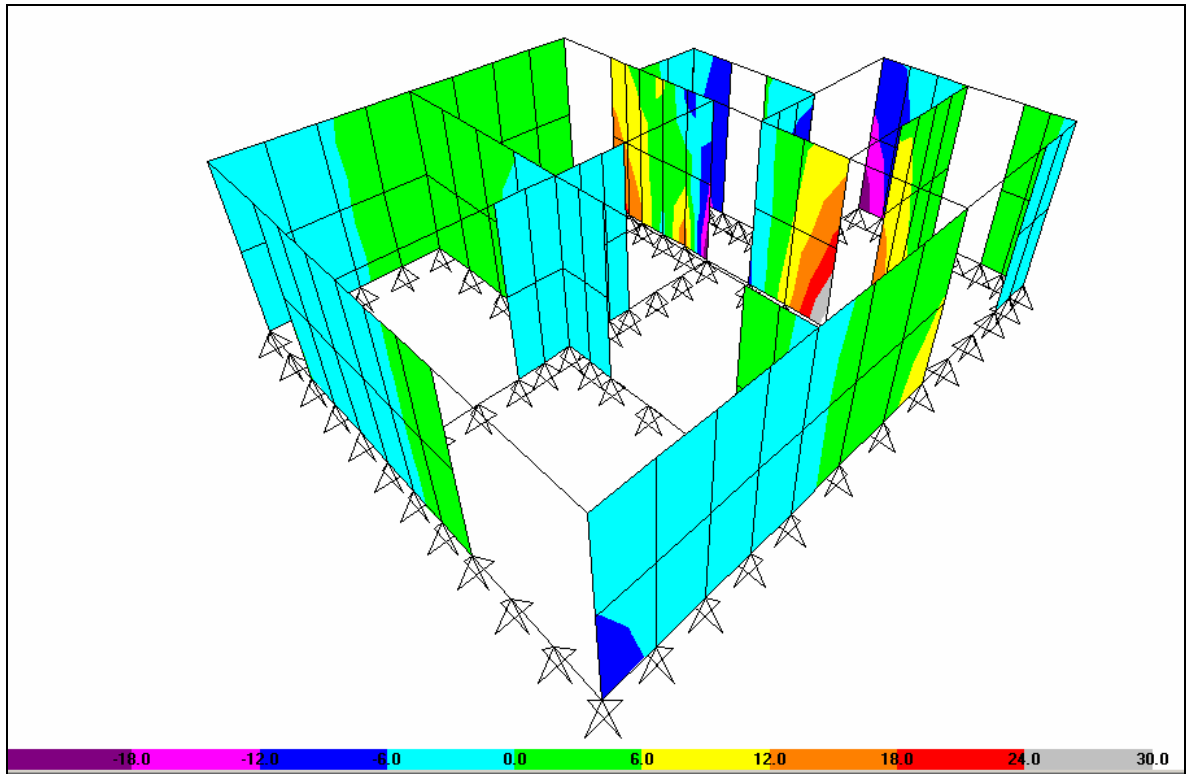
ANEXO 1. FIGURA 5. Esfuerzo axial bajo carga axial (viva+muerta) en KPa



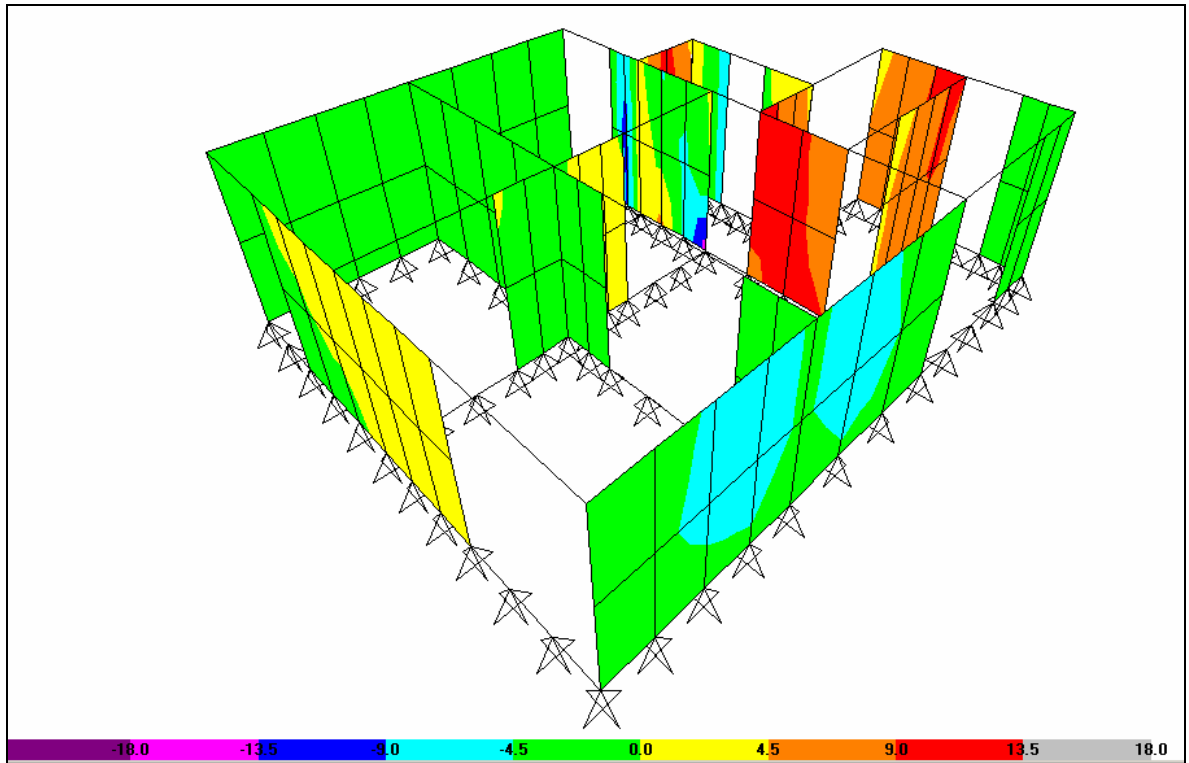
ANEXO 1. FIGURA 6. Esfuerzo cortante longitudinal para carga axial en KPa



ANEXO 1. FIGURA 7. Esfuerzos de compresión para carga de servicio y asentamientos en MPa

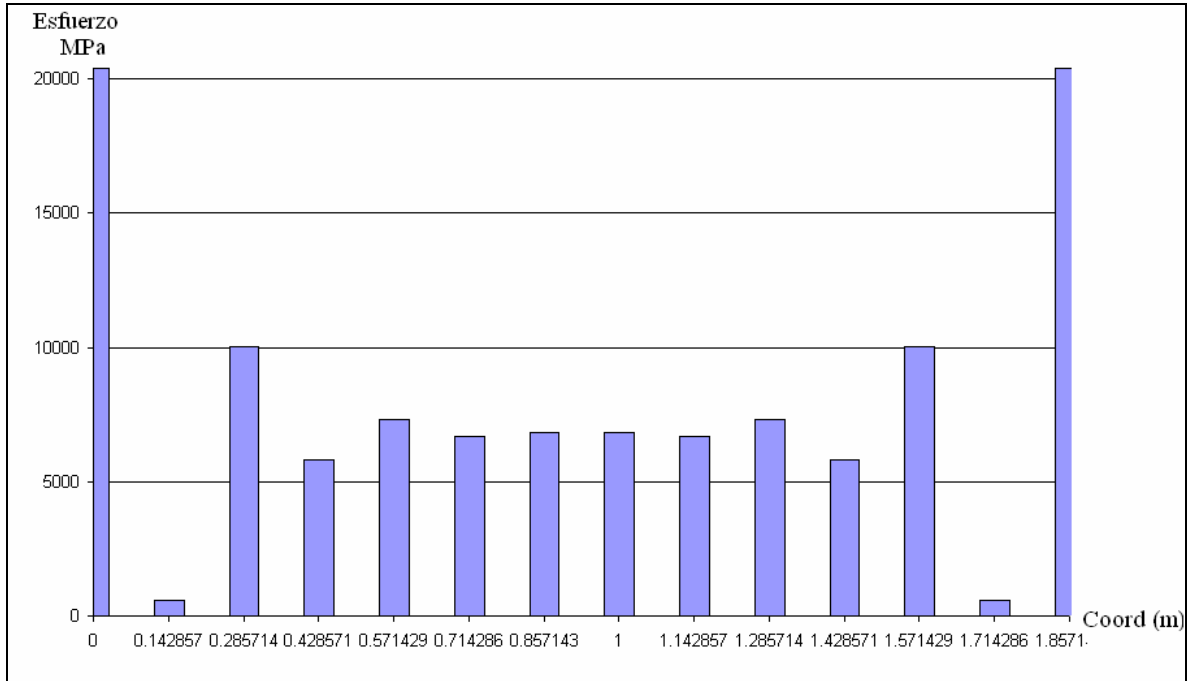


ANEXO 1. FIGURA 8. Esfuerzo cortante para carga de servicio y asentamientos en MPa

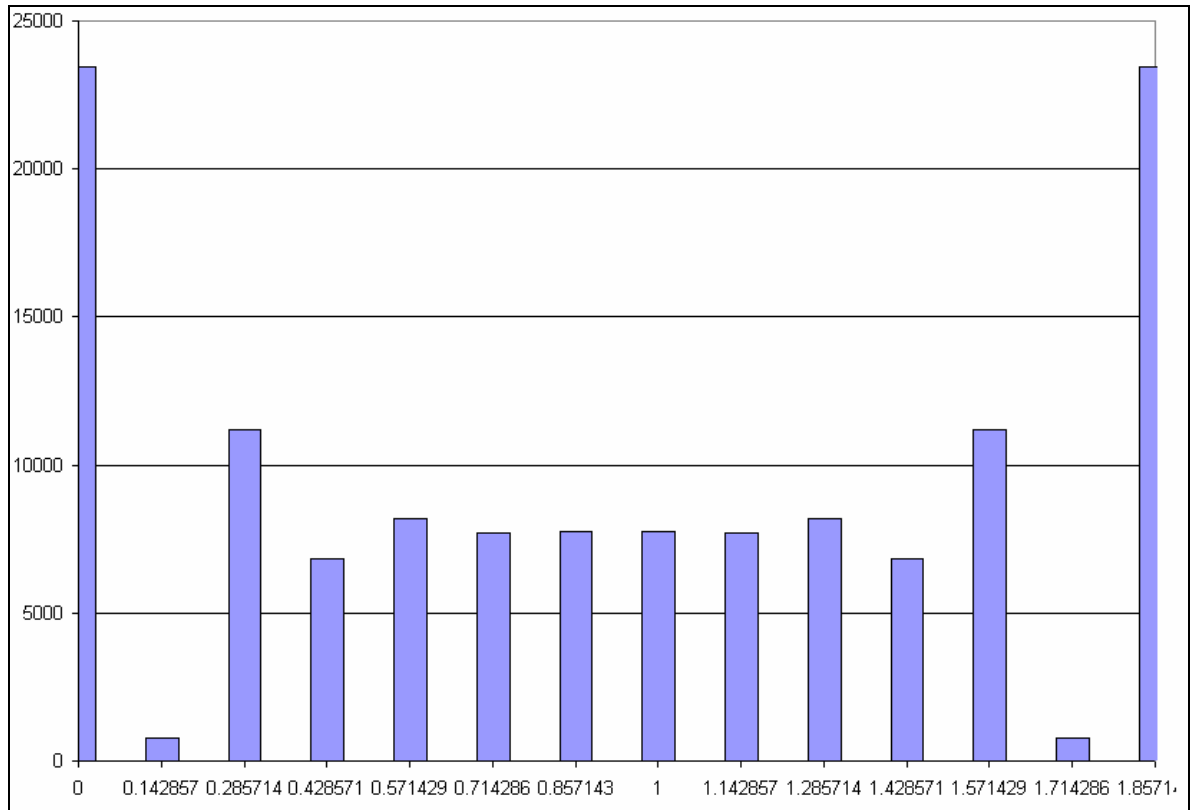


## ANEXO 2

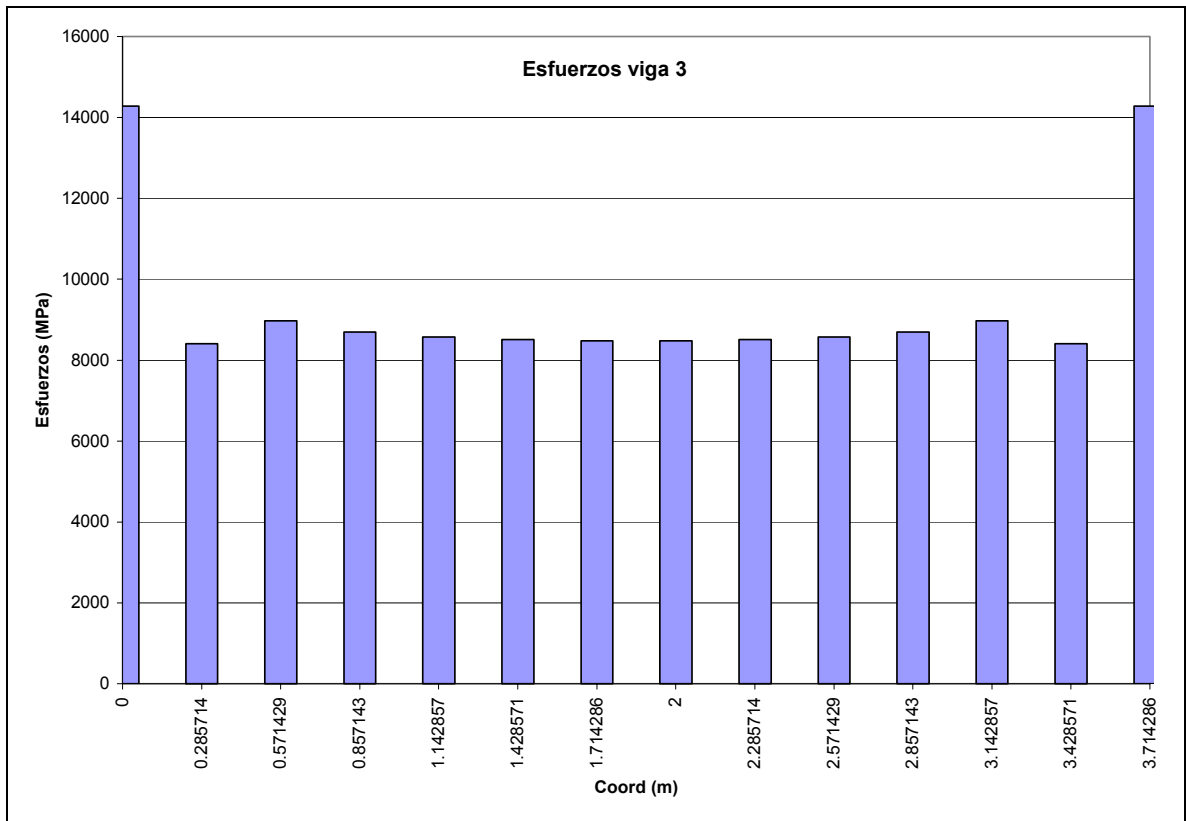
ANEXO 2. FIGURA 1. Esfuerzos viga 1



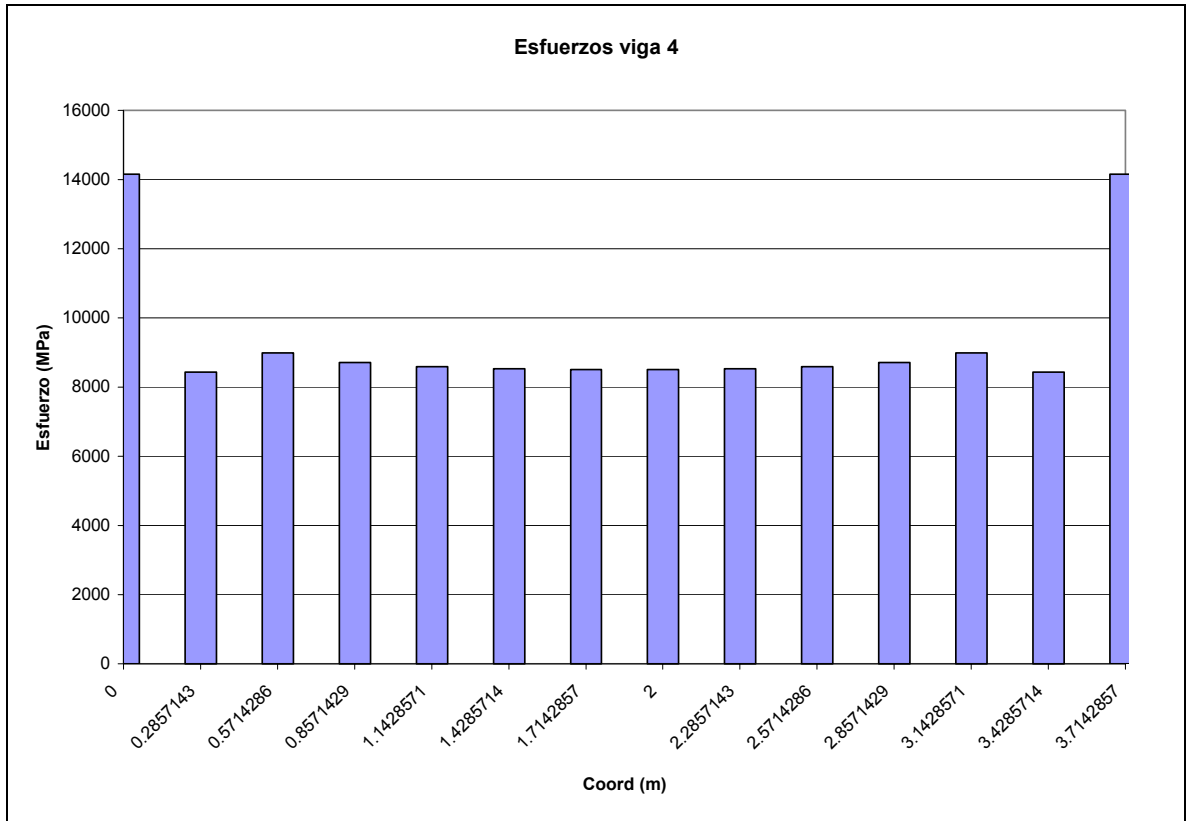
**ANEXO 2. FIGURA 2. Esfuerzos (MPa) viga 2**



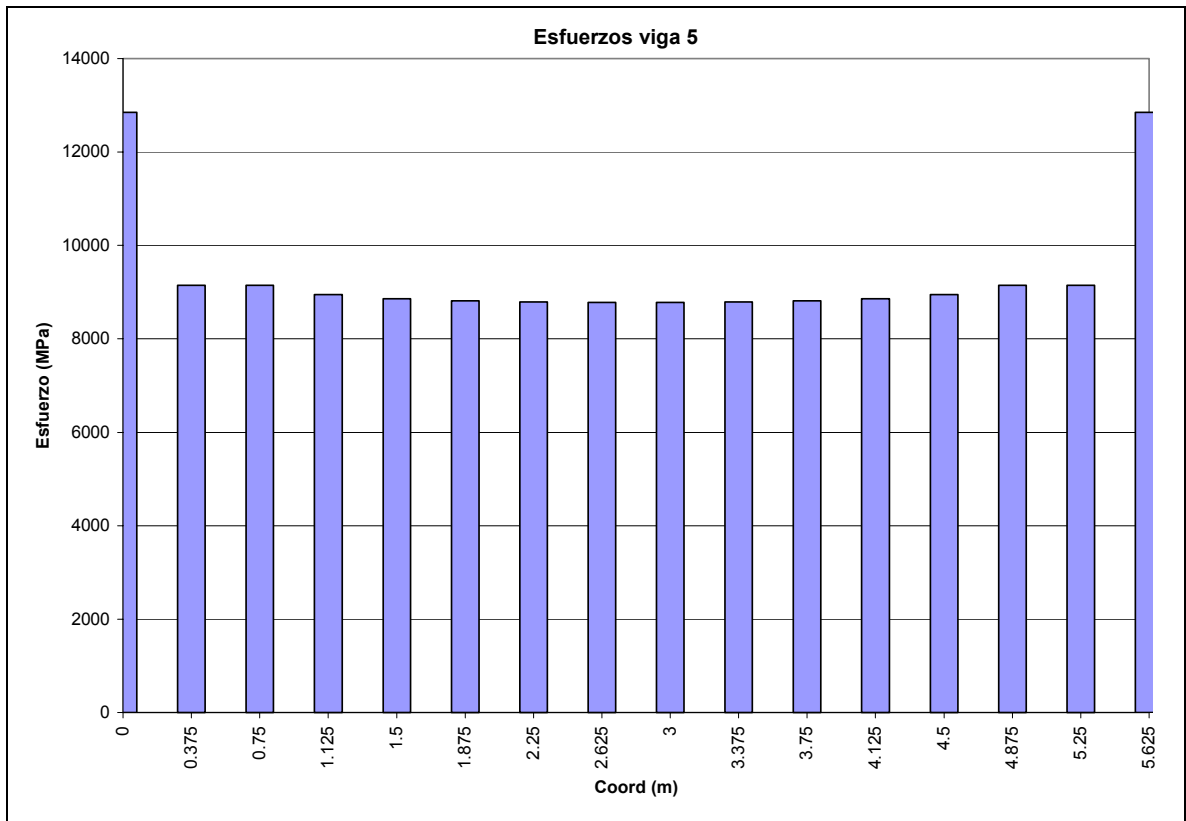
ANEXO 2. FIGURA 3. Esfuerzos (MPa) viga 3



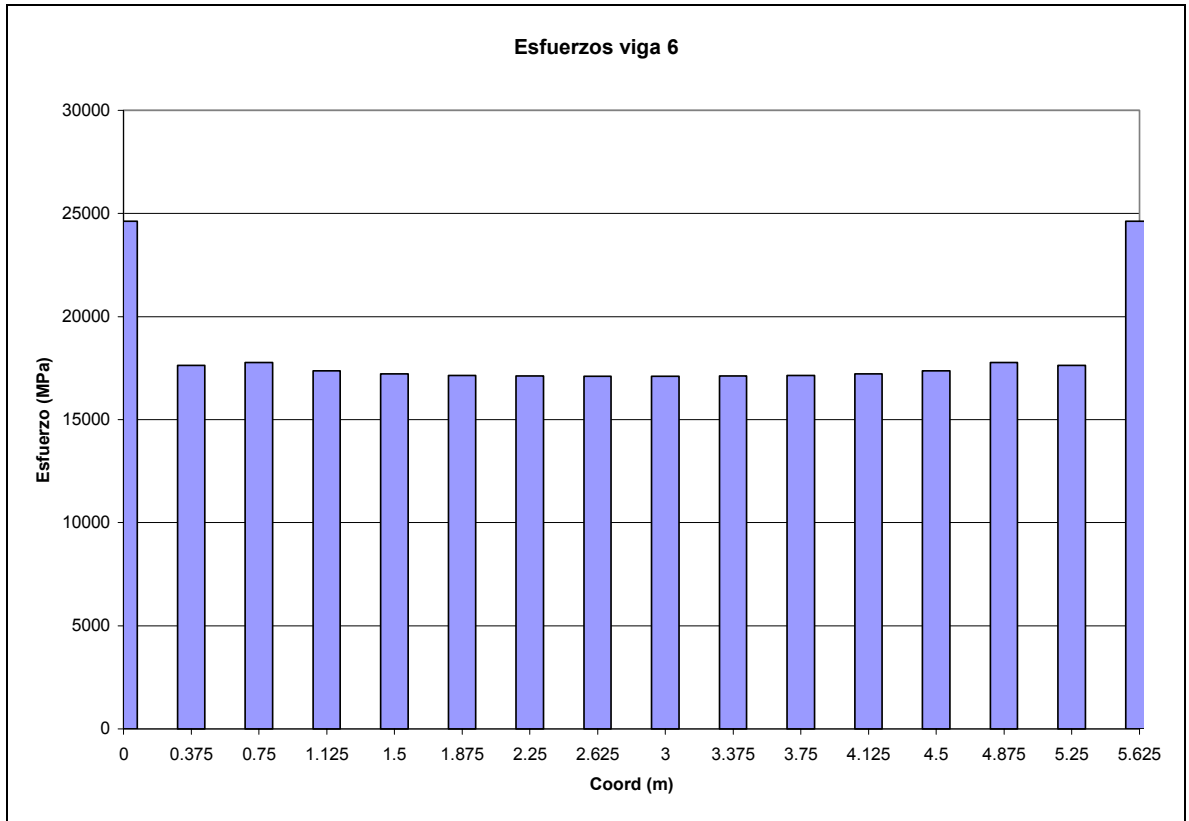
ANEXO 2. FIGURA 4. Esfuerzos (MPa) viga 4



ANEXO 2. FIGURA 5. Esfuerzos (MPa) viga 5



ANEXO 2. FIGURA 6. Esfuerzos (MPa) viga 6



## ANEXO 3

### ANEXO 3. Cargas de servicio de la vivienda tipo

#### CARGAS DE LA LOSA ALIGERADA

Descripción: Losa de concreto pretensado con aligeramiento de bloques de arcilla.

Espesor: 14 cm

Carga Muerta

Peso de la Vigueta:

Area: 78 cm<sup>2</sup>

Peso específico: 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Peso por m: 183.65 N/m

Espesor de torta: 4 cm

Distancia entre ejes máx: 87 cm

Peso aligeramiento: 110 N por unidad

Rendimiento por metro: 4.35 unidades de aligeramiento

Loseta superior:  $0.04 \times 2400 = 96 \text{ Kg/m}^2$

Viguetas:  $0.0078 \times 2400 / .87 = 21.52 \text{ Kg/m}^2$

Aligeramiento:  $\frac{11 \text{ Kg}}{0.23 \times 0.87} = 54.98 \text{ Kg/m}^2$

Mortero inferior:  $\frac{0.02 \times 2000 \times 0.80}{0.87} = 36.79 \text{ Kg/m}^2$

Total: 209.29 Kg/m<sup>2</sup>

#### PESO DE MUROS CONFINADOS

Ladrillo de arcilla de arcilla de perforacion vertical pañatado en el interior:

Peso de ladrillos:  $\frac{60un}{m^2} \times 2.4 Kg/un = 144 Kg/m^2$

Mortero de pega:  $0.055 \times 0.245 \times \frac{60un}{m^2} \times 0.01 \times 2000 = 16.17 Kg/m^2$

Total peso del muro:  $160.17 Kg/m^2$

Peso por unidad de longitud =  $456.49 Kg/m$

Peso específico del muro:  $1334.75 Kg/m^3$

Elementos de confinamiento:

Columna:  $0.17 \times 0.12 \times 2400 = 48.96 Kg/m$

Vigas:  $0.14 \times 0.12 \times 2400 = 40.32 Kg/m$

Dimensiones totales de los elementos:

Mampostería Estructural (solo bloques de arcilla y pega):

Eje X:

Eje	A	A'	A''	B	B'	C
Longitud	6.37 m	1.58 m	1.04 m	1.85 m	0.98 m	5.54 m

Eje Y:

Eje	1	2	3	4	5
Longitud	3.46 m	4.70 m	3.30 m	1.36 m	1.86 m

Total de longitud de muros estructurales =  $32.04 m$

Columnas de Confinamiento:

Altura libre de columnas (sin contar espesores de vigas):  $2.85m$

Número de columnas:  $28$

Longitud total de columnas:  $28 \times 2.85m = 79.8m$

Vigas de confinamiento (solo las de corona de los muros):

Longitud total

Eje X (de borde a borde):

Eje	A	A'	A''	B	B'	C	Total:
Longitud	9.00 m	3.11 m	3.11 m	6.00 m	1.32 m	6.00 m	28.54 m

Eje Y (Longitud entre caras internas de las vigas en los ejes paralelos al X):

Eje	1	2	3	4	5	Total
Longitud	7.17 m	7.17 m	7.17 m	2.41 m	2.93 m	26.85 m

Total longitud de vigas de corona de muro: 55.39 m

Carga viva sobre la losa: 180 Kg/m<sup>2</sup>; Por metro de vigueta = 180\*0.87=156.6 Kg/m

### **DEFINICIÓN DE LAS CARGAS SOBRE LA VIVIENDA PARA EL MODELO SAP2000**

Análisis de la vigueta pretensada y simplemente apoyada:

Carga muerta (sin peso de muros divisorios): 209.29x 0.87= 182.09 Kg/m

Carga muerta (incluyendo divisiones): 182.09 + 300 x 0.87= 443.09 Kg/m

La carga mayorada para la vigueta es de: 1.4 (443.09)+1.7 (156.6)= 926.326 Kg/m

Al usar unidades del sistema internacional obtenemos: 10 x 926.326 =9263.27 N/m. Las reacciones simétricas para las viguetas son:

**Carga muerta:**

$$\text{Panel 1 y Panel 2: } L=3.84 \text{ m } R = \frac{443.09 \times 10 \times 3.84}{2} = 8507.33 \text{ N}$$

$$\text{Panel 3 y Panel 4: } L=3.33 \text{ m } R = \frac{443.09 \times 10 \times 3.33}{2} = 7377.45 \text{ N}$$

$$\text{Panel 5: } L=1.51 \text{ m } R = \frac{443.09 \times 10 \times 1.51}{2} = 3345.33 \text{ N}$$

$$\text{Panel 6: } L=1.42 \text{ m } R = \frac{443.09 \times 10 \times 1.42}{2} = 3145.94 \text{ N}$$

$$\text{Panel 7: } L=2.30 \text{ m } R = \frac{443.09 \times 10 \times 2.3}{2} = 5095.54 \text{ N}$$

**Carga viva:**

$$\text{Panel 1 y Panel 2: } L=3.84 \text{ m } R = \frac{180 \times 10 \times 3.84}{2} = 3456 \text{ N}$$

$$\text{Panel 3 y Panel 4: } L=3.33 \text{ m } R = \frac{180 \times 10 \times 3.33}{2} = 2997 \text{ N}$$

$$\text{Panel 5: } L=1.51 \text{ m } R = \frac{180 \times 10 \times 1.51}{2} = 1359 \text{ N}$$

$$\text{Panel 6: } L=1.42 \text{ m } R = \frac{180 \times 10 \times 1.42}{2} = 1278 \text{ N}$$

$$\text{Panel 7: } L=2.30 \text{ m } R = \frac{180 \times 10 \times 2.3}{2} = 2070 \text{ N}$$

## ANÁLISIS PARA EL MURO EJE A:

Longitud entre ejes de columnas extremas: 8.86 m

Peso específico de mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Tabla para coordenadas de los nodos en el modelo SAP2000

Nodo número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.85
2	0.725	2.8405
3	1.45	2.831
4	2.175	2.8215
5	2.9	2.812
6	3.87	2.81066667
7	4.84	2.80933333
8	5.81	2.808
9	6.5033	2.7374
10	7.1966	2.6668
11	7.89	2.5962
12	8.37	2.5256
13	8.85	2.455

Cuadro de cargas:

ELEMENTO	DISTANCIA (m)	MUERTA (N)	VIVA (N)
viga 1	0.55	8507.33	3456.00
viga 1	1.42	8507.33	3456.00
viga 1	2.29	8507.33	3456.00
viga 2	0.55	8507.33	3456.00

viga 2	1.42	8507.33	3456.00
viga 2	2.29	8507.33	3456.00
viga 3	0.57	3345.33	1359.00
viga 3	1.45	3345.33	1359.00
viga 3	2.31	3345.33	1359.00

### ANALISIS PARA EL MURO EJE A'

Longitud entre ejes de columnas extremas: 3.04 m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Tabla para coordenadas de los nodos en el modelo SAP2000

Nodo Número	Coordenada	Asentamientos
1	0	3.434
2	0.605	3.25066667
3	1.21	3.06733333
4	1.6675	2.884
5	2.125	2.70066667
6	2.5825	2.51733333
7	3.04	2.334

Cuadro de cargas:

Elemento	Coordenada	Panel 5		Panel 6		Total	
		Muerta	Viva	Muerta	Viva	Muerta	Viva
viga 3	0.57	3345.33	1359.00	3145.94	1278.00	6491.27	2637.00
viga 3	1.45	3345.33	1359.00	3145.94	1278.00	6491.27	2637.00
viga 3	2.31	3345.33	1359.00	3145.94	1278.00	6491.27	2637.00

## ANALISIS PARA EL MURO EJE A"

Longitud entre ejes de columnas extremas: 3.04 m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Tabla para coordenadas de los nodos en el modelo SAP2000

Nodo Número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.43
2	0.4033	2.276
3	0.8066	2.122
4	1.21	1.968
5	1.82	1.81166667
6	2.43	1.65533333
7	3.04	1.499

Cuadro de cargas:

Elemento	Coordenada	Panel 6		Panel 7		Total	
		Muerta	Viva	Muerta	Viva	Muerta	Viva
viga 3	0.57	3145.94	1278.00	5095.54	2070	8241.48	3348.00
viga 3	1.45	3145.94	1278.00	0	0	3145.96	1278.00
viga 3	2.31	3145.94	1278.00	0	0	3145.94	1278.00

## ANÁLISIS PARA EL MURO EJE B:

Longitud entre ejes de columnas extremas: 5.81 m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Tabla para coordenadas de los nodos en el modelo SAP200

Nodo número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.753
2	0.6633	2.7456
3	1.3266	2.7382
4	1.99	2.7308
5	2.445	2.7234
6	2.9	2.716
7	3.2867	2.66383333
8	3.6734	2.61166667
9	4.0601	2.5595
10	4.6434	2.50733333
11	5.2267	2.45516667
12	5.81	2.403

Cuadro de cargas para la viga uno:

Elemento	Coordenada	Panel 1		Panel 3		Total	
		Muerta	Viva	Muerta	Viva	Muerta	Viva
viga 1	0.55	8507.33	3456.00	7377.45	2997.00	15884.78	6453.00
viga 1	1.42	8507.33	3456.00	7377.45	2997.00	15884.78	6453.00
viga 1	2.29	8507.33	3456.00	7377.45	2997.00	15884.78	6453.00

Cuadro de cargas para la viga dos:

Elemento	Coordenada	Panel 2		Panel 4		Total	
		Muerta	Viva	Muerta	Viva	Muerta	Viva
viga 2	0.55	8507.33	3456.00	7377.45	2997.00	15884.78	6453.00
viga 2	1.42	8507.33	3456.00	7377.45	2997.00	15884.78	6453.00
viga 2	2.29	8507.33	3456.00	7377.45	2997.00	15884.78	6453.00

## ANÁLISIS PARA EL MURO B'

Longitud entre ejes de columnas extremas: 1.21m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Nodo Número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.674
2	0.65	2.3185
3	1.21	1.963

### **ANÁLISIS PARA EL MURO EJE C:**

Longitud entre ejes de columnas extremas: 5.81 m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Tabla para coordenadas de los nodos en el modelo SAP2000

Nodo número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.707
2	0.725	2.722
3	1.45	2.737
4	2.175	2.752
5	2.9	2.767
6	3.6275	2.81125
7	4.355	2.8555
8	5.0825	2.89975
9	5.81	2.944

Cuadro de cargas:

ELEMENTO	DISTANCIA (m)	MUERTA (N)	VIVA (N)
viga 1	0.55	7377.45	2997.00
viga 1	1.42	7377.45	2997.00
viga 1	2.29	7377.45	2997.00
viga 2	0.55	7377.45	2997.00
viga 2	1.42	7377.45	2997.00
viga 2	2.29	7377.45	2997.00

### MURO ESTRUCTURAL EJE 1

Longitud entre ejes de columnas extremas: 7.31 m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Nodo número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.85
2	0.7167	2.83383333
3	1.4334	2.81766667
4	2.15	2.8015
5	2.75	2.78533333
6	3.35	2.76916667
7	3.95	2.753
8	4.62	2.7438
9	5.29	2.7346
10	5.96	2.7254
11	6.635	2.7162
12	7.31	2.707

## MURO ESTRUCTURAL EJE 2

Longitud entre ejes de columnas extremas: 7.31 m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Nodo número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.812
2	0.46	2.79828571
3	0.92	2.78457143
4	1.6367	2.77085714
5	2.3534	2.75714286
6	3.07	2.74342857
7	3.51	2.72971429
8	3.95	2.716
9	4.79	2.72875
10	5.63	2.7415
11	6.47	2.75425
12	7.31	2.767

## MURO ESTRUCTURAL EJE 3

Longitud entre ejes de columnas extremas: 7.31 m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Nodo número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.808

2	0.81	3.121
3	1.62	3.434
4	2.345	2.932
5	3.07	2.43
6	3.95	2.403
7	4.46	2.49333333
8	4.97	2.58366667
9	5.48	2.674
10	5.81	2.7415
11	6.14	2.809
12	6.725	2.8765
13	7.31	2.944

#### MURO ESTRUCTURAL EJE 4

Longitud entre ejes de columnas extremas: 2.41 m

Peso específico de la mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75  
Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Nodo Número	Coordenada	Asentamiento
1	0	1.968
2	0.44	1.96716667
3	0.88	1.96633333
4	1.24	1.9655
5	1.6	1.96466667
6	2.005	1.96383333
7	2.41	1.963

## MURO ESTRUCTURAL EJE 5

Longitud entre ejes de columnas extremas: 3.07 m

Peso específico mampostería (sin elementos de confinamiento): 1334.75 Kg/m<sup>3</sup>

Altura libre del muro: 2.85m

Nodo Número	Coordenada	Asentamiento
1	0	2.455
2	0.365	2.42475
3	0.73	2.3945
4	1.175	2.36425
5	1.62	2.334
6	2.1033	2.05566667
7	2.5866	1.77733333
8	3.07	1.499

## EVALUACIÓN DE LAS CARGAS SÍSMICAS.

Por ser la estructura de un nivel se usará el método de la fuerza equivalente para hallar la fuerza sísmica probable sobre la vivienda.

Método de la fuerza equivalente:

Usando la fórmula  $T_a = C_t h_n^{3/4}$  donde  $C_t$  puede evaluarse para el sistema

estructural usado en la vivienda como  $C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$  para  $A_c = \sum \left( A_e \left[ 0.2 + \left( \frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right] \right)$

o tomarse alternativamente como 0.05.

Así presentamos la siguiente tabla para los dos sentidos principales de la edificación que muestra los valores de  $T_a$ .

Muro	De	(De/hn) <sup>2</sup>	Ae	Aci
A-1-3	5.81	4.15587565	0.6648	2.89578613
A-4'-5	0.96	0.1134626	0.0996	0.03122088
A'-4-5	1.73	0.3684703	0.1896	0.10778197
A"-3-4	1.17	0.16853186	0.1248	0.04599278
B-1'-2'	2.12	0.55332718	0.222	0.16723863
B'-3-4	1.17	0.16853186	0.1176	0.04333935
C-1-3	5.81	4.15587565	0.6648	2.89578613
Ac=				6.18714587

Con este valor de  $A_c=6.187$  obtenemos un valor de  $C_t=0.031$  para un periodo en la dirección X de

$T_a=0.068$  seg.

Para el departamento de Santander mas específicamente para Bucaramanga el Valor de  $A_a$  es de 0.25 ubicado en una Zona de Amenaza Sísmica alta.

Y por hacerse esta tesis para el análisis de las condiciones mas desfavorables en cuanto a las condiciones locales se tomara el valor de 2.0 para el coeficiente de sitio (suelos de arcillas blandas).

Por realizarse este análisis para casas de uno o dos pisos el coeficiente de importancia se toma de 1.

$T_c=0.48*S = 0.48*2.0 = 0.96$ , que es el periodo crítico que es mayor que  $T_a=0.068$

Por lo tanto la fórmula a utilizar para el cálculo de  $S_a$  es

$$S_a = 2.5A_aI = 2.5 \times 0.25 \times 1.0 = 0.625$$

## **MASA DE LA LOSA**

Área de la losa:

Panel	Área (m <sup>2</sup> )
1	10.871
2	10.871
3	9.452
4	9.452
5	4.360
6	4.084
7	2.524
TOTAL	51.614

$$\text{Masa de la losa por metro cuadrado} = 209.29 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Masa de la losa aligerada} = 209.29 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 51.614 \text{m}^2 = 10802.2941 \text{ Kg}$$

$$\text{Longitud de vigas de corona} = 55.39 \text{ m}$$

$$\text{Masa de las vigas de corona por unidad de longitud} = 40.32 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Masa total de las vigas de corona} = 40.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \times 55.39 \text{m} = 2233.3148 \text{ Kg}$$

Masa de las columnas:

$$\text{Longitud de columnas} = 79.8 \text{ m}$$

$$\text{Porcentaje de influencia} = 50\%$$

$$\text{Masa por unidad de longitud de las columnas} = 48.96 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Masa comprometida en el sismo} = 48.96 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \times 0.50 \times 79.8 \text{m} = 1953.504 \text{ Kg}$$

Masa de los muros de mampostería:

Longitud de muros estructurales = 32.04 m

Porcentaje de influencia = 50%

Masa por unidad de longitud de muros = 456.49 Kg/m

Masa comprometida en el sismo =  $456.49 \frac{Kg}{m} \times 0.50 \times 32.04 m = 7264.91 Kg$

Masa de la vivienda comprometida en el sismo = 22254.04 Kg

Fuerza sísmica  $F_s = 0.625 \times 9.81 \frac{m}{s^2} \times 22254.04 Kg = 136445.04 N$  (usado para derivas)

Este cortante sísmico se ubica por la segunda ley de Newton en el centroide de la placa.

Valor de  $R_0 = 1.5$

POR LO TANTO LA FUERZA SISMICA ES 90963.359 N.100% en un sentido y 30% en el perpendicular (27289.10 N).