



Trabajo de Diploma.

Título: Modelación de viviendas ligeras bajo el efecto del cambio de volumen de los suelos expansivos.

Diplomante: Eddie Hamid Parsade.

Tutora: Ing. Nodalis López Díaz.

*“Quiero que rechaces siempre lo fácil y lo cómodo,
todo lo que enaltece y honra, implica sacrificio.”*

Che.

Agradecimientos.

Antes de todo, doy las gracias a Dios el todo poderoso, para crear me con las habilidades de estudiar y la fuerza para seguir adelante; porque con El todo es posible.

A mis padres por todos sus sacrificios para llevarme hasta donde estoy hoy en día.

A mi tutora Ing. Nodalís López Díaz dedicar su tiempo y esfuerzo para realizar este trabajo.

Al profesor Ing. Rolando Lima Rodríguez por su apoyo en la realización de este trabajo.

A todos los profesores que me han ayudado directamente a realizar este trabajo y los otros que en una forma u otra han contribuido en mi formación profesional.

A los gobiernos de Santa Lucía y Cuba por la oportunidad de prepararme como un profesional en la carrera de Ingeniería Civil.

Y, mis amigos aquí en Cuba y Santa Lucía que siempre me han apoyado y animado.

Muchas Gracias.

Resumen

Este trabajo tiene como objetivos principales el estudio del comportamiento de los suelos expansivos en una forma generalizada, la modelación de las conductas de los daños provocados por los suelos expansivos en viviendas cimentadas sobre ellos, proponer algunas soluciones desde el punto de vista constructiva, y finalmente realizar recomendaciones generales en las etapas antes y después la construcción.

En los últimos años han ocurrido sequías de larga duración en diferentes partes del mundo, incluyendo aquí en Cuba. La prolongada temporada de alta temperatura provoca contracciones en los suelos expansivos, no obstante estos suelos al mojarse tiendan a expandir. Estos movimientos provocan levantamientos y asentamientos en las estructuras. Las estructuras mas afectadas son normalmente las ligeras, como en el caso de las viviendas unifamiliares.

En este trabajo se realiza el estudio de dos casas unifamiliares. Las dos están situados en la ciudad de Santa Clara en el reparto de Santa Catalina. La primera casa posee un sistema constructivo de muros de cargas con vigas zapatas corrida, mientras la otra esta conformada por un sistema constructiva mixta donde existe una parte con muros de carga y la otra con un sistema esqueleto. Además la primera casa esta conformada por bloques de hormigón y la otra de sillería.

Introducción.....	1
Capítulo 1: Revisión de Bibliografía.....	8
1.1 Suelos Expansivos.....	8
1.2 Factores a micro escala.....	10
1.2.1 Factores mineralógicos de las arcillas y química del agua del suelo.....	10
1.2.2 Estados Tensionales.....	12
1.3 Factores a macro escala.....	13
1.3.1 Plasticidad y Densidad.....	13
1.3.2 Humedad.....	14
1.3.3 Cambios estacionales.....	15
1.3.4 Fugas de agua en las instalaciones.....	18
1.4 Predicción del cambio de volumen para suelos expansivos.....	19
1.5 Modelo estructural.....	22
1.6 Modelación de una estructura bajo el efecto de expansividad.....	23
1.7 Software STAAD PRO 2006.....	24
1.7.1 Generador Gráfico de Datos de Entrada.....	24
1.7.2 Sistema Global de Coordenadas.....	24
1.7.3 Sistema Local de Coordenadas.....	25
1.7.4 Grados de Libertad de Miembros / Elementos.....	26
1.7.5 Apoyos.....	26
1.7.6 Cargas.....	27
1.7.7 Materiales.....	27
1.7.8 Análisis de Rigidez.....	27
1.7.9 Post - Proceso Gráfico.....	28
1.8 Los elementos finitos de shell/plate.....	28
1.8.1 Base teórica de los elementos de shell/plate.....	28
1.8.2 Las propiedades distinguidas de este elemento finito son:.....	29
1.8.3 Consideraciones Geométricas de la modelación de elementos finitos.....	31
1.8.4 Propiedades Mecánicas de Los Elementos de Shell.....	34
1.8.5 Determinación de las características mecánicas.....	34
1.9 El suelo de cimentación.....	41
1.9.1 Cimentaciones continuas sobre resortes elásticos.....	41
1.9.1.1 Método del Balasto, de WINKLER o de Viga Sobre Apoyos Elásticos.....	42
1.9.2 Reacciones del suelo debajo una cimentación continua.....	48
Conclusiones Parciales del capítulo.....	49
2 Capítulo II: Modelación y Análisis.....	50
2.1 Fundamentación metodológica.....	50
2.1.1 Modelación del problema real planteado.....	51
2.1.2 Modelo geométrico de la estructura.....	52
2.1.3 Modelo geométrico de la cimentación.....	53
2.1.4 Modelo geométrico de las columnas y las vigas de cerramiento.....	54
2.1.5 Modelo geométrico del muro.....	54
2.2 Modelo del comportamiento del material.....	55
2.2.1 Modelo del material para la viga de zapata.....	56
2.2.2 Modelo del material para el cimiento aislado.....	56
2.2.3 Modelo del material para el suelo.....	57
2.2.4 Modelo del material para las columnas y las vigas de cerramiento.....	57
2.2.5 Modelo del material para la albañilería.....	58
2.3 Modelo de Cargas.....	59
2.3.1 Acciones permanentes (CP) o muertas.....	59
2.4 Análisis de resultados.....	60
2.4.1 Análisis de los modelos.....	60
2.4.2 Análisis de la conducta.....	65
Conclusiones Parciales del capítulo.....	74
3 Capítulo III. Posibles Soluciones Estructurales.....	75
3.1 Solución 1 – cierre perimetral a nivel del marco de la ventana.....	77

3.2	Solución 2 – columnas en vanos de ventanas.	78
3.3	Solución 3 -columnas en las esquinas y tramos de paredes con ventanas.....	80
	Conclusiones Parciales del capítulo.	82
	Conclusiones.....	83
	Recomendaciones.....	84
	En la etapa de proyecto	84
	Recomendaciones antes de la Construcción	86
	Recomendaciones de Construcción	88
	Técnicas de reducción de la expansión para después de la construcción.....	89
	Drenaje del techo.	89
	Drenaje sub.-superficial.....	90
	Tipos de cimentaciones utilizados en suelos expansivos.	93
	Zapatas aisladas	94
	Zapatas corridas.....	96
	Bibliografía	97
	Anexos	99

Introducción

Desde la aparición del hombre en la tierra, ha sido de gran importancia un lugar de domicilio que sirva como una forma de protección contra los cambios climáticos que se enfrentan en la vida usual. Sin embargo cuando el hombre siguió desarrollando tales lugares de domicilio también se desarrollaron, debido a una necesidad de más confort y seguridad. Como resultado hoy en día existe una estructura conocida como la vivienda. Se puede considerar que la vivienda no es sólo una estructura que aporta protección contra los cambios climáticos pero sí como una estructura que sirve como función. Una de las funciones principales de la vivienda es proveer un sentido de confianza a los miembros desde el punto de vista de la seguridad estructural de la misma.

Sin embargo durante el último siglo ha existido un aumento en la demanda por viviendas. No obstante el problema se ha refrenado con el uso de viviendas unifamiliares y edificaciones multifamiliares, donde en algunos casos no existe ninguna planificación que resulta en el mal uso de tierras disponibles que no se han estudiado desde un punto de vista geotécnico. Resulta que esto produce numerosos problemas en cimentaciones, para mencionar, incluyen desde los asentamientos diferenciales hasta los daños y deterioros en la superestructura. Recientemente uno de los fenómenos más comunes que se ha mencionado es eso de los daños y perjuicios causados por los suelos expansivos.

Un suelo expansivo se puede considerar como un suelo que sufre un aumento de volumen (expandirse) al mojar, y una disminución en volumen (encogiéndose) al secar. En la construcción de viviendas, la albañilería no reforzada se emplea extensivamente en muchas partes del mundo. Típicamente, éstos son ligeros y se apoyan sobre cimentaciones de poca profundidad que son relativamente flexible. Junto con la inherentemente

naturaleza frágil que posee la albañilería no reforzada, esto produce la susceptibilidad para daños provocados por los movimientos diferenciales en las cimentaciones. Se ha demostrado que la expansión y la contracción que sufren los suelos expansivos es una de las fuentes más comunes para los movimientos diferenciales en cimentaciones, que como resultado causan los problemas en el estado de utilización. (Mark J. Masia ; Robert E. Melchers ; Meter W. Kleeman).



Foto de grieta en suelo debido a los movimientos.

Los movimientos de los suelos expansivos producen afectaciones principalmente en las cimentaciones, pero diferentes partes de la casa se pueden mover a diferentes velocidades y distancias causando fallas en la cimentación. Muy a menudo, aparecen grietas significativas en las esquinas de las ventanas y puertas, en los muros, en las losas de los garajes y en los patios. La apariencia general de la casa se puede ver seriamente afectada. Muchos de los movimientos ocurren fuera de los muros de la construcción, pero si el agua encuentra su camino bajo la casa, ya sea por el riego de jardines o una fuga de alguna tubería, habrá movimientos en el interior, tales como el levantamiento de los pisos de las habitaciones. Todo esto puede llegar a hacer las viviendas inhabitables. Esto significa que la vivienda no esta

cumpliendo con su función que resulta en la incomodidad e incertidumbre de sus ocupantes.



Foto de separaciones entre elementos estructurales de una vivienda



Foto de grieta continua en pared

Cada año y sin darnos cuenta, los suelos expansivos causan billones de dólares en daños a edificios, caminos, redes de tuberías, y otras estructuras en todo el mundo. Estos daños son mayores que los causados por las inundaciones, huracanes, tornados, y terremotos combinados (Jones y Holtz, 1973). La mayor parte de los asentamientos humanos se encuentran sobre suelos no saturados y muchos de ellos son expansivos, sin embargo, los suelos expansivos no causan problemas a menos que las estructuras que se han construido sobre ellos sean pobremente diseñadas. (*Ma. de la luz Perez Rea ; Jaime Horta Rangel*)

Problema científico.

Desde hace varios años se están presentando grandes sequías en todo el mundo. En Cuba este fenómeno ha sido notable, por otro lado existen suelos arcillosos con características expansivas, que presentan cambios de volumen considerables debido a la presencia o no de humedad. Las viviendas de una y hasta dos plantas, cimentadas sobre este tipo de suelo, sufren movimientos que producen el agrietamiento de sus elementos, lo que puede llegar a hacerlas inhabitables. ¿Como podemos mitigar este problema?

Hipótesis.

A partir de un proceso de reingeniería es posible modelar los efectos de la conducta de un suelo expansivo sobre una vivienda dañada, cimentada sobre el mismo, aplicando los posibles cambios de las condiciones del modelo, para proponer soluciones a los problemas que se presentan en las mismas debido a los cambios de volumen de la base.

A partir de un proceso de reingeniería es posible modelar la conducta de una vivienda dañada, debido a los efectos de los suelos expansivos sobre el que esta cimentada y al lograr un estado similar al que hoy tiene, proponer soluciones estructurales, hasta obtener una conducta donde se elimina los daños.

Objetivo general.

Modelar empleando el software STAAD Pro 2006 y aplicando un proceso de reingeniería, la interacción suelo-estructura de viviendas cimentadas sobre suelos expansivos con la finalidad de obtener la conducta actual para poder proponer soluciones a los problemas que se manifiestan en las mismas.

Objetivos específicos

- Buscar la información que describa las características generales de los suelos expansivos, así como información que posibilite modelar la conducta de las viviendas apoyadas sobre estos suelos.
- Estudiar casos de viviendas cuya estructura se encuentre afectada por la presencia de suelos expansivos.
- Modelar la estructura de las viviendas sometidas a este fenómeno y a partir de una reingeniería obtener conductas similares a problemas reales.
- Variar el modelo, aplicando posibles soluciones a adoptar y evaluar su efectividad.
- Sacar conclusiones de los resultados obtenidos sobre las soluciones más factibles.
- Realizar las recomendaciones necesarias que permitan proponer soluciones, desde el punto de vista de proyecto a las viviendas que se construyen sobre suelos expansivos.

Tareas científicas.

- Realizar un estudio de la forma de trabajo de las viviendas sobre suelos expansivos a partir de la literatura existente.
- Realizar un estudio de la forma de trabajar con el software STAAD para modelar este tipo de problemas.
- Buscar documentos de proyecto de viviendas dañadas.
- Realizar una búsqueda para encontrar la forma adecuada de modelar este tipo de problemas.
- Redacción capítulo 1
- Modelar la interacción zapata-suelo para distintas condiciones de trabajo hasta alcanzar los efectos del estado actual de algunas viviendas.
- Análisis de resultados.
- Redactar capítulo 2.
- Variar la estructura, incluyendo elementos estructurales, para buscar condiciones que arrojen comportamientos que evidencian la no existencia de fallos.
- Análisis de los resultados.
- Redactar el capítulo 3.

- Conclusiones
- Realizar las recomendaciones necesarias que permitan proponer soluciones, desde el punto de vista de proyecto a las viviendas que se construyen sobre suelos expansivos y soluciones constructivas que sean aplicables a las mismas para minimizar su efecto.

Novedades Científicas

Lograr modelar el comportamiento de viviendas sometidas a este fenómeno de expansividad a partir de una reingeniería, permitiendo obtener conductas similares a los problemas reales sin tener que llegar al uso de un modelo que pueda ser muy difícil la obtención de los datos necesarios para su utilización.

Aporte Metodológico.

1. Establecer una metodología de análisis con el software STAAD para este tipo de problema.

Capítulo 1: Revisión de Bibliografía.

1.1 Suelos Expansivos.

Según la mayoría de las bibliografías consultada, un suelo expansivo se puede considerar como un suelo que sea capaz de cambiar su volumen por factores externos e internos del mismo suelo, que provoca expansiones y contracciones del mismo. La expansión está asociada, por lo general, a suelos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas. Los cambios volumétricos, pueden llegar a producir efectos perjudiciales en las obras construidas sobre ellos si no se toman precauciones especiales, principalmente debido a los esfuerzos que se producen para levantar el centro y esfuerzos para levantar el borde en las cimentaciones causadas por la expansión y contracción de los suelos. (Mark J. Masia, etal 2004)

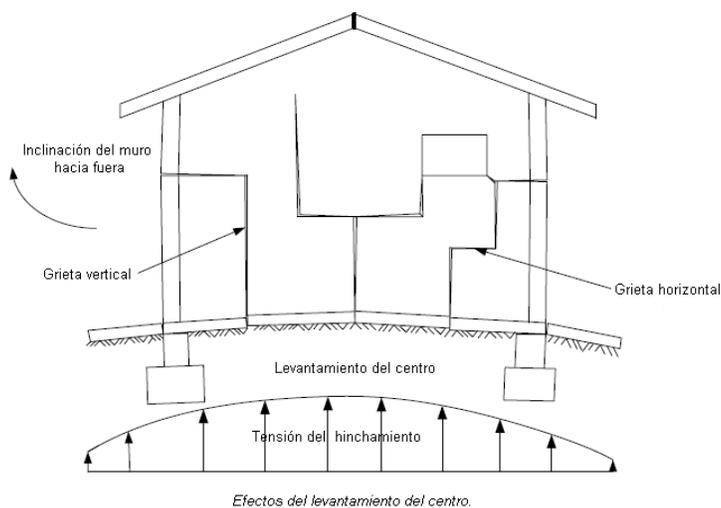


Figura 1.1: *Efectos del levantamiento en el centro.*

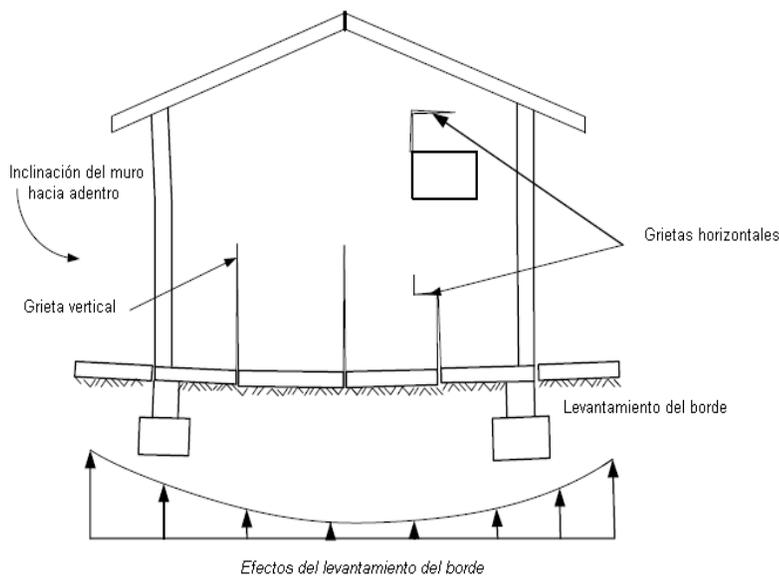


Figura 1.2: *Efectos del levantamiento en el borde.*

Existen muchas teorías acerca del origen de los suelos expansivos, se discuten que pueden existir dos grupos de materiales de origen. El primer grupo, comprende de las rocas ígneas básicas, como los basaltos y los grados, donde minerales como feldespato y el piroxeno de las rocas madre, se descomponen para formar la montmorilonita y otros minerales secundarios. El segundo grupo comprende las rocas sedimentarias que contienen montmorilonita como constituyente, el cual se desintegra mecánicamente para formar suelos expansivos. En Norteamérica existen ejemplos de roca basal lutita, como la formación Laramie y Denver. En Israel, están las margas y las calizas en Sudáfrica.

El estudio del comportamiento de tales suelos puede ser muy complicado, no obstante en los últimos años se ha tratado de estudiar este fenómeno. Diferentes autores discuten diferentes criterios para explicar la manifestación de la expansividad, algunos discuten los factores mineralógicos, otros los estados tensionales, y también discuten los factores a micro y macro escalares. (José Alfredo Cepeda Garrido).

1.2 Factores a micro escala

1.2.1 Factores mineralógicos de las arcillas y química del agua del suelo.

El potencial de expansión que tiene una masa de suelo depende de la cantidad y tipo de minerales de arcilla en el suelo, el arreglo y el área específica de la superficie de las partículas de arcilla y la constitución química que rodea a esas partículas de arcilla. La mayoría de los minerales de las arcillas tienen un arreglo de sus átomos tal, que forman un entrelazamiento de sus cristales muy característico. El entrelazamiento de los cristales es el arreglo tridimensional repetido de iones en un cristal. Una de las características más importantes de los minerales de arcilla es el pequeño tamaño de sus cristales. El espesor típico puede ser de 15 Å y las dimensiones laterales son del orden de micrones. Por lo que los métodos de difracción de rayos X y el del microscopio electrónico han sido usados para la identificación de la estructura de sus cristales. Por otro lado se pueden identificar estos minerales mediante el uso de análisis químicos; sin embargo debido a que cada grupo, de alguna manera tiene propiedades ingenieriles similares, es más conveniente clasificarlos en grupos de acuerdo con su estructura.

Estos grupos, para propósitos de ingeniería, son los siguientes:

1. Coalinita
2. Mica (incluye hilitas y versiculitas)
3. Esméctica (incluye las montmorilonitas)

Es muy conocido que las arcillas montmorionitas se expanden cuando su contenido de agua aumenta, mientras que las carolinitas suelen ser relativamente estables en presencia del agua, debido a que la unión entre todas las partículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de las moléculas de agua entre ellas. Las hilitas suelen presentar una expansión menor que las montmorilonitas, pero mayor que las carolinitas. La química del agua y del suelo también es importante con relación a la magnitud de expansión. Los cationes de la sal, tales como el sodio, calcio y magnesio se disuelven en el agua y son absorbidos sobre las superficies de las partículas de arcilla y funcionan como cationes intercambiables que balancean las cargas eléctricas de la superficie de dichas partículas. La hidratación de esos cationes y las fuerzas de absorción de grandes cantidades de agua entre las partículas de arcilla. En los suelos secos, los cationes de sal se mantienen cerca de los cristales de arcilla por medio de tremendas fuerzas electrostáticas. Cuando el agua llega a estar disponible en los alrededores, la energía de hidratación de los cationes es suficientemente grande para romper las fuerzas de atracción entre las partículas. Cuando se precisa suficiente agua, esta es adsorbida por los cationes, los cuales se separan de las superficies de las partículas de arcilla.

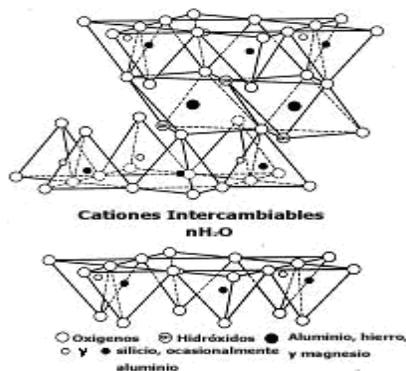


Figura 1.3: Estructura general de las arcillas.

Estados Tensionales.

Como fue mencionado antes diferentes autores describen el fenómeno de la expansión en suelos con diferentes criterios. Se sabe que el mecanismo de expansión de una arcilla es complicado y además está influenciado por una gran variedad de parámetros y también que la expansión es el resultado del cambio de humedad del suelo, la cual ocasiona disturbios en el equilibrio interno de esfuerzos. Las partículas de arcilla generalmente son hojuelas que tienen cargas eléctricas negativas en su superficie y cargas positivas en sus bordes. Las fuerzas eléctricas entre partículas están en función de las superficies cargadas negativamente y de la electroquímica del agua del suelo; las fuerzas de Van der Waals y las de adsorción entre los cristales de arcilla y las moléculas de agua también influyen en las fuerzas eléctricas entre partículas. El sistema interno de fuerzas electroquímicas debe estar en equilibrio con los esfuerzos externos aplicados y la tensión capilar del agua del suelo. La tensión capilar es denominada a menudo succión métrica.

Si la química del agua del suelo es modificada mediante un cambio en la cantidad de agua o en la composición química de esta, de igual forma las fuerzas eléctricas cambiarán. Si el resultado de esta modificación no está equilibrada con los esfuerzos externos aplicados, entonces el espaciamiento entre las partículas cambiará hasta que se alcance el equilibrio. Y como se puede apreciar, este cambio en el espaciamiento de las partículas, es lo que se conoce como expansión o contracción del suelo.

1.3 Factores a macro escala

1.3.1 Plasticidad y Densidad.

Estas propiedades son el reflejo de las propiedades a micro escala del suelo. Debido a que las características a macro-escala son más fáciles de medir en el trabajo de ingeniería, que las características a micro escala, las primeras son el indicador primario del comportamiento de la expansión. Las propiedades comúnmente determinadas son la plasticidad y la densidad (consistencia del suelo), estas pueden proveer una gran cantidad de información para conocer el potencial expansivo de los suelos. Estas propiedades se pueden encontrar mediante el empleo de los límites de Attreberg. La mayoría de los suelos expansivos pueden existir en condición plástica, por encima de un rango de humedad. Este comportamiento resulta de la capacidad que las partículas de arcilla tienen para retener grandes cantidades de agua entre ellas y a pesar de ello retener una estructura coherente a través de las fuerzas eléctricas entre partículas. La plasticidad del suelo es afectada por los mismos factores a micro escala que controlan el potencial de expansión y proveen, además, un indicador útil de este. Las fuerzas eléctricas entre partículas están relacionadas con el espaciamiento entre ellas. Debido a esto la densidad seca y los arreglos físicos de las partículas afectaran el potencial de expansión. Incrementar la densidad del suelo a través de la compactación o la historia del depósito natural conduce a expansiones grandes y además eleva la presión de expansión.

1.3.2 Humedad.

El hecho de que un suelo con un elevado potencial de expansión, se expanda en realidad depende de varios factores. La mayor importancia es la diferencia entre la humedad de campo en el momento de la construcción y la humedad de equilibrio que alcanzara finalmente con la construcción terminada. Si la humedad de equilibrio es consideradamente mayor que la humedad de campo, y si el suelo tiene una elevada capacidad de expansión, puede ocurrir esta en alto grado, evidenciada por el levantamiento del suelo o la estructura, o por el desarrollo de grandes presiones de expansión. Si la humedad del equilibrio es mas baja que la humedad de campo, el suelo no se expandirá, sino por el contrario se contraerá.

Independientemente que el potencial de expansión de un suelo sea alto, si la humedad de la arcilla permanece constante, no habrá cambio de volumen y por lo tanto cualquier estructura que se cimiente sobre este suelo no estará sujeta a los danos causados por la expansión. Cuando el contenido de agua cambia en la arcilla, entonces pueden ocurrir expansiones tanto en dirección vertical como horizontal. La completa saturación no es necesaria para que se presente la expansión, de hecho, la expansión es muy característica de los suelos parcialmente saturados, solo cambios de humedad del orden de 1 o 2% son suficientes para ocasionar expansiones poco convenientes. En estos casos las losas de piso se afectan en gran medida. La humedad inicial del suelo expansivo controla la cantidad de expansión, lo cual es valido para suelos remoldados o inalterados. Arcillas muy secas con contenidos de humedad menores del 15%, pueden absorber fácilmente humedades del orden de 35%, por lo que generalmente provocan danos a las estructuras. Las causas principales para la fluctuación de la humedad son los cambios estacionales y posibles fugas de agua que existen en las instalaciones hidráulicas.

1.3.3 Cambios estacionales.

Las consecuencias más perjudiciales de la expansión son mas palpables en las localidades áridas y semiáridas, debido a que la humedad de los suelos cerca de la superficie es normalmente baja a causa de la evaporación. Sin embargo, aun en esas localidades, usualmente hay estaciones lluviosas, durante las cuales la precipitación excede a la evaporación. En consecuencia, en una zona cuya profundidad varié de algunos centímetros a posiblemente 6 m, según la localidad el suelo se expande y se contrae de acuerdo con el ciclo anual. Donde no hay interferencia en los procesos naturales, la superficie del terreno sube y baja, pero los movimientos no producen dificultad y frecuentemente pasan inadvertidos.

La profundidad de la variación estacional de la humedad puede apreciarse en algunos lugares, como pozos de gran diámetro. En la zona de variación, el suelo tiene una estructura en forma de bloques y los fragmentos presentan juntas de resbalamiento. Debajo de esta zona la estructura es maciza e intacta y las juntas de resbalamiento son raras. A esta zona se le conoce con el nombre de la capa activa. Las condiciones de humedad cambian significativamente en la superficie solo por colocar una barrera. Una carretera impermeable que reduce la evaporación, o una estructura que protege del sol y del calor permiten que la humedad se acumule y que el suelo se expanda. Entonces los movimientos diferenciales se hacen notorios.

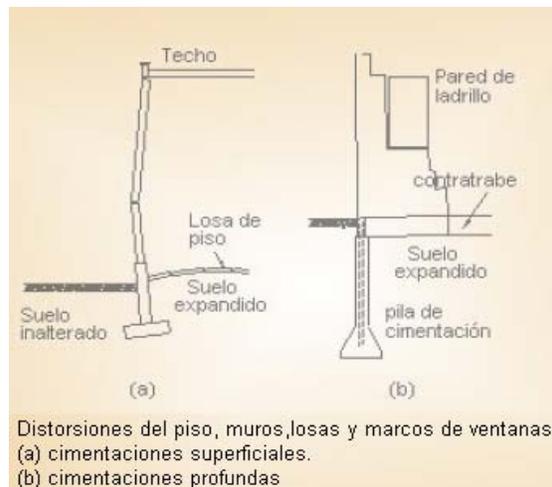


Figura: 1.4.

El piso apoyado en el suelo gradualmente se eleva, toma la forma de un domo irregular y se agrieta. La arcilla expansiva bajo el piso ejerce presiones tanto verticales como horizontales, por lo tanto inclina los muros de las zapatas hacia fuera, lo que produce el agrietamiento de los muros de exteriores de la estructura, especialmente en las esquinas. A veces, aparecen danos en las conexiones entre el muro y el techo, o en los pisos, donde se restringe el movimiento. Ya que para acumular suficiente humedad, como para producir grandes deshojamientos, es necesario bastante tiempo, los efectos perjudiciales pueden no aparecer después de la construcción, sino al cabo varios años.

Las cimentaciones mas profundas, que apoyan la estructura bajo la zona de variaciones estacionales de humedad pueden permanecer estables. Sin embargo, a las contra trabes en las cuales se apoyan muros entre pilas, se dejan en contacto con el suelo, este por fin las empuja hacia arriba y se agrietan. Las instalaciones que permanecen sepultadas en el suelo, sufren desplazamientos verticales y laterales y son específicamente vulnerables a los movimientos diferenciales. Las tuberías de agua e instalaciones de drenaje están especialmente expuestas a romperse, contribuyendo posteriormente a inyectar agua en el suelo con lo cual aumenta la expansión.

La más común de las causas de los movimientos en la cimentación es la contracción y expansión de los suelos a causa de los cambios de estación. La magnitud del movimiento del suelo es determinado por la cantidad de material expansivo que esta en el mismo y la variación de su humedad. Cuando la humedad del suelo crece, el suelo se expande y viceversa, durante los meses más secos cuando la humedad decrece, el suelo se contrae, permitiendo el asentamiento de la cimentación. En los meses lluviosos, la cimentación trata de regresar a su nivel original. Y algunas ocasiones, el suelo se expandirá lo suficiente para levantar la cimentación más alta de su nivel original.

Una superficie pequeña para el drenaje también es la causa común de los movimientos de la cimentación. La humedad superficial o sub - superficial debería ser desviada lejos de la casa o edificio para preservar la resistencia del suelo y la elevación deseadas del sistema de cimentación. Un buen proyecto de drenaje es muy importante para prolonga la vida de una estructura. Otra causa del movimiento de la cimentación es construir sobre un relleno compactado inapropiadamente. Los rellenos mal compactados se consolidaran bajo la carga de la casa o el edificio.

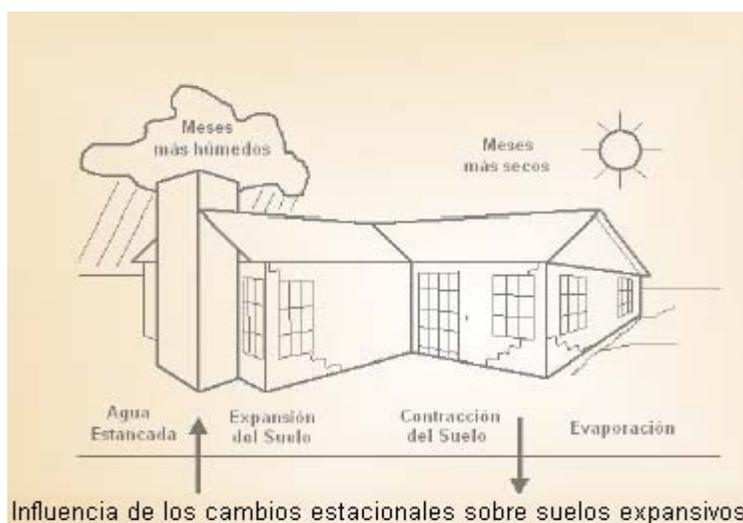


Figura 1.5

1.3.4 Fugas de agua en las instalaciones.

Las fugas en la instalación hidráulica o sanitaria son otras de las causas más comunes de los movimientos de la cimentación. Estos problemas a menudo son creados durante la construcción inicial de una casa o edificio; sin embargo, las fugas pueden no ocurrir durante muchos años u ocurrir posteriormente debido al envejecimiento de las instalaciones. La experiencia ha sido que las fugas en las instalaciones, no importa si son líneas de abastecimiento o de desalojo, siempre causan movimientos en la cimentación o en los pisos. Si existen movimientos mayores en la cimentación, se recomiendan pruebas en las instalaciones hidráulicas y sanitarias para verificar si existen fugas.

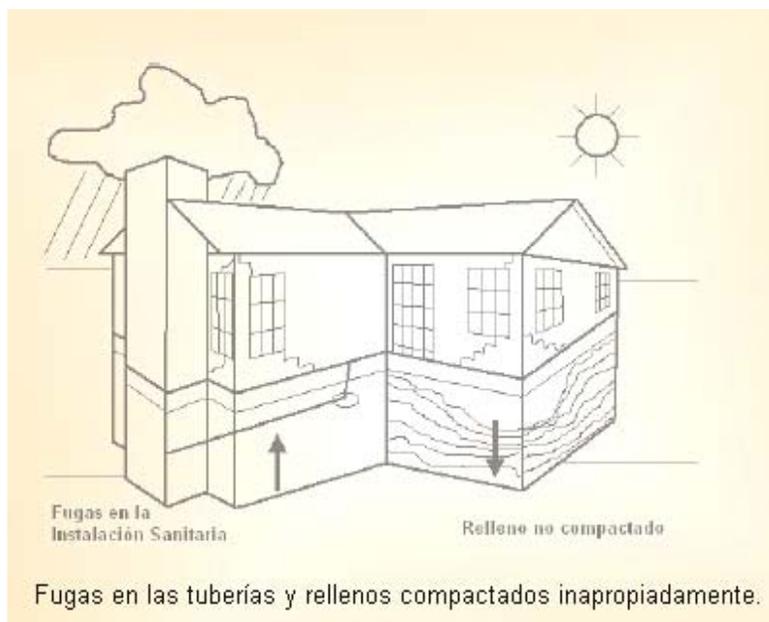


Figura. 1.6

La deficiencia en la construcción es también una de las mayores causas de movimientos en la cimentación. Este problema a menudo comienza durante la fase inicial del diseño de una casa o edificio. Algunos sistemas de cimentación simples, como las cimentaciones a base mampostería o los sistemas de zapatas aisladas, no son adecuados para las áreas y condiciones de suelo en las cuales se utilizan.

1.4 Predicción del cambio de volumen para suelos expansivos.

La predicción del cambio de volumen en un suelo expansivo es una parte fundamental en el diseño de cimentaciones. Casi todos los métodos prácticos reportados en la literatura están basados en la determinación de la configuración deformada que tendrá el suelo después de que este se expanda al máximo. Existen diferentes procedimientos para predecir el cambio de volumen en los suelos expansivos.

Típicamente, cada procedimiento refleja las innovaciones de los investigadores, fueron desarrollados para proyectos específicos en su momento y reflejan mucho de opinión personal. Estos métodos de predicción son solo para formarse un criterio. Cada problema requerirá siempre de un juicio ingenieril y las consideraciones necesarias de las condiciones ambientales de cada sitio. Lo común en todos los casos es que se deben definir las condiciones iniciales y finales que tendrá el suelo. Los procedimientos se pueden englobar en dos básicos: los que utilizan cambios en el esfuerzo y los que utilizan cambios en la succión.

Como no es un objetivo de este trabajo no se profundizara en este aspecto de los suelos expansivos. No obstante existen formas más sencillas y prácticas desde un punto de vista ingenieril para clasificar la expansividad y grado de peligrosidad de los suelos. En general y de forma orientativa, el grado de expansividad se puede determinar en función de las propiedades geotécnicas de los suelos, que se muestra en las siguientes tablas según diferentes autores:

Tabla 1.1 CRITERIOS DE PELIGROSIDAD (Jiménez Salas)

Parámetro	Nula	Marginal	Crítica	Muy Crítica
Límite líquido LL	<30	30-40	40-60	>60
Índice de Plasticidad IP	0-15	10-35	20-55	>45
%<1µm	<15	13-23	23-30	>28
%<0,074µm	<30	30-60	60-95	>90
Índice PVC de Lambe	<2	2-4	4-6	>6
Índice de desecación ID	>1	0,8-1	0,6-0,8	<0,6

Tabla 1.2 ESTIMACIÓN DE LOS CAMBIOS DE VOLUMEN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS (HOLTZ Y GIBBS)

Contenido Coloidal %<0,001mm	Índice de Plasticidad	Límite de Retracción	Expansión Probable. Cambio Volumétrico %	Grado de expansión
>28	>35	>11	>30	muy alto
20-13	25-41	7-12	20-30	alto
13-23	15-28	10-16	10-30	medio
<15	<18	<15	<10	bajo

Tabla 1.3 CRITERIOS DE EXPANSIVIDAD (Domingo. E Delgado)

Expansividad	Límite de retracción	Índice de plasticidad	Límite líquido	Contenido en finos	Hinchamiento en superficie (cm)	Presión de hinchamiento (Kg/cm ²)
Baja	>15	<15	<30	<30	0-1	<0,5
Media	11-15	15-30	30-45	30-60	1-2	0,5-1,2
Alta	<11	>30	>45	>60	2-3	>1,2

Tabla 1.4 CRITERIOS DE EXPANSIVIDAD SEGÚN CHEN

% Pasa por Tamiz 200	Límite líquido	S.P.T.	Expansión Probable %	Presión de Hinchamiento	Grado de expansión
>95	>60	>30	>10	>10	muy alto
60-95	40-60	20-30	3-10	2,5-10	alto
30-60	30-40	10-20	1-5	1,5-2,5	medio
<30	<30	<10	<1	<0,5	bajo

1.5 Modelo estructural

El modelo estructural esta integrado por:

- **Modelo geométrico:** esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Su determinación implica identificar parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. Requiere representar la estructura por medio de componentes estructurales básicos, cuyo comportamiento estructural puede conocerse (barras, placas, resortes, arcos, cascarones, etc.) y definir las propiedades geométricas equivalentes de estos componentes básicos.
- **Modelo de las condiciones de continuidad en las fronteras:** debe establecerse como cada elemento esta conectado a sus adyacentes (si a través de un nudo rígido o permitiendo algún tipo de deformación relativa por ejemplo) y cuales son las condiciones de apoyo de la estructura (empotramiento, simple apoyo, etc.).
- **Modelo del comportamiento de los materiales:** debe suponerse una relación acción-respuesta (esfuerzo-deformación) del material que compone la estructura. Generalmente se hace la hipótesis de comportamiento elástico lineal, aunque esta tiene limitaciones en muchos casos.
- **Modelo de las acciones impuestas:** las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento, se representan por conjuntos de cargas o deformaciones impuestas. (Meli Pirelli, 1986)

Las condiciones de apoyo de la estructura sobre el terreno no dependen del tipo de cimentación que se proporcione, ni de las propiedades del subsuelo. Se acostumbra a modelar el apoyo con una de las condiciones extremas; empotramiento o articulación, aunque generalmente las condiciones serán intermedias, y deberían estar representadas por medio de resortes que reprodujeran la rigidez de la cimentación. Las incertidumbres en las propiedades del suelo y su variación con el tiempo hacen poco predecible las características de estos resortes y justifican considerar las condiciones extremas más representativas. (Meli Pirelli 1986).

1.6 Modelación de una estructura bajo el efecto de expansividad.

Existen muchas formas para realizar la modelación de los elementos de una vivienda, como las paredes, columnas, cimentaciones etc. Una variante son los modelos de gran escala donde se construye el elemento con las propiedades reales y se aplica las cargas en forma natural. Estos métodos son muy caros y presentan el inconveniente de que requieren equipos especiales para efectuarlos (defórmetro, strength gauge, etc.). Sobre todo considerando estos modelos requieren la aplicación de cargas muy elevadas que normalmente están fuera del alcance de los equipos disponibles. El otro variante es por el empleo de los programas computacionales donde se puede reproducir modelos con propiedades parecidas para lograr la realización de un análisis. Un objetivo de este trabajo es modelar las paredes de algunas viviendas empleando el programa STAAD PRO, donde los modelos a realiza serán espaciales y planos.

1.7 Software STAAD PRO 2006.

1.7.1 Generador Gráfico de Datos de Entrada

En el programa STAAD PRO es posible la generación de modelos estructurales gráficamente. Algoritmos potentes de generación geométrica le facilitan la generación y visualización de modelos estructurales en dos o tres dimensiones. Todas las demás especificaciones como propiedades de la sección, constantes de los materiales, apoyos, cargas, requerimientos de análisis y diseño, y de impresión y ploteo, etc., también se encuentran disponibles.

El STAAD Pro usa dos tipos de sistemas coordenados para definir la geometría de la estructura y los patrones de carga. El sistema global de coordenadas, es un sistema coordenado de posición arbitraria en el espacio, el cual es utilizado para especificar el patrón de cargas y la geometría total de la estructura. Un sistema local de coordenadas está asociado a cada miembro (o elemento) y es utilizado en la especificación de la carga local.

1.7.2 Sistema Global de Coordenadas

Sistema convencional de coordenadas cartesianas:

Es un sistema de coordenadas rectangulares (X, Y, Z), el cual sigue la regla de ortogonalidad de la mano derecha. Este sistema coordenado puede ser usado para definir la localización de los nodos y dirección de las cargas. Los grados de libertad de traslación están denotados por u_1 , u_2 y u_3 , mientras que los grados de libertad de rotación como u_4 , u_5 y u_6 .

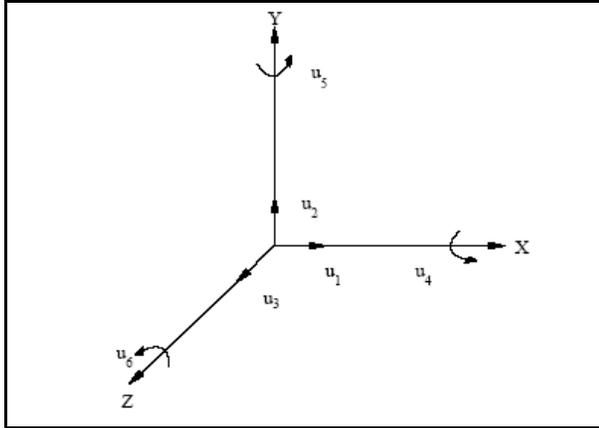


Figura 1.7: Sistema de Coordenadas Cartesianas (Rectangular)

1.7.3 Sistema Local de Coordenadas

Un sistema local de coordenadas que está asociado a cada uno de los miembros. Cada eje de estos sistemas de coordenadas ortogonales locales se basa también en la regla de la mano derecha. La figura muestra una viga con un punto inicial "i" y un punto final "j". La dirección positiva del eje local X, se determina uniendo "i" con "j" y proyectando una línea imaginaria en la misma dirección. La regla de la mano derecha puede ser aplicada para obtener las direcciones positivas de los ejes locales Y y Z. Los ejes locales Y y Z coinciden con los ejes de los dos momentos principales de inercia y el sistema de coordenadas local es siempre rectangular.

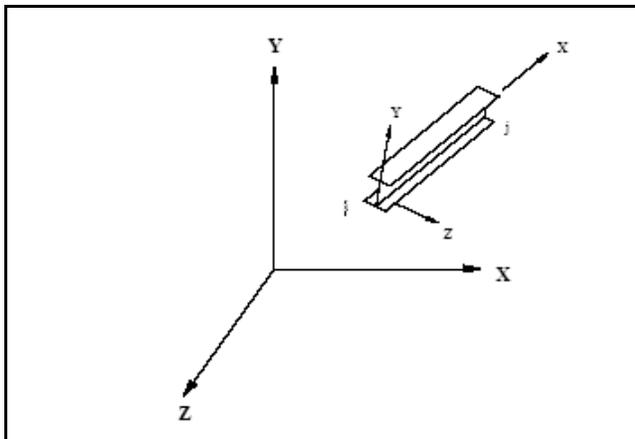


Figura 1.8: Sistema Local de Coordenadas

1.7.4 Grados de Libertad de Miembros / Elementos

Permite especificar grados de libertad a miembros y elementos. Uno o ambos de los extremos de un miembro o elemento pueden ser dejados en libertad. Los miembros/elementos se consideran rígidamente unidos entre sí acorde con el tipo estructural especificado. Cuando esta rigidez completa no es aplicable, los componentes individuales de las fuerzas, en cualquiera de los extremos del miembro, pueden ser considerados igual a cero con la instrucción de MEMBER RELEASE. Especificando los componentes de libertad; los diferentes grados de la misma son eliminados del análisis.

1.7.5 Apoyos

El STAAD- Pro permite la especificación de apoyos que son paralelos así como inclinados con respecto a los ejes globales.

Los apoyos se clasifican como articulados, empotrados o empotrados con diferentes grados de libertad. Un apoyo articulado (PINNED), tiene restricciones en contra de todo movimiento de translación y ninguna en contra del movimiento de rotación. En otras palabras, un apoyo articulado tendrá reacciones para todas las fuerzas, pero no contendrá momentos. Por otra parte, un apoyo empotrado (FIXED) tiene restricciones en contra de todas las direcciones de movimiento. Las restricciones de un apoyo fijo, pueden ser modificadas en cualquier dirección deseada.

La flexión elástica debida a rotación y translación también puede ser especificada. Las flexiones elásticas pueden ser expresadas en términos de sus constantes de elasticidad. Una constante de elasticidad por translación, se define como la fuerza empleada para desplazar un nodo apoyado, una unidad de longitud en una dirección absoluta determinada. Similarmente, una

constante de elasticidad por rotación se define, como la fuerza para rotar un grado un nodo apoyado alrededor de una dirección absoluta especificada.

1.7.6 Cargas

Las cargas en una estructura pueden ser especificadas como cargas sobre nodos, cargas sobre miembros, cargas debidas a temperatura y cargas sobre empotramientos. El STAAD Pro puede también determinar el peso propio de la estructura y usarlo dentro del análisis como cargas uniformemente distribuidas.

1.7.7 Materiales

Los materiales que se implementan por defecto en el software son el hormigón, acero y aluminio permitiendo realizar diseños con estos últimos. Lógicamente dentro de sus posibilidades esta la de modelar cualquier material con variar sus constantes; algunas de ellas están referidas a el módulo de elasticidad, densidad específica, modulo de Poisson, coeficiente de dilatación térmica.

1.7.8 Análisis de Rigidez

El análisis de rigidez implementado en STAAD Pro, está basado en el método de la matriz de desplazamientos. En el análisis matricial de estructuras complejas por el método de desplazamientos, la estructura es primero idealizada como un ensamble de elementos estructurales discretos (elementos de marcos o elementos finitos). Cada componente tiene una forma determinada de desplazamiento, de tal manera que se satisfaga el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de desplazamientos en los nodos. Sistemas

estructurales tales como losas, placas, losas de cimentación, etc., conectados entre sí en sus nodos. Dentro del análisis se toman en consideración los efectos de esfuerzo plano, así como también los efectos de flexión del plano.

1.7.9 Post - Proceso Gráfico

Es una herramienta gráfica muy útil para la verificación del modelo y la visualización de los resultados. La capacidad para la verificación del modelo incluye la verificación gráfica completa y visualización de todos los elementos. Los recursos más sofisticados para la verificación de resultados incluyen; visualización y plateo de la geometría de la estructura, formas modales/deformadas, diagramas de fuerza de corte/ momentos flexores, contornos de esfuerzos, etc.

1.8 Los elementos finitos de shell/plate.

1.8.1 Base teórica de los elementos de shell/plate

En el STAAD PRO existe una opción para modelar elementos como las paredes mediante la herramienta de shell. Un shell es un elemento finito heterogéneo que puede ser de tres nodos (*triangular*) o de cuatro nudos (*cuadrilateral*) y también el espesor del elemento puede ser diferente de un nodo a otro. En el programa el elemento finito es basado en formulaciones del elemento finitas heterogéneas. Una distribución de tensión cuadrática completa es asumida. Para la acción de tensiones planos, la distribución de tensión es asumida como se demuestra en la siguiente figura:

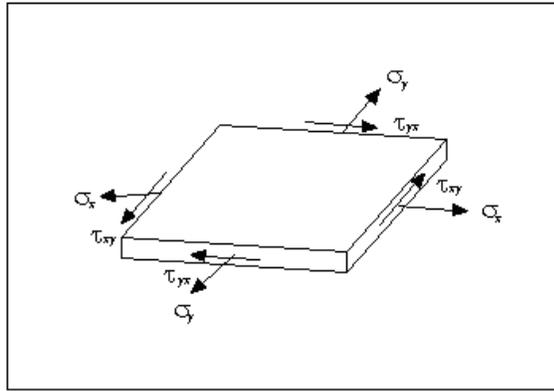


Figura 1.9: *Acción de tensiones planas.*

La distribución de tensión cuadrática siguiente es asumida para las reacciones del momento flectores:

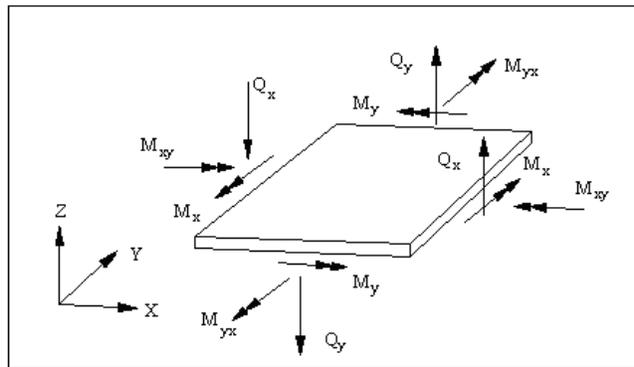


Figura 1.10: *Distribución de momentos flectores.*

1.8.2 Las propiedades distinguidas de este elemento finito son:

- 1) Se logra la compatibilidad entre el desplazamiento de los elementos adyacentes. Este requisito de compatibilidad normalmente no se toma en cuenta en la mayoría de los elementos plano de shell/plate.
- 2) Estos elementos están disponibles como triángulos y cuadriláteras, con nodos solamente en la esquina donde cada nodo tiene seis grados de libertad.

3) estos elementos son las formas más sencillas de los elementos shell posible con nodos en la esquina y seis grados de libertad por cada nodo. No obstante las soluciones de problemas convergen rápidamente incluso a las respuestas exactas con el empleo de una malla grande.

4) estos elementos se pueden conectar a otros miembros planos o espaciales que permite la compatibilidad del desplazamiento entre miembros sin el empleo de otras restricciones o apoyos.

5) la flexión en el elemento se puede manejar aunque los miembros son gruesos o delgados y puede extender la utilidad de los elementos shell a una multiplicidad de problemas. Además, el espesor del shell se toma en cuenta en el cálculo del cortante plano.

6) los valores de tensiones en los nodos y a cualquier punto dentro del elemento se puede recuperar.

Los valores de las fuerzas del elemento están disponibles en los siguientes puntos:

- A). en el centro del elemento.
- B). Todos los nodos de la esquina del elemento.
- C). A cualquier punto dentro del elemento especificado por el usuario.

1.8.3 Consideraciones Geométricas de la modelación de elementos finitos.

Se debe recordar las siguientes reglas asociadas con la geometría de elementos finitos durante la generación de un modelo.

- 1) el programa genera un quinto nodo automáticamente "O" como se muestra en la figura 1.11(a) al centro del elemento.

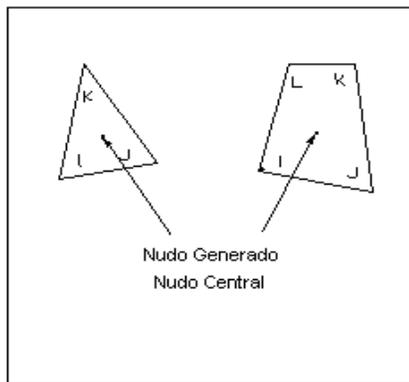


Figura. 1.11(a)

- 2) mientras asignando nodos a un elemento en los datos de entrada, es esencial que los nodos sean especificados en el sentido de las agujas del reloj o se oponen en el sentido de las agujas del reloj (*Fig.1.11 (b)*). Para mejor eficacia, se deben numerar los elementos similares en un orden secuencial.

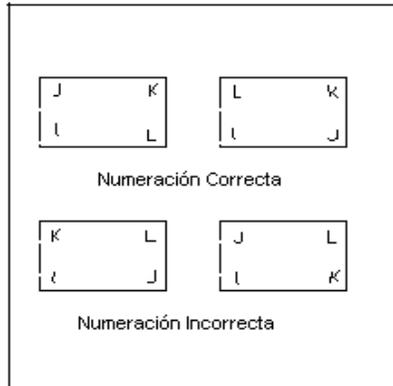


Figura. 1.11 (b)

- 3) la proporción de aspecto de elemento no debe ser excesiva. Ellos deben estar en el orden de 1:1, y preferentemente menos de 4:1.
- 4) no deben torcerse elementos individuales. Ángulos entre dos lados de un elemento adyacentes no deben ser más grandes que 90° y nunca mayor que 180° . Como se muestra en la figura 1.11(c).

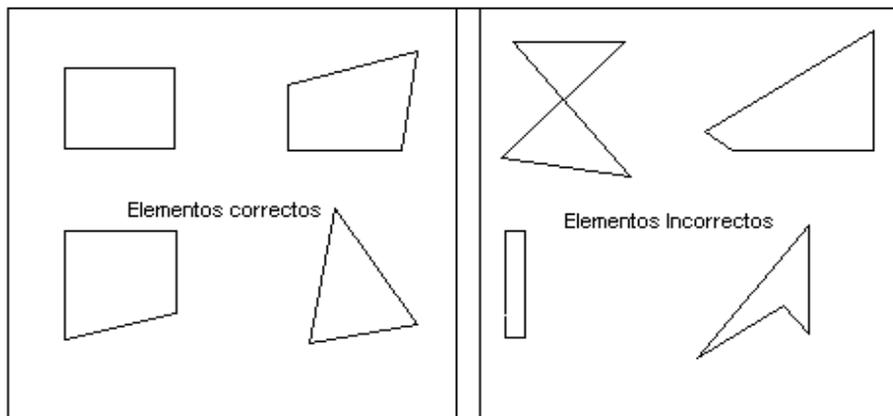


Figura. 1.11(c)

1.8.3.1 Numeración de elementos.

Durante la generación de la matriz de rigidez de los elementos, el programa verifica si el elemento es mismo como el anterior o no. Si lo es, no se repita los mismos cálculos. La secuencia en que la matriz de rigidez de los elementos se genera es igual que la secuencia en que las incidencias de los elementos son entradas.

Por consiguiente, para ahorrar algún tiempo de computación, se debe numerar los elementos similares secuencialmente. La figura 1.12 demuestra ejemplos de elementos numerados con eficaz y sin eficaz.

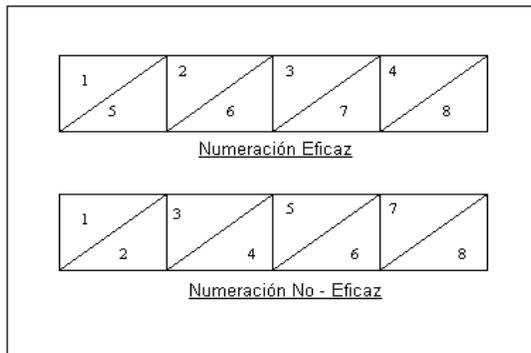


Figura 1.12

1.8.3.2 Tensiones resultantes en el elemento.

SX, SY, SXY - Esfuerzos de membrana (*Fuerzas de cortante*)

MX, MY, MXY - Momentos flectores (*Momento/unidad longitudinal*)

$SMAX, SMIN$ – Esfuerzos principales (*Fuerza/unidad área*)

$TMAX$ - Fuerza tau máxima (*Fuerza/ unidad área*)

1.8.4 Propiedades Mecánicas de Los Elementos de Shell.

A la hora de modelar un elemento shell (*cascaron*) es necesario tener las propiedades mecánicas del elemento. Como las paredes reales de bloques no tienen el mismo comportamiento de un shell hay que aplicar la teoría de homogenización. La teoría de homogenización no es más que asignando las propiedades físicas reales de una pared a un shell. Los datos mas específicos que es necesario como dato de entrada es el modulo de deformación (E) del material compuesto (*bloques y motero*), el coeficiente de poisson y el peso unitario del conjunto. Existe varios formas de determinar el modulo y coeficiente de poisson de los muros que pueden ser mediante ensayos reales, por expresiones aproximados y modelos virtuales. Los modelos virtuales normalmente se realizan como un complemento de los ensayos reales

1.8.5 Determinación de las características mecánicas.

1.8.5.1 Método Virtual de una Columna o Contrafuertes.

Para la determinación de las características mecánicas (Módulo de deformación [E] y coeficiente de Poisson [μ]) del material compuesto (mortero-ladrillo,) de los muros y bóveda se procede a la modelación a nivel de computación de diversos ensayos virtuales de laboratorios, tomando como base los datos obtenidos en el proceso de caracterización real de los materiales (mortero-ladrillo, motero-rasilla) de forma aislada. Una vez obtenido dichos valores se calibrará el modelo inicial y se comprobará la validez de las diferentes modelaciones e hipótesis sobre el comportamiento de los muros, bóveda y la estructura en general. Para la determinación del módulo general de

deformación (E) de la columna compuesta por ladrillos y mortero de base cementicia se modela un ensayo a compresión de una pilastra de ladrillo, por el Método de los Elementos Finitos.

Figura demostrando modelo.

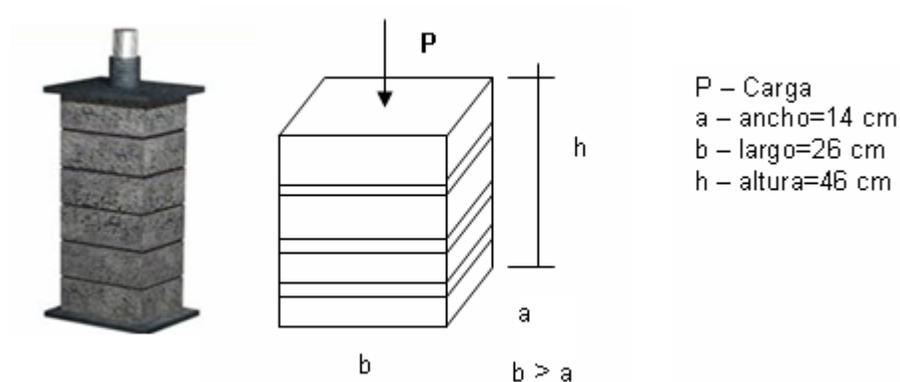


Figura 1.13

Respetando las recomendaciones normadas y conociendo las propiedades de cada uno de los materiales que conforman los muros y columnas (ladrillo y mortero) se procede a la generación de la malla de elementos finitos y modelación para determinar las propiedades mecánicas de los mismos como un elemento único. Para ello en el proceso de modelación se reproduce con las mismas dimensiones los ladrillos y el espesor del mortero que forma la matriz, con el objetivo de minimizar los efectos de escala que esto pueda traer aparejado. A partir de la creación del modelo se procede a determinar los valores de deformación para diferentes escalones de cargas. Después de haber realizado esto se construye un gráfico de Tensión contra Deformación diferentes escalones de cargas donde se obtiene el valor de Módulo General de Deformación (E). Para determinar estadísticamente este valor se realizar

una regresión entre los valores de tensiones y los de deformación obtenida en el proceso de modelación de la pilastra.

Determinación del coeficiente de Poisson.

De forma similar al procedimiento descrito anteriormente se procede a la determinación del coeficiente de Poisson, en este caso realizando una modelación del ensayo de compresión diagonal, como se muestra en la figura 1.14.

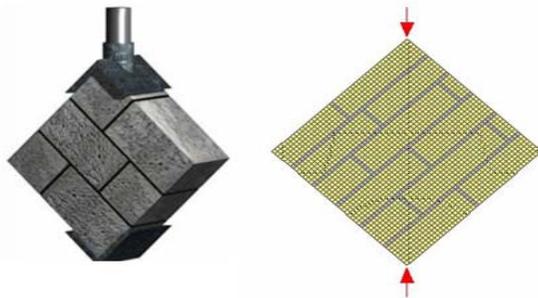


Figura 1.14

A partir de este modelo se comienzan a realizar sucesivos incrementos de cargas para determinar los parámetros deformacionales y tensionales en el centro de la muestra. Para la determinación del coeficiente de Poisson, se parte de la expresión que caracteriza la ecuación constitutiva de las tensiones tangenciales de donde se despeja el valor de G:

$$\tau = G \gamma_{xy}$$

Donde:

τ - tensión tangencial

G – Módulo de segundo orden

γ_{xy} - deformación tangencial

E – Módulo general de deformación

μ - Coeficiente de poisson

De esta modelación se obtiene un valor de Modulo de segundo orden

Conociendo que:

$$G = E / 2(1 + \mu).$$

1.8.5.2 Método por expresiones aproximadas.

Cuando no existe valores reales de ensayos puede obtenerse el valor del módulo de deformación inicial de la fábrica ($E_0 = \text{tg } \delta_0$) en función de la resistencia a compresión mediante la fórmula experimental:

$$E_0 = \alpha \cdot \sigma_r$$

Donde:

α = es el coeficiente de deformabilidad de la obra de fábrica, cuyo valor puede tomarse de la tabla en función de la clase de la obra de fábrica y del tipo de mortero.(tabla NC 53- 115) ver tabla 1 en anexos.

El módulo de deformación $E = \text{tg } \delta$ correspondiente a otros valores de la tensión de trabajo, podrá determinarse a partir del valor de E_0 considerando que dicho módulo E se anula para un valor convencional de la tensión de trabajo que puede tomarse igual a 1,1 veces la tensión de rotura σ_r admitiendo una ley lineal de variación de dicho módulo (ver figura). Para cálculos de estabilidad de obras de fábrica bajo sollicitaciones repetidas y alteradas o vibraciones, puede tomarse como valor del módulo de deformación E el inicial (E_0):

$$E = E_0 = \alpha \cdot \sigma_r$$

Para los cálculos en el límite de la capacidad resistente, puede tomarse como valor de E el dado por la expresión:

$$E = 0,5E_0 = 0,5\alpha \sigma_r$$

Para los cálculos de las deformaciones de sistemas hiperestáticos bajo la carga de servicio o para la determinación de las rigideces de los elementos de obra de fábrica, puede tomarse el siguiente valor:

$$E = 0,8E_0 = 0,8\alpha \sigma_r$$

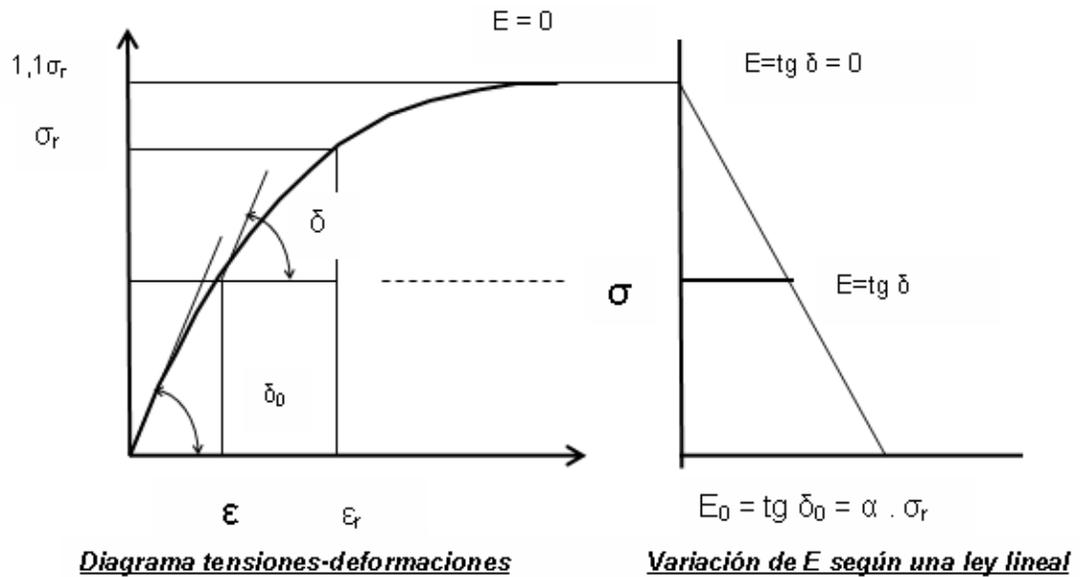


Figura 1.15

σ_r = Resistencia a compresión de la obra de fábrica

$1,1\sigma_r$ = Valor convencional de la tensión de trabajo para el que se anula el módulo E (tangente horizontal $\delta=0$).

Calculo del coeficiente de Poisson.

$$\mu = 0,1 + 0,23 \frac{\sigma_0}{R_{muro}^*}$$

Donde:

$$\sigma_0 = \frac{N_s^{i,*}}{A.d}$$

$N_s^{i,*}$ - carga actuante.

A - ancho de franja de calculo.

d - ancho del muro.

R_{muro}^* - Resistencia característica del muro. (Kg/cm²)

La resistencia característica del muro se obtiene aplicando la siguiente expresión.

$$R'_k = \left[\frac{100 + R'lk}{100 + \alpha R'lk} \right] \left[1 - \frac{a}{b + \frac{R'mk}{2R'Lk}} \right] \beta R'Lk$$

R'_k = Resistencia característica del compuesto (muro). (Kg. /cm²)

R'_c = Resistencia característica del compuesto principal (las unidades). (Kg. /cm²) ver tabla 2 de anexos

R'_{mk} = Resistencia característica del mortero (Kg. /cm²). ver tabla 3 de anexos.

a, b, α y β coeficientes empíricos que toman valores según la tabla 4 de anexos.

La resistencia de los compuestos principales son valores que son Standard y depende del tipo de compuesto y son divididos en la forma que se encuentran en tabla 3. La resistencia del motero depende del tipo de muro y compuestos que conforman estos muros. La tabla 4 propone las dosificaciones y resistencias de los diferentes moteros en función del tipo de muro. (ver anexos)

1.9 El suelo de cimentación.

Otro objetivo de este trabajo es modelar las cimentaciones de las casas en el estudio. Los cimientos existente son de vigas corridas y cimientos aislados. Los cimientos de vigas corridas se pueden modelar utilizando el modelo de una cimentación continua, donde se realiza un análisis del comportamiento de la estructura al frente de los desplazamientos que ocurre en suelo. Los efectos que induce el suelo y por lo tanto el comportamiento de la cimentación, están supeditados a una gran cantidad de variables, muchas de ellas inciertas por lo tanto hay que realizar simplificaciones para estos modelos.

En el programa se puede modelar el comportamiento del suelo empleando resortes como apoyos de los elementos. Existe al menos dos variantes en el STAAD PRO para el uso de los resortes. El primero es en la opción de soportes se puede asignar a los nudos de interés donde el suelo se considerar como un material elástico y se introduce el valor del modulo de deformación del suelo que resulta mas cómoda porque el usuario puede pedir al programa para los valores del factor k. El segundo variante es empleando un apoyo spring donde hay que calcular el factor k. En bibliografía consultada existen diferentes formas para determinar el factor k. A continuación se da una reseña de las cimentaciones continuas y el cálculo del factor k.

1.9.1 Cimentaciones continuas sobre resortes elásticos

Este procedimiento se basa en la suposición de una relación lineal esfuerzo-deformación del suelo y que por ello se prestan a obtener soluciones analíticas cerradas. Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelizar la interacción entre estructuras de cimentación y terreno es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos - muelles o bielas biarticuladas- cuya rigidez, denominada **módulo o**

coeficiente de balasto (K_s), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento -en su caso asiento- (δ), $k_s=q/\delta$. Este tipo de modelo fue propuesto en el siglo pasado por Winkler.

1.9.1.1 Método del Balasto, de WINKLER o de Viga Sobre Apoyos Elásticos.

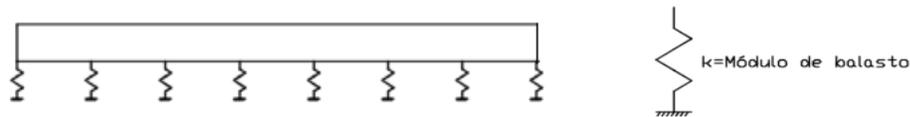


Figura 1.16: *Modelo de Winkler*

El nombre balasto le viene, precisamente en el análisis de las traviesas del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría. El balasto es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas. A este modelo de interacción se le conoce generalmente como **modelo de Winkler** debido al nombre de su creador, y tiene múltiples aplicaciones, no sólo en el campo de las cimentaciones, sino en cualquier problema que pudiese adaptarse a este modelo, como muestra el siguiente ejemplo, donde mediante la teoría del balasto se calcula la carga P que es capaz de soportar una espiga de acero anclada en una masa de hormigón:

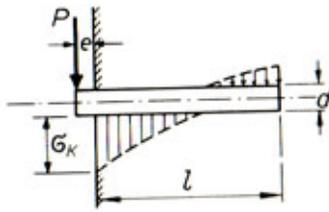


Figura 1.17: *Teoría del modelo de winkler.*

La aplicación de la teoría del módulo de balasto ha ganado aceptación en los últimos tiempos, dado que permite una fácil asimilación de la interacción suelo-estructura por los métodos matriciales de cálculo. De hecho, con un programa de cálculo matricial genérico se puede realizar una aproximación del método tan precisa como deseemos al caso de vigas o losas sobre fundación elástica. Para ello basta simplemente con dividir las barras de la viga o del emparrillado, si se trata del análisis de una losa, en otras más pequeñas e incluir en los nudos bielas (muelles) con la rigidez correspondiente al balasto en la siguiente figura ilustra una aproximación de una ley de flectores para la viga.

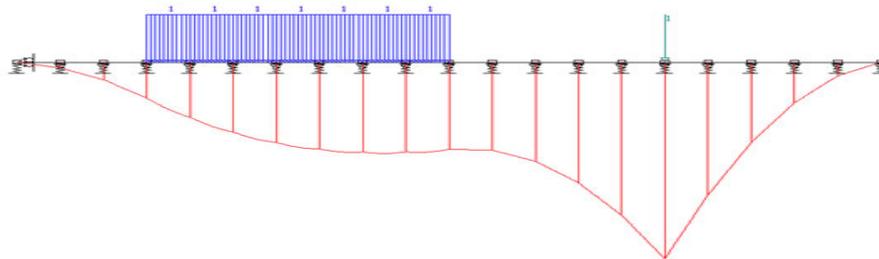


Figura 1.18: *Simplificación del modelo de winkler.*

En la práctica habitual del cálculo de cimentaciones se aplica la teoría de Winkler al cálculo de elementos tales como vigas flotantes o de cimentación y losas de cimentación que trabajan sobre un corte horizontal de terreno, pero también para elementos tales como pantallas para excavaciones o

tablestacas que trabajan sobre un corte vertical. Se habla, por tanto, de **módulo de balasto vertical** y de **módulo de balasto horizontal**, donde el concepto es lo mismo.

La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de la clásica solución de viga flotante o viga sobre fundación elástica (*beam on elastic foundation*) y que, por tanto, es el resultado de suponer la viga discretizada en infinitas barras de longitud diferencial con nudos en sus extremos, es la siguiente:

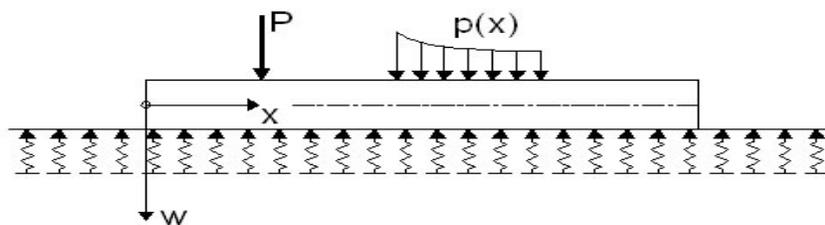


Figura 1.19: *Modelo matemático del método de winkler.*

$$p - k \cdot w(x) = (E \cdot I) \frac{d^4 w}{dx^4}$$

Donde:

$w(x)$: el asiento de la viga [m].

x : coordenada [m].

k : el módulo de balasto [kN/m^3]

p : la carga por unidad de longitud [kN/m]

E : el módulo de elasticidad de la losa [kN/m^2]

I : la inercia de la viga respecto al eje que pasa por su centro de gravedad [m^4]

1.9.1.2 Objeciones al método.

En general, el método de Winkler se puede aplicar al cálculo de cimentaciones rígidas y flexibles, si bien en el caso de cimentaciones rígidas las normas suelen permitir la utilización de leyes de tensiones lineales del terreno más simplificadas, dejándose la obligatoriedad del método del balasto para el cálculo de elementos flexibles en los que la distribución de tensiones es irregular. Sin embargo, existen varias objeciones al modelo que le hacen poco fiable:

1) El valor del módulo de balasto no es función exclusiva del terreno, sino que depende también de las características geométricas de la cimentación e incluso de la estructura que ésta sostiene, lo cual hace compleja la extrapolación de los resultados de los ensayos, pensemos por ejemplo en el de placa de carga, a las cimentaciones reales.

2) La precisión del modelo dependerá de la rigidez relativa del conjunto estructura-cimentación respecto a la del suelo.

3) Supone que cada punto del suelo se comporta independientemente de las cargas existentes en sus alrededores, lo cual no ocurre en la realidad. En figura 1.20 (a) el comportamiento según el método de Winkler, y figura (b) una aproximación más cercana a la realidad donde en terrenos reales el suelo en los bordes también se deforma.

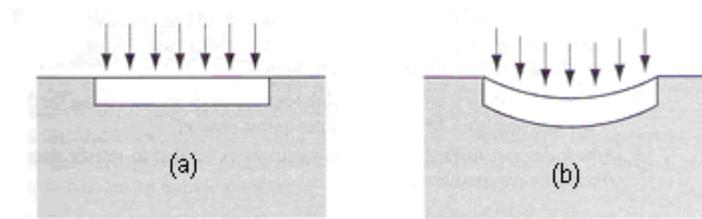


Figura. 1.20

Obtención del Módulo de Balasto.

El módulo de balasto vertical para una zapata o una losa se puede definir de tres maneras:

a). A partir de ensayo de Placa de Carga realizado sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30 cm. (1 pie x 1 pie), o bien circular de diámetros 30, 60 y 76,2 cm. Así el coeficiente que aparece referenciado en el estudio geotécnico viene generalmente representado por una k -letra adoptada en la bibliografía para el módulo- y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo - k_{30} , k_{60} , etc.-

El tamaño de la placa influye en la profundidad afectada y de la que se podrán extraer conclusiones. A menor tamaño de placa menor bulbo de presiones y con ello menor profundidad de los estratos estudiados. En el caso de losas la profundidad de influencia de la placa es mucho menor que la de la losa real (bulbo de presiones en función del ancho de la cimentación), con lo que se puede inducir a errores debidos a bajadas de rigidez de estratos inferiores pero activos. En el caso de rocas las pruebas realizadas con una placa grande estarán más afectadas por la fisuración que las hechas con placa pequeña

b) A partir de la determinación de parámetros característicos del suelo (módulo de deformación, tensión admisible, etc.) que se relacionan con el módulo de balasto mediante fórmulas dadas por varios autores.

bi) Es conocida, por ejemplo, la fórmula de Vesic en función del módulo de deformación o elasticidad (E_s) y coeficiente de Poisson (ν_s) el terreno, que en su forma reducida tiene la siguiente expresión:

$$k_s = E_s / [B (1 - \nu_s^2)]$$

Donde B es el ancho de la cimentación.

bii) La fórmula de Klepikov :

$$k_s = E_s / [\omega A^{(1/2)} (1 - \nu_s^2)]$$

Con (A) el área de la base de la cimentación y (ω) un coeficiente de forma de la cimentación que para zapatas o losas se puede obtener de la tabla en función del largo (L) y del ancho (b) de la cimentación:

L/b	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
ω	0,88	0,87	0,86	0,83	0,80	0,77	0,74	0,73	0,71	0,69	0,67

biii) También la fórmula de Bowles , basada en la tensión admisible de la cimentación:

$$k_s \text{ (kN/m}^3\text{)} = 40 \cdot (\text{Factor de Seguridad}) \cdot \sigma_a \text{ (kPa)}$$

Donde el factor de seguridad es el empleado para aminorar la tensión admisible (2-3).

c) A partir del cálculo del problema en un programa que contemple la posibilidad de modelar el terreno (usualmente mediante elementos finitos). De esta manera se introducirán sobre el terreno las acciones consideradas y se analizarán los desplazamientos (asientos) que resultan. El módulo de balasto se hallará directamente de su formulación teórica: $k_s = q/s$.

1.9.2 Reacciones del suelo debajo una cimentación continua.

Cuando se trata de cimentaciones continuas, los movimientos diferenciales de los apoyos modifican la distribución de presiones del suelo e introducen fuerzas internas en la cimentación que no pueden ignorarse cuando el suelo es de alta compresibilidad. En estos casos la distribución de presiones en el suelo debe cumplir las condiciones siguientes:

- a) Debe haber equilibrio global; la resultante de las reacciones del suelo sobre la cimentación debe coincidir con la de las cargas aplicadas.
- b) Debe haber equilibrio local entre las reacciones del suelo, las fuerzas internas en la cimentación y las fuerzas y momentos transmitidos a esta por la estructura.
- c) La configuración de los hundimientos producidos en el suelo por la distribución de presiones considerada debe coincidir con la configuración de desplazamientos que sufre la cimentación bajo las mismas cargas.

Una solución rigurosa del problema implica analizar un modelo de conjunto estructura-cimentación-suelo. Los métodos de análisis resultan muy complejos y suelen ignorar la no linealidad del comportamiento del suelo que afecta grandemente los resultados cuando se trata de suelos de muy alta compresibilidad. Por ello, en este último caso, es preferible analizar por separado la cimentación bajo una distribución de presiones que cumpla con los requisitos (a) y (b) y determinar los hundimientos del suelo para la misma distribución de presiones, modificando iterativamente dicha distribución de presiones hasta lograr la coincidencia de las dos configuraciones de desplazamiento.

Conclusiones Parciales del capítulo.

Después de haber realizado las búsquedas de bibliografía acerca de la temática se puede realizar las siguientes conclusiones:

- Los suelos expansivos son aquellos que tienen la potencial de expandirse o contraerse, al sufrir un cambio de humedad y como resultado provoca estados tensionales.
- Los estados tensionales provocan daños en la estructura y el sub-estructura de las viviendas ligeras cimentadas sobre los suelos expansivos. Estos daños incluyen agrietamiento de paredes, levantamiento de pisos y distorsiones en los cimientos.
- El estudio del comportamiento es un proceso muy complicado que consume mucho tiempo.
- Mediante programas de computación es posible generar modelos para estudiar las conductas provocadas por los suelos expansivos, en este estudio se emplea el programa STAAP PRO. 2006.

2 Capítulo II: Modelación y Análisis

2.1 Fundamentación metodológica

La modelación y el análisis estructural, como proceso más abarcador, son dos pasos fundamentales que deben ser llevados a cabo para poder realizar el diseño estructural de los elementos que soportarán las acciones a las cuales estará sometida una estructura.

La realización de una modelación real de este tipo de estructura (*viviendas ligeras*), sobre suelos expansivos lleva implícito un trabajo de laboratorio que resulta tener características diferentes a otros suelos. En Cuba en estos momentos no están creados las condiciones en los laboratorios para obtener estos parámetros, pero el fenómeno se acrecienta por años, es por eso que en este trabajo se realiza una reingeniería que consiste en modelar la estructura a partir de mover los elementos de apoyo hasta obtener una conducta similar a la de las viviendas de estudio para lograr de proponer soluciones practicas a los problemas que produce este fenómeno.

En el presente capítulo se muestra cómo se realiza la modelación para el análisis de dos viviendas con dos sistemas constructivas diferentes. Una vivienda esta cimentada sobre vigas de zapata corrida y esta formada por muros de carga, mientras la otra tiene una cimentación mixta, donde posee cimientos aislados en una parte y vigas de zapata en la otra. Los muros de la primera casa están conformados por bloques de hormigón con huecos y la segunda casa esta conformada por muros de sillería. (Cantos).El objetivo principal de este capitulo es la reproducción de las conductas provocadas por la expansividad del suelo en las partes mas afectadas.

A continuación se presenta la metodología seguida durante el proceso de modelación.

2.1.1 Modelación del problema real planteado

El problema real consiste en modelar los elementos verticales y horizontales. Los elementos verticales incluyen las columnas y los muros en dependencia del sistema constructivo que se analiza, mientras, los elementos horizontales son las vigas de zapata y las vigas de cerramiento. Los muros se modelan empleando la herramienta de shell en forma plana, la viga zapata como un sólido que es un elemento finito de ocho nudos; el cerramiento y las columnas como elementos lineales, el comportamiento de los materiales de los dos elementos estructurales señalados y las acciones externas e internas que actuaran sobre la estructura.

Además de modelar los elementos que constituyen las viviendas otro objetivo del estudio es reproducir las conductas que se provocan por los suelos expansivos. En la bibliografía consultada los suelos expansivos tienden a provocar levantamientos por la expansión y asentamientos por la contracción, donde la conducta teórica es de forma ondulatoria. (*Ver figura 2.1*). No obstante existen varias formas de reproducir dichas acciones, por ejemplo aplicando las fuerzas de empuje vertical del suelo contra el cimiento, también se pueden aplicar fuerzas impuestas por desplazamientos verticales y por ultimo en una forma de tanteo colocando o quitando los apoyos elásticos hasta lograr una conducta más cercana posible. En este trabajo se aplica la última variante, donde el proceso de modelación se realiza utilizando el software profesional STAAD. Pro, el cual ofrece un gran número de ventajas como se analiza en el capítulo I.



Figura 2.1

2.1.2 Modelo geométrico de la estructura

Las construcciones suelen ser sistemas complejos en los que interactúan diversos componentes, por lo cual en general no es tarea fácil y directa extraer de ella un esquema sencillo que reproduzca fielmente la forma en que la misma responde ante diferentes tipos de acciones. El modelo geométrico es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Su determinación implica identificar la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. Requiere representar la estructura por medio de un arreglo de componentes estructurales básicos, cuyo comportamiento estructural puede conocerse (barras, placas, resortes, arcos, cascarones, etc.) y definir las propiedades geométricas “equivalentes” de estos componentes básicos. (Meli Piralli, 1986)

Como fue mostrado en el capítulo I, las viviendas unifamiliares, se caracterizan estructuralmente por ser muy frágil, por la característica natural de la albañilería que normalmente son de bloques de hormigón, ladrillos o de muro de sillería, que estén cimentadas con zapatas poco profundas y flexibles que en la mayoría de los casos. La albañilería es establecida como un material

estructural con un comportamiento ingenieril muy complicado; que consiste en unidades (bloques, ladrillos) unidos por un mortero intrínseco y no homogéneo que normalmente es un material anisotrópico. En la bibliografía consultada existen dos formas para modelar el comportamiento de una pared. El primero consiste en modelando las unidades y mortero separado, pero este método resulta en el empleo de muchos elementos en el modelo y un consumo de mucho tiempo. El segundo es modelando el muro como un material homogéneo que caracteriza el compuesto del mortero y la unidad. En el presente trabajo se emplea el segundo método.

2.1.3 Modelo geométrico de la cimentación.

El modelo geométrico de la cimentación es un esquema que representa la geometría de la cimentación sobre la cual se apoya la estructura. En este trabajo fue mencionado que existen dos viviendas con sistemas constructivos diferentes, el primero es un sistema con vigas de zapatas corridas con muros de carga y el segundo es un sistema mixto con cimiento aislado y vigas de zapata corrida. En los proyectos arquitectónicos ambas viviendas se encuentran con vigas de zapata de sección rectangular con sección transversal de $0.30\text{m} \times 0.30\text{m}$. Los cimientos aislados son de 0.9×0.9 con 1 m de profundidad con pedestal de $0.30\text{m} \times 0.30\text{m}$. El modelo geométrico de las vigas de zapata se realizó empleando sólidos para facilitar el análisis de las áreas de tensiones máximas y mínimas. El plato fue modelado utilizando la herramienta *plate* y el pedestal como elemento lineal.

2.1.4 Modelo geométrico de las columnas y las vigas de cerramiento.

Las columnas son elementos verticales lineales que se encargan de la transmisión de las cargas que provienen de la superestructura hasta la sub-estructura en las viviendas que poseen un sistema constructivo esqueleto, mientras las vigas de cerramiento son elementos horizontales lineales que aseguran el cierre de la parte superior de la vivienda. En ambos casos las vigas poseen una sección transversal rectangular de 0.15m × 0.25m. Las columnas que se encuentran en el proyecto tienen una sección transversal de 0.25m × 0.25m con una altura de 2.5 m. Esos dos elementos se modelan como elementos lineales.

2.1.5 Modelo geométrico del muro.

El modelo geométrico del muro es un esquema que representa un muro real, que será el elemento estructural de forma plana encargado de transmitir las solicitaciones hasta la cimentación en el caso donde existe un sistema constructivo de muros de carga y de cierre en ambos casos.

Las viviendas en este estudio poseen dos tipos de paredes diferentes. La primera vivienda se caracteriza por tener bloques de hormigón con huecos, donde, un bloque presenta como características geométricas una altura de 20cm, un largo de 40cm y un espesor en este caso de 15 cm. La segunda vivienda esta caracterizada por tener paredes de sillería (cantos). En ambos casos la modelación geométrica se realiza empleando elementos finitos, donde se aplica la teoría de homogenización de los elementos del muro, donde se realiza una discretización mas exacta posible de los miembros para determinar con más exactitud el comportamiento del modelo con respecto al problema real.

En la tabla 2 podemos apreciar cada uno de los elementos que componen la estructura real y como se procedió a la modelación de los mismos.

Tabla 2.1: Modelación de los elementos que conforman las viviendas.

Elementos en la estructura real	Modelación de la geometría.
Muros	Elemento Placa/Cascarón.
Vigas de zapata	Elemento de 8 nudos (solidó)
Vigas de cerramiento	Miembro Lineal.
Plato	Elemento Placa/Cascarón.
Columnas	Miembro Lineal
Terreno.	Modelo de Winkler.

2.2 Modelo del comportamiento del material.

En este modelo debe suponerse una relación acción-respuesta (o esfuerzo-deformación) del material que compone la estructura. Generalmente se hace la hipótesis del comportamiento elástico lineal, aunque esta tiene limitaciones en muchos casos. El análisis también se realiza con procedimientos que implican la hipótesis de que el comportamiento de la estructura es lineal y se adoptan en el modelo propiedades elásticas representativas del comportamiento de la estructura. Esta hipótesis es aceptable y conveniente en prácticamente todos los casos, sin embargo es necesario entender claramente en qué grado difiere el comportamiento real del elástico lineal, en qué criterio se debe basar la determinación de las propiedades elásticas equivalentes y cuál es la magnitud de los errores que se pueden cometer con esas hipótesis.

Los modelos del comportamiento de los materiales empleados para la simulación del comportamiento real de la estructura, han ido evolucionando

desde los más simples y alejados de lo real, hasta los más complejos y que abordan en sí el comportamiento reológico del mismo. Entre estos modelos encontramos los siguientes:

- Modelo elástico lineal.
- Modelo plástico.
- Modelo elasto-plástico.
- Modelos no lineales.
- Modelos reológicos.
- Modelos geológicos no lineales.

2.2.1 Modelo del material para la viga de zapata.

El modelo del material para las vigas de zapata quedó definido como un material de comportamiento elasto-plástico como lo es el hormigón. Teniendo en cuenta que la resistencia del mismo será de 20 MPa, los parámetros que rigen este modelo son el modulo de deformación del material que es de 20000 MPa, el coeficiente de Poisson de 0.17 y la densidad del material de 24 Kn/m³.

2.2.2 Modelo del material para el cimiento aislado.

El modelo del material para el cimiento aislado como la viga de zapata fue definido como un material de comportamiento elasto-plástico porque es del mismo hormigón de la viga zapata, donde tiene los mismos parámetros de lo anterior.

2.2.3 Modelo del material para el suelo.

El suelo se modeló como un material de comportamiento elástico lineal. Para este modelo los parámetros que lo rigen son el módulo de deformación del material y el coeficiente de Poisson, estos valores fueron adquiridos de los resultados de un estudio realizado anteriormente por otros investigadores. El suelo se definió con modulo de deformación de 10000 Kpa y un coeficiente de poisson de 0.47.El módulo de balasto se definió aplicando una expresión aproximada de Vesic por la disponibilidad de datos del suelo y tiene un valor de 40472 kn/m.

2.2.4 Modelo del material para las columnas y las vigas de cerramiento

El modelo del material para las columnas y vigas de cerramiento es el mismo modelo elasto-plástico debido a que tiene el mismo material que es hormigón armado. En este caso la resistencia del hormigón es 25 MPa, por lo tanto, los parámetros del modelo cambian al igual que el módulo de deformación del material que en este caso es de 21718.5 MPa; el coeficiente de Poisson sigue siendo de 0.17 al igual que la densidad del material que continúa de 24 Kn/m³ como características mecánicas

2.2.5 Modelo del material para la albañilería.

El comportamiento de un muro es elasto-plástico, porque, cumple con la ley de Hooke en una primera etapa y después las deformaciones son irreversibles, no obstante se modelo aplicando la primera etapa. En la albañilería la tensión de rotura es muy cerca de la tensión máxima en un régimen elástico. Los parámetros físicos del compuesto fueron calculados por expresiones aproximadas que rige la norma cubana (ver anexos). El modulo de deformación de los muros de bloques es de 1152000 kn/m^2 , una resistencia característica a compresión de 750 Kpa, una resistencia a tracción de 75 Kpa y un coeficiente de Poisson de 0.118, con una densidad de 12.5 kn/m^3 . Por otra parte los muros de sillería son un poco menos estudiado y por lo tanto no existen valores establecidos en las normas por este tipo de compuesto, no obstante, de las varias bibliografías consultadas se puede apreciar la sillería como compuesto hecho de una roca de muy baja resistencia y por lo tanto , tienen como característica un modulo de deformación de 624000 kn/m^2 , y una resistencia característica a compresión de 520 Kpa, una resistencia a tracción de 52 Kpa y un coeficiente de poisson de 0.121, con una densidad de 17.5 kn/m^3 .

2.3 Modelo de Cargas

Carga: se define por toda acción o acciones que producen sobre una estructura estados de esfuerzos y por tanto deformaciones. La respuesta mecánica de la estructura está representada por un conjunto de parámetros físicos como son, las fuerzas internas y los esfuerzos que describen su comportamiento ante dichas acciones. En el caso de una vivienda las acciones que se consideran en el estado de servicio son la carga permanente (muerta) y carga de uso de larga duración. La acción principal considerada para la modelación de la vivienda unifamiliar fue la de acción permanente (muerta), debido a que en este caso toda la carga de uso es de corta duración.

2.3.1 Acciones permanentes (CP) o muertas.

La acción permanente debido al peso de la losa de cubierta se modeló como una carga de forma lineal sobre la viga de cerramiento y en el otro caso existe un sistema de viguetas y losa, la carga se modelo como puntual en los puntos donde se apoyan las viguetas, (ver anexos por simplificaciones consideradas), además el peso propio del resto de la vivienda fue generado por el propio software.

Carga permanente sobre muro de bloque es de 3.4 kn/m.

Carga permanente sobre muro de sillería es de 2.5 kn.

2.4 Análisis de resultados.

En esta sección del trabajo se realiza un análisis de los resultados obtenidos después de haber corrido el programa. Los resultados del modelo en tres dimensiones son utilizados para realizar un análisis inicial considerando que las paredes no son agrietadas, mientras se utilizan los modelos planos para reproducir las partes afectadas en las viviendas. El análisis consiste en la discusión de las fuerzas internas resultantes en los elementos, que en este caso son las paredes. Las fuerzas internas son los momentos flectores y las fuerzas de cortante, en los planos X, Y, y XY y también los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y Tau.

2.4.1 Análisis de los modelos.

Las tablas a continuación dan un resumen de las tensiones principales del mismo elemento de los dos modelos que conforman las dos casas.

Tabla. 2.2 Resumen de fuerzas en Casa 1.

Modelo	σ_1 (Kpa)	σ_2 (Kpa)	Tau. (Kpa)
3D	-7.00	-58.0	25.0
2D	-13.0	-49.0	17.0

Tabla. 2.3 Resumen de fuerzas en Casa 2.

Modelo	σ_1 (Kpa)	σ_2 (Kpa)	Tau.(Kpa)
3D	-1.20	-44.0	16.1
2D	-2.00	-32.0	14.8

En los resultados de los modelos se pueden observar que existen diferencias entre los valores de las tensiones obtenidas, por ser modelos diferentes. El modelo espacial se puede considerar como un conjunto de elementos trabajando juntos, que redistribuyen las fuerzas internas provocadas por las cargas externas. Las tensiones principales σ_1 y σ_2 son fuerzas internas a tracción por ser negativa, no obstante en el modelo espacial σ_1 es menor que el valor de σ_1 en el modelo plano y σ_2 en el modelo espacial es mayor que σ_2 en el modelo plano y de igual manera el valor de Tau es mayor en el modelo espacial. También se puede observar que las tensiones existentes en las paredes de casa 1 son más altas de las tensiones en casa 2, por tener diferencias en las características de los materiales con que se conforman.

Las tensiones principales σ_1 , σ_2 y Tau son utilizadas para describir la patología existente. No obstante se aprecia que existen zonas de mayores tensiones que otras. Las fuerzas internas que actúan pueden provocar fallos a cortante, aplastamiento y fallos por las fuerzas tractivas. La albañilería como un material es muy frágil y susceptible a los fallos por las fuerzas tractivas, porque posee una resistencia muy baja de tracción. Las zonas clásicas de alta tensiones tractivas son normalmente en los marcos de puertas y ventanas donde normalmente existen grietas que tienen un ángulo de inclinación de aproximadamente 45° .

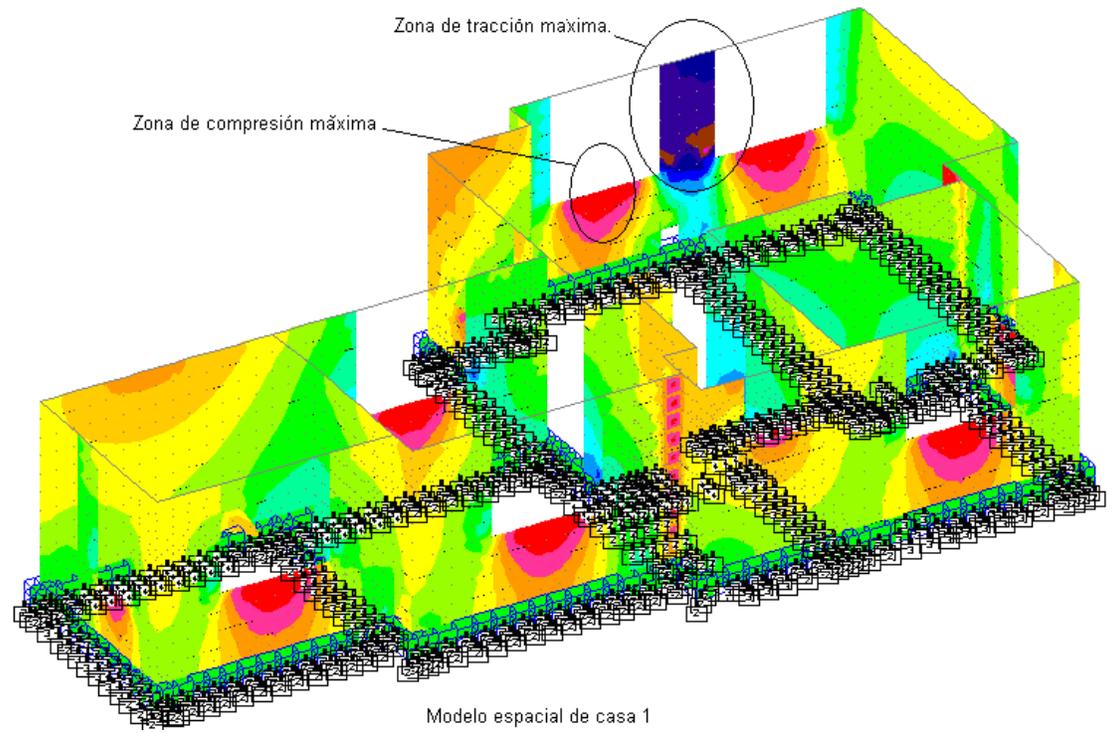
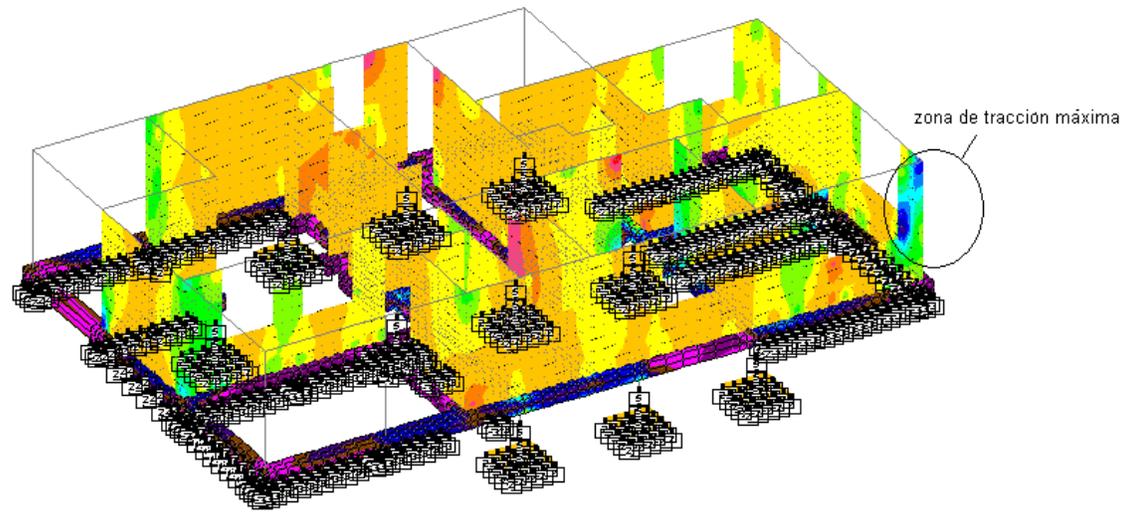


Figura 2.2



Modelo espacial de casa 2

Figura 2.3

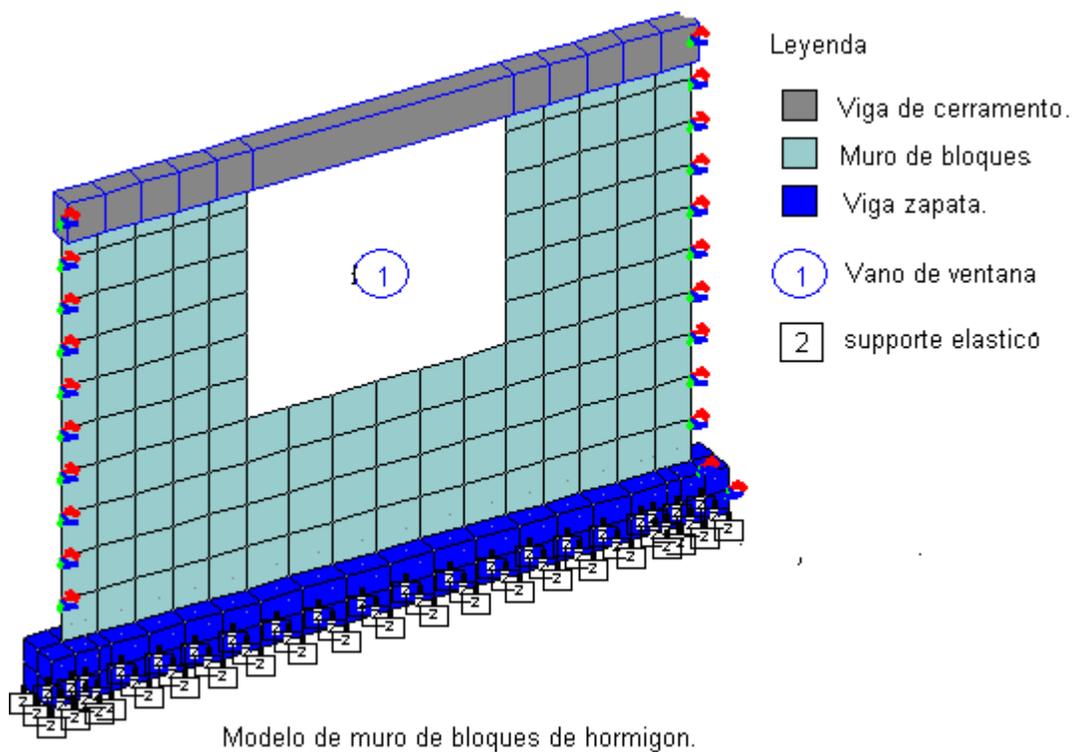


Figura 2.3 (a)

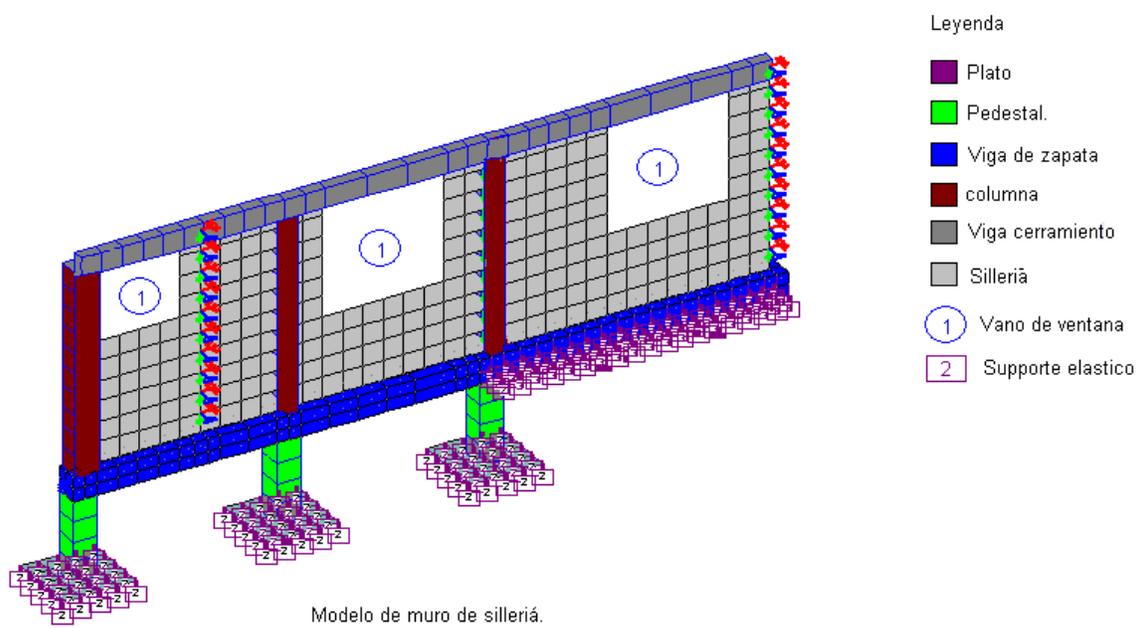


Figura 2.3 (b)

2.4.2 Análisis de la conducta.

En esta parte del trabajo se reproduce una conducta existente en cada uno de las casas. Para facilitar el proceso es necesario realizar un modelo plano, donde se modelan las paredes afectadas. Primero se realiza el estudio de casa 1 y después casa 2. A continuación se realiza una comparación de las fuerzas internas en las zonas afectadas, se puede observar que las tensiones iniciales son menores que las tensiones después de haber ocurrido los movimientos en el suelo. En todos los casos hay un predominio de las fuerzas de cortante en el plano Y. ver figuras 2.4(a), 2.4 (b), 2.4(c), 2.5(a), 2.5 (b) y 2.5(c).

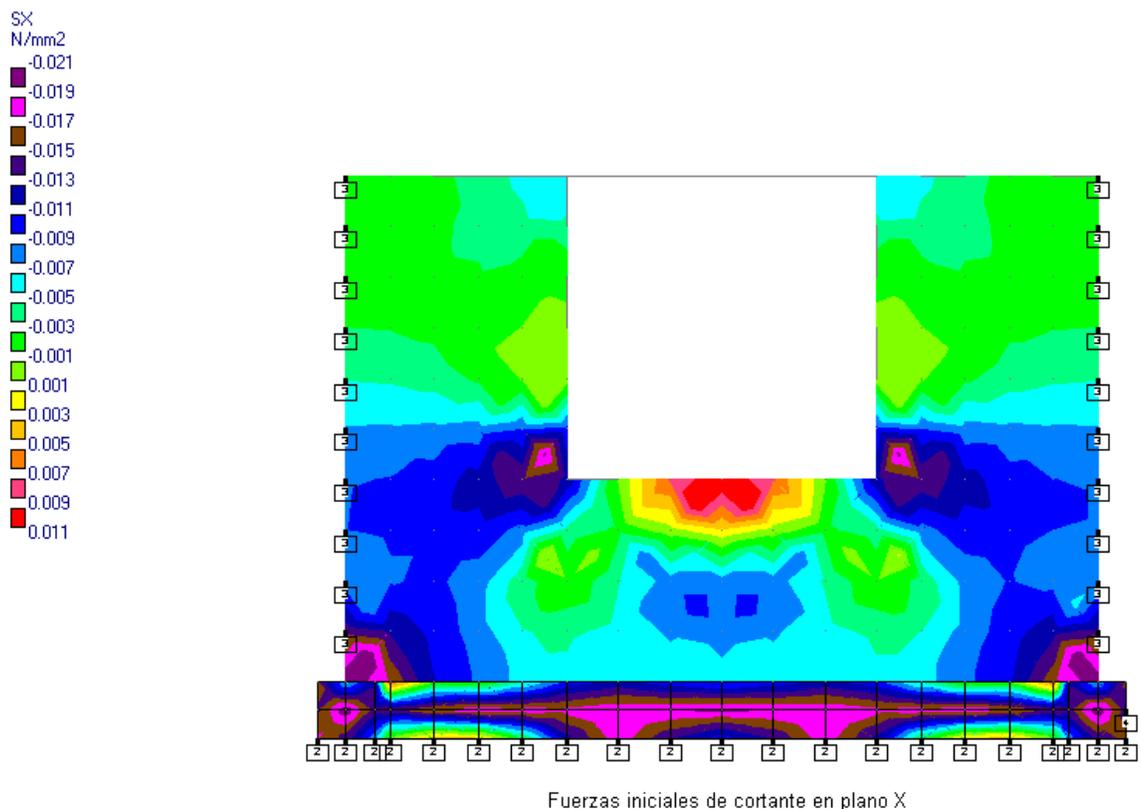


Figura 2.4(a)

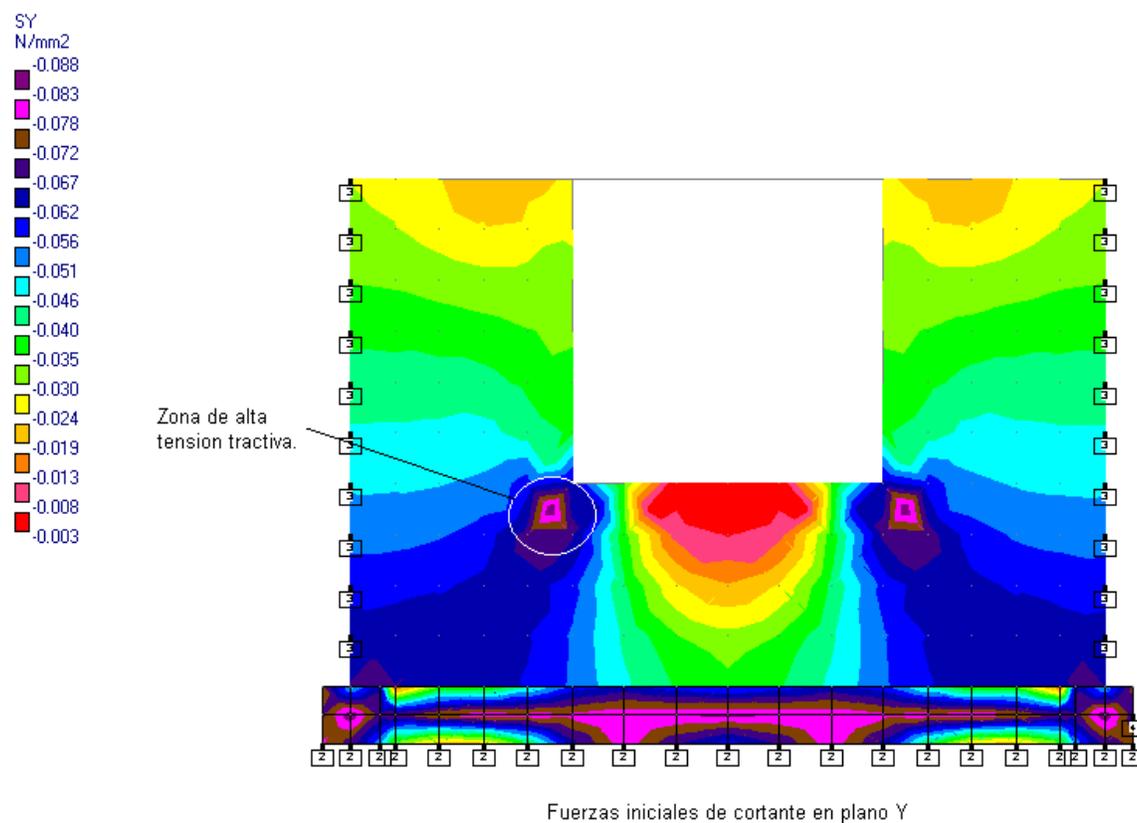
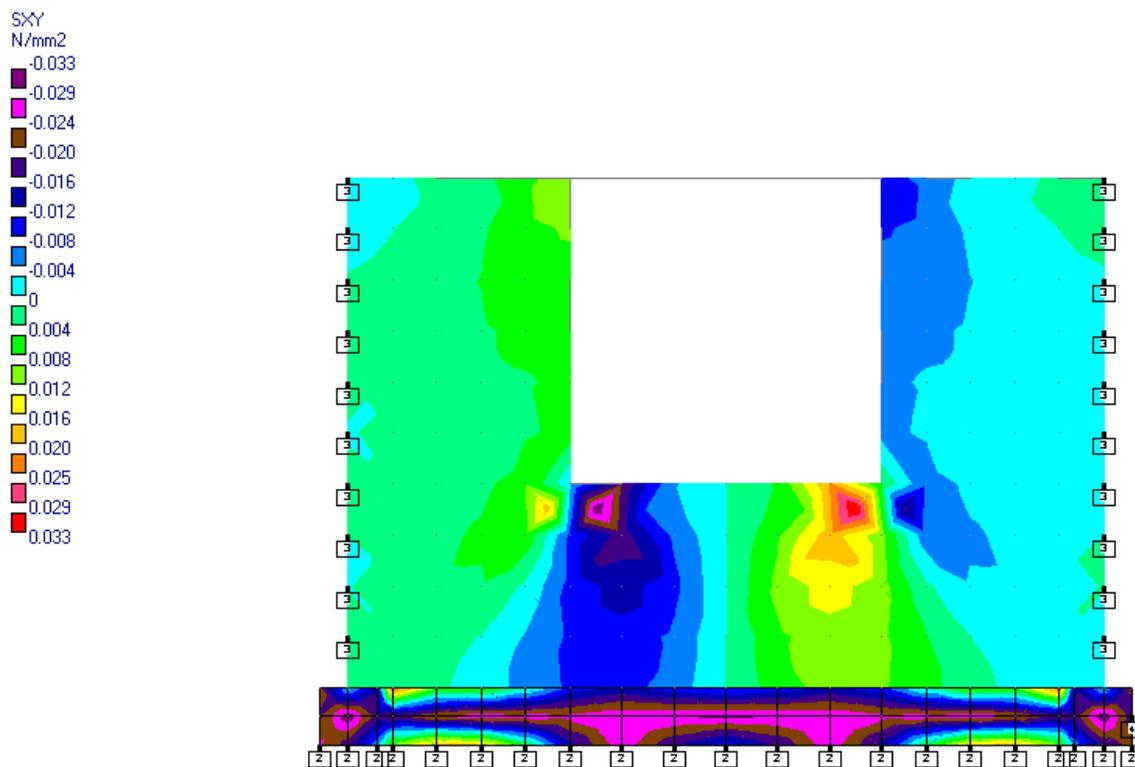


Figura 2.4 (b)



Fuerzas iniciales de cortante en plano XY.

Figura 2.4(c).

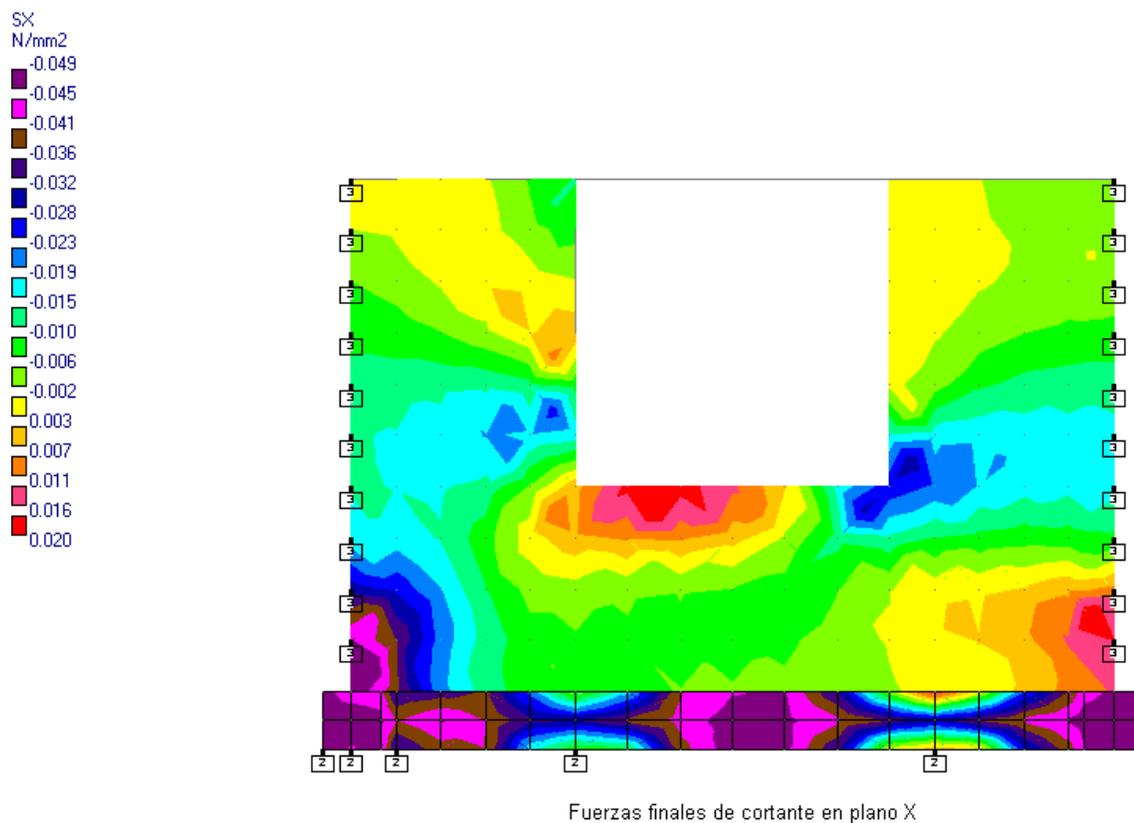


Figura 2.5(a)

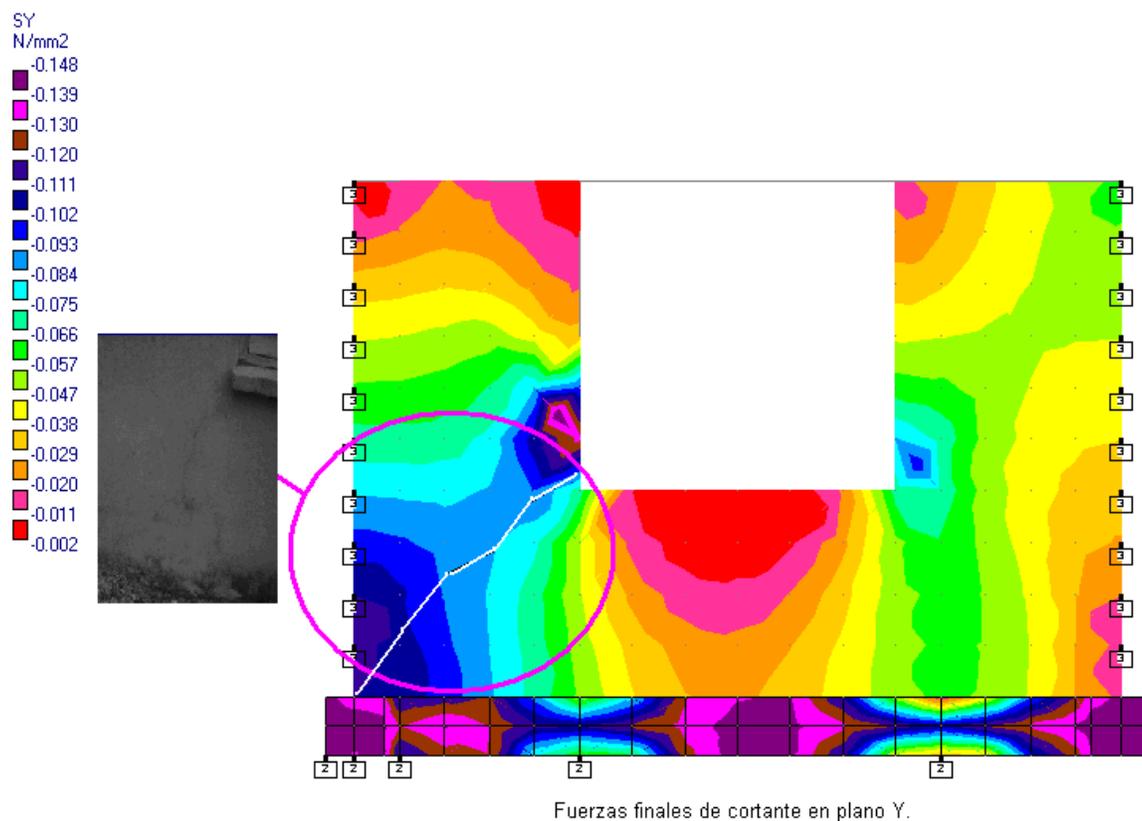
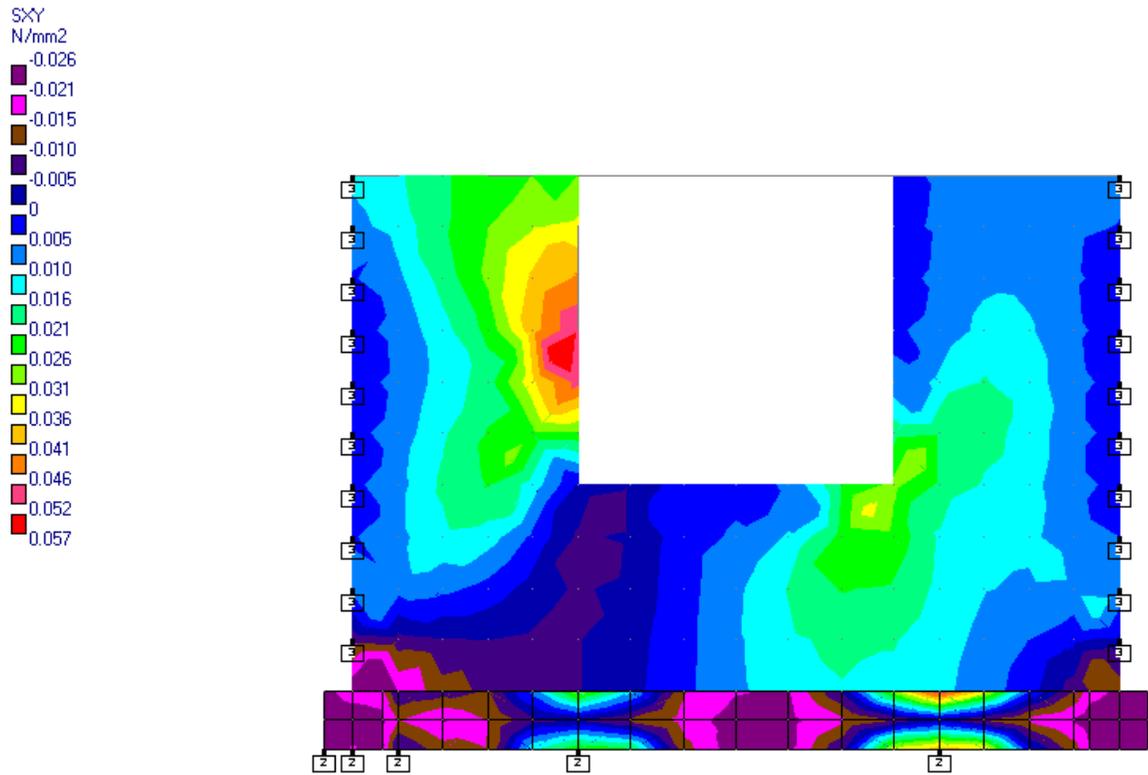


Figura 2.5 (b)



Fuerzas finales de cortante en plano XY.

Figura 2.5(c)

La segunda casa esta mas afectada por los movimientos causados por los suelos expansivos, esto puede ser resultante por ser conformada por muros menos resistente. Aquí se repite las mismas comparaciones entre las fuerzas iniciales y finales como fue realizado para la casa 1. Ver figuras 2.6 (a), 2.6(b), 2.6(c), 2.7(a), 2.7(b) y 2.7(c). La tensión de rotura en este caso es de 61 Kpa en la zona de falla.

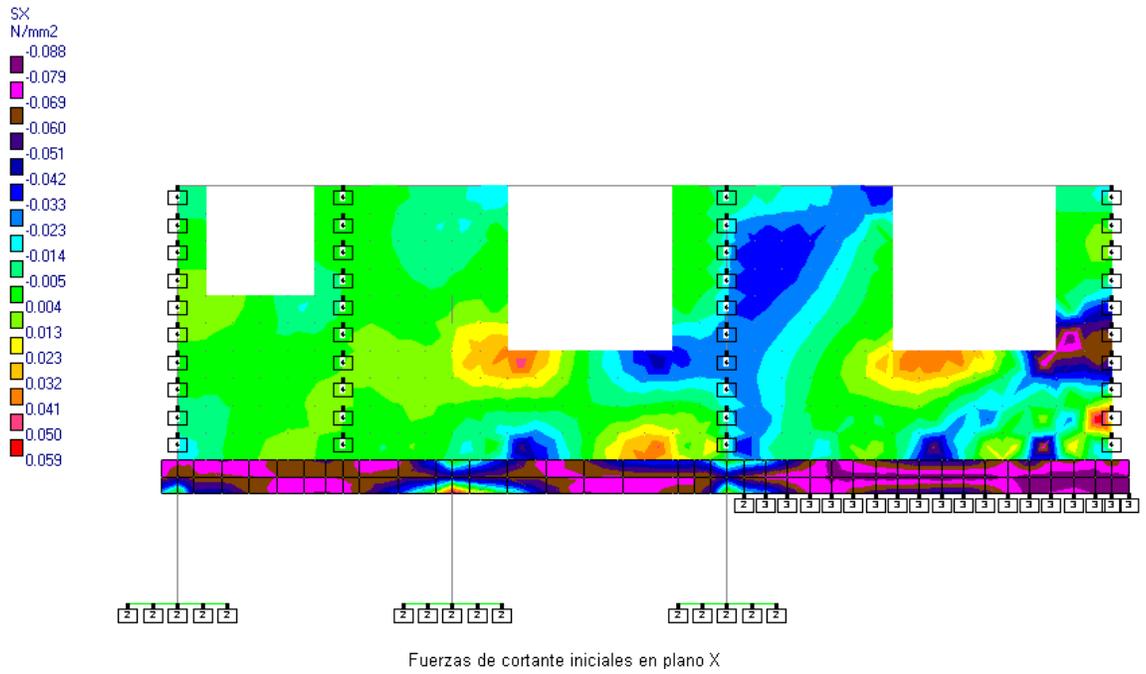


Figura 2.6(a)

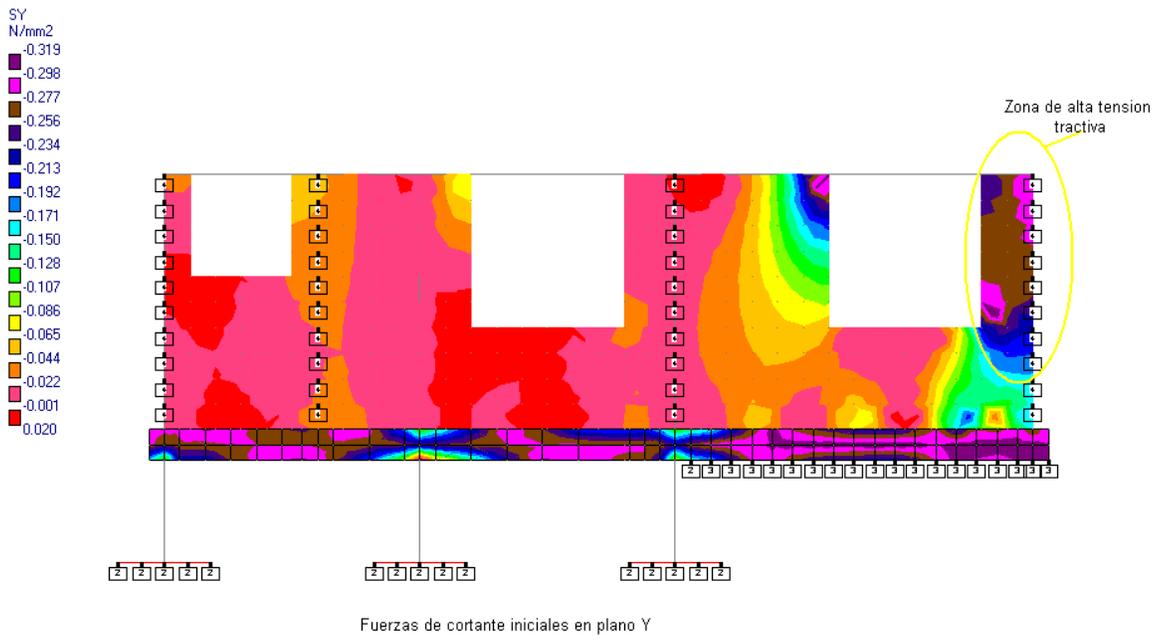


Figura 2.6 (b).

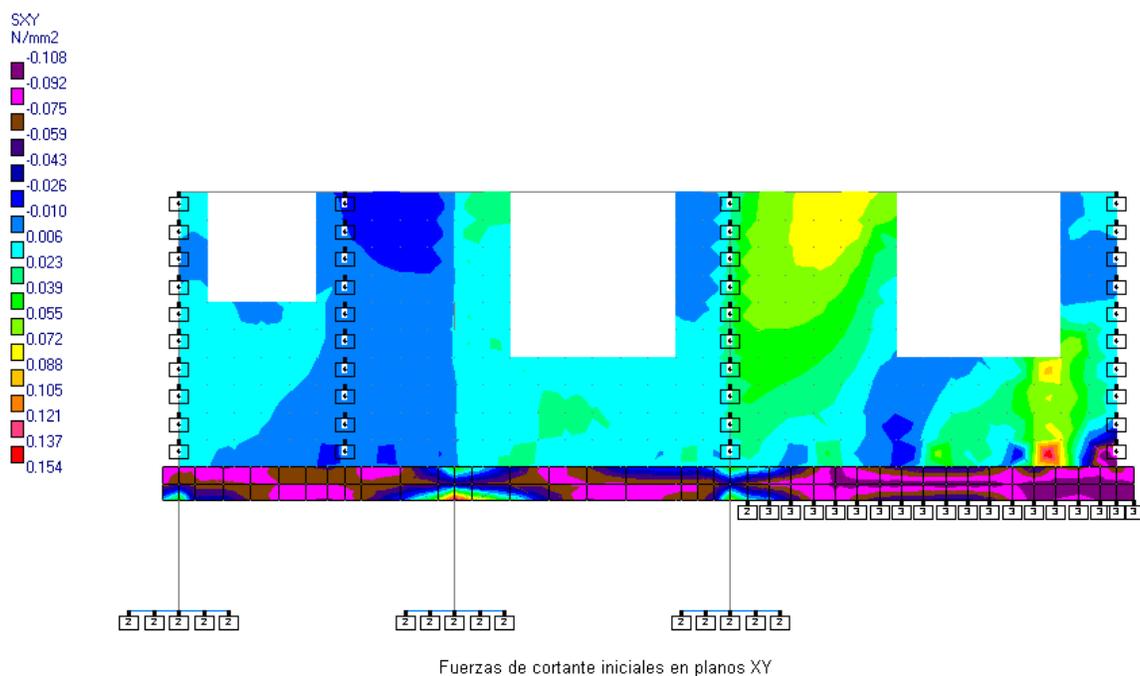


Figura 2.6(c)

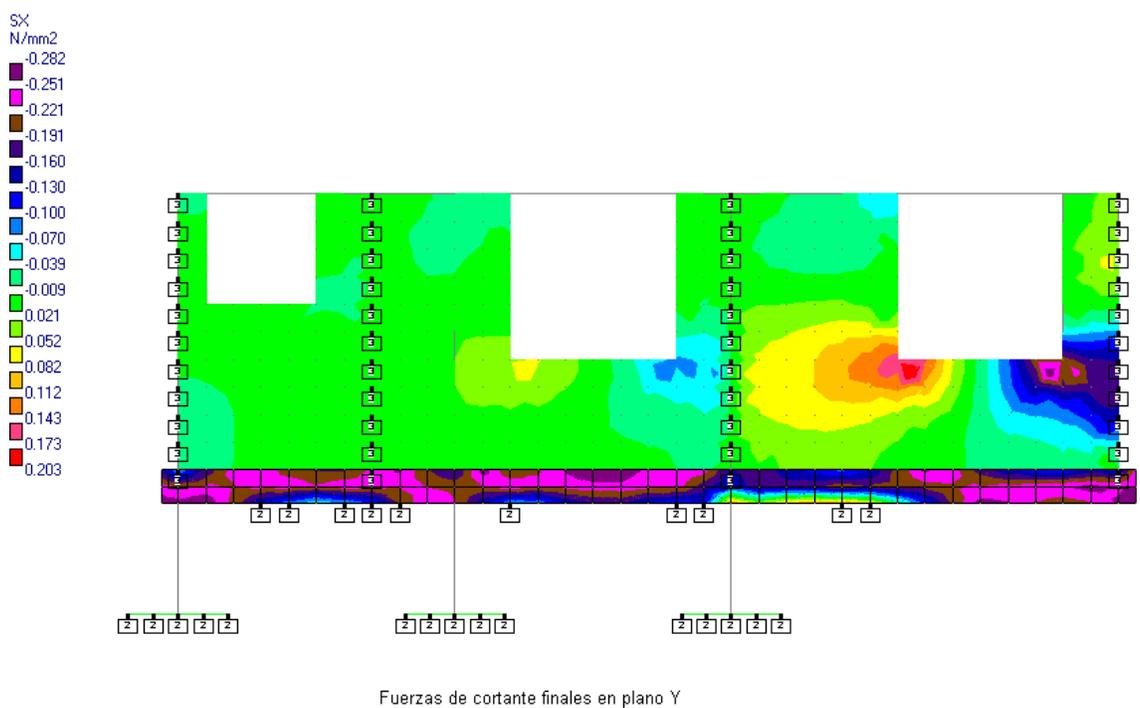


Figura 2.7(a)

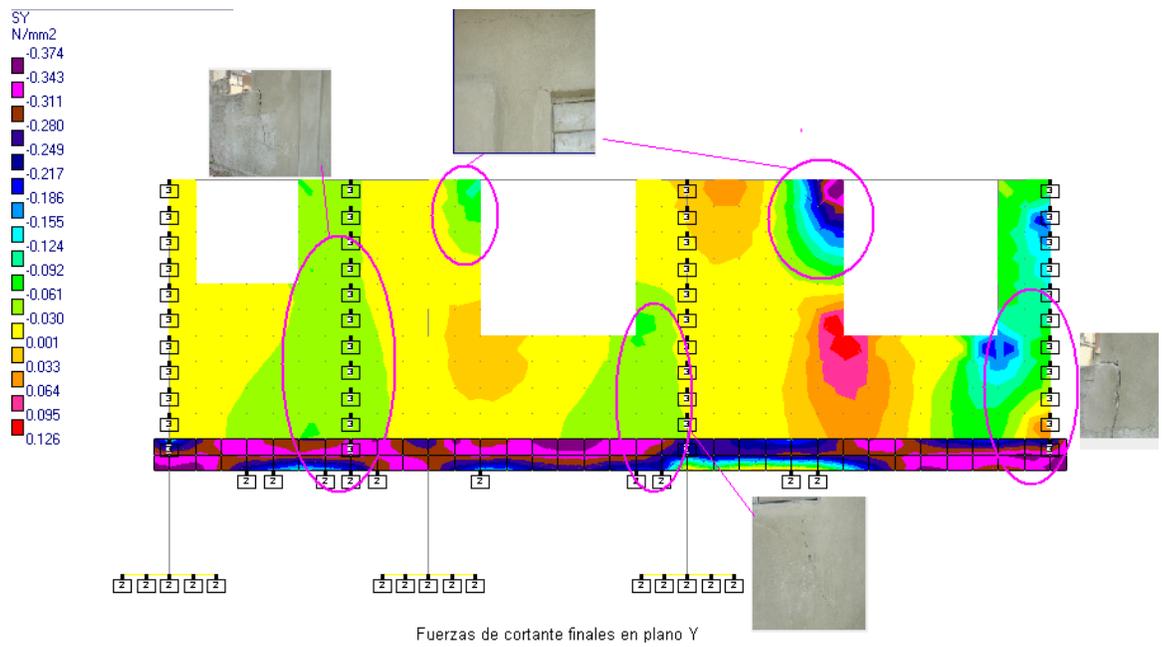


Figura 2.7 (b)

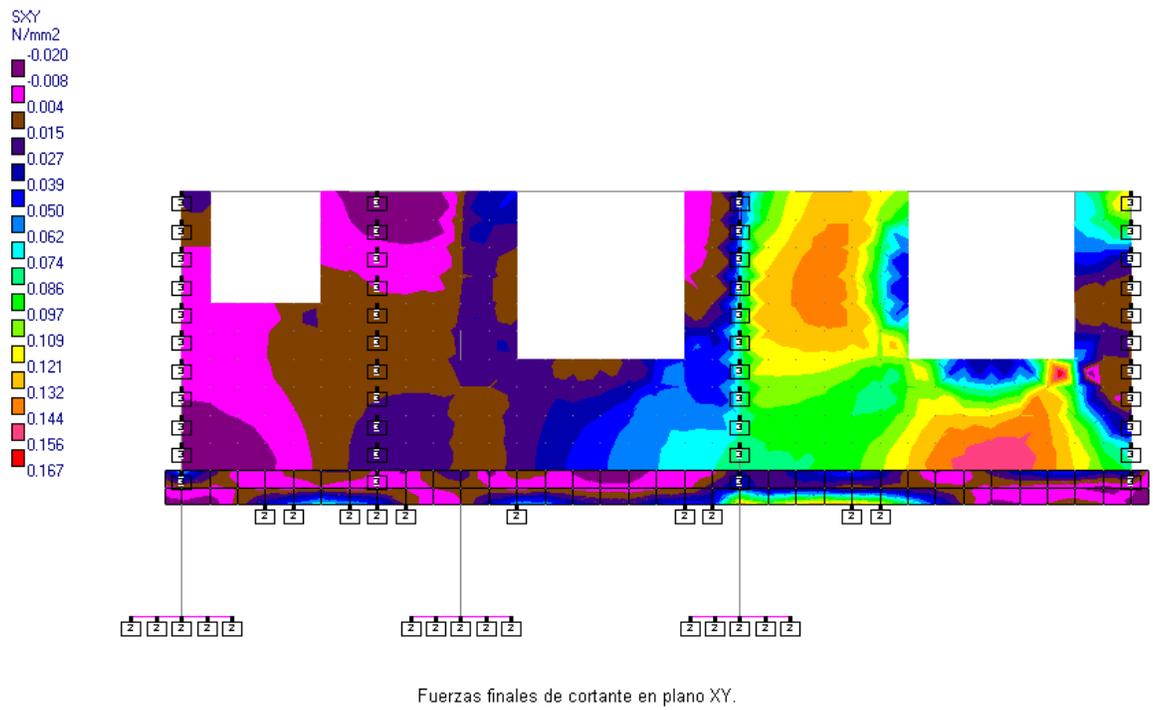


Figura 2.7(c)

Conclusiones Parciales del capítulo.

- Para realizar la modelación de un problema real con el beneficio que nos brinda las herramientas computacionales, es necesario conocer los modelos de las geometrías, de los materiales y las cargas que son inherentes al software como herramienta para el proceso de modelación, para ajustarse lo mejor posible a la estructura a analizar.
- Con la modelación utilizando la reingeniería fue posible reproducir las conductas provocadas por los movimientos provocadas por los suelos expansivos.
- Los muros de sillería son más susceptibles a los daños provocados por los suelos expansivos.

3 Capítulo III. Posibles Soluciones Estructurales.

Este capítulo tiene como objetivo principal proponer posibles soluciones desde un punto de vista constructiva, que se pueden aplicar en la fabricación de este tipos de estructuras. En el capítulo anterior fue demostrado que los daños provocados por los movimientos de los suelos expansivos afectan principalmente los vanos de ventanas y las esquinas en los muros de las casas. Una solución muy práctica es el uso de la albañilería reforzada en los casos donde pueden existir daños provocados por suelos expansivos. Las comprobaciones se realizan en los modelos que están en un estado de rotura del capítulo anterior. La sección probadas para rigidizar los muros es de 0.1m ×0.15m en el caso de los muros conformados por bloques de hormigón y secciones de 0.1m ×0.10m en el caso de los muros conformada por sillería; donde; estos elementos llegan siendo como columnas o vigas del mismo ancho del muro. Las posibles soluciones pueden ser las siguientes:

- 1) cierre perimetral a nivel de la parte inferior del marco de la ventana.
- 2) columnas en marcos de ventanas
- 3) columnas en las esquinas y tramos de paredes con ventanas.

A continuación se demuestra la efectividad de las posibles soluciones.

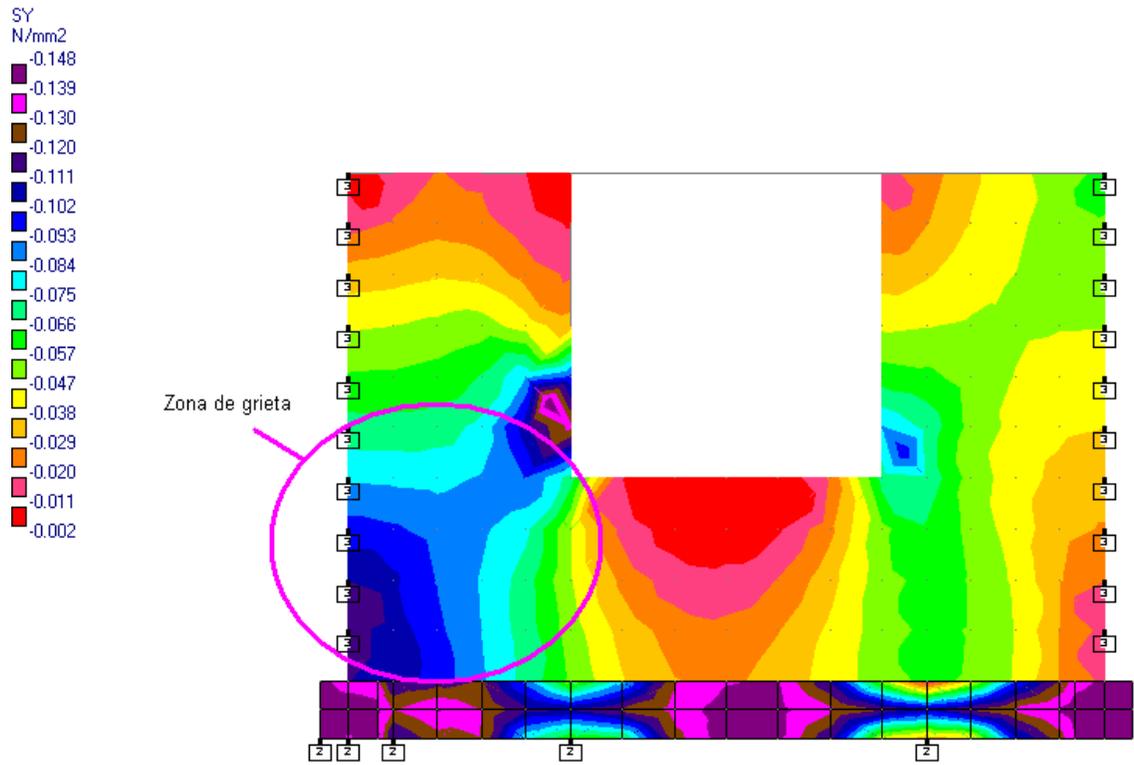


Figura 3.1(a): Estado de rotura de muro de bloques.

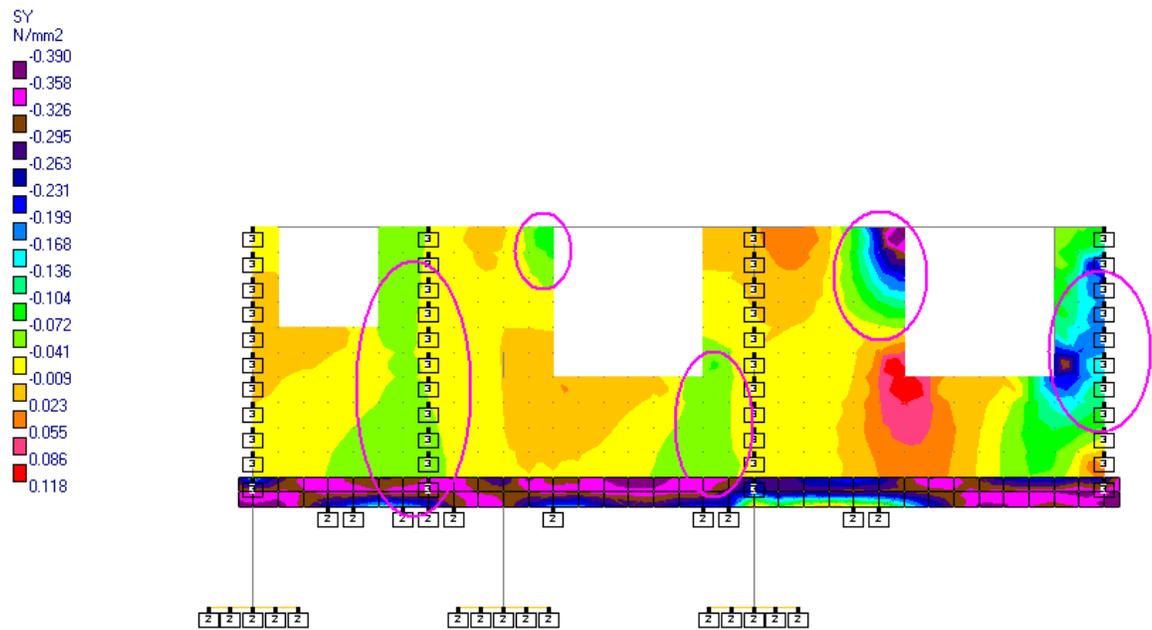


Figura 3.1 (b): Estado de rotura en muro de sillería.

Las figuras 3.1(a) y 3.1 (b) demuestran las secciones de los muros en el estado de rotura donde se realizan las pruebas de cada posible solución. Inicialmente las tensiones de tracción en el muro de bloques es de 84 Kpa y las tensiones de tracción en el muro de sillería es de 72 Kpa.

3.1 Solución 1 – cierre perimetral a nivel del marco de la ventana.

La solución 1 consiste en la colocación de un cerramiento en la parte inferior de los vanos en las ventanas. Como se puede observar este variante tiene poca efectividad en ambos casos de las viviendas en el estudio; debido a que las tensiones en la zona de rotura sigue siendo mas alta que la resistencia admisible. Ver figuras 3.2(a) y 3.2 (b).

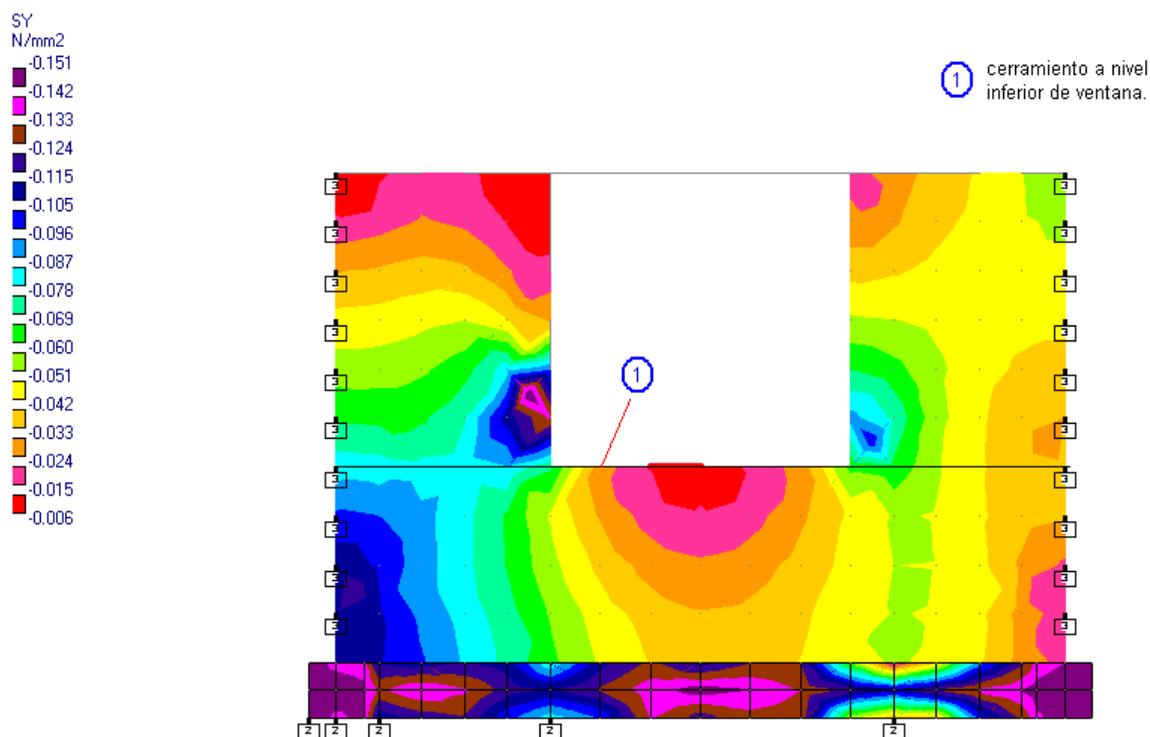


Figura 3.2(a)

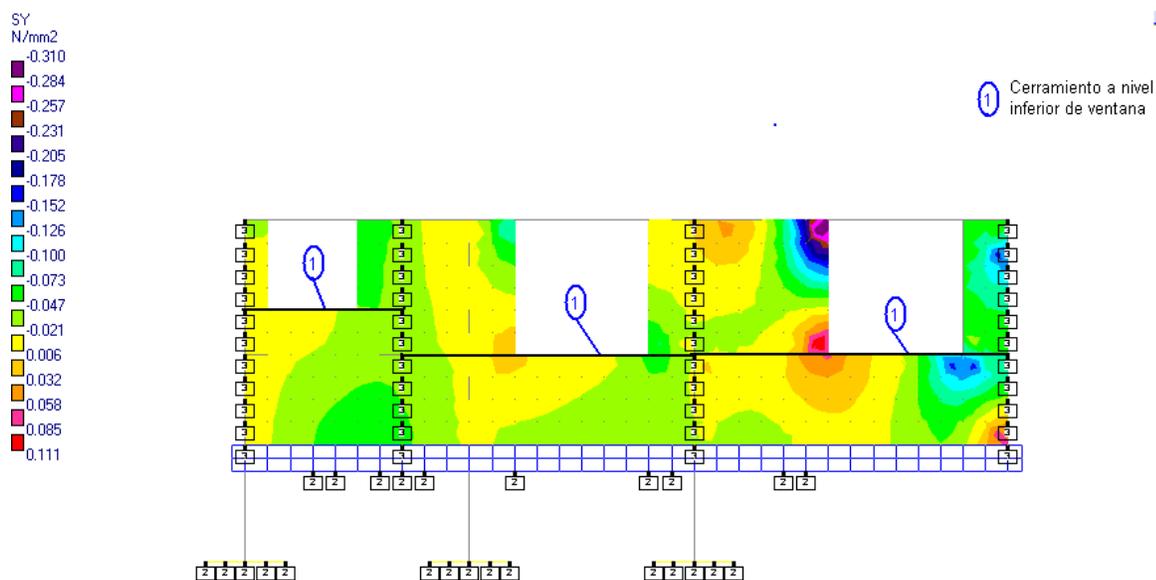


Figura 3.2 (b)

3.2 Solución 2 – columnas en vanos de ventanas.

La solución 2 consiste en la colocación de refuerzo vertical en los vanos de las ventanas. En la primera vivienda las tensiones a tracción fueron bajadas por un valor de 41 Kpa, mientras que en la segunda vivienda los valores bajaron por 34 Kpa. Como se puede observar este variante tiene más efectividad que el anterior debido a que las tensiones en las zonas de rotura han disminuidos y son menores que la resistencia admisible. Ver figura 3.3(a) y 3.3 (b).

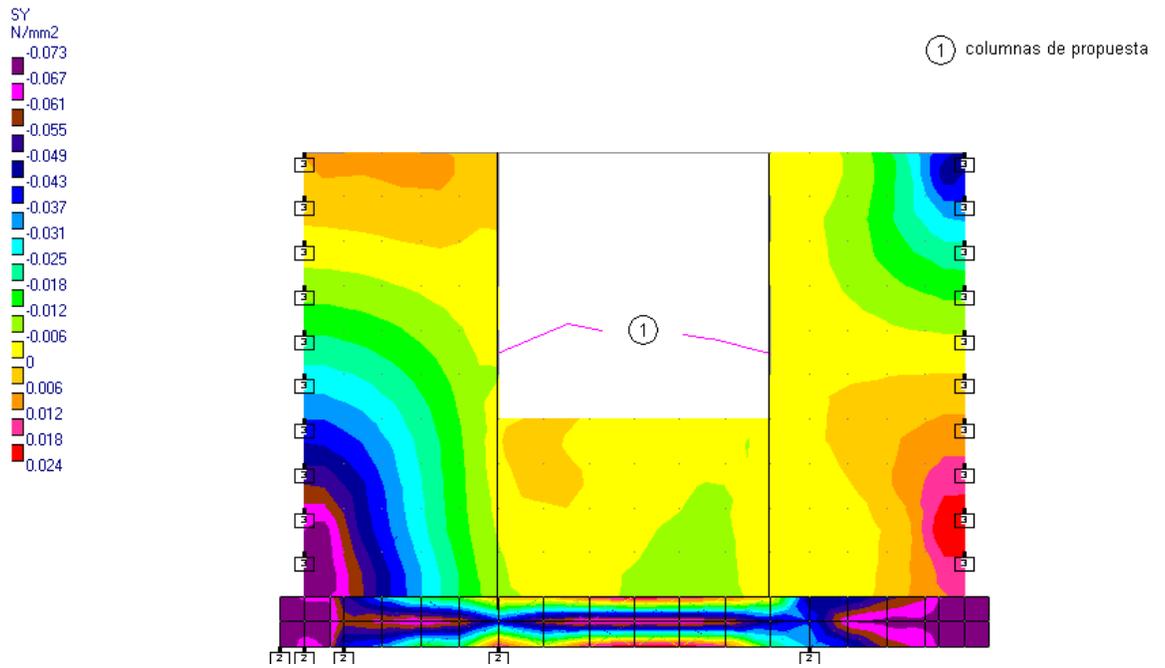


Figura 3.3(a)

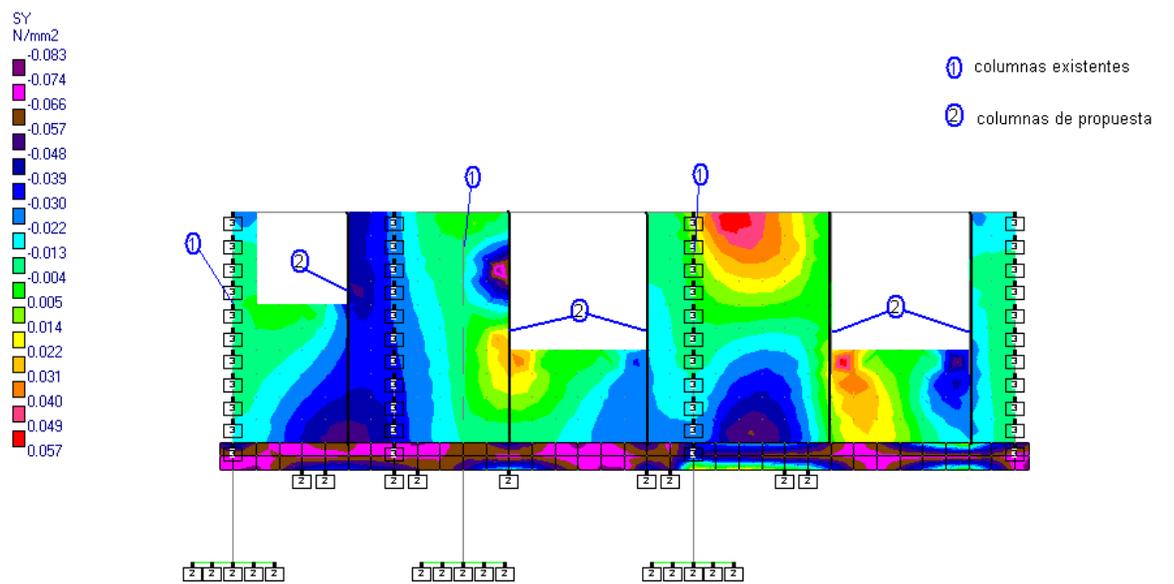


Figura 3.3 (b)

3.3 Solución 3 -columnas en las esquinas y tramos de paredes con ventanas.

La solución 3 consiste en la colocación de columnas en las esquinas de los muros y entre tramos de muros para lograr una unión rígida. Este variante es el sistema constructivo de la segunda vivienda y tenía poca efectividad, no obstante se aplica este variante a la casa conformada por muros de bloques. Como se puede observar este variante es muy efectivo en el caso de los muros de bloques con zapatas corrida, por disminuyo las tensiones en las zonas de rotura de 84 Kpa a 22 Kpa. Ver figura 3.4

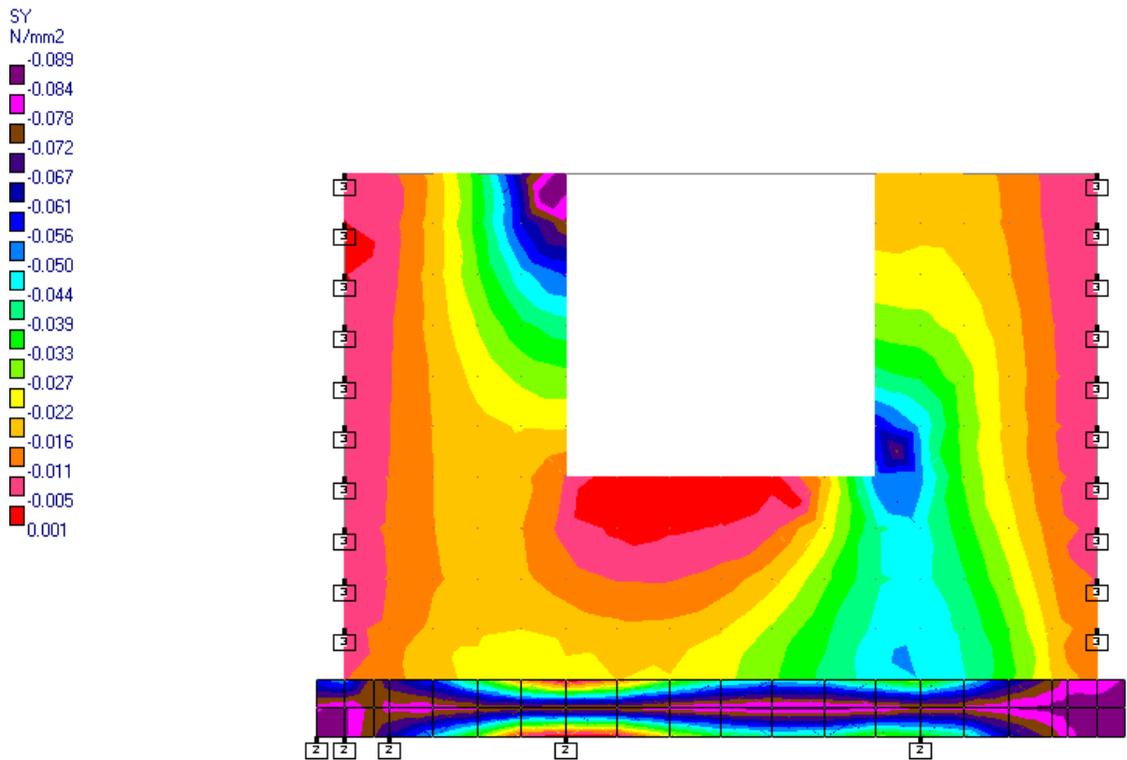


Figura 3.4

Tabla 3.1(a) Resumen de efectividad de las soluciones en casa 1.

solución	Tensión inicial (Kpa)	Tensión final (Kpa)	% de disminuido de tensión inicial.
1	84	79	6
2	84	49	42
3	84	22	74

Tabla 3.1 (b) Resumen de efectividad de las soluciones en casa 2.

solución	Tensión inicial (Kpa)	Tensión final (Kpa)	% de disminuido de tensión inicial.
1	73	68	7
2	73	30	59
3	73	73	0 (estado de rotura)

Conclusiones Parciales del capítulo.

- La albañilería reforzada puede reducir los efectos de los daños provocados por los movimientos de los suelos expansivos.
- La solución constructiva de un cierre perimetral a nivel de las ventanas tiene poca efectividad en la reducción de las fuerzas de tracción en las zonas de falla.
- La solución de colocando columnas en las esquinas y entre tramos de muros es más efectiva en los muros de bloques con zapatas corridas, mientras que las columnas en las ventanas son más efectivas en el sistema constructivo esqueleto.

Conclusiones

En este trabajo han sido estudiados de forma general diferentes problemáticas relacionadas con los suelos expansivos y los daños provocadas por ellos; también fueron estudiados los procedimientos para la modelación de estructuras debajo de la acciones de este fenómeno en los epígrafes anteriores que conforman este trabajo llegando a conclusiones específicas en cada uno de ellos. A continuación, se hace énfasis en aquellas conclusiones, que resumen el aporte de este trabajo al tema objeto de estudio:

- Existen varias formas de estudiar el comportamiento de estos suelos, donde la mayoría son de larga duración, requieren personal altamente calificadas e instrumentos especializados, por lo tanto, pueden llegar a ser muy caras.
- Se puede reproducir conductas similares de los daños provocados por la expansividad de los suelos a partir de una reingeniería empleando programas computacionales como el *STAAD PRO 2006*.
- La vivienda que esta conformada por muros de bloque de hormigón exhibe menos afectaciones por la expansividad por ser más resistente que la otra que esta conformada de muros de sillería.
- De las posibles soluciones estudiadas lo más factible es la colocación de columnas en los vanos de las ventanas.
- Estas soluciones propuestas minimizan el efecto de la expansión-retracción del suelo de la cimentación, pero es prácticamente obligatorio cumplir con las recomendaciones constructivas que se proponen a continuación para evitar los daños que estos suelos provocan.

Recomendaciones.

En la etapa de proyecto

1) Aplicar desde la etapa de proyecto la construcción de columnas en los vanos de ventanas y columnas en las uniones de las paredes. Estas columnas son mejor conocidos como columnas de catalana que llevan como mínimo dos barras de acero y tienen normalmente el mismo ancho del muro. La figuras (A) y (b) a continuación da una explicación a nivel de croquis de la solución.

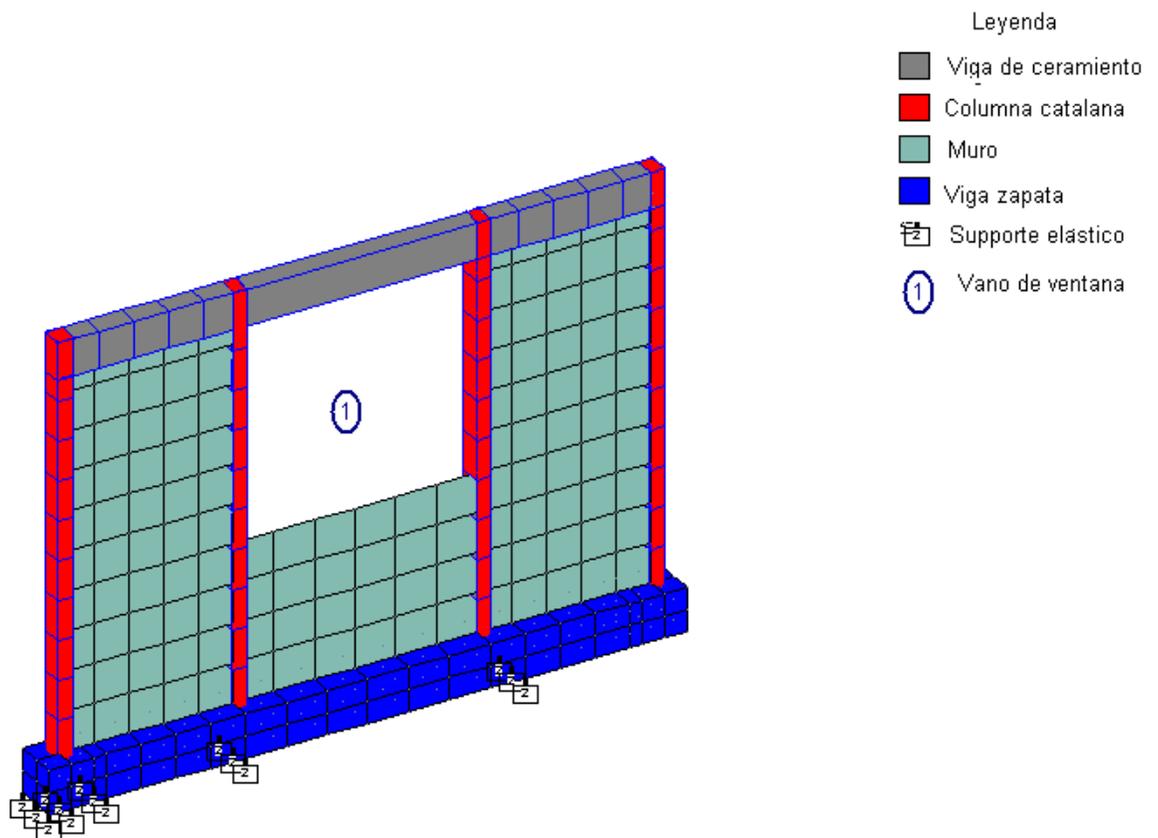


Figura A.

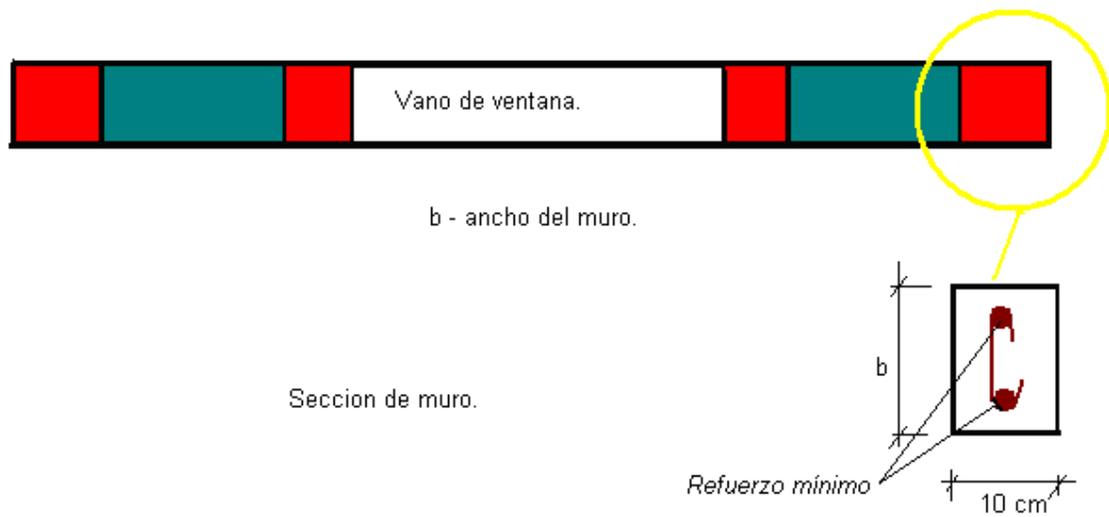


Figura (B)

2) A partir de la revisión bibliografía realizada se han recopilado un conjunto de recomendaciones constructivas que son importantes ejecutar en este tipo de suelo y que se expondrán a continuación.

Recomendaciones antes de la Construcción

Planear y situar la construcción.

La identificación a tiempo y evitar los lechos de arcilla expansiva muy compacta, especialmente en áreas de corte, puede ser una medida preventiva muy adecuada. Sin embargo, no siempre se esta en condiciones de elegir abiertamente el lugar donde se ha de construir y no existe mas remedio que construir sobre el terreno previamente designado. Tomando en cuenta lo anterior, pueden usarse tres tipos de solución para reducir o para evitar los efectos de la expansión. Estos son:

- 1) Aislar la estructura de los materiales expansivos:
- 2) Proyectar una estructura que soporte sin daño la expansión, y por ultimo
- 3) La eliminación de la expansión.

Cubierta de relleno y tratamiento del suelo.

La sustitución de unos cuantos metros de lecho de suelo expansivo con una cubierta de relleno estable compactado puede controlar el daño por medio de la eliminación de la zona más inestable y estabilizando el contenido de agua del suelo más profundo. El riego irregular puede causar movimientos diferenciales aunque los efectos pueden ser más tardados. La estratigrafía de los lechos arcillosos, la expansividad, y el diseño estructural son todos los factores a considerar en este acercamiento al diseño preventivo.



La eliminación de la expansión puede efectuarse en un principio de tres maneras:

- 1) Humedecimiento del terreno previamente hasta que la humedad tenga un valor igual al de equilibrio;
- 2) Tratando de que las cargas hacia abajo sean iguales o excedan las presiones producidas por la expansión y
- 3) Impidiendo la expansión químicamente.

El humedecimiento previo por inundación de la zona de construcción rara vez es efectivo, debido al largo tiempo que se necesita para la penetración de la humedad a cualquier profundidad grande, y por la falta de uniformidad de la penetración en condiciones de campo. Por lo tanto no es recomendable, además no se puede garantizar que una vez humedecida la zona, dicha humedad permanezca constante. Por otra parte, si se va a usar una arcilla potencialmente expansiva como relleno sobre todo el lugar de la obra, la compactación por medio de un equipo ligero, con una humedad superior a la óptima puede reducir mucho la expansión. El grado de compactación no debe exceder el 95% del máximo de la prueba Proctor estándar.

Tratar de contrarrestar las presiones de expansión con presión debajo de las unidades de la cimentación no es fácil; en parte debido a la relativa falta de seguridad de los métodos para evaluar y predecir la expansión. En las estructuras ligeramente cargadas puede suceder que no sea posible obtener cargas suficientemente grandes, que produzcan presiones necesarias debajo de los apoyos que tengan un tamaño razonable. Además la expansión solo se

evitaría en la zona bajo la zapata, donde el esfuerzo inducido se concentra. A una profundidad relativamente pequeña, debajo de la cimentación, la intensidad del aumento de esfuerzo es pequeña y la expansión puede ocurrir debajo de este nivel, aunque arriba se impida completamente. En las áreas entre las zapatas la expansión no disminuye.

La estabilización química de los suelos expansivos por la adición de cal puede ser notablemente efectiva, si la cal puede mezclarse íntimamente con el suelo y compactarse aproximadamente con la humedad óptima. El porcentaje adecuado, que usualmente varía de 3 a 8, se estima por medio de pruebas para determinar el pH, y se comprueba por compactación, curado y ejecución de pruebas y muestras en el laboratorio. La cal tiene el efecto de reducir la plasticidad del suelo y, por lo tanto, su potencial de expansión.

Recomendaciones de Construcción

- Remover grandes árboles y arbustos que crezcan en un radio de 3 m alrededor de la vivienda aproximadamente, así como las plantas que tiendan a secar el suelo, a menos que se cuente con un sistema de irrigación por goteo.
- Utilizar un sistema de irrigación por goteo para regar la vegetación. El riego por goteo para la vegetación. El riego por goteo minimiza la cantidad de agua usada y mantiene prácticamente constante la humedad en el suelo.
- Debe observarse que la bajada de agua pluvial y las canaletas de los techos no depositen el agua cerca de la cimentación. Si es posible, dirija el agua del techo a través de tuberías que descarguen a la calle o a otros lugares apropiados. Mantener el agua lejos de la cimentación es el paso más importante que puede ayudar a minimizar el problema de la expansión de suelos.
- Construir al menos una banqueta de 3 m, fuera de la cimentación o compactar el suelo alrededor de ella, haciéndola una superficie dura.

- El suelo o concreto fuera de la cimentación debe tener una pendiente, que tal vez evite el escurrimiento hacia la construcción, ayudando a prevenir que el agua se filtre en el suelo.
- Si hay mayores incertidumbres sobre los suelos o si ya han afectado severamente la casa deben consultar a un ingeniero de suelos, el cual le ayudara a resolver el problema y podrá evitar gastos tanto económicos como de energía.

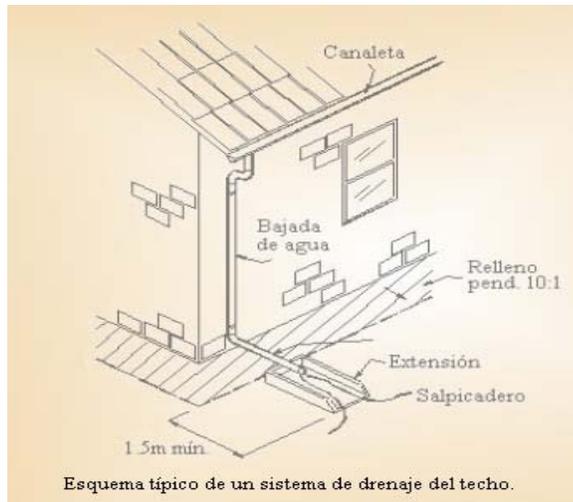
Técnicas de reducción de la expansión para después de la construcción.

Si una estructura después de construida a de exhibir señales de una expansión potencial del suelo, hay algunas formas para prevenir nuevos danos.

1) Reducción de la infiltración de la humedad siguiendo las recomendaciones discutidas anteriormente. El riesgo de un suelo expansivo puede ser drásticamente reducido asegurando que la humedad no varié en los alrededores del suelo. Esto puede ser realizado mediante la instalación sobre la superficie o debajo de un sistema de drenaje. Además, un apropiado diseño del jardín puede jugar un papel importante en los niveles de humedad del suelo.

Drenaje del techo.

El sistema de drenaje del techo es diseñado para encargarse de la caída del agua pluvial. Un sistema de drenaje de techo estará compuesto de canaletas de escurrimiento, bajada de agua, extensiones, y salpicaderos. Todos los escurrimientos deberán depositarse al menos 1.5 m alejados de la construcción. La figura muestra un típico sistema de drenaje de techo.

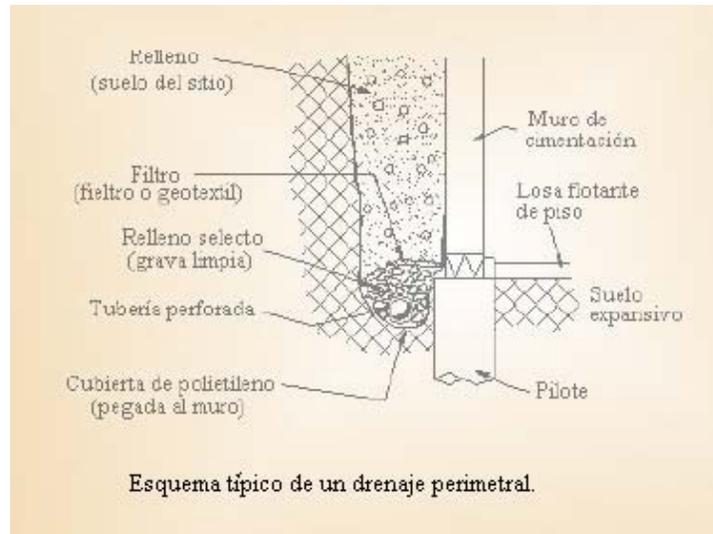


Drenaje sub.-superficial.

Este tipo de sistema de drenaje es usado para el agua en exceso que se mueve liberalmente bajo el suelo. Aunque ello no elimina completamente el riesgo del daño causado por los suelos expansivos, los drenajes sub.-superficiales pueden reducir substancialmente la severidad y frecuencia de los danos. Existe una gran variedad de estos sistemas y a continuación hay una descripción de algunas.

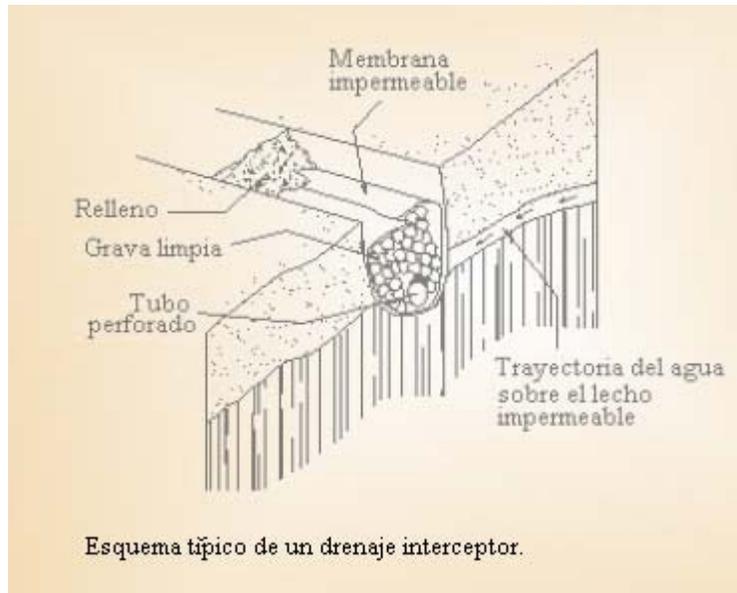
a) Drenaje Perimetral.

Es un tipo de drenaje que se extiende alrededor de la base de la cimentación. Este sistema consiste de una trinchera que contiene el tubo de drenaje; grava, un filtro de drenaje, y un relleno de suelo. El drenaje deberá estar varios centímetros bajo el nivel del muro de cimentación, y deberá contar con una pendiente de 1 o 2 %. El drenaje descarga en el área de depósito o también en un drenaje bajo. Un sistema típico se muestra en la siguiente figura.



2) Drenaje Interceptor

Este drenaje es usado para desviar el agua sub.-superficial. Los drenajes interceptores son típicamente para usarlos y para proteger casas de la filtración de zanjas o canales de irrigación. El drenaje es de simple diseño: una trinchera rellena con grava y arena con una pendiente para mover el agua y descargar a otro lugar. Un sistema de este tipo se demuestra en la siguiente figura.



Tipos de cimentaciones utilizados en suelos expansivos.

El objetivo de las cimentaciones es transmitir las cargas de la superestructura y el peso propio de ellas al terreno. Pero habrá que considerarle otras funciones igualmente importantes: proporcionarle apoyo a la estructura, distribuyendo las descargas, considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de la cimentación y el suelo, limitar los asentamientos totales y diferenciales, con la finalidad de controlar los danos en la construcción y construcciones adjuntas; y mantener la posición vertical de la estructura entre las acciones.

En el caso de las cimentaciones sobre suelos expansivos, además de cumplir con lo anterior, dichos elementos estructurales deben ser diseñados para que soporten la acción expansiva del suelo; lo cual, conlleva a consideraciones adicionales al diseño estructural tradicional de las cimentaciones.

Como se planteo anteriormente, la identificación y clasificación del suelo expansivo es el primer paso enfocado a determinar el tipo de cimentación que se deberá utilizar. Se debe ser conciente, además, de que el potencial expansivo no se manifiesta sino hasta meses o años después de la construcción, por lo que en este caso, la planeación de la cimentación representa un papel importante en el diseño.

Zapatas aisladas

Cuando el suelo tiene buena capacidad de carga, probablemente la cimentación requerida sea del tipo de zapatas aisladas. Este tipo de cimentación no se usa comúnmente sobre suelos expansivos, su uso debe restringirse a suelos que tengan menos del 1 % de potencial expansivo y presiones de expansión muy bajas.

Donde se usan las zapatas aisladas, usualmente se aplican técnicas especiales con el fin de incrementar el esfuerzo de contacto de modo que se minimice la expansión del suelo. A continuación se presentan algunas modificaciones realizadas en las zapatas, con el propósito de lograr lo anterior:

- Disminuir el ancho de la base de la zapata
- Colocar el muro de cimentación directamente sobre el terreno, sin zapata
- Proveer de espacios vacíos entre las vigas de soporte y el muro para concentrar las cargas en puntos aislados.
- Incrementar el refuerzo en el perímetro y en los pisos para incrementar la rigidez de la cimentación.

Este tipo de cimentación puede usarse donde las capas superiores de los suelos expansivos son delgadas y además se puede alcanzar un estrato estable de suelo no expansivo, en el cual se pueden colocar las zapatas. En algunos casos son zapatas con bases pequeñas, generalmente menor a 30 cm., han sido utilizadas para incrementar el esfuerzo de contacto con lo que se trata de minimizar la expansión. Sin embargo el bulbo de presiones, en el cual

se incrementan los esfuerzos, es suficiente para reducir la expansión hasta una profundidad de aproximadamente dos veces el ancho de la zapata. En la gran mayoría de las veces esta profundidad es mucho menor que la capa activa, por lo que este tipo de cimentación es inefectiva para prevenir la expansión.

Es evidente que el uso de las zapatas aisladas en suelos expansivos deberá ser restringido a suelos:

- Donde la capa rocosa o el estrato resistente es profundo y no puede ser alcanzado económicamente.
- Donde los estratos superficiales de suelo tienen un potencial de expansión moderado, menor de 1%
- Que presenten presiones de expansiones bajas.
- y además la capacidad de carga de dichos estratos superficiales es relativamente alta.

Otro método usado para incrementar los esfuerzos de contacto, es la colocación de zapatas aisladas en varios puntos debajo de los muros. Este sistema tiene la misma limitación que el anterior y su éxito se limita a la disminución de la expansión. Por lo tanto, la superestructura deberá ser relativamente flexible. La concentración de la carga en la zapata se logra proveyendo de un espacio vacío bajo las vigas. Es importante asegurarse de que las presiones de la expansión en los bordes de la zapata se minimicen o se prevengan.

Debe tenerse mucho cuidado en que la concentración de cargas sobre las zapatas no exceda la capacidad de carga del suelo.

Las principales fuerzas que actúan en el mecanismo de la zapata y que por lo regular se consideran para el diseño de este tipo de cimentaciones son:

1. Fuerzas contra el levantamiento: peso propio de la estructura, peso del suelo que sobreyace sobre la zapata y la cohesión desarrollada en el límite de la excavación.
2. Fuerzas que producen el levantamiento: presión de expansión ejercida por el suelo.

Zapatas corridas

El empleo de las zapatas corridas deberá limitarse a suelos con potencial de expansión menor de 1% y una presión de expansión menor a 15 ton/m². Para asegurarse que se ejerce sobre el suelo una presión de carga muerta de cuando menos 5 ton/m², es necesario el empleo de zapatas tan estrechas como sea posible. Para esto es recomendable revisar las normas vigentes para conocer las dimensiones mínimas permisibles. Los métodos de diseño para zapatas corridas generalmente son derivados de propuestas para diseñar losas de cimentación que consiste básicamente en revisar los momentos flectores, las fuerzas cortantes y las deformaciones en el sentido longitudinal de las zapatas.

Bibliografía

- BROCHE, J. L. (2003) Proyecto de Investigación Patológica para edificios de Alto Valor Patrimonial.
- Morrión, N. (1993) Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. (Online). <http://www.geocities.com/gestodedios/Geotecnia/geotecnia.htm#>. Módulo de Balasto. (2008, Abril).
- BURD, H. J. (1994) *Análisis of settlement damage to masonry structures*. Balkema Rotterdam,
- DIAZ, K. (2005) *Alternativas de rehabilitación de adobe y tapia pisada*, Bogota Colombia, Universidad de Los Andes.
- HERNÁNDEZ, A. N. (2004) *Calculo estructural de Mampostería.*, UCLV.
- KLEEMAN, P. (2004) Modeling Expansive Soil Movements beneath Structures *Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering* 130, 7.
- KLEEMAN, P. W. (2004) Modeling Soil/Structure interaction for Masonry Structures. *Journal of Structural Engineering*, 130, 10.
- LUCIAN, C. (2006) Geotechnical Aspects of Building on Expansive Soils in Kibaha, Tanzania. *Department of Civil and Architectural Engineering*. Stockholm, Sweden. Royal Institute of Technology.
- MARTINEZ, E. D. (2003) *Estudio del comportamiento de los suelos cohesivos con problemas especiales de inestabilidad volumétrica y sus soluciones ingenieriles*. Tesis presentada para optar por el título de Doctor en Ciencias.
- MASIA, M. J. (2002) Probabilistic Crack Prediction for Masonry Structures on Expansive Soils. *Journal of Structural engineering*, 128, 9.
- Medina, F.A., (1996). *Carga de edificaciones y obras de ingeniería*. Tomo I. La Habana Editorial Félix Varela.
- Medina, F.A., (1996). *Carga de edificaciones y obras de ingeniería*. Tomo II. La Habana Editorial Félix Varela.

- Meli Piralla, R., (1986). *Diseño estructural*. La Habana. Editorial Edición Revolucionaria.
- NC-53:1984, OBRAS DE FABRICA, *METODO DE CALCULO*.
- REGUEIRO, M. (2008) Normativa Técnica de Piedra natural. Instituto Geológico y Minero de España.
- REYES, C. L. (2007) Modelación, análisis y diseño del SAPVI. UCLV.
- RUIZ, P. N. (2004) Estructuras de Fabrica y madera. *Conferencia 5*.
- Sowers, G.B. y Sowers G.F., (1977) *Introducción a la mecánica de suelo y cimentaciones*. La Habana. Editorial Pueblo y Educación.
- STAAD.Pro. (2006). *Research Engineers*, Intl. USA.
- TORRI, F. A. M. (1995) *CARGAS de EDIFICACIONES y OBRAS de INGENIERIA*.
- Zepeda G., J. A., Guerreo, L. y Olgún, R. (1985). “Estabilización de arcillas expansivas con cal”. Curso cimentaciones sobre arcillas expansivas. México.

Anexos

Tabla 1: valores de R'mk.

Clase de obra de fábrica	Tipo de mortero		
	R'mk 31-16,0 MPa	R'mk 10-3,0 MPa	en seco
Sillería de piedra natural, bloques macizos de hormigón $\rho=2,000\text{kg/m}^3$	3 000	2 500	1 500
Mampostería de piedra natural	2 500	1 500	500
Bloques huecos cerámicos o conglomerados, bloques macizos de hormigón ligero, $\rho \leq 2,000\text{kg/m}^3$	2 500	2 000	750
Ladrillos macizos	2 500	2 000	-
Ladrillos perforados y huecos	2 000	1 500	-

Tabla 2: valores de resistencia de unidades

Tipo	Resistencia (Kg./cm ²)
AA	80
A	70
B	50
C	25

Tabla 3: valores de resistencia del motero.

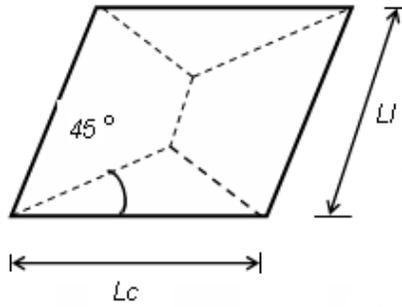
Tipo de Mortero	Uso	Cemento			Arena	Cal apagada	Polvo piedra	Resist. R'_{mk} Kg/cm ²
		P-350	PP-250	PZ-250				
I	Muros no portantes	1	1	1	8 6 4	1--2	- - -	24
		1	1	1	8 6 4	- - -	1--2	
II	Muros de bloque o ladrillo con poca carga	1	1	1	6 5 3,5	2 1 1	- - -	35
		1	1	1	6 5 3,5	- - -	2 1 1	
III	Muros de bloque o ladrillo muy cargados	1	1	1	4 4 3	2 1 1	- - .	52
		1	1	1	4 4 3	- - -	2 1 1	

Tabla 4: valores de coeficientes.

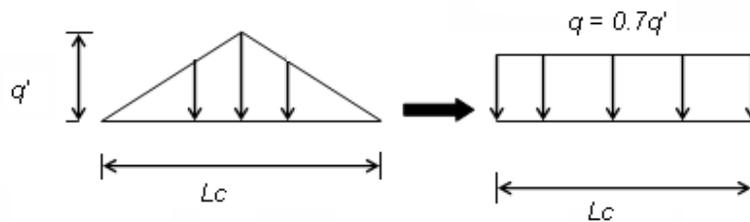
TIPO DE MURO	a	b	α	β
Bloque huecos de hormigón	0,15	0,30	2,5	0,85
Ladrillo cerámico	0,20	0,30	3,3	1,0
Siporex	0,24	0,41	2,2	1,0
Bloque de hormigón macizo	0,15	0,30	2,5	1,0
Bloque cerámico aligerado 18 cm. $\leq h \leq$ 39 cm.	0,60	1,00	2,5	1,0

Cargas actuando sobre muros.
Calculo de Cargas.

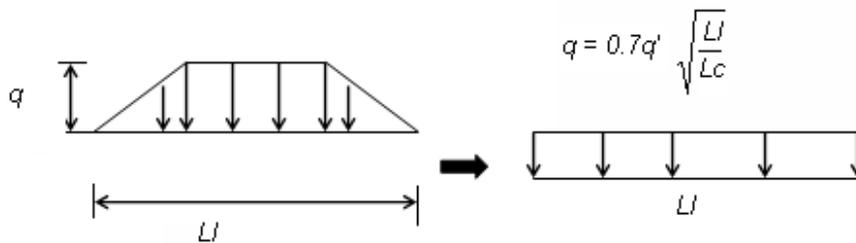
Cargas provocadas por las losas.



simplificación de líneas de falla



simplificación de carga en luz corta



simplificación de carga en luz larga

Donde:

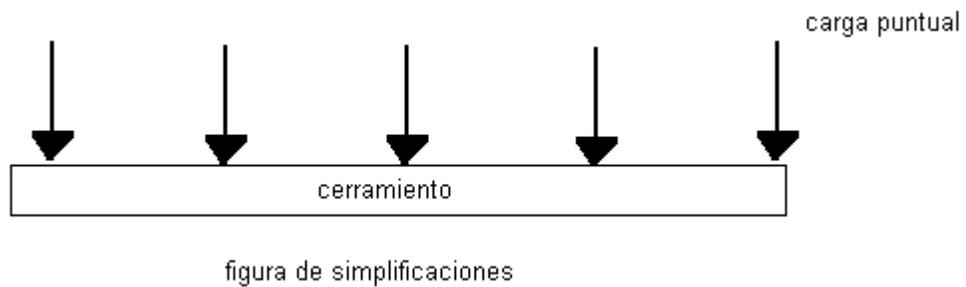
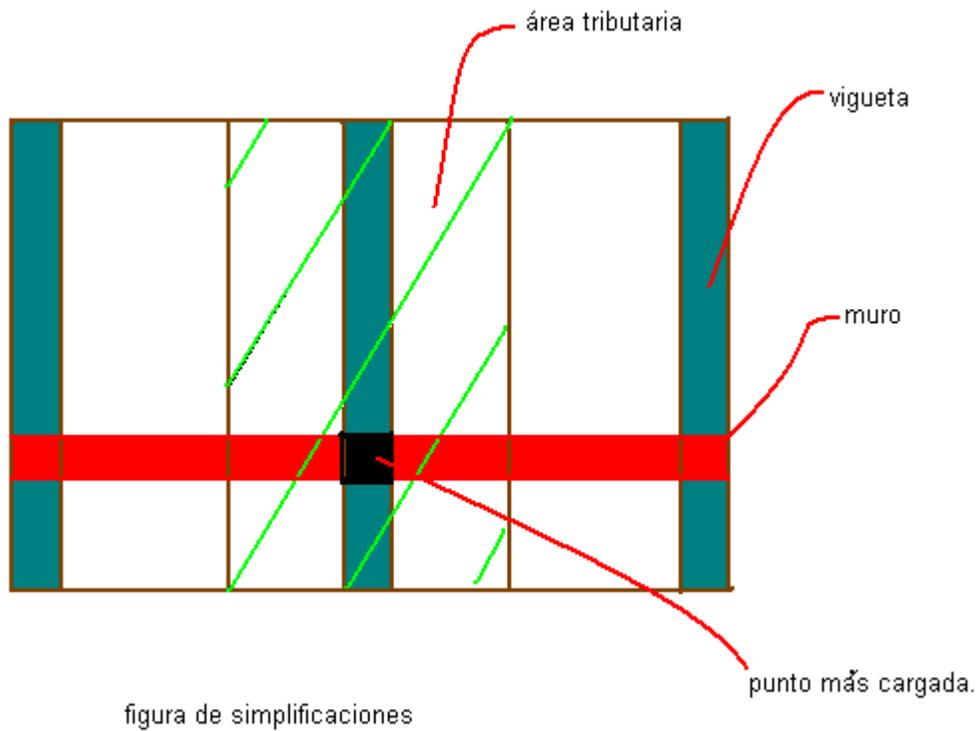
q : carga equivalente uniformemente distribuida sobre lo muro.

q' : valor máximo de la carga variable que actúa sobre el muro.

L_c → luz corta

L_l → luz larga

Cargas concentradas



Carga puntual = peso de vigueta + peso de losa

Donde, peso de losa = Área tributaria × espesor de losa × γ_{hormigon}

Calculo del Resistencia del Muro de Silleria (*NORMA CUBANA*)

$$\text{cm} := 0.01 \cdot \text{m}$$

$$a := 0.6$$

$$b := 1$$

$$\alpha := 2.5$$

$$\beta := 1$$

$$\text{Rlk} := 30 \cdot \text{kg} \cdot \text{cm}^{-2}$$

$$\text{Rmk} := 35 \cdot \text{kg} \cdot \text{cm}^{-2}$$

$$Z := 100 \cdot \text{kg} \cdot \text{cm}^{-2}$$

$$V(\text{Rlk}, \text{Rmk}) := \left[\frac{Z + \text{Rlk}}{Z + (\alpha \cdot \text{Rlk})} \right] \cdot \left[\left(1 - \frac{a}{b + \frac{\text{Rmk}}{2 \cdot \text{Rlk}}} \right) \cdot (\beta) \cdot (\text{Rlk}) \right]$$

$$V(\text{Rlk}, \text{Rmk}) = 1.384 \times 10^5 \text{ kg m}^{-2}$$

$$\text{Rk} := \left[\frac{Z + \text{Rlk}}{Z + (\alpha \cdot \text{Rlk})} \right] \cdot \left(1 - \frac{a}{b + \frac{\text{Rmk}}{2 \cdot \text{Rlk}}} \right) \cdot (\beta) \cdot (\text{Rlk})$$

$$\text{Resistencia} := \frac{\text{Rk}}{3}$$

$$\text{Rk} = 1.384 \times 10^5 \text{ kg m}^{-2}$$

$$\text{Resistencia} = 4.614 \times 10^4 \text{ kg m}^{-2}$$

Calculo del coeficiente Poisson.

$$A := 100 \cdot \text{cm}$$

$$d := 6 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Carga} := 250\text{kg}$$

$$\sigma_0 := \frac{\text{Carga}}{A \cdot d}$$

$$\sigma_0 = 4.167 \times 10^3 \text{ kg m}^{-2}$$

$$\mu := 0.1 + 0.23 \left(\frac{\sigma_0}{\text{Resistencia}} \right)$$

$$\mu = 0.121$$

Calculo de Modulo de cortante.

$$E := 624000 \cdot \text{kg m}^{-2}$$

$$G := \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

$$G = 2.784 \times 10^5 \text{ kg m}^{-2}$$

Calculo de la Resistencia del Muro de Bloques (NORMA CUBANA)

$$cm := 0.01 \cdot m$$

$$a := 0.15$$

$$b := 0.3$$

$$\alpha := 2.5$$

$$\beta := 0.85$$

$$Rlk := 50 \cdot kg \cdot cm^{-2}$$

$$Rmk := 35 \cdot kg \cdot cm^{-2}$$

$$Z := 100 \cdot kg \cdot cm^{-2}$$

$$V(Rlk, Rmk) := \left[\frac{Z + Rlk}{Z + (\alpha \cdot Rlk)} \right] \cdot \left[\left(1 - \frac{a}{b + \frac{Rmk}{2 \cdot Rlk}} \right) \cdot (\beta) \cdot (Rlk) \right]$$

$$V(Rlk, Rmk) = 2.179 \times 10^5 kg m^{-2}$$

$$Rk := \left[\frac{Z + Rlk}{Z + (\alpha \cdot Rlk)} \right] \cdot \left(1 - \frac{a}{b + \frac{Rmk}{2 \cdot Rlk}} \right) \cdot (\beta) \cdot (Rlk)$$

$$\text{Resistencia} := \frac{Rk}{3}$$

$$Rk = 2.179 \times 10^5 kg m^{-2}$$

$$\text{Resistencia} = 7.265 \times 10^4 kg m^{-2}$$

Calculo del coeficiente Poisson.

$$A := 100 \cdot \text{cm}$$

$$d := 15 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Carga} := 640 \text{kg}$$

$$\sigma_0 := \frac{\text{Carga}}{A \cdot d}$$

$$\sigma_0 = 4.267 \times 10^3 \text{ kg m}^{-2}$$

$$\mu := 0.1 + 0.23 \left(\frac{\sigma_0}{\text{Resistencia}} \right)$$

$$\mu = 0.114$$

Calculo de Modulo de cortante.

$$E := 1152000 \cdot \text{kg m}^{-2}$$

$$G := \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

$$G = 5.173 \times 10^5 \text{ kg m}^{-2}$$

Tablas de tensiones principales.

Tensiones iniciales en zonas de la conducta (muros de bloque).

Elemento	σ_1 Kpa	σ_3 Kpa	Tau maxima (Kpa)
1	- 4	-68	32
2	-5	-70	34
3	- 6	-68	31
4	-11	-71	30

Tensiones finales en zonas de la conducta (muros de bloque)

Elemento	σ_1 Kpa	σ_3 Kpa	Tau maxima (Kpa)
1	10	-80	45
2	-0.3	-81	39
3	-17	-88	35
4	-23	-107	42

Tensiones iniciales en zonas de la conducta (muros de sillería).

Elemento	σ_1 Kpa	σ_3 Kpa	Tau maxima (Kpa)
1	13	-20	16
2	9	-40	24
3	7	-20	13
4	6	-41	23
5	6	-45	28
6	6	-23	14
7	6	-24	15
8	4	-23	13
9	4	-25	14

Tensiones finales en zonas de la conducta (muros de sillería).

Elemento	σ_1 Kpa	σ_3 Kpa	Tau maxima (Kpa)
1	7	-56	73
2	7	-50	74
3	7	-64	78
4	5	-55	72
5	5	-65	80
6	3	-34	75
7	5	-67	65
8	3	-60	73
9	4	-58	80