

TH645

B67

# **"MODELADO DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO CON MAMPOSTERÍA DE RELLENO BAJO CARGAS MONOTÓNICAS"**

Por

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Ing. Eva Esperanza Borges Chirinos

Trabajo de Grado presentado como requisito parcial para la  
obtención del grado de

Magister Scientiae en Ingeniería Estructural

Facultad de Ingeniería

Universidad de Los Andes

30 de Mayo del 2003

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

## **AGRADECIMIENTO**

---

*A Mario Espina, por inducirme a la maestría.*

*A todas las personas que, durante todo este tiempo aportaron y  
contribuyeron, de alguna manera, a tal fin.*

*Al Dr. Julio Flórez López y a la Prof. Mónica Puglisi por su orientación.*

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:  
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

# ÍNDICE

---

<b>RESUMEN</b> .....	<b>1</b>
Introducción	
<b>CAPITULO 2</b> .....	<b>3</b>
Revisión bibliográfica	
2.1.- Micro-modelos.	
2.2.- Macro-modelos.	
2.1.1.- Propiedades del puntal diagonal.	
2.1.2.- Propuesta de los Modelos de Puntal.	
2.1.3.- Comportamiento Histerético de los Modelos de Puntal.	
<b>CAPITULO 3</b> .....	<b>20</b>
Modelos disponibles en ABAQUS 6.2.	
3.1.- Elementos para modelar pórticos de concreto armado.	
3.1.1.- Elementos de viga.	
3.1.2.- Refuerzo metálico.	
3.1.3.- Elementos de pórtico.	
3.2.- Elementos para modelar mampostería de relleno.	
3.2.1.- Sólidos en dos dimensiones.	
3.3.- Materiales.	
3.3.1.- Concreto.	
3.3.2.- Drucker-Prager.	

**CAPITULO 4..... 29**

Análisis Experimental.

- 4.1.- Diseño de los especímenes.
- 4.2.- Equipo utilizado y sistemas de sujeción.
- 4.3.- Historia de solicitaciones.
- 4.4.- Respuesta obtenida.

**CAPITULO 5..... 37**

Simulación numérica utilizando micro-modelos.

- 5.1.- Pórtico sin mampostería.
- 5.2.- Pórtico con mampostería.

**CAPITULO 6..... 47**

Análisis de estructuras aporticadas con mampostería de relleno usando macro-modelos.

- 6.1.- Cinemática.
  - 6.1.1.- Cinemática de pórticos planos.
  - 6.1.2.- Cinemática del muro equivalente.
  - 6.1.3.- Estática de pórticos planos con mampostería de relleno.
  - 6.1.4.- Modelo de comportamiento elástico.
  - 6.1.5.- Modelo de comportamiento elastoplástico.
  - 6.1.6.- Modelo de comportamiento del muro utilizando Teoría del Daño.

**CAPITULO 7..... 66**

Implementación numérica en ABAQUS y simulaciones.

- 7.1.- Implementación numérica.
  - 7.1.1.- Resolución del problema global con ABAQUS.
  - 7.1.2.- Resolución del problema local por MURO.
  - 7.1.3.- Cálculo de las deformaciones totales en cada elemento.
  - 7.1.4.- Cálculo de los esfuerzos y variables internas.

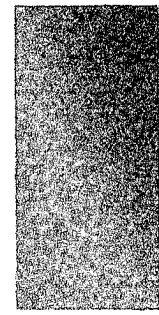
7.1.5.- Cálculo de las fuerzas internas.

7.1.6.- Cálculo del jacobiano local en coordenadas globales.

<b>CAPITULO 8</b> .....	<b>73</b>
Conclusiones.	
<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>75</b>

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:  
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



## **RESUMEN**

---

En la práctica común de la ingeniería y desde siempre, se ha ignorado la mampostería como elemento constituyente de la estructura, considerando que está compuesta de un material muy frágil en comparación con los elementos del pórtico. Este punto de vista simplifica el problema en su modelado pero, trae como consecuencia no representar apropiadamente el comportamiento real que presentan los pórticos de concreto armado rellenos con mampostería.

Modelar éste tipo de estructuras tiene alto grado de complejidad, si se quiere reproducir lo que realmente ocurre, debido al comportamiento inelástico altamente no lineal. Este comportamiento se debe a la interacción que se produce entre el relleno de mampostería y los elementos del pórtico que la circundan, además de los planos de falla que introducen las juntas de mortero y bloques.

Diseñar despreciando el relleno de mampostería arroja valores como rigidez lateral, esfuerzos y ductilidad bastante alejados de la realidad, ya que los programas comerciales de diseño normalmente no contemplan el modelado de pórticos rellenos con mampostería. De allí la necesidad de incorporar la mampostería de relleno como elemento determinante en la respuesta estructural del conjunto.

Los objetivos de este trabajo son:

- ❖ Modelar pórticos de concreto armado con mampostería de relleno utilizando las herramientas disponibles en el programa comercial de elementos finitos ABAQUS a nivel de micro-modelo.
- ❖ Modelar pórticos de concreto armado con mampostería de relleno utilizando la herramienta de macro-modelado propuesta por M.Puglisi para la mampostería considerando daño para el caso de cargas monotónicas, junto con las herramientas disponibles en el programa comercial de elementos finitos ABAQUS versión 6.2 para el modelado de los elementos del pórtico.

Licencia Creative Commons:

1

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- ❖ Llevar a cabo ensayos experimentales en laboratorio de pórticos de concreto armado con mampostería de relleno sujetos a cargas monotónicas, para luego cotejar los resultados experimentales con los resultados de la simulación numérica.

Este trabajo consta de ocho capítulos en total. En este primer capítulo se hace una introducción al tema de ocupación y se orienta en cuanto al contenido general.

En el segundo capítulo se presenta una recopilación de los modelos descritos en la literatura, basada en distintos artículos de investigación al respecto.

En el tercer capítulo se muestran la disponibilidad, en cuanto a herramientas para modelado se refiere, consideradas en el programa comercial de elementos finitos ABAQUS. Explica los conceptos teóricos en los que se basan.

Los ensayos experimentales son descritos en el capítulo cuarto, las características de los especímenes y el equipo utilizado.

El quinto capítulo trata de la simulación con micro-modelos usando las herramientas del programa ABAQUS y la simulación con macro-modelos se describe en el capítulo sexto.

El capítulo siete describe la implementación numérica de la subrutina desarrollada por M. Puglisi y la simulación numérica lograda. Finalmente, en el capítulo ocho se presentan las conclusiones y recomendaciones.



## **REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA**

---

Debido a las características compuestas de los pórticos rellenos con mampostería, es necesario involucrar diferentes elementos en el modelado, para representar el muro de mampostería, el pórtico y la interacción entre ellos.

En éste capítulo se hace una recopilación de las distintas consideraciones tomadas para modelarlos, expuestas por varios investigadores. Dependiendo del nivel de refinamiento con que se realice el modelado, se tienen micro-modelos o macro-modelos. El micro-modelado es una técnica para idealizar estructuras, en la cual la estructura se divide en numerosos elementos y se toman en cuenta los efectos locales en forma detallada. Por el contrario, el macro-modelado involucra modelos simplificados basados en el comportamiento total del conjunto.

### **2.1- Micro-modelos :**

Los micro-modelos pueden representar el comportamiento estructural con gran detalle, si se emplean adecuadamente. Sin embargo, estos modelos pueden resultar en un gran esfuerzo computacional y poco prácticos para estructuras complejas. El método de los elementos finitos constituye la herramienta a través de la cual se implementa la simulación con micro-modelos.

Crisafulli, Carr y Park ( 2000 ) [ 7 ] , estiman que el método de los elementos finitos permite resultados aceptables cuando se modelan estructuras aporricadas con mampostería de relleno. El modelo con elementos finitos permite describir el comportamiento de pórticos rellenos, los efectos relacionados al agrietamiento, aplastamiento e interacción de contacto. El método de los elementos finitos también permite considerar el fenómeno de no-linealidad que ocurre en la mampostería y en la interacción pórtico-mampostería.

Para la mampostería, el uso de elementos continuos bidimensionales, conjuntamente con la hipótesis de estado de esfuerzos planos, se corresponde con la mayoría de los casos con cargas en el plano, como se muestra en la figura 2.1 :

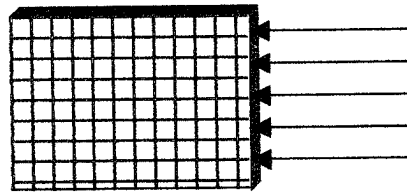


Figura 2.1. Cargas en el plano.

Se han implementado diferentes enfoques para representar la mampostería, los cuales están basados en las técnicas de modelado desarrolladas para concreto y mecánica de rocas. Sin embargo el comportamiento real de la mampostería es más complejo, debido a los planos de debilidad que introducen las juntas de mortero. La figura 2.2 ilustra la situación :



Figura 2.2. Planos de debilidad por juntas de mortero.

De acuerdo al nivel de refinamiento, se pueden identificar tres enfoques:

En el primero, la mampostería es representada como un material homogéneo y el efecto de las juntas de mortero se considera en un sentido promedio. Cada panel de mampostería de la edificación es modelado compuesto de un solo material sin juntas de mortero definidas. Este enfoque es recomendado para estructuras grandes, donde no se requiere un análisis detallado de esfuerzos. Ver figura 2.3 :

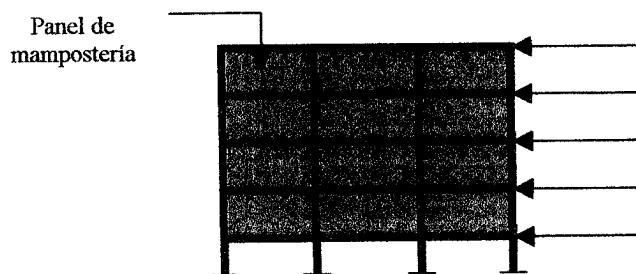


Figura 2.3. Panel de mampostería sin juntas.

El modelo del material representa el comportamiento mecánico de la mampostería, definiendo adecuadamente la relación esfuerzo-deformación y el criterio de falla. Dentro de los criterios de falla se han usado el de Von Mises y el de Drucker-Prager.

En el segundo enfoque, la mampostería se representa compuesta de dos elementos continuos: bloque y mortero. Se define separadamente el comportamiento mecánico de los bloques y del mortero. En la interfaz mortero-bloque puede ocurrir deslizamiento, separación o despegue, como se muestra en la figura 2.4. El segundo enfoque es recomendado para estructuras pequeñas.

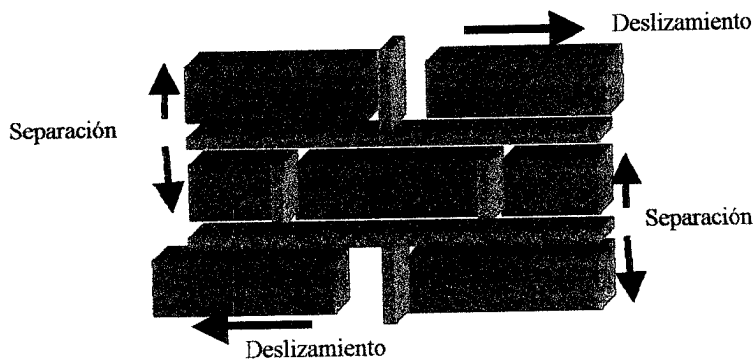


Figura 2.4. Separación y deslizamiento en las juntas de mortero.

El tercero es una situación intermedia entre las dos anteriores, los bloques son elementos continuos y las juntas de mortero son elementos de interfaz. Los elementos de interfaz toman en cuenta el comportamiento de la junta mortero-bloque y las deformaciones elástica y plástica que ocurren en el mortero.

Respecto al modelado del pórtico se considera que la representación puede ser hecha con elementos viga o con una discretización más refinada usando elementos continuos bidimensionales o tridimensionales. La figura 2.5 ilustra, de manera esquemática, la idea:

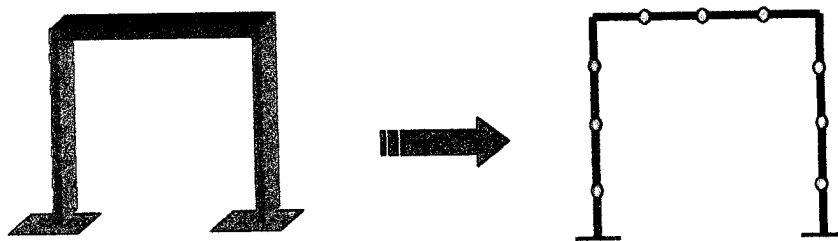


Figura 2.5. Representación del pórtico con elementos finitos.

Los elementos de viga tienen la ventaja de ser geoméricamente simples y tener pocos grados de libertad. Crisafulli, Carr y Park ( 2000 ) [ 7 ] proponen modelar el acero de refuerzo con elementos de barra, asumiendo una hipótesis para la compatibilidad de deformaciones entre el concreto y el acero.

La descripción adecuada del efecto de contacto desarrollado en la interacción pórtico-pared se hace con elementos de interfaz a lo largo de las superficies, donde puede ocurrir separación o deslizamiento, como se muestra en la figura 2.6.

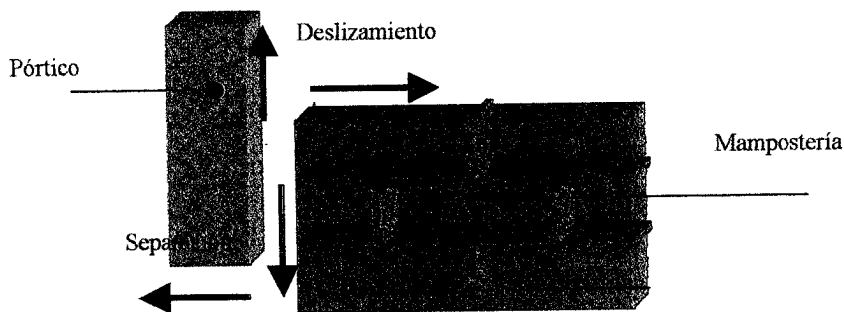


Figura 2.6. Separación y deslizamiento entre pórtico y mampostería.

De acuerdo a la teoría de Coulomb, para que el modelado sea adecuado se deben considerar tres estados diferentes: contacto sin deslizamiento, contacto con deslizamiento y no contacto.

Lourenco, Rots y Blaauwendraad ( 1998 ) [ 20 ] , en la propuesta de un modelo para analizar mampostería sujeta a cargas perpendiculares al plano, coincide en que la mampostería, por ser un material no homogéneo, debe ser modelada con materiales diferentes. Ver figura 2.7.

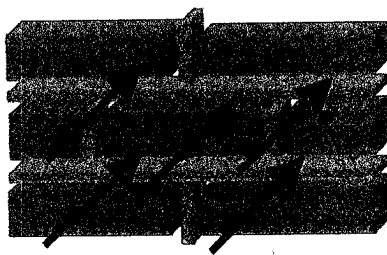


Figura 2.7. Cargas perpendiculares al plano.

Para describir el comportamiento de falla de compuestos anisótropos, se requiere un criterio que sea capaz de describir el complejo fenómeno que gobierna la falla en éste tipo de materiales. Para ello, Lourenco, Rots y Blaauwendraad ( 1998 ) [ 20 ] plantean un modelo continuo anisótropo para analizar mampostería, involucrando conceptos de plasticidad moderna. Suponen que se pueden

Licencia Creative Commons:

distinguir dos mecanismos de falla : uno con el proceso de falla localizada y otro asociado con la fractura distribuida o aplastamiento del material.

El daño debido a éstos mecanismos de falla puede ser representado con dos parámetros: uno en tracción y otro en compresión, los cuales están relacionados con la deformación inelástica.

El modelo está formulado de modo que cada parámetro está relacionado con dos energías de fractura independientes, de allí la posibilidad de reproducir diferentes comportamientos inelásticos a lo largo de cada eje del material. Combinan elasticidad ortotrópica con plasticidad ortotrópica.

El modelo incluye el criterio de fluencia de Rankine para tracción y el criterio de fluencia de Hill para compresión. Lourenco, Rots y Blaauwendraad ( 1998 ) [ 20 ], demuestran que el modelo es suficientemente flexible para adaptarse a distintos tipos de mampostería, particularmente sólida. El modelo también es capaz de predecir efectivamente el comportamiento de la mampostería, así como también los valores de cargas para los cuales se produce el colapso.

Sarmiento (1992) en la ULA [ 28 ], modela muros heterogéneos usando técnicas de homogeneización numérica. La propuesta del autor permite tomar en cuenta los dos componentes de los muros de mampostería ( ladrillos y juntas de mortero ), así como también la disposición geométrica del conjunto.

Sarmiento [ 28 ] lleva a cabo las dos etapas que considera el proceso de homogeneización, como es la definición de lo que se denomina la célula elemental y el posterior planteamiento del problema de resolución del conjunto.

El criterio para escoger la célula elemental es la periodicidad que presentan los diferentes arreglos de la mampostería, permitiendo definir el muro como una repetición de la misma. La definición de la célula elemental representativa la hizo teniendo en cuenta las diferentes características:

- La célula debía tener un tamaño suficientemente pequeño en comparación con el tamaño de la estructura.
- Debía ser capaz de representar la estructura, en función de su repetición.
- Debía representar solo el arreglo del material a homogeneizar.

La figura 2.8 muestra algunos arreglos típicos y la célula elemental que correspondería en cada caso, según Sarmiento [ 28 ].

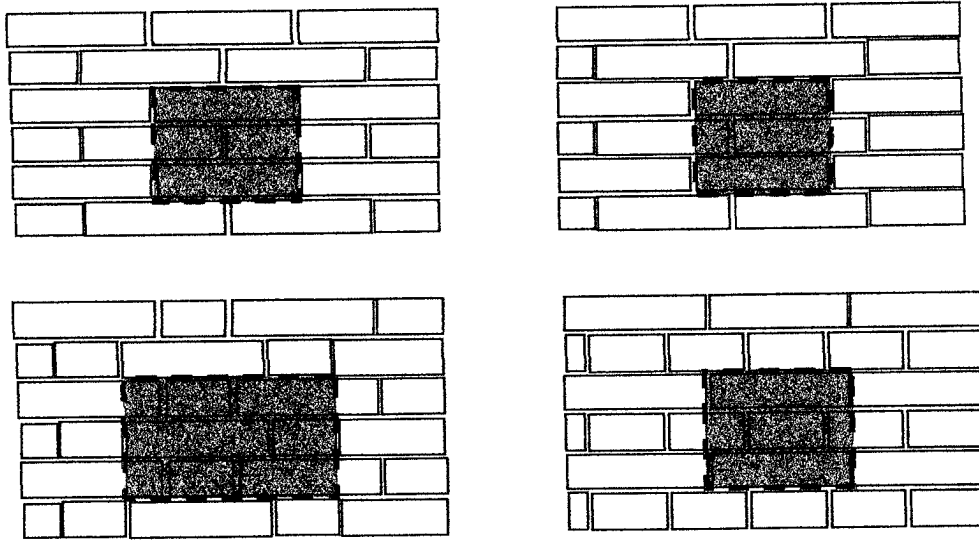


Figura 2.8. Arreglos típicos y célula elemental correspondiente.

El problema de resolución del conjunto mantiene las mismas características de heterogeneidad del muro real pero a una escala mucho menor y es resuelto sobre la célula elemental. El autor además establece las propiedades de un material homogéneo equivalente.

Finalmente, una vez obtenido el material homogéneo, el cálculo se hace sobre una estructura de dimensiones reales, pero constituida por un material homogéneo.

Cecchi y Sab en el 2001 [ 4 ] , trabajaron en un modelo que representa una herramienta operacional para la determinación rápida de propiedades mecánicas macroscópicas del comportamiento de la mampostería, en el cual la ley constitutiva para los bloques y mortero, es lineal elástica. El modelo ofrece versatilidad para modelar diferentes tipos de mampostería, en relación a la variación de sus propiedades mecánicas y características geométricas.

Las propiedades elásticas mecánicas de la mampostería se identifican como función de algunos parámetros como : un parámetro de escala ( $\varepsilon$ ) que define las relaciones entre las dimensiones totales reales y las de un patrón característico, un parámetro ( $\beta$ ) que define la relación entre las dimensiones de la junta de mortero con las de un patrón característico y un parámetro de deformabilidad ( $\alpha$ ) que define la relación entre la rigidez del mortero y la rigidez del bloque. La figura 2.9 muestra uno de los dos patrones considerados :

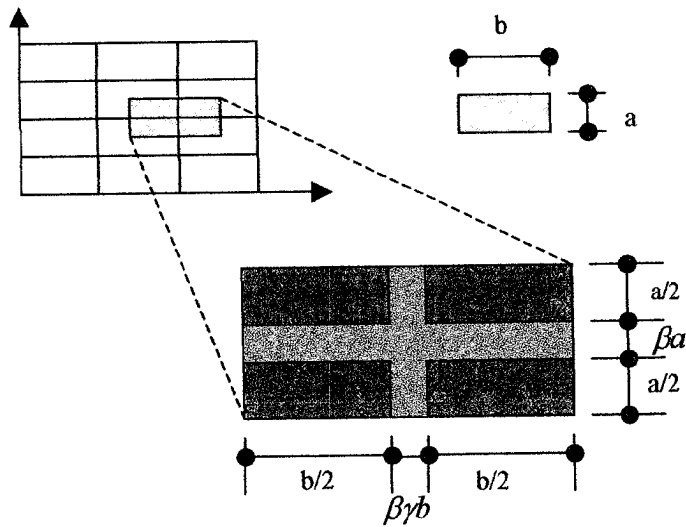


Figura 2.9. Patrón característico.

De manera similar al trabajo de Sarmiento [ 28 ], los autores proponen un modelo bidimensional que se basa en homogeneizar el material compuesto de la mampostería, usando parámetros macroscópicos adecuados para describir el comportamiento mecánico. Los materiales son considerados homogéneos.

Chiou, Tzeng y Liou en 1999 [ 5 ] trabajaron sobre pórticos rellenos de mampostería sujetos a cargas monotónicas, analizándolos por el método de las deformaciones discontinuas.

El método de las deformaciones discontinuas ( DDA ), propuesto por Shi en 1998 ( como lo refieren los autores ), contempla que : Las variables son los desplazamientos y las ecuaciones de equilibrio son resueltas de la misma forma como se hace en el método de los elementos finitos. Los bloques en el DDA son independientes y existe conexión entre ellos sólo cuando las cargas promueven el contacto. La interacción entre bloques es simulada con resortes y no ocurre penetración de un bloque sobre otro, ni tracción entre ellos en ningún momento, como lo ilustra la figura 2.10.

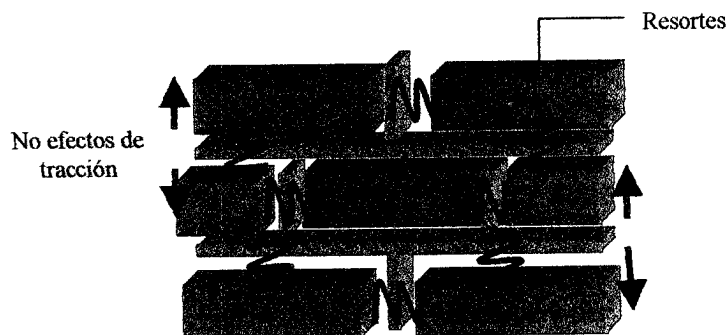


Figura 2.10. Interacción de bloques simulada con resortes.

La solución numérica con DDA muestra la falla por flexión y la falla por corte en las columnas y vigas. El criterio de Mohr-Coulomb es usado para regular el comportamiento del contacto, en el cual la pérdida de fricción a lo largo del contacto es una fuente de consumo de energía.

Cuando modelan las juntas de mortero, los autores desprecian el modo de falla mixto que éste presenta normalmente : Falla por tracción y falla por corte, tomando en cuenta que la falla por tracción es similar a la condición de no tracción de los bloques, mientras que la falla por corte es similar a la fricción entre bloques.

Finalmente, consideran que debe ser tomada en cuenta la no linealidad que existe en el comportamiento del conjunto bloque-mortero -concreto.

Hao, Ma y Lu [ 12 ] estudiaron el efecto de la mampostería en pórticos de concreto reforzado rellenos con mampostería, con y sin aberturas como se muestra en la figura 2.11, sujetos a una explosión . Las propiedades elásticas ortotrópicas , la resistencia desarrollada y el daño de la mampostería son homogeneizadas para aplicar un material equivalente en propiedades, analizando un modelo continuo y tomando un elemento de volumen representativo. Implementaron dos indicadores, de fractura y plasticidad para monitorear el daño en el concreto y el flujo plástico del refuerzo metálico del pórtico. El modelo lo usan sucesivamente para estudiar pórticos reforzados sin mampostería. Concluyen que la presencia de mampostería altera el patrón de daño en el pórtico.

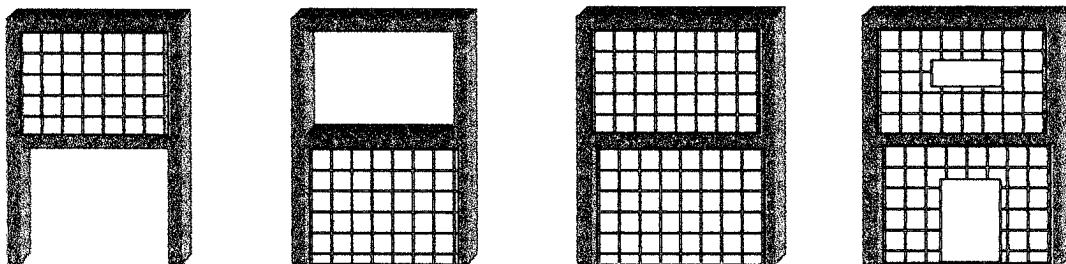


Figura 2.11. Pórticos con mampostería, considerando aberturas.

Lafuente y Genatios (1994 ) [ 17 ], en un trabajo del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales ( IMME ) de la Universidad Central de Venezuela, desarrollan un modelo no lineal para el estudio de muros de mampostería confinada sometidos a carga lateral, considerando la heterogeneidad del material y varios criterios de falla.

El programa es de análisis bidimensional por elementos finitos de 4 a 8 nodos, el cual permite representar los distintos mecanismos de falla que se observan en el comportamiento real de muros de mampostería confinada, como son : Falla en tensión diagonal, falla por deslizamiento en la junta,

Licencia Creative Commons:

falla en tracción producida por la flexión inducida por la carga lateral, fallas combinadas y aplastamiento en compresión del material. Ver figura 2.12.

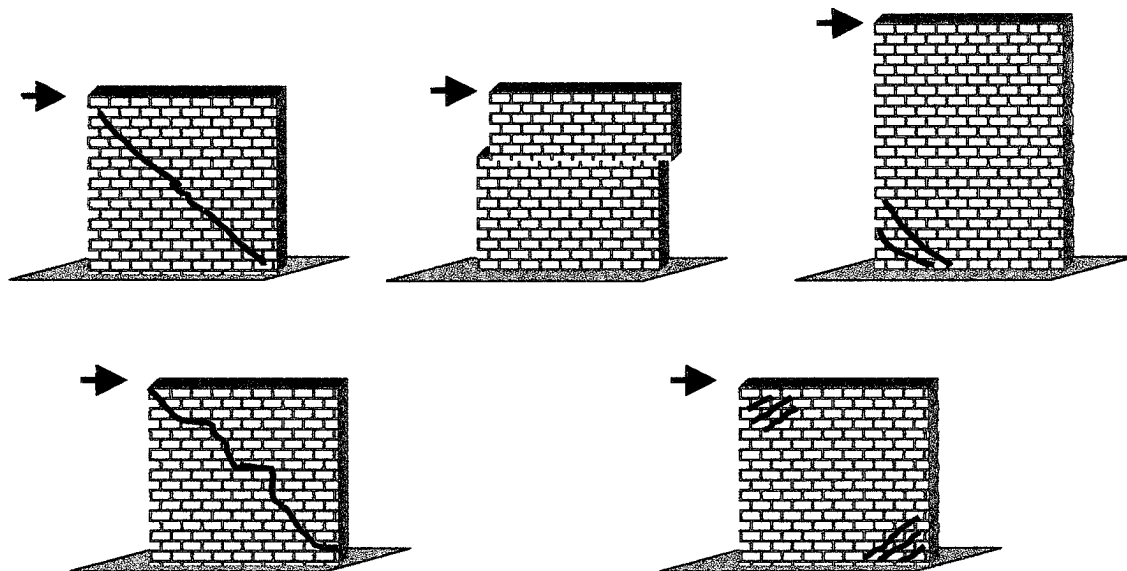


Figura 2.12. Criterios de falla.

Los autores consideran que los materiales de los componentes del muro, como bloques, mortero y elementos del concreto armado deben ser elásticos e isotrópicos antes del agrietamiento. Implementan el criterio de Rankine para definir la falla de los elementos de bloques y mortero. En las juntas horizontales toman en cuenta un segundo criterio de falla, por deslizamiento.

Adoptan comportamiento uniaxial elastoplástico para las barras de refuerzo y que a su vez, lo consideran uniformemente distribuido.

Lafuente y Genatios (1994) [ 17 ], consideran en general, que el programa desarrollado está basado en criterios simplificados sobre el comportamiento de los materiales y que permite el análisis de mallas muy refinadas, así como también la evaluación de un amplio rango de casos prácticos.

Arellano ( 1997 ) en la ULA [ 3 ], presenta un modelo de comportamiento de muros de mampostería a compresión uniaxial incluyendo daño, analiza unidades de mampostería de arcilla hueca sujetas a cargas monotónicas, para considerar el agrietamiento por medio de resultados experimentales.

A partir de resultados experimentales, Arellano [ 3 ] establece la ley de evolución del daño haciendo las siguientes consideraciones:

- La envolvente en compresión es aproximadamente parabólica para cargas aplicadas en dirección perpendicular y paralela a la hilada de bloques.
- Existencia del límite elástico.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- Agrietamiento significativo una vez superado el límite elástico, con la consecuente pérdida de rigidez del murete y la aparición de deformaciones permanentes.
- La ley del evolución del daño es lineal.

Las hipótesis del modelo que maneja, son :

- Los fenómenos inelásticos son consecuencia del agrietamiento del material.
- La mampostería es un material homogéneo, implicando que las deformaciones permanentes son resultado del agrietamiento.
- El agrietamiento puede ser caracterizado a través de la variable del daño de igual forma como es definida en la mecánica de la degradación convencional:

$$\sigma = (1 - D)E(\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (2.1)$$

- La variable generadora de daño es la deformación unitaria  $\varepsilon$ .
- La ley de evolución del daño obedece a un criterio de daño frágil, introduciendo una función del daño:

$$g = |\varepsilon| - H(D) \leq 0 \quad (2.2)$$

Donde :  $|\varepsilon| = \text{variable generadora de daño}$

$H(D) = \text{resistencia al agrietamiento}$

Ley de Evolución del daño:

$$\begin{array}{llll} dD = 0 & \text{si} & g < 0 & \text{ó} & dg < 0 \\ dD > 0 & \text{si} & g = 0 & \text{ó} & dg = 0 \end{array} \quad (2.3)$$

- La ley de evolución de las deformaciones permanentes se obtiene a partir de una función de fluencia como en el caso de los metales.

$$f = |\sigma| - R(D) \quad (2.4)$$

$R(D)$  se obtiene a partir de la hipótesis de la envolvente parabólica

$$R(D) = LD(1 - D) \quad (2.5)$$

## 2.2- Macro-modelos :

Como se menciona al principio del capítulo, el macro-modelado involucra modelos simplificados basados en el comportamiento total del conjunto y surgen debido a la baja factibilidad de aplicar micro-modelos para el análisis de estructuras aporricadas rellenas con mampostería, relativamente grandes o complejas. Es por ello que se han propuesto diferentes formas de modelar la mampostería con la técnica de macro-modelo.

Diferentes planteamientos se han dado para tratar de representar la mampostería desde hace 50 años aproximadamente. Polyakov, según refieren Klinger y Bertero [ 15 ], propuso por primera vez el modelo del puntal diagonal, tomó como punto de partida la teoría elástica y ensayos experimentales en paredes de mampostería cargadas en forma diagonal y a compresión. Sugiere que lo que ocurre en la mampostería, que se encuentra interactuando con un pórtico sujeto a cargas laterales, puede ser representado por un elemento diagonal que une las esquinas del pórtico, como se muestra en la figura 2.13.



Figura 2.13. Elemento diagonal que representa al muro.

Luego de éste planteamiento inicial, otros investigadores trabajaron sobre la idea e hicieron otros aportes, como plantear el ancho que debía tener el puntal equivalente, Holmes [13 ] y Smith [ 31 ]. Más tarde surge la propuesta, que el ancho del puntal debe estar relacionado con la rigidez del pórtico y de la mampostería. Smith y Carter en 1969 [ 30 ], Pubal y Bill en 1972 [ 23 ].

Este modelo sufrió algunas modificaciones posteriormente, ya que no representaba los efectos locales provocados por la interacción de la mampostería con el pórtico. A propósito, Zarnic y Tomazevic en 1984 [ 35 ], proponen que el extremo superior del puntal no debería estar conectado a la junta viga-columna, basados en ensayos experimentales, en los cuales se evidenció que el daño ocurría a cierta distancia de la junta, como se observa en la figura 2.14.

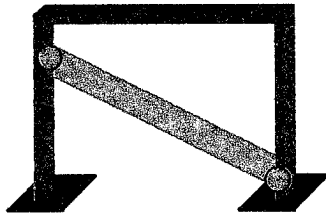


Figura 2.14. Diagonal con extremo superior no coincidente con la esquina.

Posteriormente surge la necesidad de un modelo que permitiera considerar la situación de cargas cíclicas o dinámicas, para ello Flanagan [ 10 ], propone el uso de dos puntales diagonales de tracción-compresión, considerando que el área de cada puntal sería la mitad del área propuesta para un solo puntal. La figura 2.15 ilustra la idea.

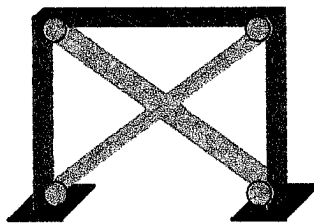


Figura 2.15. Puntales diagonales de tracción y compresión.

Con la misma idea de analizar pórticos en forma dinámica, Thiruvengadam en 1985 [ 34 ], presentó un modelo multi-puntal, para representar la rigidez cortante y axial de la mampostería. Este modelo se considera una situación intermedia entre los micro-modelos y los macro-modelos, debido a su nivel de refinamiento. A esta concepción le siguieron Syrmakesis y Vratsanou en 1986 [ 33 ] y San Bartolomé en 1990 [ 27 ] los cuales aumentaron la cantidad de puntales (5 y 9 puntales paralelos ), similar a la figura 2.16:

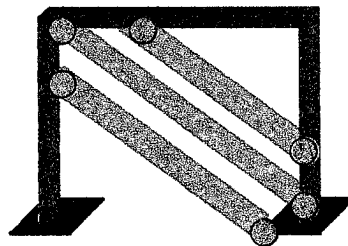


Figura 2.16. Modelo multipuntal.

Luego se propusieron otros modelos de múltiples puntales, como los mostrados en las figuras 2.17.

Licencia Creative Commons:

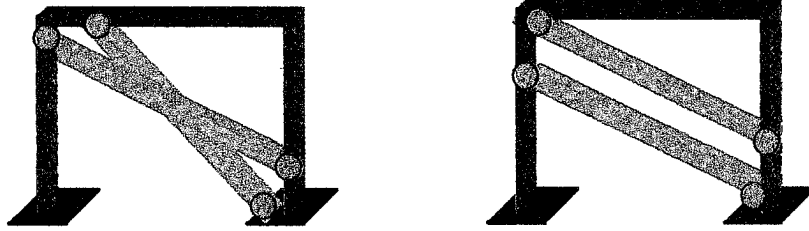


Figura 2.17a. Modelo propuesto por Schmidt [ 26 ]

Figura 2.17b. Modelo propuesto por Crisafulli [ 7 ]

Estos modelos multi-puntales, tienen la capacidad de representar mucho mejor las situaciones que se presentan entre el pórtico y la mampostería, característica que trae como consecuencia un incremento en la complejidad del análisis.

Existe un efecto que los modelos anteriores no representan y es la respuesta cuando se presentan deslizamientos por cortantes horizontales en los paneles de mampostería. A este respecto, Fiorato en 1970 [ 9 ] , propuso un modelo de doble puntal para representar los grandes momentos flectores y fuerzas cortantes producidas en la zona central de las columnas, además considera la fricción a lo largo de las grietas.

### 2.2.1- Propiedades de Puntal Diagonal.

Cuando se quiere llevar a cabo un análisis elástico lineal, sólo se requieren el área, la longitud del puntal y el módulo de elasticidad para calcular la rigidez elástica. Si el análisis es no lineal, se requiere la relación fuerza axial y desplazamiento. El comportamiento histerético del material se hace necesario cuando se piensa en un análisis dinámico.

Los extremos del puntal diagonal se suponen coincidentes con la junta viga-columna. El espesor de la mampostería y su módulo de elasticidad coinciden con los del puntal. El ancho equivalente del puntal se obtiene de dos formas: basado en mediciones experimentales de pórticos rellenos o de resultados analíticos por elementos finitos. La figura 2.18 indica la nomenclatura utilizada.

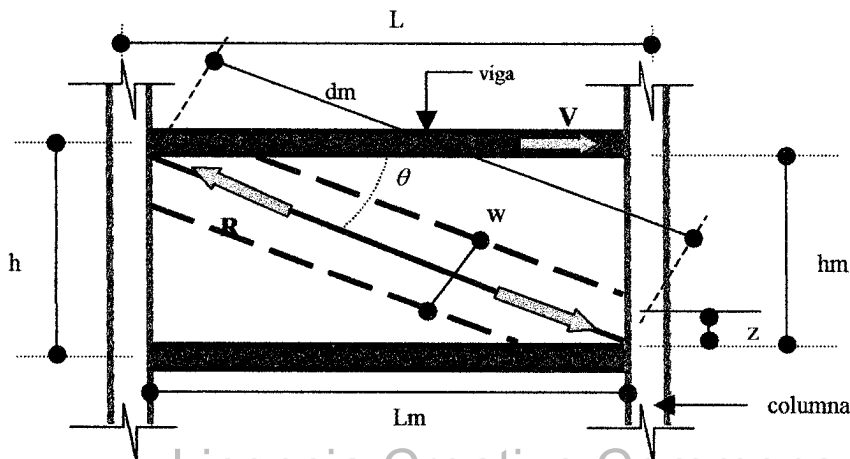


Figura 2.18. Características de la diagonal equivalente.

El ancho del puntal equivalente tiene su primera expresión propuesta por Holmes en 1961 [13 ], el cual supone que :  $w = \frac{d_m}{3}$  (2.6)

donde  $d_m$  es la longitud diagonal de la mampostería.

Luego a este planteamiento, siguieron una serie de investigaciones conducidas por Smith en 1966 [ 31 ] , éste encontró que la relación  $w/d_m$  se encontraba entre 0.1 y 0.25. Refinando aún más el cálculo de  $w$ , considera la relación entre  $h_m$ ,  $L_m$  y un parámetro adimensional llamado  $\lambda_n$ . Este último parámetro toma en cuenta la rigidez relativa del panel de mampostería y está definido por :

$$\lambda_n = h \sqrt{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}} \quad (2.7)$$

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto.

$E_m$  = Módulo de elasticidad de la mampostería.

$I_c$  = Momento de inercia de las columnas.

Basado en datos experimentales y analíticos, Mainstone [ 21 ] propone en 1971 :

$$w = 0.16 \lambda_n^{0.3} d_m \quad (2.8)$$

De manera similar, la siguiente expresión fue propuesta por Liauw y Kwan en 1984 [ 19 ] :

$$w = \frac{0.95 h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda_n}} \quad (2.9)$$

Paulay y Priestley (1992) [ 22 ] apuntaron que cuando una estructura es rígida, se tienen valores altos de  $w$ , para ello sugieren :

$$w = 0.25 d_m \quad (2.10)$$

Posteriormente, en 1969 Smith [ 30 ] sugirió que la longitud de contacto entre el pórtico y el panel ( $z$ ) podía ser usada como parámetro de referencia para evaluar la rigidez o la resistencia del pórtico con mampostería.

La longitud de contacto lo plantea inversamente proporcional al parámetro de rigidez relativa  $\lambda_n$ , obteniéndose una expresión producto de pruebas realizadas en especímenes pequeños cargados diagonalmente en compresión :

$$z = \frac{\pi h}{2 \lambda_n} \quad (2.11)$$

### 2.2.2- Respuesta de los Modelos de Puntal.

Los resultados numéricos obtenidos de los tres modelos de las figuras 2.13, 2.16 y 2.17b se compararon con los correspondientes a modelos en elementos finitos equivalentes, suponiendo comportamiento elástico lineal y la misma área total del puntal equivalente,  $A_m$ . La rigidez de los pórticos con mampostería fue muy similar en todos los casos considerados, los modelos de las figura 2.16 y 2.17.b presentaron valores pequeños.

La rigidez del pórtico relleno disminuye a medida que aumenta  $h_z$  en el modelo de la figura 2.17.b y es dominada por las propiedades mecánicas de las columnas.

El modelo de la figura 2.17.b es el que mejor se adapta, aunque con diferencias en los diagramas de momento flector en los extremos de las columnas. La fuerza axial máxima son aproximadamente iguales en todos los modelos y en todos los elementos de los pórticos. Los resultados obtenidos indican que el modelo simple de un puntal, suministra resultados adecuados de rigidez del pórtico y fuerzas axiales inducidas en los elementos del pórtico debido a cargas laterales.

### 2.2.3-Comportamiento Histerético de los Modelos de Puntal.

Para llevar a cabo un análisis dinámico no-lineal, es necesario disponer de las relaciones fuerza-desplazamiento correspondientes al puntal equivalente. Para ello se muestran tres modelos propuestos por diferentes investigadores, como por ejemplo el modelo de Klingner y Bertero [ 15 ] mostrado en la figura 2.19, el modelo de Andreaus [ 2 ] en la figura 2.20 y el modelo de Mitsopoulou [ 8 ] en la figura 2.21.

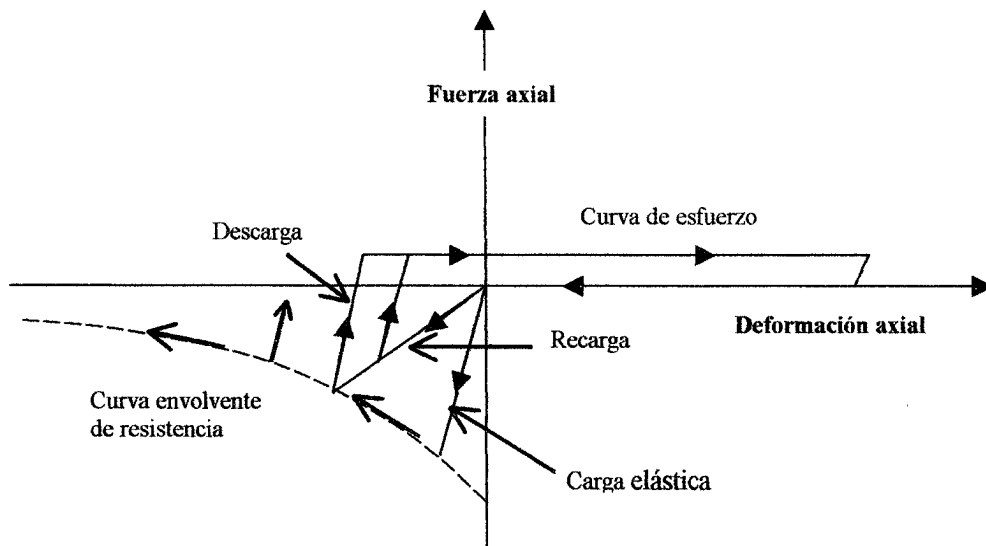


Figura 2.19 Modelo Histerético propuesto por Klingner y Bertero [ 15 ]

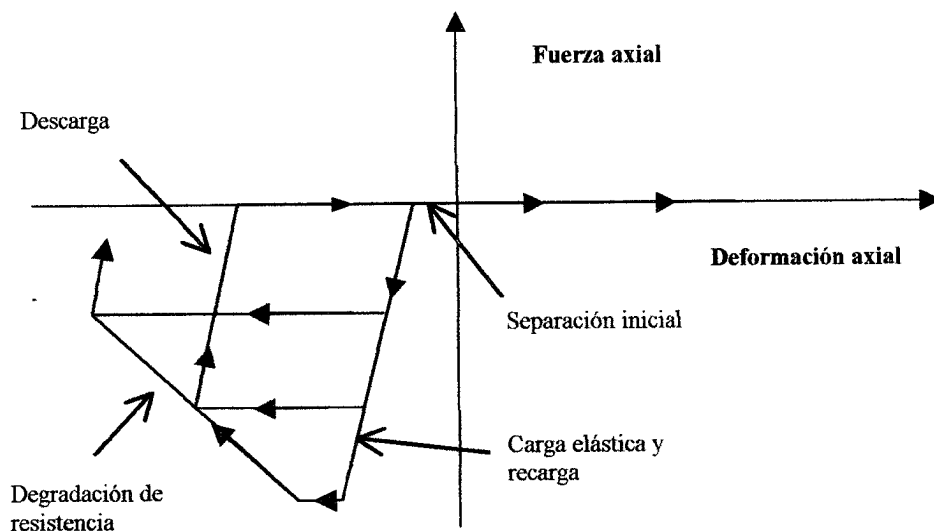


Figura 2.20. Modelo Histerético propuesto por Andreaus y su grupo [ 2 ]

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

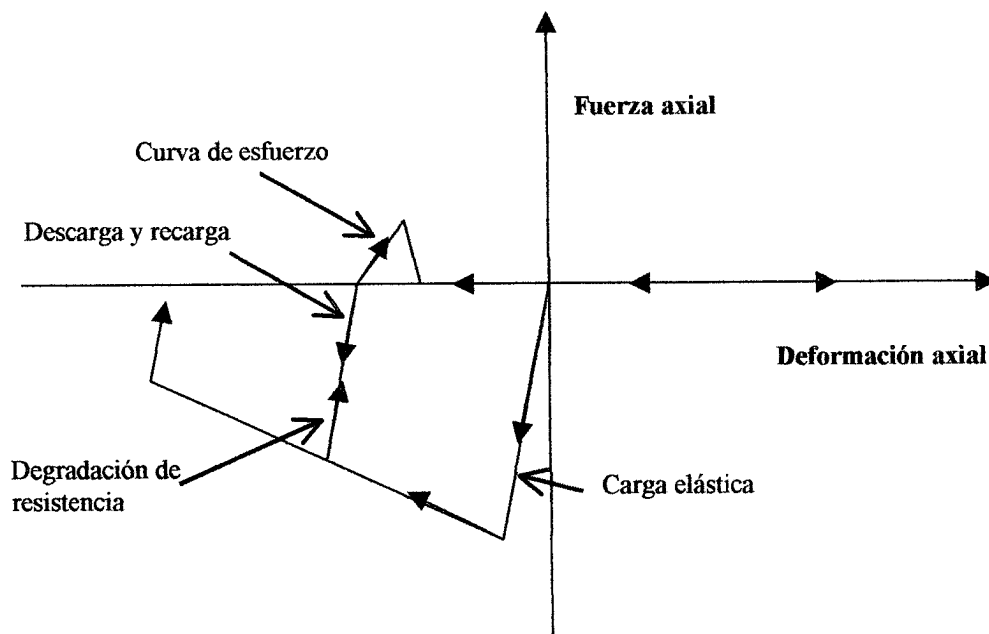


Figura 2.21 Modelo Histerético propuesto por Doudoumis y Mitsopoulou [ 8 ]

Estos modelos de comportamiento presentan envolventes similares y la degradación de resistencia es considerablemente significativa.

En el modelo de la figura 2.19 los resultados numéricos no se ajustaron totalmente con los datos experimentales, los lazos histeréticos representan una situación intermedia si se comparan con los otros modelos, ya que el modelo de la figura 2.21 muestra lazos que representan una mayor disipación de energía.

El modelo de la figura 2.20 presenta lazos bastante reducidos, considerando que las descargas y las recargas siguen la misma trayectoria.

Posteriormente, surgieron modelos basados en la combinación de dos funciones matemáticas para lograr una relación fuerza-desplazamiento para el puntal equivalente, en ello trabajaron Soroushian en 1988 conjuntamente con un grupo [ 29 ], Chrysostomou en 1990 [ 6 ] y Reinhorn en 1995 [ 26 ].

Crisafulli en 1997 [ 7 ], propuso una formulación analítica para simular la respuesta axial histerética de la mampostería, la cual define la respuesta del puntal y se adapta muy bien a los resultados experimentales.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



## **MODELOS DISPONIBLES EN ABAQUS 6.2**

---

Como se menciona anteriormente, para este estudio es necesario tratar los diferentes elementos estructurales que intervienen cuando se pretende modelar pórticos rellenos con mampostería. A fin de lograr el objetivo y a manera de instrumento, se hace uso del programa comercial de elementos finitos, ABAQUS [ 1 ]. En consecuencia, es preciso verificar los elementos que el programa presenta como posibles herramientas.

El programa ABAQUS tiene una extensa librería de elementos finitos, especificados en sus manuales, que suministran un conjunto de herramientas para resolver diferentes problemas. Los elementos finitos están caracterizados por cinco aspectos: Familia, grados de libertad, número de nodos, formulación e integración. Toda la información acerca de los elementos finitos se encuentra en los manuales de uso del programa ABAQUS [ 1 ], como son ABAQUS Theory Manual, ABAQUS/Standard User's Manual, ABAQUS/Explicit User's Manual y ABAQUS Keywords Manual.

### **3.1- Elementos para modelar pórticos de concreto armado :**

#### **3.1.1- Elementos de viga ( beam elements ) :**

La teoría de vigas es una aproximación unidimensional de un continuo tridimensional, partiendo de que una de sus dimensiones es mucho más grande que las otras dos. Un elemento de viga es un elemento de línea unidimensional en un espacio tridimensional o bidimensional y que tiene una rigidez asociada con la deformación de la línea ( el eje de la viga ) . Estas deformaciones tienen que ver con el acortamiento o alargamiento de su eje, cambio de curvatura por flexión y torsión.

La ventaja de éstos elementos es que son geoméricamente simples y tienen pocos grados de libertad. La suposición fundamental en ellos es que la sección transversal de la viga no puede deformarse en su mismo plano, excepto para cambios constantes del área de la sección transversal.

La sección transversal para éstos elementos puede ser de diferentes formas: Circulares, rectangulares, trapezoidales, hexagonales, en forma de I, L.

También son capaces de tomar en cuenta la deformación transversal debida al corte, cuando se trata de vigas altas (vigas Timoshenko). En el presente estudio se usa elementos de viga B23, llamados así en el manual del usuario de ABAQUS, los cuales no permiten alabeo de la sección transversal, manteniéndose siempre perpendicular al eje de la viga. En este estudio se tienen vigas esbeltas y por ello este efecto es despreciable (vigas Euler-Bernoulli).

El elemento B23 es una viga en el plano de dos nodos y usa un polinomio cúbico para su interpolación. Tiene tres grados de libertad por nodo : traslación en el eje X ( $U_x$ ), traslación en el eje Y ( $U_y$ ) y rotación alrededor del eje Z (1, 2 y 6 respectivamente)

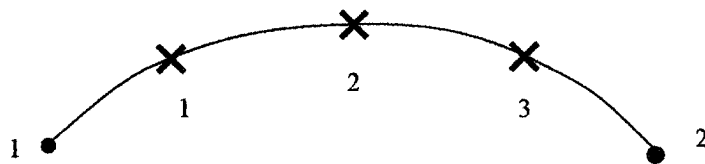


Figura 3.1. Configuración geométrica del elemento B23.

Los extremos representan los nodos y los intermedios representan los puntos de integración, como se muestra en la figura 3.1.

### Teoría de Euler-Bernoulli:

La hipótesis maneja que las secciones transversales que originalmente son planas, se mantendrán planas y perpendiculares al eje neutro después del movimiento del cuerpo. El movimiento está caracterizado por la deflexión, la cual es una función de  $x_1$ , ver figura 3.2 :

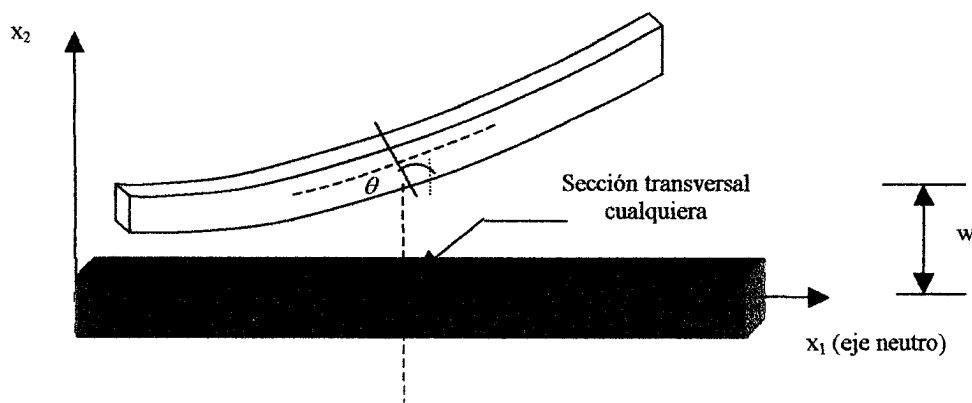


Figura 3.2. Teoría de vigas de Euler-Bernoulli.

Considerando pequeñas deformaciones, se tiene la rotación como:

$$\theta \cong \text{tag} \theta \cong -\frac{dw_3}{dx_1} \quad (3.1)$$

El desplazamiento que se tiene para cargas perpendiculares el eje neutro es la deflexión :

$$\vec{w}_1 = w_1(x_1) \quad (3.2)$$

Las ecuación cinemática queda planteada por la deformación de curvatura , la deformación por corte es despreciable, debido a que se trata de vigas esbeltas :

$$\chi = \frac{d\theta}{dx_1} = -\frac{d^2w_3}{dx_1^2} \quad \gamma = 0 \quad (3.3)$$

Los esfuerzos internos se representan únicamente mediante la cantidad M, es decir, el momento flector. La fuerza cortante no contribuye al trabajo interno :

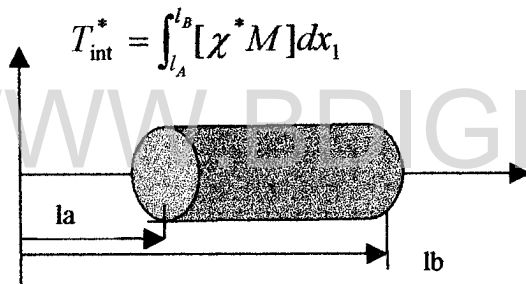
$$T_{\text{int}}^* = \int_{l_A}^{l_B} [\chi^* M] dx_1 \quad (3.4)$$


Figura 3.3. Límites de integración.

Entonces, la ecuación de equilibrio queda :

$$\frac{d^2M}{dx_1} - q = 0 \quad (3.5)$$

Donde  $q = \frac{\text{fuerza}}{\text{longitud}}$  , es la fuerza por unidad de longitud.

En función de todo, la Ley de Comportamiento de vigas elastoplásticas queda expresada como :

$$M = -\iint_A \sigma_{11} x_2 dA \quad (3.6)$$

donde:  $\sigma_{11} = E(\epsilon_{11} - \epsilon_p)$                        $y$                        $\epsilon_{11} = -x_2 \chi$                       (3.7)

Finalmente, la ley de evolución de las deformaciones plásticas es :

$$\begin{cases} d\epsilon_p = 0 & \text{si } f < 0 & \text{o } df < 0 \\ d\epsilon_p \neq 0 & \text{si } f = 0 & \text{y } df = 0 \end{cases} \quad (3.8)$$

donde  $f$  es la función de fluencia, y que está en función del esfuerzo, de la coordenada  $x$  y de las deformaciones plásticas. El modelo puede representar efectos de endurecimiento cinemático e isótropo, incluyendo los términos correspondientes a la función de fluencia.

### 3.1.2- Refuerzo metálico:

El refuerzo metálico se define en ABAQUS usando la opción **rebar**, que sirve para representar las barras de acero en concreto armado.

El manual de ABAQUS describe que se usa para definir refuerzo uniaxial en elementos de viga y se hace para cada barra por separado. Asigna las características del material de las barras de refuerzo, que en éste estudio se define como elastoplástico perfecto y también pueden definirse capas de barras. No contribuye a la masa del modelo.

La formulación del **rebar**, se hace trabajando en coordenadas isoparamétricas, la figura 3.4 ilustra la disposición.

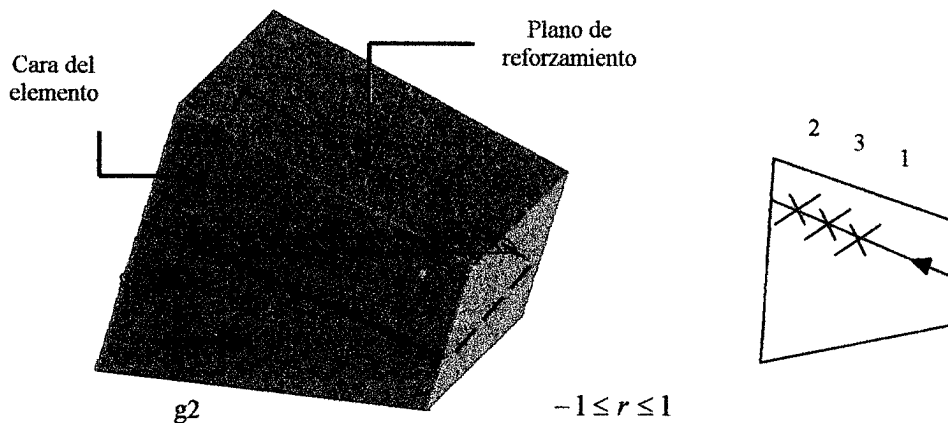


Figura 3.4. Coordenadas isoparamétricas para el rebar

Donde  $g_i$  ( $i = 1,2$ ) son coordenadas isoparamétricas a lo largo de la línea donde la cara del elemento intercepta al plano de reforzamiento, el cual es perpendicular a la cara del elemento.

El rebar se integra en uno o dos puntos, dependiendo del orden de interpolación del elemento en el cual se encuentra ubicado el rebar.

El volumen de integración se calcula involucrando el espesor original para elementos planos, el área de la sección transversal de la barra que representa el rebar y la separación entre los rebar. La deformación del rebar se calcula en función de la longitud inicial y final del rebar.

### 3.1.3- Elementos de pórtico ( frame elements ) :

ABAQUS ofrece ésta herramienta para representar los elementos de una estructura aporricada, pueden ser elementos bidimensionales o tridimensionales. No contempla la posibilidad de agregarle refuerzo metálico. En el plano son de dos nodos, ubicados sobre una línea recta inicialmente, con tres grados de libertad por nodo ( $u_x, u_y, \phi_z$ ). Están pensados para elementos esbeltos y análisis elástico o elastoplástico.

La respuesta elástica sigue la teoría de vigas de Euler-Bernoulli, la interpolación del desplazamiento para la deflexión transversal del eje del elemento se hace con un polinomio de cuarto orden, permitiendo variación cuadrática de la curvatura a lo largo del eje del elemento. La interpolación del desplazamiento a lo largo del eje del elemento se hace con un polinomio de segundo orden, permitiendo variación lineal de la deformación axial

La respuesta plástica se logra con un modelo de plasticidad concentrada en los extremos de los elementos para simular la formación de rótula plástica, incluyendo endurecimiento cinemático no lineal. Para ello, el usuario suministra tres pares de puntos ( momento de fluencia y rotación ) que dan la forma a la curva de comportamiento. Ver figura 3.5.

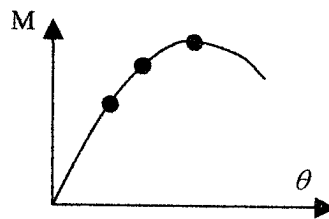


Figura 3.5. Momento de fluencia vs. rotación

Se supone que la deformación plástica en un nodo extremo está influenciada por los momentos y fuerza axial en ese nodo únicamente.

La formulación de los elementos de pórtico incluye el efecto de grandes movimientos de cuerpo rígido ( desplazamiento y rotación ), cuando se hace análisis geoméricamente no lineal.

Licencia Creative Commons.

Se pueden obtener fuerzas, momentos, deformaciones elásticas axiales y curvatura en los extremos de los elementos y en el punto medio. Las rotaciones y desplazamientos plásticos sólo se obtienen en los extremos.

Este modelo suministra una buena y simple aproximación para la respuesta altamente no lineal geoméricamente y para la respuesta no lineal del material, que ocurren en este caso.

### 3.2- Elementos para modelar mampostería de relleno :

#### 3.2.1- Sólidos en dos dimensiones ( 2-D Solids )

Los elementos sólidos pueden ser usados para análisis complejos no lineales que involucren contacto, plasticidad y grandes deformaciones.

Se dispone de una gran variedad de elementos planos bidimensionales, según la necesidad en cuanto a, número de nodos, grados de libertad, forma de integración o grado de interpolación.

En éste trabajo se usa el elemento CPS4, que considera esfuerzos planos, de cuatro nodos bilineal y con dos grados de libertad por nodo ( traslaciones en dos sentidos ).

Para la formulación de los elementos sólidos, se parte de suponer la ocurrencia de pequeñas deformaciones y rotaciones. Para análisis geoméricamente lineal, la deformación está definida por:

$$\varepsilon = \text{sym} \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (3.9)$$

Donde  $u$  es el desplazamiento total y  $x$  es la posición espacial del punto en consideración en la configuración original.

Se usa el esfuerzo de Cauchy, como referencia apropiada para representar el esfuerzo. La relación de deformación conjugada para el esfuerzo de Cauchy, es la relación de deformación :

$$D = \text{sym} \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (3.10)$$

Donde  $D$  es la relación de deformación,  $v$  es la velocidad en el punto y  $x$  la coordenada espacial actual del punto. La deformación total se obtiene integrando la relación de deformación.

Cuando las componentes de deformación son referidas a unas bases de coordenadas fijas, la deformación en el inicio del incremento debe ser rotada también, para tomar en cuenta la rotación de cuerpo rígido que ocurre en el incremento.

### 3.3- Materiales:

Para el modelado del sistema pórtico relleno con mampostería, es necesario establecer el modelo de comportamiento que tendrá el material a implementar en cada caso.

#### 3.3.1- Concreto:

El modelado del material concreto puede ser usado con la mayoría de los elementos estructurales en ABAQUS, incluyendo vigas. Se usa para modelar concreto puro o armado, con baja presión de confinamiento y sujeto esencialmente a cargas monotónicas.

Se supone que el agrietamiento es el aspecto más importante en el comportamiento del material y ocurre cuando el esfuerzo alcanza la superficie de falla o la llamada superficie de detección de grietas. Esta superficie es una simple línea de Coulomb escrita en términos de esfuerzo de presión equivalente y un esfuerzo desviador equivalente de Mises .

El modelo de concreto consiste en una superficie de fluencia con endurecimiento isótropo que se activa cuando el esfuerzo es predominantemente de compresión y una superficie independiente de detección de grietas, que determina si un punto falla por agrietamiento. Respecto a las grietas, se considera que una vez que ocurren se mantienen durante el resto del cálculo, pero con la posibilidad de estar abiertas o cerradas. Esta superficie de fluencia a compresión forma las bases del modelo para la respuesta inelástica, cuando el esfuerzo principal es predominantemente de compresión. La superficie de fluencia es una simple línea de Coulomb escrita en términos de esfuerzo de presión equivalente ( $p$ ) y un esfuerzo desviador equivalente de Mises ( $q$ ), como se muestra en la figura 3.6. En compresión uniaxial  $p = \frac{1}{3}\sigma$  y  $q = \sigma$  , donde  $\sigma$  es la magnitud del esfuerzo.

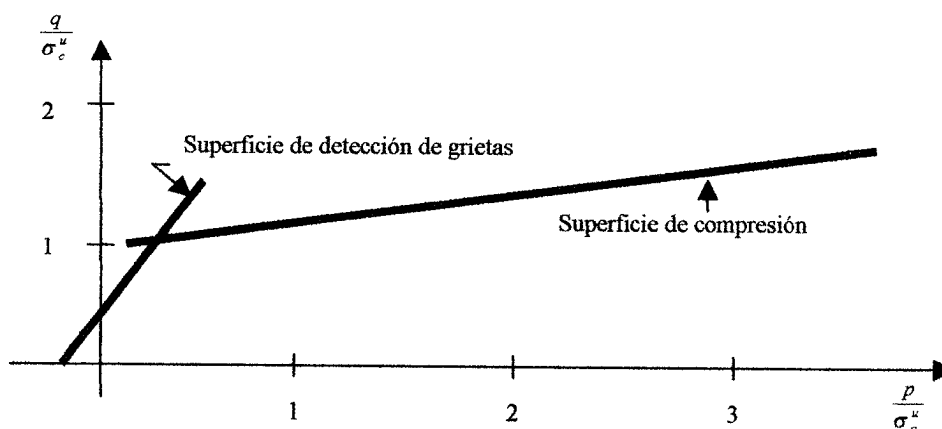


Figura 3.6. Superficies de detección de grietas y de compresión.

Para modelar concreto reforzado, permite usar la opción **rebar** antes mencionada. Estos elementos son superpuestos en la malla de elementos de concreto puro y se usan con modelos de plasticidad para metales, los cuales describen el comportamiento del material del **rebar**. El comportamiento del concreto y del refuerzo son considerados independientemente.

La interacción entre el refuerzo y el concreto, tal como deslizamiento y efecto de pasador, se modelan en forma aproximada introduciendo parámetros en la opción “**tensión stiffening**”.

Esta considera el esfuerzo a tracción normal remanente al agrietamiento, en otras palabras, especifica la reducción gradual del esfuerzo directo y la transferencia de esfuerzo al refuerzo.

Para definir el comportamiento del concreto después del agrietamiento, se deben indicar dos puntos de la curva, donde se representa la fracción de esfuerzo remanente a tracción después del agrietamiento (  $R$  ) vs. la deformación unitaria correspondiente (  $\epsilon$  ), como se muestra en la figura 3.7.



Figura 3.7. Esfuerzo remanente vs. Deformación unitaria.

La escogencia de los parámetros para “**tensión stiffening**” depende de factores tales como la densidad del refuerzo, la calidad de la adherencia, el tamaño relativo de los agregados comparado con el diámetro del refuerzo metálico y el mallado.

Considera la respuesta altamente discontinua del conjunto concreto-refuerzo y la anisotropía introducida por el agrietamiento.

### 3.3.2- Drucker-Prager:

El modelo de plasticidad de Drucker-Prager en ABAQUS está pensado para materiales geológicos que muestran aumento de la resistencia cuando se incrementa la presión.

Es usado para modelar materiales con fricción, los cuales pueden ser granulares o rocas.

También funciona para materiales en los cuales la resistencia a fluencia en compresión es mas grande que en compresión y permite ablandamiento o endurecimiento isótropo del material.

Generalmente permite cambios de volumen bajo comportamiento inelástico y está concebido para simular respuesta de materiales sujetos a cargas esencialmente monotónicas. También permite al material endurecerse isotrópicamente.

Licencia Creative Commons:

En éste estudio se usa el modelo lineal de Drucker-Prager, que es el indicado cuando los esfuerzos que se tienen son en su mayoría de compresión y considera flujo no asociado.

El modelo lineal, mostrado en la figura 3.8, está escrito en términos de invariantes de esfuerzos, con la finalidad de estimar diferentes valores de fluencia en compresión triaxial con flujo inelástico asociado. La superficie de fluencia tiene la forma:

$$F = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (3.11)$$

Donde :

$$t = \frac{1}{2}q \left[ 1 + \frac{1}{K} - \left( 1 - \frac{1}{K} \right) \left( \frac{r}{q} \right)^3 \right] \quad (3.12)$$

$p$  es la presión de esfuerzo equivalente.

$d$  es la cohesión del material.

$k$  es la relación del esfuerzo de fluencia en tracción triaxial y el esfuerzo de fluencia en compresión triaxial.

$\beta(\theta, f_i)$  es la pendiente de la superficie lineal de fluencia en el plano  $p-t$  de esfuerzos y  $d$  está referida al ángulo de fricción del material, como se muestra en la figura 3.8.

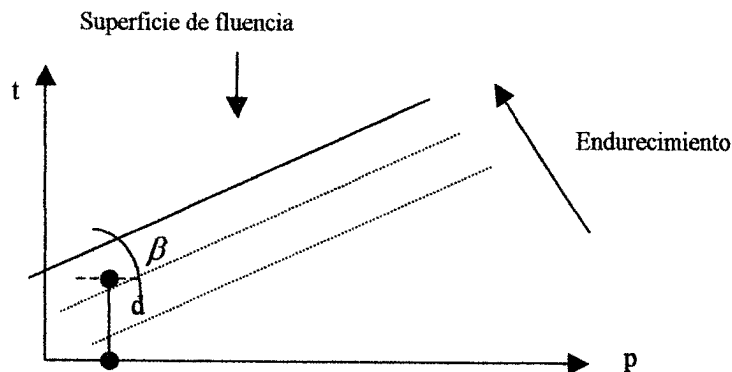


Figura 3.8. Modelo lineal del Drucker-Prager.

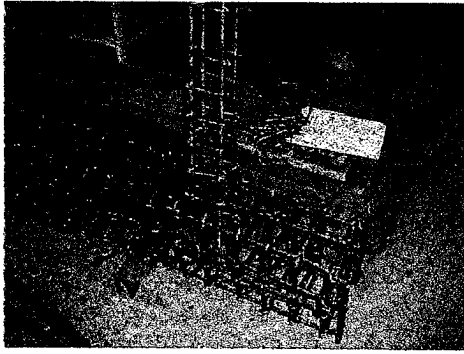


Foto 2. Detalle del nodo.

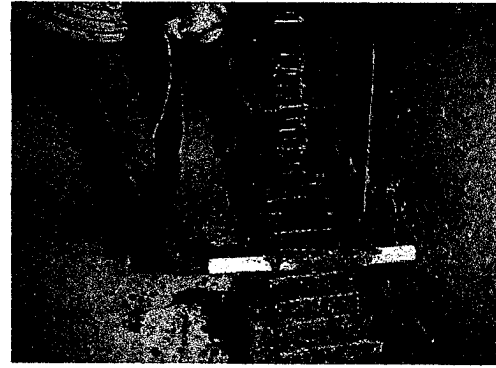


Foto 3. Vaciado de la viga base.

Las dimensiones de la sección transversal de vigas y columnas se plantearon de 20\*20 cm. Como refuerzo metálico se usaron 4 cabillas de 3/8" para el acero a flexión y estribos de barras de 5 mm., separados a 10 cm. en zona no confinada y a 7 cm. en zonas confinadas, para viga o columna. El concreto usado para el vaciado de los elementos, se preparó con una resistencia última a compresión de 450 Kg/cm<sup>2</sup>. En la figura 4.1 se muestran las características del pórtico.

El relleno de mampostería se hizo con ladrillos con 3 huecos de arcilla, de dimensiones 5\*10\*20 cm. y para el mortero se preparó una mezcla con una relación 5:1.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

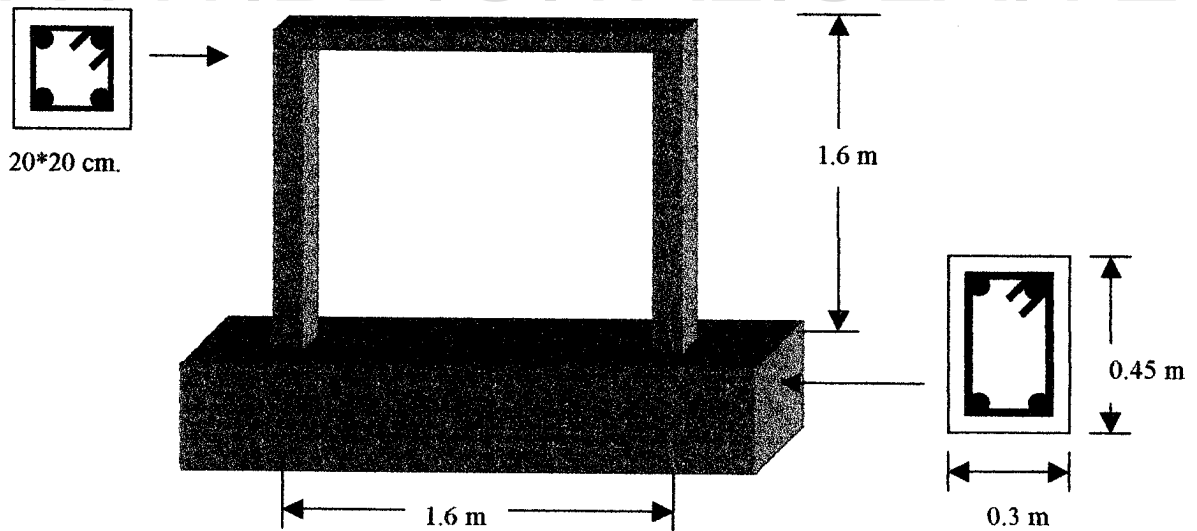


Figura 4.1. Características del pórtico.

#### 4.2- Equipo utilizado y sistemas de sujeción :

El Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Facultad de Ingeniería de la ULA dispone de un actuador hidráulico, que básicamente es un cilindro con un pistón.

El pistón tiene un recorrido máximo de desplazamiento de 50 cm y es capaz de aplicar un máximo de 25 ton. de carga.

Permite ser programado para dar una historia de carga o desplazamiento requeridos en forma automática y almacena registros, como gráficas de comportamiento de la estructura ensayada. Otro equipo lo conforma, un marco metálico suficientemente rígido que se encuentra en el laboratorio y al cual, está fijo el actuador. La figura 4.2 muestra en forma esquemática el sistema :

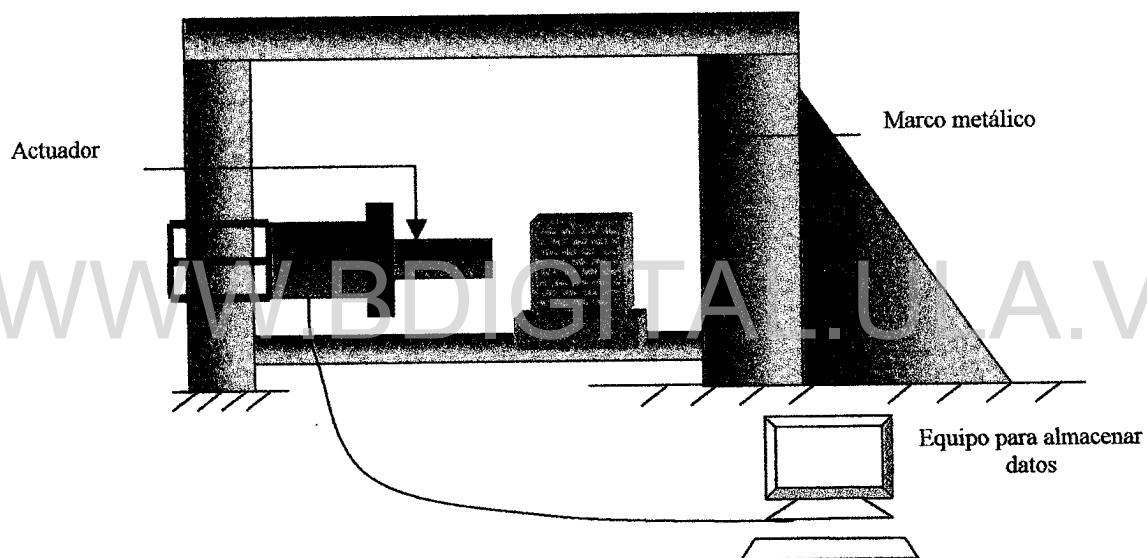


Figura 4.2. Esquema del sistema.

El montaje del pórtico se hizo apoyando el mismo sobre la viga inferior del marco metálico, fijándolo luego con abrazaderas. En las fotos 4, 5 y 6 se puede observar .



Foto 4. Conjunto.



Foto 5. Sistema de sujeción.



Foto 6. Actuador.

El posible desplazamiento vertical por efecto de levantamiento, que el pórtico pudiese presentar al aplicar el desplazamiento, quedó totalmente restringido con la colocación de un rodillo en la esquina superior, donde el actuador hacía contacto con el pórtico.

#### **4.3- Historia de solicitaciones :**

Como se puede observar en las figuras anteriores, el desplazamiento se impuso en la esquina superior derecha. Se incrementaron los desplazamientos en forma monótonica, hasta obtener una degradación apreciable de la resistencia de los especímenes.

**Pórtico sin y con mampostería :** se realizó con la historia que muestra la figura 4.3.

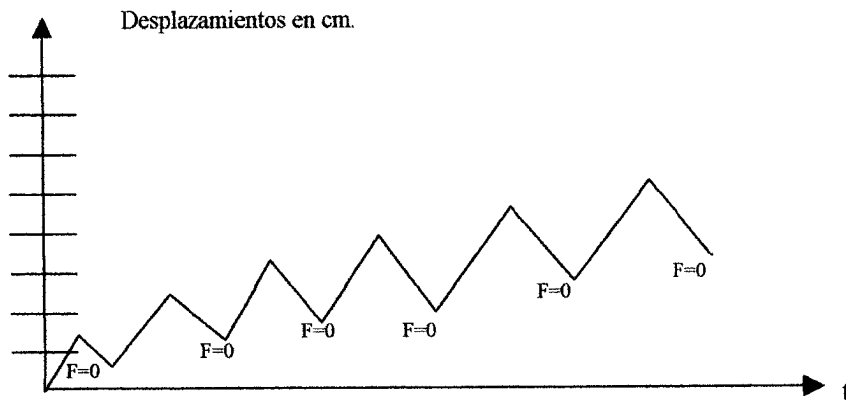


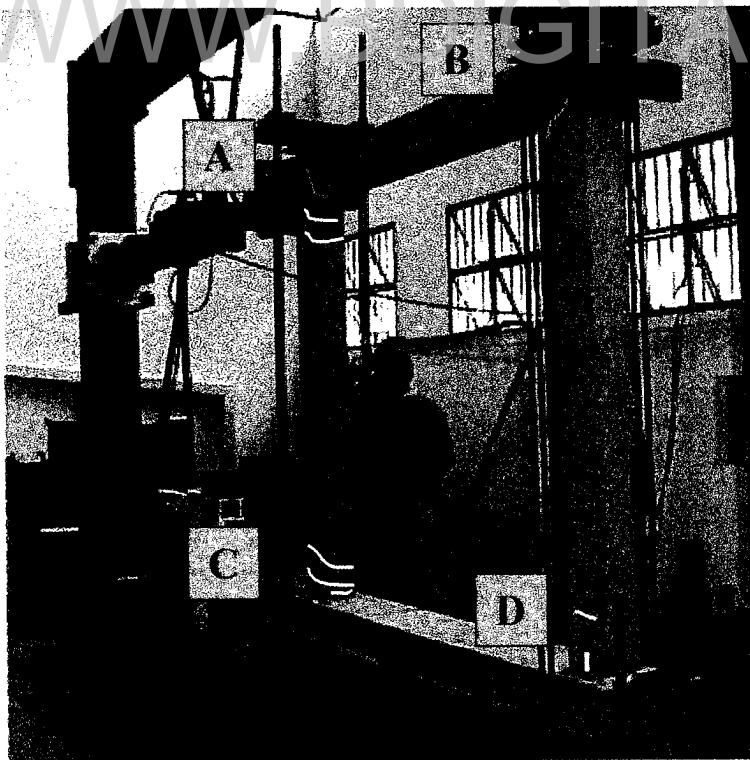
Figura 4.3. Historia de desplazamientos.

#### 4.4- Respuesta obtenida :

Como se menciona anteriormente, el equipo del actuador registra el comportamiento que va presentando la estructura a medida que se le indica la historia de desplazamientos.

Es capaz de construir una curva carga-desplazamiento, a partir de los desplazamientos impuestos.

**Pórtico sin mampostería :** La foto 7 muestra el patrón de agrietamiento ocurrido y la figura 4.4, la curva carga-desplazamiento obtenida.



Orden de aparición de las grietas :

- Azul
- Amarillo
- Rojo
- Blanco

Las letras en la foto 7 indican la denominación de la esquina, a la cual se hará referencia posteriormente.

Foto 7. Orden de aparición de grietas.

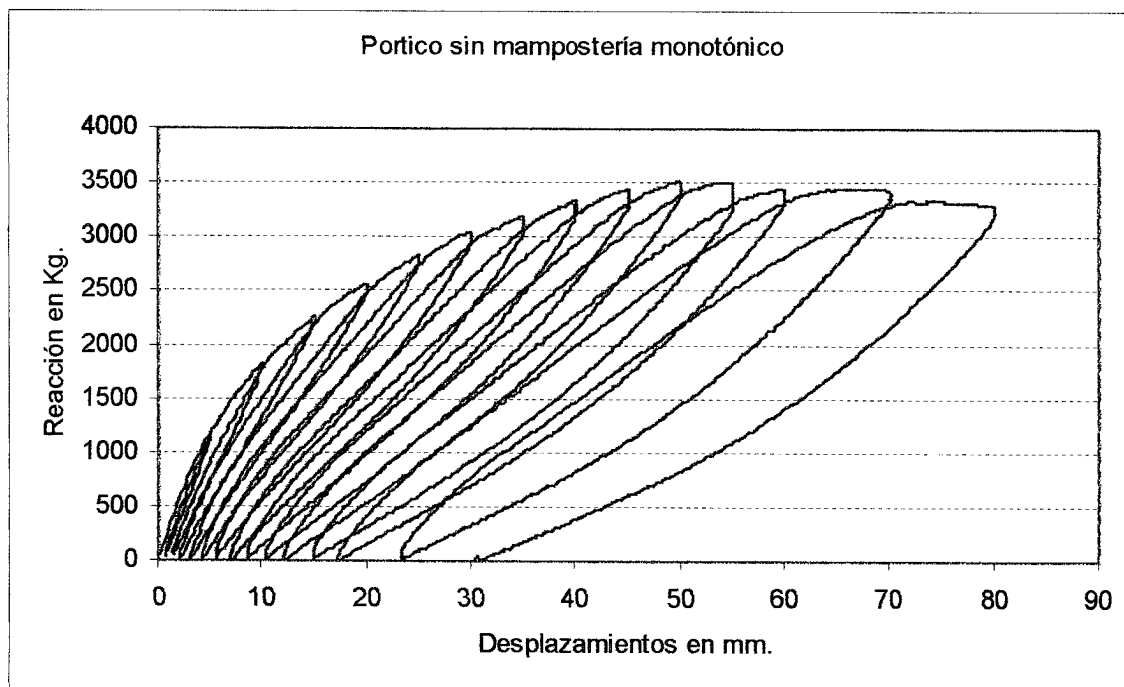


Figura 4.4. Pórtico sin mampostería.

#### **Pórtico con mampostería :**

Con la misma historia de desplazamientos aplicada al pórtico sin mampostería, este caso muestra como la mampostería, por ser un material muy rígido, atrae casi la totalidad de los esfuerzos. Por lo cual, se degrada primero, antes de empezar a trabajar la estructura del pórtico. Luego, cuando el pórtico comienza a trabajar, se observa una degradación diferente, debido al efecto de la mampostería. Las fotos 8, 9, y 10 muestran detalles del daño observado.

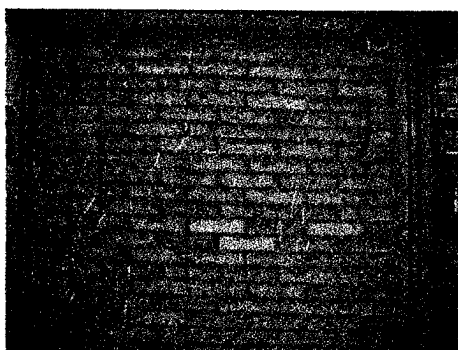


Foto 8. Daño total de la mampostería.

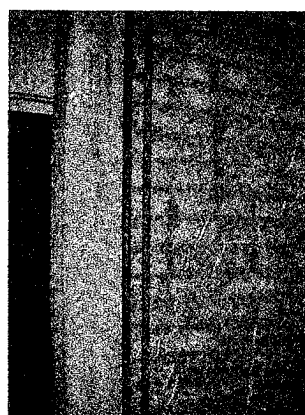


Foto 9. Columna ubicada entre esquinas "A" y "C".

Orden de aparición de las grietas :

- Azul
- Verde
- Rojo
- Amarillo
- Blanco

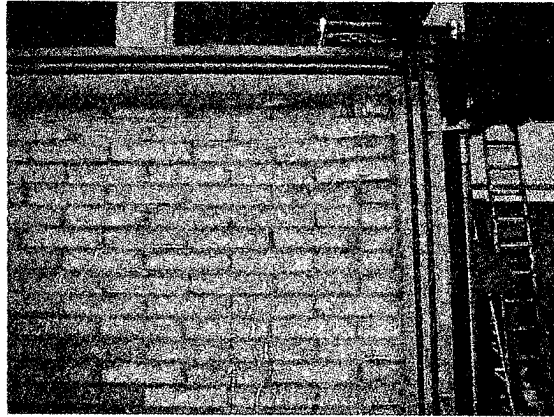


Foto 10. Esquina "A".

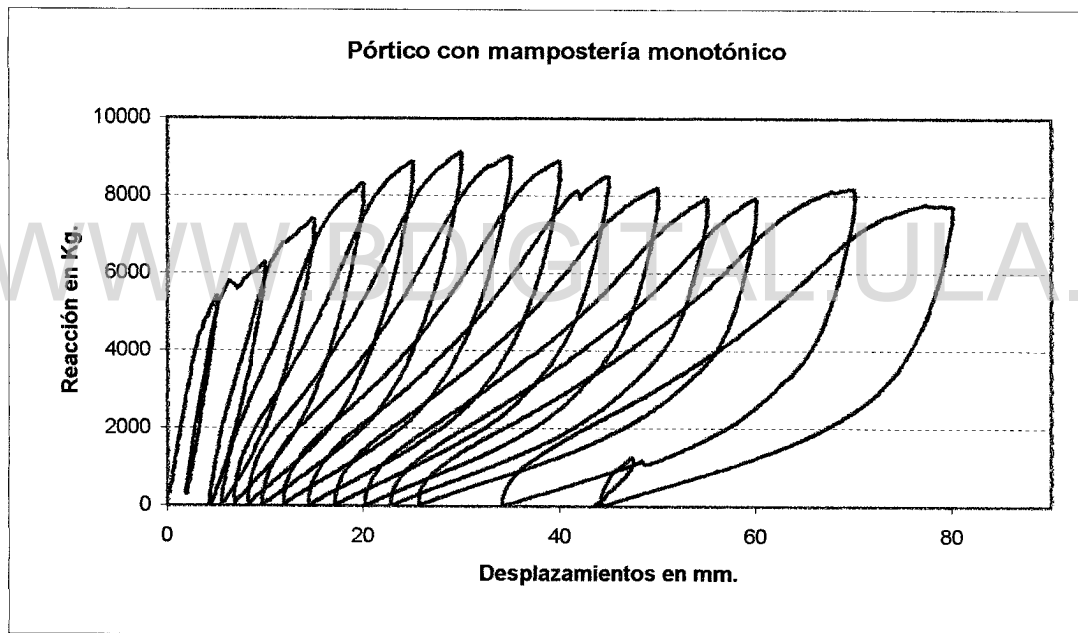


Figura 4.5. Pórtico con mampostería.

En general, se observa el aumento considerable de la resistencia del conjunto pórtico-mampostería, como lo muestra la figura 4.5. Una superposición de las dos situaciones ( sin mampostería y con mampostería ) se observa en la figura 4.6.

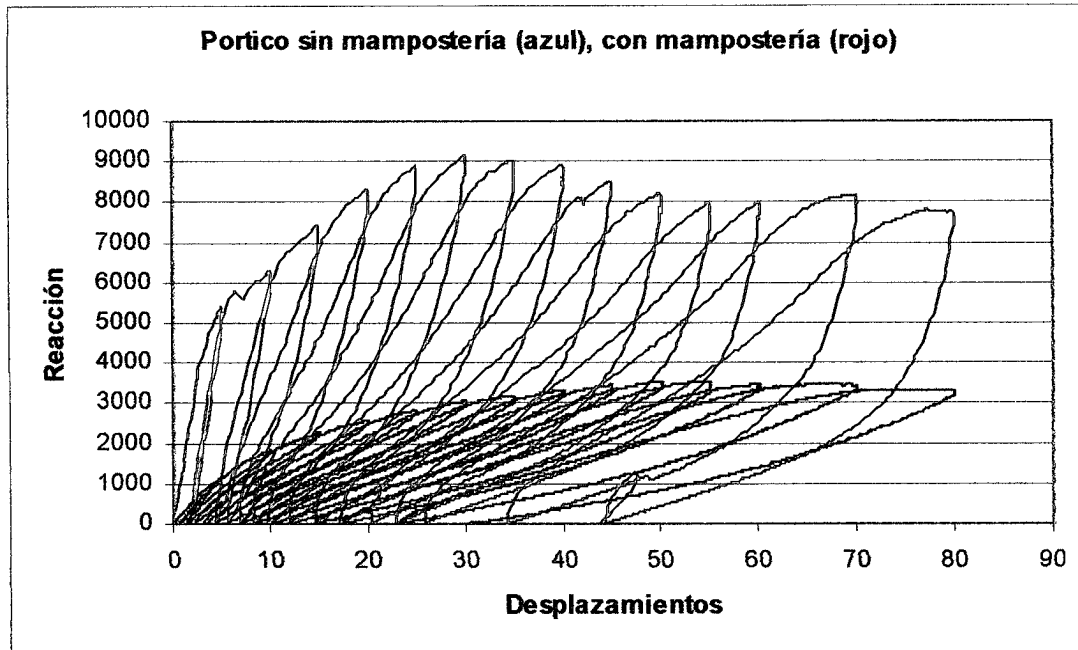


Figura 4.6. Superposición de pórtico con mampostería con pórtico sin mampostería.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



# ***SIMULACIÓN NUMÉRICA UTILIZANDO MICROMODELOS***

Es bien conocido que, la simulación con micro-modelos es una alternativa para representar el comportamiento de estructuras usando herramientas computacionales. Con ello se logra una mejor adaptación del modelo, en cuanto al detalle que se puede obtener. Sin embargo, esta ventaja lleva implícito un alto precio en tiempo y complejidad computacional, que no siempre es lo más idóneo a implementar.

Como se menciona en los capítulos anteriores, en éste estudio se hace la simulación numérica de pórticos de concreto armado con y sin mampostería de relleno.

## **5.1- Pórtico sin mampostería :**

Para lograr un modelo que representara lo mejor posible el pórtico, se hicieron varios intentos, en cuanto a condiciones geométricas y características de los materiales. A continuación se presentan las distintas situaciones :

En principio se modela un pórtico con las dimensiones y características del ensayo, la viga y columnas tienen la misma cantidad de refuerzo longitudinal, no se consideran estribos. Se modela empotrado en sus dos apoyos, con elementos de viga y se impone desplazamiento en la esquina superior izquierda. Se tienen 24 elementos en total, 8 en cada columna o viga, como lo muestra la figura 5.1.

La resistencia última a compresión del concreto se considera, de acuerdo a los ensayos, en  $465 \text{ Kg/cm}^2$ , el módulo de elasticidad en  $15000\sqrt{f'_c} = 3.23\text{E}5 \text{ Kg/cm}^2$ . y la relación de Poisson en 0.18.

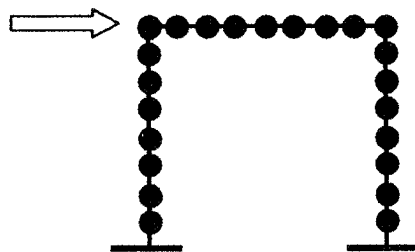


Figura 5.1 Número de elementos utilizados

Para definir la curva esfuerzo-deformación del concreto se suministran tres puntos de la misma, como pares de valores, que en primera instancia se tomaron. La figura 5.2 ilustra la idea.

- $0.45 \times f'_c = 209.25 \text{ Kg/cm}^2$  , 0.
- $f'_c = 465 \text{ Kg/cm}^2$  , 0.002
- $0.85 \times f'_c = 395.25 \text{ Kg/cm}^2$  , 0.0042

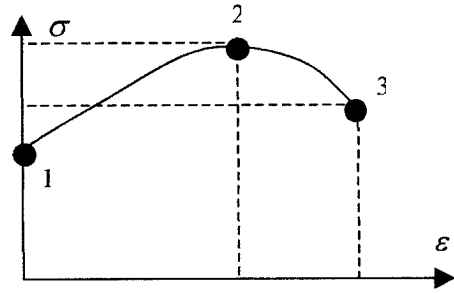


Figura 5.2 Curva esfuerzo-deformación.

Como se explica en el tercer capítulo, para definir el comportamiento del concreto después del agrietamiento con “ Tension Stiffening “, se deben indicar dos puntos de la curva, donde se representa la fracción de esfuerzo remanente a tracción después del agrietamiento ( R ) vs. la deformación unitaria correspondiente ( ε ), como se muestra en la figura 5.3.

R



- 1., 0
- 0., 3E-2

Figura 5.3. Esfuerzo remanente a tracción.

El comportamiento del acero se supone elastoplástico perfecto, con un módulo de elasticidad de  $2.1E6 \text{ Kg/cm}^2$ , relación de Poisson de 0.2 y esfuerzo de fluencia igual a  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

La imposición de desplazamientos se hizo de acuerdo a la historia de desplazamientos del ensayo, sin considerar descargas. Esto, con la finalidad de reproducir la envolvente de la curva obtenida en el ensayo. Se aplicó el desplazamiento total de 8 cm, dado por una secuencia de pasos.

Los problemas de convergencia se hicieron presentes. Se variaron parámetros tales como: Forma y características de los pasos ( incremento total, tamaño máximo y mínimo del paso, etc.), características del material concreto ( forma de la curva de comportamiento ) y propiedades remanentes a esfuerzos de tracción después del agrietamiento (Tensión Stiffening ).

Para mejorar la situación, se plantea modificar la geometría del modelo, incluyendo la viga de la base, a la cual estaba fijo el pórtico en el ensayo y sustituir los empotramientos por apoyos simples, como lo muestra la figura 5.4.

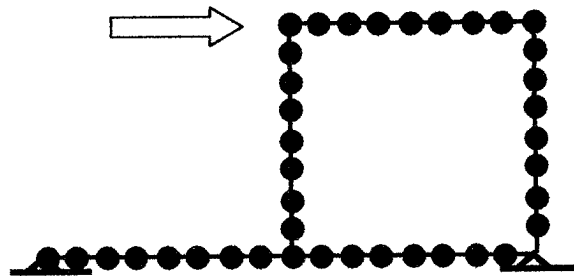


Figura 5.4. Sistema de apoyo.

En principio, no encuentra convergencia. Sin embargo, modificando la característica “Tensión Stiffening”, empieza a producir algunos resultados. La variación de la resistencia última a compresión del concreto y módulo de elasticidad, mejora y aumenta los resultados. Finalmente, ajustando la sección transversal de la viga metálica, se logra una mejor adaptación.

En la figura 5.5 se observa, en forma exagerada, como se deforma la estructura, cuando se le impone desplazamiento.

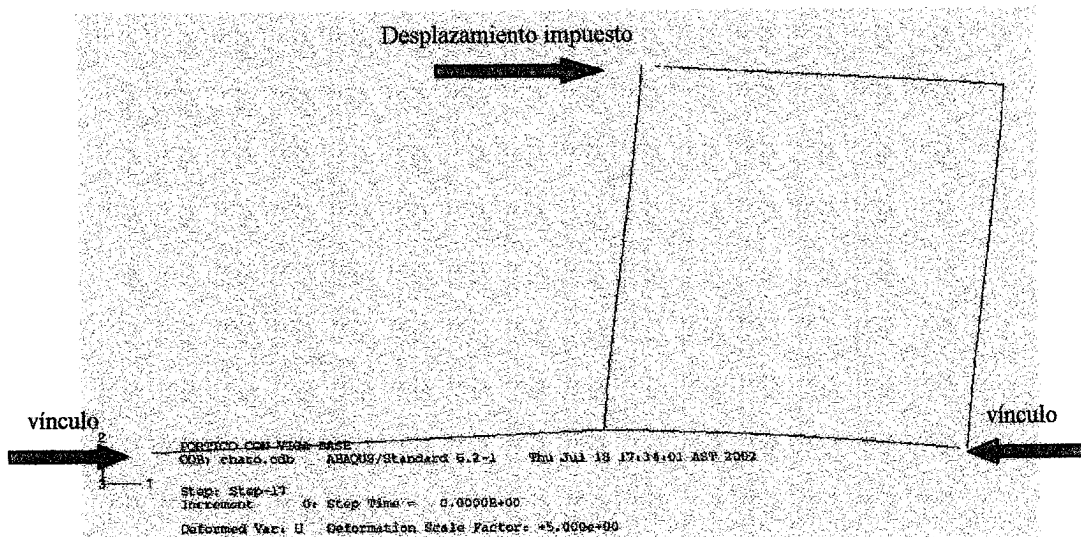


Figura 5.5. Deformada de conjunto.

En la figura 5.6 , se observa la curva obtenida ( verde ) comparada con el ensayo ( azul ).

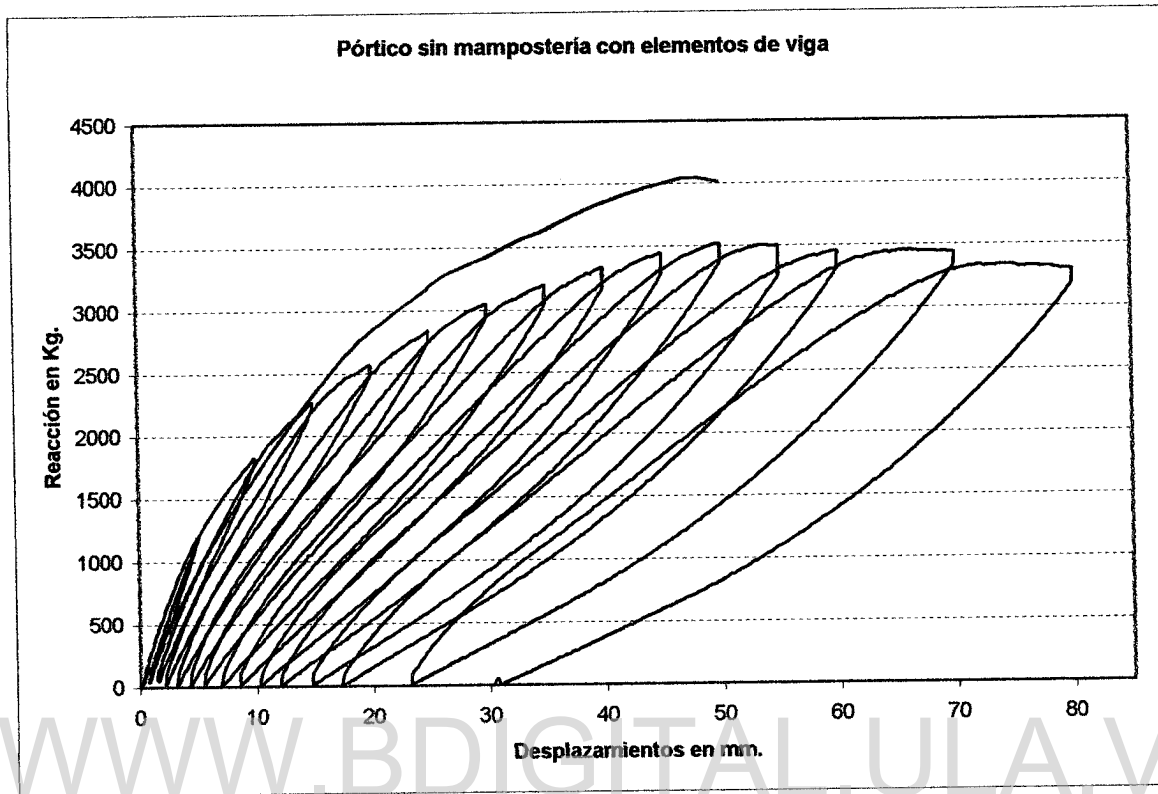


Figura 5.6. Curva obtenida superpuesta con la del ensayo.

Como tercera opción, para lograr una mejor curva a la obtenida anteriormente, surge la idea de representar el pórtico con elementos de pórtico. Se retoma la geometría inicial, como se muestra en la figura 5.7 :

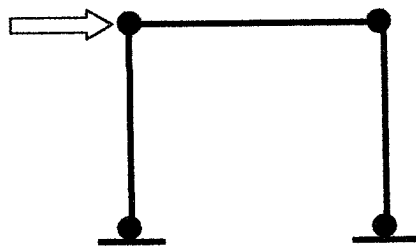


Figura 5.7. Geometría inicial.

Los valores que definen las características de los materiales, como rigidez, resistencia última a compresión, esfuerzo de fluencia, etc., se tomaron de la experiencia obtenida en el modelado anterior.

Para implementar el modelo de plasticidad concentrada que usa ABAQUS en el cual se reproduce el proceso de plastificación, se suministraron tres pares de puntos ( momento de fluencia y rotación plástica correspondiente ) .

Los momentos de fluencia iniciales se tomaron como momento último resistente de la teoría clásica de concreto armado, el cual involucra la resistencia última a compresión del concreto, el módulo de elasticidad y la cantidad y características del acero de refuerzo.

$$f'_c = 400 \text{Kg} / \text{cm}^2 \quad (5.1)$$

$$f_{y_{acero}} = 4200 \text{Kg} / \text{cm}^2 \quad (5.2)$$

$$E_c = 15000 \times \sqrt{f'_c} = 300000 \text{Kg} / \text{cm}^2 \quad (5.3)$$

$$A_s = 4\phi \frac{3}{8} = 1.42 \text{cm}^2 \quad (5.4)$$

$$M_n = A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \approx 1000000 \text{Kg} - \text{cm} \quad (5.5)$$

$$a = \frac{A_s}{\tilde{n}} \quad (5.6)$$

$$\tilde{n} = \frac{0.85 \times f'_c \times b}{f_y} \quad (5.7)$$

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Los tres puntos tomados para la curva, como se muestra en la figura 5.8, fueron entonces :

- 1000000 , 0.0 ( Zona lineal de la curva )
- 2080000 , 0.0019 ( Un punto intermedio )
- 2800000 , 0.0075 ( Punto máximo de la gráfica )

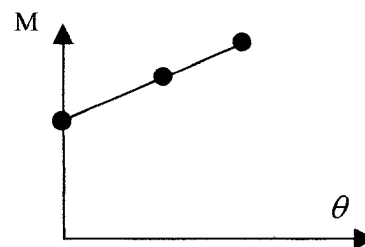


Figura 5.8. Curva momento-rotación suministrada.

Con los valores de la rotación plástica, se logra controlar la caída de la curva carga-desplazamiento. Se impone la misma situación de desplazamientos usada en la simulación anterior ( 8 cm, dado por una secuencia de pasos ).

Una vez establecidos los parámetros a usar, los primeros resultados obtenidos originan una curva carga-desplazamiento bastante más rígida y resistente comparada con el ensayo.

Para tratar de ajustar la curva se disminuyen los valores de momento de fluencia, con la finalidad de reducir la rigidez y la resistencia.

Se obtiene un mejor resultado, con posibilidad de seguir mejorando. Luego se hacen sucesivas modificaciones en el mismo orden, incluso del módulo de elasticidad. Finalmente se obtiene una curva mucho mejor adaptada a la curva obtenida del ensayo, la convergencia resultó mucho más fácil en cada intento.

La figura 5.9 muestra la curva envolvente obtenida superpuesta a la curva producida por el ensayo.

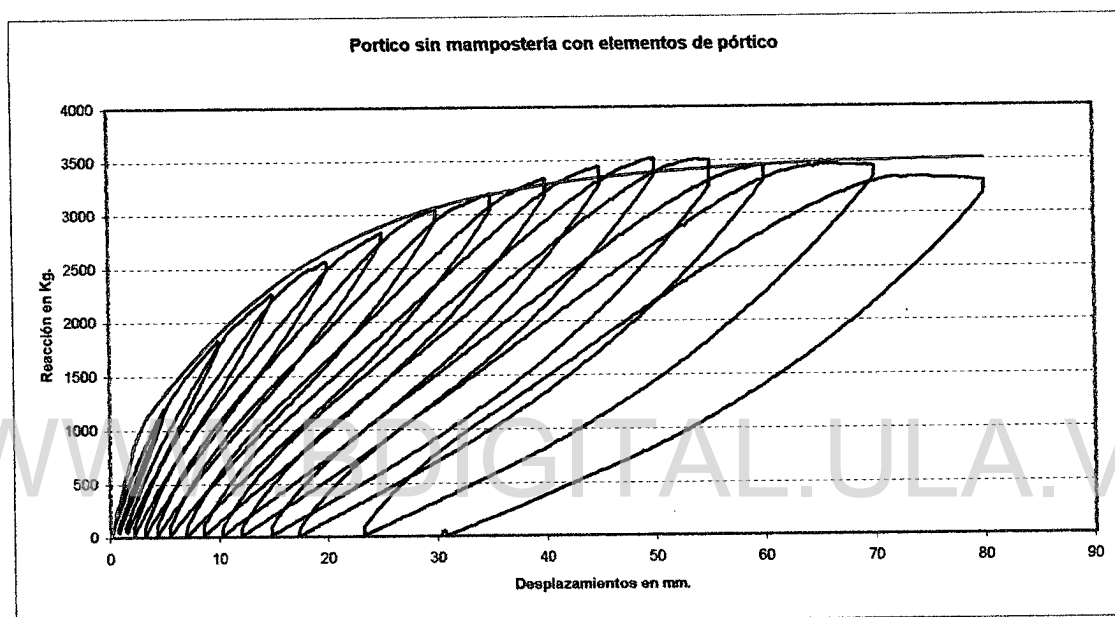


Figura 5.9. Curva obtenida, superpuesta con la del ensayo.

## 5.2- Pórtico con mampostería :

Se toma el modelo de pórtico que arrojó los mejores resultados, con elementos de pórtico. Luego se agregó la mampostería. La mampostería se modelada con elementos sólidos en dos dimensiones, de cuatro nodos y de esfuerzos planos.

La malla de elementos finitos del muro de mampostería se consideró en 10x10 elementos, es decir, 100 elementos. El muro hace contacto con el pórtico en tres lados y en el cuarto se encuentra empotrado. El contacto permite transmisión de desplazamientos, ocurrencia de deslizamiento y separación entre las dos partes, es decir, que cuando el pórtico se mueve, arrastra al muro empujándolo, pero permite que el muro se despegue del pórtico en el otro extremo. La figura 5.10 ilustra la idea :

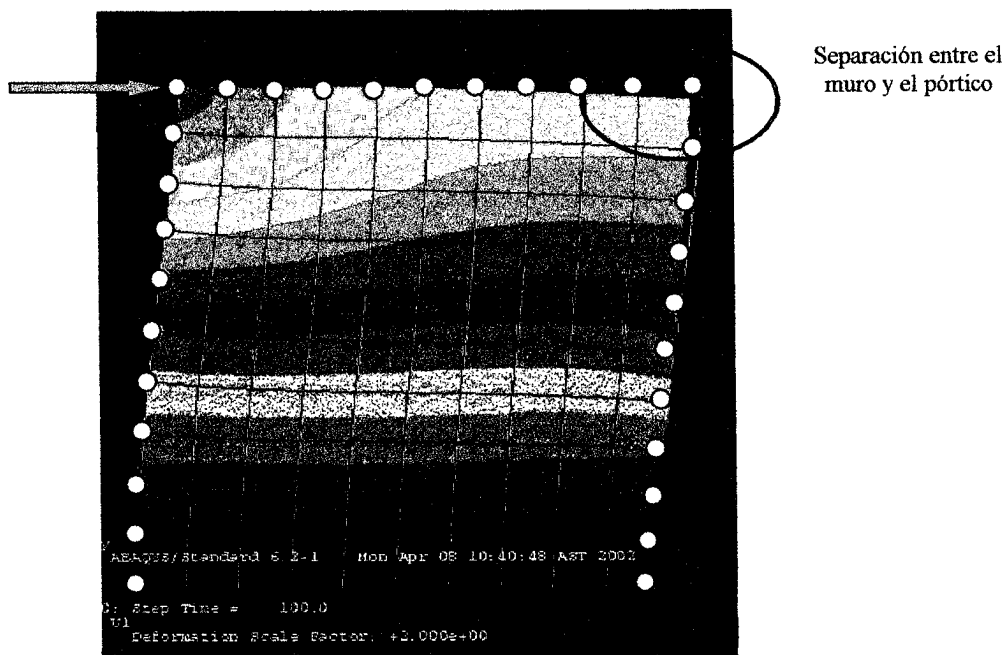


Figura 5.10. Deformada del conjunto.

Se asignó el modelo de comportamiento de Drucker-Prager para el muro de mampostería, considerando que los ladrillos eran de arcilla. Para ello, se definió el ángulo de fricción, la relación del flujo de esfuerzos y el ángulo de dilatación del material. Se tomaron valores de casos similares, desarrollados en el manual de ejemplos de ABAQUS. El módulo de elasticidad se tomó de los ensayos de mampostería realizados por Diana Arellano, en su trabajo de tesis de maestría [ 3 ]. Para columnas y viga se mantuvieron constantes los valores del concreto y acero a los ya mencionados,  $f'_c = 450 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $E_c = 3.23E5 \text{ Kg/cm}^2$ , relación de Poisson para el concreto igual a 0.18,  $f_{y_{acero}} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ , relación de Poisson para el acero igual a 0.2.

Nuevamente la convergencia fue prácticamente imposible, similarmente a lo antes expuesto se trató de lograrla modificando parámetros, sin obtener nada significativo.

Se retoma la idea de modelar el pórtico con la viga inferior, se mantiene el contacto en los tres lados iniciales y se impone igualar desplazamientos de los nodos de la viga inferior con los nodos del muro, en su parte inferior. Esto último, con la finalidad de impedir movimientos del muro respecto a la viga en esa zona, considerando que en el ensayo no se dio el caso.

Con este modelo se logra encontrar convergencia, sin embargo la curva carga-desplazamiento está bastante rígida comparada con la del ensayo, no se logra la plastificación.

Luego se propone modelar el muro con un concreto de baja resistencia, para tratar de reproducir la caída de la curva. Con esto, se presentan problemas de convergencia una vez más.

Volviendo a Drucker-Prager, se intenta modificar el límite de fluencia de la mampostería y así tratar de obtener una curva que empiece a caer. En los resultados obtenidos, las gráficas no mostraron diferencia apreciable.

Se intenta ahora modificar las condiciones de interacción entre el pórtico y el muro, para ello se plantean varias opciones :

- Igualar desplazamientos en zonas de esquinas opuestas ( color azul en la figura 5.11 ), con la finalidad de seguir empujando el muro a través del pórtico y plantear contacto en las otras dos para que pueda separarse donde corresponde ( color rojo en la figura 5.11 ). La figura ilustra las condiciones de interacción :

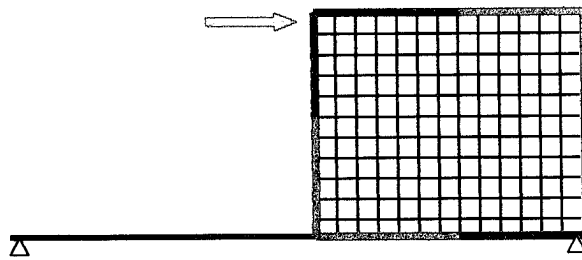


Figura 5.11. Igualación de desplazamientos en zonas de esquinas opuestas.

- Otra alternativa, fue modelar igualando desplazamientos de dos nodos únicamente, correspondientes a la esquina de imposición de desplazamientos y su opuesta. Al resto de la superficie se le colocó contacto, como se muestra en la figura 5.12.

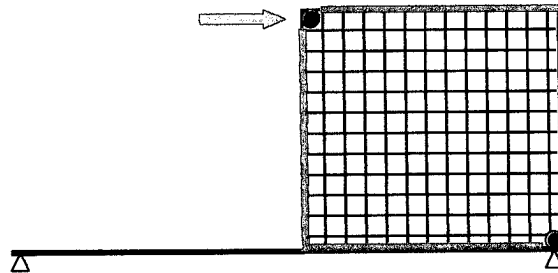


Figura 5.12. Igualación de desplazamientos en dos nodos.

- Un caso planteado, consideraba contacto en las cuatro superficies, como se observa en la figura 5.13 .

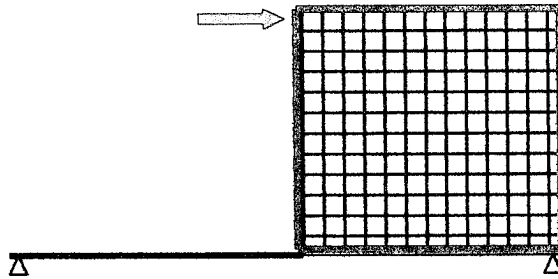


Figura 5.13. Contacto en las cuatro superficies.

- La opción de representar igualando desplazamientos en todas las caras, representó otra alternativa, con modelos de concreto y Drukcer-Prager para la mampostería ( ver figura 5.14 ).

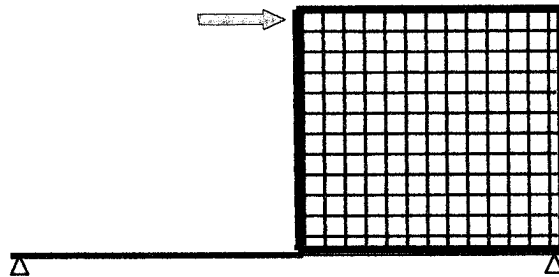


Figura 5.14. Igualando desplazamientos en todas las superficies.

La curva carga-desplazamiento de la figura 5.15 , muestra el modelado de la mampostería con Drucker-Prager .

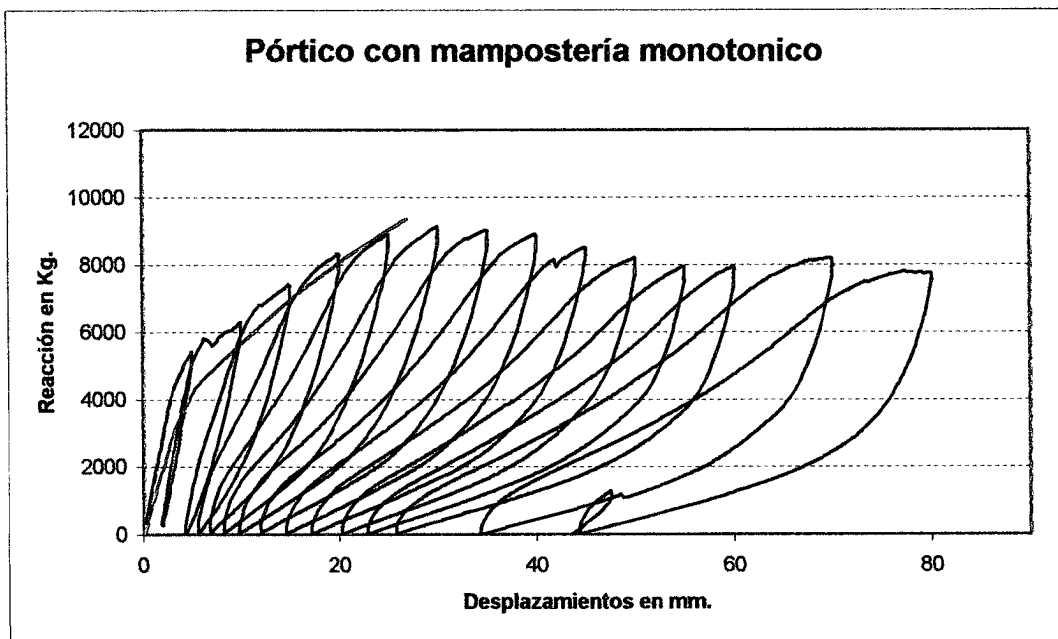


Figura 5.15 Modelo Drucker-Prager para la mampostería:

En general, para lograr las curvas obtenidas fue necesario implementar distintas situaciones, tanto de condiciones de interacción, como también el modelo de comportamiento de los materiales utilizados para la mampostería.

El uso del concreto como material para la mampostería, originó grandes problemas de convergencia, obteniendo resultados para desplazamientos inferiores a los impuestos en el ensayo correspondiente. Se trató de lograr una mejor convergencia modificando las características del material como: resistencia última a compresión y módulo de elasticidad. No se logra adaptar muy bien la pendiente inicial de la curva envolvente, sin embargo la forma del resto de la curva es mejor a la obtenida con modelo de Drucker-Prager.

El modelado usando Drucker-Prager para la mampostería aportó una convergencia mucho más rápida y en pocos pasos, lográndose el desplazamiento requerido. No obstante, la curva no reproduce la plastificación necesaria para obtener la caída de la curva y así adaptarse al ensayo.

En definitiva, las curvas obtenidas no representan satisfactoriamente una envolvente a la curva experimental. Tomando en cuenta este hecho, se propone simular utilizando macro-modelos, en busca de una mejor adaptación. En el próximo capítulo se describe el proceso de simulación con macro-modelos.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



# ***ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS AORTICADAS CON MAMPOSTERÍA DE RELLENO USANDO MACROMODELOS***

---

En este trabajo, se utiliza una herramienta para modelar el muro de mampostería a nivel de macro-modelo. La herramienta es un modelo considerado por M. Puglisi en su tesis doctoral en proceso de desarrollo [ 25 ], que supone el modelado del muro con dos bielas, utilizando la teoría del daño. A continuación se hace una descripción de las bases del modelo y los conceptos que lo definen, mostrando su equivalencia con la teoría de pórticos planos.

**6.1-Cinemática:** Se analiza el movimiento de la estructura, aislado del origen del mismo. Para ello, es necesario deducir la relación que existe entre el desplazamiento, que representa el movimiento y la deformación, que representa la variación de forma de la estructura. Planteada esta relación, queda representada la cinemática de la estructura.

## **6.1.1-Cinemática de Pórticos Planos:**

Para estudiar el movimiento de una estructura aortificada plana en un intervalo de tiempo, se consideran miembros estructurales conectados, a través de nodos, como lo refiere J. Flórez [ 11 ]. Se conoce la posición inicial de los nodos y se desconoce la posición de los mismos después de haber transcurrido un tiempo.

Para referirse a los desplazamientos de nodos, hay que establecer un sistema de ejes coordenados, que permanecen invariables durante el movimiento de la estructura. Respecto a ellos, se establece la configuración deformada, como lo muestra la figura 6.1.

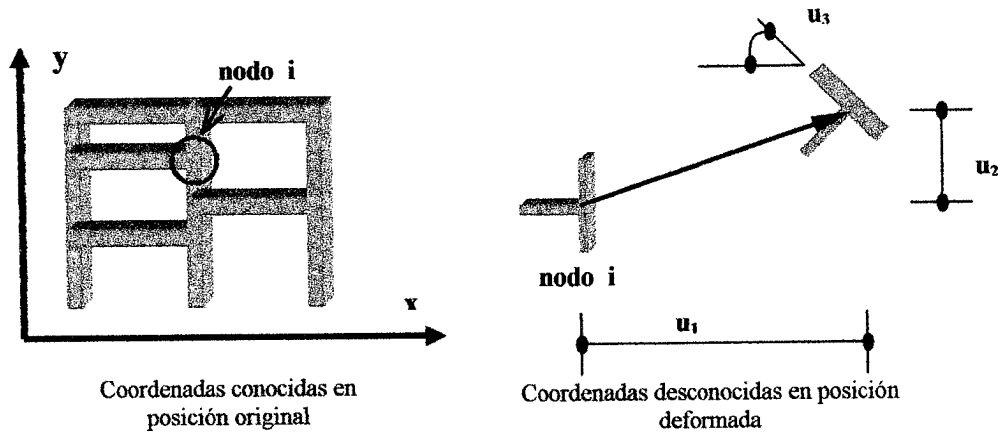


Figura 6.1. Posiciones original y deformada.

**6.1.1.a- Representación del movimiento:** Una vez planteados los estados considerados de la estructura, se pueden establecer tres variables equivalentes, representadas por matrices columna traspuesta :

a.- *Los desplazamientos generalizados de un nodo i*, agrupando en este concepto: El desplazamiento en la dirección X ( $u_1$ ), en la dirección Y ( $u_2$ ) y la rotación ( $u_3$ ), todos ellos medidos respecto a la posición original.

$$\{u\}_i^t = (u_1 \quad u_2 \quad u_3) \quad (6.1)$$

b.- *La matriz de desplazamientos generalizados de un elemento b*, que va desde el nodo i hasta el nodo j. Representa el movimiento de la barra y va a estar compuesta por los desplazamientos de cada nodo involucrado:  $\{u_i^t\}, \{u_j^t\}$

Matriz: 
$$\{q\}_b^t = (\{u\}_i^t, \{u\}_j^t) \quad (6.2)$$

c.- *La matriz de desplazamientos generalizados de la estructura  $\{U\}$* , compuesta de los desplazamientos de cada nodo que conforma la estructura  $\{u_i^t\}$ , en este caso, del pórtico.

**6.1.1.b- Desplazamientos impuestos:** Para garantizar la estabilidad del pórtico, es necesario considerar la restricción de algunos grados de libertad ( desplazamientos ) de la estructura. Implica que estos desplazamientos son conocidos, ya que son impuestos. El conjunto  $N_u$  agrupa los grados de libertad restringidos y están representados por los apoyos del pórtico.

$$U_k = U_k^d(t) \forall k \in N_u \quad (6.3)$$

- $U_k$  : funciones conocidas del tiempo. Nulas en casos prácticos.  
 $U_k^d(t)$  : k-ésimo elemento de la matriz de desplazamientos del pórtico.

**6.1.1.c- Deformaciones generalizadas** : Además de que la estructura se desplace, también puede experimentar un cambio de forma en los elementos que la conforman, como lo muestra la figura 6.2. Para medir esa deformación se define una nueva variable : Matriz de deformaciones generalizadas del miembro b,  $\{\Phi\}_b$  :

$$\{\Phi\} = (\phi_i, \phi_j, \delta) \quad (6.4)$$

$\phi_i, \phi_j$  : Representan las rotaciones de la tangente al miembro en los extremos i y j con respecto a la cuerda i-j .

$\delta$  : Alargamiento de la cuerda respecto a longitud inicial.

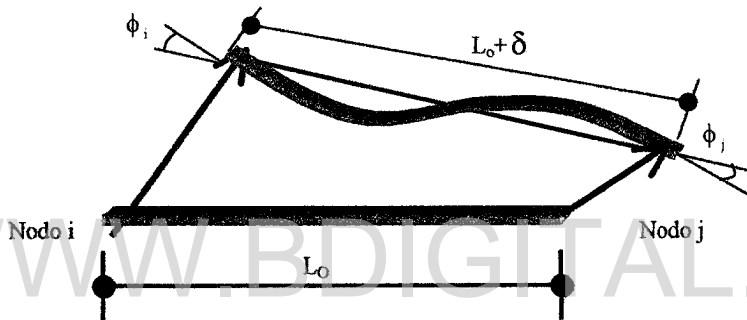


Figura 6.2. Cambio de forma del elemento.

**6.1.1.d- Ecuaciones cinemáticas** : Se pueden obtener suponiendo desplazamientos diferenciales en las tres direcciones: Traslaciones y rotaciones, en cada nodo de manera simultánea. Con ello se obtiene la matriz de transformación local.

$$\{dU\} = [B_i(q)]\{dq\} \quad (6.5)$$

$$[B_i(q)] = \begin{bmatrix} \frac{\text{sen}\alpha}{1} & \frac{-\text{cos}\alpha}{1} & 1 & \frac{-\text{sen}\alpha}{1} & \frac{\text{cos}\alpha}{1} & 0 \\ \frac{\text{sen}\alpha}{1} & \frac{-\text{cos}\alpha}{1} & 0 & \frac{-\text{sen}\alpha}{1} & \frac{\text{cos}\alpha}{1} & 1 \\ -\text{cos}\alpha & -\text{sen}\alpha & 0 & \text{cos}\alpha & \text{sen}\alpha & 0 \end{bmatrix} \quad (6.6)$$

Matriz de transformación local

Aplicando esta misma metodología, también puede plantearse la relación que hay entre una barra  $b$  con los desplazamientos de todos los nodos de la estructura. Para ello se habla de una matriz de transformación global,  $[B(q)]_b$ , que se obtiene introduciendo columnas adicionales que contiene ceros, en la matriz de transformación del elemento

$$\{d\Phi\}_b = [B(q)]_b \{dU\} \quad (6.7)$$

$$[B(q)]_b = \begin{bmatrix} 0 \dots & \frac{\text{sen}\alpha}{1} & \frac{-\text{cos}\alpha}{1} & 1 & \dots & \frac{-\text{sen}\alpha}{1} & \frac{\text{cos}\alpha}{1} & 0 \dots \\ 0 \dots & \frac{\text{sen}\alpha}{1} & \frac{-\text{cos}\alpha}{1} & 0 & \dots & \frac{-\text{sen}\alpha}{1} & \frac{\text{cos}\alpha}{1} & 1 \dots \\ 0 \dots & -\text{cos}\alpha & -\text{sen}\alpha & 0 & \dots & \text{cos}\alpha & \text{sen}\alpha & 0 \dots \end{bmatrix} \quad (6.8)$$

$\underbrace{1, \dots, 3i-2, \quad 3i-1, 3i, \dots, 3j-2, \quad 3j-1, \quad 3j, \dots}_{\text{Columnas que van a tener valores diferentes de cero.}}$

Considerando que el miembro experimenta una serie de distintas configuraciones desde que pasa de la posición original hasta la posición final o deformada, las ecuaciones cinemáticas se obtendrían mediante la integración en el intervalo de tiempo en que ocurre esto. De la ecuación 6.6 se obtendría una ecuación cinemática no lineal :

$$\{\Phi\} = \int_{\{0\}}^{\{q\}} [B_1(z)] \{dz\} \quad (6.9)$$

Si se desprecian las modificaciones de la matriz de transformación del elemento durante su movimiento, se puede obtener una ecuación cinemática lineal. Tomando a  $[B_0]$  como la matriz de transformación en la posición original, la integración de la ecuación anterior queda:

$$\{\Phi\} = [B_1^0] \{q\} \quad \text{o} \quad \{\Phi\}_b = [B^0]_b \{U\} \quad (6.10)$$

### 6.1.2-Cinemática del Muro Equivalente:

El muro equivalente es un sistema de dos barras (bielas) diagonales. El sistema representa, en forma simplificada, un muro de mampostería. Las barras trabajan sólo a compresión, ya que cuando podría producirse tracción, el muro deja de hacer contacto con el pórtico en las esquinas. En las esquinas es donde están ancladas las barras, como se muestra en la figura 6.3.

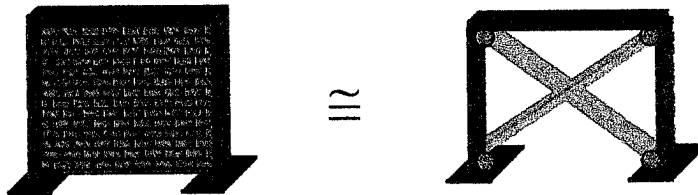


Figura 6.3. Equivalencia del muro.

#### 6.1.2.a- Desplazamientos.

Debido a que el sistema está formado por bielas, estas no transmiten momentos, por lo tanto, no tienen rotación en sus extremos, sólo desplazamientos.

Se tienen dos grados de libertad por nodo ( horizontal y vertical ) y cuatro nodos ( i, j, k, l ), esto implica ocho grados de libertad en total. Los desplazamientos quedan representados por una matriz de  $2n \times 1$ . La figura 6.4 ilustra lo antes mencionado.

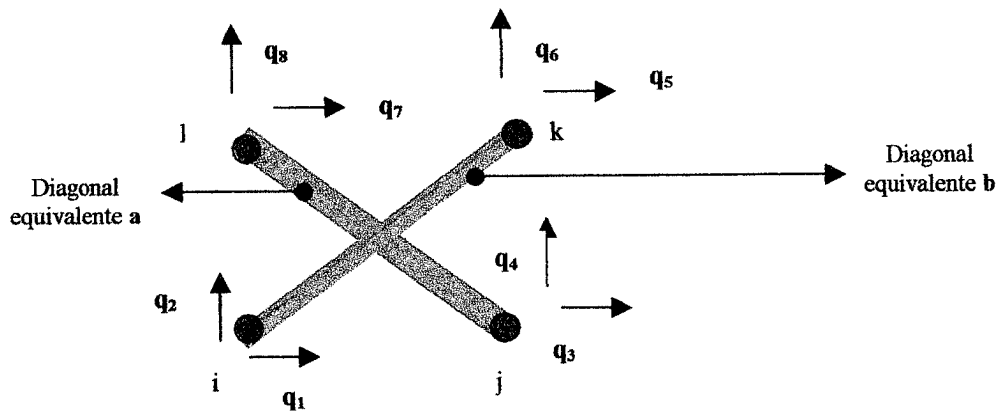


Figura 6.4. Desplazamientos.

$$\{q\}_{2n \times 1} = \begin{Bmatrix} q_i \\ q_j \\ q_k \\ q_l \end{Bmatrix} \quad \text{donde} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} q_i = \{q_1, q_2\} \\ q_j = \{q_3, q_4\} \\ q_k = \{q_5, q_6\} \\ q_l = \{q_7, q_8\} \end{cases} \quad (6.11)$$

El muro tiene ocho (8) grados de libertad, mientras que un elemento de un pórtico tiene seis (6). Estos desplazamientos representan la primera incógnita en el planteamiento del problema.

**6.1.2.b- Deformaciones.**

Las barras experimentan deformaciones axiales de acortamiento, considerando que trabajan sólo a compresión. Ver figura 6.5.

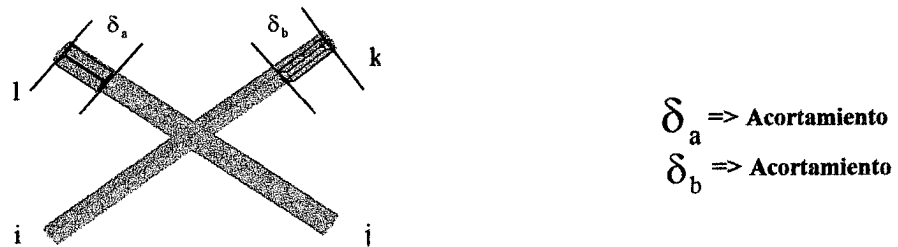


Figura 6.5. Deformaciones axiales de acortamiento.

Las deformaciones generalizadas para el muro se pueden representar por una matriz columna traspuesta :

$$\{\delta\}^t = \{\delta_a, \delta_b\} \tag{6.12}$$

Y en general :  $m\{\delta\}_{2 \times 1}$   
 $m =$  número de muros equivalentes del pórtico

Las deformaciones van a representar la segunda incógnita en el problema.

**6.1.2.c- Ecuaciones Cinemáticas.**

Relacionan los desplazamientos (q) y deformaciones generalizadas (δ).

Si se considera un desplazamiento horizontal  $q_1$  en el extremo i de la barra a, como se muestra en la figura 6.6, se tiene:

$$\begin{aligned} \delta_a &= -q_1 \cos \alpha \\ \delta_b &= 0 \end{aligned}$$

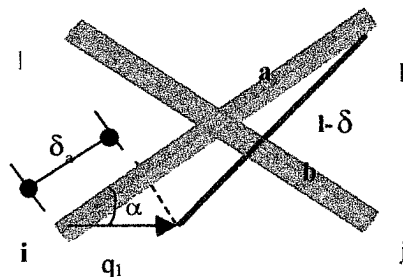
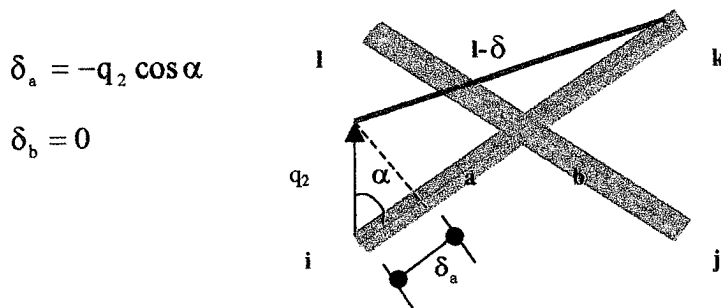


Figura 6.6. Desplazamiento horizontal en el extremo i.

Luego, se da un desplazamiento vertical  $q_2$  hacia arriba en el mismo punto, como se muestra en la figura 6.7 y se tiene:



$$\delta_a = -q_2 \cos \alpha$$

$$\delta_b = 0$$

Figura.6.7. Desplazamiento vertical en el extremo i.

Se realiza un proceso similar para la otra barra y así completar la matriz de transformación que relaciona desplazamientos y deformaciones:

Desplazamiento horizontal en j :

$$\delta_a = 0$$

$$\delta_b = q_3 \cos \alpha$$

Desplazamiento vertical en j :

$$\delta_a = 0$$

$$\delta_b = q_4 \text{sen} \alpha$$

Desplazamiento horizontal en k :

$$\delta_a = q_5 \cos \alpha$$

$$\delta_b = 0$$

Desplazamiento vertical en k :

$$\delta_a = q_6 \cos \alpha$$

$$\delta_b = 0$$

Desplazamiento horizontal en l :

$$\delta_a = 0$$

$$\delta_b = q_7 \text{sen} \alpha$$

Desplazamiento vertical en l :

$$\delta_a = 0$$

$$\delta_b = q_7 \text{sen} \alpha$$

La matriz de transformación es entonces :

$$\begin{bmatrix} \delta_a \\ \delta_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\cos \alpha & 0 & 0 & \cos \alpha & \text{sen} \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \alpha & -\text{sen} \alpha & 0 & 0 & -\cos \alpha & \text{sen} \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ q_6 \\ q_7 \\ q_8 \end{Bmatrix} \quad (6.13)$$

En forma equivalente se tiene :

$$\{\delta\} = [B]_m \{q_m\} \quad \text{o} \quad \{\delta\} = [B]_m \{U\} \quad (6.14)$$

**6.1.3-Estática de Pórticos planos con mampostería de relleno:** se caracterizan las fuerzas externas y las variables que definen la forma en que estas fuerzas, se reparten en los miembros que componen la estructura. La estática establece la relación entre fuerzas externas y esfuerzos generalizados. Para lograrlo, se emplea el principio de los trabajos virtuales.

**6.1.3.a-Esfuerzos Generalizados.**

Son los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones antes planteadas. En este caso, están asociados a fuerzas axiales, a las cuales van a estar sometidas las barras que conforman el muro equivalente, como lo muestra la figura 6.8.

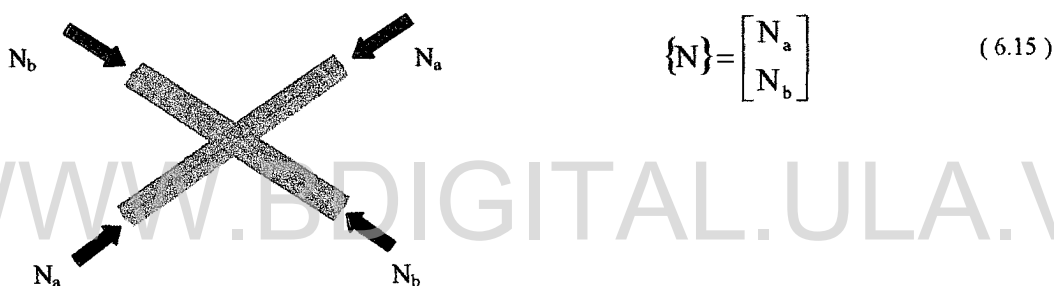


Figura 6.8. Fuerzas axiales en las barras.

**6.1.3.b-Ecuaciones de Equilibrio**

Relacionan las fuerzas externas y los esfuerzos generalizados con las fuerzas internas. Para encontrar estas ecuaciones de equilibrio, se parte del principio de los trabajos virtuales:

$$T_{int}^* = T_{ext}^* \quad \forall \{U^*\} \quad (6.16)$$

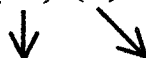
Trabajo virtual  
producido por las  
fuerzas internas

Trabajo virtual  
producido por las  
fuerzas externas

$\{U^*\}$  = Campo de desplazamientos virtuales.

Se supone que el trabajo producido por las fuerzas externas, es el mismo cuando se considera muro y cuando no se considera. La expresión que lo representa es la siguiente :

$$T_e^* = \{U^*\}^T \{P\} \quad (6.17)$$



Desplazamiento x fuerza externa

El trabajo interno, cuando se toma en cuenta el muro, es la suma del trabajo de los elementos del pórtico más el de los elementos de muros:

$$T_i^* = \underbrace{\sum_{i=1}^b \{\phi^*\}^T \{M\}}_{\text{vigas-col}} + \underbrace{\sum_{i=1}^m \{\delta^*\}^T \{N\}}_{\text{muros}} \quad (6.18)$$

Pórtico con relleno de muros

$\{M\}$  = Esfuerzos generalizados del pórtico

$\{\phi\}$  = Deformaciones generalizados del pórtico

$\{N\}$  = Esfuerzos generalizados del muro

$\{\delta\}$  = Deformaciones generalizados del muro

Una vez planteados todos los términos que intervienen para mantener el equilibrio estático de la estructura y sustituyéndolos en la ecuación 6.15, se tiene:

$$\underbrace{\sum_{i=1}^b \{\phi^*\}^T \{M\}}_{\text{Trabajo Interno}} + \underbrace{\sum_{i=1}^m \{\delta^*\}^T \{N\}}_{\text{Trabajo Externo}} = \{U^*\}^T \{P\} \quad \forall \{U^*\} \quad (6.19)$$

Incluyendo las matrices de transformación de las vigas y de los muros, queda :

$$\{U^*\}^T \sum_{i=1}^b [B_v]^T \{M\} + \{U^*\}^T \sum_{i=1}^m [B_m]^T \{N\} = \{U^*\}^T \{P\} \quad \forall \{U^*\} \quad (6.20)$$

↓

Matriz de transformación de las vigas

↓

Matriz de transformación del muro

Finalmente queda :

$$\sum_{i=1}^b [B_v]{}^T \{M\} + \sum_{i=1}^m [B_m]{}^T \{N\} = \{P\}_{3n \times 1} \quad (6.21)$$

Para completar las ecuaciones necesarias que resuelven el problema, faltaría agregar  $3b+2m$  ecuaciones. Estas ecuaciones faltantes las aportan las leyes de comportamiento de las vigas y de los muros.

### 6.1.3.c-Leyes de Comportamiento.

Las leyes de comportamiento relacionan la historia de deformación, hasta el instante  $t$  considerado, con el valor de los esfuerzos en ese instante.

### 6.1.4-Modelo de Comportamiento Elástico.

#### 6.1.4.a- Pórticos Planos Elásticos Lineales :

Se va a considerar un miembro de pórtico plano de sección constante, con ejes coordenados locales dispuestos como se indica. El eje  $X$  acompaña a la cuerda en su movimiento y el eje  $Y$  se mantiene perpendicular a  $X$ . El origen de los ejes siempre coincidirá con el nodo  $i$ , como lo muestra la figura 6.9.

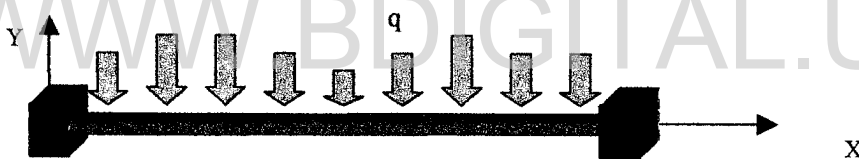


Figura 6.9. Miembro de pórtico plano.

Basado en la geometría dispuesta y según la teoría de Euler-Bernoulli, se puede plantear relaciones entre flecha, carga distribuida, desplazamiento axial y fuerza axial. Luego, manejando las expresiones disponibles se puede obtener la ley de comportamiento:

$$\{M\} = [S]\{\Phi\} + \{M^o\} \quad (6.22)$$

↑  
Esfuerzos generalizados iniciales

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{l} & \frac{2EI}{l} & 0 \\ \frac{2EI}{l} & \frac{4EI}{l} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{AE}{l} \end{bmatrix} \rightarrow \text{Matriz de rigidez} \quad (6.23)$$

Licencia Creative Commons:

Donde E es el módulo de elasticidad, A es el área de la sección transversal y l es la longitud del elemento

#### 6.1.4.b- Pórticos planos elásticos con mampostería de relleno :

Los esfuerzos generalizados del muro se pueden expresar como una relación directa de la rigidez por las deformaciones :

$$\{N\} = [S_m] \langle \delta \rangle \quad (6.24)$$

$$[S_m] = \begin{bmatrix} S_a & 0 \\ 0 & S_b \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Matriz de rigidez del muro} \\ \text{m ecuaciones de comportamiento} \end{array} \quad (6.25)$$

Donde el paréntesis angular indica que sólo se toma el valor negativo de lo que encierra, representando así, que las barras equivalentes sólo pueden generar compresiones.

Donde:

$$S_a \text{ ó } S_b = \frac{A_m E_m}{L_m} \quad (6.26)$$

$E_m$  = Módulo de elasticidad del muro

$L_m = d_m$  = Longitud de la diagonal del muro

$A_m = \omega \times t$  = Área del puntal diagonal

$\omega = 0.25d_m$  = Ancho del puntal equivalente

$t$  = Espesor del muro

#### 6.1.5.-Modelo de comportamiento Elástoplástico :

Para ciertos niveles de sobrecarga en la estructura, puede ocurrir que el material presente deformaciones generalizadas permanentes, que en muchos casos resultan significativas. En estos casos se hace necesario considerar el proceso de plastificación aplicando los principios del modelo elástoplástico y así proporcionar una mejor aproximación con la situación real.

#### Ley de comportamiento para viga-columna elástoplástica perfecta :

Como ya se ha mencionado, la ley de comportamiento de un miembro de pórticos planos, relaciona los esfuerzos generalizados  $\{M\}$  con la historia de deformaciones generalizadas  $\{\Phi\}$ .

Para obtener la ley de comportamiento se parte de la hipótesis llamada “de plasticidad concentrada”, la cual supone que un miembro de un pórtico plano está compuesto por una viga-columna elástica (lineal o no) y dos rótulas (i y j) plásticas en los extremos, como se muestra en la figura 6.10.

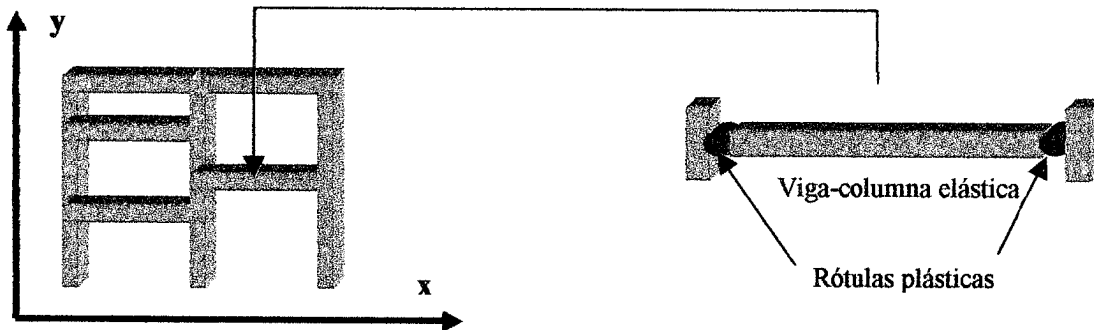


Figura 6.10. Elemento de pórtico plano.

Luego se introduce una nueva variable interna que es la matriz de deformaciones plásticas generalizadas, la cual contiene las rotaciones plásticas de las dos rótulas, medidas con respecto a la cuerda deformada.

$$\{\Phi^P\} = (\phi_i^P, \phi_j^P, 0) \quad (6.27)$$

Estas deformaciones generalizadas totales del miembro  $\{\Phi\}$ , pueden descomponerse en deformaciones de la viga-columna elástica  $\{\Phi^{ve}\}$  y deformaciones de las rótulas plásticas  $\{\Phi^P\}$ :

$$\{\Phi\} = \{\Phi^{ve}\} + \{\Phi^P\} \quad (6.28)$$

Las deformaciones de la viga-columna se relacionan con los esfuerzos generalizados mediante las leyes de comportamiento desarrolladas para el caso elástico. Sustituyendo estas ecuaciones en la expresión anterior, se obtiene la ley de estado de un miembro elastoplástico:

$$\{M\} = [S]\{\Phi - \Phi^P\} + \{M_o\} \quad (6.29)$$

Donde  $[S]$  es la matriz de rigidez de la viga-columna elástica y  $\{M_o\}$  son los esfuerzos generalizados iniciales.

Las leyes de evolución de las deformaciones generalizadas plásticas se obtiene mediante dos funciones de fluencia, una para cada rótula plástica:

Licencia Creative Commons:

$$f_i(m_i) = |m_i| - m_y \qquad f_j(m_j) = |m_j| - m_y \qquad (6.30)$$

La ley de evolución de las deformaciones plásticas generalizadas del miembro es entonces :

$$\begin{cases} d\phi_i = 0 & \text{si } f_i < 0 & \text{ó} & df_i < 0 \\ d\phi_i \neq 0 & \text{si } f_i = 0 & \text{y} & df_i = 0 \end{cases} \qquad (6.31)$$

$$\begin{cases} d\phi_j = 0 & \text{si } f_j < 0 & \text{ó} & df_j < 0 \\ d\phi_j \neq 0 & \text{si } f_j = 0 & \text{y} & df_j = 0 \end{cases}$$

La ley de estado y la ley de evolución constituyen la ley de comportamiento.

**Ley de comportamiento para un muro equivalente elastoplástico perfecto :**

La ley de comportamiento queda definida por el conjunto compuesto por la ley de estado y la ley de evolución de las deformaciones plásticas.

**Ley de estado para un muro equivalente.**

Para el caso de muros equivalentes, la ley de estado se escribe en forma general :

$$\{N\} = [S_m] \langle \delta - \delta_p \rangle_- \qquad (6.32)$$

donde  $\{\delta_p\}$  son las deformaciones plásticas generalizadas de cada miembro.

La ley de estado introduce dos nuevas variables internas que son la deformación plástica para cada diagonal. Por lo tanto es necesario introducir una nueva ecuación adicional que permita calcular las nuevas incógnitas. Esta ecuación adicional se denomina ley de evolución de las deformaciones plásticas.

**Ley de evolución de las deformaciones plásticas para muros equivalentes.**

La ley de evolución para muros equivalentes se expresa mediante el concepto de función de fluencia, así una función de fluencia para cada barra:

$$\begin{aligned} f_a &= |N_a| - N_y \\ f_b &= |N_b| - N_y \end{aligned} \qquad (6.33)$$

$N_y$  = Fuerza axial de fluencia.

### 6.1.6.- Modelo de comportamiento del muro utilizando Teoría del Daño :

Cuando los materiales están sujetos a cargas sufren cambios en sus características físicas y degradación de la resistencia. El daño es uno de los fenómenos que experimenta el material, hasta romperse. La teoría del daño es el estudio a través del cual se le hace el seguimiento a este deterioro progresivo del material.

Trabajos como los desarrollados por L. M. Kachanov [ 14 ] y J. Lemaitre [ 18 ], toman en cuenta este efecto para el planteamiento de modelos de comportamiento en sus estudios.

#### 6.1.6.a- Nociones fundamentales de la Teoría del Daño :

La mecánica del daño está basada en el concepto de una variable que representa el daño. Si se considera un elemento de volumen representativo en un continuo, como lo muestra la figura 6.11, donde A es el área de intersección de un plano con el elemento de volumen representativo y Ad es el área de microdefectos en esa cara. Entonces el daño  $D_{\vec{n}}$ , en el elemento de volumen y en la dirección definida por la normal al área A, puede ser representado como :

$$D_{\vec{n}} = \frac{A_d}{A}$$

Donde A-Ad es el área efectiva.



Figura 6.11. Elemento de volumen representativo.

Debido a la forma que tiene la definición de la variable del daño  $D_{\vec{n}}$ , ésta puede tomar valores entre 0 ( no hay daño ) y 1 ( daño total ).

La hipótesis de daño isotrópico consiste en asumir que  $D_{\vec{n}}$  es aproximadamente el mismo en cualquier dirección  $\vec{n}$ . De manera tal que el estado de daño puede ser representado por un escalar:

$$D_{\vec{n}} \cong D \quad \forall \quad \vec{n}$$

El acoplamiento entre la elasticidad y el daño se logra con la introducción del concepto de esfuerzo efectivo y la hipótesis de equivalencia en deformaciones. F es la fuerza normal resistida por el área A del elemento de volumen. El esfuerzo de Cauchy es definido como :

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (6.34)$$

El esfuerzo efectivo  $\bar{\sigma}$  es definido de manera similar, con la diferencia que el área efectiva  $A - A_d$  es utilizada en lugar del área total  $A$  :

$$\bar{\sigma} = \frac{F}{A - A_d} = \frac{\sigma}{1 - D} \quad (6.35)$$

La hipótesis de equivalencia en deformaciones plantea que el comportamiento del material dañado puede ser descrito por las mismas leyes del material intacto, si el esfuerzo de Cauchy es sustituido por el esfuerzo efectivo. Así, el comportamiento elástico de un material dañado está dado por :

$$\bar{\sigma} = E(\varepsilon - \varepsilon^p) \quad ; \quad \sigma = (1 - D)E(\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (6.36)$$

La función de fluencia de un material dañado con endurecimiento cinemático lineal, puede ser obtenida de la misma forma y está dada por :

$$f = \left| \bar{\sigma} - c\varepsilon^p \right| - \sigma_y \quad ; \quad f = \left| \frac{\sigma}{1 - D} - c\varepsilon^p - \sigma_y \right| \quad (6.37)$$

Donde  $c$  y  $\sigma_y$  son parámetros del material.

#### 6.1.6.b- Modelo de Muro Equivalente:

##### Ley de Estado.

Tomando en consideración los conceptos desarrollados anteriormente para el muro equivalente, la ley de estado se puede escribir relacionando los esfuerzos generalizados que ocurren en cada barra con sus correspondientes deformaciones generalizadas, a través de la matriz de rigidez y afectada por el daño. Partiendo del esfuerzo efectivo: ( referir el número de la ecuación )

$$A \times \sigma = (1 - D)E(\varepsilon - \varepsilon^p)A \quad (6.38)$$

Si luego se multiplica y divide por la longitud, se tiene:

$$N = (1 - D)\frac{EA}{L}(\varepsilon L - \varepsilon^p L) \quad (6.39)$$

Así se obtiene:

$$N = (1 - D)S(\delta - \delta^p) \quad (6.40)$$

Licencia Creative Commons:

Donde D representa ahora el daño de la barra equivalente. Luego para cada barra equivalente se tiene la ley de estado, considerando la hipótesis de producirse sólo compresiones en cada una de ellas :

$$N_a = (1 - D_a) S \langle \delta_a - \delta_a^p \rangle_- \quad (6.41)$$

### Ley de Evolución de las Deformaciones Plásticas.

Para considerar el daño en la función de fluencia, se usa la hipótesis de equivalencia en deformaciones, en donde el comportamiento de un material dañado es igual al de un material intacto si se sustituyen los esfuerzos por los esfuerzos efectivos, lo que se traduce en dividir por (1-D). Además, si se transforman los esfuerzos en fuerzas multiplicando por el área y las deformaciones unitarias en deformaciones totales multiplicando por la longitud total, se tiene :

$$f = \left| \frac{N_a}{1 - D_a} - c \delta_a^p - N_y \right| \quad (6.42)$$

$$\begin{cases} f = 0 & \text{si } \Delta \delta^p \neq 0 & \text{Plasticidad activa} \\ f < 0 & \text{si } \Delta \delta^p = 0 & \text{Plasticidad inactiva} \end{cases}$$

### Ley de Evolución del Daño para una envolvente parabólica.

La hipótesis para definir la ley de evolución del daño parabólica parte de ensayos experimentales (D. Arellano [ 3 ]), donde se obtuvo que la envolvente de las gráficas experimentales puede ser representada por una línea recta inicial que define la zona elástica y una parábola de segundo grado que define la zona plástica, como se muestra en la figura 6.12.

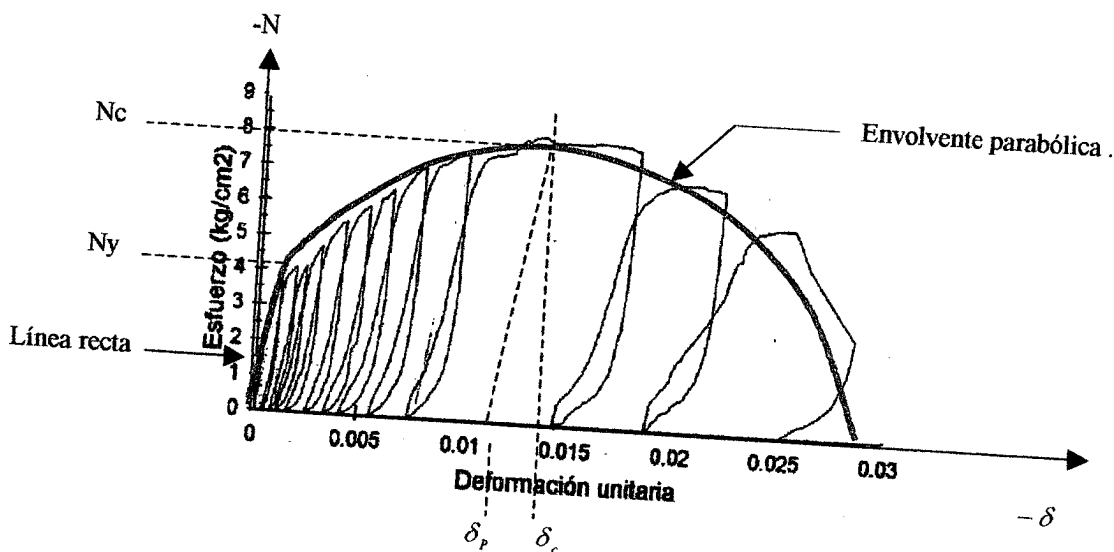


Figura 6.12 Gráfica experimental de la Ley de Evolución de las deformaciones plásticas.

Entonces, para obtener una expresión que reproduzca la envolvente parabólica, es necesario definir una ley de evolución del daño lineal, en donde las deformaciones plásticas acumuladas son proporcionales al daño.

$$\dot{D}_a = m \dot{p}_a \quad (6.43)$$

$$\dot{p}_a = \left| \dot{\delta}_a^p \right|$$

Donde  $\dot{p}_a$  es la deformación plástica acumulada en la diagonal a y m es una constante del material

Luego, combinando la ley de estado, la ley de evolución de las deformaciones permanentes y la ley de evolución del daño propuesta, se obtiene :

$$N_a = S \left[ m \delta_a^{p^2} - \delta_a^p (m \delta_a - I) + \delta_a \right] \quad (6.44)$$

donde:

$$\delta_a^p = \frac{S \delta_a + N_y}{c + S} \quad (6.45)$$

### Cálculo de las constantes del modelo.

Finalmente es necesario definir las constantes del modelo, es decir “m”, que es la constante del daño y “c” que es el coeficiente de endurecimiento cinemático. Un procedimiento para hacerlo consiste en calcular estas constantes en función de la fuerza axial de fluencia inelástica  $N_y$  de la barra equivalente, la fuerza última resistente  $N_c$  y su correspondiente deformación plástica  $\delta$ . Luego, las ecuaciones que se involucran para obtener un sistema de ecuaciones, que resulta en un sistema no lineal, son :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{para } N = N_c, \text{ se tiene } \frac{dN}{dD_c} = 0 \Rightarrow \frac{-c}{m} + \frac{2D_c}{m} + N_y = 0 \end{array} \right. \quad (6.46)$$

$$D_c = m \delta_c^p \quad (6.47)$$

$$\text{Si } f = 0 \Rightarrow \frac{N}{I - D_c} - c \delta_c^p - N_y = 0 \quad (6.48)$$

$$N_c = (I - D_c) S (\delta_c - \delta_c^p) \quad (6.49)$$

El sistema está compuesto por cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas, luego con un proceso iterativo se obtienen las constantes del modelo.

### Ley de Evolución del Daño para una envolvente con ablandamiento exponencial

Basado en la información encontrada en la literatura [ 15 ], se puede proponer un modelo que toma en cuenta una zona lineal, seguida de una zona constante, para luego presentar un ablandamiento en forma exponencial, como se observa en la figura 6.13. Aplicando un proceso similar, implementado en la ley de evolución del daño con forma parabólica, para la deducción de las ecuaciones, se obtiene:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_a = (1 - D_a) S \langle \delta_a - \delta_a^p \rangle \quad (6.50) \\ f = \left| \frac{N_a}{(1 - D_a)} \right| - N_y \quad (6.51) \\ dp_a = |d\delta_a^p| \quad (6.52) \\ D_a = 1 - e^{(-m(p_a - p_{cr}))} \quad (6.53) \end{array} \right.$$

Donde  $D_a = 1 - e^{(-m(p_a - p_{cr}))}$  es la ley de evolución del daño para el caso con ablandamiento exponencial. Es importante resaltar que para  $p_{cr} = 0$  se obtiene el mismo modelo de Bertero y Klingner [ 15 ].

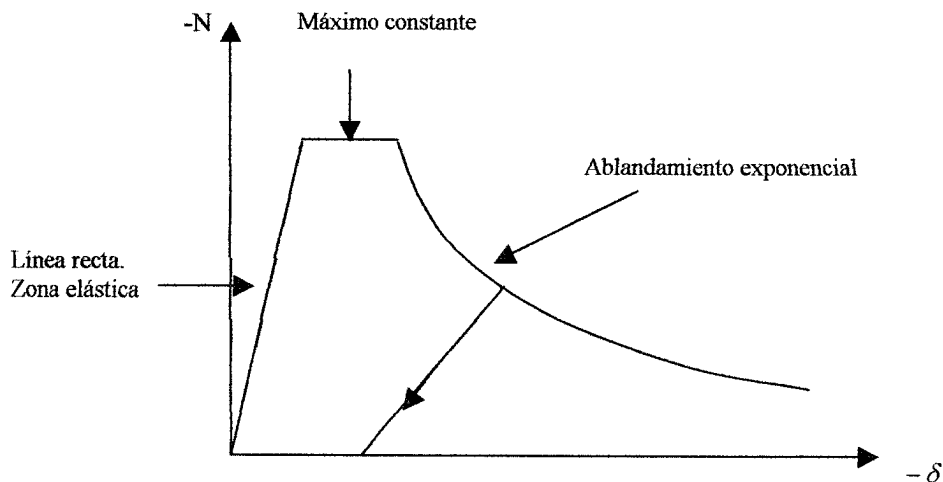


Figura 6.13. Modelo de Daño con envolvente exponencial de Bertero y Klingner [ 15 ]

### Ley de Evolución del Daño para una envolvente con ablandamiento lineal

Existe también otro modelo muy similar al de ablandamiento exponencial, con la diferencia de presentar ablandamiento en forma lineal [ 2,8 ], como se observa en la figura 6.14. Para ello es necesario disponer de una ley de evolución del daño lineal., luego las ecuaciones que se manejan son:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_a = (I - D_a) S \langle \delta_a - \delta_a^p \rangle_- \quad (6.54) \\ f = \left| \frac{N_a}{(I - D_a)} \right| - N_y \quad (6.55) \\ dp_a = |d\delta_a^p| \quad (6.56) \\ D_a = \frac{\langle p_a - p_{cr} \rangle}{p_{ult} - p_{cr}} \quad (6.57) \end{array} \right.$$

Donde  $D_a = \frac{\langle p_a - p_{cr} \rangle}{p_{ult} - p_{cr}}$  es la ley de evolución del daño para el caso con ablandamiento lineal.

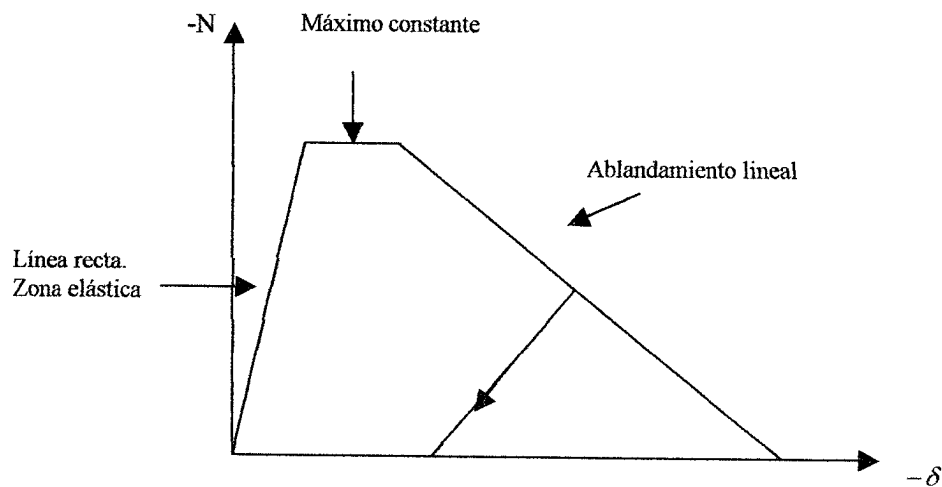
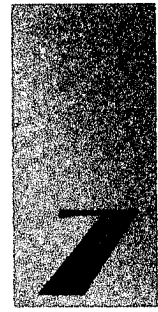


Figura 6.14. Modelo de envolvente lineal.



## **IMPLEMENTACIÓN NUMÉRICA EN ABAQUS Y SIMULACIONES**

---

La utilización de macro-modelos para simular numéricamente, representa una alternativa menos compleja y más rápida para la obtención de resultados. En éste trabajo se hace uso del elemento finito desarrollado por M.Puglisi [ 24 ], el cual consiste en dos bielas que representan la mampostería de relleno en los pórticos, detallado en el capítulo anterior.

La implementación numérica del elemento finito se ilustra con diagramas de flujo que muestran la secuencia de programación de la subrutina. Es un programa codificado en Fortran 77 llamado MURO, el cual trabaja conjuntamente con el programa comercial de elementos finitos ABAQUS [ 1 ].

### **7.1- Implementación numérica .**

#### **7.1.1- Resolución del problema global con ABAQUS :**

A través, de un elemento finito creado por medio de una subrutina, llamado elemento de usuario UEL, ABAQUS ensambla las soluciones locales para obtener la solución global.

ABAQUS al llamar a UEL, le suministra las variables de los nodos del elemento en el paso actual del análisis, como desplazamientos, velocidades y aceleraciones. El intercambio de datos depende del tipo de elemento y de su contribución en la estructura como el vector residual y el jacobiano local en coordenadas globales. Esto con la finalidad de que ABAQUS determine los nuevos desplazamientos de los nodos para el siguiente paso. El siguiente flujo grama general ilustra lo expuesto :

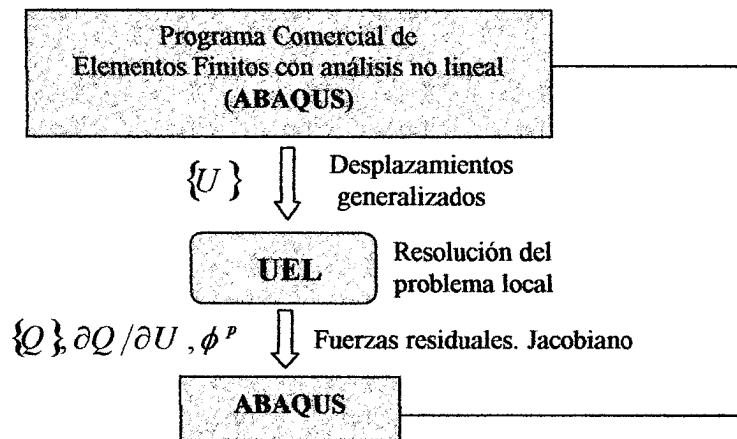


Figura 7.1 Flujoograma general.

Para llevar a cabo el intercambio de datos, existe una subrutina llamada TRADUCCIÓN ABAQUS-MURO, que interpreta las variables de ABAQUS para que MURO las pueda leer y otra llamada TRADUCCIÓN MURO-ABAQUS que realiza el proceso inverso. Ver figura 7.2 :

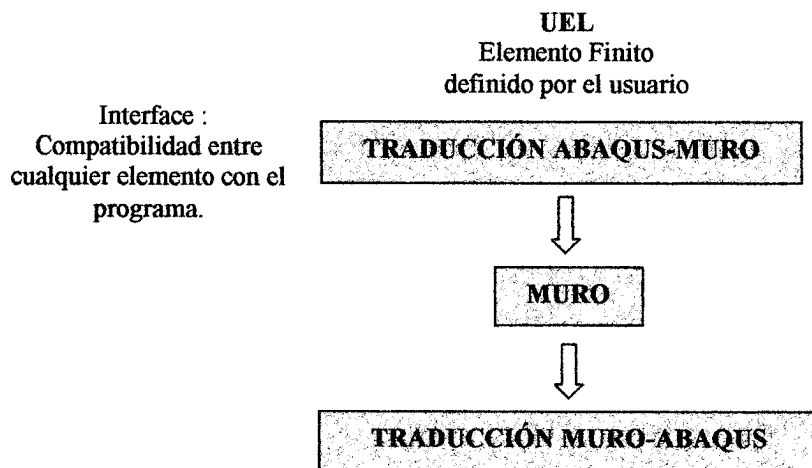


Figura 7.2 Flujoograma del programa de interface UEL.

### 7.1.2- Resolución del problema local por MURO :

El programa MURO consta de cuatro subrutinas :

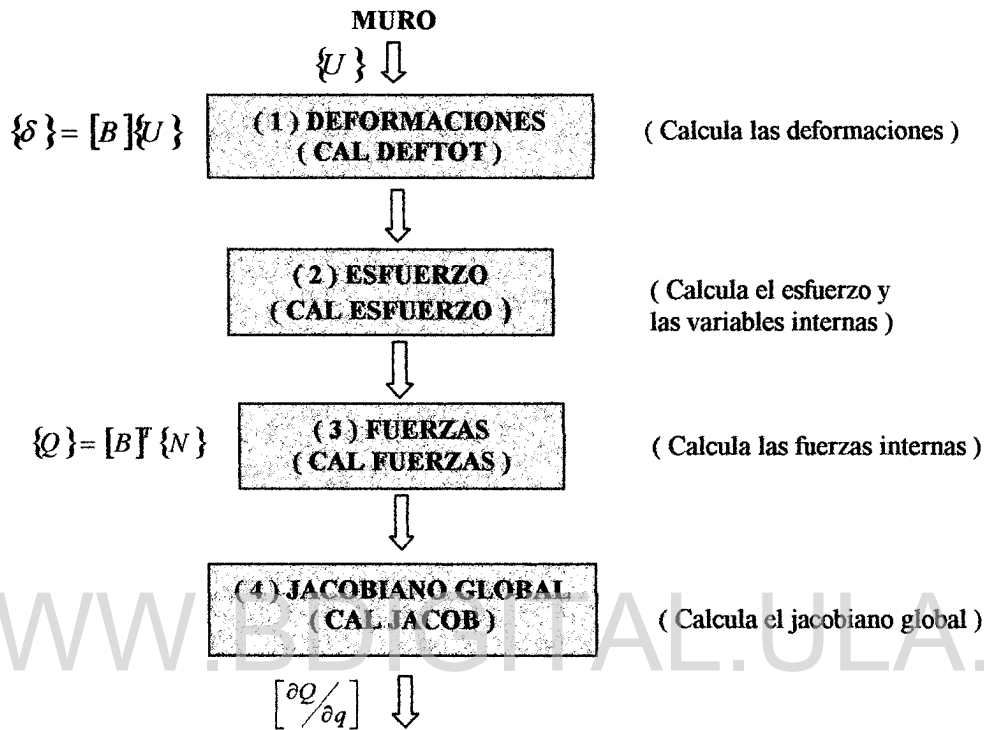


Figura 7.3 Flujograma general del MURO.

### 7.1.3- Cálculo de las deformaciones totales en cada elemento :

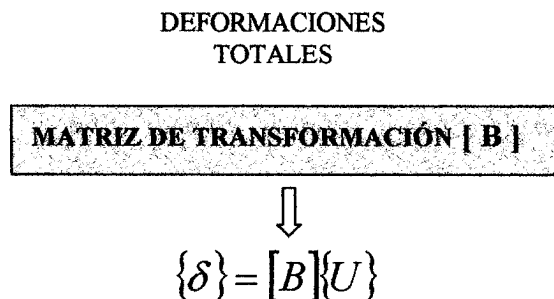


Figura 7.4 Flujograma de subrutina CAL DEFTOT.

### 7.1.4- Cálculo de los esfuerzos y variables internas :

Esto se logra resolviendo el sistema de ecuaciones que conforman la ley de comportamiento:

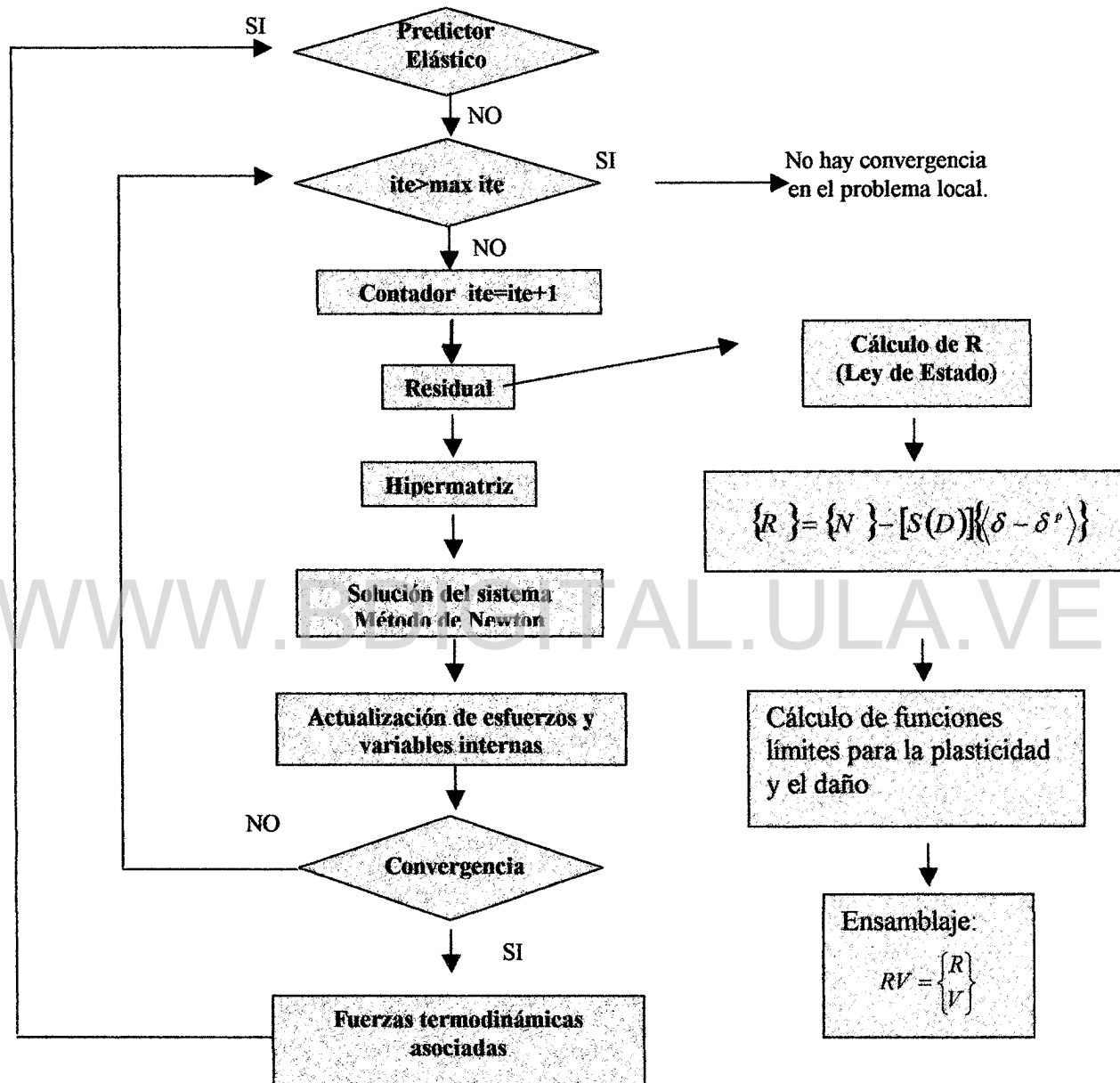


Figura 7.5 Flujoograma de subrutina CAL ESFUERZO.

En el proceso llamado **Residual** han quedado definidas previamente las variables internas que están activas.

**7.1.5- Cálculo de las fuerzas internas :**

Se obtienen resolviendo la ecuación de equilibrio del miembro, el flujograma de la figura 7.6 lo ilustra:

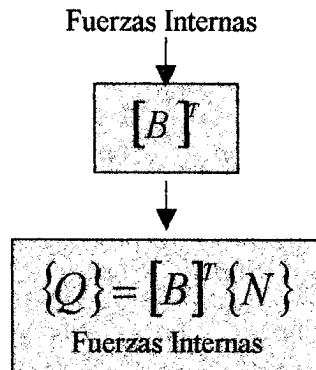


Figura 7.6 Flujograma de subrutina CAL FUERZAS.

**7.1.6- Cálculo del jacobiano local en coordenadas globales :**

Se parte del jacobiano local en coordenadas locales:

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

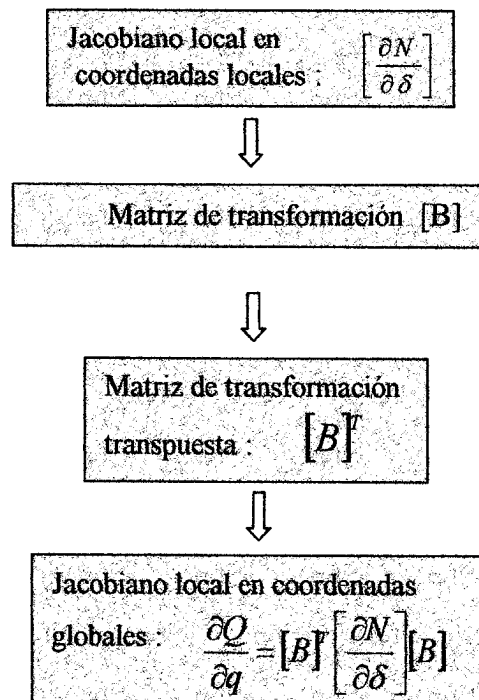


Figura 7.7 Flujograma de subrutina CAL JACOB.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

## 7.2- Simulación .

Se parte del pórtico sin mampostería modelado con elementos de pórtico, considerando que se lograron los mejores resultados, en comparación con los que se modelaron con elementos de viga, como lo muestra la figura 7.8.

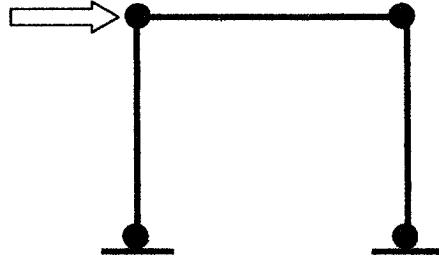


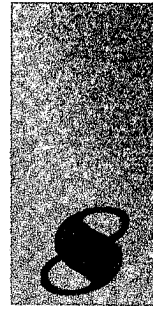
Figura 7.8. Pórtico modelado con elementos de pórtico.

A esto se le agrega la mampostería modelada con el elemento de usuario ya mencionado. Es importante mencionar que el modelo propuesto por Puglisi [ 24 ], toma en consideración el modelo de envolvente parabólica, de los tres mencionados en el capítulo anterior.

El elemento de usuario, que consiste en dos bielas que trabajan solo a compresión, permite la interacción requerida con el pórtico, es decir, queda representada la situación de separación de la biela correspondiente, con el pórtico. Las características para el material del pórtico se mantienen iguales y para definir las características del muro se incluyen:

✓ Fuerza última resistente ( $N^c$ )	=	5950 Kg.
✓ Fuerza axial de fluencia inelástica ( $N_y$ )	=	5500 Kg.
✓ Deformación plástica última ( $\delta_c^p$ )	=	1.2
✓ Rigidez de la diagonal equivalente ( $S$ )	=	27000 Kg/cm <sup>2</sup>

La rigidez y el límite de fluencia de la diagonal equivalente se tomaron de los trabajos de laboratorio realizados por Diana Arellano [ 3 ]. Con estos valores y resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones no lineales:



## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

---

En éste trabajo se llevaron a cabo tres objetivos:

- ❖ Se modelaron pórticos con mampostería de relleno utilizando las herramientas disponibles en el programa comercial de elementos finitos ABAQUS versión 6.2, a nivel de micro-modelo. Para la mampostería se utilizaron elementos planos considerándolos de arcilla y también de concreto. Para el pórtico se utilizaron elementos de viga con refuerzo metálico y elementos de pórtico sin refuerzo metálico. Al modelo se le aplicaron cargas monotónicas.
- ❖ Se modelan pórticos con mampostería de relleno utilizando la herramienta de macro-modelado propuesta por M.Puglisi, que consiste en representar la mampostería con dos bielas colocadas en forma diagonal, considerando el daño. Para modelar el pórtico en esta ocasión también se utilizaron los elementos de pórtico sin refuerzo metálico. En éste caso también se aplican cargas monotónicas.
- ❖ Se llevaron a cabo ensayos experimentales en laboratorio, de pórticos de concreto armado con y sin mampostería de relleno sujetos a cargas monotónicas. Se construyeron dos especímenes : un pórtico de concreto armado de un tramo y un vano a escala sin mampostería y otro con las mismas características que el primero pero con mampostería de relleno.

Respecto al modelado con los elementos finitos y el material concreto disponibles en ABAQUS, los resultados obtenidos fueron poco satisfactorios de la curva carga-deformación en comparación con los resultados experimentales, el ablandamiento por deformación no se logra, debido a problemas de convergencia.

Cuando se modela utilizando la herramienta propuesta por M. Puglisi para la mampostería y los elementos de pórtico de ABAQUS, donde se definen las características de los materiales usados, lo obtenido representa correctamente los resultados experimentales.

Esto demuestra, que la implementación de micro-modelos es bastante compleja, además del alto costo computacional que implica y sus resultados no muestran ventaja en comparación con los resultados obtenidos utilizando macro-modelos. Es por ello, que el micro-modelado tiende a ser poco conveniente, mientras que modelar a nivel macro, representa una hipótesis bastante sencilla y efectiva en la práctica de la ingeniería.

La consideración del daño en la herramienta propuesta por M. Puglisi para macro-modelado, representa una hipótesis innovadora y logra elevar el nivel de aproximación del modelo con la realidad. En éste modelo se utilizó la hipótesis de envolvente parabólica, sería interesante comparar resultados utilizando los otros modelos de envolventes, como los propuestos en la literatura.

Para seguir avanzando en la misma línea de investigación y aproximarse aún más a la realidad, es recomendable proseguir este estudio considerando cargas cíclicas, actualmente en estudio por M. Puglisi. También se puede estudiar la posibilidad de plantear una relación empírica entre el daño y la factibilidad de rehabilitación de la estructura, lo cual constituiría una herramienta útil para el diseño en función del desempeño.

# REFERENCIAS

---

1. ABAQUS, User's Manual, Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc. 2001.
2. ANDREAUS U, CERONE M., D'ASDIA P., and IANNOZZI F. "A Finite Element Model for the Analysis of Masonry Structures under Cyclic Actions", Proceeding of the Seventh International Brick and masonry Conference", Melbourne, Australia, February, Vol. 1, 1985, pp. 479-488.
3. ARELLANO, D. "Modelo de comportamiento de muros de mampostería a compresión uniaxial". Tesis de grado. Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad de Los Andes. Mérida. Venezuela. Mayo 1997.
4. CECCHI, A. Y SAB, K. "A multi-parameter homogenization study for modeling elastic masonry". European Journal of Mechanics A/Solids 21 ( 2002 ) 249-268
5. CHIOU, Y., TZENG, J. and LIOU Y. "Experimental and Analytical Study of Masonry Infilled Frames. Journal of Structural Engineering. October 1999. 1109-1117.
6. CHRYSOSTOMOU, C. "Effects of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two-Dimensional Steel Frames", Ph.D, Thesis, Cornell University, 1991.
7. CRISAFULLI, F., CARR A. and PARK R. "Analytical modeling of infilled frame structures. A general Review". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Vol. 33. No.1. March 2000.
8. DOUDOUMIS, I and MITSOPOULOU, E. "Non-linear Analysis of multistory infilled frames for unilateral contact conditions", Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 1986, Vol. 3, pp. 6.5/63-70.
9. FIORATO, A., SOZEN, M. and GAMBLE, W. "An Investigation of the Interaction of reinforced Frames with masonry Filler Walls", University of Illinois, Urbana, Illinois, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 370, November, 1970.
10. FLANAGAN, R., TENBUS, M. and BENNETT, R. "Numerical Modelling of Clay Tilt Infills". Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry, San Francisco, California, February, 1994, pp.1/63-68.
11. FLOREZ LOPEZ, J., "Plasticidad y Fractura en estructuras aporricadas", Monografías de Ingeniería Sísmica CIMNE IS-35 1999, Editor A.H.Barbat. Impreso en España.
12. HAO, H., MA, G. y LU, Y., "Damage asseement of masonry infilled RC frames subjected to blasting induced ground excitations". Engineering Structures 24 ( 2002 ) 799-809.

13. HOLMES, M. "Steel frames with brickwork and concrete infilling". Proc. Inst. of Civil Eng. London England. Part 2. Vol.19, 1961.
14. KACHANOV, L., " Continuum Model of Medium Whit Cracks ". J. Mech. Asce 1061 ( EM5 ). 1039 1051 ( 1980 ).
15. KLINGNER, R. Y BERTERO, V. "Infilled Frames in Earthquake-Resistant Construction, University of California, Berkeley, Report No.EERC 76-32, December, 1976.
16. KONIG, G. "The State of the Art in Earthquake Engineering Research". Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering, Edited by J. Donea and P. M. Jones.,1991, pp.2/1-22.
17. LAFUENTE, M. y GENATIOS, C. "Propuesta para el análisis de muros de mampostería confinada", Boletín Técnico del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Vol. 32, No.2, 1994, pp. 43-66.
18. LEMAITRE, J. "Aplication of Damage Concepts to Predict Creep-Fatigue Dailure. J. Engng., Matr Tech. July 1979.
19. LIAUW, T and KWUAN, K. "Nonlinear Behaviour of Non-Integral Infilled Frames". Computers & Structures, Vol. 18, No.3, 1984, pp. 551-560.
20. LOURENÇO, P., ROTS, J. y BLAAUWENDRAAD, J., "Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation". Journal of Estructural Engineering. Vol. 124. No. 6. June 1998
21. MAINSTONE, R. "On the Stiffnesses and Strengths of infilled frames", Proceeding of the Institution of Civil Engineers, 1971, Supplement IV, pp. 57-90.
22. PAULAY, T and PRIESTLEY, M. Seismic design of Reinforced Concrete and masonry Building, John Wiley & Sons inc., 1992 744p.
23. PUBAL, Z. Y BILL, Z. "Frame with fillers subjected to the action of horizontal loads". Praga 1972.
24. PUGLISI, M. " Análisis Elastoplástico de Estructuras Aporticadas Tomando en Cuenta el Efecto de la Mampostería". Universidad de Los Andes. Trabajo de Ascenso. Julio 2002.
25. PUGLISI, M. " Modelado del Comportamiento de la Mampostería Confinada Basado en la Teoría del Daño". Tesis Doctoral en preparación. Universidad de Los Andes.
26. REINHORN, A., MADAM, A, VALLES, R., REICHMANN, Y. And MANDER, J. "Modelling of Masonry Infill panels for Structural Analysis, National Centre for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-95-0018, Dec., 1995.
27. SAN BARTOLOMÉ, A. Colección del Ingeniero Civil, Libro No. 4, Colegio de Ingenieros del Perú, 1990, 115p.

28. SARMIENTO, F. "Modelado de muros heterogéneos usando técnicas de homogeneización". Tesis de Maestría. Universidad de Los Andes. Mérida, Venezuela.
29. SOROUSHIAN, P. OBASEKI, K and KI-BONG, CHOI. "Non-linear modeling and seismic analysis of masonry shear walls", Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 5, 1988, pp. 1106-1119.
30. STAFFORD SMITH, B. and CARTER, C. "A Method of Analysis for Infilled Frames". Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Vol. 44, 1969, pp. 31-48.
31. STAFFORD SMITH, B. "Behaviour of Square Infilled Frames". Proceeding of the American Society of Civil Engineering Journal of Structural Division, Vol. 92. No. ST1, 1966. pp. 381-403.
32. STAFFORD SMITH, B. "Lateral Stiffness of Infilled Frames", Proceeding of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division, Vol. 88, No. ST6, 1962, pp. 183-199.
33. SYRMAKESIS, C. and VRATSANOY, V. "Influence of Infill Walls to R:C: Frames Response". Proceeding of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, Vol.3, 1986, pp.6.5/47-53.
34. THIRUVENGADAM, V. "On the Natural Frequencies of Infilled Frames". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.13, 1985, pp.401-419.
35. ZARNIC, R. and TOMAZEVIC, M. "The Behaviour of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Cyclic Lateral Loading". Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, Vol.VI, 1984, pp.863-870.