

## NUEVA TEORIA DE FALLA PARA MAMPOSTERIA

**Gonzalo S. Torrisi<sup>a</sup>, Francisco J. Crisafulli<sup>b</sup>**

<sup>a</sup>*Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo. Centro Universitario, Mendoza, Argentina,  
[gtorrisi@fing.uncu.edu.ar](mailto:gtorrisi@fing.uncu.edu.ar)*

<sup>b</sup>*Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo. Centro Universitario, Mendoza, Argentina,  
[jcrisa@uncu.edu.ar](mailto:jcrisa@uncu.edu.ar)*

**Keywords:** Modelo no lineal, interacción corte-flexión.

**Abstract.** La falla de los paneles de mampostería puede ser atribuida a tres modos simples, deslizamiento de las juntas de mortero, tracción en los mampuestos y compresión en la mampostería. Hasta el momento, las teorías de falla existentes para evaluar la resistencia a corte de la mampostería se desarrollan a partir de diversas simplificaciones, como por ejemplo, la no consideración de las juntas de mortero vertical y las tensiones normales laterales en los mampuestos. Se presenta en este trabajo una nueva teoría de falla que considera el efecto de todas las juntas de mortero y las tensiones que se presentan en los mampuestos. Además, la teoría propuesta se puede expresar en el espacio de tensiones principales con el objeto de implementar un macromodelos para mampostería encadenada y poder considerar la anisotropía propia de los paneles de mampostería.

## 1 INTRODUCCION

Para realizar el análisis de estructuras de mampostería encadenada y de pórticos rellenos con paneles de mampostería es necesario conocer sus modos de falla para así poder realizar una correcta modelación de estos elementos. Mann y Muller (Mann y Muller, 1982), Dhanasekar et al (Dhanasekar et al, 1985), Dialer (Dialer, 1991), Andreaus (Andreaus, 1996), Crisafulli (Crisafulli, 1997), han propuesto distintas teorías de falla para paneles de mampostería. Algunas de estas teorías son más complejas que otras y su aplicación en programas de elementos finitos no siempre es simple de hacer. Sin embargo, todas ellas coinciden en que existen tres tipos principales de fallas de los paneles de mampostería, siendo ellos: (i) Deslizamiento de las juntas de mortero, (ii) Tensión diagonal en los mampuestos y (iii) Compresión de la mampostería.

La primera de estas teorías (Mann y Muller, 1982) fue desarrollada realizando algunas simplificaciones en cuanto al comportamiento de la mampostería. La primera de ellas es suponer que las juntas verticales de mortero no colaboran en la resistencia del panel. Esta simplificación esta basada en el hecho de que estas juntas verticales en general no se llenan bien al momento de realizar el panel y además, debido al efecto de retracción del mortero no existe un contacto total entre la junta y el mampuesto. Posteriormente Dialer (Dialer, 1991), modifico esta teoría considerando la colaboración total de las juntas de mortero. Es así que al momento de predecir la resistencia del panel considera que la resistencia total de las juntas verticales. También considera la relación entre las tensiones horizontales y verticales que se producen en el mampuesto. En 1985, Dhanasekar y otros (Dhanasekar et al, 1985) proponen una superficie de falla para mampostería que tiene en cuenta la inclinación de las juntas horizontales respecto a las acciones externas. Si bien esta teoría es bastante completa, su aplicación práctica es muy compleja ya que necesita el uso de un programa de elementos finitos para poder programar la superficie de falla y todas sus constantes. Posteriormente, en 1996, Andreaus propone una nueva teoría de falla dentro de ciertos límites de aplicación, por ejemplo, pequeños paneles y juntas de mortero homogéneas, además hace una larga separación entre los distintos tipos de fisuración del panel, colocando así criterios de falla intermedios. Esta teoría presenta, en principio, resultados muy buenos respecto a los ensayos realizados, sin embargo su aplicación práctica es realizada en programas de elementos finitos con lo cual su uso practico queda un poco relegado. A su vez, Crisafulli, en 1997, propone una modificación a la teoría de falla existente, desarrollada por Mann y Müller, teniendo en cuenta la real distribución de tensiones sobre el mampuesto y no la distribución constante que fue considerada en un principio. Sin embargo, esta teoría tampoco tiene en cuenta la colaboración de las juntas verticales de mortero. Además existen teorías desarrolladas en base a teoría de mezclas y espacios ficticios de tensiones (Luccioni et al, 1994, Martin et al, 1997) y otros, más complejos, donde se consideran condiciones de contacto entre los mampuestos y el mortero (Lofti and Shing, 1994, Mehrabi et al, 1994, Laurenco, 1996, Stavridis and Shing, 2008 y Stavridis and Shing, 2010), sin embargo la implementación de estos modelos es bastante compleja.

En este trabajo se presenta una teoría de falla, que teniendo como base los tres modos de falla antes indicados, es de simple aplicación práctica y posee la ventaja de poder considerar en forma parcial o total, o directamente no considerar, la contribución de las juntas verticales de mortero en la resistencia a corte de la mampostería, además, considera el estado real de tensiones tanto en los mampuestos como en las juntas de mortero, obtenidos de un análisis paramétrico con modelos de elementos finitos realizados en Abaqus (Hibitt et al, 2006). También se presenta la teoría en un estado de tensiones principales con el objeto de poder ser usada en macromodelos para predecir la respuesta de las estructuras de mampostería

encadenada y de los pórticos rellenos con mampostería.

## 2 PROPUESTA DE TEORIA DE FALLA

En esta sección se presenta la deducción de la nueva teoría de falla para mampostería y posteriormente se ajustarán los parámetros de la misma basados en consideraciones racionales y en resultados obtenidos de los modelos de elementos finitos.

### 2.1 Estado tensional sobre el panel

En las estructuras de mampostería encadenada y en los pórticos rellenos con mampostería, el panel esta sujeto a un estado de tensiones diagonales, las cuales inducen en el panel tensiones normales y de corte que producen su falla. Es por ello que para realizar el estudio de los modos de falla de la mampostería se plantea un panel sujeto a un estado de corte puro y de tensiones verticales y se analiza el estado tensional de sus componentes. Debido a que el análisis que se realiza es elástico, es posible separar las acciones y hacer una superposición de efectos, con lo cual al estado de corte puro analizado se le agrega el estado tensional producido por las tensiones normales. La figura 1, muestra un panel de mampostería sometido a un estado de corte puro y en él se señala un mampuesto genérico a ser analizado.

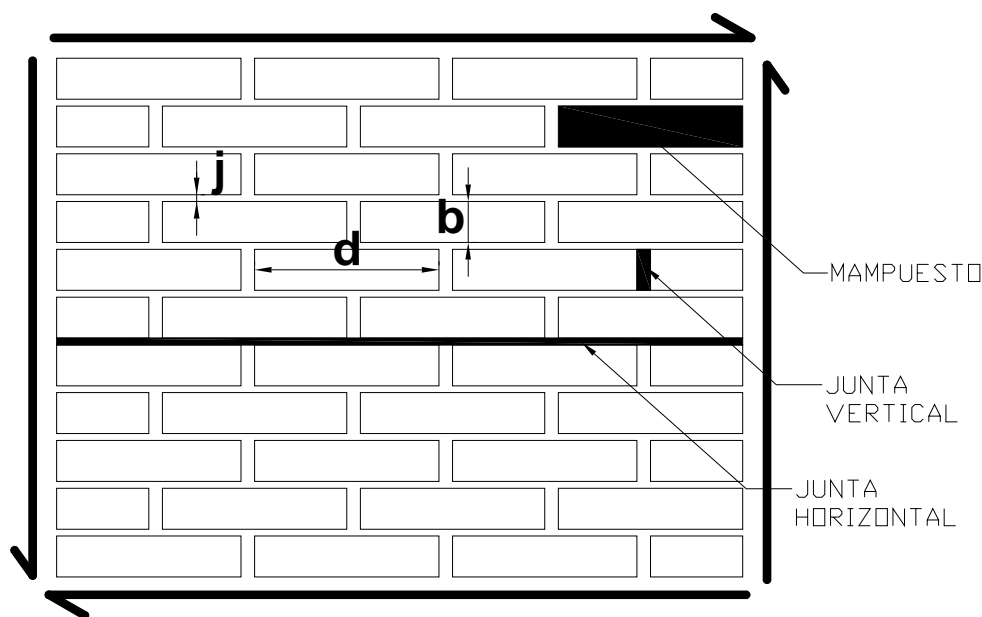


Figura 1: Panel de mampostería sometido a corte puro.

Las variables consideradas para llevar a cabo el estudio paramétrico son las siguientes:

- Relación entre el módulo de elasticidad del ladrillo  $E_b$  respecto al de la junta horizontal  $E_h$ ,  $E_b/E_h$ , con valores de 2.00, 5.00.
- Relación entre el módulo de elasticidad de la junta vertical  $E_v$ , respecto al de la junta horizontal  $E_h$ ,  $E_v/E_h$ , con valores de 1.00, 0.50, 0.25 y 0.00.
- Espesor de la junta horizontal,  $j$ , con valores de 1.00, 1.50 y 2.00 cm.
- Relación de aspecto del mampuesto  $d/b$ , con valores de 3.71 y 2.00,

correspondientes a relaciones 26/7 y 20/10 respectivamente.

En las figuras 2 y 3 se pueden observar las deformadas obtenidas de los modelos de elementos finitos correspondientes a  $\frac{1}{4}$  del panel total, considerado así por cuestiones de simetría de modelo y antisimetría de cargas. Para lograr esta simetría se supone que el borde derecho puede desplazarse horizontalmente pero no verticalmente, sin embargo el borde inferior se puede desplazar verticalmente pero no en dirección horizontal. Además, el nodo ubicado en la parte inferior derecha se supone indesplazable en ambas direcciones. En la primera de estas figuras, se presenta la deformada para el caso en que se consideran las juntas verticales y en la segunda de ellas, se muestra la deformada para el caso en que no se modelaron las juntas verticales. Cabe aclarar que la escala de deformación es la misma en ambas figuras. Por cuestiones de una mejor apreciación del modelo, se ha omitido el mostrar en la deformada los elementos correspondientes a las juntas horizontales y verticales en la figura 2 y las juntas horizontales en la figura 3.

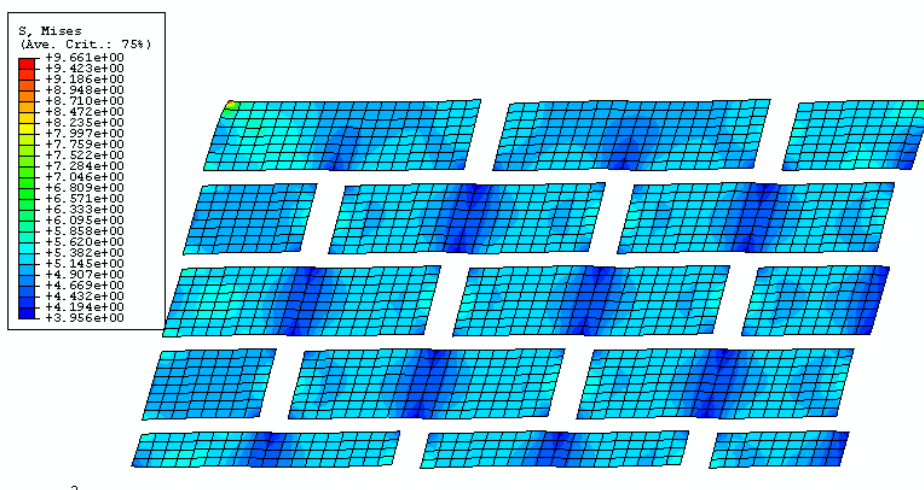


Figura 2: Deformada para el caso de la consideración de las juntas verticales.

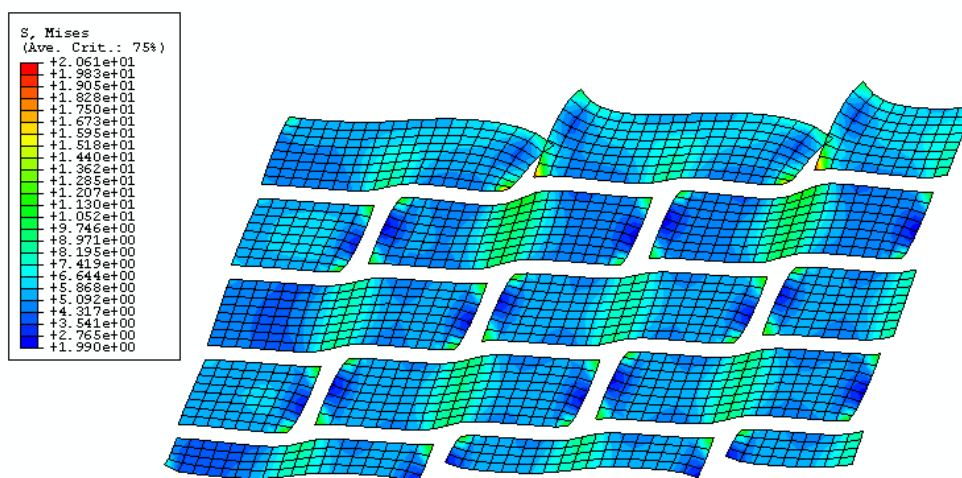


Figura 3: Deformada para el caso de la no consideración de las juntas verticales.

De los análisis realizados con modelos de elementos finitos, podemos encontrar la

distribución de las tensiones normales verticales ( $f_n$ ), tensiones normales horizontales ( $f_p$ ) y tensiones de corte ( $\tau$ ) actuando sobre el mampuesto y sobre las juntas. A modo de ejemplo, la figura 4, 5 y 6 muestran la distribución de las tensiones de corte, verticales y laterales sobre el mampuesto respectivamente, para uno de los casos analizados.

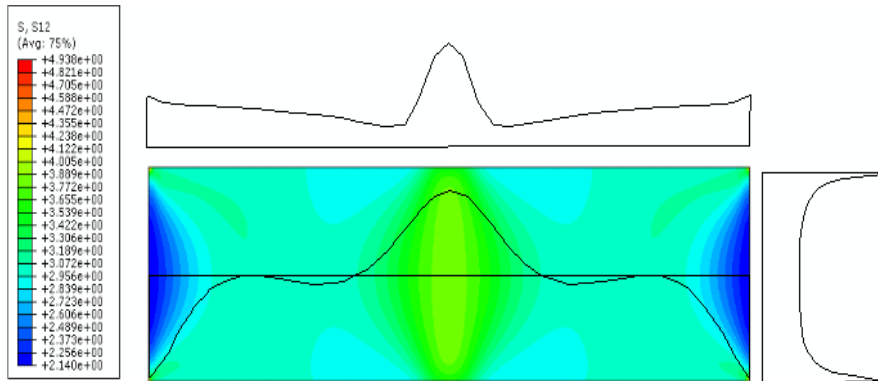


Figura 4: distribución de tensiones de corte actuando sobre el mampuesto.

Las tensiones de corte  $\tau$  (denominadas  $S_{12}$  en Abaqus), graficadas en la figura 4, presentan a lo largo del ladrillo una gran variación con su máximo en el centro del mismo, sin embargo, a los efectos del análisis se pueden considerar uniformes. Lo mismo ocurre en el borde donde la distribución es constante excepto por las concentraciones de tensiones en los vértices propias de la discretización de elementos finitos.

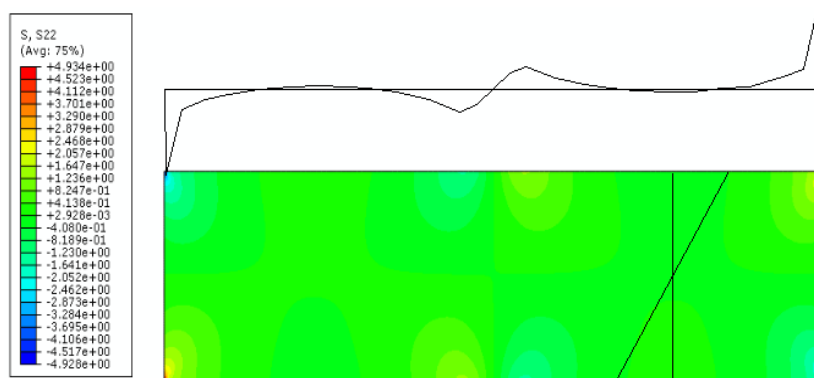


Figura 5: distribución de tensiones verticales actuando sobre el mampuesto.

Las tensiones normales verticales  $f_n$  (denominadas  $S_{22}$  en Abaqus) como se puede apreciar en la figura 5, tienen en la parte superior una variación muy grande, sin considerar los bordes y su concentración de tensiones. Sin embargo para poder considerar estas tensiones en los análisis posteriores se las ha transformado en una distribución bilineal que produce el mismo momento global sobre el ladrillo. Las tensiones  $S_{22}$  en el cuarto del ladrillo nuevamente presentan una variación lineal en altura.

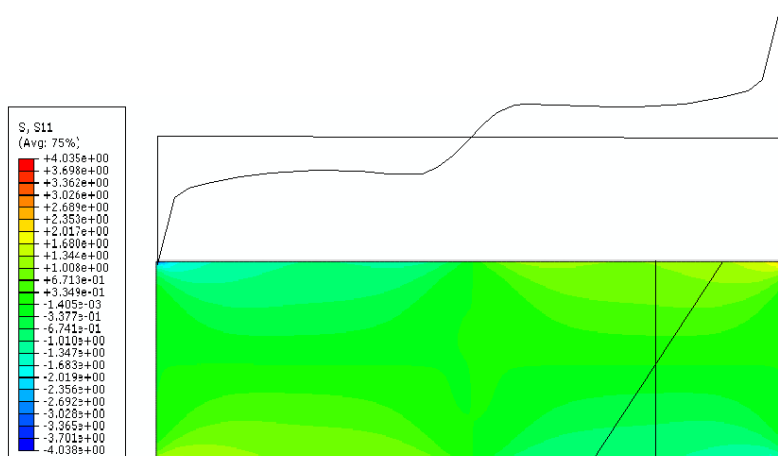


Figura 6: distribución de tensiones laterales actuando sobre el mampuesto.

Las tensiones normales horizontales  $f_p$  (denominadas  $S_{11}$  en Abaqus) se analizaron en 3 zonas del ladrillo, la cara superior, la cara lateral y a un cuarto de la longitud. La parte media del ladrillo no se analizó ya que ahí las tensiones son nulas por efecto de la simetría.

Se puede ver que la distribución de tensiones  $S_{11}$  en la parte superior del ladrillo es casi uniforme y se puede considerar como rectángulos con distintos signos en cada mitad, sin embargo la distribución de tensiones en la altura del ladrillo sigue una ley casi lineal con sus máximos en los bordes. En el borde las tensiones son nulas excepto por algunas concentraciones de tensiones en los vértices, propio de la discretización. Hay que aclarar que las tensiones  $S_{11}$  en la cara superior del ladrillo no van a ser consideradas en la resistencia de la mampostería por no tener un efecto claro en la misma.

En la figura 7 se muestra el estado tensional en el mampuesto de ancho  $d$  y alto  $b$ , que se considera para desarrollar la teoría. Sobre la cara superior actúan tensiones  $\tau$  transmitidas por las juntas horizontales las cuáles se consideran que son efectivas en su totalidad. En las caras laterales, las tensiones actuantes son proporcionales a la colaboración de la junta vertical, cuantificado mediante un factor  $\alpha$ . Estas tensiones generan un giro y un desequilibrio en el mampuesto, el cual debe ser equilibrado por las tensiones  $\Delta f_n$  sobre las juntas horizontales y  $\Delta f_p$ , proporcionales a la colaboración de las juntas verticales.

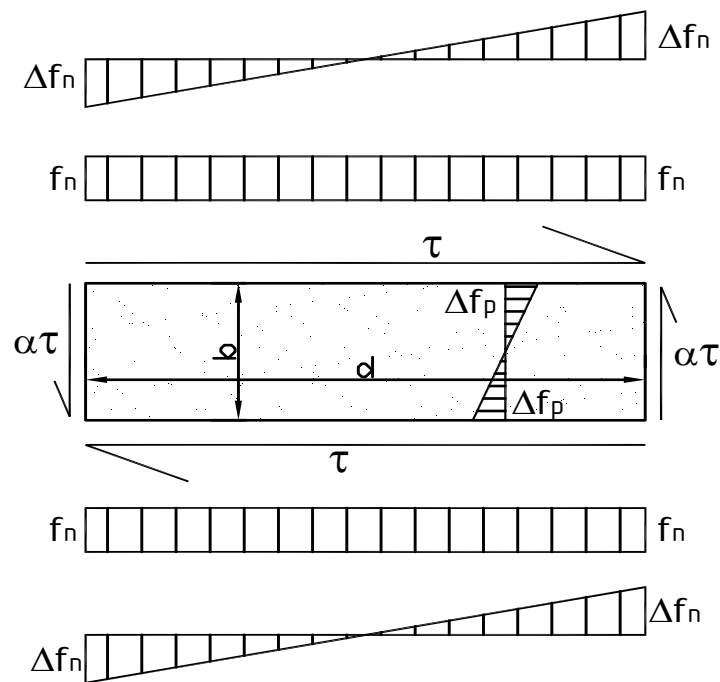


Figura 7: Estado tensional sobre el mampuesto.

Si se plantea la ecuación de equilibrio de momentos se llega a la siguiente expresión para la tensión  $\Delta f_n$ .

$$\Delta f_n = 3\tau \frac{b}{d}(1-\alpha) \quad (1)$$

La ecuación (1) indica el valor del incremento de tensión vertical en función de la tensión de corte sobre el mampuesto y el porcentaje de colaboración de las juntas verticales,  $\alpha$ . Notar que si se considera la colaboración de las juntas verticales como nula, o sea,  $\alpha=0$ , la expresión es similar a la obtenida por Mann y Muller para una distribución bilineal de tensiones y no una distribución constante.

## 2.2 Criterio 1: Deslizamiento de las juntas de mortero.

El primer modo de falla a analizar es el deslizamiento de las juntas de mortero. Esta falla se produce cuando se supera la resistencia por adherencia y fricción de las juntas de mortero horizontal y se puede expresar mediante una línea de falla de Mohr Coulomb.

Considerando el estado tensional mostrado en la figura 2, la falla se produciría en la zona mas traccionada del mampuesto/mortero, o sea donde la tensión  $f_n$  se ve reducida por el valor  $\Delta f_n$ . Siguiendo el criterio de Mohr Coulomb y tomando como valor de adherencia  $\tau_o$  y coeficiente de fricción  $\mu$ , se obtiene la expresión mostrada en la ecuación (2).

$$\tau = \tau_o + \mu f_n = \tau_o + \mu f_n - \mu \Delta f_n \quad (2)$$

Reemplazando el valor de  $\Delta f_n$  de la ecuación (1), considerando el valor promedio de las tensiones y despejando el valor de  $\tau$ , se obtiene en la ecuación 3 la expresión de falla para el criterio 1.

$$\tau = \frac{\tau_o + \mu f_n}{1 + 1.5(1 - \alpha)\mu \frac{b}{d}} \quad (3)$$

En la ecuación (3), el coeficiente de variación de las tensiones normales  $C_n$  (Crisafulli, 1997), esta dado por la ecuación (4).

$$C_n = 1.5(1 - \alpha) \quad (4)$$

Se ve claramente que la ecuación de resistencia de Mohr-Coulomb queda modificada, por un factor mayor o igual que uno y que depende de la relación de aspecto del mampuesto y de la colaboración de las juntas verticales en la resistencia. Teóricamente, el factor  $\alpha$  puede variar entre 0, lo que implica ausencia de junta vertical y 1, que indica una colaboración total de dicha junta. Es importante mencionar que el caso  $\alpha=0$ , o sea, no se considera la colaboración de las juntas verticales en la resistencia a corte, la expresión es idéntica a la obtenida por Crisafulli.

### 2.3 Criterio 2: Tension diagonal en el mampuesto.

En este criterio de falla, la incidencia de la tensión normal hace que la resistencia por fricción de las juntas de mortero se incremente, y teniendo en cuenta que el mampuesto está sometido a un estado de tracción-compresión, las tracciones inducidas en él hacen que la falla se produzca por estas tensiones antes de que falla la adherencia en las juntas horizontales. La falla se produce entonces cuando estas tensiones de tracción superan la resistencia a tracción  $f_{ib}$  del mampuesto.

Analizando el estado tensional sobre el mampuesto se puede concluir lo siguiente:

- (i) En la zona en que la tensión de corte  $\tau$  es máxima ( $\tau = \tau_{max}$ ), la tensión lateral  $f_p$  es nula.
- (ii) En la zona donde la tensión lateral  $f_p$  es la máxima ( $f_p = f_{pmax}$ ), la tensión de corte tiene su valor nominal  $\tau$ .
- (iii) Las tensiones  $\Delta f_n$  y  $f_p$  poseen el mismo signo, ambas son tensiones de compresión o de tracción.
- (iv) La falla comienza en la zona en que la tensión  $\Delta f_n$  es nula o de tracción y donde la tensión  $f_p$  es de tracción.

Definimos así las siguientes expresiones:

$$f_p = \tau \phi \quad (5)$$



Donde  $\phi$  representa la relación entre las tensiones laterales y de corte. Este coeficiente se define teniendo en cuenta las tensiones actuantes en los modelos analizados y se define como:

$$\phi = 0.9 - \alpha \geq 0.1 \quad (6)$$

El coeficiente  $\phi$  varía entre 0.1 y 0.9, según los resultados obtenidos de los modelos de elementos finitos realizados en Abaqus.

Para definir la expresión de falla de este criterio es necesario introducir la variable  $C_s$ .

Esta variable tiene en cuenta la relación entre la tensión de corte máxima en el mampuesto y la tensión nominal sobre el mismo. Si se analizan las figuras 5 y 7 se puede concluir a la hora de utilizar la teoría de falla que se debe cumplir una relación entre el coeficiente  $C_s$  y  $\phi$ . Si el valor del coeficiente  $\phi$  es nulo, el valor que toma  $C_s$  varía entre 1 y  $C_{smax}$ . Esto indicaría que se toma como zona de principio de falla el centro del mampuesto donde las tensiones de corte son máximas y las laterales nulas. Sin embargo, si se toma el valor de  $\phi$  distinto de cero, el valor de  $C_s$  debe tomarse como la unidad, ya que indicaría que la zona de principio de falla es cerca del cuarto del mampuesto, donde las tensiones laterales tienen su valor máximo y las tensiones de corte su valor nominal. Esto se puede expresar de la siguiente manera:

$$C_s = C_{smax} + \frac{1 - C_{smax}}{\phi_{max}} \phi \quad (7)$$

Siendo  $C_{smax}$  el valor que se definirá en la sección 3.

Si se expresa la tensión de corte en función de las tensiones normales e igualando la tensión principal de tracción a la resistencia a tracción del ladrillo  $f_{tb}$  se tiene:

$$\tau = \frac{f_{tb}}{C_s} \sqrt{1 + \frac{f_n + f_p}{f_{tb}} + \frac{f_n f_p}{f_{tb}^2}} \quad (8)$$

La ecuación (5) se reemplaza en la anterior, se reordena e iguala a cero, obteniéndose una ecuación de segundo grado que posee como incógnita el valor de la tensión de corte  $\tau$ .

$$\tau^2 \frac{C_s^2}{f_{tb}^2} - \tau \frac{\phi}{f_{tb}} \left(1 + \frac{f_n}{f_{tb}}\right) - \left(1 + \frac{f_n}{f_{tb}}\right) = 0 \quad (9)$$

Resolviendo para  $\tau$ , obtenemos la ecuación (10).

$$\tau = y \frac{f_{tb}}{C_s} (1 + x) + \frac{f_{tb}}{C_s} \sqrt{(1 + x) + y^2 (1 + x)^2} \quad (10)$$

Donde:

$$y = \frac{\phi}{2C_s} \quad (11a)$$

$$x = \frac{f_n}{f_{tb}} \quad (11b)$$

De esta forma queda definido el segundo criterio de falla en el espacio de tensiones normales.

### 2.4 Criterio 3: Compresión de la mampostería.

El modo de falla 3 se produce en raras oportunidades y se presenta cuando la tensión principal de compresión excede la resistencia de la mampostería a ese esfuerzo. Este modo de falla no se ve afectado en gran medida por la presencia de las juntas verticales, con lo cual no se ha modificado y se adopta el criterio expresado por Crisafulli (Crisafulli, 1997).

$$\tau = (f'_m - f_n) \frac{d}{C_n b} \quad (12)$$

## 3 VALORES DE LOS COEFICIENTES $C_S$ Y $C_N$ .

Como se ha visto en párrafos anteriores, en los criterios de falla expuestos aparecen coeficientes de variación de tensiones normales ( $C_n$ ) y de corte ( $C_s$ ), los cuales deben ser acotados para poder hacer uso de la teoría de falla propuesto. Para limitar estos coeficientes podemos plantear un criterio racional y valernos de los resultados obtenidos de los análisis paramétricos realizados.

### 3.1 Coeficiente $C_s$ .

Este coeficiente tiene en cuenta la relación entre la tensión de corte máxima respecto a la tensión de corte nominal y puede ser aproximado teniendo en cuenta la variación del área de corte respecto al área total en el panel de mampostería. Es así que:

$$C_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \cong \frac{A}{A_{\text{eff}}} \quad (12)$$

donde  $A$  es el área de corte total y  $A_{\text{eff}}$  es el área de corte efectiva del panel, ambas definidas como sigue:

$$A = n(b + j) \quad (13a)$$

$$A_{\text{eff}} = \frac{n}{2}b + \frac{n}{2}v + nj \quad (13b)$$

Siendo en este caso  $n$  el numero de hiladas de mampuestos,  $b$  el alto del mampuesto y  $j$  el espesor de la junta horizontal. En la ecuación (13b),  $v$  es el ancho de la junta vertical.

Reemplazando las ecuaciones (13) en la (12)

$$C_s = \frac{\frac{b}{j} + 1}{\frac{b}{2j} + \frac{v}{2j} + 1} \quad (14)$$

Sin embargo la ecuación (14) no tiene en cuenta las propiedades de los mampuestos y mortero, siendo estos de gran importancia en la distribución de esfuerzos. Es por ello que se propone la siguiente ecuación para calcular el coeficiente  $C_s$ .

$$C_s = \frac{\frac{E_b}{E_j} + 1}{\frac{E_b}{2E_j} + \frac{E_v}{2E_j} + 1} \quad (15)$$

La ecuación (15) nos da el valor del coeficiente  $C_s$  considerando los valores obtenidos de los modelos de elementos finitos realizados. Esta ecuación ha sido deducida en forma empírica a partir de realizar una analogía con la ecuación (14) y asumiendo un comportamiento lineal y elástico de los materiales.

### 3.2 Coeficiente $C_n$ .

Partiendo de los resultados de los modelos de elementos finitos para el caso de los paneles con junta vertical, podemos deducir el valor del coeficiente  $C_n$  a aplicar en la ecuación (3) y (4).

En el caso de contar con la presencia de las juntas verticales, despejamos el valor de  $\alpha$  de la ecuación (1) realizamos una correlación con los valores de módulos de elasticidad del mampuesto ( $E_b$ ) y de la junta vertical ( $E_v$ ), como así también del espesor de la junta horizontal  $j$  y el alto del mampuesto  $b$ .

$$\alpha = 1.05 - 0.3Ln(x_n) \quad (16)$$

$$x_n = \frac{E_b}{E_v} \frac{s}{j} \quad (17)$$

En las ecuaciones anteriores,  $\alpha$  puede variar entre 0.2 y 1.0. Con la variable  $\alpha$  definida con la ecuación (16) se puede calcular el valor del coeficiente  $C_n$  con la ecuación (4). Cabe aclarar que todas estas expresiones han sido deducidas para una relación entre el modulo de elasticidad del mampuesto respecto al modulo de elasticidad de la junta horizontal mayor que la unidad,  $E_b \geq E_h$ . Queda para futuras investigaciones analizar el comportamiento para relaciones menores que la unidad.

La figura 8 muestra la correlación entre los valores de  $\alpha$  obtenidos y estimados mediante las ecuaciones anteriores:

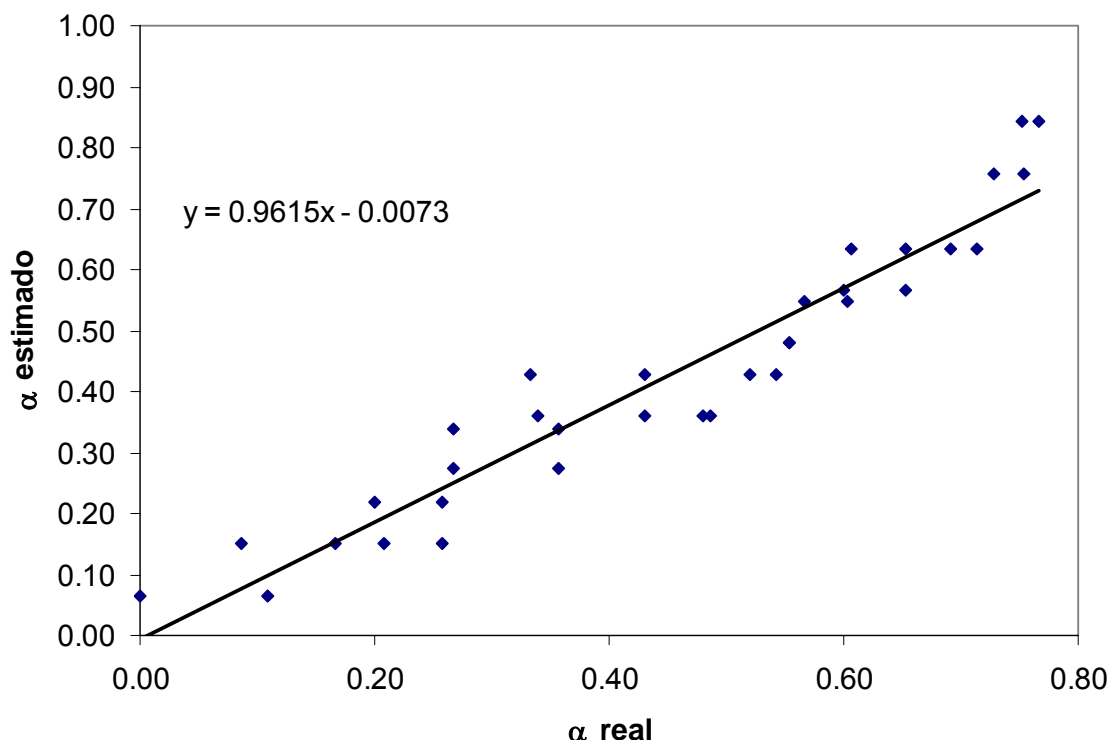


Figura 8: correlación entre valores calculados y exactos del coeficiente  $\alpha$ .

La figura 8 ha sido realizada considerando la aplicación de las ecuaciones (16) y (17) para obtener el valor del coeficiente  $\alpha$ , al cuál se denomina  $\alpha$ -estimado. El valor de  $\alpha$ -real se calcula de los resultados obtenidos de los modelos de elementos finitos realizados y despejando la variable de la ecuación (1).

#### 4 ESPACIO DE TENSIONES PRINCIPALES

Como se menciono al inicio, los paneles de mampostería cuando forman parte de estructuras de mampostería encadenada o son rellenos de pórticos de hormigón armado están sometidos a cargas en dirección diagonal, induciendo en ellos un estado de corte predominante. Esto se debe a que en este tipo de estructuras los paneles de mampostería actúan como una biela de compresión que une las esquinas opuestas de los elementos confinantes de hormigón armado.

Para tener en cuenta esta inclinación de las tensiones principales se plantea la teoría de falla en función de estas tensiones con el objeto de poder ser utilizada en macromodelos para predecir la respuesta de este tipo de estructuras.

Si expresamos la tensión de corte  $\tau$  y la tensión normal  $f_n$  en función de las tensiones principales mínimas y máximas  $f_1$  y  $f_2$  respectivamente y en función del seno (s) y coseno (c) del ángulo de inclinación de las mismas obtenemos que.

$$\tau = -(f_1 - f_2)sc = (f_2 - f_1)sc \quad (18)$$

$$f_n = f_1 s^2 + f_2 c^2 \quad (19)$$

Definimos también la siguiente relación:

$$\delta = \frac{f_2}{f_1} \quad (20)$$

donde el parámetro  $\delta$  varía entre 0.10 y 0.18 dependiendo de la mayor o menor longitud del panel respectivamente.

$$\tau = f_1 (\delta - 1) s c \quad (21a)$$

$$f_n = f_1 (s^2 + \delta c^2) \quad (21b)$$

Reemplazando la ecuación (21a) y (21b) en la ecuación (3) y (4) y despejando  $f_1$  se obtiene:

$$f_1 = \frac{\tau_o / k}{(\delta - 1) s c - \frac{\mu}{k} (s^2 + \delta c^2)} \quad (22)$$

y  $k$  se define como

$$k = 1 + C_n \mu \frac{b}{d} \quad (23)$$

Si se realiza lo mismo con las ecuaciones (9) y (10) y uniendo con las (21a) y (21b) y despejando  $f_1$  se obtiene:

$$f_1 = (\chi + \omega) + \sqrt{(\chi + \omega)^2 + \frac{1}{\varphi^2}} \quad (24)$$

con los siguientes significados de las variables:

$$\varphi = \frac{C_s}{f_{tb}} (\delta - 1) s c \quad (25a)$$

$$\psi = \left( \frac{s^2 + \delta c^2}{f_{tb}} \right) \quad (25b)$$

$$\chi = \frac{y}{\varphi} (\psi + 1) \quad (25c)$$

$$\omega = \frac{\psi}{2\phi^2} \quad (25d)$$

Las ecuaciones anteriores representan los modos de falla en el espacio de tensiones principales.

## 5 EFECTO DE LAS DISTINTAS VARIABLES.

Es importante evaluar la influencia de las distintas variables en la envolvente de falla para la mampostería. Por ello, se estudia la variación de la resistencia a corte en función de la tensión  $f_n$  considerando los siguientes casos, en los cuáles se modifican las variables mencionadas en las figuras dejando las demás con valor nulo. El primer caso graficado en el cuál las variables  $\alpha$  y  $\phi$  son nulas corresponden a la teoría original de Mann y Muller, desde ahora denominada simplemente “teoría original”. El cuarto caso graficado, donde las variables  $\alpha$  y  $\phi$  son nulas y  $C_s$  toma valor 1.5, corresponde a la teoría modificada por Crisafulli. Como se puede apreciar en la figura 9, la forma de la superficie de falla es significativamente influenciada por las distintas variables que no habían sido tenidos en cuenta en las teorías de falla desarrolladas anteriormente.

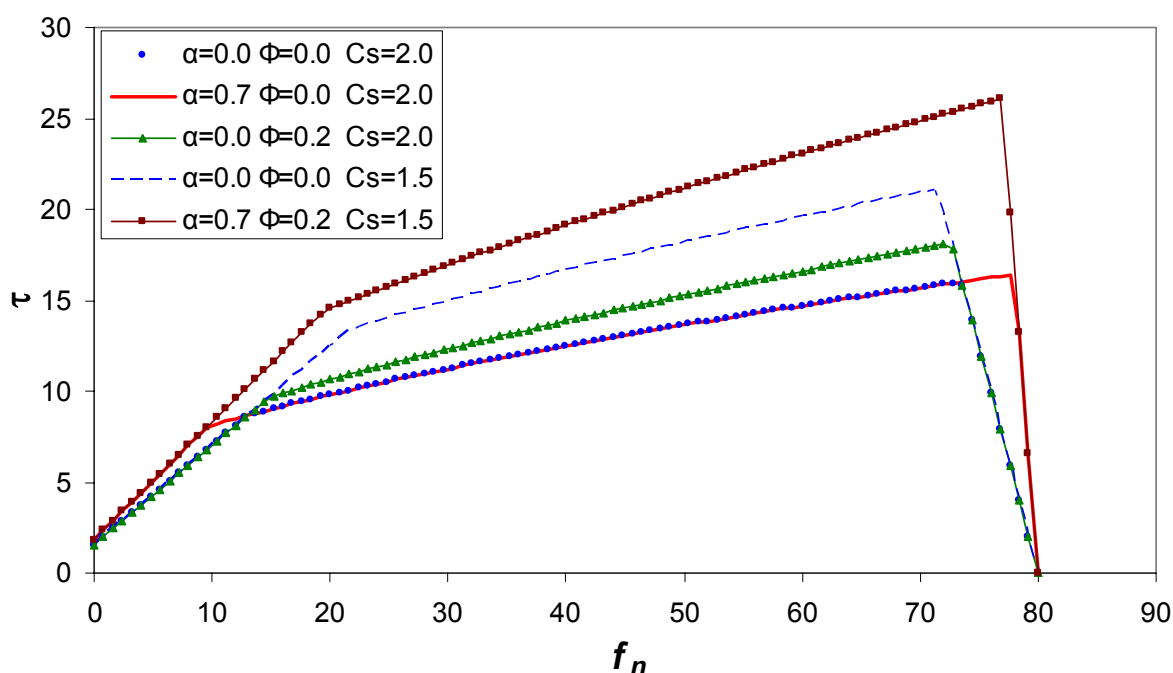


Figura 9: Efecto de las distintas variables en la envolvente.

La variable  $\phi$ , relación entre tensión paralela  $f_p$  y la tensión máxima de corte  $\tau$ , eleva el punto de transición entre la falla por deslizamiento y la falla por tracción diagonal, manteniendo la pendiente de la primera e incrementando levemente la pendiente de la segunda. Sin embargo, la variable  $C_s$  tiene el efecto de elevar el punto de transición entre la falla de deslizamiento y la de tracción diagonal pero mantiene la pendiente en los dos criterios. Además, ambas variables mencionadas elevan a su vez el punto de transición entre la falla de tracción diagonal y la falla por compresión, sin modificar la pendiente de esta

última. Por otro lado, la variable  $\alpha$ , tiene el efecto de prolongar la zona de falla por tracción diagonal, es decir que esta falla inicia para tensiones normales  $f_n$  menores y termina para tensiones  $f_n$  mayores, comparadas con la teoría de Mann y Müller original, además, eleva la pendiente de la zona de falla por compresión y falla por deslizamiento.

Finalmente, el uso de las variables antes mencionadas en conjunto tiene como efecto total en la envolvente la suma de los efectos de cada una de las variables por separado.

Para la figura mostrada anteriormente, si se considera una tensión normal  $f_n=15$ , la teoría original predice una falla por tracción diagonal con  $\tau=7$ , sin embargo la propuesta predice que la falla será por deslizamiento de las juntas de mortero con  $\tau=10$ . Esto muestra claramente un incremento de resistencia al considerar la colaboración de las juntas verticales en la resistencia.

La figura 10 muestra los resultados de la figura anterior expresados en el espacio de tensiones principales. Se puede apreciar el efecto de la variable  $\delta$ , que tiene en cuenta la tensión principal de tracción. Como se puede ver, la consideración de esta tensión disminuye los valores de tensiones, especialmente para ángulos menores a  $50^\circ$ . Cabe recordar que el rango usual de variación del ángulo  $\theta$  es entre  $28^\circ$  y  $67^\circ$ .

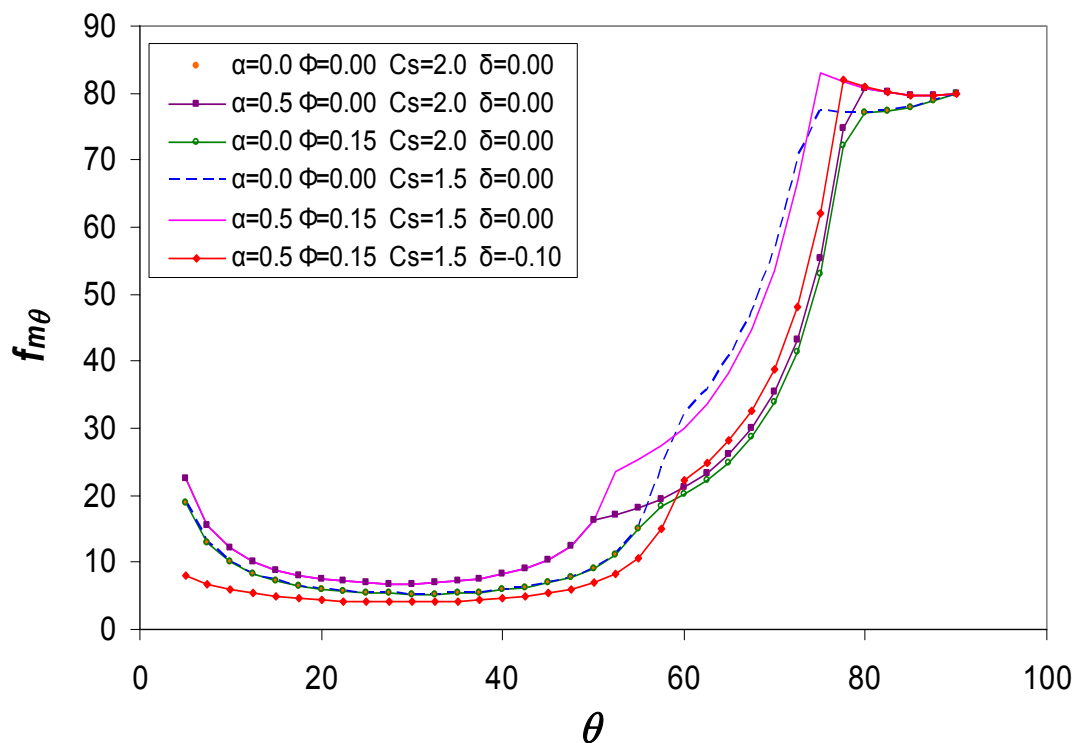


Figura 10: Efecto de las distintas variables en la envolvente en el espacio de tensiones principales.

Si se analiza la figura anterior para un ángulo  $\theta=45^\circ$ , la teoría original predice una resistencia a usar de  $f_{m\theta}=6.86$ , por otro lado la nueva propuesta indicaría que la resistencia máxima es  $f_{m\theta}=10.39$  y considerando la influencia del parámetro  $\delta$ ,  $f_{m\theta}=5.39$ , siendo esta el 79% de la original, con lo cual se estaría sobrestimando la real capacidad de panel con la teoría original lo que podría originar un diseño inseguro, por otro lado para  $\theta=65^\circ$ , la teoría original dice  $f_{m\theta}=15.66$ , con la nueva teoría sin el parámetro  $\delta$ ,  $f_{m\theta}=20.23$  y considerando este

último parámetro  $f_{m\theta}=17.28$ , lo que es un 10% por encima de la teoría original, quedando ésta subestimada.

## 6 CONCLUSIONES

Se ha presentado en este trabajo una nueva teoría de falla para la mampostería sujeta a esfuerzos de compresión y corte, que basada en ciertas hipótesis reconocidas y aceptadas anteriormente, considera la influencia de todas las posibles variables que pueden modificar el comportamiento del panel de mampostería. Dicha teoría fue contrastada contra los valores arrojados por la teoría original propuesta por Mann y Muller y su posterior modificación realizada por Crisafulli. De la comparación de resultados en las figuras 9 y 10 se puede concluir que la nueva teoría desarrollada en este trabajo en algunos casos se encuentra por debajo de los valores calculados con la teoría original, sobreestimando ésta última la capacidad real del panel, y en otros casos entrega valores superiores a los dados por la teoría original, subestimando ésta última ahora, la capacidad de los paneles.

Esta teoría es de simple aplicación para evaluar rápidamente la resistencia del panel y además, se presenta la misma en un estado de tensiones principales con el objeto de poder evaluar la resistencia de estructuras de mampostería encadenada y de pórticos rellenos con mampostería, haciendo uso del modelo de la biela equivalente. Dicha teoría puede ser usada en forma manual para casos simple y permite también la incorporación en programas de análisis no lineal para poder estudiar casos de estructuras más complejas.

## 7 REFERENCIAS

- Andreas, U., "Failure criteria for masonry panles under in-plane loading", *Journal of structural engineering*. 1996.
- Crisafulli, F. J. , "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills", *PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 404 p.* 1997.
- Dhanasekar, M; Page, A.W. and Kleeman, P.W., "The failure of brick masonry under biaxial stresses", *Proceedings of the 1985 Institution of Civil Engineers*. 1985.
- Dialer, C., "Some remarks on the strength and deformation behavior of shear stressed masonry panels under static monotonic loading", *International Conference*, 1991.
- Hibbit, Carlson and Sorensen. ABAQUS, version 6.6-6, user's manual, 2006.
- Laurenco, P. "Computational strategies for masonry structures.", *Ph.D. thesis, Technische Universiteit Delf*, .1996.
- Lofti, H.R. and Benson Shing, P., "Interface model applied to fracture of masonry structures", *Journal of structural engineering, vol 120, n° 1*, 1994.
- Luccioni, B.M., Oller, S. y Danesi, R., "Modelos constitutivos para mampostería sismorresistente.", 2-EIPAC-1994, Mendoza, Octubre 1994.
- Mann, W. and Müller, H., "Failure of shear-stressed masonry - An enlarged theory, test and appliations to shear walls", *Proc. Of the British Ceramic Society*, 1982, págs. 223-235, 1982.
- Martin, P., Luccioni, B., Danesi, R., "Estudio numérico experimental del comportamiento de la mampostería", *EIPAC 1997, Facultad de ingeniería, UNC*, 1997.
- Mehrabi, A.B., Benson Shing, P., Schuller, M.P. and Noland, J.L., "Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads: analytical modeling", *Report CU/SR-94/6. Structural engineering and structural mechanis research series, Department of*



*civil, environmental, & architectural engineering, University of Colorado at Boulder, 1994.*

Stavridis, A. and Shing, P.B., “Calibration of a numerical model for masonry infilled rc frames”, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. 2008.*

Stavridis, A., Shing, P.B., “Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames.”, *Journal of structural engineering, 136, ASCE, pp. 285-290, 2010.*