

01161

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

POSGRADO
DE INGENIERÍA



**Envolvente de resistencia lateral de piso en estructuras
de mampostería confinada**

Tesis presentada por: Harry Enrique Sandoval Restrepo

**COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO
DE MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

Director de tesis: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro

Ciudad Universitaria, diciembre de 2005

m340818



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a digitalizar en formato electrónico e imprimir el contenido de mi trabajo receptorial.

NOMBRE: Henry Enrique Sandoval R.

FECHA: 07 de febrero de 2005

FIRMA: HE S R

*a Nubia
Dios bendiga tu nuevo camino*

RESUMEN

En esta tesis se desarrolla un programa para calcular la envolvente de resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada. Con base en éste y en resultados experimentales recientes, se evalúan varias propuestas de modelos matemáticos que pretenden predecir el comportamiento de este tipo de estructuras ante cargas laterales, y se propone la modificación de uno de ellos. Finalmente, se realiza un ejercicio con un edificio de cuatro niveles, mostrándose las ventajas de este tipo de análisis, con el cual puede obtenerse, entre otros aspectos, la ductilidad del primer piso, la global y el factor de comportamiento estructural, q .

ABSTRACT

In this thesis a computer program for the calculation of the envelope of storey resistances of confined masonry structures is developed. Based on the results of this program and of recent experimental results several proposals of mathematical models, aimed to the prediction of the behaviour of this type of structures subjected to lateral loads, are evaluated. As a result of this evaluation, a modification of one of them is proposed. Finally, as illustration, the analysis of a four storey building is carried out using the most promising models. The advantages of the used method of analysis, which include the calculation of local and global ductilities and of the structural behaviour factor q , are shown.

CONTENIDO

RESUMEN.....	v
ABSTRACT.....	v
CONTENIDO.....	vii
INTRODUCCIÓN.....	xi
CAPÍTULO 1. COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA SIMPLE Y CONFINADA.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. MAMPOSTERÍA SIMPLE.....	1
1.2.1. Módulo de Elasticidad.....	2
1.2.2. Curva Esfuerzo – Deformación.....	3
1.2.3. Módulo de Cortante.....	3
1.2.4. Propiedades de la Interfase Ladrillo – Mortero.....	4
1.2.4.1. Modo de fisuración por tracción.....	4
1.2.4.2. Modo de fisuración debido a cortante.....	5
1.2.5. Comportamiento a Compresión Uniaxial.....	5
1.2.6. Comportamiento a Tracción Uniaxial de la Mampostería.....	6
1.2.7. Comportamiento Biaxial.....	7
1.2.8. Comportamiento Post-Pico. Ablandamiento.....	7
1.2.9. Resistencia de Muros Estructurales ante Sismo.....	8
1.2.9.1. <i>Idealización de ensayos experimentales</i>	9
1.2.10. Rigidez Lateral.....	12
1.2.11. Resistencia a Cortante.....	13
1.2.12. Resistencia a Flexión.....	16
1.2.13. Deslizamiento - Cortante.....	18
1.2.14. Secciones Compuestas.....	19
1.3. MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	19
1.3.1. Rigidez Lateral.....	19
1.3.2. Resistencia a Cortante.....	21
1.3.3. Resistencia a Flexión.....	24
1.3.4. Factor de Comportamiento Estructural.....	26
CAPÍTULO 2. ANÁLISIS DE LA ENVOLVENTE DE RESISTENCIA DE PISO.....	29
2.1. INTRODUCCIÓN.....	29
2.2. ANÁLISIS INCREMENTAL PARA OBTENER LA ENVOLVENTE DE RESISTENCIA DE PISO.....	29

CAPÍTULO 3. MODELOS DE COMPORTAMIENTO ANTE CARGA LATERAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	37
3.1. INTRODUCCIÓN.....	37
3.2. MODELO TRILINEAL PROPUESTO POR TOMAZEVIC.....	37
3.3. MODELO BILINEAL PROPUESTO POR TOMAZEVIC.....	40
3.4. MODELO TRILINEAL PROPUESTO POR LEONARDO FLORES.....	41
3.4.1. Cortante y Distorsión de Agrietamiento.....	41
3.4.2. Cortante Máximo.....	41
3.4.3. Cortante y Distorsión Últimos.....	42
3.5. MODELO DE FLORES MODIFICADO.....	43
3.6. CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS ANALÍTICOS.....	45
3.6.1. Modelo M1 de Tomazevic.....	45
3.6.2. Modelo M2 de Tomazevic.....	47
3.6.3. Modelo M1SRSC.....	48
3.6.4. Modelo M2SRCC.....	56
3.6.5. Modelo M3SRCC.....	59
3.6.6. Modelo 3D del CENAPRED.....	62
3.7. DUCTILIDAD Y FACTOR DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	63
CAPÍTULO 4. ENVOLVENTE DE RESISTENCIA EN NIVEL 1 PARA UN EDIFICIO CON EXCENTRICIDAD MÁXIMA PERMITIDA POR EL MÉTODO SIMPLIFICADO.....	65
4.1. INTRODUCCIÓN.....	65
4.2. EJEMPLO DE EDIFICIO DE 4 NIVELES.....	65
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	77
5.1. INTRODUCCIÓN.....	77
5.2. MODELOS MATEMÁTICOS PARA PREDECIR LA RESISTENCIA LATERAL DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	77
5.3. ENVOLVENTE ANALÍTICA DE RESISTENCIA LATERAL DE PISO.....	78
5.4. CALIBRACIÓN CON MODELOS EXPERIMENTALES.....	78
5.5. EJEMPLO DE 4 NIVELES QUE CUMPLE CON EL MÉTODO SIMPLIFICAD DEL RDF.....	79
5.6. RECOMENDACIONES.....	79
APÉNDICE A. DIAGRAMAS DE FLUJO PARA CALCULAR LA ENVOLVENTE DE RESISTENCIA DE PISO.....	81
A.1. INTRODUCCIÓN.....	81
A.2. PROGRAMA PRINCIPAL.....	82
A.3. MODELO BILINEAL DE TOMAZEVIC.....	98
A.4. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE UN MURO.....	103
A.5. PRIMER MODO Y FRECUENCIA NATURAL DE LA ESTRUCTURA.....	109
APÉNDICE B. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DE MATERIALES DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES.....	115
B.1. INTRODUCCIÓN.....	115
B.2. MODELOS M1 y M2 DE TOMAZEVIC.....	115

B.2.1. Características Geométricas.....	115
B.2.2. Características de los Materiales.....	117
B.2.3. Masa Concentrada en cada Nivel.....	117
B.3. MODELOS M1SRSC, M2SRCC y M3SRCC.....	118
B.3.1. Características Geométricas.....	118
B.3.2. Características de los Materiales.....	122
B.3.3. Masa Concentrada en cada Nivel.....	122
B.4. MODELO 3D – CENAPRED.....	124
B.4.1. Características Geométricas.....	124
B.4.2. Características de los Materiales.....	124
B.4.3. Masa Concentrada en cada Nivel.....	125
B.5. OTROS PARÁMETROS.....	125
APÉNDICE C. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS, DE MATERIALES y	
ANÁLISIS CON EL MÉTODO SIMPLIFICADO DEL	
EJEMPLO DE 4 NIVELES.....	
	127
C.1. INTRODUCCIÓN.....	127
C.2. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.....	127
C.2.1. Características Geométricas.....	127
C.2.2. Esfuerzos a Compresión en cada Muro.....	128
C.2.3. Características de los Materiales.....	129
C.2.4. Masa Concentrada en cada Nivel.....	129
C.3. ANÁLISIS POR EL MÉTODO SIMPLIFICADO.....	130
C.3.1. Carga Vertical Actuante.....	130
C.3.2. Excentricidad.....	132
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	135



INTRODUCCIÓN

Las estructuras de mampostería simple y confinada tienen un comportamiento altamente no lineal ante cargas laterales desde sollicitaciones muy pequeñas. A pesar de esto, se siguen analizando como estructuras elástico-lineales, y por lo tanto, ignorando a que cargas laterales y desplazamientos suceden los estados límite de agrietamiento, máximo y último, aspectos importantes para un diseño más racional de este tipo de estructuras.

Para solucionar esta deficiencia, desde hace ya algunas décadas se viene estudiando el comportamiento de muros de mampostería simple y confinada ante cargas laterales. Con base en estos estudios algunos investigadores han propuesto modelos matemáticos que procuran reproducir dicho comportamiento. Adicionalmente, Tomazevic [35], enumera los pasos que debería tener un análisis tridimensional para edificios de mampostería usando dichos modelos.

Los objetivos generales de esta tesis son:

- Desarrollar un programa para analizar edificios de mampostería de baja y mediana altura incluyendo deformaciones por torsión.
- Con base en este programa, evaluar con respecto a evidencia experimental disponible, diferentes modelos de comportamiento.
- Exponer las bondades de este tipo de análisis con un ejemplo que cumpla los requisitos para ser diseñado por el método simplificado del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).

En el primer capítulo se encuentra un resumen del estado del arte del comportamiento de la mampostería simple y confinada ante cargas laterales. En el segundo se muestra la metodología de análisis usada para desarrollar el programa. En el tercer capítulo se muestran los modelos matemáticos estudiados y se comparan con cinco ensayos dinámicos y uno estático cíclico reversible. El cuarto capítulo corresponde a un ejemplo de análisis de un edificio de cuatro niveles, evaluando aspectos de interés como su cortante de agrietamiento, ductilidad en el primer entrepiso, ductilidad global y factor de comportamiento estructural. En el quinto se resumen las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.

CAPÍTULO 1

COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA SIMPLE Y CONFINADA

1.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se tocarán los aspectos relevantes del comportamiento de la mampostería simple y confinada para entender posteriormente los diferentes modelos propuestos para analizar este tipo de estructuras.

A pesar de ser la mampostería un material cuyo comportamiento no se rige completamente por las leyes de la elasticidad, son éstas las que le dan un sustento teórico a las diferentes relaciones esfuerzo-deformación. Se mostrará cómo a dichas relaciones se les incorporan ciertos coeficientes obtenidos experimentalmente para tener en cuenta esta discrepancia.

Al final del capítulo se verá en detalle el factor de comportamiento estructural o factor de reducción de fuerzas laterales y las ductilidades global y en planta baja para estructuras cuya falla es evidentemente a cortante como son las que se estudiarán en este trabajo.

1.2. MAMPOSTERÍA SIMPLE

La mampostería simple se puede considerar como un material compuesto por:

- Unidades de mampostería (bloques de arcilla, concreto, piedra)
- Mortero

No es muy fácil predecir las características de los materiales que constituyen la mampostería, en especial las unidades de mampostería [1,35].

Las propiedades relevantes de la mampostería simple son:

- Resistencia a la compresión (f_m)
- Resistencia al cortante (f_v)
- Resistencia a la flexión (f_f)

También se debe distinguir entre las propiedades de la mampostería en sí y las del muro, las cuales a su vez dependen de su geometría y la interacción con los elementos adyacentes. Debido a esto se deben adicionar a las características arriba mencionadas, las siguientes:

- Resistencia a tensión (f_t)
- Módulo de elasticidad (E_m)
- Módulo a cortante (G_m)
- Capacidad de deformación (μ)

El esfuerzo característico a cortante de la mampostería sin reforzar se puede calcular como [10]:

$$f_v = f_{vo} + \mu_f \sigma_d \quad (1.1)$$

donde:

f_{vo} : Resistencia a cortante inicial a cero compresión.

σ_d : Esfuerzo a compresión perpendicular al cortante.

μ_f : Coeficiente de fricción de la mampostería, que es del orden de 0.3 a 0.4 [15,35]

Para obtener los esfuerzos de tensión de un muro, a éste se le idealiza como un elemento elástico, homogéneo e isotrópico.

El valor del esfuerzo principal de tensión, desarrollado en el muro en el caso de falla a cortante es llamado resistencia a tensión (f_t).

Aún no hay una propuesta para encontrar directamente los valores de resistencia cortante y tensión diagonal. El ensayo cíclico de muros o el ensayo de compresión diagonal pueden ser usados para determinar ambos esfuerzos característicos: de cortante (f_v), y de tensión (f_t). En todo caso se debe evaluar el efecto de compresión perpendicular a f_v y f_t .

Por ser estos dos esfuerzos muy importantes a la hora de obtener la resistencia de un muro ante carga lateral, por medio de dos teorías diferentes, como se verá más adelante, se ha venido estudiando la correlación entre ellos. El EC 6 recomienda la siguiente tabla [35]:

Tabla 1.1 Resistencia a tensión y de cortante inicial

UNIDAD (MPa)	GRUPO	MORTERO (MPa)	Resistencia (MPa)	
			f_t	f_v
10	1 – arcilla	0.5	0.04	0.10
15	1 – arcilla	2.5	0.18	0.20
7.5	2a – arcilla	2.0	0.30	0.10
15	2a – arcilla	2.5	0.12	0.20
15	2a – arcilla	5.0	0.18	0.20
7.5	2a – otros	5.0	0.27	0.15
7.5	2b – arcilla	3.0	0.10	0.20

Igualmente, correlacionando la evidencia experimental, se puede decir que la resistencia a tensión en función de la resistencia a compresión de la mampostería no reforzada está en el intervalo:

$$0.03 f_m \leq f_t \leq 0.09 f_m \quad (1.2)$$

Algunos estudios [8], correlacionan el cociente entre las dos (f_t/f_v), como se verá más adelante.

1.2.1. Módulo de Elasticidad

Es una propiedad de la mampostería que será relevante en el caso de muros dominados por falla a flexión. En el caso de muros cuyo comportamiento y falla están controlados por fuerza cortante, será la relación G_m/E_m la que interese.

El módulo de elasticidad se obtiene a partir de pruebas a compresión. Experimentalmente será el módulo secante ante cargas de servicio (a 1/3 de la carga máxima). En ausencia de ensayos para módulo de elasticidad, este se puede conseguir como [35]:

$$E_m = 1000 f_m \quad (1.3)$$

Las NTCM-2004 [28], recomiendan las siguientes expresiones:

$$E_m = 600 f_m^* \quad \text{para cargas de corta duración} \quad (1.4)$$

$$E_m = 350 f_m^* \quad \text{para cargas sostenidas} \quad (1.5)$$

donde $f_m = f_m^*$ son la resistencia a la compresión de la mampostería.

La variación del módulo de elasticidad está entre $200 f_m \leq E_m \leq 2000 f_m$.

1.2.2. Curva Esfuerzo-Deformación

Como se aprecia en la figura 1.1, la curva esfuerzo-deformación muestra un material altamente no lineal desde esfuerzos muy bajos.

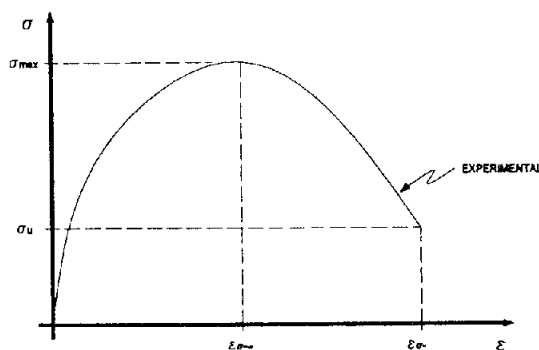


Figura 1.1 Curva esfuerzo – deformación de la mampostería simple

1.2.3. Módulo a Cortante

Esta propiedad de la mampostería es una de las más influyentes en la rigidez inicial de muros robustos, que están regidos por falla a cortante. Es por esto que se debe tratar de conocer con la mayor precisión posible para efectos de predicción de la rama ascendente en cualquier modelo analítico donde estén involucrados este tipo de muros.

Aunque la mayoría de los códigos asumen un valor de módulo de cortante acorde a la teoría de la elasticidad, $G_m = 0.4 E_m$, la evidencia experimental nos muestra que este se encuentra entre el 6% y el 25% de E_m . En

ningún caso se acerca al 40% de E_m [35]. Otros trabajos lo sitúan entre 0.1 y 0.3 de E_m [1,8,22]. Recordando la expresión para materiales isótropos, cuyo volumen no cambia:

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} \quad (1.6)$$

Como ν_m no puede exceder de 0.5 y vale alrededor de 0.3, nos lleva a que $G_m \approx 0.38E_m$ [8].

Si G_m se relaciona con la resistencia a tensión, los valores están en el intervalo:

$$1000 f_t \leq G_m \leq 2700 f_t \quad (1.7)$$

La mayoría de los resultados están cerca de la relación:

$$G_m = 2000 f_t \quad (1.8)$$

1.2.4. Propiedades de la Interfase Ladrillo-Mortero

La unión ladrillo-mortero es a menudo una unión débil. El comportamiento no lineal de las juntas, el cual es controlado por la interfase ladrillo-mortero, es una de las propiedades más relevantes del comportamiento de la mampostería.

Dos diferentes fenómenos aparecen en esta interfase ladrillo-mortero:

- 1) El asociado con la fisuración por tracción.
- 2) El asociado con el modo de falla debido a cortante

1.2.4.1. Modo de fisuración por tracción

De los ensayos de Van der Pluijm (1992) [20] se obtuvo que la curva asociada a este modo es de forma exponencial descendente (ablandamiento). Igualmente, se obtuvieron los siguientes valores de energía de fractura, definida como el área encerrada por la curva esfuerzo-desplazamiento y la resistencia residual, para valores de tracción del orden de 0.3 a 0.9 N/mm^2 :

$$G_f = 0.005 \text{ a } 0.002 \text{ N/mm}^2$$

Estos valores dependen de la tipología de las juntas.

Observaciones microscópicas han revelado que el área efectiva de unión es menor que el área de la sección transversal del muro. Esto parece ser resultado de la reducción de volumen del mortero, debido a la contracción por el fraguado, y del proceso de instalación de las piezas en el lecho del mortero. En el caso de un muro, la superficie de unión (la interfase), puede tomarse como un área continua menor a la sección transversal del muro, como se aprecia en la figura 1.2:

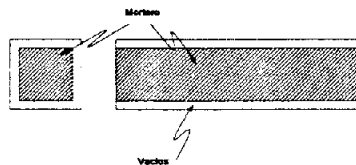


Figura 1.2 Unión efectiva de la interfase mortero-pieza [20]

1.2.4.2. *Modo de fisuración debido a cortante*

Un aspecto muy importante en la determinación de la respuesta a cortante de las juntas en mampostería, es la capacidad de generarse estados uniformes de tensión en éstas.

Van der Pluijm (1993) estableció una completa caracterización del comportamiento a cortante de la mampostería [20]. A partir de un ensayo de corte directo con probetas confinadas y ensayándolo a diferentes niveles de carga, pudo establecer el comportamiento real de la interfase junta-mortero para el caso de sollicitaciones tangenciales. Es importante destacar que para altos niveles de confinamiento, el mecanismo de falla en la interfase va acompañado de un agrietamiento diagonal en la pieza de ladrillo. Las gráficas obtenidas tienen la siguiente forma (figura 1.3):

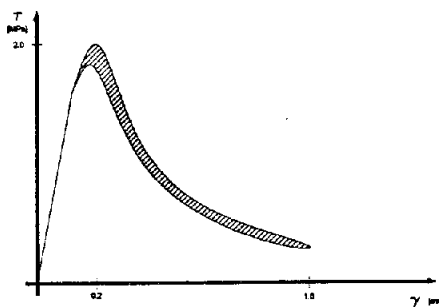


Figura 1.3 Curva esfuerzo-deformación de la interfase junta-mortero

El área encerrada por la curva esfuerzo-desplazamiento y la resistencia residual, es lo que se denomina energía de fractura (G_f) asociada al mecanismo de corte. Su intervalo de valores es:

$$G_f = 0.01 \text{ a } 0.25 \text{ N/mm}^2$$

para valores de cohesión inicial entre 0.1 y 1.18 N/mm^2 . El valor de la energía de fractura depende además del nivel de confinamiento al que se ve sometida la probeta.

1.2.5. **Comportamiento en Compresión Uniaxial**

La resistencia de la mampostería en la dirección normal a la junta horizontal ha sido tradicionalmente vista como una propiedad relevante del material.

La compresión uniaxial de la mampostería conduce a [20,33]:

- 1) Compresión triaxial en el mortero
- 2) Compresión-tracción en el ladrillo

La compresión uniaxial en dirección paralela a las juntas es menos estudiada pero no menos importante, sobretodo en los casos de piezas perforadas. La relación entre compresión uniaxial paralela a las juntas y perpendicular a estas es del orden de 0.2 a 0.8. Estas relaciones fueron obtenidas para bloques perforados, bloques de mortero y bloques de concreto ligero. En el caso de ladrillos macizos se puede tomar igual a 1.0 [20].

Para este estudio, la resistencia a la compresión uniaxial tiene especial interés, pues existe evidencia experimental que lo correlaciona con la resistencia a cortante [23,34] y así se podrá compararlo con el obtenido en los ensayos de compresión diagonal.

1.2.6. Comportamiento a Tracción Uniaxial de la Mampostería

Para cargas a tracción en sentido perpendicular a las juntas, el colapso es causado por una baja en la resistencia a tracción relativa en la interfase mortero-ladrillo.

En una aproximación no rigurosa, la resistencia a tracción de la mampostería se puede equiparar a la resistencia a tracción de la unión entre la junta y el ladrillo. En los casos que la resistencia a tracción de la interfase mortero-ladrillo sea mayor que la del ladrillo, se tomará la resistencia del ladrillo como la resistencia de la mampostería.

A partir de ensayos se han observado dos mecanismos de falla de los muretes ensayados a tracción paralelos a la junta horizontal: uno en forma de zig-zag y el otro es una fisura perpendicular a la fuerza de tracción, como se muestra en la figura 1.4:

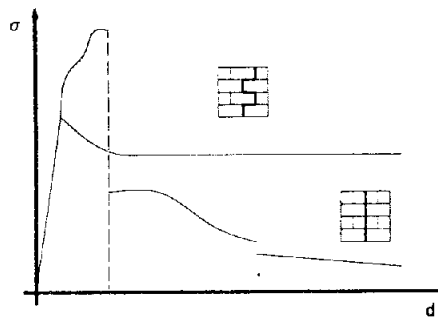


Figura 1.4 Curva esfuerzo-deformación de muros a tracción (sentido paralelo a las juntas)

En el primer mecanismo de rotura, la respuesta de la mampostería viene gobernada por la energía de fractura de las juntas verticales, mientras que en las juntas horizontales es el mecanismo de cortante el que gobierna el agrietamiento, teniendo en cuenta que la tracción es en sentido paralelo a las juntas horizontales.

En el segundo mecanismo, dado que la fisura es vertical e involucra tanto a juntas como a ladrillos, es la energía de fractura de cada material conjuntamente la que gobierna la fisuración total de la estructura.

1.2.7. Comportamiento Biaxial

El comportamiento biaxial de la mampostería bajo estados biaxiales de esfuerzos puede no ser completamente descrito por una ley constitutiva bajo condiciones de carga uniaxial [20].

La influencia del estado biaxial de esfuerzos es importante con el fin de conocer el comportamiento resistente, el cual no puede ser descrito solamente en términos de esfuerzos principales ya que la mampostería es un material anisótropo.

La envolvente de esfuerzos biaxiales de mampostería puede ser descrita en términos de la orientación de los ejes respecto al material y de los esfuerzos principales, siendo β el ángulo que forman los dos, como se aprecia en la figura 1.5:

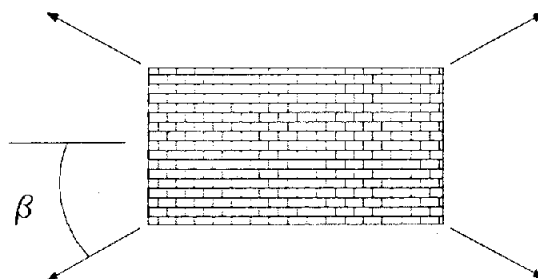


Figura 1.5 Muro sometido a un estado de esfuerzos biaxial

El incremento de la compresión lateral hace decrecer la resistencia a tracción. Esto se explica debido al daño inducido en el material compuesto por formación de microfisuras en las juntas y en los ladrillos.

El mecanismo de falla típico de compresión biaxial ocurre por fisuración del muro en su zona media y siguiendo una dirección paralela a la diagonal del mismo.

El incremento de la resistencia a compresión bajo estados de compresión biaxial puede explicarse por el desarrollo de una fricción en las juntas, así como una fricción interna en el mortero.

1.2.8. Comportamiento Post-Pico. Ablandamiento

El ablandamiento es un decremento gradual de las propiedades resistentes bajo incrementos continuos de deformaciones impuestas sobre un material determinado o estructura. El ablandamiento es un rasgo característico de materiales cuasi-frágiles tales como piezas de mampostería de arcilla, mortero, materiales cerámicos, rocas y concreto, los cuales fallan debido a un proceso de progresivo deterioro interno por desarrollo de microfisuras en las interfases de los materiales constituyentes. Este comportamiento mecánico es atribuido a la heterogeneidad del material, debido a la presencia de diferentes fases y defectos en él tales como porosidades. Aunque en este trabajo se mirará el fenómeno del comportamiento de la mampostería en forma macroscópica, se debe tener presente que este tipo de características de la mampostería regirán determinadas fases del comportamiento global, como la rama descendente en modelos de resistencia ante carga lateral en este caso.

Alrededor de la carga de rotura se genera una aceleración de la formación de fisuras y comienza el proceso de microfisuras. Las microfisuras son inestables, lo cual significa que la carga debe decrecer con el fin de evitar el crecimiento incontrolado de éstas.

En el caso de mecanismos de falla a cortante, el proceso de ablandamiento se puede observar como degradación de la cohesión del modelo resistente de Mohr-Coulomb.

En el caso de compresión, el fenómeno de ablandamiento es muy dependiente de las condiciones de borde en la estructura de mampostería, así como de las dimensiones de sus materiales componentes.

Por otro lado, en la figura 1.6 se muestra el comportamiento de la mampostería bajo estados de cortante puro. Por medio de las gráficas $\tau - \sigma$ se puede hallar la energía de fractura (G_f) y de aplastamiento (G_c) las cuales son determinantes a la hora de establecer el comportamiento post-pico del material.

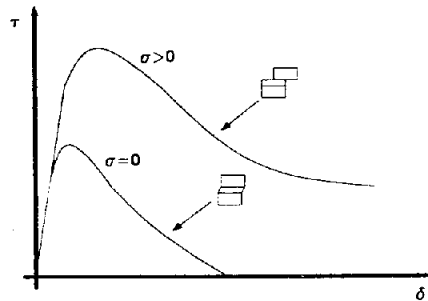


Figura 1.6 Curva esfuerzo-deformación ante cortante puro

1.2.9. Resistencia de Muros Estructurales ante Sismo

De acuerdo con los análisis de daño ante sismo y con la evidencia experimental se pueden definir tres modos de falla en los muros estructurales sometidos a cargas laterales en el plano de dichos muros.

El modo de falla depende de la relación de aspecto del muro, h/l y de la calidad de los materiales. También depende de las condiciones de frontera del muro y de las cargas verticales actuantes.

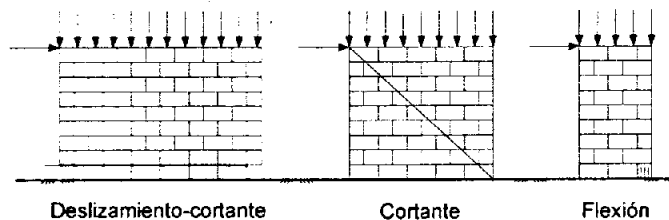


Figura 1.7 Modos de falla en muros sometidos a carga lateral

Cuando las cargas verticales son pequeñas, las cargas sísmicas producen cortante en dos partes del muro y se presenta deslizamiento de estas dos partes en la junta de mortero. Este mecanismo es conocido como falla por cortante-deslizamiento.

El modo de falla a cortante es el más común en muros sujetos a cargas inducidas por los sismos. La combinación de cargas horizontales y verticales exceden la resistencia a tensión de la mampostería produciendo, en la mayoría de los casos, la característica grieta inclinada con que se identifica este modo de falla. La grieta puede seguir las juntas de mortero (en escalón), agrietar también las piezas o presentarse ambas.

Cuando la mampostería tiene una alta resistencia al cortante y una alta relación momento/cortante, la falla se presenta por compresión en las esquinas inferiores del muro y será una falla típica a flexión. En la figura 1.7 se aprecian los tres modos de falla aquí descritos.

Por ser la mampostería un material no homogéneo, inelástico y anisotrópico es muy difícil predecir la capacidad de carga horizontal y las deformaciones de la misma. Usualmente se hace una analogía con los elementos de concreto reforzado para hallar estos valores. Estas analogías predicen bastante bien la mampostería con concreto fluido y refuerzo, pero no la de bloques macizos [35].

Se han propuesto varios modelos para relacionar la carga y el desplazamiento [35]:

- Combinación de los mecanismos de arco y fricción (Wakabayashi y Nakamura).
- Combinación de dovela y fricción (Tassios)
- Modelos empíricos a partir de ensayos (Bernardini)
- Comportamiento histérico para muros a cortante en función del módulo de cortante y otros parámetros determinados experimentalmente (Tanrikulu, Mengi y McNiven)
- Mecanismo de adherencia – fricción (Meli [23])

1.2.9.1. Idealización de ensayos experimentales

Con base en los conceptos expuestos, algunos autores [15,35] han venido desarrollando modelos del comportamiento de la mampostería ante cargas laterales. Como una primera aproximación se toma la mampostería como un material elástico, homogéneo e isotrópico y se aplican las ecuaciones de la teoría de la elasticidad.

Para modelos más elaborados se obtienen las resistencias lateral y las deformaciones de los muros, de ensayos, simulando cargas de sismos. Las ecuaciones así conseguidas deben reflejar el mecanismo de falla real. Las características mecánicas de la mampostería que se involucran son:

- f_m : Resistencia a la compresión de la mampostería
- f_v : Resistencia al cortante de la mampostería
- f_t : Resistencia a la tensión de la mampostería
- E : Módulo de elasticidad de la mampostería
- G : Módulo a cortante de la mampostería
- μ : Factor de ductilidad

De la envolvente del comportamiento histérico de un muro de mampostería, varios investigadores han propuesto modelos matemáticos que reflejen dicha relación entre resistencia y desplazamiento [8,15,41]. En las figuras 1.8 y 1.9 se presentan las propuestas por Tomazevic [35] para mampostería simple:

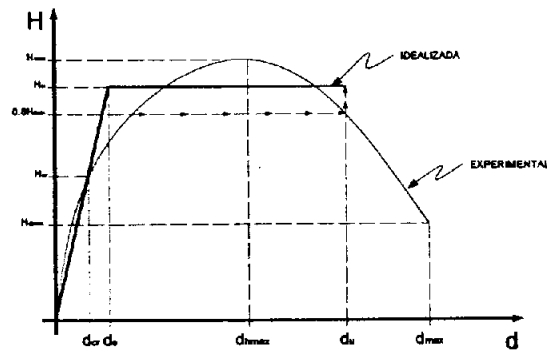


Figura 1.8 Modelo bilineal de Tomazevic

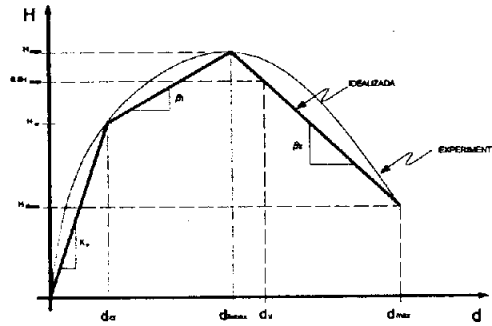


Figura 1.9 Modelo trilineal de Tomazevic

La rigidez inicial del muro estará dada por:

$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}} \quad (1.9)$$

En el caso de una idealización bilineal, la resistencia última se puede obtener con la relación:

$$H_u = k_e \left[d_{max} - \sqrt{d_{max}^2 - \frac{2A_{env}}{K_e}} \right] \quad (1.10)$$

donde:

A_{env} : Área debajo de la curva de la envolvente experimental

Evaluando la evidencia experimental [35], el autor del modelo ha visto que la relación entre H_u y H_{max} es aproximadamente 0.90, por lo tanto:

$$H_u \cong 0.90H_{\max} \quad (1.11)$$

Arbitrariamente, el desplazamiento último idealizado, d_u se define como aquel donde se intersectan la envolvente experimental y la ordenada $0.8H_{\max}$. La ductilidad del muro estará dada por:

$$\mu_u = \frac{d_u}{d_e} \quad (1.12)$$

donde:

$$d_e = \frac{H_u}{K_e}$$

Los valores recomendables para ductilidad en muros individuales son [35]:

- $\mu_u = 2$ a 3 muros de mampostería simple
- $\mu_u = 3$ a 4 muros de mampostería confinada
- $\mu_u = 4$ a 5 muros de mampostería reforzada

Para el caso trilineal, H_{\max} es usado sin reducción. La resistencia al agrietamiento será:

$$H_{cr} = C_{cr} \cdot H_{\max} \quad (1.13)$$

donde:

C_{cr} : factor de reducción obtenido experimentalmente.

De acuerdo con la evidencia experimental tenemos que C_{cr} varía entre 0.6 y 0.8 [41], pero, como se verá en el capítulo 3, 0.9 se ajusta muy bien a los ensayos realizados en México.

El valor teórico de la resistencia al desplazamiento máximo, $H_{d_{\max}}$ no es un modelo matemático simple debido a que la mampostería es un material heterogéneo y anisotrópico, características que influyen en forma importante en el comportamiento post-pico de este material. La evidencia experimental permite correlacionar este valor con respecto a la resistencia máxima del muro [35], como se aprecia en la expresión 1.14:

$$H_{d_{\max}} = C_{sd} \cdot H_{\max} \quad (1.14)$$

donde:

C_{sd} : Factor de degradación de resistencia.

Este factor varía entre 0.40 y 0.80 [35]

1.2.10. Rigidez Lateral

La rigidez lateral del muro es uno de los parámetros más importantes. Por definición, la rigidez es el efecto (cortante/momento) causado por un desplazamiento (o giro) unitario. La rigidez de un elemento depende de :

- 1) Propiedades mecánicas de los materiales constitutivos
- 2) Geometría de la sección transversal del elemento
- 3) Condiciones de frontera

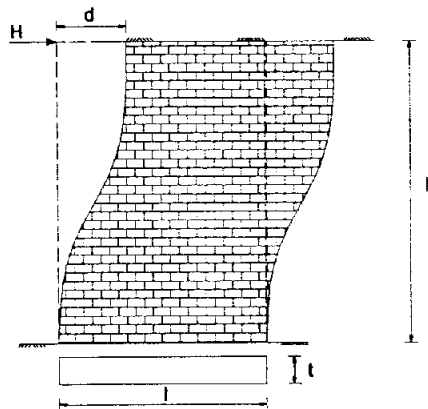


Figura 1.10 Deformación de un muro debido a carga lateral

La deformación del muro de la figura 1.10 será la suma de la deformación debida a flexión y la debida a cortante:

$$d = \frac{Hh^3}{12EI_w} + \frac{kHh}{GA_w} \quad (1.15)$$

donde:

d : Desplazamiento del muro

h : Altura del muro

$I_w = \frac{tl^3}{12}$: Momento de inercia de la sección del muro

$A_w = t \cdot l$: Área de la sección transversal del muro

$k = 1.2$: Coeficiente de cortante para una sección rectangular

Reemplazando los términos de I_w , A_w y k tenemos que la rigidez elástica efectiva teórica es:

$$K_e = \frac{G \cdot A_w}{1.2h \left[1 + \alpha \cdot \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]} \quad (1.16)$$

donde:

α : Coeficiente que determina el punto de inflexión del momento según las condiciones de frontera. Será igual a 0.83 cuando los extremos del muro están restringidos y 3.33 para muro en voladizo.

En el caso no lineal, la rigidez del muro será la rigidez secante. Para una idealización bilineal, será:

$$k = \frac{d_e}{d} \cdot k_e \quad (1.17)$$

La evidencia experimental [15,35] indica que la degradación de la rigidez es función del desplazamiento lateral en forma adimensional y es similar para todos los tipos de muro de mampostería (simple, reforzada o confinada). Haciendo uso de esta característica se han propuesto ecuaciones para la degradación de la rigidez [15,35] como:

$$k = \alpha K_e \left(\frac{d}{d_{\max}} \right)^\beta \quad (1.18)$$

donde:

α, β : Son parámetros obtenidos experimentalmente de degradación de rigidez. Son función de la historia de la carga lateral y el esfuerzo de compresión generado por la carga vertical. Para muros cuya carga vertical no sea mayor del 20% de la capacidad del mismo y sometidos a carga cíclica se pueden usar $\alpha = 0.30$ y $\beta = -0.85$ [35]

$$R_{asc,desc} = R_{ini} \left[a(\gamma_{\max})^4 + b\gamma_{\max} + 1 \right]^{-1} \quad (1.19)$$

donde:

- $R_{asc,desc}$: Rigidez en las ramas ascendente y descendente
- R_{ini} : Rigidez inicial
- γ_{\max} : Distorsión máxima en el semiciclo inmediatamente anterior
- a, b : Parámetros obtenidos experimentalmente [15]

1.2.11. Resistencia a Cortante

Por las propiedades de la mampostería y la geometría de los muros estructurales, la falla por tensión diagonal debida a esfuerzos cortantes es la más común en todos los tipos de muro sujetos a carga sísmica [3].

En el caso de mampostería no reforzada es comúnmente aceptado que la resistencia a cortante de un muro depende de la carga vertical (esfuerzo a compresión en el muro). Sin embargo, hay dos teorías diferentes que llevan a resultados similares en cuanto al comportamiento del muro a cortante:

En el primer caso, que es aceptado por varios códigos (EC-6, RCDF), la resistencia a cortante de la mampostería, f_v está definida por la teoría de fricción o modelo de Mohr Coulomb, por la siguiente ecuación:

$$f_v = f_{vo} + \mu_c \sigma_d \quad (1.20)$$

donde:

f_{vo} : Resistencia a cortante cuando no hay esfuerzo a compresión en el muro

μ_c : cortante que define la contribución del esfuerzo a compresión

σ_d : esfuerzo a compresión de diseño perpendicular al cortante

Los dos primeros parámetros son obtenidos experimentalmente. Esta teoría es aceptable en el caso que las piezas de mampostería sean muy resistentes y la falla a cortante se presente a través de la junta de mortero y la grieta sea inclinada, típica de este tipo de falla. En este caso, la fricción entre el mortero y la pieza moviéndose a lo largo de las juntas determinará la resistencia del muro a cargas laterales [23,35].

De acuerdo con la otra teoría, se supone que las grietas diagonales de la falla por cortante son producidas por el esfuerzo principal de tensión que se desarrolla en el muro cuando está sujeto a una combinación de cargas vertical y lateral. En este caso las grietas inclinadas deben pasar tanto por el mortero como por las piezas de mampostería.

Considerando el muro como elástico, homogéneo e isotrópico podremos usar la teoría de la elasticidad y tendremos que para un muro sujeto a la combinación de cargas vertical, y lateral, el esfuerzo principal a compresión estará dado por:

$$\sigma_c = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau)^2} + \frac{\sigma_o}{2} \quad (1.21)$$

Y el esfuerzo principal de tensión desarrollado en la mitad de la sección del muro será:

$$\sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau)^2} - \frac{\sigma_o}{2} \quad (1.22)$$

La orientación del plano principal será:

$$\phi_c = \phi_t = 0.5 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{2\tau}{\sigma_o}\right) \quad (1.23)$$

donde:

$\sigma_o = \frac{N}{A_m}$: Esfuerzo promedio a compresión del muro debido a la carga vertical N

$\tau = \frac{H}{A_m}$: Esfuerzo cortante promedio debido a la carga lateral H

A_m : Área de la sección transversal del muro

b : Factor de distribución de esfuerzo cortante. Depende de la geometría del muro y de la relación $\frac{N}{H_{\max}}$

Asumiendo un comportamiento elástico, homogéneo e isotrópico del muro la resistencia a carga lateral H_{\max} estará referida al esfuerzo principal de tensión y en este caso se le llama resistencia a tensión del muro (f_t) [29,35]:

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau_{H_{\max}})^2} - \frac{\sigma_o}{2} \quad (1.24)$$

donde:

f_t : Resistencia a la tensión del muro

$\tau_{H_{\max}}$: Esfuerzo a cortante promedio en el muro cuando se presenta la carga máxima

Conocida la resistencia a cortante o la resistencia a tensión, podremos conocer la otra mediante gráficas que las correlacionan, como la presentada en la figura 1.11 [8]:

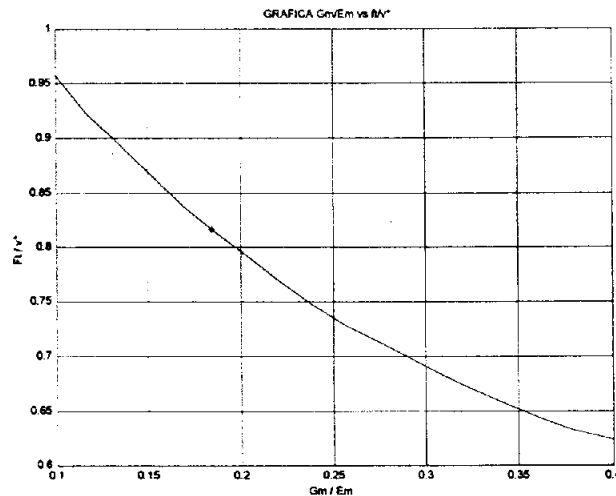


Figura 1.11 F_t/v^* en función de G_m/E_m

La resistencia lateral de un muro de mampostería simple que falla por cortante puede ser evaluada con la siguiente expresión [35]:

$$H_s = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1} \quad (1.25)$$

El factor b determina la distribución de esfuerzos cortantes en la sección transversal del muro. Este factor representa la relación entre el máximo y el promedio de los esfuerzos cortantes en la sección horizontal crítica del muro. Su valor depende de la geometría del muro (relación de aspecto h/l), así como de la relación entre las cargas verticales y horizontales cuando el muro falla a cortante [39]. En otras palabras “ b ” depende de las cualidades de la mampostería. El valor del factor “ b ” puede ser estimado numéricamente mediante el método de elementos finitos o experimentalmente. Este valor varía entre 1.5 para muros esbeltos ($h/l > 1.5$) a 1.1 para muros robustos ($h/l \approx 1.0$).

Evidentemente, $\tau_{H_{\max}}$ puede ser considerado como equivalente a la resistencia a cortante obtenida con la ecuación de la teoría de fricción [35]:

$$f_v = \tau_{H_{\max}} = \frac{f_i}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_i} + 1} \quad (1.26)$$

1.2.12. Resistencia a la Flexión

El daño de muros estructurales debidos a flexión es raramente observado en edificios de mampostería.

Esto no es sólo por las características de los materiales, especialmente la baja relación entre la resistencia a tensión y compresión sino también a una característica estructural: la baja relación momento flexionante-cortante.

En mampostería simple, la falla a flexión se caracteriza por grietas horizontales debido a la tensión en uno de los extremos. Si la grieta continúa, el muro se puede comportar como un sólido rígido, como se muestra en la figura 1.12, y la carga lateral máxima que resistirá estará dada por:

$$H = \frac{l-a}{h} \cdot N \quad (1.27)$$

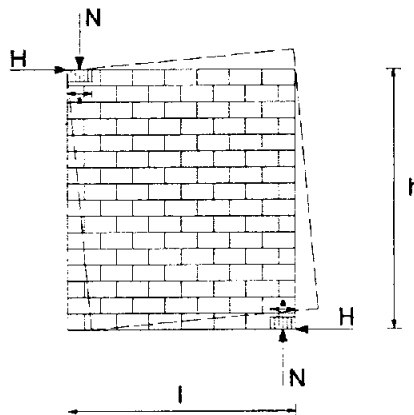


Figura 1.12 Fuerzas considerando al muro como un sólido rígido

Aceptando la equivalencia de comportamiento a compresión de la mampostería con el concreto para secciones sometidas a flexión, la zona a compresión se puede representar por un bloque rectangular equivalente. El EC-6 propone el que se muestra en la figura 1.13 [35]:

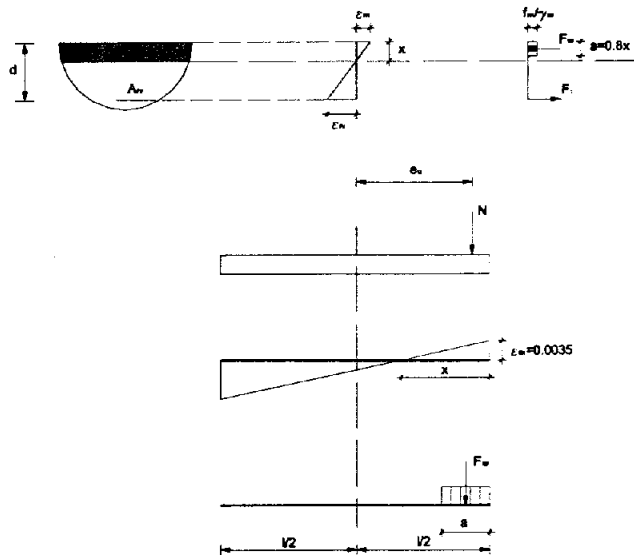


Figura 1.13 Fuerzas y deformaciones de un muro sometido a flexión

Siguiendo este diagrama, se puede calcular la resistencia última a flexión del muro en su plano debido a cargas verticales:

$$F_w = N = \sigma_o \cdot l \cdot t = f \cdot a \cdot t \quad (1.28)$$

donde:

$$a = \frac{\sigma_o}{f} \cdot l$$

La excentricidad de la carga (N) en el estado último será:

$$e_u = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{f} \right) \quad (1.29)$$

El momento flexionante resistente último correspondiente será:

$$M_{ru} = N \cdot e_u \quad (1.30)$$

La resistencia a la flexión de la sección del muro se puede calcular como:

$$M_{ru} = \frac{\sigma_o \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{f} \right) \quad (1.31)$$

donde:

- l : Longitud del muro
 t : espesor del muro
 f : Esfuerzo a compresión de la mampostería

Conocida la resistencia a flexión de la sección se puede calcular la resistencia a la flexión del muro, que dependerá de las condiciones de frontera del mismo:

$$H_f = \frac{M_{ru}}{\alpha h} \quad (1.32)$$

donde:

- H_f : Resistencia a la flexión del muro
 M_{ru} : Momento resistente de la sección
 α : Coeficiente que define el punto de inflexión del diagrama de momentos.
 h : Altura del muro

El valor de α será 0.5 para extremos empotrados y 1.0 para muros en voladizo.

1.2.13. Deslizamiento – Cortante

Cuando los muros están sometidos a bajas cargas verticales y grandes aceleraciones debidas a sismo o fuerzas eólicas elevadas, se presentarán grietas horizontales a lo largo de las juntas de mortero. Estas grietas son usuales en los pisos superiores de los edificios donde la carga vertical es pequeña y la aceleración grande. Recordando la ecuación de la resistencia a cortante de la teoría de fricción:

$$f_v = f_{vo} + \mu_c \sigma_d \quad (1.33)$$

La segunda parte de la ecuación es la resistencia al deslizamiento, por lo tanto:

$$H_{sl} = \mu_c \cdot N \quad (1.34)$$

donde:

- H_{sl} : Resistencia al deslizamiento
 μ_c : Coeficiente de fricción entre la pieza de mampostería y el mortero
 N : Carga axial

1.2.14. Secciones Compuestas

En muchos casos el muro en planta tiene la forma L, T ó + aumentando su rigidez ante cargas laterales cuando el comportamiento a flexión es importante. Desafortunadamente hay muy poca evidencia experimental del comportamiento de este tipo de formas por lo que siempre se recurre a las recomendaciones de los códigos.

Evidencia experimental ha demostrado que suponer separados los muros perpendiculares al sentido del análisis, es aceptable en el caso de muros cuyo comportamiento sea regido por cortante.

1.3. MAMPOSTERÍA CONFINADA

Es un sistema constructivo donde los muros estructurales de mampostería están confinados por sus cuatro lados por elementos de concreto reforzado ó mampostería reforzada vertical y horizontal. Los elementos confinantes no están destinados a resistir cargas horizontales o verticales. Se supone que todas las cargas, tanto verticales como horizontales serán resistidas por los muros.

La evidencia experimental y lo visto después de sismos en estructuras de mampostería confinada, con respecto a la mampostería simple, nos dice que:

- 1) Hay una mejora en la conexión entre los muros estructurales
- 2) Hay una mejora en la estabilidad de los muros estructurales esbeltos
- 3) Hay una mejora en la resistencia y ductilidad de los muros
- 4) Se reduce el riesgo de desintegración de los paneles

La posición de los elementos confinantes verticales está dada en los códigos como una forma de asegurar la integridad estructural en este sistema. El Eurocódigo exige que se instalen [35]:

- 1) En todas las esquinas y finales de muro
- 2) En la intersección de muros
- 3) En los dos extremos de cualquier abertura con área mayor de 1.5 m^2
- 4) La distancia entre dos elementos verticales no debe ser mayor que 4 m

Las normas técnicas complementarias para mampostería del RCDF (NTCM-2004) solicitan que se instalen:

- 1) En todas las esquinas y finales de muro
- 2) En la intersección de muros
- 3) En puntos intermedios a una separación no mayor de $1.5H$ ni 4m
- 4) En los dos extremos de cualquier abertura cuya dimensión horizontal excede de la cuarta parte de la longitud del muro o separación entre castillos o de 600 mm
- 5) En los dos extremos de aberturas con altura igual a la del muro

La poca información de la contribución de los elementos confinantes a la resistencia a carga lateral hace que los códigos no permitan que estos elementos sean considerados en el diseño ante cargas debidas a sismo. El refuerzo de estos elementos es calculado con bases empíricas.

1.3.1. Rigidez Lateral

Algunos autores consideran que no es necesario incluir la contribución de los castillos en la rigidez lateral de los muros de mampostería confinada [41], pero en casos donde la cantidad y dimensión de estos elementos es importante, el no tenerlos en cuenta puede llegar a predicciones alejadas de la realidad.

Para tener en cuenta la contribución de los castillos se deberá obtener la inercia de la sección transformada [42], como se muestra en la figura 1.14:

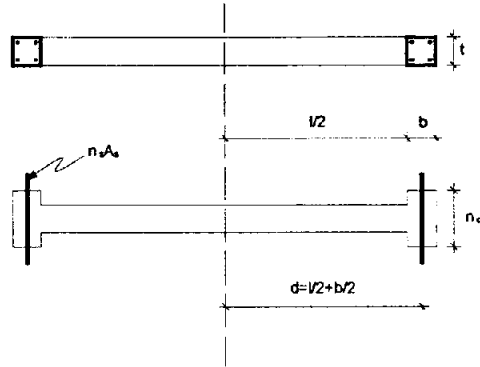


Figura 1.14 Sección transformada de un muro de mampostería confinada

$$I_t = I_w + I_s + I_c \quad (1.35)$$

La contribución del muro al momento de inercia de la sección transformada esta dada por:

$$I_w = \frac{t \cdot l^3}{12} \quad (1.36)$$

La contribución del acero será:

$$I_s \cong n_s (A_{s1} d_1^2 + A_{s2} d_2^2) \quad (1.37)$$

donde:

$n_s = \frac{E_s}{E_m}$: Relación entre los módulos de elasticidad del acero y la mampostería

A_{s1}, A_{s2} : Área de refuerzo en los castillos. Para simplificar los cálculos se concentrará en el centro de gravedad de cada castillo.

La contribución del castillo al momento de inercia será:

$$I_c = n_c t \left[\frac{b_1^3}{12} + \frac{b_2^3}{12} + b_1 d_1^2 + b_2 d_2^2 \right] \quad (1.38)$$

donde:

$n_c = \frac{E_c}{E_m}$: Relación entre los módulos de elasticidad del concreto y la mampostería

Por lo tanto la rigidez de un muro de mampostería confinada será:

$$K_e = \left[\frac{h^3}{\beta E_m I_t} + \frac{kh}{A G_w} \right]^{-1} \quad (1.39)$$

Los valores de β serán 3 y 12 para muros en voladizo y doblemente empotrados respectivamente y k será 1.2 para secciones rectangulares.

1.3.2. Resistencia a Cortante

La evidencia experimental [16,35] indica que los elementos de concreto reforzado que confinan la mampostería mejoran:

- 1) Su resistencia a cargas laterales
- 2) La capacidad de disipar energía
- 3) La ductilidad

Ensayos experimentales muestran un comportamiento monolítico del muro confinado antes de que se presente la primera grieta significativa en el muro. Cuando la grieta penetra los castillos, la carga lateral es resistida por las barras verticales de los castillos por medio del mecanismo de dovela [15,16,35].

Recordando la resistencia lateral para un muro de mampostería simple que falla por cortante, de acuerdo con la teoría de falla por esfuerzos de tensión en el muro:

$$H_s = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1} \quad (1.40)$$

En el caso de mampostería confinada, esta resistencia no solo depende de la carga vertical sino de la zona de contacto entre el castillo y la dala con el muro debido a la carga lateral, como se muestra en la figura 1.15:

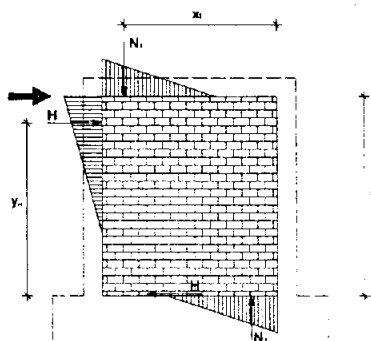


Figura 1.15 Fuerzas de contacto en un muro de mampostería confinada

Por lo tanto el esfuerzo a compresión que gobierna la resistencia a cortante del muro es una combinación de los esfuerzos impuestos por las cargas gravitacionales ($\sigma_{o,v}$) y los esfuerzos producidos por la interacción castillos/dala-muro ($\sigma_{o,i}$):

$$\sigma_o = \sigma_{o,v} + \sigma_{o,i} \quad (1.41)$$

donde:

$$\sigma_{o,v} = \frac{N}{A_w}$$

El sistema de marcos de concreto reforzado confinados por muros se puede usar como analogía para la forma y nivel de la interacción de las fuerzas en la interfase castillo/dala-muro:

$$\sigma_{o,i} = \frac{N_i}{A_w} = H \frac{n_w}{\alpha A_w} \quad (1.42)$$

donde:

N_i : Es la resultante de la carga de interacción vertical, causando un esfuerzo de compresión adicional en la sección horizontal del muro.

n_w : Relación de aspecto del muro, h/l

α : Parámetro de forma y distribución de las fuerzas de interacción.

El esfuerzo a compresión para mampostería confinada será:

$$\sigma_o = \frac{N}{A_w} + H \frac{n_w}{\alpha A_w} \quad (1.43)$$

Si reemplazamos la nueva expresión para σ_o en la fórmula de resistencia lateral para muros de mampostería simple (H_s), obtendremos la resistencia lateral de un muro de mampostería confinada [35]:

$$H_{s,w} = \frac{f_t A_w}{C_l b} \left[1 + \sqrt{C_l^2 \left(1 + \frac{N}{f_t A_w} \right) + 1} \right] \quad (1.44)$$

donde:

$$C_l = \frac{2\alpha b l}{h} \quad \text{: Es el coeficiente de interacción}$$

Para una distribución triangular de fuerzas de interacción dala-castillo, el parámetro alfa tendrá un valor de 1.25 [35].

La contribución de los castillos en la resistencia lateral del muro de mampostería confinada está dada por la acción de dovela del refuerzo vertical.

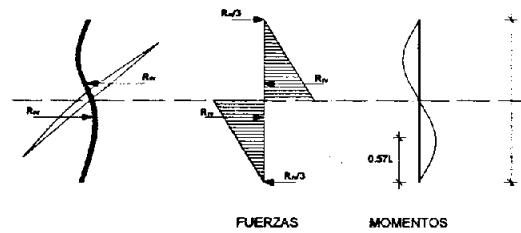


Figura 1.16 Fuerzas debidas a la acción de dovela del refuerzo vertical

Esta contribución está dada por la expresión [35]:

$$H_d = n \cdot 0.806 \cdot d_r^2 \sqrt{f_{cc} \cdot f_y} \quad [MN] \quad (1.45)$$

donde:

- n : Número de varillas
- d_r : Diámetro de las varillas longitudinales del castillo [mm]
- f_{cc} : Resistencia a la compresión del castillo [MPa]
- f_y : Esfuerzo de fluencia de las barras [MPa]

Por lo tanto, la resistencia a cortante de muros de mampostería confinada estará dada por:

$$H_{s,c} = H_{s,w} + H_d \quad (1.46)$$

Explícitamente será:

$$H_{s,c} = \frac{f_t A_w}{C_t b} \left[1 + \sqrt{C_t^2 \left(1 + \frac{N}{f_t A_w} \right) + 1} \right] + n \cdot 0.806 \cdot d_r^2 \sqrt{f_{cc} f_y} \quad (1.47)$$

Siguiendo la teoría de fricción de Mohr Coulomb, la resistencia a cortante de un muro estará dada por [15]:

$$H_{s,w} = (0.5\nu + 0.3\sigma) A_w \quad (1.48)$$

donde:

- ν : Resistencia a cortante obtenida experimentalmente
- σ : Esfuerzo vertical actuante sobre el muro
- A_w : Área de la sección transversal del muro

1.3.3. Resistencia a la Flexión

En configuraciones estructurales normales, el comportamiento de la mampostería confinada es regido por cortante. La capacidad a flexión se debe verificar en el caso de elementos muy delgados y cuando los castillos tienen poco espaciamiento.

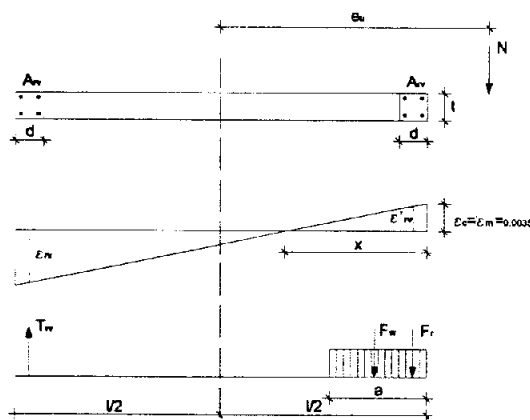


Figura 1.17 Fuerzas y deformaciones debidas a flexión

Si aceptamos la analogía con el concreto y consideramos un bloque rectangular equivalente como se muestra en la figura 1.17, la profundidad de este bloque será:

$$a = \frac{N + A_w f_y}{0.85 f_c t} - d(m-1) \quad (1.49)$$

donde:

d : Dimensión del castillo en el sentido del muro

$m = \frac{f_c}{f_m}$: Relación entre el esfuerzo del concreto y la mampostería

Conocido el valor de la profundidad del bloque de compresión se puede obtener la excentricidad ante carga última resistente de la sección del muro de mampostería confinada:

$$e_u = \frac{0.85 f_c a t}{N} \left(l - \frac{a}{2} \right) + A_c (m-1) \left(l - \frac{d}{2} \right) - x \quad (1.50)$$

Por lo que el momento último resistente de la sección será:

$$M_{ru} = e_u \cdot N \quad (1.51)$$

Conocida la resistencia a flexión de la sección del muro podemos calcular la resistencia a flexión del muro que dependerá de las condiciones de frontera del mismo:

$$H_{f,w} = \frac{M_{ru}}{\alpha h} \quad (1.52)$$

donde:

- $H_{f,w}$: Resistencia a la flexión del muro
- M_{ru} : Momento resistente de la sección
- α : Coeficiente que define el punto de inflexión del diagrama de momentos

El valor de α será 0.5 para muros con extremos empotrados y 1.0 para muros en voladizo.

El momento resistente último también puede ser calculado con un diagrama de interacción Mn vs Pn para mampostería confinada como el que se muestra en la figura 1.18:

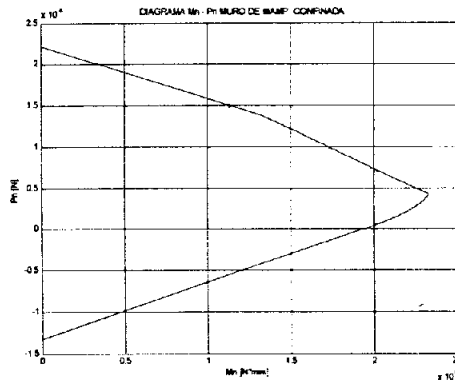


Figura 1.18 Forma del diagrama de interacción para mampostería confinada

Tomazevic y Lutman (1996) [38], al igual que el RDF [28], proponen la siguiente expresión:

$$H_{f,w} = \frac{0.5\sigma_o t l^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_c}\right) + (l - 2l') A_{rv} f_y}{h} \quad (1.53)$$

donde:

- σ_o : Esfuerzo a compresión promedio en el muro debido a cargas verticales
- t, l, h : Espesor, longitud y altura del muro
- f_c : Resistencia a la compresión del concreto de los castillos
- l' : Distancia entre el centro del refuerzo y el borde del muro
- A_{rv} : Área de la sección transversal del acero longitudinal

Se puede comprobar fácilmente que con esta expresión y con el procedimiento del diagrama de interacción se llega a resultados muy semejantes.

Debido a la incertidumbre que se tiene en el aporte que los elementos confinantes hacen a la resistencia a la compresión del muro, algunos códigos no los toman en cuenta en la capacidad resistente a flexión del muro.

1.3.4. Factor de Comportamiento Estructural (q)

El factor de comportamiento estructural o de reducción de fuerzas laterales es la relación entre la resistencia lateral de una estructura considerada perfectamente elástica y la carga lateral última, con la que realmente se debe diseñar la estructura para aprovechar la ductilidad del sistema, suponiendo un comportamiento elasto-plástico perfecto, como se aprecia en la figura 1.19 [36].

$$q = \frac{H_E}{H_u} \tag{1.54}$$

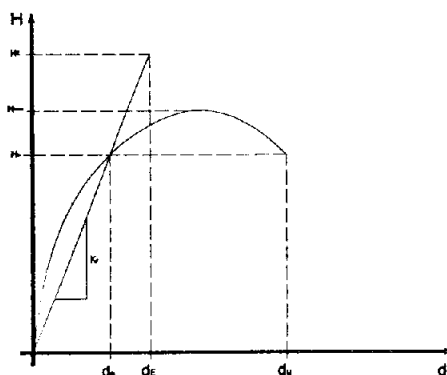


Figura 1.19 Comportamientos elástico lineal y dúctil de una estructura ante cargas laterales

Para estructuras relativamente rígidas, como normalmente son las de mampostería, este factor de comportamiento se puede expresar en términos de la ductilidad al desplazamiento. Por considerar esta relación de especial importancia, a continuación se muestra el desarrollo de la misma [8]:

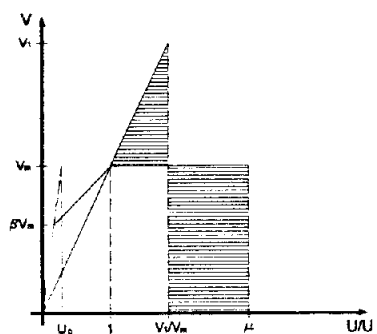


Figura 1.20 Sistemas elástico y elastoplástico equivalentes en energía

Para que el sistema elástico y el trilineal sean equivalentes en energía, las áreas sombreadas deben ser iguales, por lo tanto:

$$A_{\text{triángulo}} = \left(\frac{V_1}{V_m} - 1 \right) \left(\frac{V_1 - V_m}{2} \right)$$

$$A_{\text{rectángulo}} = \left(\mu - \frac{V_1}{V_m} \right) \cdot V_m$$

Pero $A_{\text{triángulo}} = A_{\text{rectángulo}} \Rightarrow$

$$\left(\frac{V_1}{V_m} - 1 \right) \left(\frac{V_1 - V_m}{2} \right) = \left(\mu - \frac{V_1}{V_m} \right) \cdot V_m$$

$$\frac{(V_1 - V_m)^2}{2V_m} = \mu V_m - V_1$$

$$\left(\frac{V_1}{V_m} \right)^2 + 1 = 2\mu$$

Por lo tanto:

$$q = \frac{H_E}{H_u} = \frac{V_1}{V_m} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (1.55)$$

De acuerdo con las figuras 1.19 y 1.20, el factor de comportamiento estructural (q) puede definirse, igualmente, como la relación entre la energía que causa el colapso de la estructura y la energía que causa la iniciación del daño (primer cambio de rigidez en la estructura) [36].

En la expresión 1.55 la ductilidad será la de la estructura, es decir, la obtenida de una curva cortante basal vs desplazamiento de la azotea. Esta ductilidad puede ser calculada con el criterio de ductilidad equivalente de Park [30]:

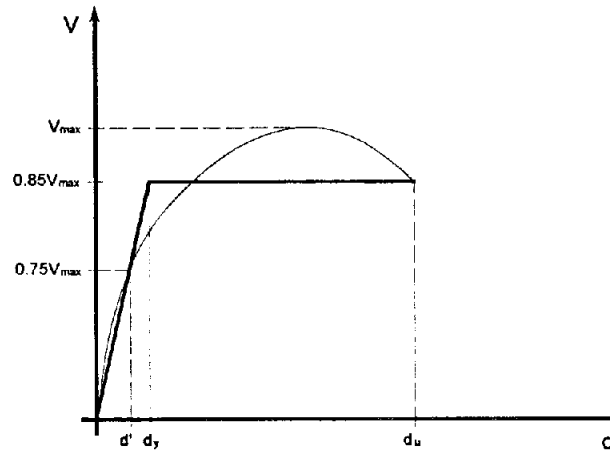


Figura 1.21 Criterio de ductilidad equivalente de Park

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \text{ y } d_y = 1.33d' \quad (1.56)$$

Para sistemas donde la falla se concentra en la planta baja, como son las estructuras que se estudian en este trabajo, la ductilidad global y la del primer nivel se relacionan con la siguiente expresión [26]:

$$\mu_1 = 1 + \frac{2}{3}n(\mu - 1) \quad (1.57)$$

donde:

- μ_1 : Ductilidad en el nivel 1
- μ : Ductilidad global de la estructura
- n : Número de niveles de la estructura

Como las envolventes experimentales y analíticas que se obtienen son en planta baja, se necesitará la ductilidad global a partir de la local, por lo tanto:

$$\mu = \frac{3(\mu_1 - 1)}{2n} + 1 \quad (1.58)$$

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS DE LA ENVOLVENTE DE RESISTENCIA DE PISO

2.1. INTRODUCCIÓN

Para poder obtener la envolvente de resistencia de piso se debe contar con un modelo analítico del comportamiento de los muros de mampostería confinada ante cargas laterales y de una metodología de análisis que tenga en cuenta la contribución en resistencia y rigidez de cada muro en cada piso.

En este capítulo se desarrollará la metodología de análisis dejando para el siguiente lo referente a los modelos analíticos que pretenden representar el comportamiento de la mampostería ante cargas laterales.

Una envolvente analítica de resistencia se puede calcular como el resultado de un análisis dinámico paso a paso. En este caso los máximos positivos y negativos serán dicha envolvente. Otra forma de obtener esta envolvente es haciendo un análisis estático incremental. En este caso se puede hacer de dos maneras: incrementando las cargas laterales ("push-over") o incrementando los desplazamientos, y en ambos casos siguiendo una forma predeterminada que normalmente es la del primer modo de vibrar de la estructura.

Debido a que en las estructuras de muros no se tienen zonas claras de plastificación a nivel de elemento y para evitar problemas numéricos al invertir la matriz de rigidez en cada paso, aspectos necesarios en un push-over, en este trabajo se optó por hacer el análisis incrementando los desplazamientos.

Al final del capítulo se compararán los resultados del programa desarrollado con las envolventes analíticas de los modelos M1 y M2 de Tomazevic.

2.2. ANÁLISIS ESTÁTICO INCREMENTAL PARA OBTENER LA ENVOLVENTE DE RESISTENCIA DE PISO

A partir de observaciones y experimentos se concluye que considerando algunos parámetros, la resistencia sísmica del edificio puede ser determinada si se obtienen relaciones entre la resistencia de piso y su correspondiente distorsión [35]. Por lo tanto, si se puede calcular la envolvente de resistencia de piso, se pueden verificar los estados límite de servicio y último y obtener el factor de comportamiento estructural (q).

Antes de señalar los pasos a seguir para calcular la envolvente de piso, se enunciarán las hipótesis en que se basará este análisis:

- 1) El sistema de piso debe comportarse como diafragma rígido. Con esto se garantiza que cada muro tome el cortante de piso en proporción a su rigidez lateral. Los efectos por torsión también serán distribuidos en proporción a la rigidez del muro.
- 2) Predomina la forma del primer modo de vibrar de la estructura. Los desplazamientos horizontales impuestos seguirán la forma del primer modo de vibrar.
- 3) La contribución de un muro a la resistencia de piso depende del desplazamiento lateral relativo y la forma de la envolvente de resistencia del muro. Los muros resistirán carga lateral hasta llegar a su ductilidad máxima, después de lo cual sólo resistirán cargas verticales.
- 4) Si en la estructura rigen las deformaciones por cortante, los muros en forma de L, T, + resistirán estas deformaciones en su alma en un porcentaje mucho mayor que en las alas. Por lo tanto se considerará, en este tipo de muros, que hay una junta vertical que separa el alma de las alas.
- 5) Las aberturas como puertas y ventanas deben mantener un esquema uniforme en elevación.

Una vez definidas las hipótesis, los pasos en cada iteración k , para calcular la envolvente del piso i son:

- 1) Obtener la forma del primer modo de vibrar de la estructura.
- 2) Calcular los desplazamientos relativos de cada entrepiso
- 3) Calcular las coordenadas del centro de masas (CM) y centro de rigidez (CR) de piso

$$X_{cmi} = \frac{\sum \sigma_{oi} A_{wi} x_i}{\sum \sigma_{oi} A_{wi}} \quad Y_{cmi} = \frac{\sum \sigma_{oi} A_{wi} y_i}{\sum \sigma_{oi} A_{wi}} \quad (2.1)$$

$$X_{cri} = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i} \quad Y_{cri} = \frac{\sum K_i y_i}{\sum K_i} \quad (2.2)$$

- 4) Calcular la excentricidad en el sentido del análisis y el signo del giro, que se considerará positivo en sentido antihorario.

$$e_{sai} = |X_{cci} - X_{cri}| \quad (2.3)$$

$$\text{signo } \theta_i = \frac{e_{sai}}{X_{cci} - X_{cri}} \quad (2.4)$$

donde:

$$X_{cci} = \sum_i^m \frac{F_i X_{cmi}}{V_i} \text{ es la coordenada x del centro de cortante [12]}$$

- 5) Calcular el momento de torsión de entrepiso (M_{ti})

$$M_{ti} = V_i \cdot e_{sai} \quad (2.5)$$

donde:

V_i : Cortante actuante en el entrepiso i

- 6) Calcular la rigidez torsional (R_{ti}) [17,27]

$$R_{ti} = \sum K_{yj} (x_{mij} - X_{cri})^2 + \sum K_{xj} (y_{mij} - Y_{cri})^2 \quad (2.6)$$

donde:

K_{xj} : Es la rigidez en x del muro j en el nivel i

K_{yj} : Es la rigidez en y del muro j en el nivel i

x_{mij} : Coordenada x del muro j en el nivel i

y_{mij} : Coordenada y del muro j en el nivel i

7) Calcular el giro del entrepiso i (θ_i)

$$\theta_i = \frac{M_{ii}}{R_{ii}} \quad [32] \quad (2.7)$$

8) Obtener los desplazamientos en cada muro j debido al giro (dmt_{ij}) y el total ($dmtt_{ij}$) para cada entrepiso i:

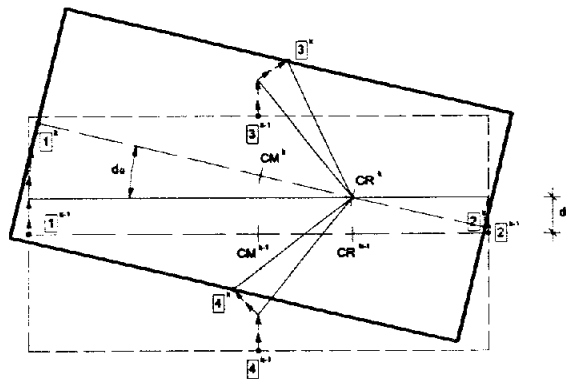


Figura 2.1 Desplazamiento y giro del nivel i en el ciclo k

a) Para los muros en el sentido del análisis:

$$dmt_{ij} = \theta_i |x_{mij} - X_{cri}| \quad (2.8)$$

$$dmtt_{ij}^k = dmtt_{ij}^{k-1} + dn_i \pm d_\theta \quad (2.9)$$

donde:

$$d_\theta = |dmt_{ij}^{k-1} - dmt_{ij}^k|$$

d_{ni} : Desplazamiento relativo del nivel i

b) Para los muros ortogonales al sentido del análisis:

$$dmtt_{ij}^k = dmtt_{ij}^{k-1} + d_\theta \quad (2.10)$$

9) Calcular la resistencia total del nivel i en el ciclo k

$$H_{ni} = \sum_{j=1}^{nm} h_{nij} \quad (2.11)$$

donde:

H_{ni} : Resistencia del nivel i en el ciclo k

h_{mj} : Resistencia del muro j del nivel en análisis

En el apéndice A se muestra el diagrama de flujo para obtener la envolvente de resistencia de piso.

El programa desarrollado en matlab [9,24], con esta metodología, deberá ser verificado con resultados experimentales. Uno de los aspectos más importantes en este punto es verificar que se estén tomando bien las deformaciones adicionales por torsión. Por tal motivo se tomó el modelo M1 de Tomazevic [40,41], cuyas características geométricas y de materiales se pueden ver en el apéndice B, como parámetro para esta verificación. Igualmente se comparará la envolvente analítica obtenida en este trabajo con la calculada por Tomazevic et al. para el modelo M2.

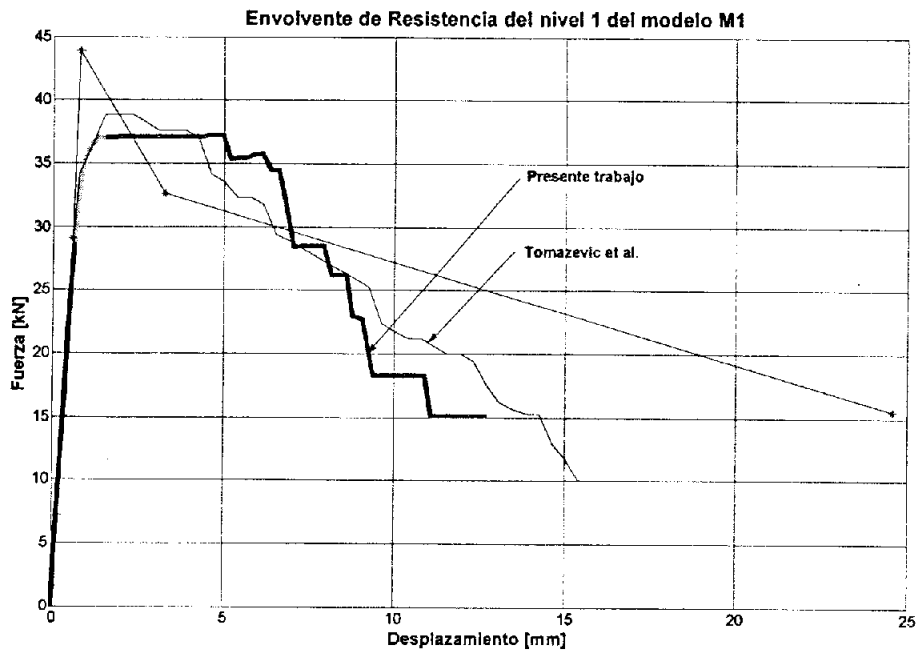


Figura 2.2 Envolventes analíticas para el modelo M1-Tomazevic

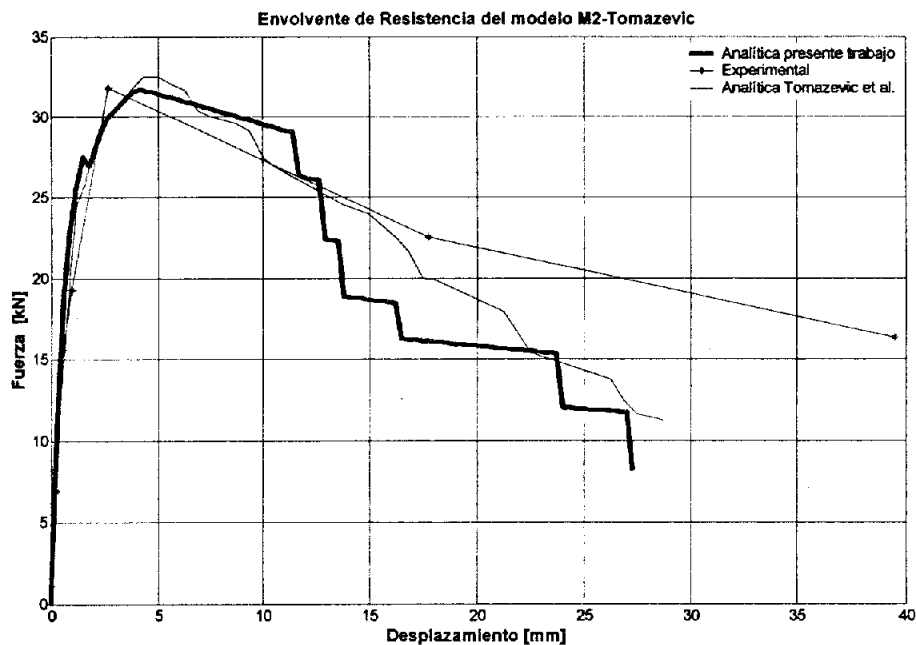


Figura 2.3 Envoltentes analíticas para el modelo M2-Tomazevic

Como se observa en las figuras 2.2 y 2.3, la rama ascendente analítica y experimental tienen una muy buena correlación. Se verifica entonces, que en los casos donde los muros de cortante predominan, la hipótesis de separarlos y sólo considerar la rigidez de los muros en el sentido del análisis es aceptable.

Como era de esperarse, con los modelos bilineal y trilineal de Tomazevic se obtienen la carga máxima y su desplazamiento con bastante precisión.

La contribución a la resistencia de los muros ortogonales debida a las deformaciones adicionales por torsión parece ser la correcta. En la siguiente figura se muestra una comparación entre los análisis de la envolvente con y sin efectos de torsión:

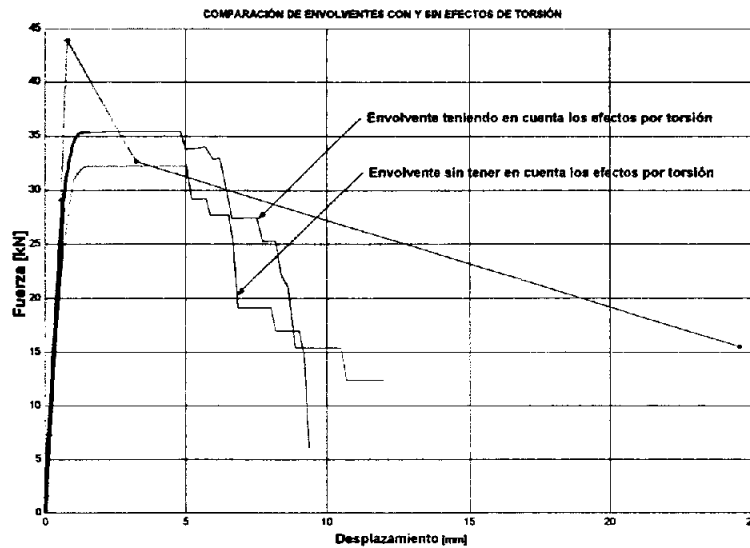


Figura 2.4 Envolvente analítica del modelo M1 con y sin deformaciones por torsión

Uno de los aspectos importantes a verificar, adicional a la forma de la envolvente en el primer nivel, es la evolución de la forma del primer modo de vibrar. Si la forma del primer modo es la correcta, se podrá aceptar que las envolventes de los pisos superiores y, por supuesto el estado de los muros en esos pisos, son los adecuados. En las figuras 2.5 a 2.8 se tiene la secuencia del primer modo de vibrar del modelo M1 de Tomazevic calculado analítica y experimentalmente:

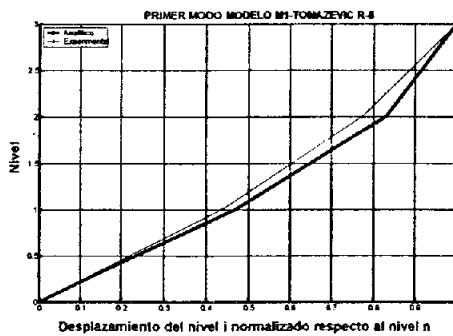


Figura No 2.5

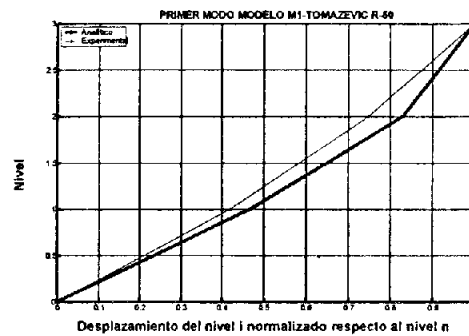


Figura No 2.6

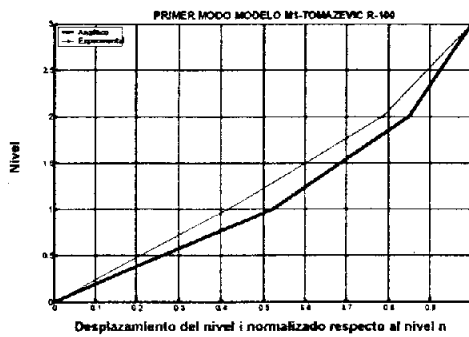


Figura No 2.7

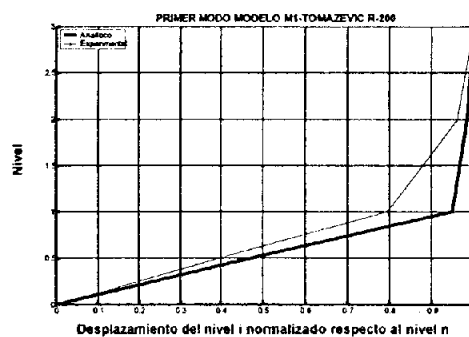
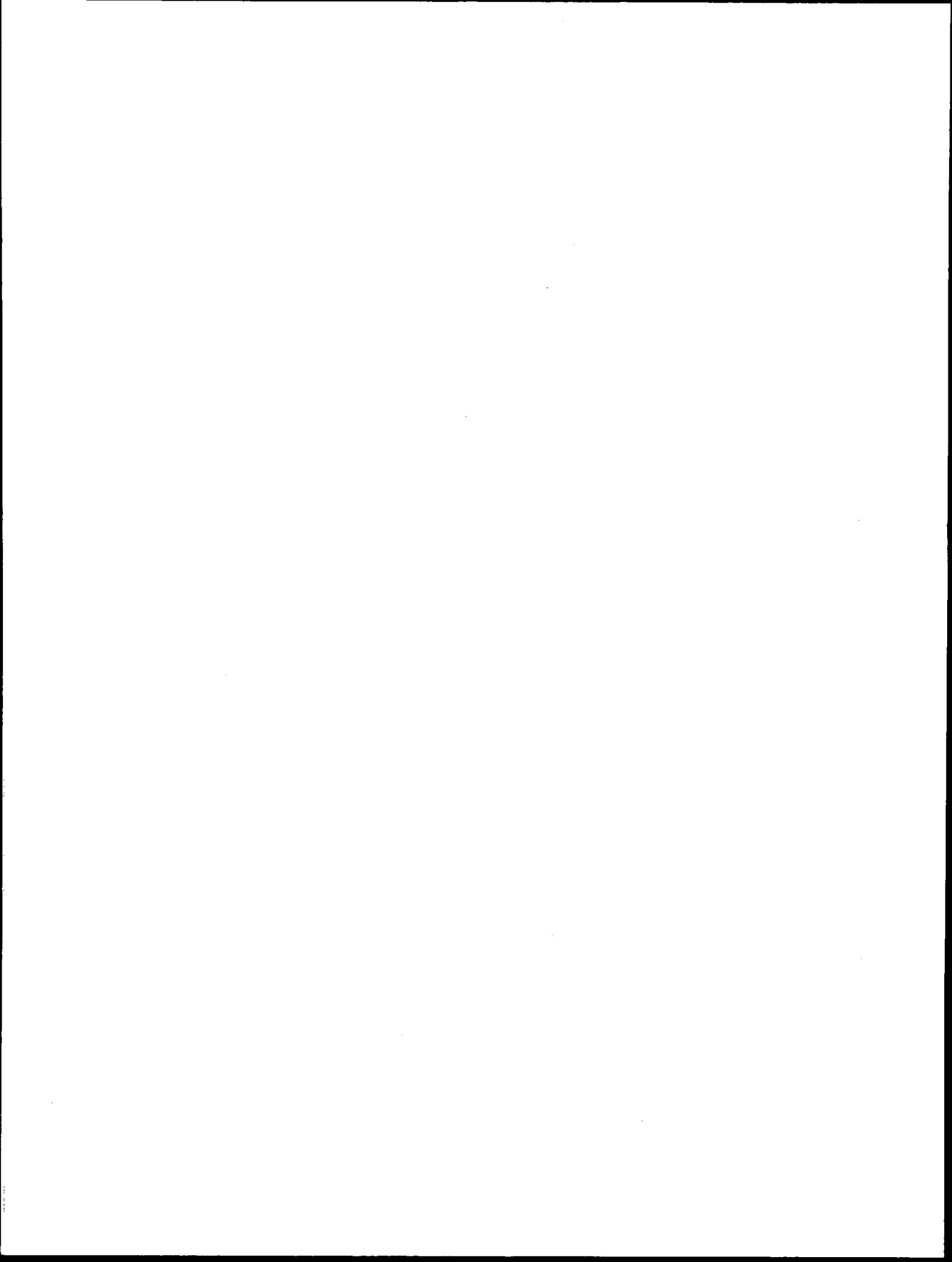


Figura No 2.8

Por lo visto en esta secuencia, el tipo de falla que se presenta (falla en el nivel 1) es el adecuado, aunque se puede observar que los muros de los pisos superiores en el modelo analítico no estarán tan solicitados como en el modelo experimental. Las deformaciones en planta baja están un poco por encima de lo registrado experimentalmente, estando el modelo analítico del lado de la seguridad en este caso.



CAPÍTULO 3

MODELOS DE COMPORTAMIENTO ANTE CARGA LATERAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

3.1. INTRODUCCIÓN

El comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales se ha venido estudiando constantemente desde hace ya varias décadas [1,2, 8,15,22,37, 41].

Con base en estos estudios se han propuesto modelos analíticos que pretenden representar el fenómeno de la mejor manera. En este trabajo se estudiarán los modelos propuestos por Tomazevic y por Flores [35,15] por estar calibrados para unidades macizas, aspecto relevante en este trabajo para poder comparar con respecto a los modelos recientemente ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Los modelos propuestos por Tomazevic se basan en la teoría del esfuerzo principal de tensión como causante de la grieta inclinada y el modelo de Flores en la teoría de fricción (Mohr-Coulumb).

Los modelos a estudiar comparten la hipótesis de trabajo en paralelo del muro y los castillos, por lo que sus contribuciones se suman directamente.

Adicionalmente se propone un modelo de Flores modificado que tratará de mejorar el comportamiento del modelo de Flores cuando se calcula la envolvente de resistencia lateral de piso en estructuras de mampostería confinada.

A continuación se comparan las envolventes de piso de cinco modelos ensayados en mesa vibradora (ensayo dinámico) y uno en muro de reacción (ensayo estático cíclico reversible) con respecto a las envolventes analíticas usando las diferentes propuestas de envolvente de resistencia lateral de muro estudiadas y se calibrarán algunos parámetros relevantes en la consecución de la envolvente de resistencia de piso como el módulo de cortante, la resistencia a cortante y la resistencia a tensión de la mampostería.

Por último se calcularán las ductilidades en el primer nivel y global, así como el factor de comportamiento estructural (q) para los diferentes modelos analizados en este capítulo.

3.2. MODELO TRILINEAL PROPUESTO POR TOMAZEVIC

Como se pudo apreciar en la figura 1.9, este modelo se centra en conseguir la resistencia y el desplazamiento del muro para tres estados límite[36]:

- 1) **Estado límite elástico:** Determinado hasta la carga de agrietamiento (H_{cr}) y el desplazamiento de agrietamiento (d_{cr}) y experimentalmente se considera que este estado dura hasta la aparición de la primera grieta significativa.
- 2) **Resistencia Máxima:** Determinado por la carga lateral máxima (H_{max}) y su desplazamiento correspondiente ($d_{H_{max}}$).

- 3) Estado último: Determinado por el desplazamiento máximo, justo antes del colapso (d_{\max}) y su carga lateral correspondiente ($H_{d_{\max}}$).

Algunas de las expresiones para obtener estos tres puntos fueron explicadas en el capítulo 1 y en resumen son:

Estado límite elástico:

$$H_{cr} = C_{cr} \cdot H_{\max} \quad (3.1)$$

$$d_{cr} = \frac{H_{cr}}{K_e} \quad (3.2)$$

Resistencia Máxima:

$$H_{\max} = \frac{f_t A_w}{C_f b} \left[1 + \sqrt{C_i^2 \left(1 + \frac{N}{f_t A_w} \right) + 1} \right] + n \cdot 0.806 \cdot d_{rv}^2 \sqrt{f_{cc} f_y} \quad (3.3)$$

Para hallar el desplazamiento a la resistencia máxima, el autor del modelo hace notar que hay una relación prácticamente constante entre la rigidez secante a la carga máxima y la rigidez inicial. Esta relación varía para el tipo de mampostería: simple, confinada o reforzada, y debe ser calculado a partir de ensayos del tipo estático incremental reversible, pseudo dinámico o dinámico para obtener valores que representen el comportamiento de la estructura ante cargas dinámicas. Para mampostería confinada, a partir del ensayo de tres muros a escala, Tomazevic encuentra que esta relación está entre 0.32 y 0.42, aunque toma 0.43 como el valor a usar en los modelos.

$$\frac{K_{H_{\max}}}{K_e} = 0.43 \quad (3.4)$$

pero $K_{H_{\max}} = \frac{H_{\max}}{d_{H_{\max}}}$ por lo tanto:

$$d_{H_{\max}} = \frac{H_{\max}}{0.43 K_e} \quad (3.5)$$

Estado último:

$$H_{d_{\max}} = C_{sd} \cdot H_{\max} \quad (3.6)$$

Al igual que en el caso de la carga máxima se encontró que la relación entre la rigidez secante a la carga última y la rigidez inicial es prácticamente constante y su valor está entre 0.01 y 0.03. Para este modelo se tomó 0.02, por lo tanto:

$$d_{\max} = \frac{H_{d_{\max}}}{0.02 K_e} \quad (3.7)$$

Como se muestra en la figura 3.1, los valores de resistencia y rigidez secante en este modelo estarán dados por:

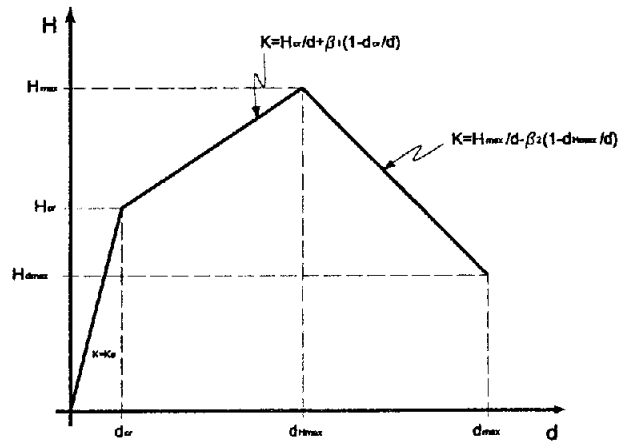


Figura 3.1 Modelo trilineal de Tomazevic

Si $d_i \leq d_{cr} \Rightarrow$

$$H_i = d_i \cdot K_e \quad (3.8)$$

$$K_i = K_e \quad (3.9)$$

Si $d_{cr} < d_i \leq d_{H_{max}} \Rightarrow$

$$H_i = H_{cr} + \beta_1(d_i - d_{cr}) \quad (3.10)$$

$$K_i = \frac{H_i}{d_i} \quad (3.11)$$

donde:

$$\beta_1 = \frac{H_{max} - H_{cr}}{d_{H_{max}} - d_{cr}}$$

Si $d_{H_{max}} < d_i \leq d_{max} \Rightarrow$

$$H_i = H_{max} - \beta_2(d_i - d_{H_{max}}) \quad (3.12)$$

$$K_i = \frac{H_i}{d_i} \quad (3.13)$$

donde:

$$\beta_2 = \frac{H_{max} - H_{d_{max}}}{d_{max} - d_{H_{max}}}$$

Si $d_i > d_{\max} \Rightarrow$

$$H_i = 0.0 \quad (3.14)$$

$$d_i = 0.0 \quad (3.15)$$

3.3. MODELO BILINEAL PROPUESTO POR TOMAZEVIC

Considerando el modelo trilineal como si fuera la curva experimental, Tomazevic propone un modelo bilineal donde la resistencia del muro será arbitrariamente el 90% de H_{\max} y el desplazamiento último se halla como la intersección entre la rama descendente del modelo trilineal y $0.8 H_{\max}$, como se aprecia en la figura 3.2:

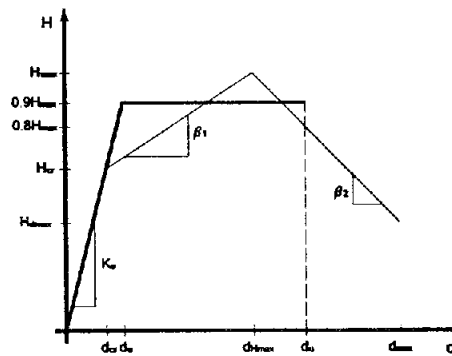


Figura 3.2 Modelo bilineal de Tomazevic

Los valores de resistencia y rigidez secante en este modelo estarán dados por:

Si $d_i \leq d_e \Rightarrow$

$$H_i = d_i \cdot K_e \quad (3.16)$$

$$K_i = K_e \quad (3.17)$$

donde:

$$d_e = \frac{0.9H_{\max}}{K_e}$$

Si $d_e < d_i \leq d_u \Rightarrow$

$$H_i = 0.9H_{\max} \quad (3.18)$$

$$K_i = \frac{H_i}{d_i} \quad (3.19)$$

donde:

$$d_u = d_{H_{\max}} + \frac{0.2H_{\max}}{\beta_2}$$

3.4. MODELO TRILINEAL PROPUESTO POR LEONARDO FLORES

Este modelo fue calibrado con una serie de ensayos realizados en el CENAPRED [15]. Como se mencionó anteriormente, este modelo se basa en la teoría de la fricción y dará la posibilidad de comparar las dos teorías. Los valores característicos de esta envolvente de resistencia son:

3.4.1. Cortante y Distorsión al Agrietamiento:

La evidencia experimental mostró que el valor del cortante de agrietamiento está muy cerca de la expresión para el cortante resistente dado en las NTCM de las normas del RDF y que es:

$$V_{nRDF} = (0.5v^* + 0.3\sigma)A_T \leq 1.5v^*A_T \quad (3.20)$$

donde:

- v^* : Resistencia al cortante de la mampostería.
- σ : Esfuerzo a compresión. En los ensayos este esfuerzo fue de 5 kg/cm^2
- A_T : Área transversal del muro, incluidos los castillos (sin transformar el área)

La distorsión de agrietamiento, γ_o , será por tanto:

$$\gamma_o = \frac{V_{nRDF}}{K_e \cdot h_m} \quad (3.21)$$

donde:

- K_e : Rigidez inicial teórica
- h_m : Altura del muro

3.4.2. Cortante Máximo:

En muros sin refuerzo horizontal, la resistencia máxima a cortante se alcanza después de que se ha generalizado el agrietamiento inclinado [15]. La resistencia en este punto será la suma de la resistencia al corte de los castillos y la contribución de la mampostería agrietada. En general, cuando se presenta el cortante máximo en el muro, la grieta inclinada del muro ha penetrado los castillos.

$$V_{\max} = V_{nRDF} + \eta V_d \quad (3.22)$$

donde:

- V_{max} : Cortante máximo
 V_{nRDF} : Resistencia al primer agrietamiento
 V_d : Contribución del refuerzo vertical por acción de dovela
 η : Factor de eficiencia.

Siguiendo el criterio de Dulacska [15], la contribución del acero por acción de dovela será:

$$V_d = 1.26d_b^2 \sqrt{f_c' f_y} \quad y \quad \eta = 0.30 \quad (3.23)$$

La distorsión al cortante máximo será:

$$\gamma_{max} = 0.003 \quad (3.24)$$

3.4.3. Cortante y Distorsión Últimos:

Para obtener la rama descendente de la envolvente es necesario determinar un valor para la distorsión última. De los resultados experimentales con que se calibró el modelo se tiene que para muros de mampostería confinada sin refuerzo interior:

$$V_u = 0.8V_{nRDF} \quad (3.25)$$

$$\gamma_u = 0.01 \quad (3.26)$$

Los criterios que se tuvieron en cuenta para determinar estos valores son:

- El muro deja de ser estable ante cargas verticales
- Disminuye la resistencia lateral
- El comportamiento histerético se aleja de la estabilidad

En la figura 3.3 se puede ver la forma de la envolvente propuesta:

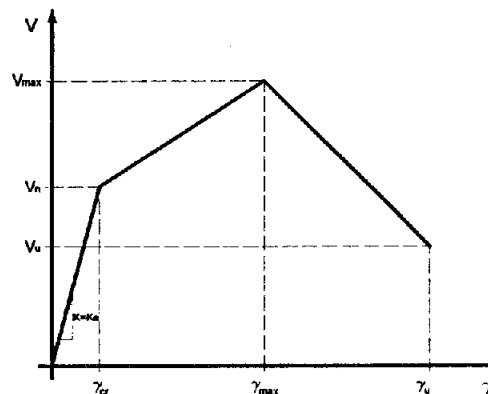


Figura 3.3 Modelo trilineal de Flores

3.5. MODELO DE FLORES MODIFICADO

A diferencia de los modelos de Tomazevic, el modelo de Flores tiene como constantes los valores de distorsión a la carga máxima y a la carga última. Este aspecto hace que las envolventes de piso lleguen a tener formas como la que se muestra en la siguiente figura:

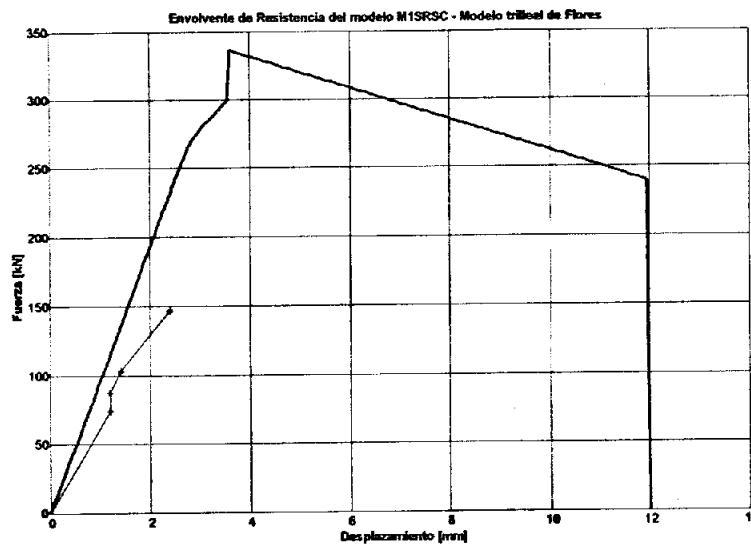


Figura 3.4 Envolvente del espécimen M1SRSC con el modelo de Flores

Esto motiva a buscar un modelo de Flores en el que los desplazamientos a la carga máxima y a la carga última sigan el concepto propuesto por Tomazevic para su modelo trilineal. En este caso los valores de las relaciones $K_{V_{max}}/K_e$ y $K_{V_{d_{max}}}/K_e$ deben ser calibrados con los ensayos hechos en México.

El modelo de Flores modificado propuesto se muestra en la figura 3.5:

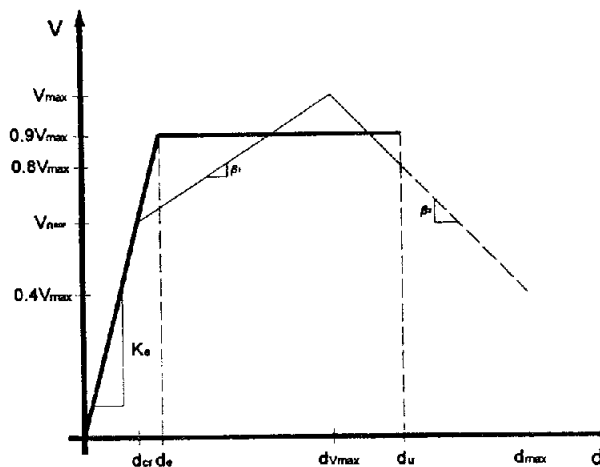


Figura 3.5 Modelos bilineal y trilineal de Flores modificado

En este modelo trilineal y bilineal en función del trilineal, los valores de cortante al agrietamiento y máximo serán los del modelo de Flores y el cortante último llegará al 80% del cortante máximo debido a que alrededor de este punto se encontró el colapso parcial de muros en el modelo M1SRSC ensayado en el Instituto de Ingeniería, y del cual más adelante se darán sus características. Los desplazamientos se calcularán como sigue:

1) Desplazamiento al agrietamiento:

$$d_{cr} = \frac{V_{nRDF}}{K_e} \quad (3.27)$$

2) Desplazamiento al cortante máximo:

$$d_{v_{max}} = \frac{V_{max}}{\varphi_1 K_e} \quad (3.28)$$

donde:

φ_1 : Será la relación entre la rigidez secante a la carga máxima y la rigidez inicial que debe ser calibrada.

3) Desplazamiento máximo

Como se aprecia en la figura 3.5, la pendiente de la rama descendente es calculada de la misma forma que la del modelo trilineal de Tomazevic, por lo que d_{max} se calcula para un cortante al 40% del máximo, valor calibrado en dicho modelo para muros individuales, pero el cortante que se considera de falla en el análisis es al 80% del máximo, por los motivos arriba expuestos.

$$d_{max} = \frac{0.4V_{max}}{\varphi_2 K_e} \quad (3.29)$$

donde:

φ_2 : Será la relación entre la rigidez secante al 40% de la carga máxima y la rigidez inicial. Esta relación debe ser calibrada.

4) Desplazamiento último

El desplazamiento último para el modelo bilineal en función del trilineal se calcula de la misma forma que para el modelo propuesto por Tomazevic, por lo tanto:

$$d_u = d_{v_{max}} + \frac{0.2V_{max}}{\beta_2} \quad (3.30)$$

3.6. CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS ANALÍTICOS

En este apartado se mirará la influencia que tienen en el cálculo de la envolvente determinados parámetros y se comparará con los recomendados por la literatura.

Los modelos que se usarán serán el bilineal y trilineal de Tomazevic y el trilineal de Flores modificado. Los primeros porque son los usados por Tomazevic para sus análisis y así se tendrá un marco de referencia con algunas de las envolventes calculadas en este trabajo y el de Flores modificado porque dará la posibilidad de obtener envolventes con la teoría de la fricción y comparar en los casos que se pueda con los modelos de Tomazevic.

La calibración se hará con respecto a cinco modelos tridimensionales que fueron ensayados en mesa vibradora y uno en muro de reacción en forma estática cíclica reversible.

3.6.1. Modelo M1 de Tomazevic

Este es un modelo de tres niveles a escala 1:5 con similitud completa ensayado en mesa vibradora por Tomazevic et al. en 1996 [40,41]. Este modelo tiene la particularidad que cuenta con excentricidad en el sentido del análisis, dando la posibilidad de revisar este importante aspecto.

Las características geométricas y de materiales usados en el programa se pueden ver en detalle en el apéndice B. Aquí se muestran los parámetros relevantes para el análisis:

- Módulo de elasticidad de la mampostería: $E_m = 950MPa$
- Módulo de cortante de la mampostería: $G_m = 198MPa$
- Resistencia a la tensión de la mampostería: $F_t = 0.14MPa$
- Factor de distribución de esfuerzo cortante: $b = 1.5$
- Inercia de los muros: Transformada

El modelo de envolvente de muro será el bilineal con deformación última en función del modelo trilineal.

En este caso no se obtendrá la envolvente con el modelo de Flores modificado porque no se tiene información confiable del cortante promedio.

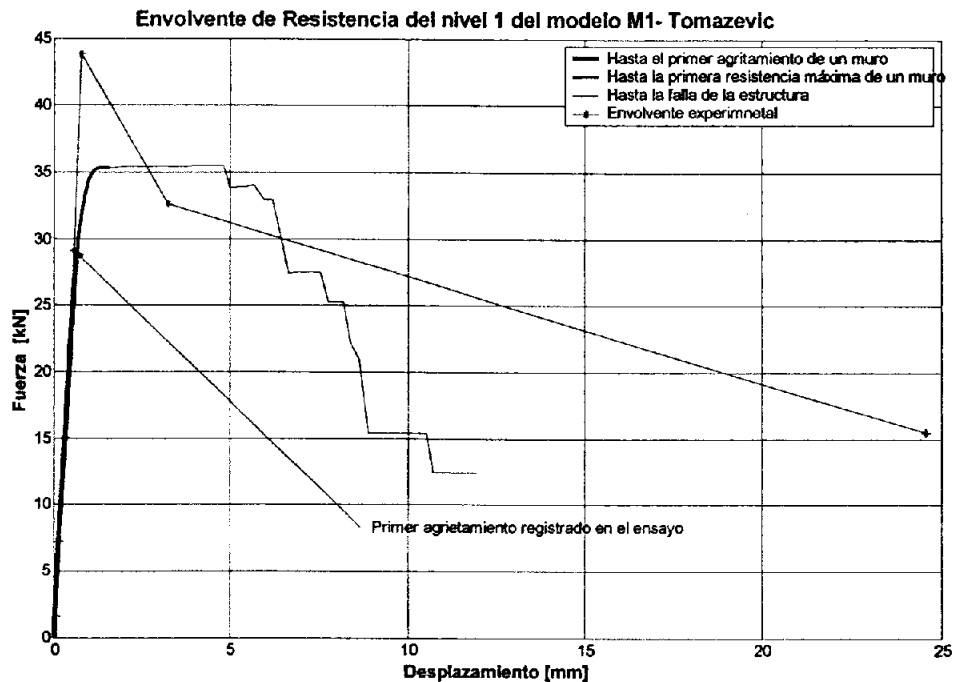


Figura 3.6 Envolvente de resistencia en el nivel 1 del modelo M1-Tomazevic

Analizando la figura 3.6 se puede decir lo siguiente:

- 1) Usando los parámetros recomendados por el autor del modelo se obtiene los resultados esperados en la envolvente de resistencia del nivel 1.
- 2) La rama ascendente analítica y experimental muestra una muy buena correlación. Adicional a lo que ya se comentó al respecto en el capítulo anterior, se aprecia que la inercia transformada y la hipótesis de muro doblemente empotrado, supuestas por Tomazevic en su modelo, lleva a resultados aceptables en la envolvente.
- 3) Recordando que el modelo bilineal se obtiene a una resistencia del 90% de H_{max} , la envolvente analítica obtenida tiene una resistencia aceptable,
- 4) El modelo predice bastante bien el cortante al cual se obtiene el primer agrietamiento debido a tensión diagonal en la estructura. Este aspecto es muy importante porque tener certidumbre del cortante de agrietamiento dará la posibilidad de revisar estructuras existentes, y predecir con cierto grado de confiabilidad, si sufrirán agrietamientos con el cortante actuante de diseño.
- 5) Se predice con buena aproximación el desplazamiento al cortante máximo.
- 6) En la rama descendente se nota todavía deficiencia en este tipo de modelos, pero hasta el 75% de la carga máxima las envolventes experimental y analítica tienen valores muy cercanos, lo que dará la posibilidad de encontrar analíticamente el factor de comportamiento (q) de estas estructuras.

El desplazamiento último en este modelo, y por consiguiente la forma de la rama descendente de la envolvente de piso, son muy sensibles al valor de la rigidez inicial. En la figura 3.7 se puede ver como varía la forma de la envolvente al cambiar la inercia transformada por la inercia sin transformar en los muros.

Un aspecto que se debe recalcar es la poca injerencia que tiene la hipótesis de doblemente empotrado o en voladizo en la forma de la envolvente como se aprecia en la figura 3.8. Esto se debe a que en este caso las deformaciones por cortante son mucho más importantes que las de flexión, en caso de no ser así esta hipótesis debe revisarse con más cuidado.

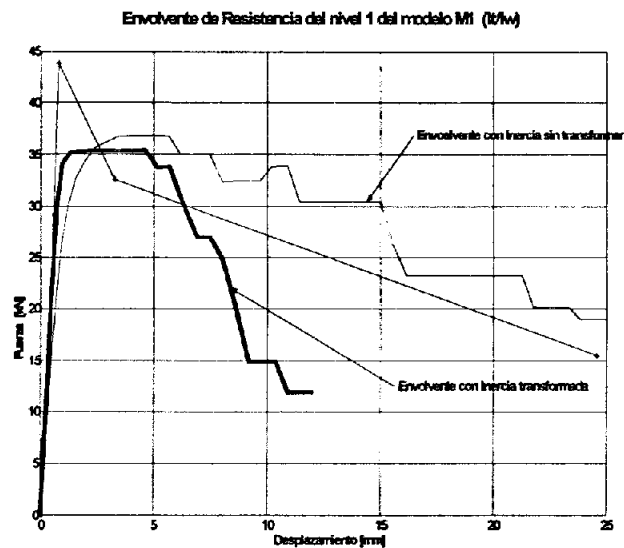


Figura 3.7 Envolvente del modelo M1-Tomazevic variando la inercia de los muros

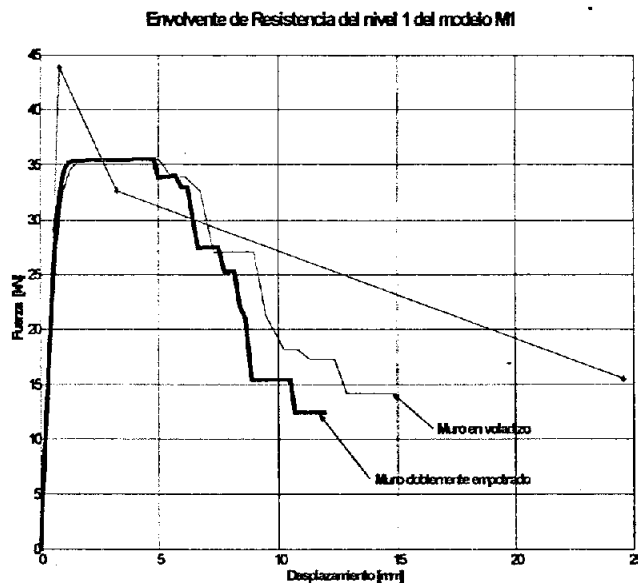


Figura 3.8 Envolvente del modelo M1 cambiando las condiciones de frontera de los muros

3.6.2. Modelo M2 de Tomazevic

Este modelo tiene las mismas características geométricas y de resistencia de materiales que el modelo M1. En la dirección del ensayo, este modelo no presenta excentricidad.

La envolvente analítica, con el modelo trilineal de Tomazevic, y la experimental se aprecian en la figura 3.9:

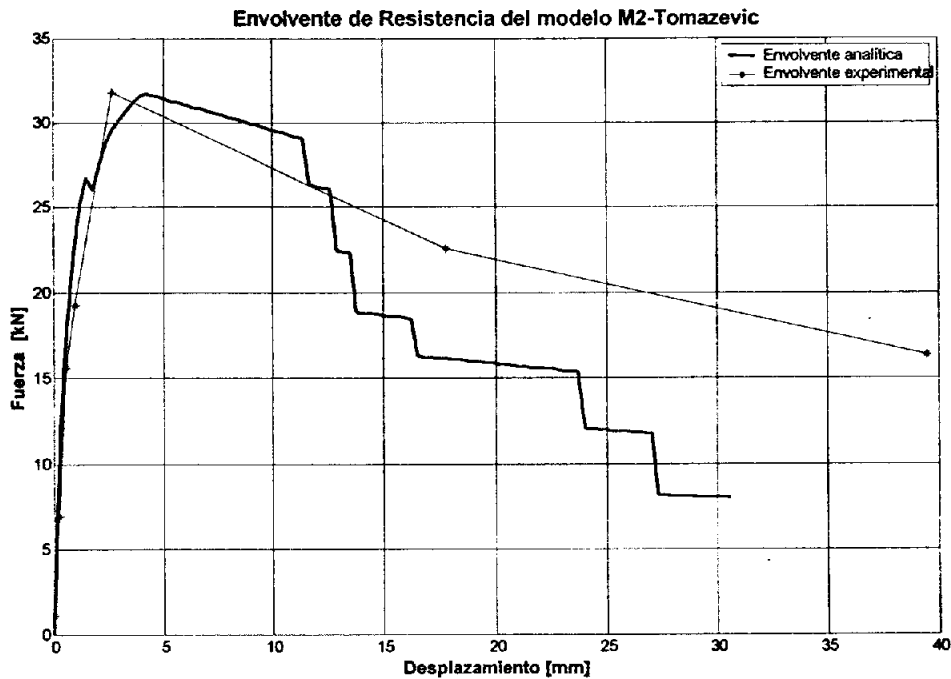


Figura 3.9 Envolvente en el nivel 1 del modelo M2-Tomazevic

Analizando la figura 3.9 se puede concluir lo siguiente:

- 1) Se aprecia una buena correlación entre las envolventes analítica y experimental en la rama ascendente y en el cálculo del cortante máximo de piso y su desplazamiento.
- 2) La rama descendente tiene una tendencia aceptable, aunque, como en el modelo M1, se degrada más rápido que la experimental.
- 3) En la rama descendente, las dos envolventes se cruzan al 75% del cortante máximo, muy cerca de lo que se puede considerar como falla de la estructura.
- 4) Se ha podido representar de manera adecuada, con los parámetros recomendados por Tomazevic, la envolvente de resistencia de piso analítica.

Las observaciones con respecto a las hipótesis de muro doblemente empotrado vs en voladizo y el tipo de rigidez que se use en los modelos analíticos siguen siendo válidas en este caso.

3.6.3. Modelo M1SRSC

Este fue el primero de tres modelos de mampostería confinada ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Las características geométricas y de materiales para este modelo se aprecian en detalle en el apéndice B. A continuación se enumerarán los parámetros más relevantes usados en el análisis[18,43]:

- Módulo de elasticidad de la mampostería: $E_m = 1631MPa$
- Módulo de cortante de la mampostería: $G_m = 0.39E_m = 631.8MPa$
- Resistencia a la compresión de la mampostería: $f'_m = 6.68MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero vertical: $f_y = 440MPa$
- Resistencia a cortante promedio: $\bar{v} = 1.08MPa$
- Factor de distribución de esfuerzo cortante: $b = 1.5$

- Inercia de los muros: Sin transformar

Debido a la gran densidad de muros, el modelo M1SRSC debió ser ensayado varias veces cambiando su configuración inicial. Los cambios al modelo original se pueden resumir como:

- Modelo M1-M: Es el M1SRSC sin dos muros centrales (muros 5 y 7 de la figura B.4).
- Modelo M1-A: Es el M1SRSC sin los muros 5 y 7 y retirando los castillos del muro central (6).
- Modelo M1-B: Es el M1-A con 1600 kg adicionales
- Modelo M1-C: Es el M1-A con 2100 kg adicionales

En la figura 3.10 se muestra la envolvente de resistencia del modelo M1-M con los parámetros arriba mencionados. Igualmente, se puede observar la variación de la rama ascendente debida a los valores del módulo de cortante promedio más o menos su coeficiente de variación (C.V.=0.39)

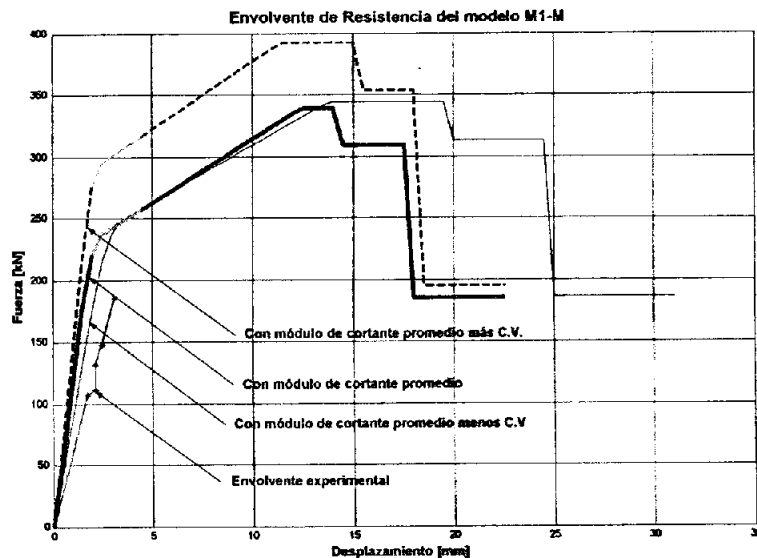


Figura 3.10 Envolvente de resistencia del modelo M1-M con datos experimentales

El esfuerzo de fluencia del acero vertical de los castillos presenta variaciones importantes [6,18,43]. Se tomó 440 MPa como valor medio para los análisis con la certeza que las variaciones no influyen en gran medida en la envolvente, como se aprecia en la figura 3.11.

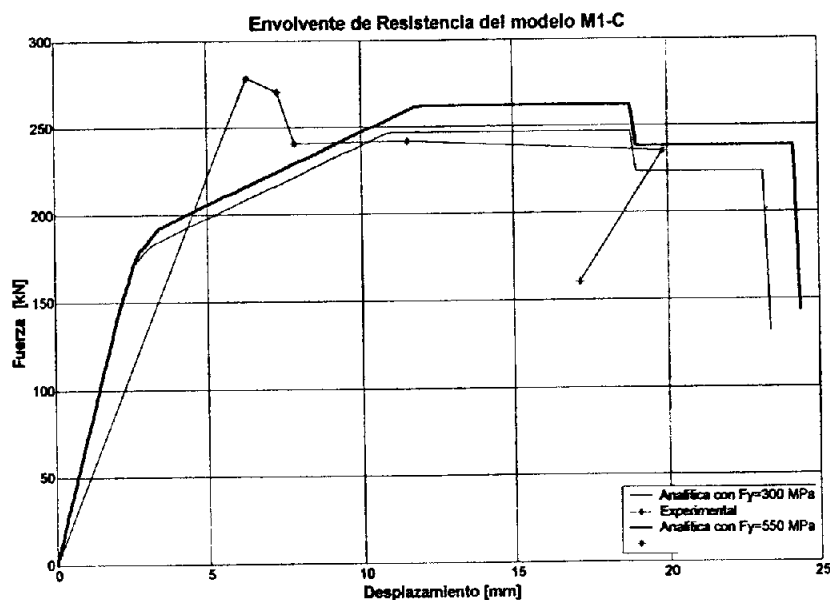


Figura 3.11 Envoltura del modelo M1-C con diferentes esfuerzos de fluencia

Las envolturas analítica y experimental, en este caso, no son comparables porque el modelo M1-C ya tenía un agrietamiento importante al momento del ensayo, aspecto que no se considera en el modelo analítico.

Conocida la envoltura experimental, en este trabajo se calibraron la relación G_m/E_m y la resistencia a cortante debido a que estos dos parámetros son muy importantes para el cálculo, en la envoltura analítica, de la rama ascendente y la resistencia a fuerza lateral respectivamente. Los datos experimentales de G_m y v_m tienen una variación grande (coeficientes de variación por encima del 30%), influyendo en forma importante en el cálculo de dicha envoltura, como se observa en las figuras 3.10 y 3.24.

En cuanto a la relación G_m/E_m , el valor que mejor se ajustó a la rama ascendente experimental fue 0.2, valor consistente con lo recomendado por algunos autores para mampostería de barro rojo recocido [8,31].

Para el esfuerzo cortante, se revisaron relaciones propuestas en la literatura para correlacionarlo con otros parámetros. La expresión 3.31 [8,34] fue la que mejor se ajustó a los datos experimentales. Esta fórmula puede ser usada si la grieta inclinada atraviesa las piezas de mampostería [34], como es el caso de este modelo.

$$v = \sqrt{f'_m} \quad (3.31)$$

El valor de f'_m debe estar en kg/cm^2

Para poder realizar el análisis con los modelos de Tomazevic se debe correlacionar el cortante resistente con el esfuerzo máximo a tensión resistido por cada muro (F_t). Para conseguir este propósito se siguió el siguiente procedimiento:

- Conocido el cortante resistente experimentalmente o indirectamente a través de la resistencia a la compresión de la mampostería y la relación G_m/E_m , se puede calcular la resistencia a tensión de un muro con relación de aspecto igual a 1 con la figura 3.12 [8]:

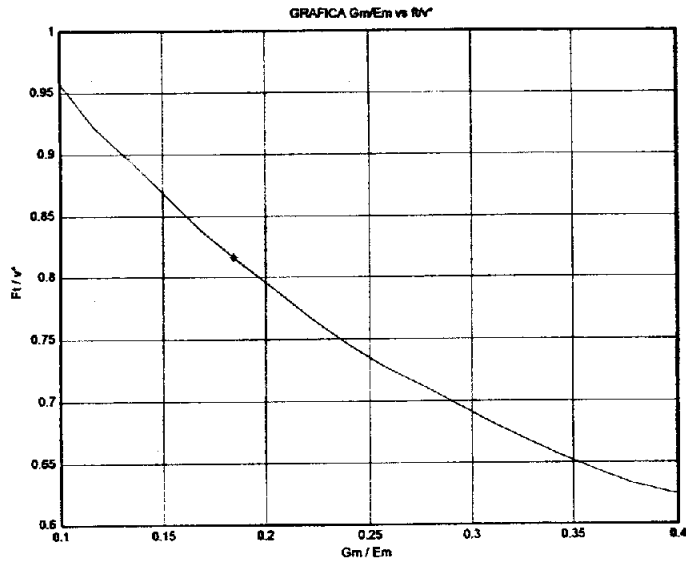


Figura 3.12 F_t/v en función de G_m/E_m para muros con relación de aspecto igual a 1

- b) Para conocer la resistencia a tensión en la zona crítica de un muro con relación de aspecto diferente de uno podemos usar gráficas como la que se muestra en la figura 3.13, que es para mampostería de tabique de barro recocido y mortero con relación 1:0.5:5 [8], características de materiales muy cercanas a las usadas en el modelo M1SRSC:

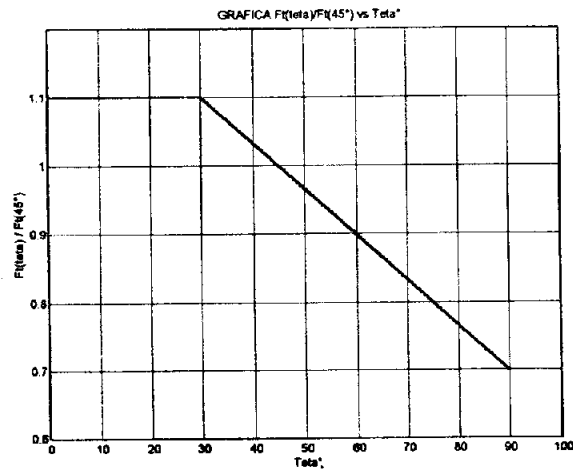


Figura 3.13 Esfuerzo a tensión para relaciones de aspecto diferentes de uno

En las figuras 3.14 a 3.18 se aprecian las envolventes analíticas y experimentales para este modelo con la propuesta bilineal de Tomazevic y los parámetros G_m y v_m calibrados:

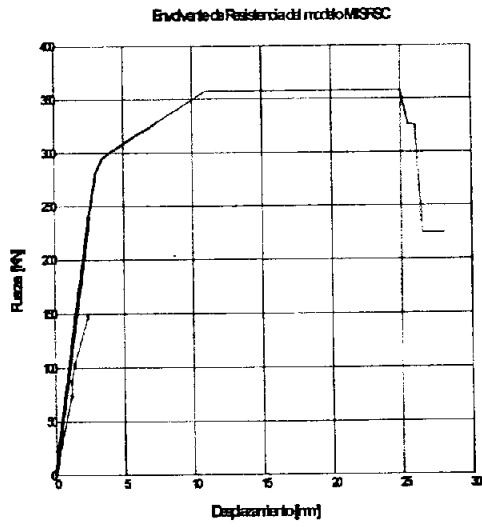


Figura 3.14

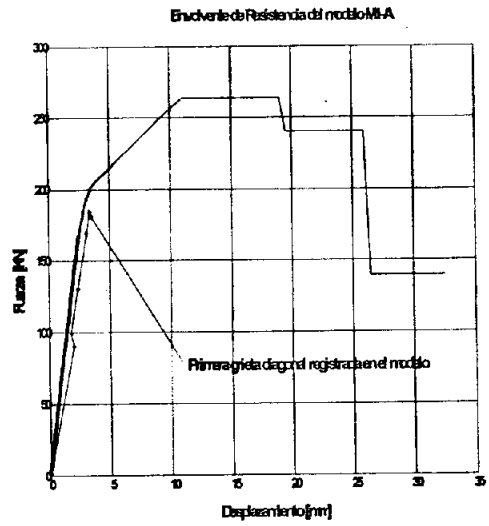


Figura 3.16

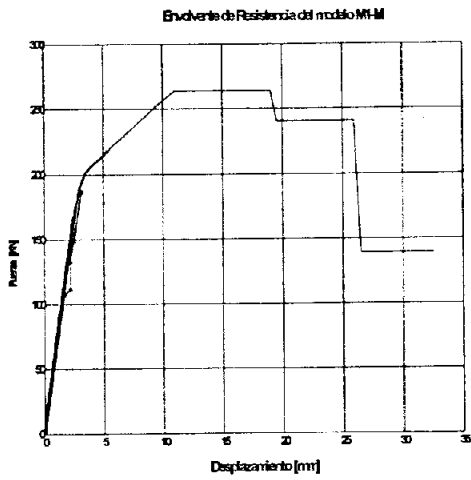


Figura 3.15

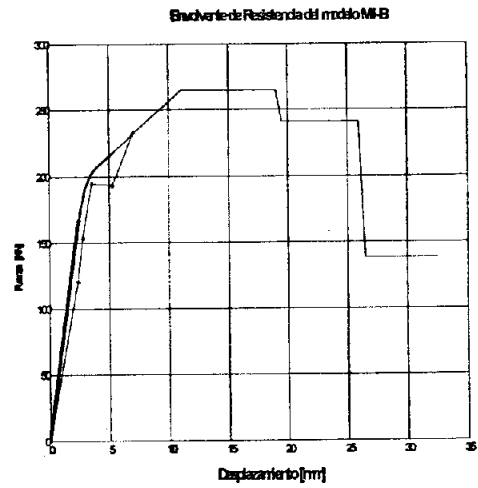


Figura 3.17

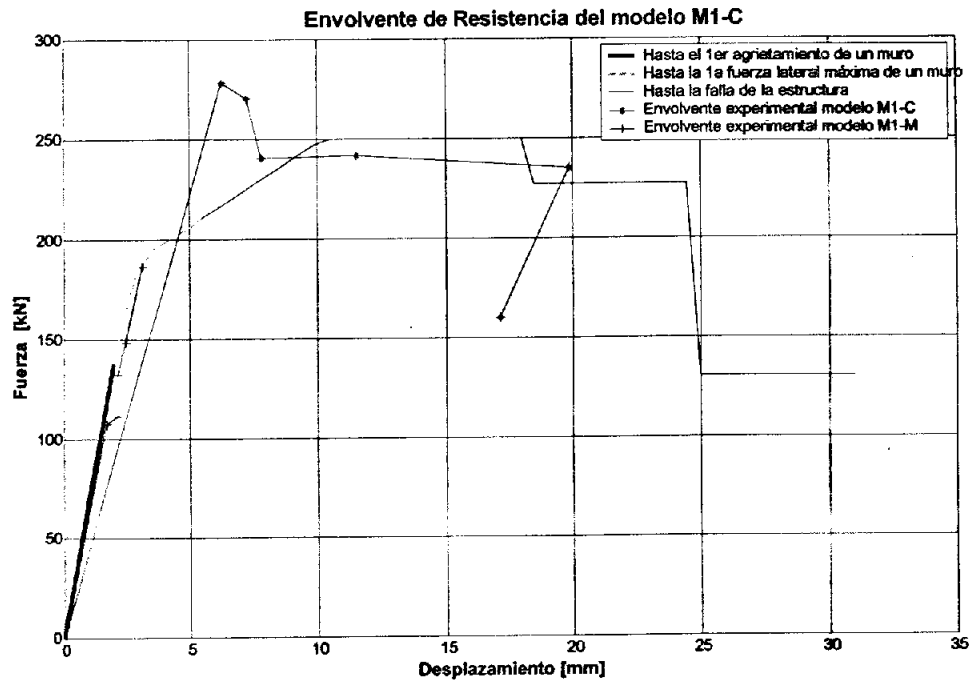


Figura 3.18 Envolvente de resistencia de M1-C con el modelo bilineal de Tomazevic

Con base en las figuras 3.14 a 3.18 se puede decir que:

- 1) La figura 3.14 muestra qué tan lejos estaba el modelo original de ser siquiera agrietado, lo cual concuerda con la evidencia experimental.
- 2) Como se aprecia en la figura 3.16, la predicción del cortante del primer agrietamiento diagonal en la estructura se encuentra un poco por debajo de lo visto experimentalmente aunque se puede considerar que es razonablemente cercano.
- 3) La magnitud de la carga máxima, recordando que en el modelo de Tomazevic se usa el 90% del valor calculado, es la adecuada, pero no lo es el desplazamiento a la que se encuentra. Este aspecto

se estará revisando en los siguientes modelos para ver si la relación $K_{H_{max}}/K_e$ debe ser calibrada a la mampostería de barro rojo recocido de México.

La secuencia de envolventes mostradas en las figuras 3.19 a 3.23 se calcularon con el modelo de Flores modificado:

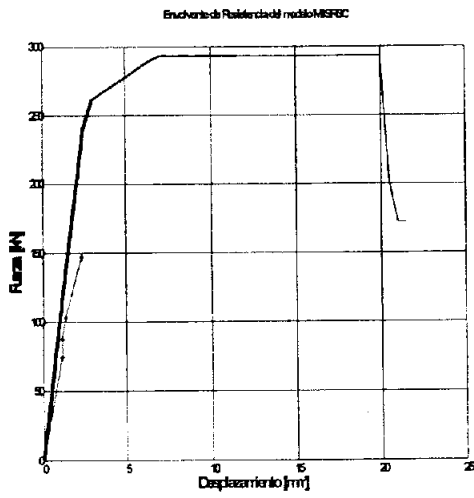


Figura 3.19

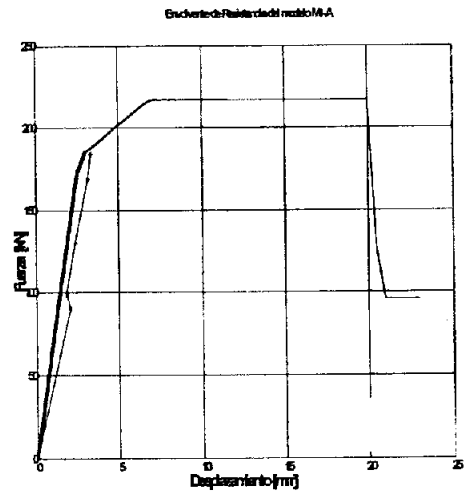


Figura 3.21

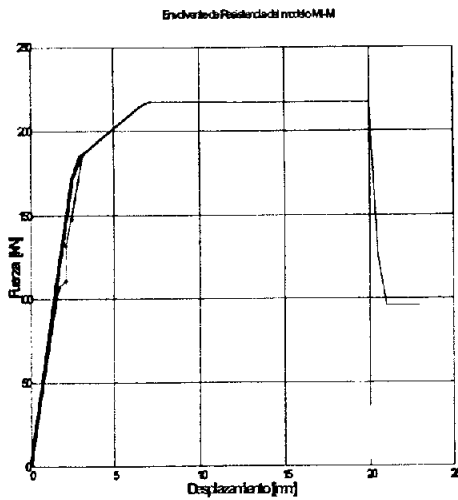


Figura 3.20

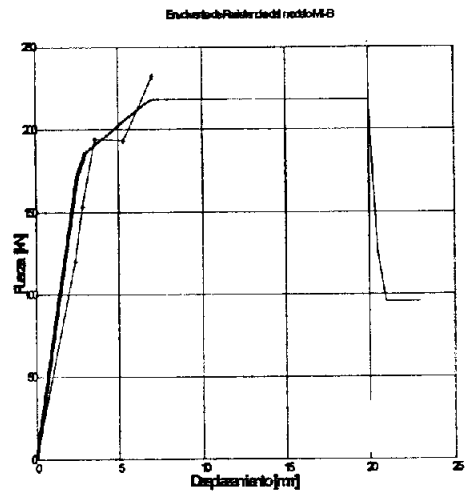


Figura 3.22

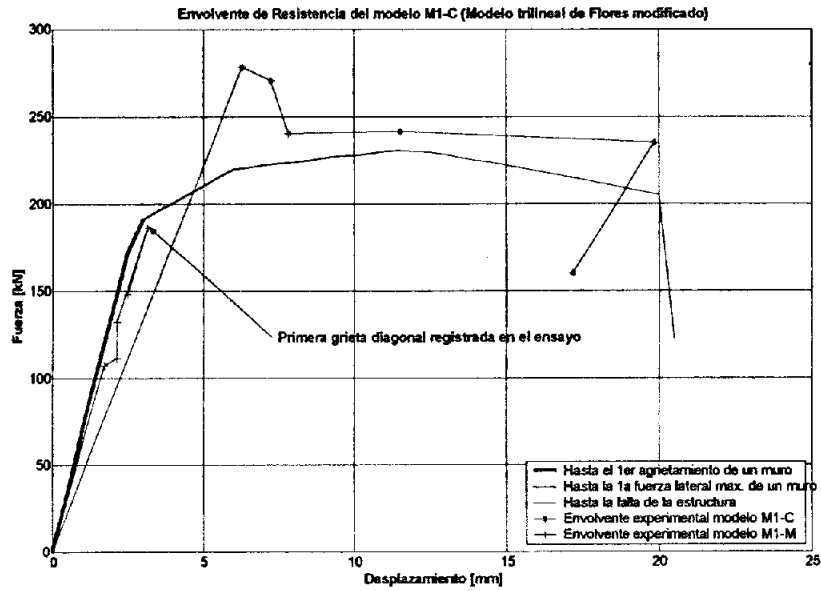


Figura 3.23 Envolvente de resistencia de M1-C con el modelo de Flores modificado

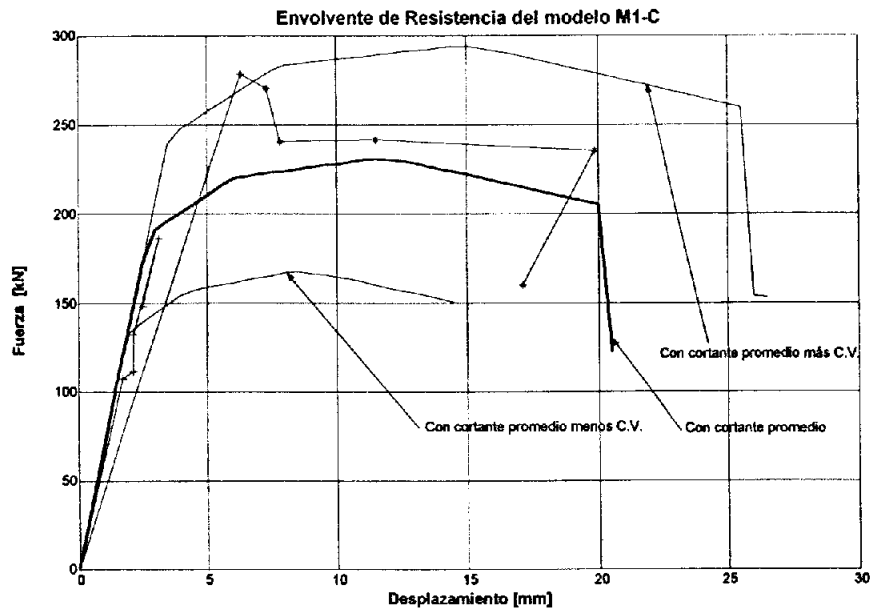


Figura 3.24 Envolvente de resistencia de M1-C variando el cortante resistente

En las envoltentes de las figuras 3.19 a 3.22 se trabajó con el modelo bilineal en función del trilineal de Flores modificado y en la figura 3.23 se usó la envoltente con el modelo trilineal de Flores modificado.

Al observar las figuras 3.19 a 3.24 se puede concluir lo siguiente:

- 1) La carga lateral máxima analítica se subestima en un 17% con respecto a la calculada experimentalmente. Esto se debe a que se trabaja con el promedio del cortante resistente y este tiene una variación importante. En la figura 3.24 se aprecia el cambio en la forma y magnitud de la fuerza lateral máxima calculada variando el cortante resistente promedio mas o menos el coeficiente de variación.
- 2) Este modelo predice con bastante exactitud el cortante de agrietamiento.
- 3) Aprovechando que en la envolvente experimental se registró una caída de resistencia del 42% al final de la prueba, se pudo calibrar la relación de $\phi_2 = K_{H_d \max} / K_e$, dando un valor de 0.03, que es límite superior recomendado por Tomazevic.

3.6.4. Modelo M2SRCC

Este es un modelo de dos niveles con la misma configuración en planta que el modelo M1SRSC, a excepción de los muros centrales 5 y 7 (ver plano en apéndice B), que fueron retirados en los dos niveles. El ensayo se realizó en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Las características geométricas y de materiales para este modelo se aprecian en detalle en el apéndice B, a continuación se enumeran los parámetros más relevantes usados en el análisis:

- 1) Módulo de elasticidad de la mampostería: $E_m = 1940.5 MPa$
- 2) Módulo de cortante de la mampostería: $G_m = 1105.6 MPa$
- 3) Resistencia a la compresión de la mampostería: $f'_m = 6.67 MPa$
- 4) Esfuerzo de fluencia del acero vertical: $f_y = 440 MPa$
- 5) Resistencia a cortante promedio: $\bar{v} = 1.25 MPa$
- 6) Factor de distribución de esfuerzo cortante: $b = 1.5$
- 7) Inercia de los muros: Transformada

Las observaciones acerca de las incertidumbres en ciertos parámetros, que se hicieron para el modelo de un piso, siguen siendo válidas en éste.

El coeficiente de variación para el esfuerzo cortante resistente fue de 37%. Al trabajar con el valor mínimo: 0.77 MPa, como base para calcular el esfuerzo resistente a tensión, se obtienen las siguientes envolventes con los modelos bilineal y trilineal de Tomazevic, figuras 3.25 y 3.26 respectivamente:

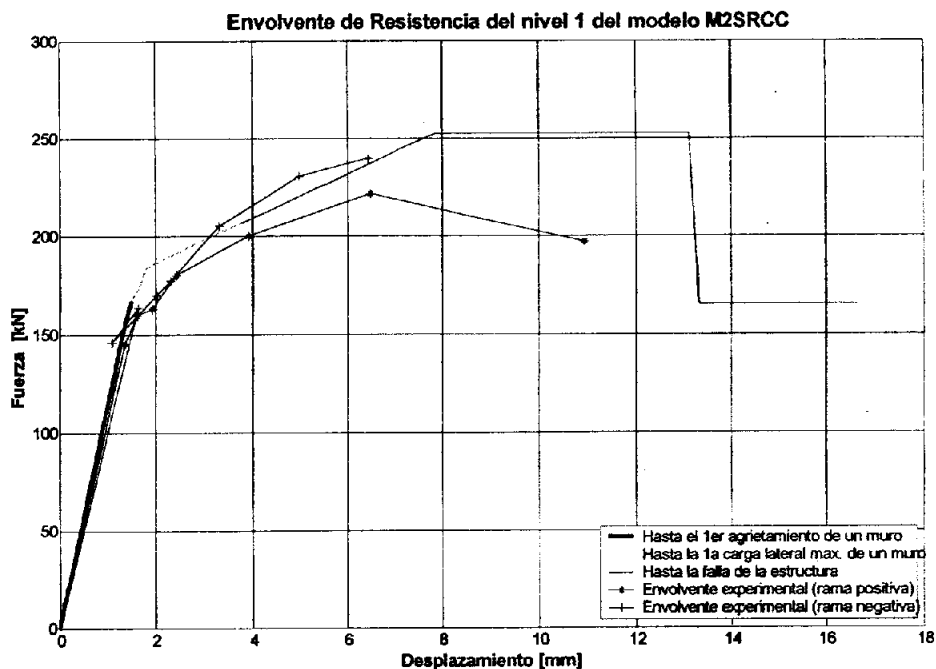


Figura 3.25 Envolvente para M2SRCC modelo bilineal de Tomazevic

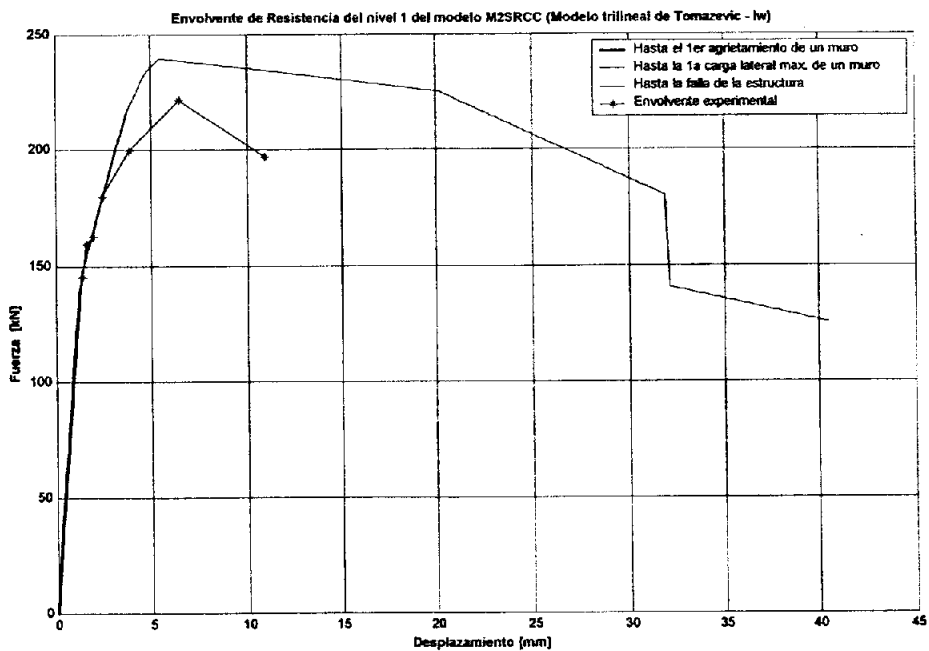


Figura 3.26 Envolvente de resistencia para M2SRCC modelo trilineal de Tomazevic

Observando estas dos figuras se puede concluir que:

- 1) Los modelos predicen bastante bien el cortante de agrietamiento.
- 2) Los modelos predicen con buena aproximación el desplazamiento a la carga máxima.
- 3) Al trabajar con el menor cortante posible (el promedio menos el C.V.), los modelos de todos modos sobreestiman la resistencia máxima a carga lateral.
- 4) El desplazamiento a la carga lateral última no se puede analizar en este modelo porque se paró el ensayo en una resistencia del 89% de la máxima, muy alta para poder concluir algo al respecto.

Para la envolvente con el modelo de Flores modificado se trabajó con el cortante calculado como función de la resistencia a la compresión.

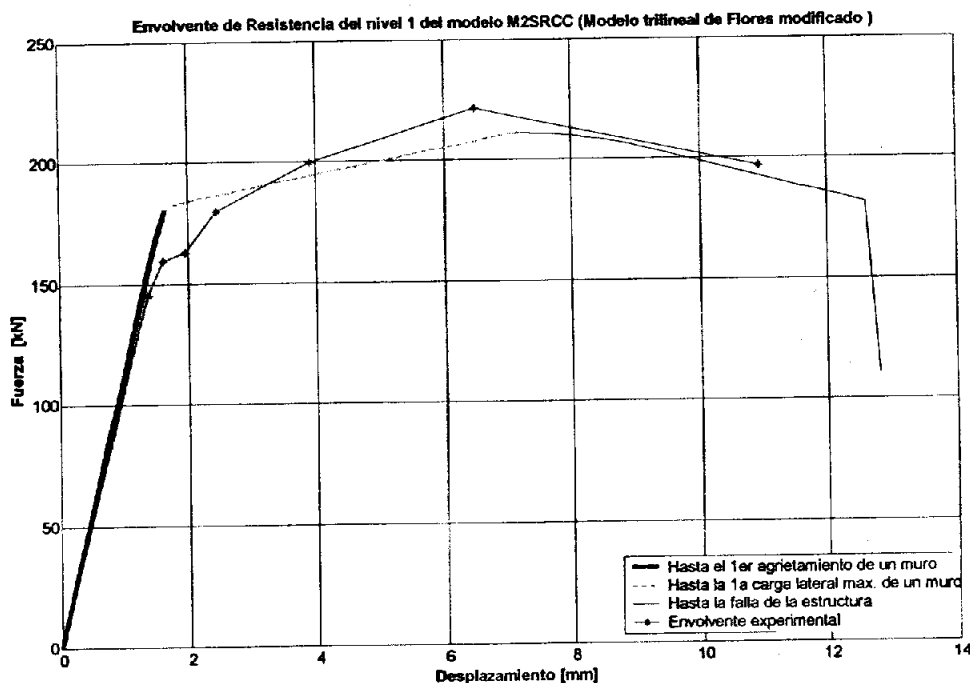


Figura 3.27 Envolvente de M2SRCC con modelo trilineal de Flores modificado

Como se aprecia en la figura 3.27, con el modelo de Flores modificado se obtiene una envolvente analítica muy cercana a la experimental. Es importante resaltar varios aspectos:

- 1) El modelo predice muy bien el cortante al que se presenta el primer agrietamiento diagonal en la estructura.
- 2) El desplazamiento a la carga lateral máxima se pudo calibrar con esta envolvente analítica. La relación entre rigidez secante a la carga máxima y la rigidez inicial que mejor se ajustó fue de:

$$\phi_1 = K_{v_{max}} / K_e = 0.25$$
- 3) El desplazamiento a la carga última que se presenta en al envolvente analítica, y que viene de la calibración con el modelo M1SRCC, no se pudo verificar en este modelo.

3.6.5. Modelo M3SRCC

Este es un modelo de tres niveles con la misma configuración en planta que el modelo M1SRSC, ensayado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Presenta confinamiento en los extremos de los castillos. Las características geométricas y de materiales para este modelo se aprecian en detalle en el apéndice B. A continuación se enumeran los parámetros más relevantes usados en el análisis [6]:

- 1) Módulo de elasticidad de la mampostería: $E_m = 2012.7 MPa$
- 2) Módulo de cortante de la mampostería: $G_m = 0.41E_m = 823 MPa$
- 3) Resistencia a la compresión de la mampostería: $f'_m = 7.0 MPa$
- 4) Esfuerzo de fluencia del acero vertical: $f_y = 440 MPa$
- 5) Resistencia a cortante promedio: $\bar{v} = 1.30 MPa$
- 6) Factor de distribución de esfuerzo cortante: $b = 1.5$
- 7) Inercia de los muros: Sin transformar

Las observaciones a los parámetros hechas en los modelos de esta misma serie siguen siendo válidas para éste.

Este modelo fue ensayado con dos configuraciones diferentes:

- a) M3SRCC: Planta igual al modelo M1SRSC
- b) M3-M: Modelo sin los muros centrales en el nivel 1 (muros 5 y 7 de la figura B.4)

Las envolventes analíticas con el modelo bilineal de Tomazevic, y los parámetros calibrados en los modelos M1SRSC y M2SRCC, son:

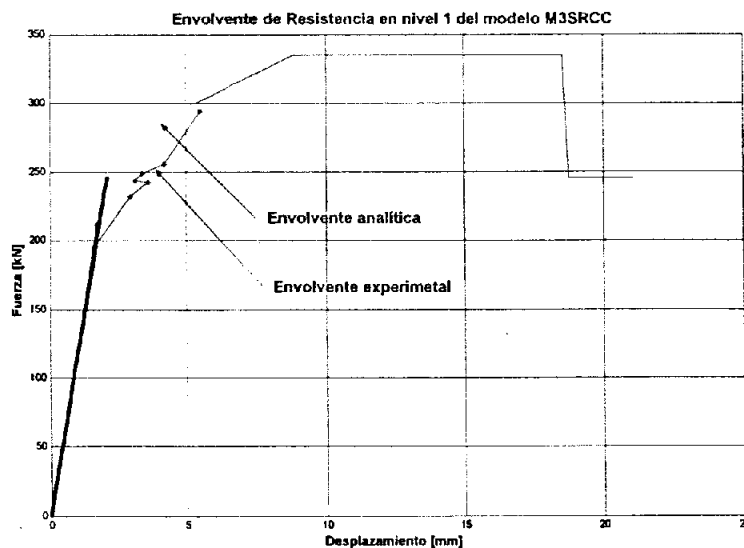


Figura 3.28 Envolvente de resistencia de M3SRCC modelo bilineal de Tomazevic

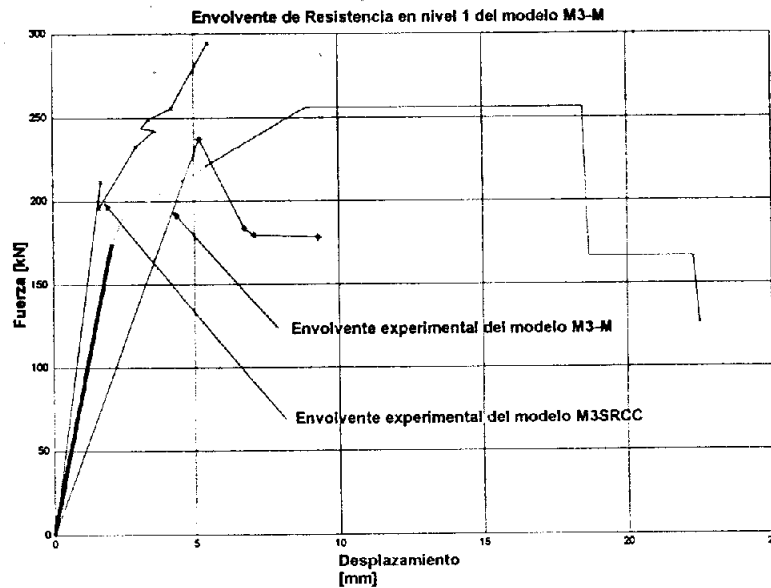


Figura 3.29 Envolvente de resistencia de M3-M modelo bilineal de Tomazevic

Revisando las figuras 3.28 y 3.29, se puede decir lo siguiente:

- 1) En el ensayo del modelo M3SRCC, la envolvente experimental no nos permite evaluar el modelo analítico sino en la rama ascendente debido a que el ensayo se suspendió sin tener caída de resistencia. En esta zona de la envolvente hay una correlación aceptable con los criterios que se han venido trabajando para los otros modelos de esta serie.
- 2) La rama ascendente analítica del modelo M3-M no puede ser comparada con la experimental porque al ser ensayado este modelo ya tenía un agrietamiento de las pruebas anteriores. Como se aprecia en la figura 3.29 esta pendiente debe estar entre las dos experimentales.
- 3) El cortante a la carga máxima y el desplazamiento al que se produce experimentalmente no coinciden con lo obtenido analíticamente. Esto se puede deber a la incertidumbre del valor que se debe usar como cortante promedio en los cálculos.

Las envolventes calculadas con el modelo de Flores modificado son:

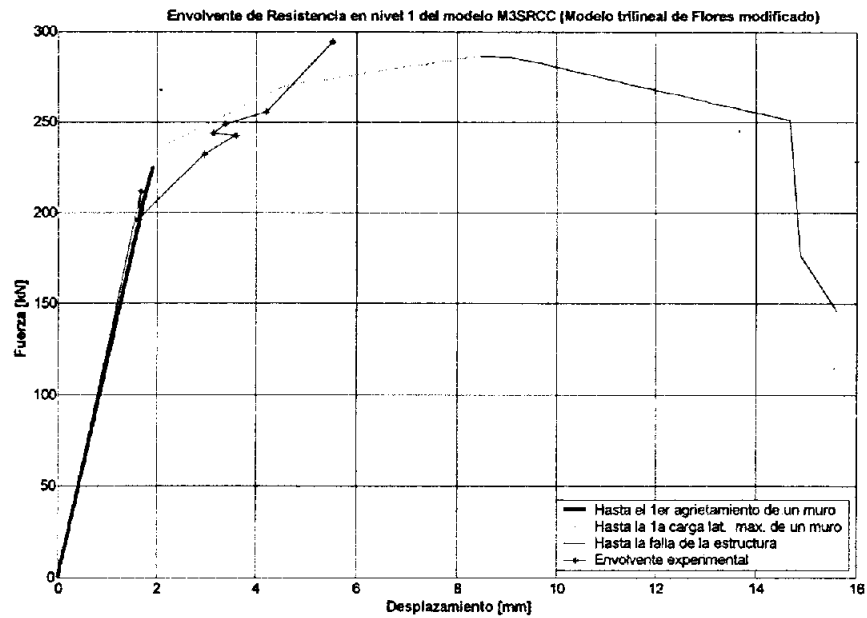


Figura 3.30 Envoltura de resistencia de M3SRCC con modelo de Flores modificado

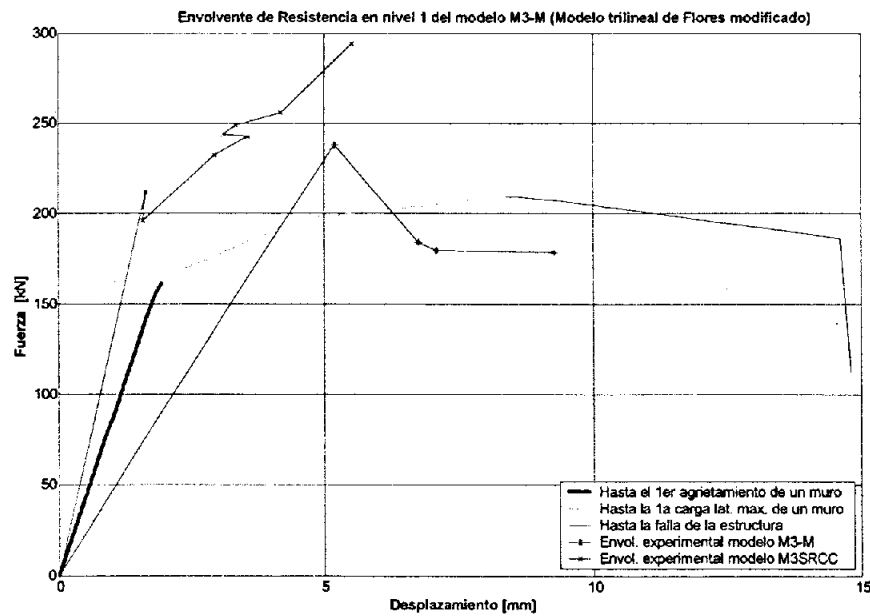


Figura 3.31 Envoltura de resistencia de M3-M con modelo de Flores modificado

Como se dijo anteriormente, las envolturas experimentales sólo dejan analizar parcialmente las envolturas analíticas. Observando las gráficas 3.30 y 3.31 se puede decir lo siguiente:

- 1) El modelo de Flores modificado predice con bastante precisión la forma de la rama ascendente y el cortante de agrietamiento, como se aprecia en la figura 3.30.

- 2) Al igual que con el modelo de Tomazevic, no se puede revisar la rama ascendente analítica vs experimental del modelo M3-M. Esto es debido a que el modelo ya estaba agrietado al ser ensayado y que la envolvente analítica no considera dicho agrietamiento inicial.
- 3) El ensayo no tiene una caída en resistencia importante, por lo que no se puede estudiar la rama descendente de la envolvente.

3.6.6. Modelo 3D del CENAPRED

Este es un modelo de dos niveles a escala 1:1 de mampostería confinada ensayado en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Cenapred. El tipo de ensayo fue estático cíclico reversible. Las características geométricas y de materiales se pueden ver en detalle en el apéndice B. Aquí se enumerarán los parámetros relevantes en el análisis de la envolvente:

- 1) Módulo de elasticidad de la mampostería: $E_m = 1524 MPa$
- 2) Módulo de cortante de la mampostería: $G_m = 0.4E_m$
- 3) Resistencia a la compresión de la mampostería: $f'_m = 5.4 MPa$
- 4) Esfuerzo de fluencia del acero vertical: $f_y = 475 MPa$
- 5) Resistencia a cortante promedio: $\bar{v} = 1.30 MPa$
- 6) Factor de distribución de esfuerzo cortante: $b = 1.5$
- 7) Inercia de los muros: Transformada

La envolvente analítica con el modelo bilineal de Tomazevic es la siguiente:

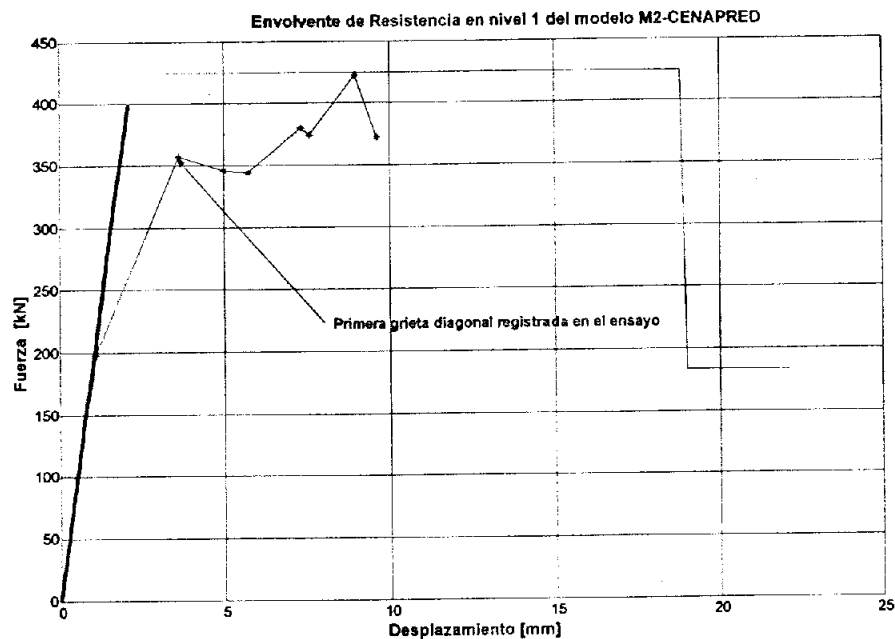


Figura 3.32 Envolvente de M2-CENAPRED modelo bilineal de Tomazevic

Y con el modelo trilineal de Flores modificado la envolvente será:

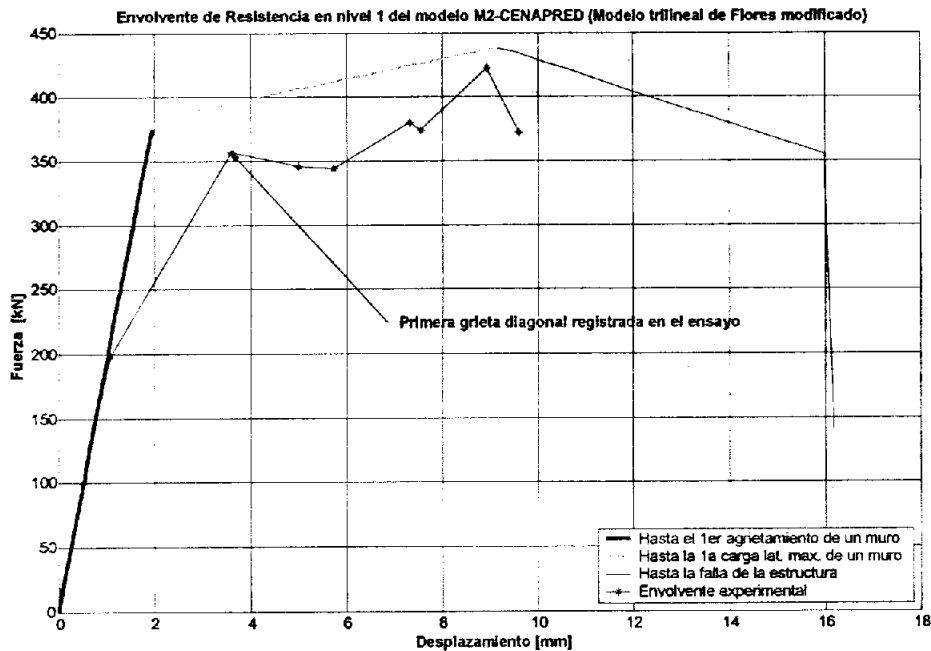


Figura 3.33 Envoltorio de M2-CENAPRED modelo de Flores modificado

Revisando las figuras 3.31 y 3.32 se puede concluir lo siguiente:

- 1) Las dos envoltorios predicen la carga lateral máxima.
- 2) El modelo de Flores modificado predice bastante bien el cortante de agrietamiento, aunque no el desplazamiento al que ocurre.
- 3) Con este modelo se confirma que la relación entre la rigidez secante a la carga máxima y la rigidez inicial calibrada con el modelo M2SRCC es adecuada.
- 4) No se puede verificar el desplazamiento a la carga última debido a que este modelo no se llevó a la falla completa porque el programa experimental contemplaba repararlo.

3.7. DUCTILIDAD Y FACTOR DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Teniendo las envoltorios en el nivel 1 de los diferentes modelos, se está en capacidad de evaluar tanto las ductilidades en el nivel 1 y global como el factor de comportamiento de la estructura. Para esto se seguirá la metodología que se explicó en detalle al final del capítulo 1. En la tabla 3.1 se resumen los resultados de estos análisis:

Tabla 3.1 Valores de q obtenidos con las envolventes analíticas del nivel I

	P_{m1}		P_{m2}		P_{m3}	
	Modelo Tomazevic	Modelo Flores mod.	Modelo Tomazevic	Modelo Flores mod.	Modelo Tomazevic	Modelo Flores mod.
M1-Tomazevic	7.84 (6.27) ¹	-	4.42 (3.64) ¹	-	2.80 (2.50) ¹	-
M2-Tomazevic	9.59 (11.56)	-	5.30 (6.28)	-	3.10 (3.40)	-
M1SRSC	6.98	6.15	6.98	6.15	3.60	3.36
M1-M	5.90	6.35	5.90	6.35	3.32	3.42
M1-A	5.85	6.35	5.85	6.35	3.27	3.42
M1-B	5.98	6.35	5.98	6.35	3.31	3.42
M1-C	5.88	6.01	5.88	6.01	3.28	3.32
M2SRCC	4.52	6.72	3.64	5.29	2.50	3.08
M3SRCC	7.45	6.14	4.22	3.57	2.73	2.48
M3-M	6.81	5.95	3.91	3.48	2.61	2.44
3D-CENAPRED	8.45	6.44	6.60	5.08	3.49	3.02

¹ Obtenido con la envolvente experimental

Es de resaltar que el factor de comportamiento estructural, calculado experimental y analíticamente se mantiene siempre por encima de 2, que es el recomendado por las NTCS para mampostería confinada.

CAPÍTULO 4

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA EN NIVEL 1 PARA UN EDIFICIO CON EXCENTRICIDAD MÁXIMA PERMITIDA POR EL MÉTODO SIMPLIFICADO

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se analizará un edificio de cuatro niveles de mampostería confinada que cumpla todos los requisitos del método simplificado y que además tenga las siguientes características especiales:

- 1) La excentricidad en uno de los sentidos de análisis será la máxima permitida por el método simplificado.
- 2) El cortante resistente en planta baja estará lo más cerca posible del cortante actuante de diseño en cada sentido de análisis.
- 3) Las acciones serán las máximas esperadas por el RDF-2004 .

Con esta configuración se quiere ver el estado de los muros en el nivel 1 al momento de llegar al cortante actuante de diseño, la resistencia lateral de la estructura, el estado de algunos muros desde el nivel 1 hasta los pisos superiores, la ductilidad global y el factor de comportamiento de la estructura.

4.2. EJEMPLO DE EDIFICIO DE 4 NIVELES

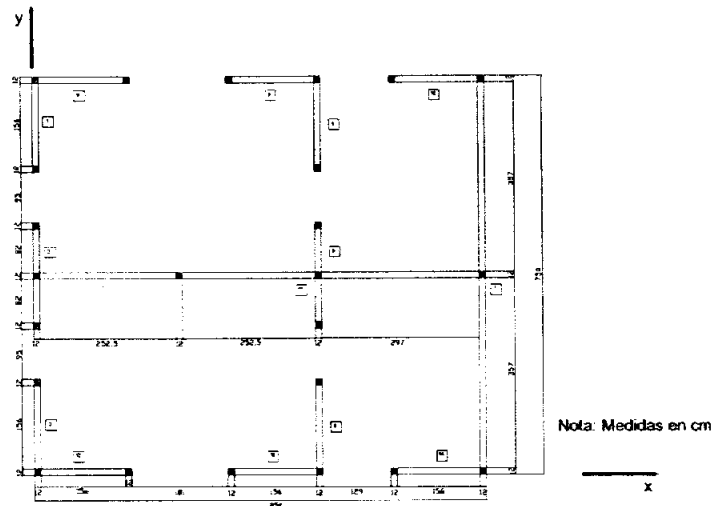


Figura 4.1 Planta del ejemplo de 4 niveles

El edificio, cuya planta se muestra en la figura 4.1, está basado en la configuración de los modelos M1 y M2 de Tomazevic modificándola de tal manera que la excentricidad esté cerca de la máxima permitida para ser analizado por el método simplificado. Las características generales de este edificio son:

- 1) No de niveles: 4, en tres entresijos y una azotea.
- 2) Uso: oficinas
- 3) Altura de entresijo: 2.50 m
- 4) Ubicación: En zona III
- 5) Estructuración: Mampostería confinada sin refuerzo horizontal.
- 6) Sistema de piso: losa maciza de 10 cm de espesor.

En el apéndice C se pueden ver en detalle las características geométricas y de materiales necesarias para calcular la envolvente de piso de este ejemplo. Aquí se enumeran los parámetros más relevantes:

Para la mampostería:

- 1) $t = 0.12m$
- 2) $f_m^* = 20kg/cm^2$ [2 MPa]
- 3) $v_m^* = 3.5kg/cm^2$ [0.35 MPa]
- 4) $E_m = 600f_m^* \Rightarrow E_m = 12000kg/cm^2$ [1200 MPa]
- 5) $G_m = 0.4E_m \Rightarrow G_m = 4800kg/cm^2$ [480 MPa]

Para los castillos:

- 1) $f_c' = 150kg/cm^2$ [15 MPa]
- 2) $f_y = 4200kg/cm^2$ [420 MPa]
- 3) Acero longitudinal: 3ϕ No 2.5 $\Rightarrow A_s = 1.485cm^2$

Los detalles del análisis hecho por el método simplificado se pueden ver en el apéndice C. Como resultado de estos análisis se tiene que el cortante actuante, en los dos sentidos ortogonales de diseño, será:

$$V_{ux} = V_{uy} = 1.1 \cdot C \cdot W_T \quad (4.1)$$

Por lo tanto:

$$V_{ux} = V_{uy} = 45.41t_f \text{ [454.10 kN]}$$

Y el cortante resistente de cada muro y total en cada sentido se puede observar en la tabla 4.1:

Tabla 4.1 Cortante resistente - método simplificado

CAPACIDAD RESISTENTE EN MUROS DEL NIVEL 1												
DATOS GENERALES												
Espesor de muros (m)		0.12										
FR		0.70										
V*m (t)		35.00										
Vux=Vuy (t)		45.41										
1.- EN DIRECCION X												
MURO #	L (m)	At (m ²)	At/Ax	P (t)	VmRn (t)	VmRL (t)	VmR (t)	FAE	VmD (t)	VmRD (t)	Nota	
8	1.80	0.22	0.093	18.06	6.44	7.94	6.44	0.92	4.24	5.92	ok	
9	1.80	0.22	0.093	18.06	6.44	7.94	6.44	0.92	4.24	5.92	ok	
10	1.80	0.22	0.093	16.01	6.01	7.94	6.01	0.92	4.24	5.51	ok	
11	8.50	1.02	0.440	83.48	30.03	37.49	30.03	1.00	20.00	30.03	ok	
12	1.80	0.22	0.093	18.06	6.44	7.94	6.44	0.92	4.24	5.92	ok	
13	1.80	0.22	0.093	18.06	6.44	7.94	6.44	0.92	4.24	5.92	ok	
14	1.80	0.22	0.093	16.01	6.01	7.94	6.01	0.92	4.24	5.53	ok	
Ayx:		2.32						TOTALES		45.41	64.77	
2.- EN DIRECCION Y												
MURO #	L (m)	At (m ²)	At/Ay	P (t)	VmRn (t)	VmRL (t)	VmR (t)	FAE	VmD (t)	VmRD (t)	Nota	
1	1.80	0.22	0.096	10.49	4.85	7.94	4.85	0.920	4.37	4.46	ok	
2	2.00	0.24	0.107	9.85	5.01	8.82	5.01	1.000	4.86	5.01	ok	
3	1.80	0.22	0.096	10.49	4.85	7.94	4.85	0.920	4.37	4.46	ok	
4	1.80	0.22	0.096	14.14	5.62	7.94	5.62	0.920	4.37	5.17	ok	
5	2.00	0.24	0.107	15.21	6.13	8.82	6.13	1.000	4.86	6.13	ok	
6	1.80	0.22	0.096	19.8	6.80	7.94	6.80	0.920	4.37	6.26	ok	
7	7.50	0.90	0.401	49.16	21.35	33.08	21.35	1.000	18.21	21.35	ok	
Ay:		2.24						TOTALES		45.41	52.84	
Notas:												
1.- VmR se escoge del menor de:												
$VmRn=FR(0.5V*m*AT+0.3P)$												
$VmRL=1.5FRV*mAT$												
2.- VmRD: Resistencia efectiva de diseño												

La excentricidad en x es de 0.83 m que es el 9.7% del ancho del edificio, siendo la excentricidad máxima permitida de 0.85 m en ese sentido.

Como se puede ver, esta configuración cumple con todos los requisitos del método simplificado. La gran mayoría de los muros tiene una resistencia a cortante muy cercana al cortante actuante y la excentricidad en x está muy cerca al límite permitido.

La envolvente de resistencia se obtendrá con los modelos bilineal de Tomazevic y trilineal de Flores modificado, los cuales fueron calibrados en el capítulo anterior.

En la figura 4.2 se aprecian las envolventes en sentido X e Y calculadas con el modelo bilineal de Tomazevic y las características geométricas y de materiales que se mostraron al comienzo de este capítulo. La resistencia a la tensión, F_t , se calculó en función del cortante con el procedimiento descrito en el capítulo anterior.

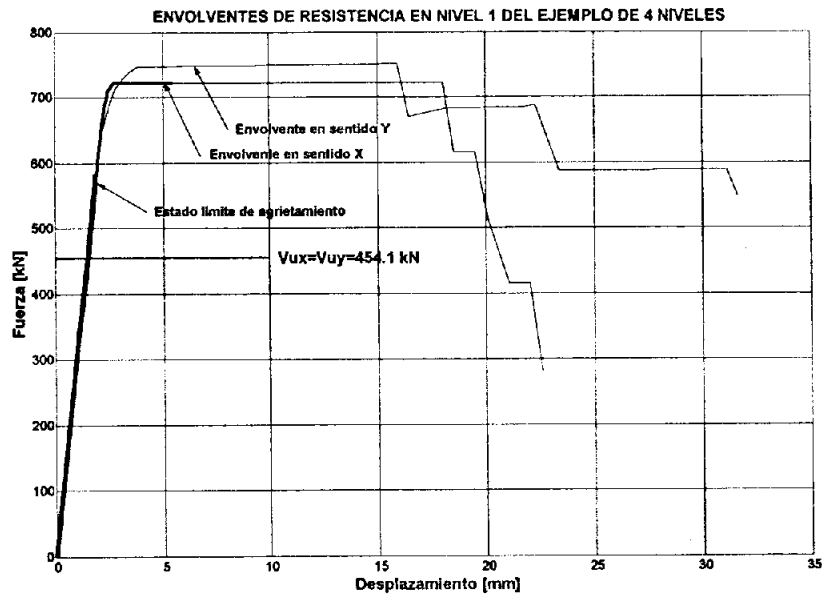


Figura 4.2 Envolventes de resistencia en nivel 1, modelo bilineal de Tomazevic

Es importante resaltar que en los dos sentidos, las envolventes predicen un cortante de agrietamiento mayor que el cortante actuante de diseño, $V_{ux}=V_{uy}=454.10$ kN. Por otro lado, las deformaciones por torsión hacen que el sentido Y del análisis tenga una resistencia algo mayor a pesar de tener una densidad de muros menor que el sentido X.

En la figura 4.3 se aprecian las envolventes obtenidas con el modelo de Flores modificado para los sentidos X y Y :

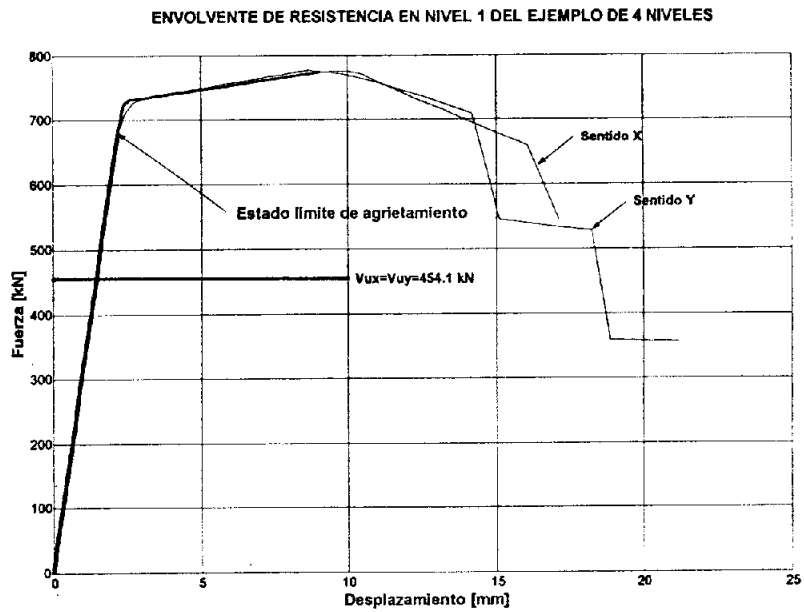


Figura 4.3 Envolventes de resistencia, sentidos X e Y, modelo de Flores modificado

Al igual que en en las envolventes anteriores, en las obtenidas con el modelo de Flores modificado se predice un cortante de agrietamiento mayor al cortante actuante de diseño por lo que se espera que los muros permanezcan en el rango elástico ante cargas de diseño.

En las gráficas de las figuras 4.4 y 4.5 se comparan las envolventes de Tomazevic y Flores modificado:

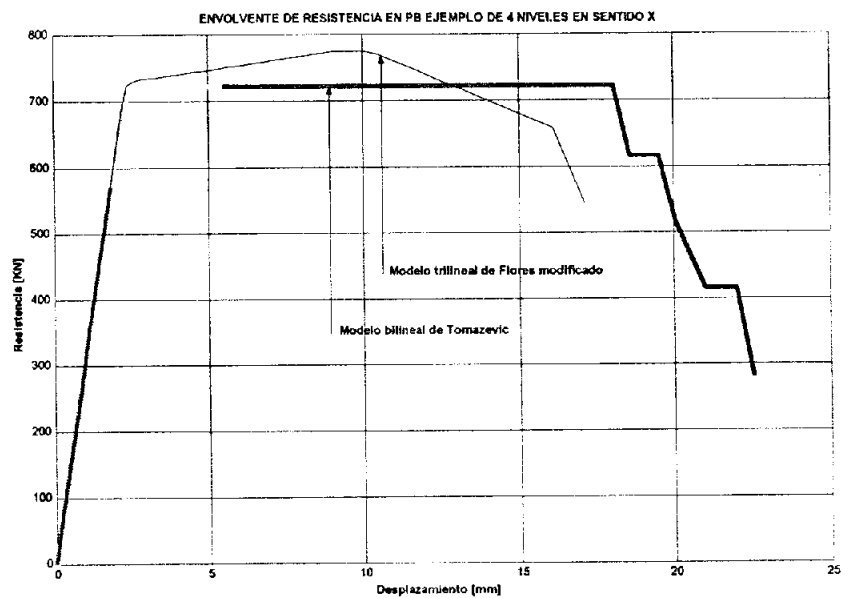


Figura 4.4 Envolvente en sentido X, modelos de Tomazevic y Flores modificado

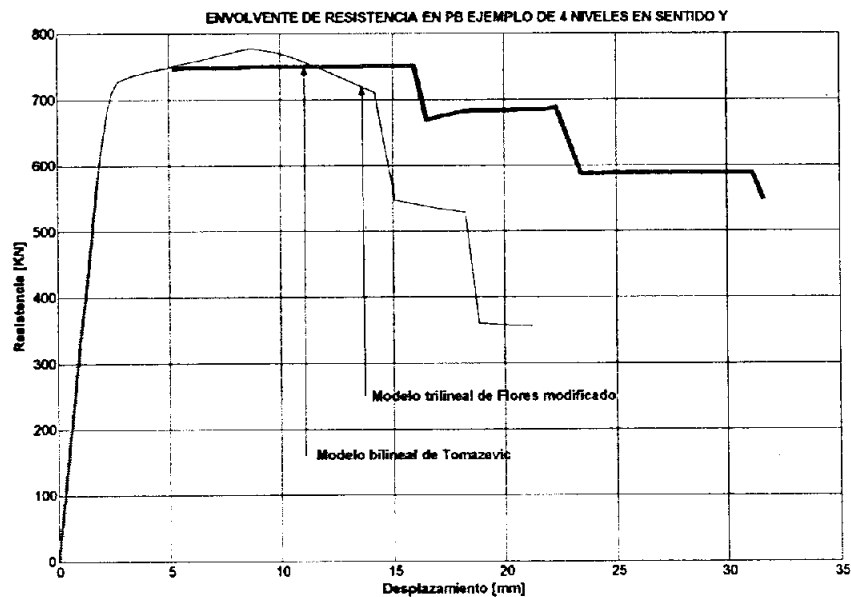


Figura 4.5 Envoltura en sentido Y, modelos de Tomazevic y Flores modificado

Se puede observar que a pesar de ser calculadas con dos teorías diferentes, sus envolturas son equivalentes en la predicción de la rama ascendente, el cortante de agrietamiento y el cortante máximo. En la rama descendente se nota una diferencia importante a la falla, debido a que el desplazamiento a la carga última del modelo de Flores modificado fue calibrado con los ensayos hechos en México. Sin embargo, al 85% de la carga lateral máxima, que será el punto de corte para calcular el factor de comportamiento estructural, las dos envolturas no difieren en gran medida.

Como se explicó anteriormente, para tener una buena predicción del estado de los muros en pisos superiores, se debe saber la evolución del primer modo de vibrar. Teniendo presente que las hipótesis con las que se desarrolló el programa darán una solución aproximada y que debe tenerse cuidado con los resultados cuando se sospeche que la matriz de rigidez se aleja de la hipótesis de elementos a cortante, para este ejemplo la evolución de dicho modo es como sigue.

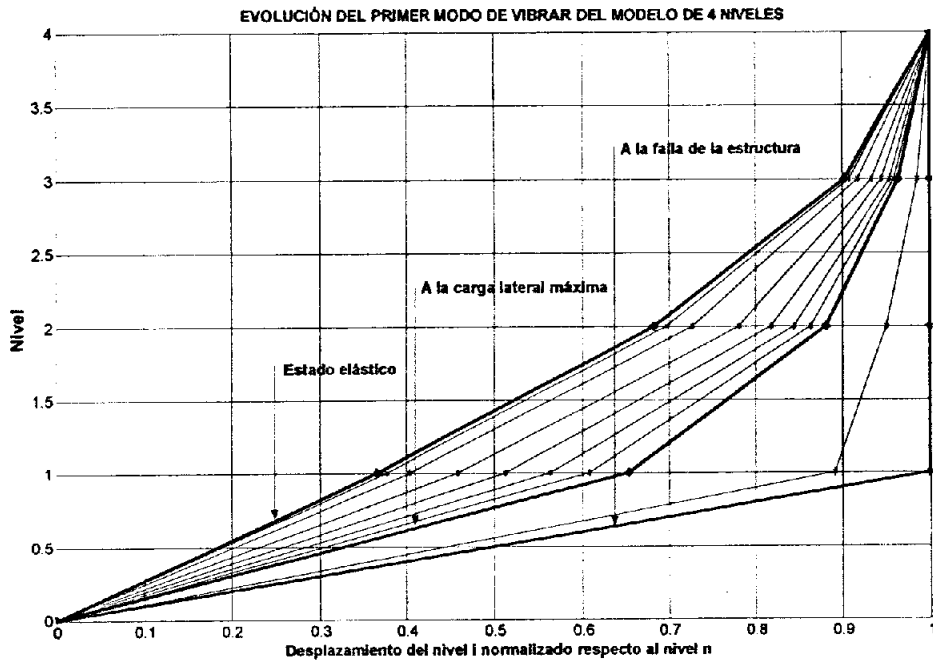


Figura 4.6 Evolución del primer modo de vibrar

Por tanto, en las figuras 4.7 a 4.9 se muestra el estado en que quedarían los pisos superiores al llegar el nivel 1 a la falla:

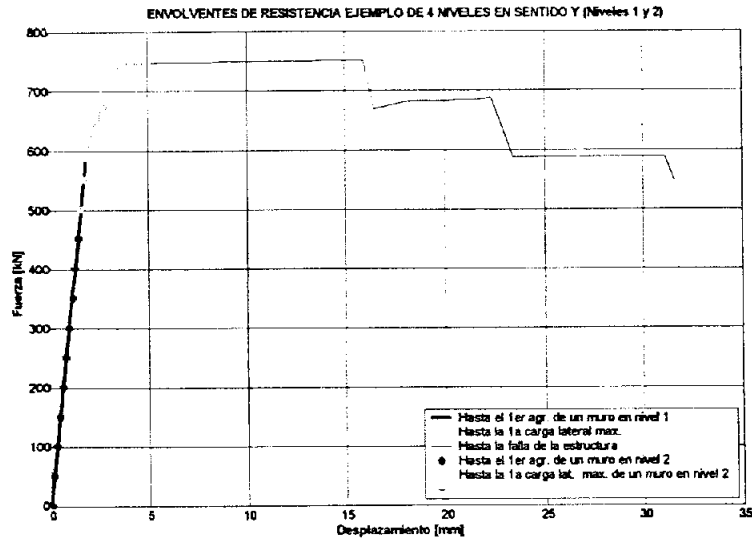


Figura 4.7 Envolventes de resistencia en los niveles 1 y 2

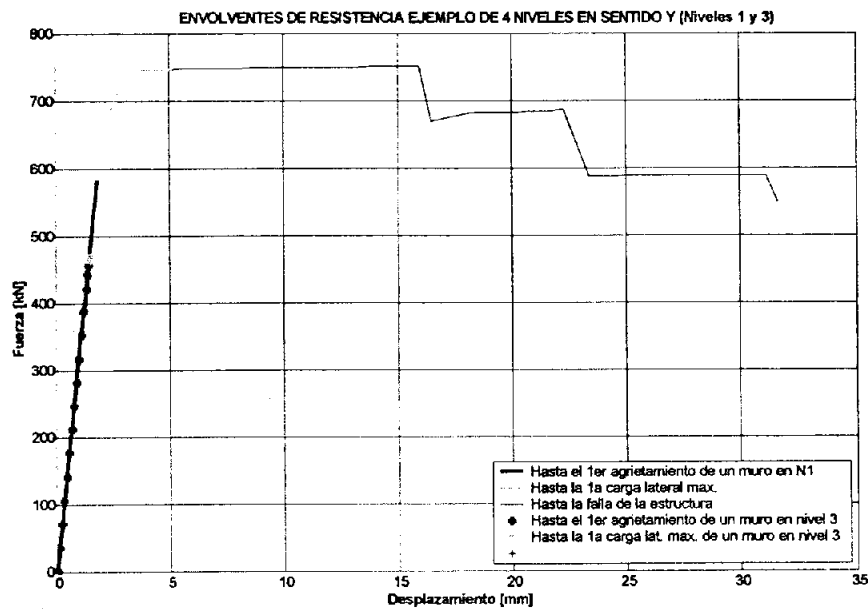


Figura 4.8 Envoltentes de resistencia en los niveles 1 y 3

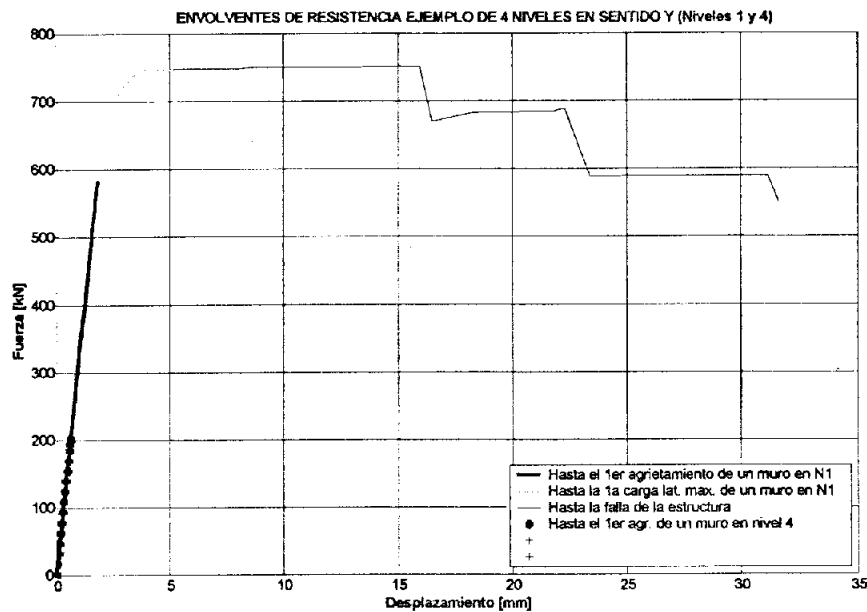


Figura 4.9 Envoltentes de resistencia en los niveles 1 y 4

Como se aprecia en las figuras 4.7 y 4.8, el cortante de agrietamiento disminuye en las envolventes de pisos superiores debido a que a pesar de tener los muros las mismas características geométricas y de resistencia de materiales, estos tienen menos esfuerzos a compresión que los del nivel 1 y, por consiguiente, su capacidad de resistencia lateral al agrietamiento disminuye.

Cuando se cumple alguno de los criterios de falla en el nivel 1 (ver apéndice A), el segundo nivel presenta una envolvente que se acerca a su carga lateral máxima. Esto es consistente con la evidencia experimental en edificios bajos [41].

Un aspecto interesante en este tipo de análisis es poder estudiar el estado de un muro cualquiera a un cortante dado. Como ejemplo de esto se puede ver el estado en que se encontrarían los muros 1, 2 y 10 del nivel 1 desde que se inicia la aplicación de la carga hasta que se alcanza el valor del cortante de diseño.

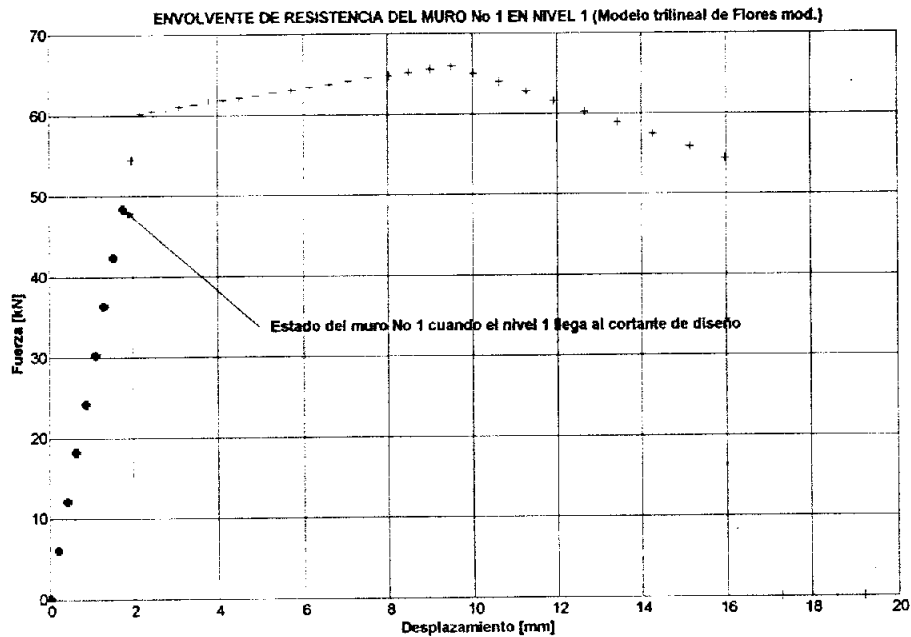


Figura 4.10 Estado del muro No 1 cuando el nivel 1 llega al cortante de diseño

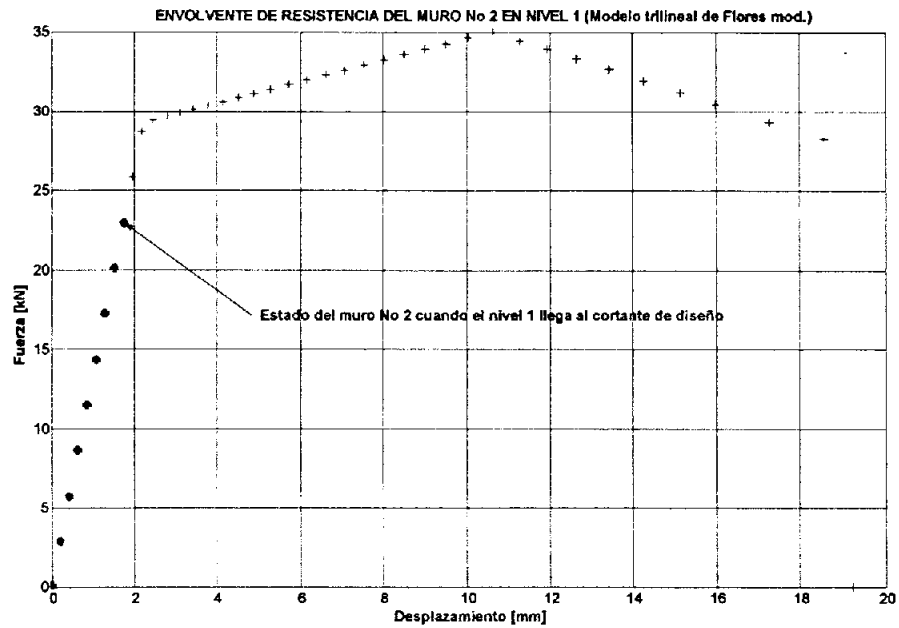


Figura 4.11 Estado del muro No 2 cuando el nivel 1 llega al cortante de diseño

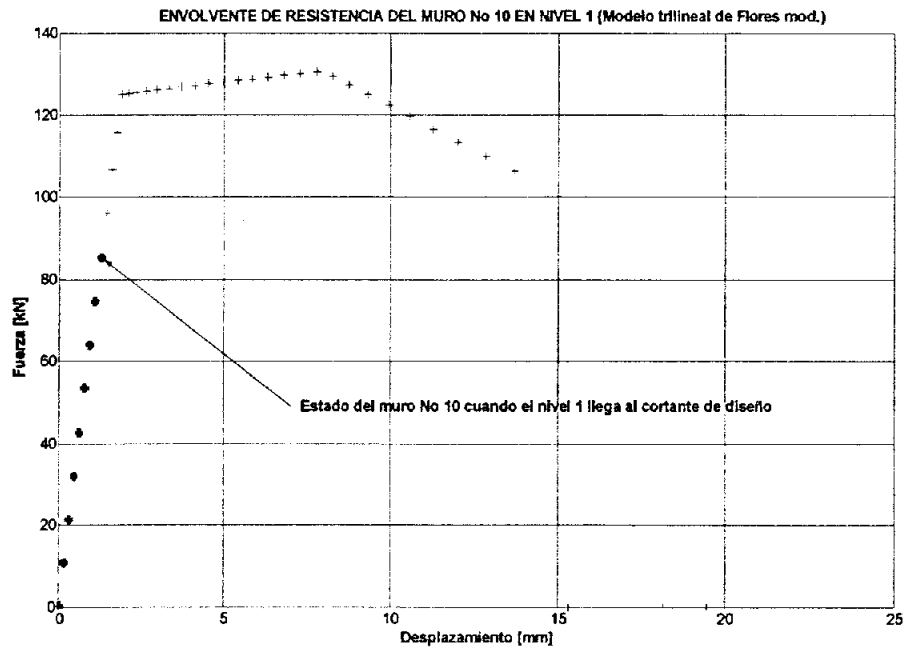


Figura 4.12 Estado del muro No 10 cuando el nivel 1 llega al cortante de diseño

Igualmente se puede estudiar el comportamiento de un muro en cada nivel cuando el nivel 1 llega a la condición de falla, que en este caso será la estipulada en el programa (ver apéndice A).

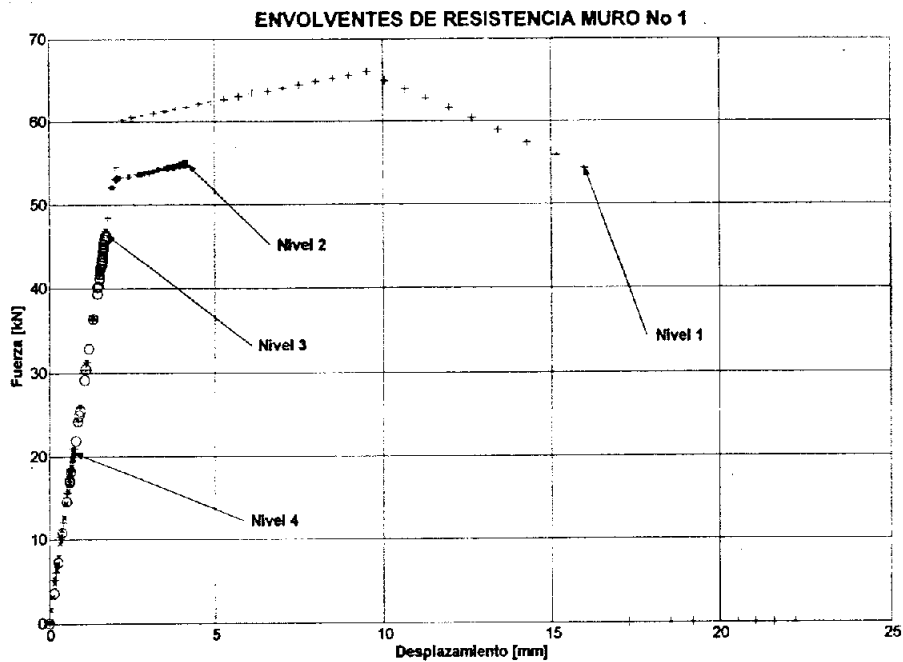


Figura 4.13 Estado del muro No 1 en c/nivel al llegar el nivel 1 a la falla

Como se hizo con los modelos experimentales, se está en capacidad de evaluar el factor de comportamiento estructural o factor de reducción de fuerzas. Para esto seguiremos la metodología explicada al final del capítulo 1.

Tabla 4.2 Valores de q calculados con las envolventes analíticas del nivel 1

	μ_{mismo}		μ_{otro}		μ	
	Modelo Tomazevic	Modelo Flores mod.	Modelo Tomazevic	Modelo Flores mod.	Modelo Tomazevic	Modelo Flores mod.
Sentido X	7.97 ¹	6.53	3.62	3.07	2.50	2.27
Sentido Y	9.86	5.93 (6.00) ²	4.32	2.85 (2.88)	2.76	2.17 (2.18)

¹ Calculado con los parámetros de las NTCM-2004

² Calculado con los parámetros calibrados en el capítulo 3

Hay dos puntos a resaltar en los valores de la tabla 4.2:

- 1) El factor de resistencia estructural (q) se mantiene dentro del límite propuesto por las NTCS-2004 para este tipo de estructuración, que es $q=2.0$
- 2) La ductilidad de agrietamiento en el nivel 1, al igual que en los modelos experimentales, se mantiene cercana a 6. Este valor es importante porque es el mínimo que debe tener un edificio de 5 niveles (que será el máximo que se puede diseñar con el método simplificado si las alturas de entrepiso son de 2.50m) para que llegue a tener un factor de comportamiento $q=2.0$

Hasta aquí se ha trabajado con los parámetros exigidos por las NTCM-2004, pero es interesante revisar cual sería la envolvente con los parámetros calibrados en el capítulo anterior, que son: $G_m = 0.2E_m$ y $\nu = \sqrt{f'_m}$ (f'_m en kg/cm^2).

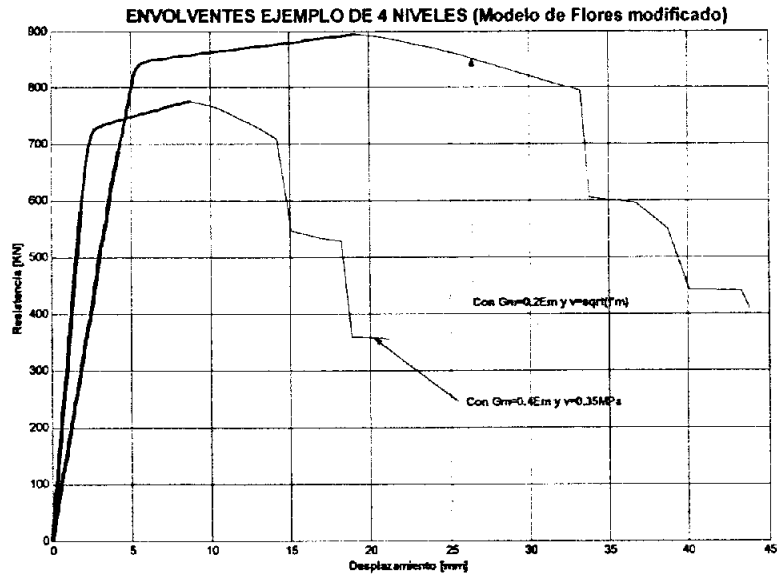


Figura 4.16 Comparación de envolventes de resistencia

Aunque las envolventes tienen características importantes muy diferentes, como su rama ascendente, el cortante de agrietamiento, la carga máxima y la rama descendente, sus características de ductilidad y el factor de comportamiento estructural se mantienen del mismo orden de magnitud, como se aprecia en la tabla 4.2.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se han reunido las conclusiones y recomendaciones a las que se llegó después del desarrollo de este trabajo. El primer bloque de conclusiones se referirá a los modelos matemáticos propuestos. Enseguida se analizará la metodología desarrollada para calcular la envolvente. En tercer lugar se evaluarán los resultados obtenidos en el capítulo 3, donde se calibraron algunos parámetros importantes. A continuación se evaluará en detalle los resultados del ejemplo realizado en el capítulo 4 y al final se darán algunas recomendaciones y posibles investigaciones para continuar con este tema.

5.2. MODELOS MATEMÁTICOS PARA PREDECIR LA RESISTENCIA LATERAL DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

5.2.1. Los ensayos estáticos cíclicos reversibles y dinámicos de muros de mampostería confinada que se han venido realizando en los últimos años han dado la posibilidad de proponer modelos del comportamiento global de estos ante cargas laterales. El hecho de poder simplificar en estados límite un problema tan complejo como el comportamiento de un elemento estructural que se aparta de las leyes de la teoría de la elasticidad es un avance importante que dará la posibilidad de predecir, con análisis relativamente sencillos, con mayor exactitud el comportamiento de la estructura en su conjunto.

5.2.2. Las propuestas que se han dado a conocer están fundamentadas en dos teorías equivalentes como son la de la fricción y la de la resistencia a la tensión en el centro del muro, como las causantes del agrietamiento inclinado. Para obtener buenos resultados con la teoría de la fricción se deben obtener el módulo de cortante (G_m) y el cortante resistente (v) con un grado de exactitud aceptable (con coeficientes de variación del orden del 10%). En cuanto a la otra teoría, se considera que se debe tener mayor claridad de la variación del parámetro b ante las diferentes relaciones de aspecto y cargas verticales. Este importante parámetro hace variar de forma considerable la predicción de la resistencia del muro y, por consiguiente, de la estructura en general.

5.2.3. El desplazamiento a la carga máxima parece estar ligado a la relación entre la rigidez secante a la carga máxima y la rigidez inicial, como lo plantea Tomazevic [41]. Igualmente, el desplazamiento a la carga última parece estar ligado a la relación entre la rigidez secante a la carga última y la rigidez inicial. Estas relaciones se vuelven un invariante para cada tipo de mampostería: simple o confinada y se deben calibrar para el tipo de pieza que se vaya a utilizar. En este trabajo se encontraron los siguientes valores para estas relaciones en mampostería confinada y piezas de barro rojo recocido:

$$\varphi_1 = K_{v_{\max}} / K_e = 0.25$$

$$\varphi_2 = K_{v_u} / K_e = 0.03$$

La cantidad de ensayos con que se pudieron comparar estos valores es muy pequeño (3), por lo que se deben seguir evaluando estas relaciones en futuras pruebas.

5.2.4. En general, los diferentes modelos coinciden en que las estructuras de mampostería confinada se rigen por tres estados límite: agrietamiento, carga máxima y carga última. Por tal motivo los modelos propuestos son trilineales o bilineales a partir de uno trilineal.

5.3. ENVOLVENTE ANALÍTICA DE RESISTENCIA LATERAL DE PISO

5.3.1. El programa desarrollado calcula la envolvente de resistencia lateral de piso incluyendo las deformaciones por torsión adecuadamente para estructuras que cumplan con las hipótesis descritas al comienzo del capítulo 2.

5.3.2. La evolución del primer modo de vibrar, obtenido considerando a la estructura como una viga de cortante, consigue predecir la falla típica de planta baja que se presenta en este tipo de estructuras, pero subestima las distorsiones de los entrepis superiores. La hipótesis de modelar la estructura como una viga de cortante puede ser la causante de esta discrepancia con la realidad, por lo que se debe repetir este tipo de análisis con matrices de rigidez lateral más completas. Esto ayudará a predecir con mayor exactitud las deformaciones de los muros en los pisos superiores ante un cortante basal dado.

5.3.3. La metodología escogida, de desplazamientos incrementales o método del jalón, consiguió el objetivo de ser un análisis estable en el intervalo no lineal, sobre todo en la rama descendente de la envolvente, donde la rigidez del piso crítico tiende a cero.

5.3.4. El no tener en cuenta los efectos de torsión en el análisis de la envolvente de resistencia lateral de piso no altera de manera significativa los valores de rigidez global, resistencia máxima, ductilidad y factor de comportamiento estructural en el único ejemplo donde se pudo comparar este efecto.

5.4. CALIBRACIÓN CON MODELOS EXPERIMENTALES

5.4.1. Si experimentalmente se pueden conseguir los valores de módulo de cortante (G_m), resistencia al cortante (v) y/o resistencia a la tensión (f_t) de la mampostería, con incertidumbres aceptables (C.V. del orden del 10%), es posible predecir de manera apropiada, con los modelos de Tomazevic o de Flores modificado la envolvente de resistencia lateral de piso de estructuras de mampostería confinada de pequeña y mediana altura, como los edificios que cumplen con los requisitos para ser diseñados por el método simplificado.

5.4.2. Debido al complejo mecanismo a la falla que tienen este tipo de estructuras, la rama descendente analítica difiere de la experimental, aunque hasta cortantes del orden del 75% del máximo tienen una correlación aceptable. Esto permite hacer uso de la envolvente analítica para hallar el factor de comportamiento estructural (q).

5.4.3. La inercia transformada se puede considerar como la que más se adecuó para obtener una buena correlación en la rama ascendente entre las envolventes analítica y experimental. En los casos en que, habiendo usado el valor más bajo de G_m , y la rama ascendente experimental seguía mostrando una tendencia más flexible que la analítica, se usó la inercia sin transformar. Otra posibilidad que se puede explorar en estos casos es cambiar la configuración definiendo zonas rígidas y alturas menores de los muros. Este aspecto se dejó fuera del alcance de este trabajo por las modificaciones importantes que se debe hacer al programa y los análisis comparativos consecuentes.

5.4.4. Los modelos de Tomazevic y de Flores modificado predicen de manera satisfactoria el cortante al agrietamiento en el piso donde se produce la falla.

5.4.5. Las envolventes de los pisos superiores pueden considerarse una aproximación del daño que sufrirán los muros en esos niveles. Como ya se comentó antes, el daño real en estos pisos será superior al que se pueda predecir con el programa en su versión actual.

5.4.6. La relación $G_m = 0.2E_m$ es la que mejor se adecuó a las envolventes experimentales obtenidas de ensayos dinámicos. Esto es consistente con las observaciones de la literatura al respecto y coincide con los bajos valores de G_m calculados de los ensayos de muretes para los modelos probados en la Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

5.4.7. La relación $v = \sqrt{f'_m}$ (en kg/cm^2) fue consistentemente la mejor manera de obtener el cortante resistente. De esta forma se obtuvo, con el modelo de Flores modificado, envolventes de resistencia muy cercanas a la evidencia experimental.

5.4.8. Como se ha expresado en otros trabajos [15,41], el aporte de los castillos a la resistencia lateral de un muro de mampostería confinada es pequeño. Por tal motivo, y observando la segunda expresión de la ecuación 3.3, variaciones en el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal no influirán de manera importante en la envolvente de resistencia lateral de piso, como se aprecia en la figura 3.11

5.4.9. El procedimiento seguido para calcular el esfuerzo a tensión, necesario en los modelos de Tomazevic, en función del esfuerzo a cortante, la relación G_m / E_m y de la relación de aspecto de cada muro a través de las gráficas 8 y 12 de la tesis doctoral de Bazán [8], se adecuó bastante bien a las envolventes experimentales de los modelos M1SRSC, M2SRCC y M3SRCC ensayados dinámicamente en México.

5.5. EJEMPLO DE CUATRO NIVELES QUE CUMPLE CON EL MÉTODO SIMPLIFICADO DEL RDF

5.5.1. El edificio analizado, con la configuración descrita en la introducción del capítulo 4, se mantuvo en el intervalo elástico para el cortante actuante de diseño exigido por el RCDF-2004. Por las características del ejemplo (excentricidad máxima en un sentido y cortante resistente en sus muros muy cerca al límite permitido), permite concluir que el método simplificado, con las restricciones que impone para ser usado, está del lado de la seguridad.

5.5.2. El cortante de agrietamiento, que se encuentra entre 600 kN y 700 kN, según se tomen los parámetros exigidos por el código o los obtenidos de la calibración de los modelos, es muy superior (entre 30% y 50% respectivamente) al cortante actuante de diseño.

5.5.3. Cuando el nivel 1 llega al cortante actuante de diseño, las envolventes de segundo y tercer nivel muestran que están llegando a su cortante de agrietamiento (figuras 4.7 y 4.8). Esto se debe a que los muros tienen las mismas características geométricas y de materiales, pero están cada vez menos cargados verticalmente y, por consiguiente, serán menos resistentes ante carga lateral.

5.5.4. La información del estado de los muros a la falla y a un nivel dado de cortante actuante dará la posibilidad de optimizar los diseños de este tipo de edificios y sensibilizar al ingeniero con respecto al comportamiento de los muros y de la estructura en general ante cargas laterales.

5.5.5. El valor límite impuesto por las NTCM-2004 para el factor de comportamiento estructural o factor de reducción de fuerzas, que es de 2 en este tipo de estructuras, se puede considerar adecuado.

5.6. RECOMENDACIONES

5.6.1. Se debe seguir evaluando, analítica y experimentalmente, el efecto de las deformaciones por torsión. Hasta ahora, la evidencia experimental es muy poca para poder llegar a conclusiones definitivas al respecto.

5.6.2. Se deben estudiar con más detalle los parámetros que están involucrados en el fenómeno post-pico de la envolvente de muro. Estos estudios se pueden adelantar analíticamente con el MEF y experimentalmente con ensayos cíclicos reversibles o dinámicos en muros individuales.

5.6.3. Algunos autores han mostrado reservas en los valores obtenidos con el ensayo de compresión diagonal [14,16,25]. Algunas de las desventajas que se le han visto a este ensayo son:

5.6.3.1. Al presentarse la primera grieta en el centro del murete, las cargas aplicadas inducen que se cree un sistema de armadura a compresión que permite que el sistema resista más carga de la que se necesitaría realmente para agrietar a un muro por tensión diagonal con las características del espécimen [14].

5.6.3.2. En especímenes muy pequeños, este ensayo evalúa el esfuerzo a tensión de la pieza y no de la mampostería [16].

5.6.3.3. Este ensayo no simula bien algunas condiciones del muro como su relación de aspecto, la transferencia uniforme de cortante en la parte superior del muro y la combinación de modos de falla [25].

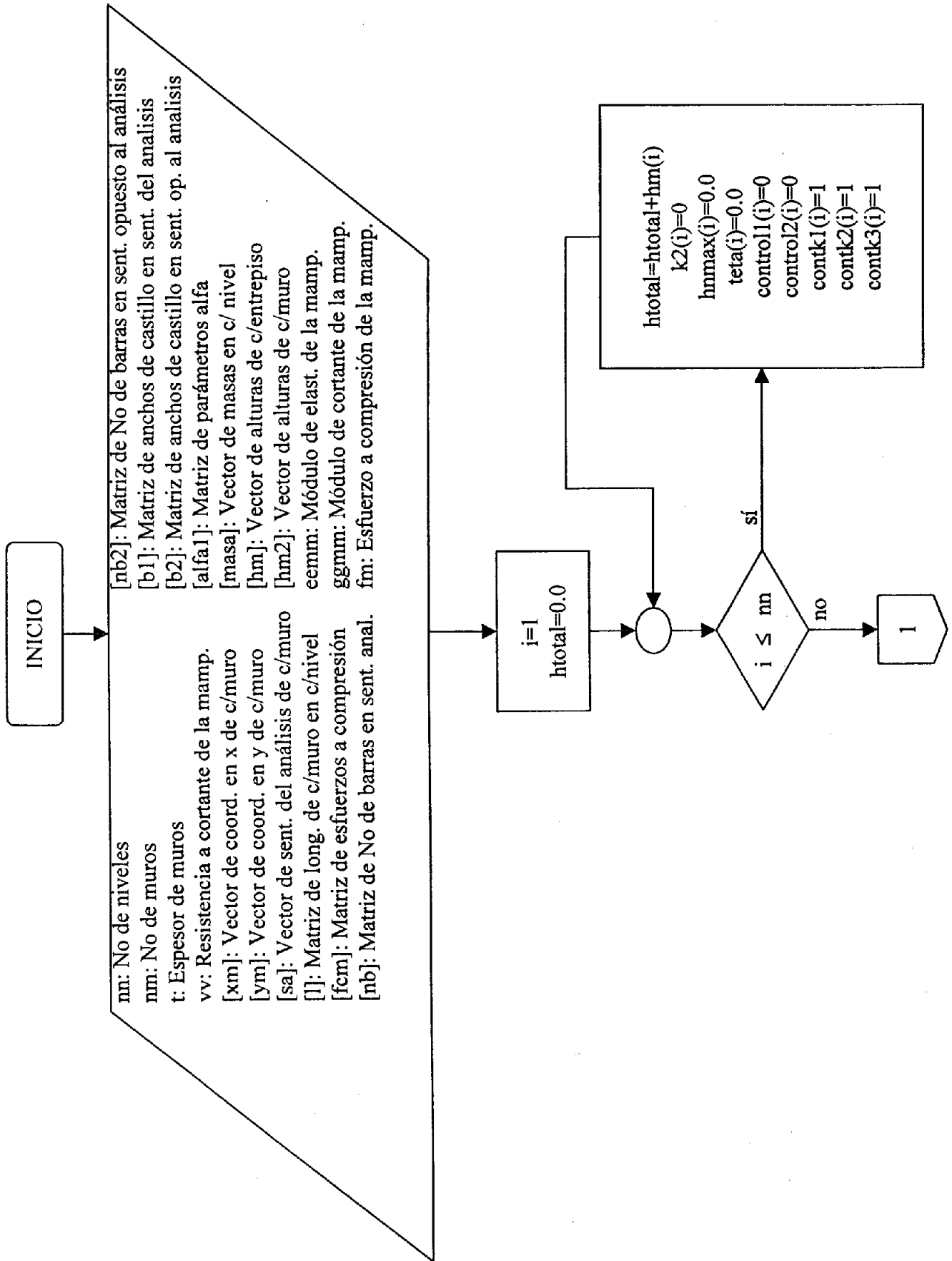
Adicionalmente, los elevados coeficientes de variación en este ensayo (30% a 37%), obtenido en trabajos recientes en México [6,18,30,43], deben hacer pensar en una mejor manera de calcular el cortante resistente y el módulo de cortante. Una opción para obtener estos importantes parámetros es con base en ensayos cíclicos reversibles de muros [41]. Otra forma sería con la expresión $v = f_m^\alpha$, donde α puede ser 1/3 ó 2/3 como se ha propuesto para concreto.

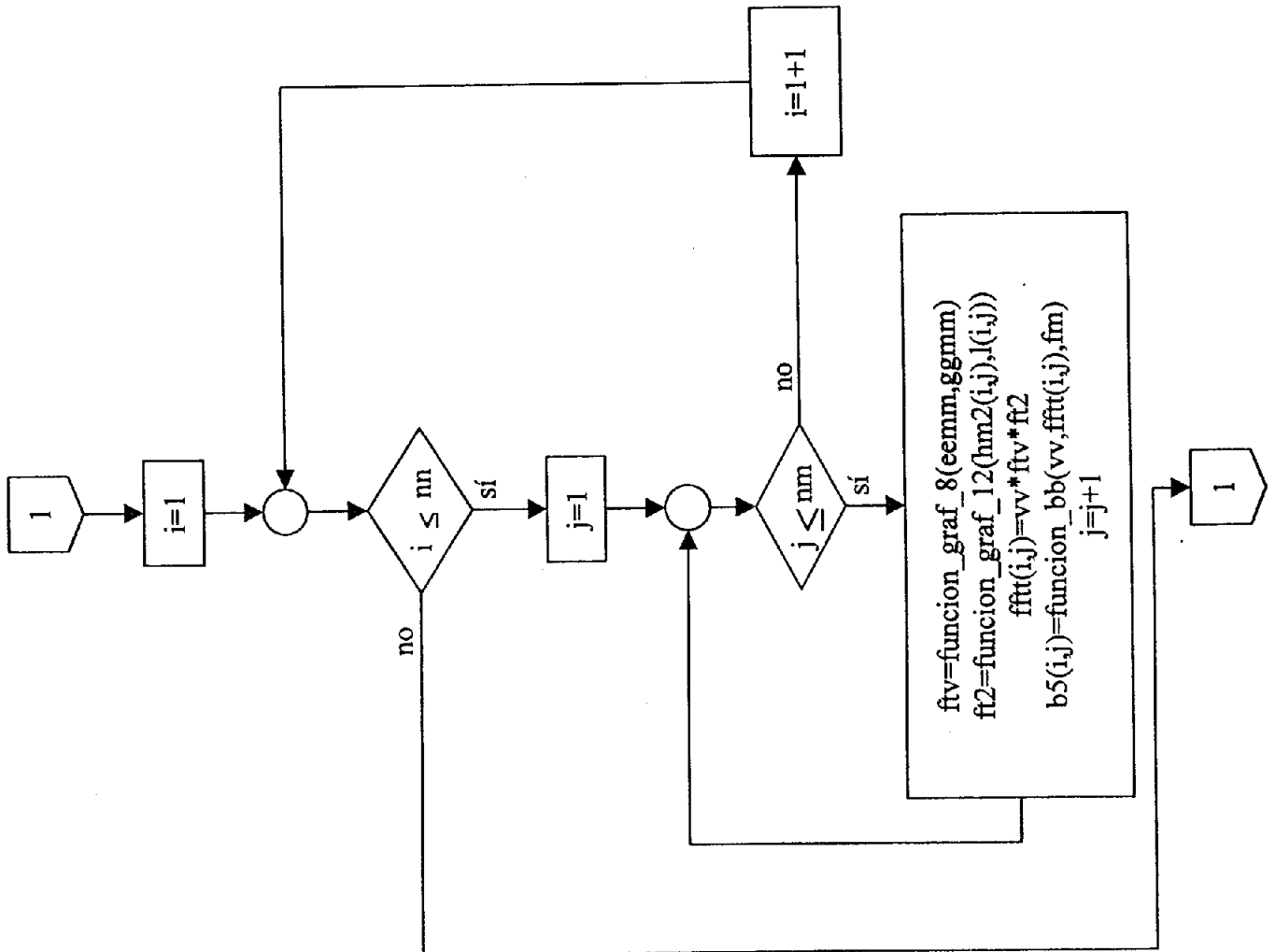
APÉNDICE A
DIAGRAMAS DE FLUJO PARA CALCULAR LA ENVOLVENTE DE
RESISTENCIA LATERAL DE PISO

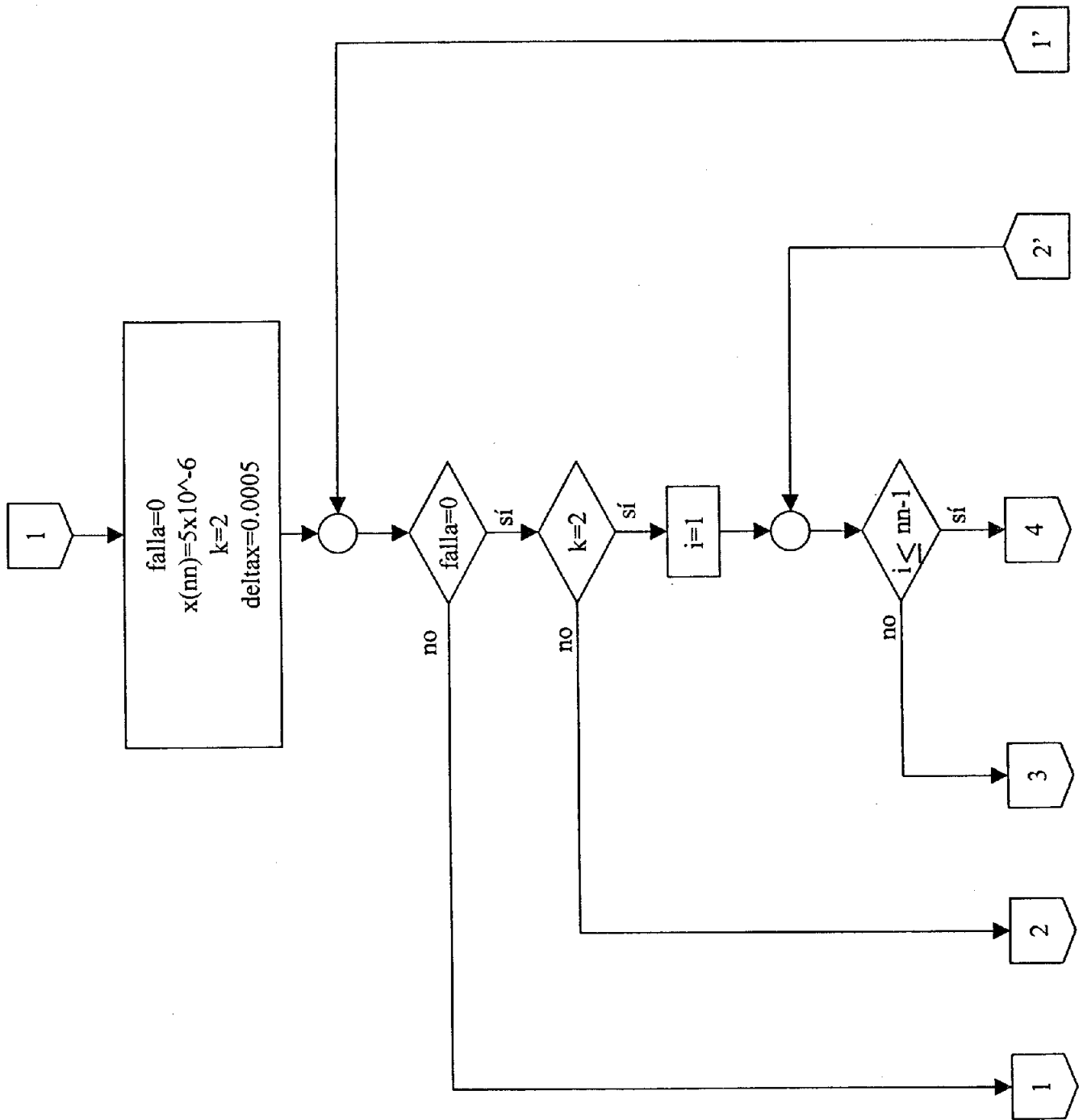
A.1. INTRODUCCIÓN

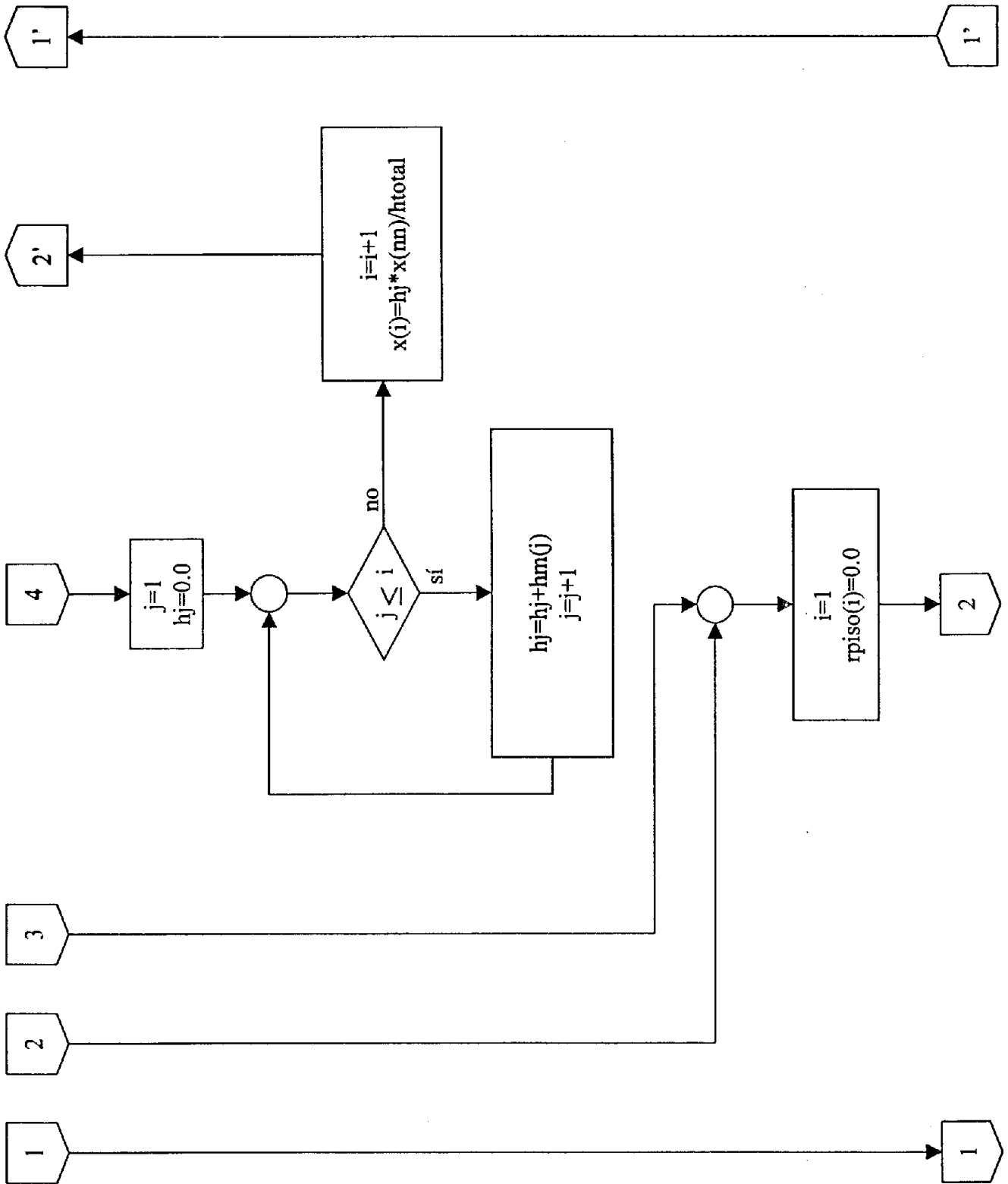
En este apéndice se muestran los diagramas de flujo necesarios para calcular la envolvente de resistencia de piso de estructuras de mampostería confinada. Un primer diagrama mostrará el programa principal. Enseguida se muestran los diagramas de las subrutinas del modelo bilineal en función del trilineal de Tomazevic, el cálculo de la resistencia a la flexión de un muro y el cálculo del primer modo de vibrar con el método del vector inverso [13,19].

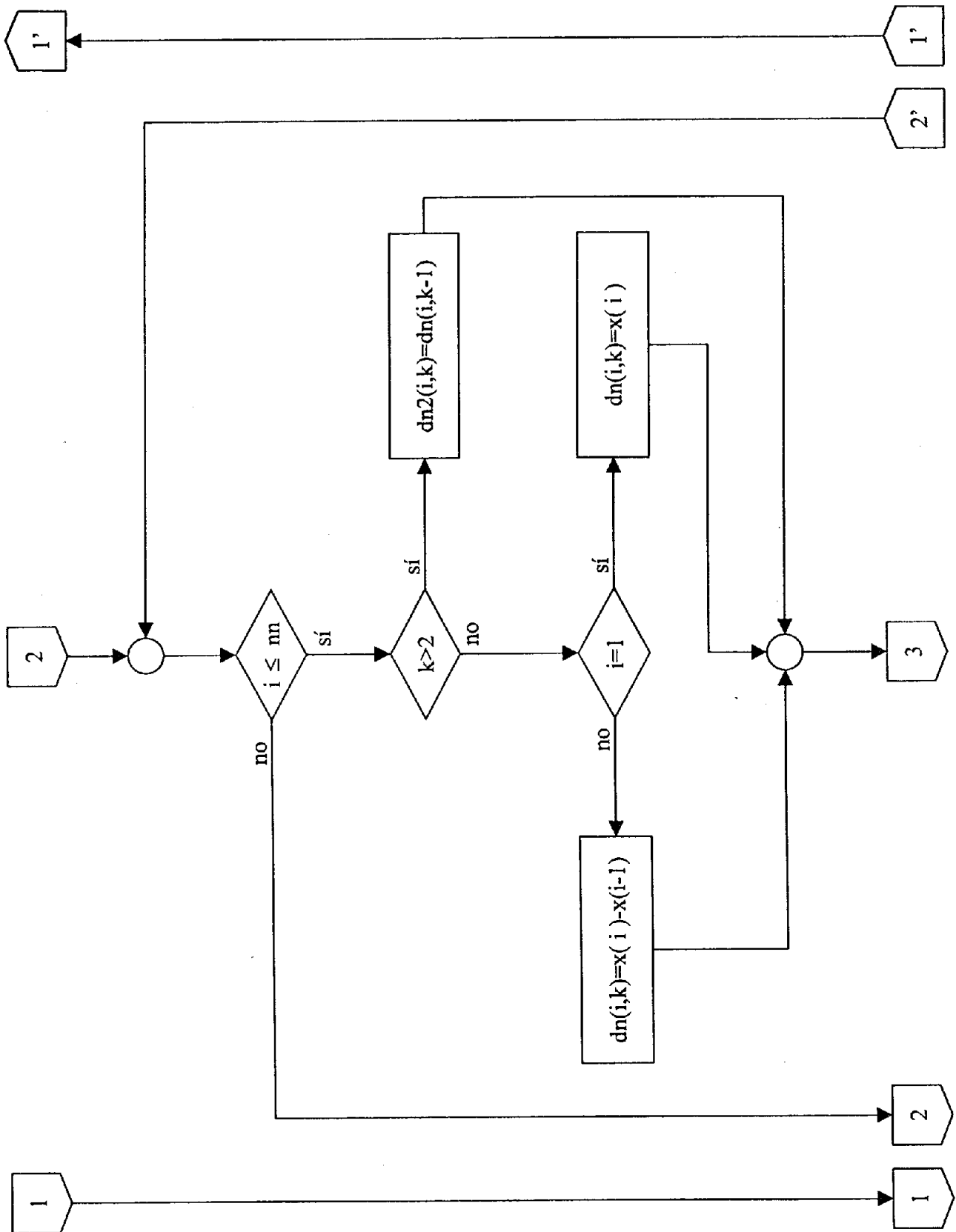
A.2. PROGRAMA PRINCIPAL

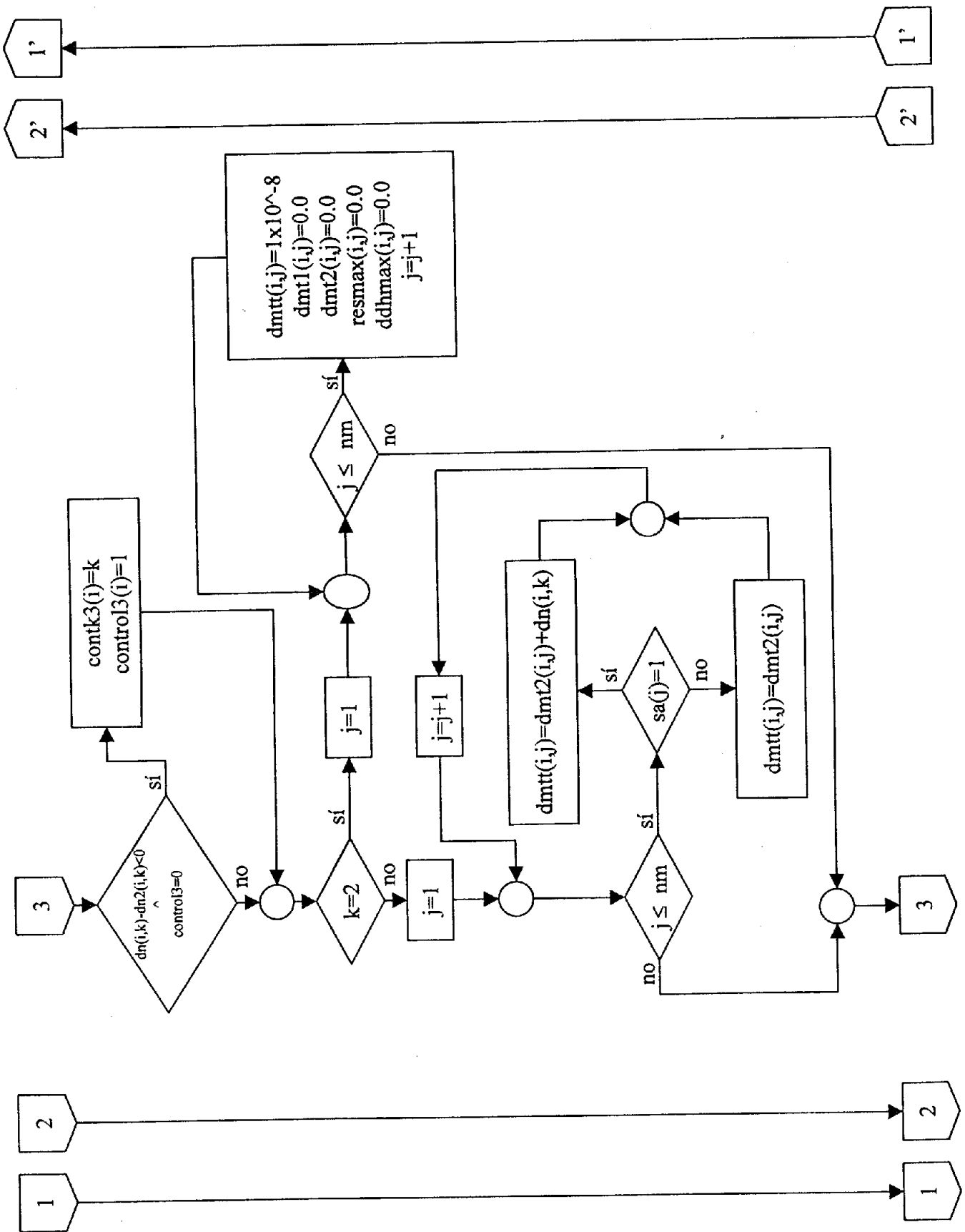


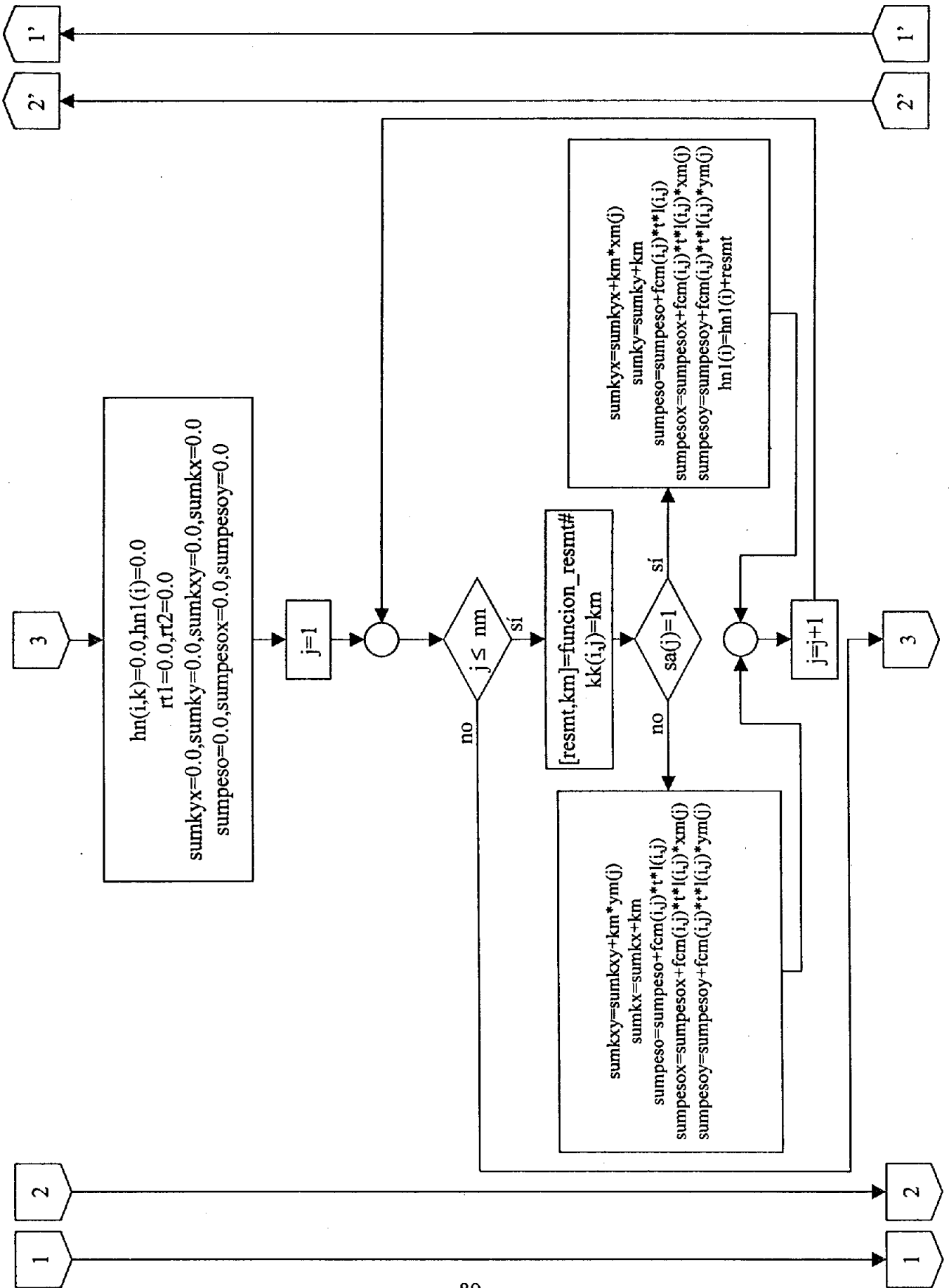


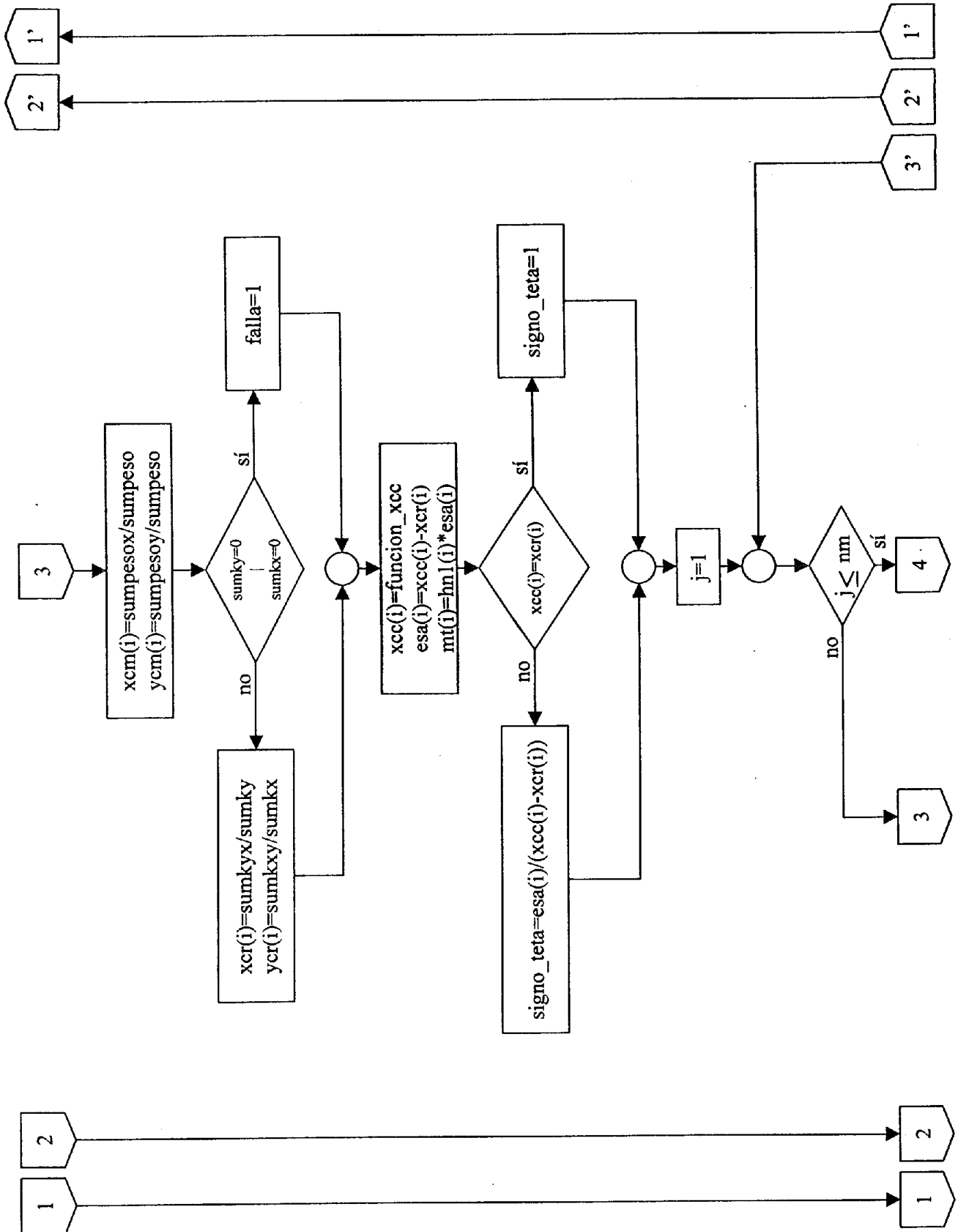




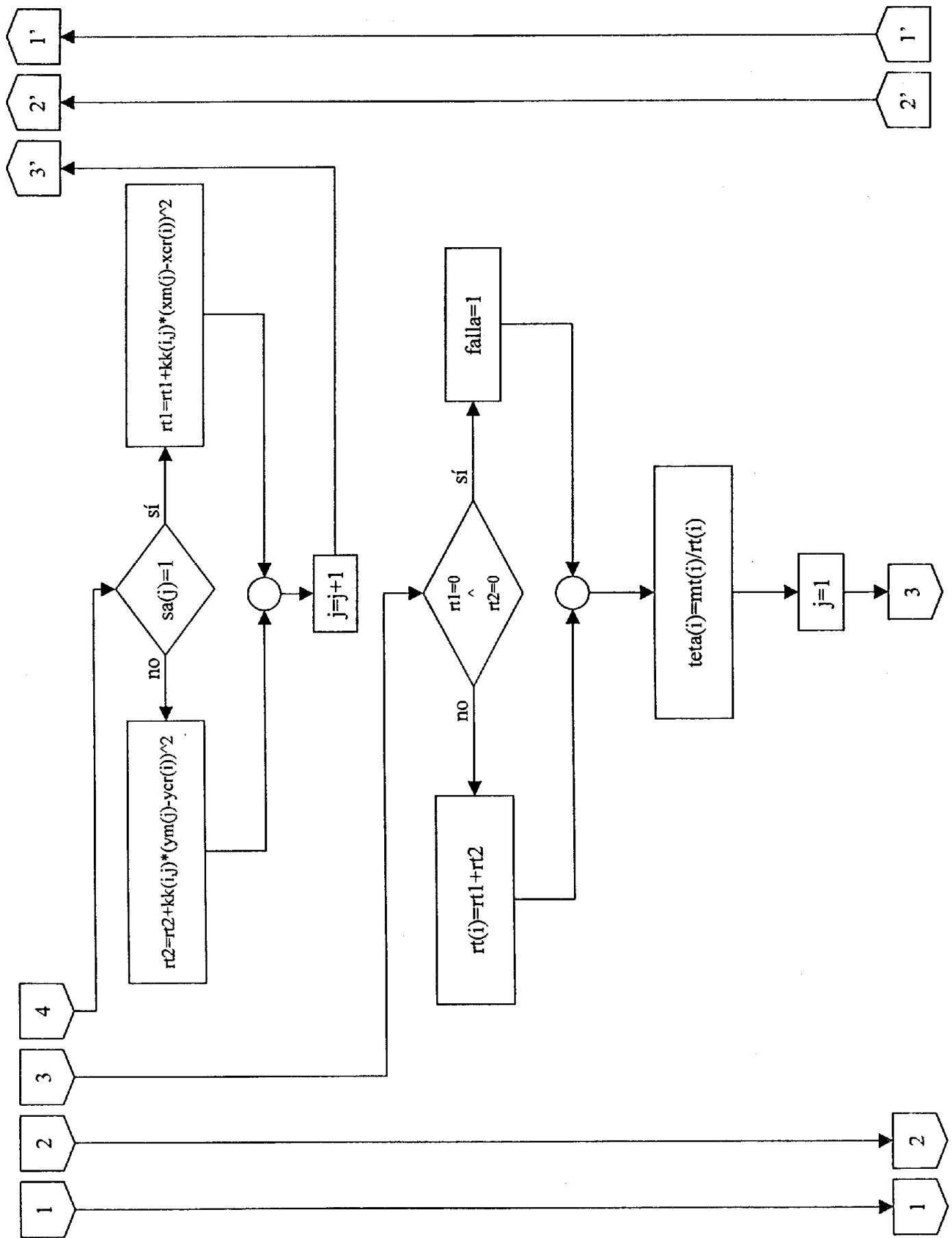


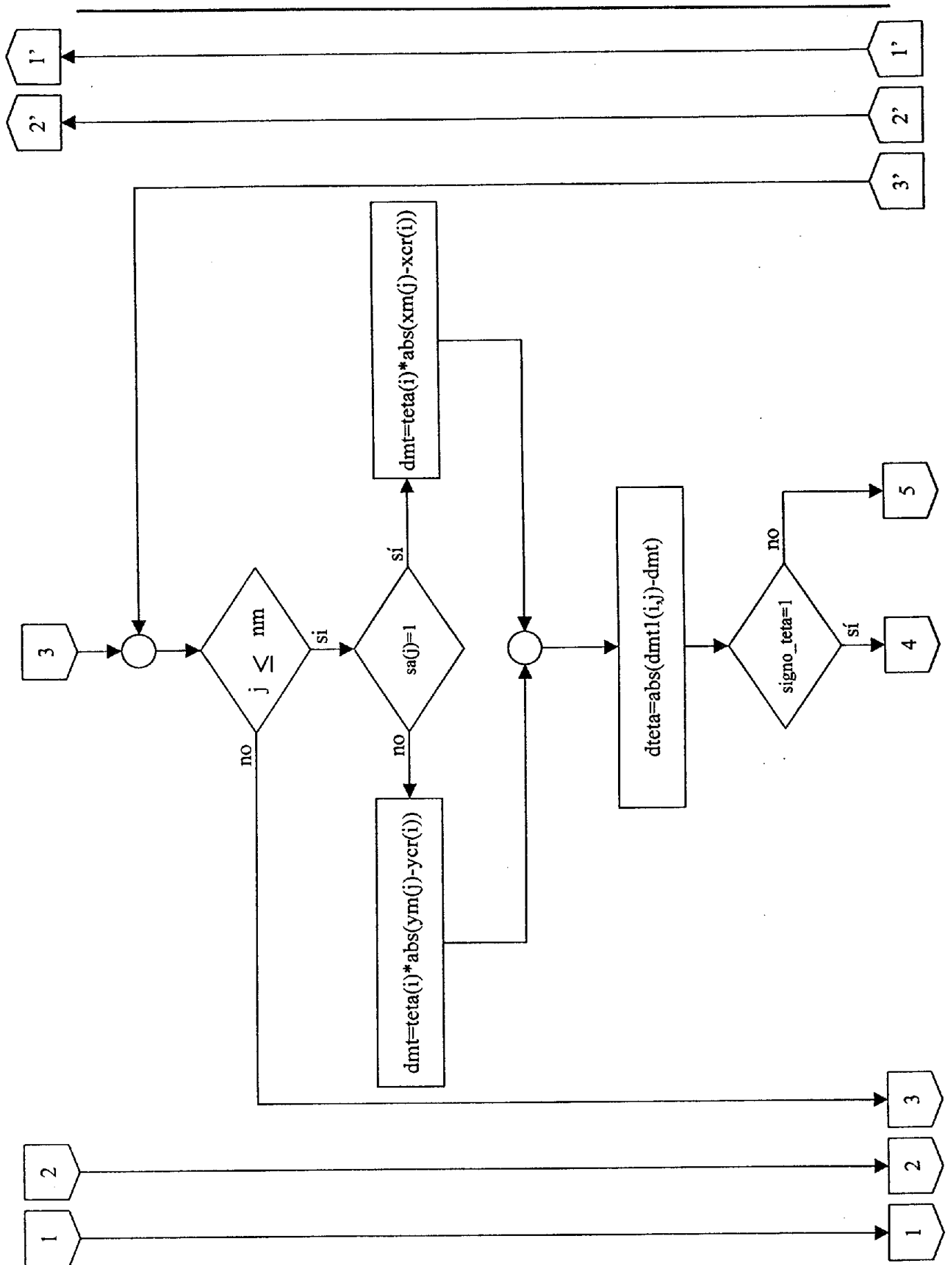


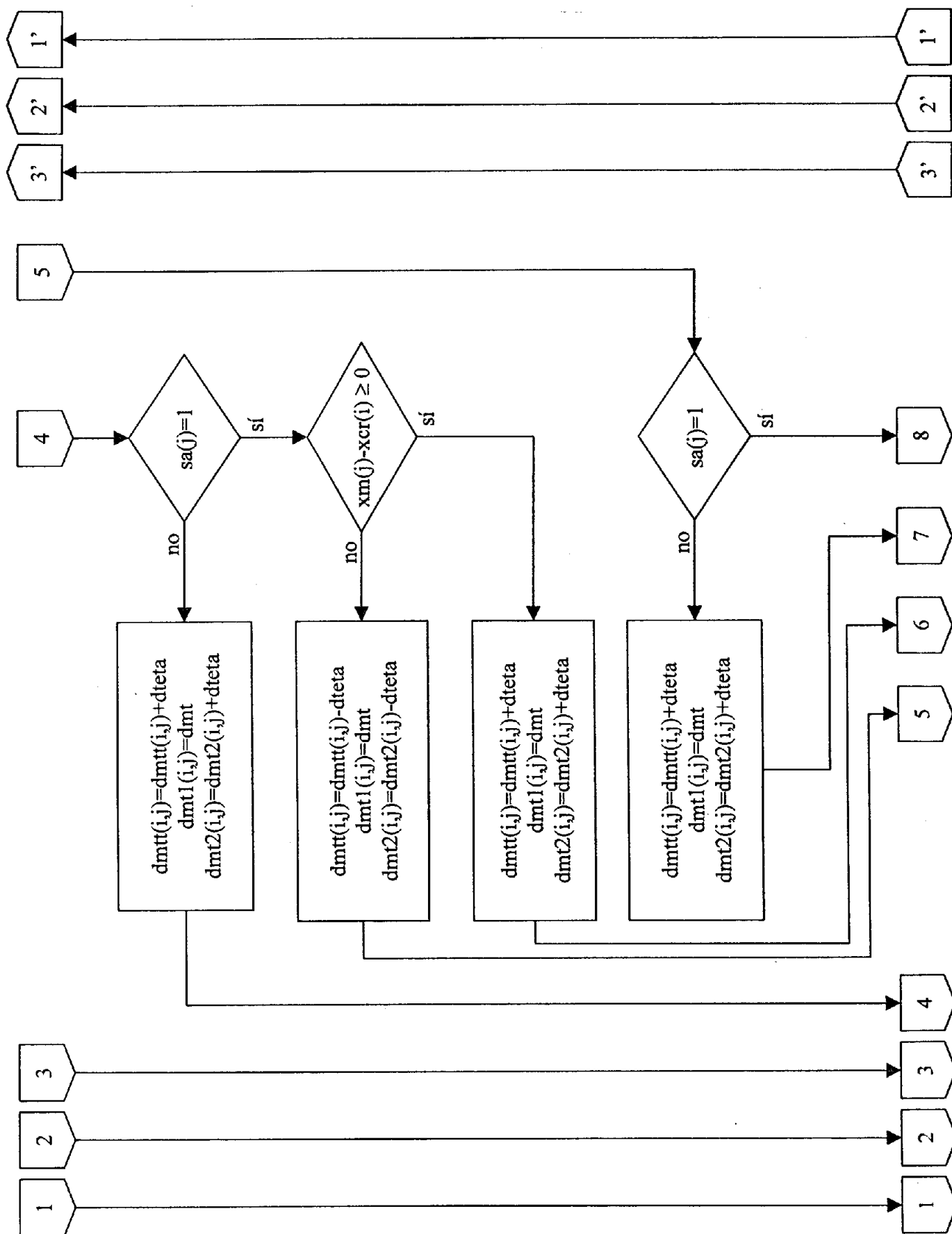


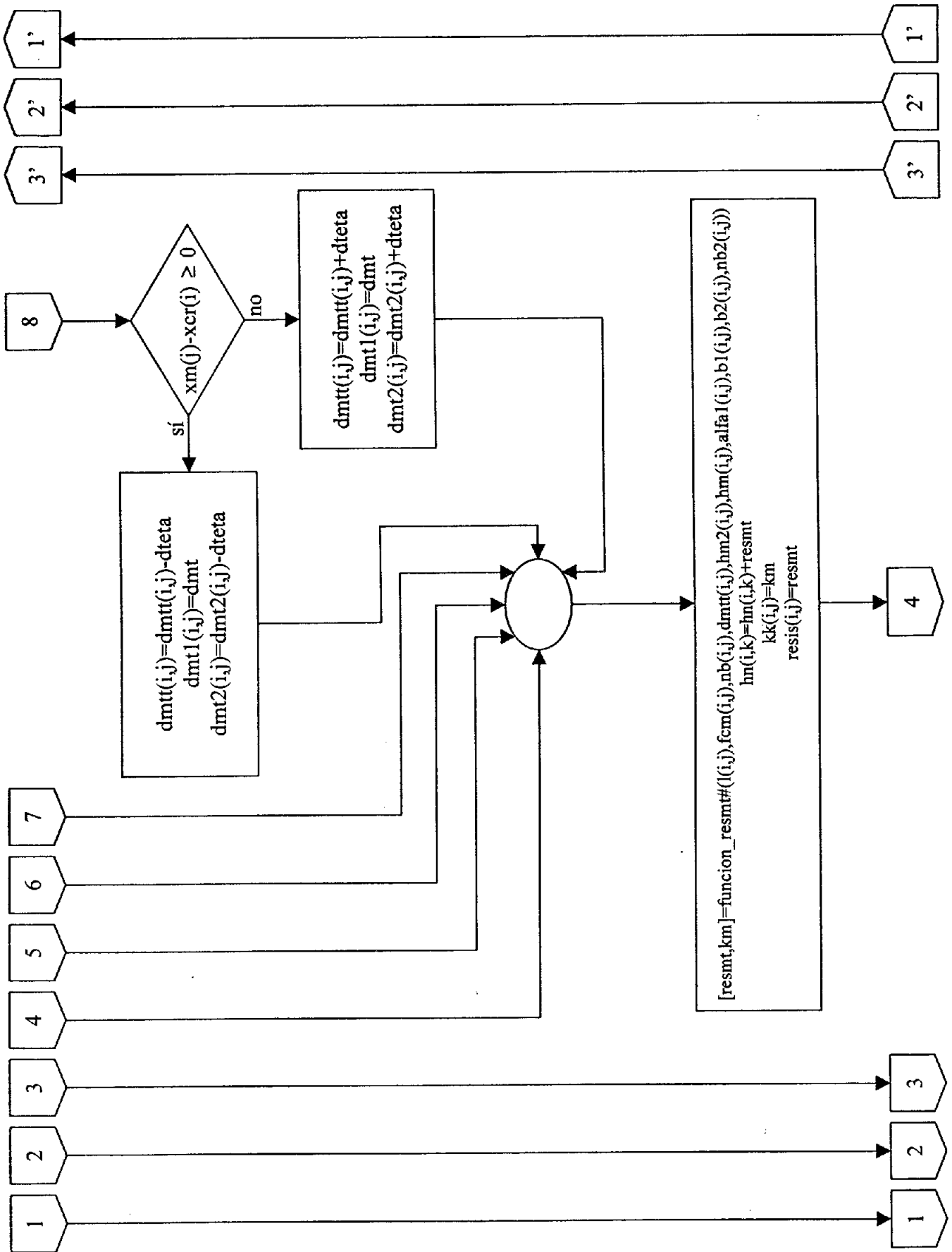


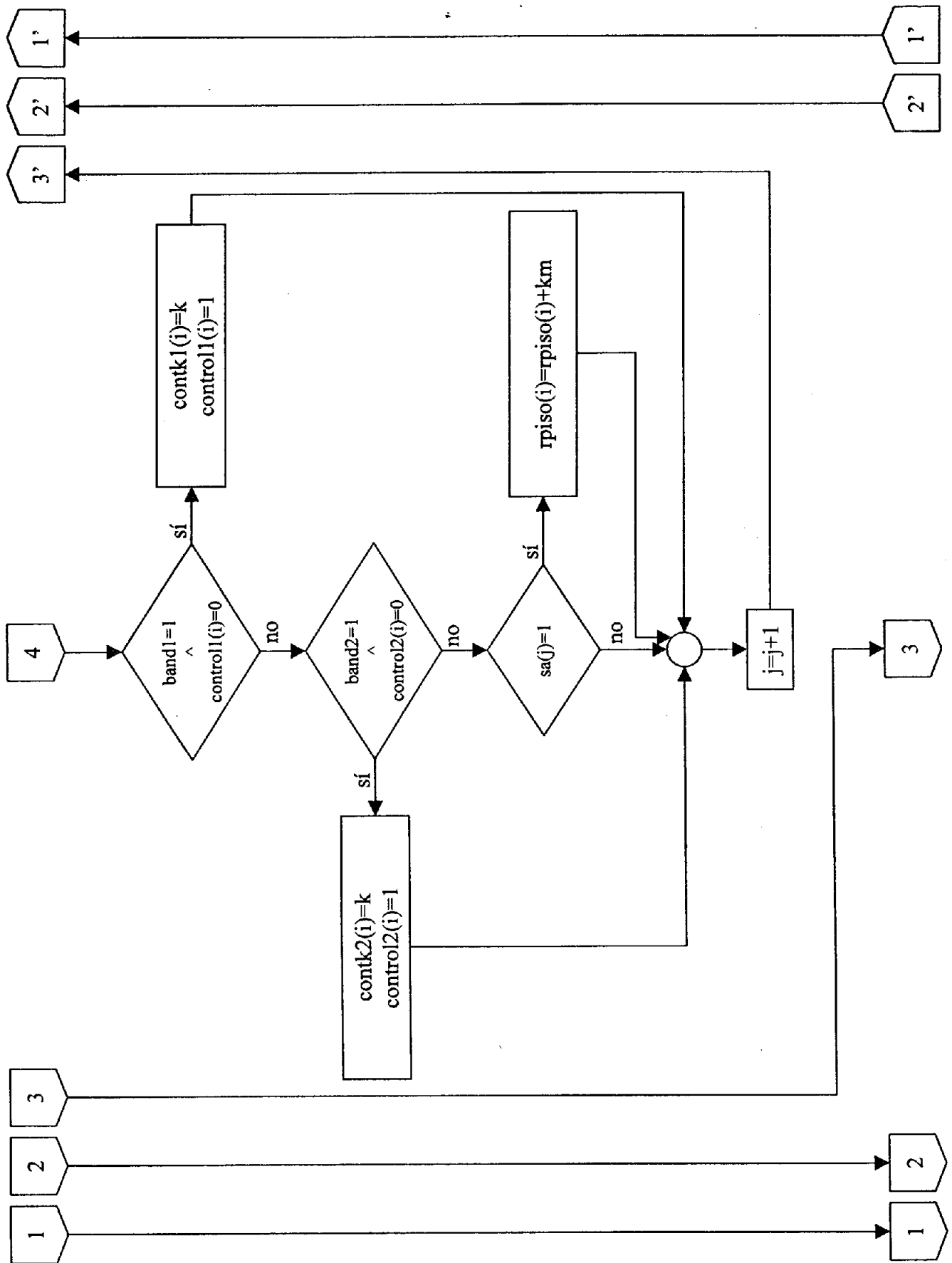
DIAGRAMAS DE FLUJO PARA CALCULAR LA ENVOLVENTE DE RESISTENCIA LATERAL DE PISO

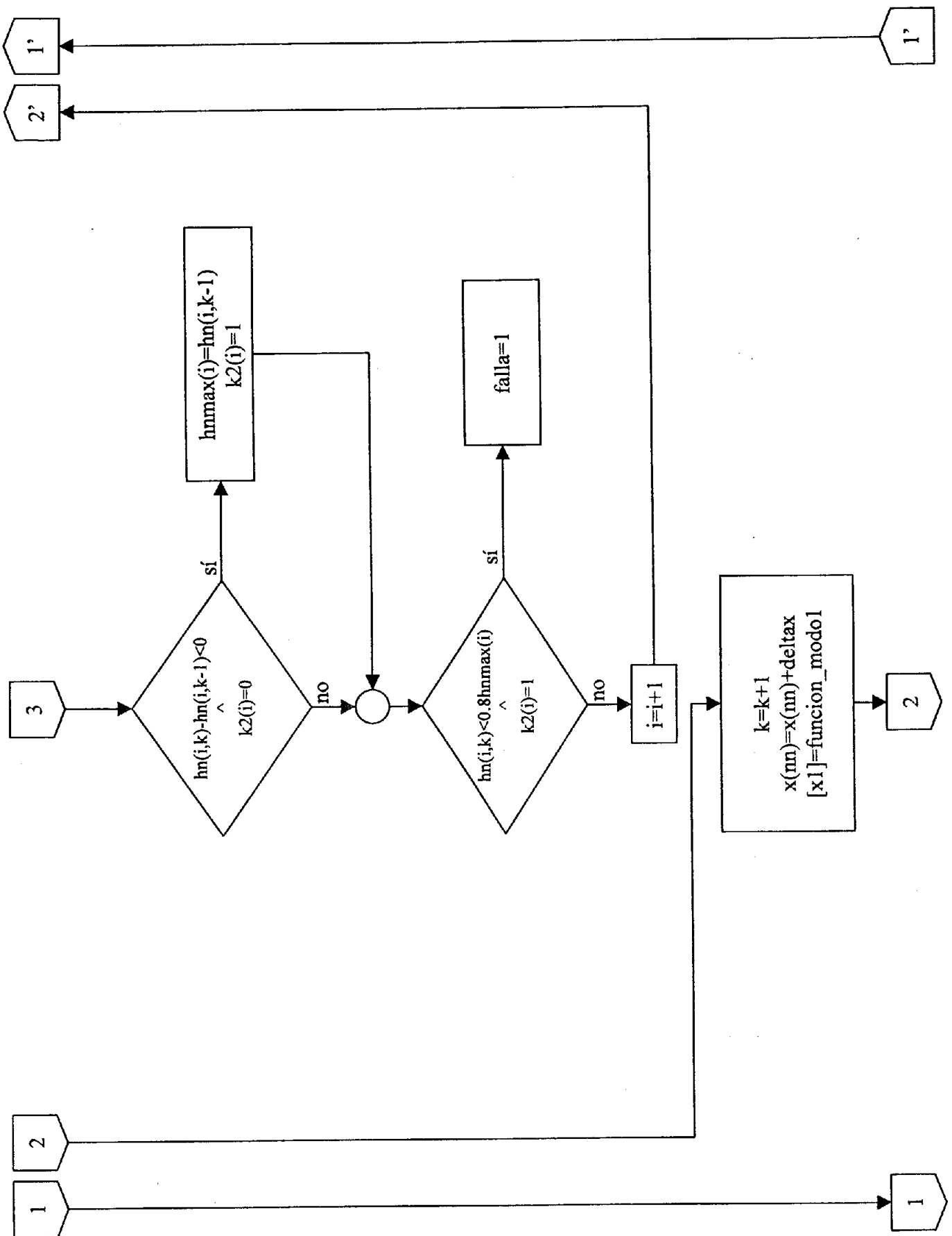


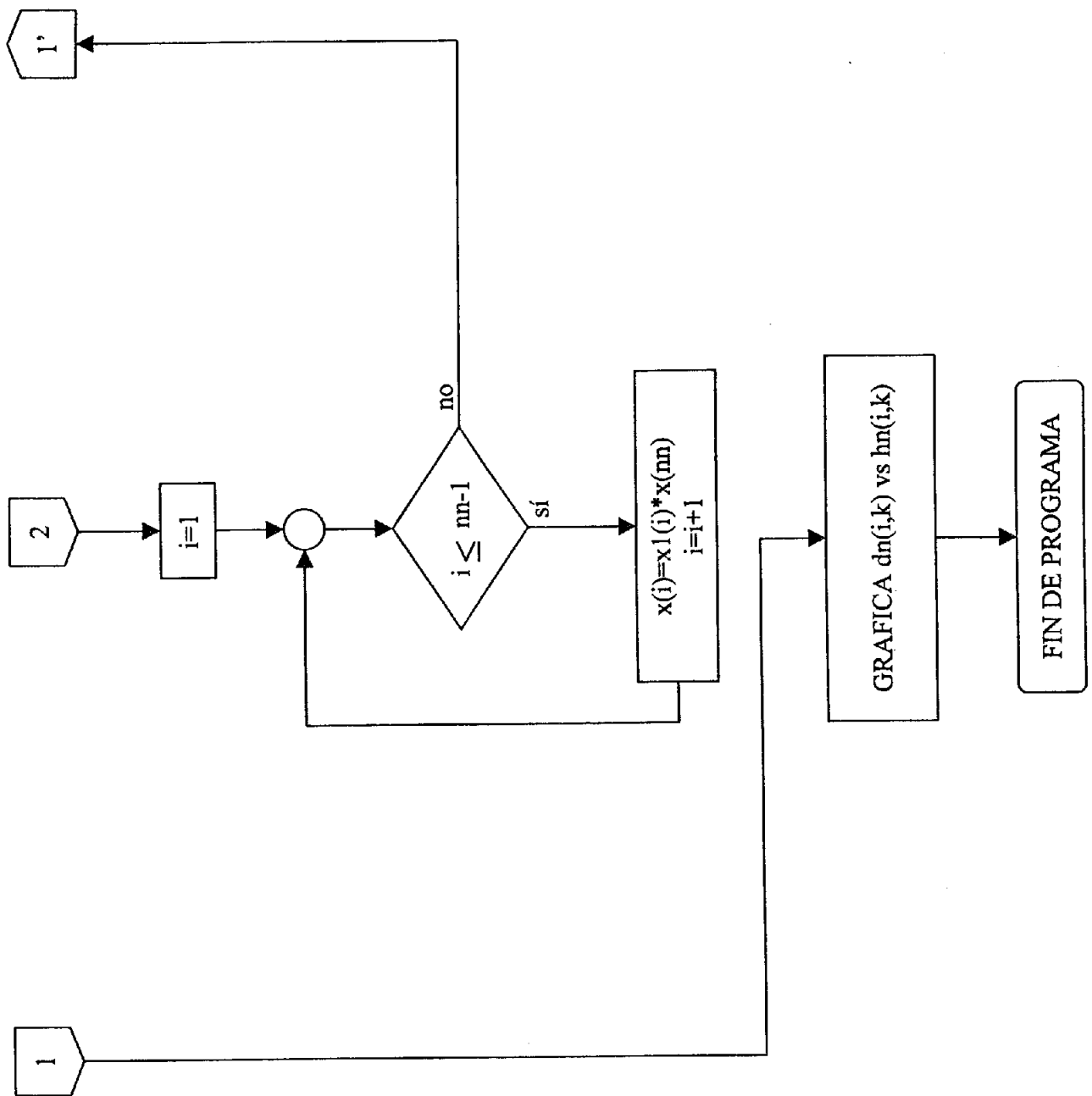




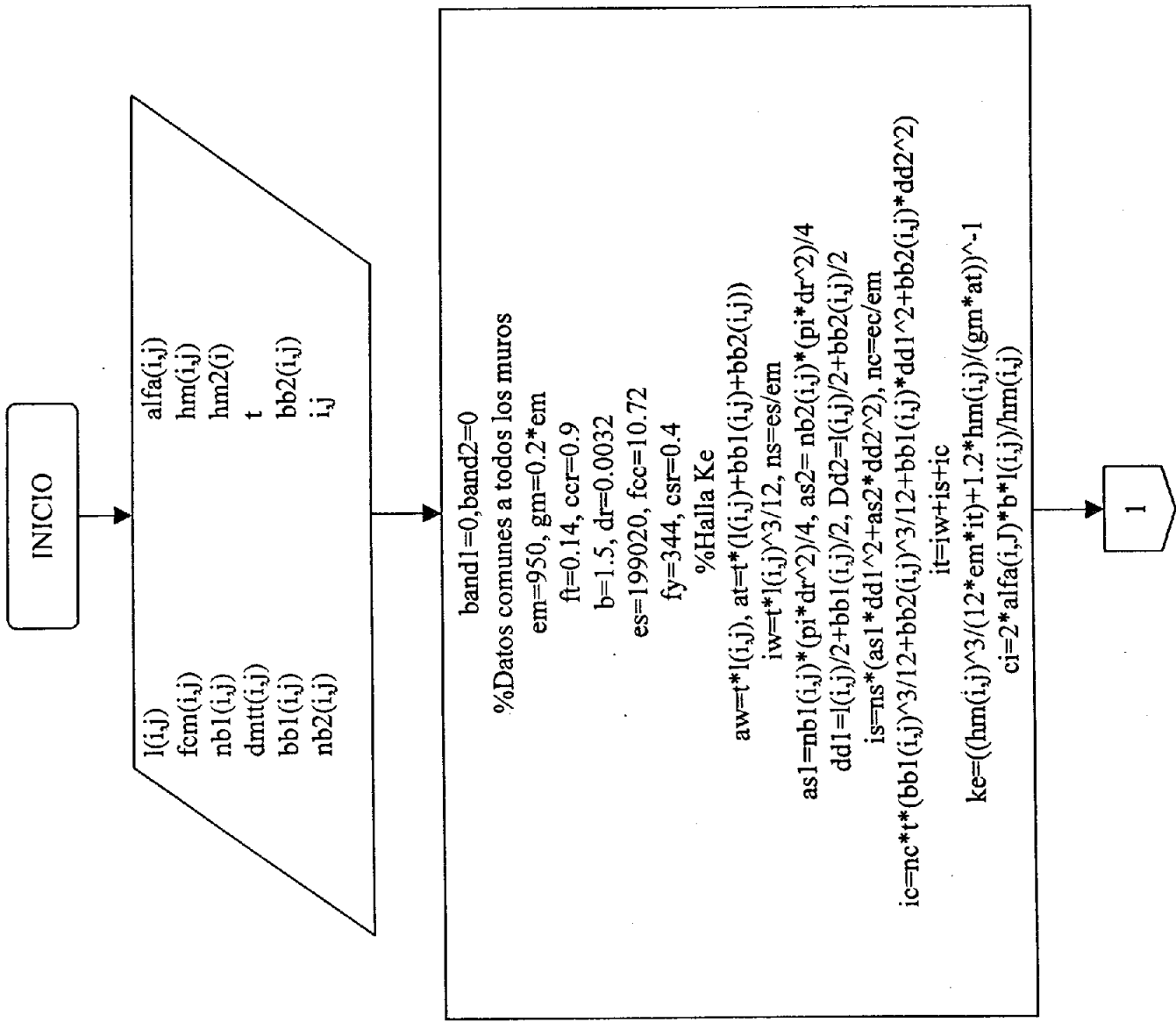


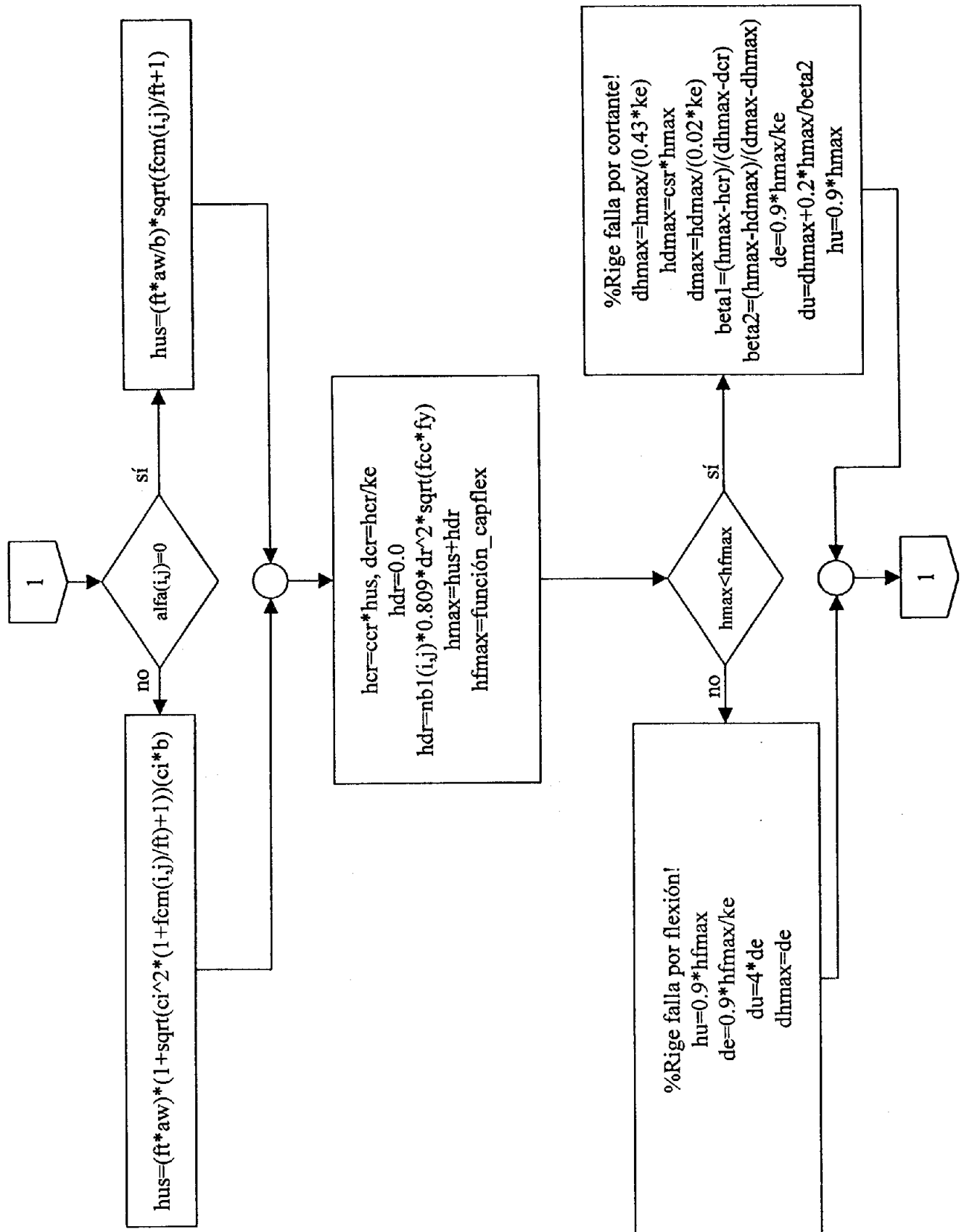


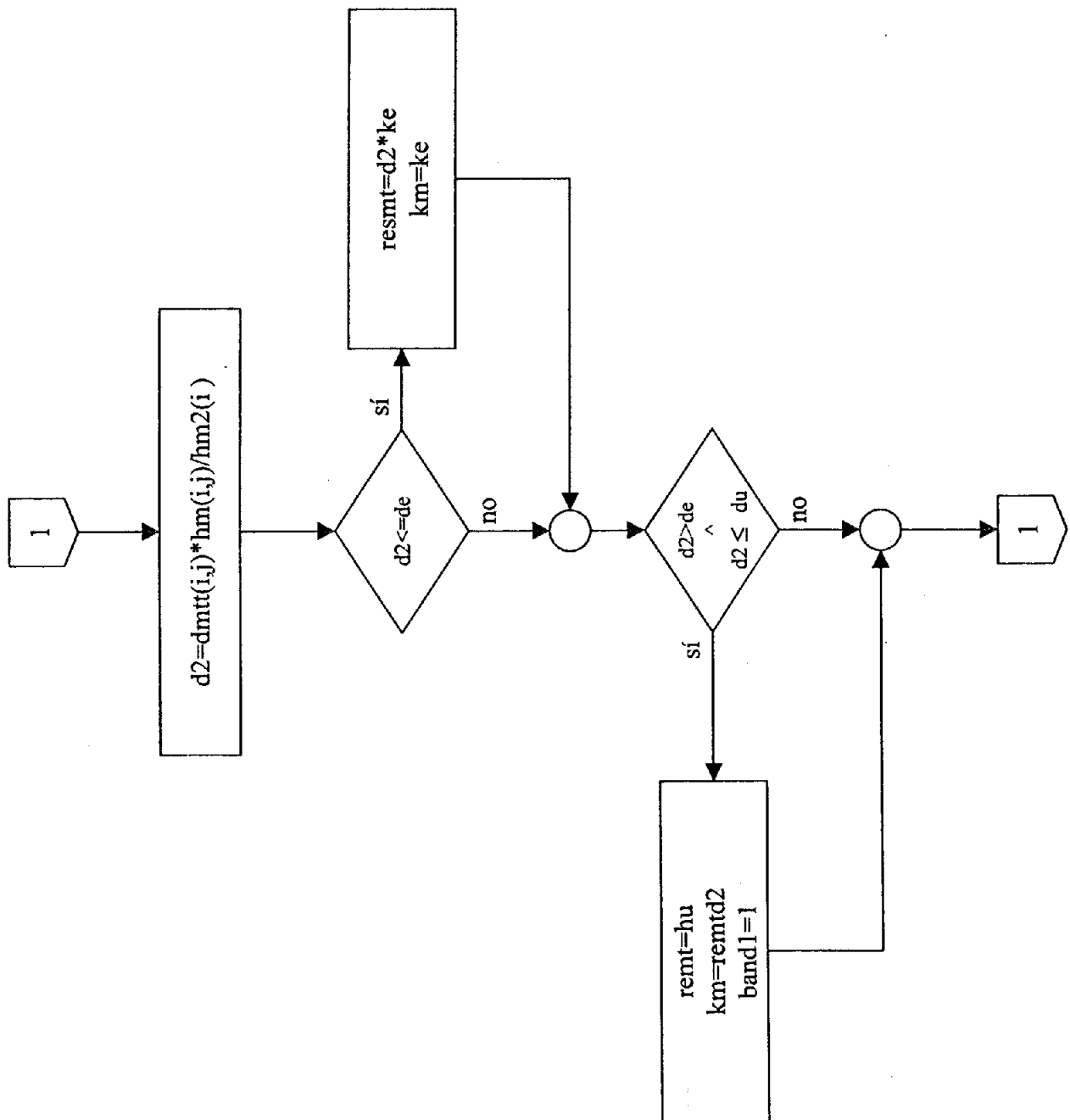


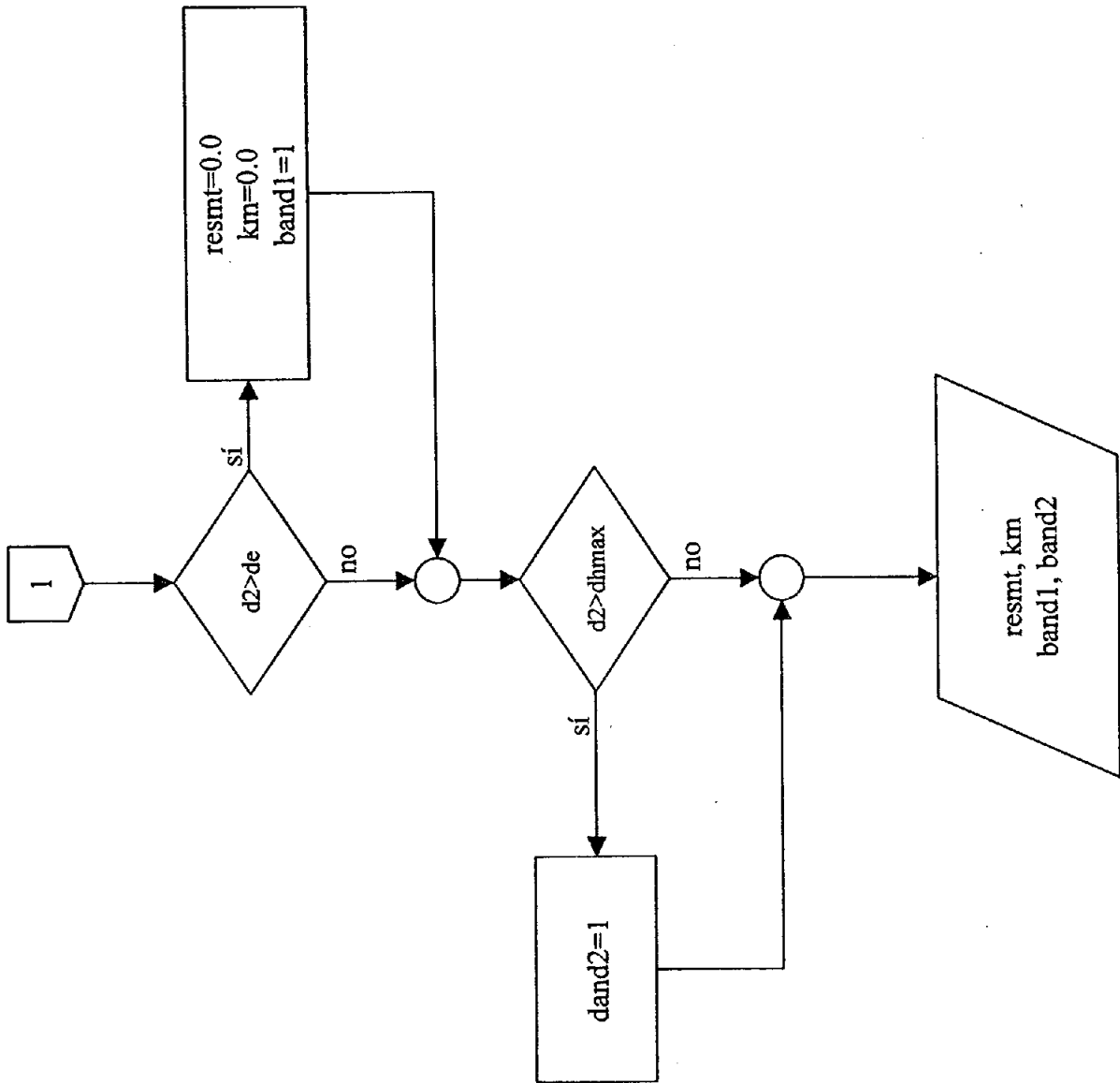


A.3. MODELO BILINEAL DE TOMAZEVIC

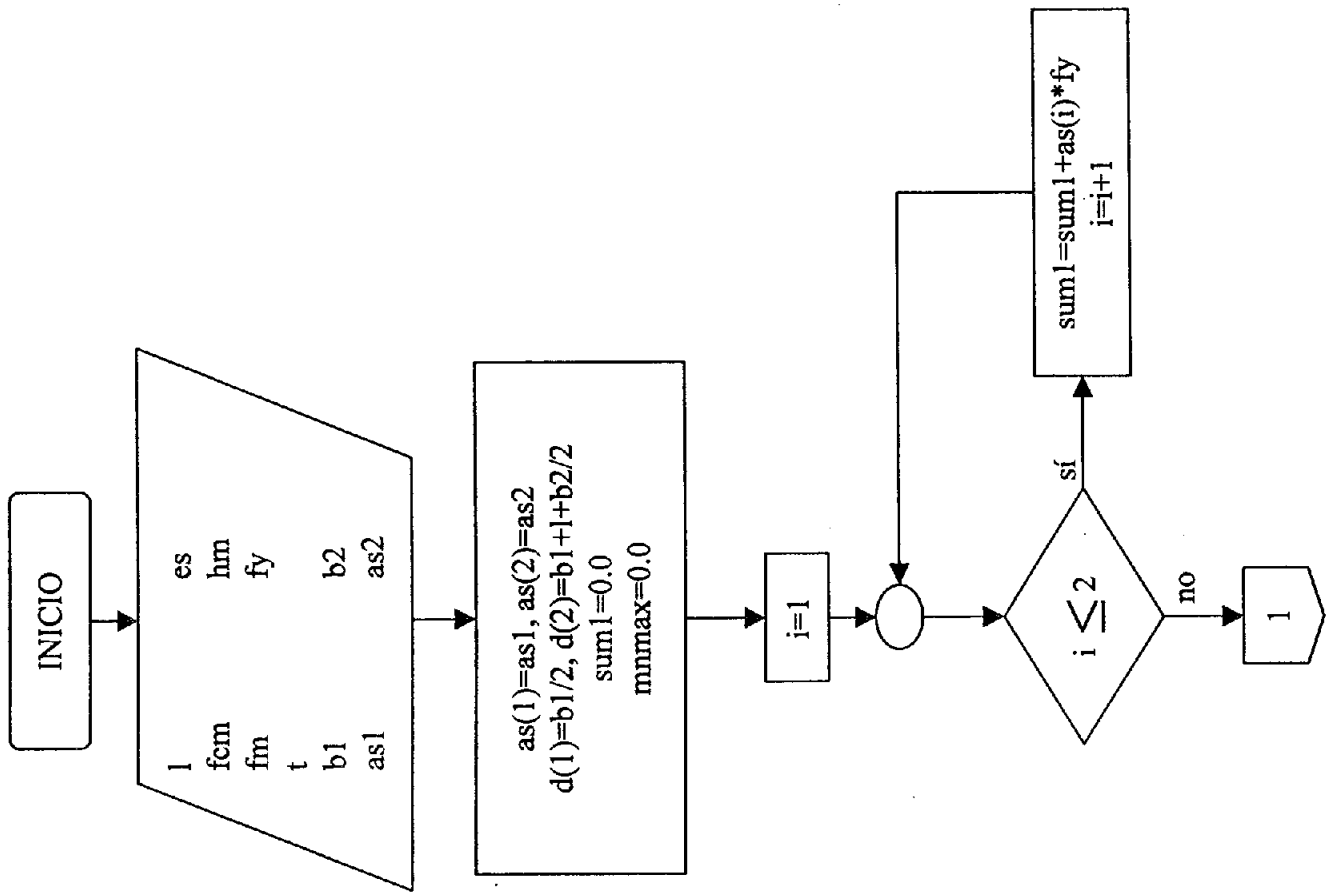


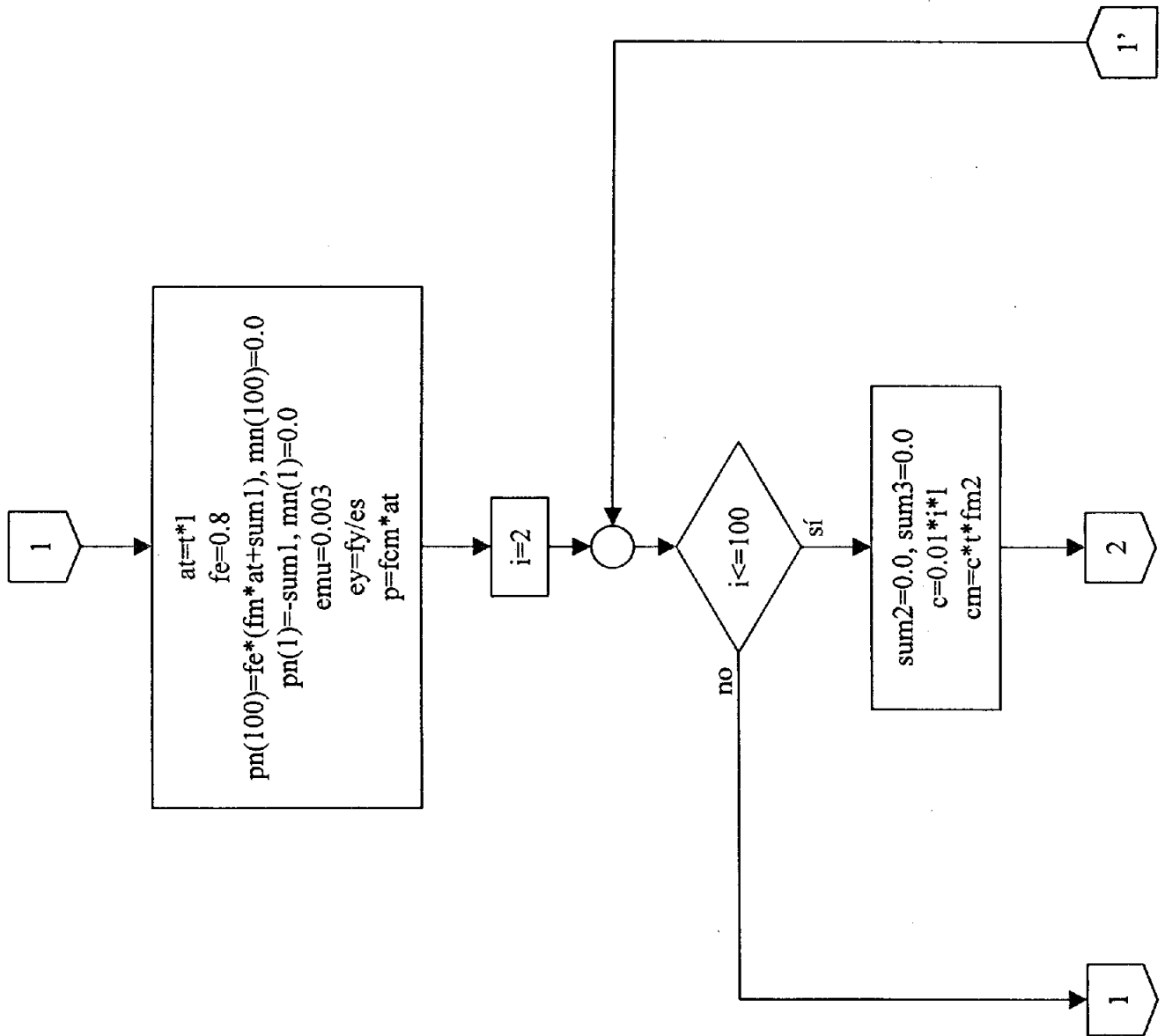


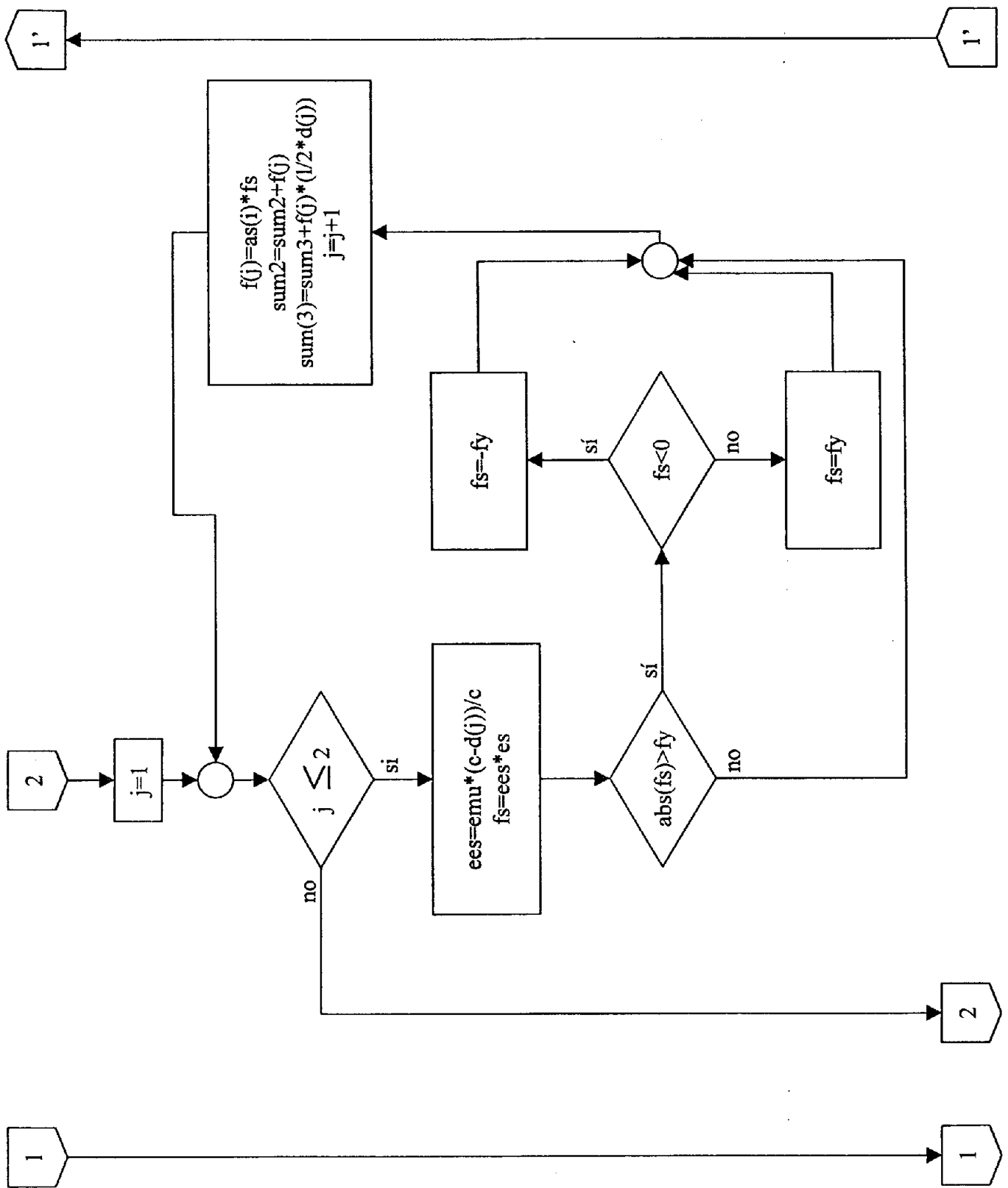


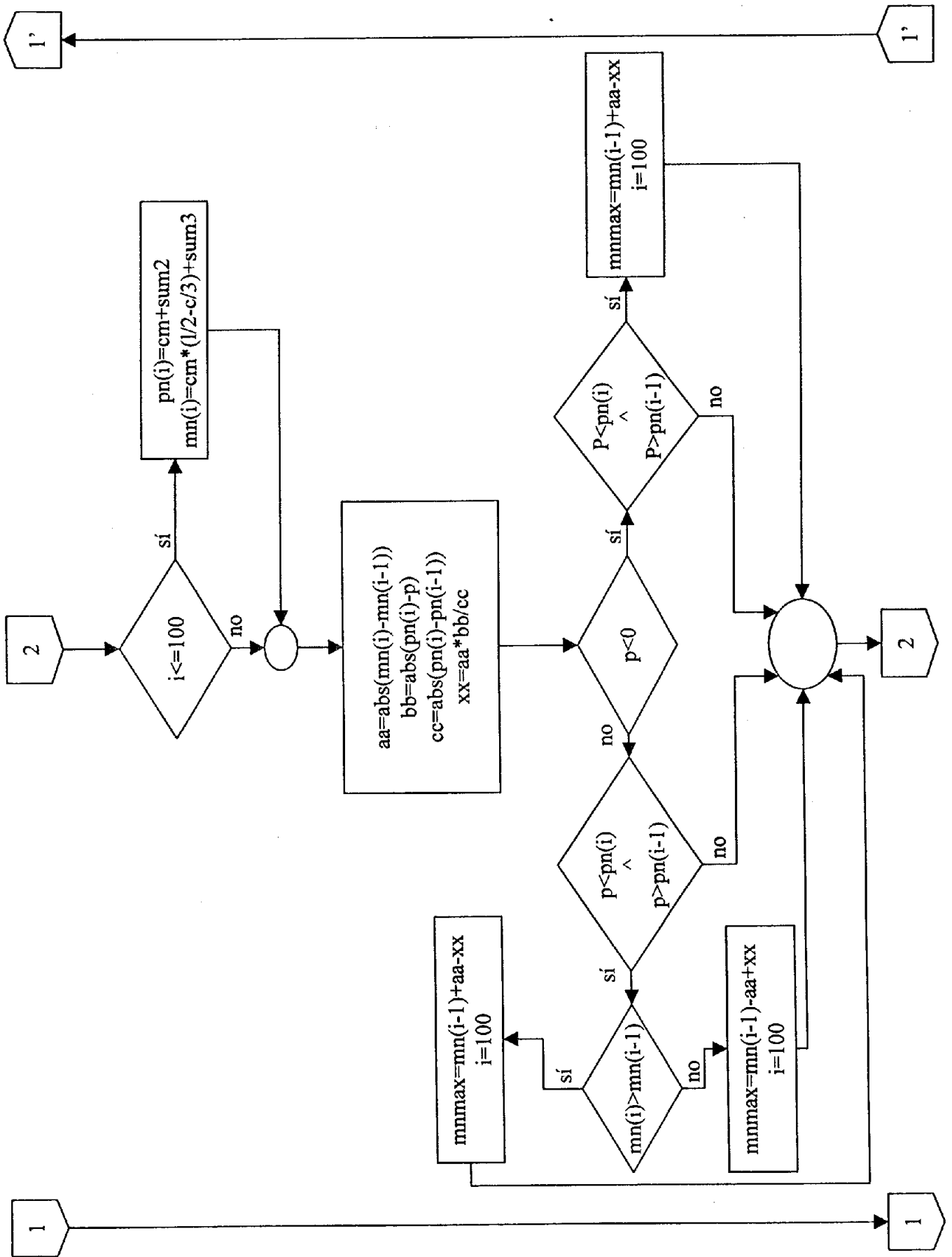


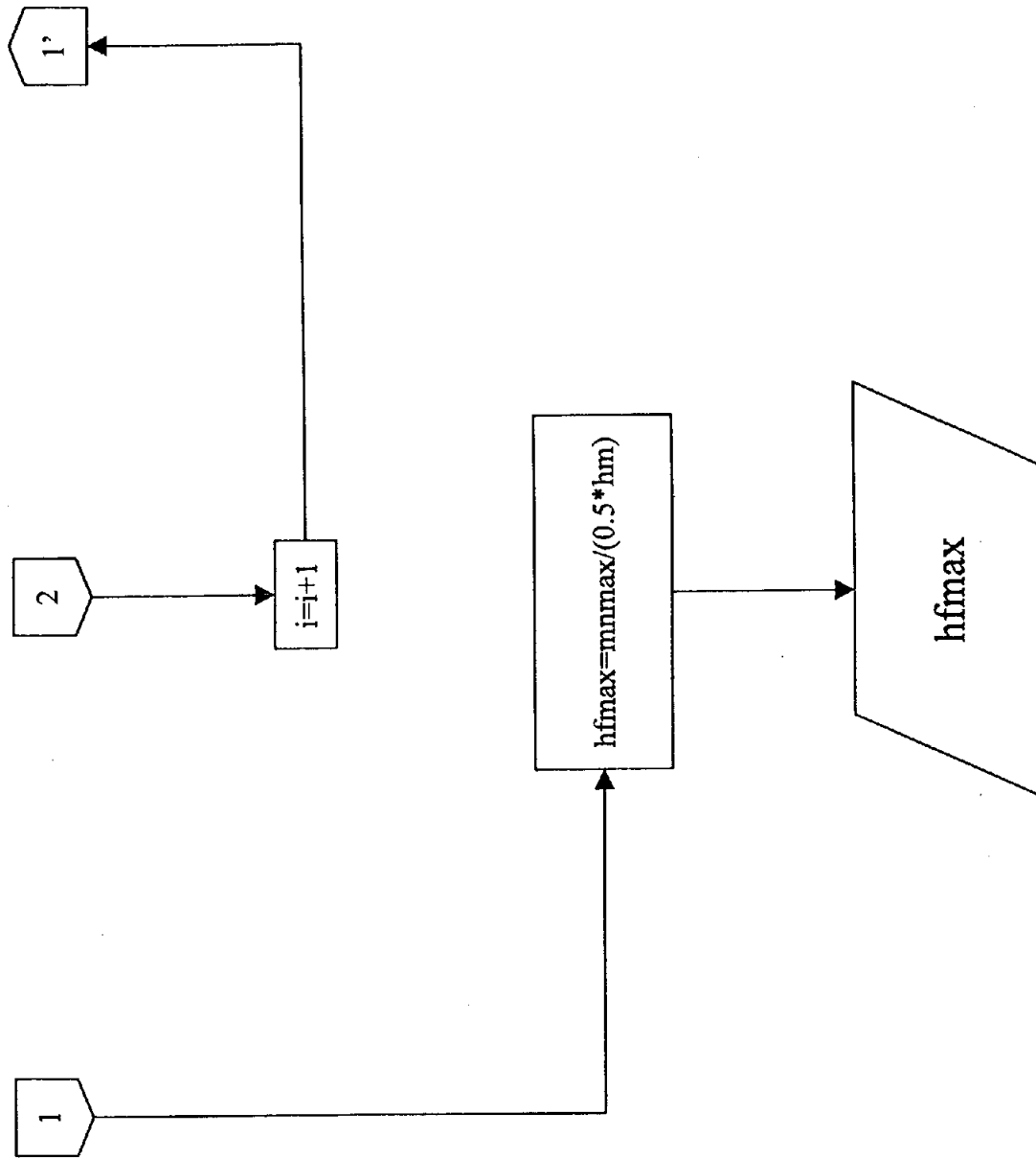
A.4. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE UN MURO



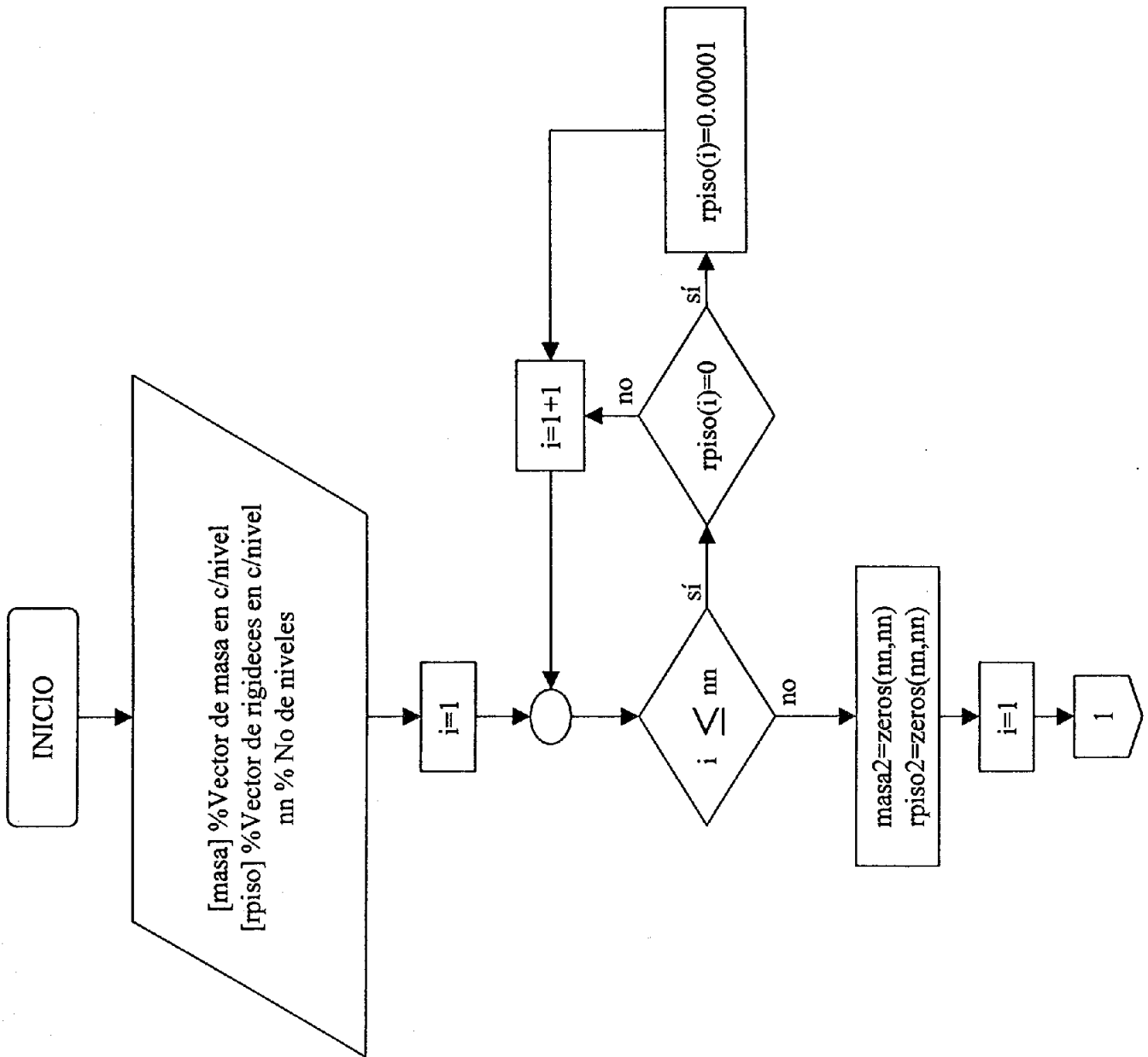


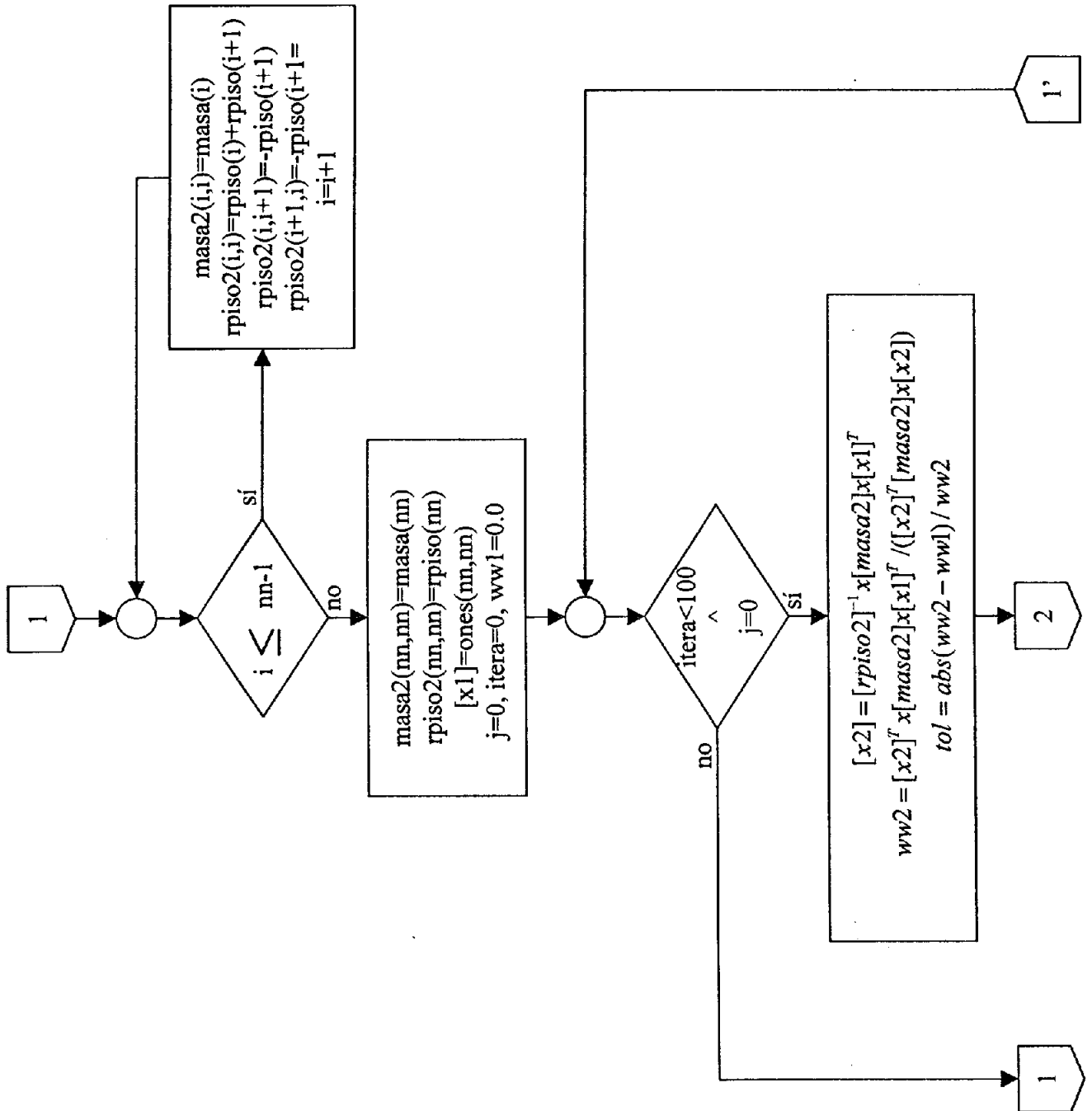


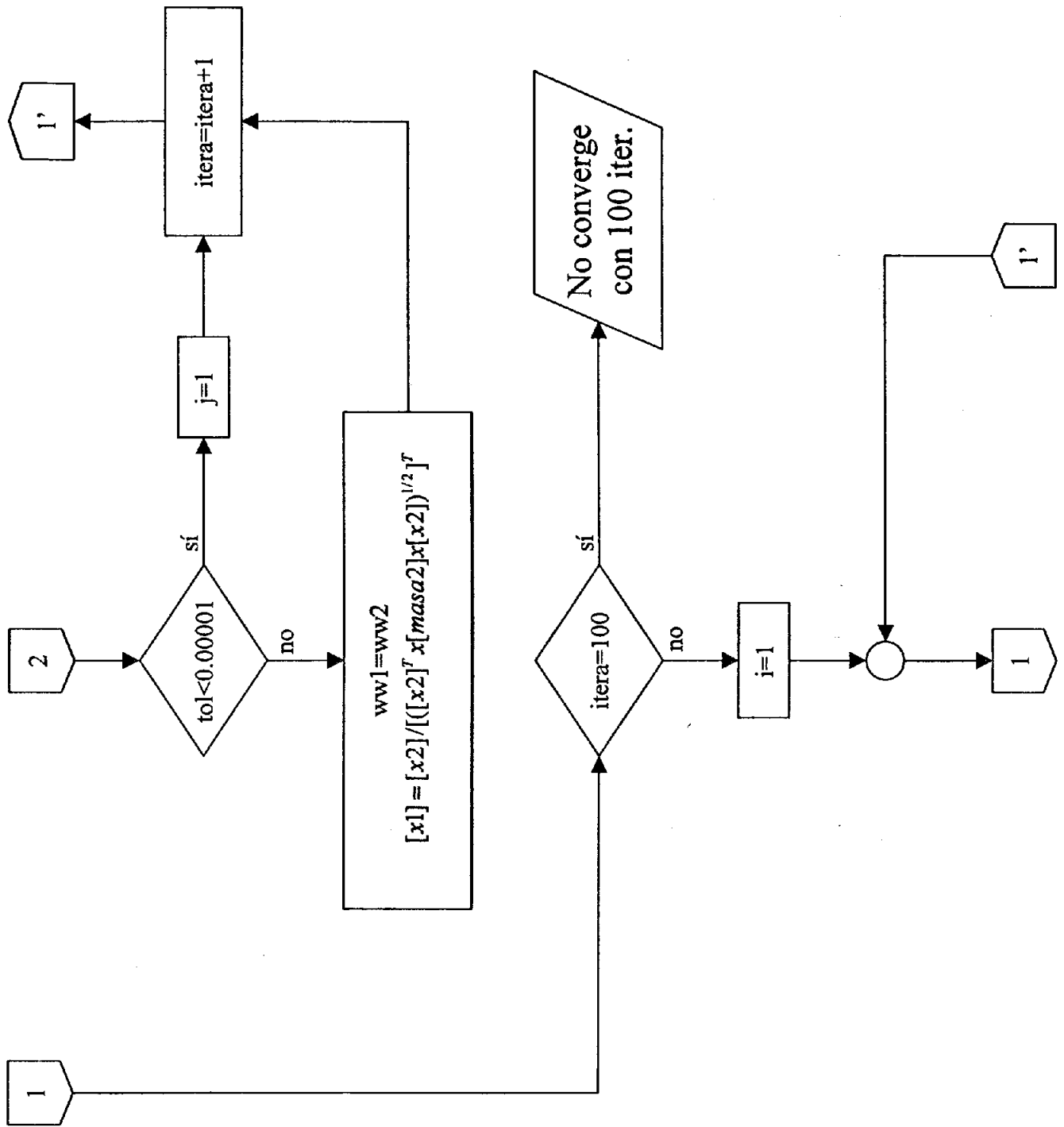


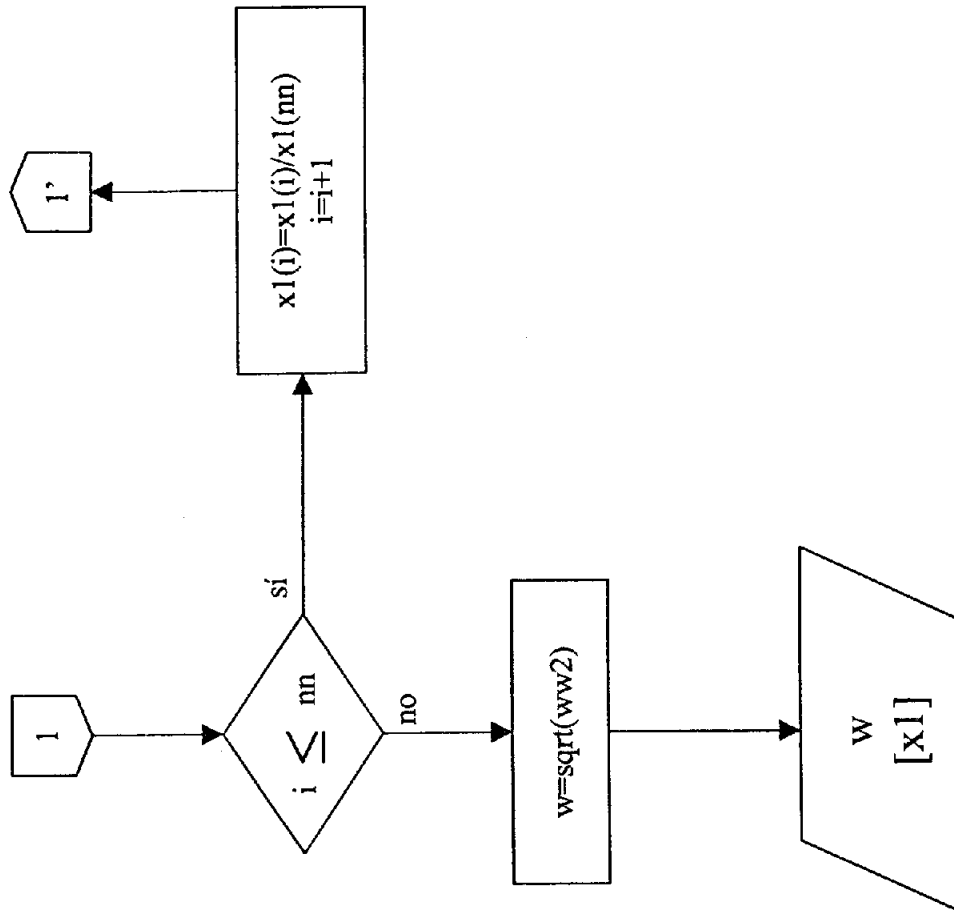


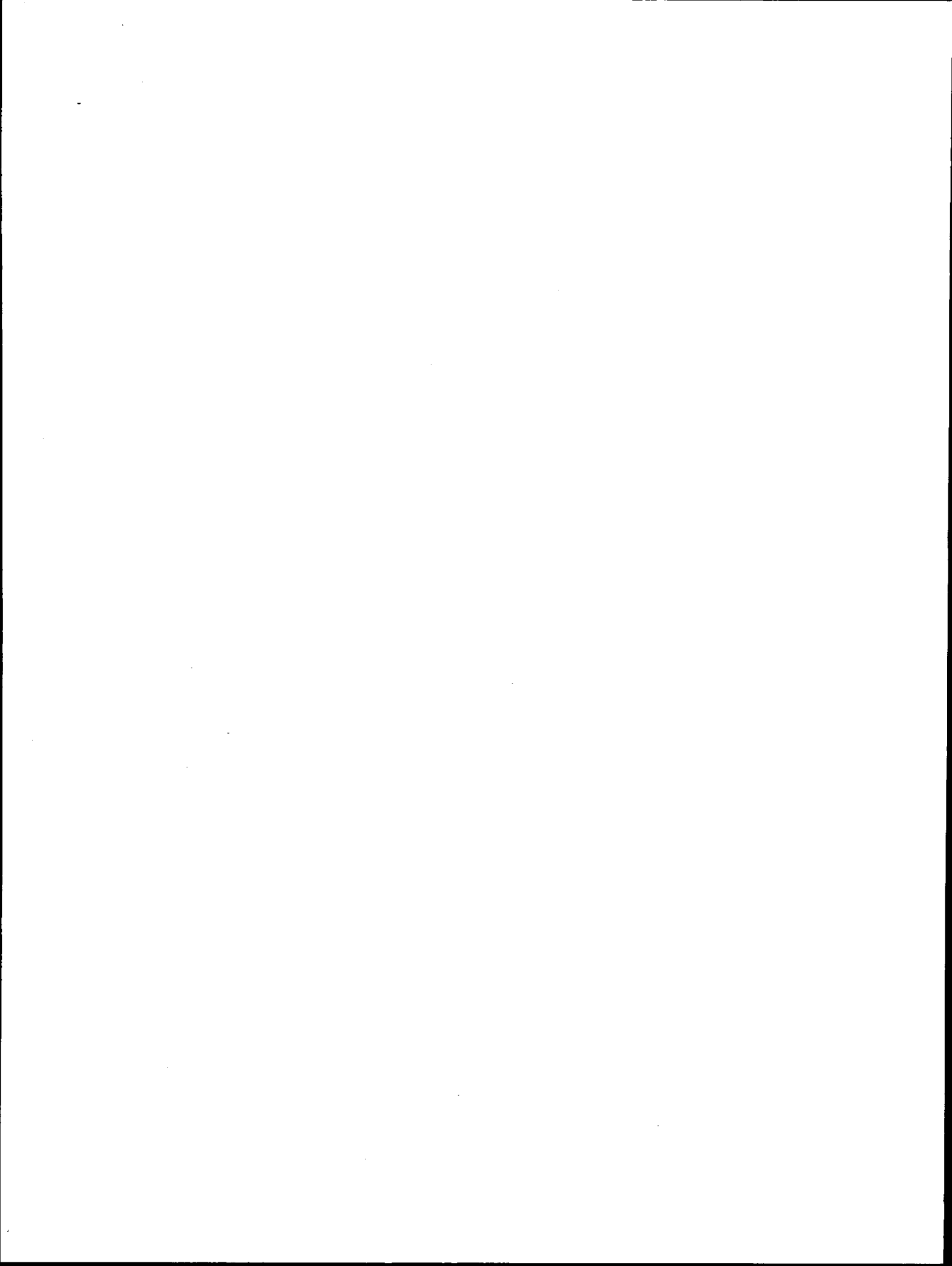
A.5. PRIMER MODO Y FRECUENCIA NATURAL DE LA ESTRUCTURA











APÉNDICE B

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DE MATERIALES DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES

B.1. INTRODUCCIÓN

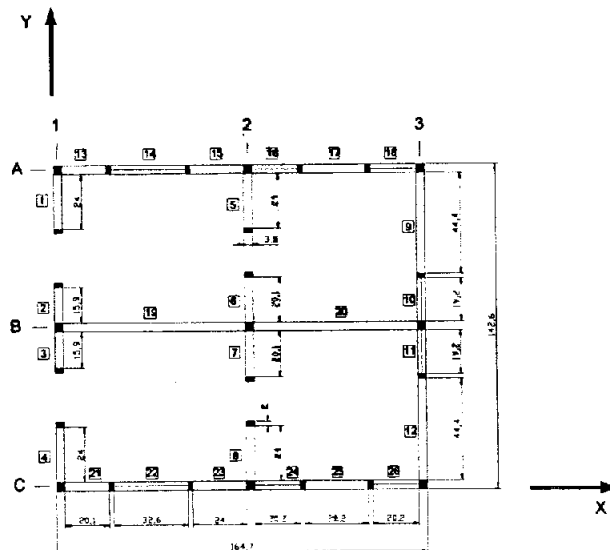
En este apéndice se compilan todos los datos geométricos y de materiales necesarios para calcular las envolventes de resistencia lateral de piso analíticas de los modelos experimentales estudiados en este trabajo. Al final se dan a conocer los valores usados de algunos parámetros necesarios en los modelos de resistencia lateral de muro de Tomazevic y Flores modificado. Se aclarará en cada uno de ellos si el valor usado es el recomendado por la literatura o es el resultado de la calibración de los modelos ante la evidencia experimental usada.

B.2. MODELOS M1 Y M2 DE TOMAZEVIC

B.2.1. Características Geométricas

En la figura B.1 se aprecia la planta de los modelos M1 y M2 de Tomazevic. El modelo M1 se ensayó en el sentido Y y el M2 en el sentido X.

En las figuras B.2 y B3 se muestran las fachadas para poder observar las diferentes alturas de muro. Es de resaltar en estas dos figuras que los muros de antepecho para ventana no están confinados. Por tal motivo en el cálculo de la envolvente analítica se tiene en cuenta este aspecto asignándole un valor de cero al parámetro alfa (ver diagrama de flujo en el apéndice A).



Nota: medidas en cm

Figura B.1 Planta de los modelos M1 y M2

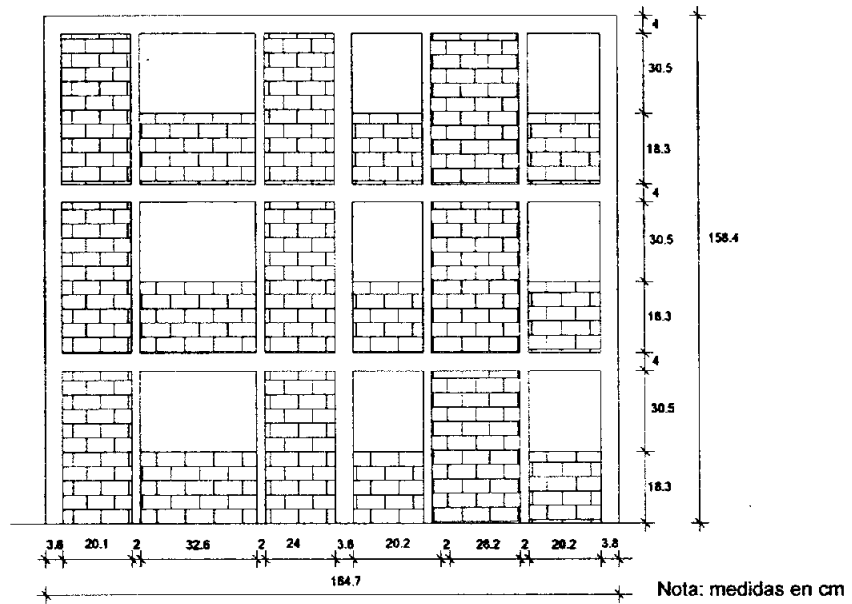


Figura B.2 Fachadas A y C

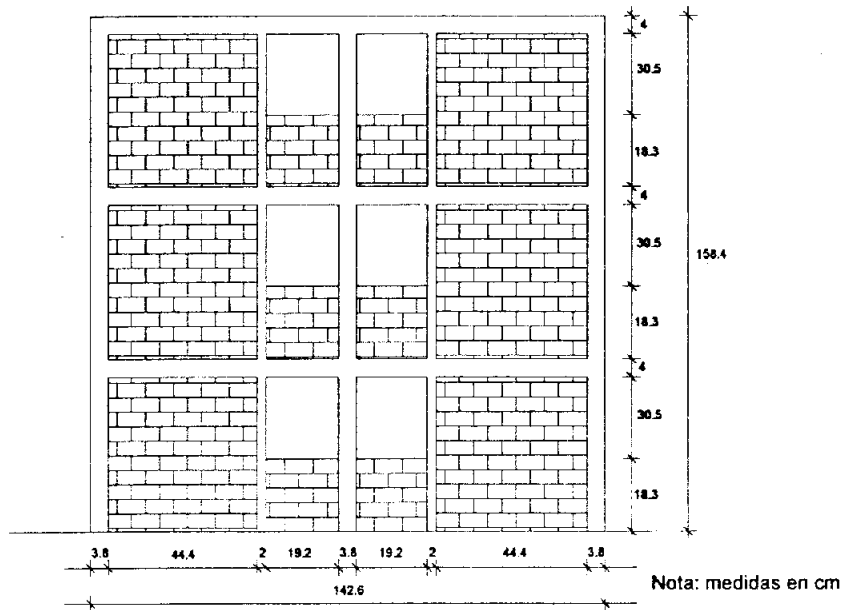


Figura B.3 Fachada 3

El espesor de los muros es de 3.8 cm y sus características geométricas son:

Tabla B.1 Características geométricas y esfuerzo a compresión de los muros

Muro	x m	y m	z m	h m	Ref. long. No.	σ_c MPa
1	0.019	1.268	0.240	0.488	2 ¹	0.0494 ²
2	0.019	0.812	0.159	0.488	4	0.0449
3	0.019	0.615	0.159	0.488	2	0.0449
4	0.019	0.158	0.240	0.488	4	0.0494
5	0.864	1.268	0.240	0.488	2	0.0697
6	0.864	0.833	0.201	0.488	4	0.0630
7	0.864	0.594	0.201	0.488	2	0.0630
8	0.864	0.158	0.240	0.488	4	0.0697
9	1.628	1.166	0.444	0.488	2	0.0515
10	1.628	0.828	0.192	0.183	4	0.0029
11	1.628	0.598	0.192	0.183	2	0.0029
12	1.628	0.260	0.444	0.488	4	0.0515
13	0.139	1.407	0.201	0.488	2	0.0601
14	0.422	1.407	0.326	0.183	2	0.0029
15	0.725	1.407	0.240	0.488	4	0.0616
16	0.984	1.407	0.202	0.183	2	0.0029
17	1.246	1.407	0.282	0.305	2	0.0646
18	1.508	1.407	0.202	0.183	4	0.0029
19	0.442	0.713	0.807	0.488	4	0.0595
20	1.246	0.713	0.726	0.488	4	0.0602
21	0.139	0.019	0.201	0.488	2	0.0601
22	0.422	0.019	0.326	0.183	2	0.0029
23	0.725	0.019	0.240	0.488	4	0.0616
24	0.984	0.019	0.202	0.183	2	0.0029
25	1.246	0.019	0.282	0.305	2	0.0646
26	1.508	0.019	0.202	0.183	4	0.0029

¹ Refuerzo longitudinal del Castillo que recibe el puntal a compresión en el sentido del análisis

² Esfuerzo a compresión en planta baja

B.2.2. Características de los Materiales

$$f_m = 1.27 \text{ MPa}$$

$$E_m = 950 \text{ MPa}$$

$$G_m = 198 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\phi_b = 0.0032 \text{ m}$$

$$E_s = 199020 \text{ MPa}$$

$$f_y = 344 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 10.72 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 15388.46 \text{ MPa} [26]$$

B.2.3. Masa Concentrada en cada Nivel

Se necesita saber la masa concentrada en $MN \cdot s^2 / m$:

Nivel 1: 5.11×10^{-4}

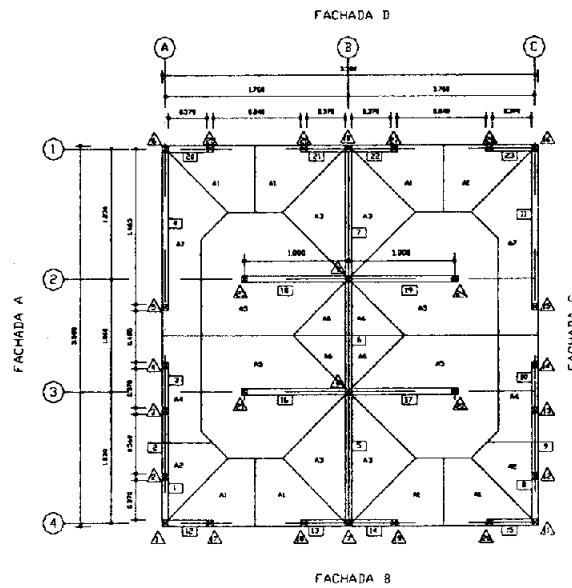
Nivel 2: 5.11×10^{-4}

Nivel 3: 3.84×10^{-4}

B.3. MODELOS M1SRSC, M2SRCC y M3SRCC

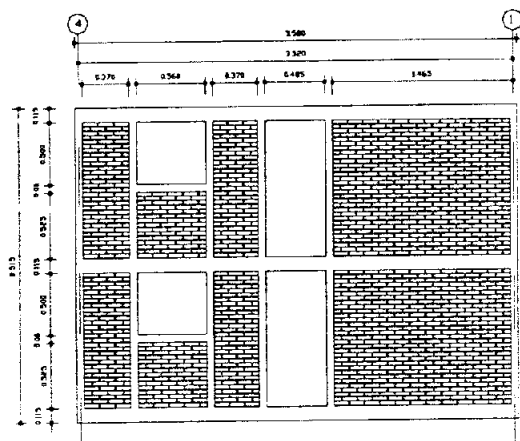
B.3.1. Características Geométricas

En la figura B.4 se aprecia la planta de los modelos M1SRSC, M2SRCC y M3SRCC ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En este caso, todos los muros se consideran confinados.



Nota: medidas en m

Figura B.4 Planta



Nota: medidas en m

Figura B.5 Fachadas A y C

El espesor de los muros es de 6.0 cm y sus características geométricas son:

Tabla B.2 Características geométricas de los muros

Muro	X m	Y m	l m	hm m	Ref. long. No
1	0.030	0.245	0.370	1.085	4
2	0.030	0.770	0.560	0.525	4
3	0.030	1.295	0.370	1.085	4
4	0.030	2.788	1.435	1.085	4
5	1.790	0.645	1.170	1.085	4
6	1.790	1.790	1.000	1.085	4
7	1.790	2.935	1.170	1.085	4
8	3.550	0.245	0.370	1.085	4
9	3.550	0.770	0.560	0.525	4
10	3.550	1.295	0.370	1.085	4
11	3.550	2.788	1.435	1.085	4
12	0.245	0.030	0.370	1.085	4
13	1.575	0.030	0.370	1.085	4
14	2.005	0.030	0.370	1.085	4
15	3.335	0.030	0.370	1.085	4
16	1.290	1.260	0.940	1.085	4
17	2.290	1.260	0.940	1.085	4
18	1.290	1.320	0.940	1.085	4
19	2.290	2.320	0.940	1.085	4
20	0.245	3.550	0.370	1.085	4
21	1.575	3.550	0.370	1.085	4
22	2.005	3.550	0.370	1.085	4
23	3.335	3.550	0.370	1.085	4

El esfuerzo a compresión de los muros para estos modelos y sus correspondientes modificaciones, las cuales se mencionaron en el capítulo 3 son:

1) Modelo M1SRSC

Tabla B.3 Esfuerzos a compresión modelo de 1 nivel

Muro	Esfuerzo a compresión (MPa)				
	M1SRSC	M1-M	M1-A	M1-B	M1-C
1	0.040	0.0404	0.0404	0.0524	0.0561
2	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174
3	0.0492	0.0492	0.0492	0.0656	0.0707
4	0.0347	0.0347	0.0347	0.0436	0.0464
5	0.0422	-	-	-	-
6	0.0376	0.0376	0.0376	0.0480	0.0513
7	0.0422	-	-	-	-
8	0.0404	0.0404	0.0404	0.0524	0.0561
9	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174
10	0.0492	0.0492	0.0492	0.0656	0.0707
11	0.0347	0.0347	0.0347	0.0436	0.0464
12	0.0474	0.0474	0.0474	0.0630	0.0678
13	0.0474	0.0638	0.0638	0.0877	0.0952
14	0.0474	0.0638	0.0638	0.0877	0.0952
15	0.0474	0.0474	0.0474	0.0630	0.0678
16	0.0656	0.0732	0.0732	0.1020	0.1110
17	0.0656	0.0732	0.0732	0.1020	0.1110
18	0.0656	0.0732	0.0732	0.1020	0.1110
19	0.0656	0.0732	0.0732	0.1020	0.1110
20	0.474	0.0474	0.0474	0.0630	0.0678
21	0.0474	0.0638	0.0638	0.0877	0.0952
22	0.0474	0.0638	0.0638	0.0877	0.0952
23	0.0474	0.0474	0.0474	0.0630	0.0678

2) Modelo M2SRCC

Tabla B.4 Esfuerzos a compresión modelo de 2 niveles

Muro	Nivel	σ_c MPa
1	1	0.2110
	2	0.1066
2	1	0.0084
	2	0.0084
3	1	0.2740
	2	0.1368
4	1	0.1591
	2	0.0815
5	1	-
	2	-
6	1	0.1818
	2	0.0987
7	1	-
	2	-
8	1	0.2110
	2	0.1066
9	1	0.0084
	2	0.0084
10	1	0.2740
	2	0.1368
11	1	0.1591
	2	0.0815
12	1	0.2419
	2	0.1266
13	1	0.2686
	2	0.1356
14	1	0.2686
	2	0.1356
15	1	0.2419
	2	0.1266
16	1	0.2958
	2	0.1413
17	1	0.2926
	2	0.1483
18	1	0.2926
	2	0.1483
19	1	0.2926
	2	0.1483
20	1	0.2338
	2	0.1266
21	1	0.2686
	2	0.1356
22	1	0.2686
	2	0.1356
23	1	0.2419
	2	0.1266

3) Modelo M3SRCC

Tabla B.5 Esfuerzos a compresión modelo de 3 niveles

Nivel	Nivel	Esfuerzo a compresión (MPa)	
		M3SRCC	M3
1	1	0.3276	0.3276
	2	0.2170	0.2170
	3	0.1065	0.1065
2	1	0.0174	0.0174
	2	0.0174	0.0174
	3	0.0174	0.0174
3	1	0.3903	0.3903
	2	0.2600	0.2600
	3	0.1297	0.1297
4	1	0.2378	0.2378
	2	0.1603	0.1603
	3	0.0829	0.0829
5	1	0.2845	-
	2	0.1923	0.1923
	3	0.1001	0.1001
6	1	0.2590	0.2590
	2	0.1748	0.1748
	3	0.0907	0.0907
7	1	0.2845	-
	2	0.1923	0.1923
	3	0.1001	0.1001
8	1	0.3276	0.3276
	2	0.2170	0.2170
	3	0.1065	0.1065
9	1	0.0174	0.0174
	2	0.0174	0.0174
	3	0.0174	0.0174
10	1	0.3903	0.3903
	2	0.2600	0.2600
	3	0.1297	0.1297
11	1	0.2378	0.2378
	2	0.1603	0.1603
	3	0.0829	0.0829
12	1	0.3521	0.3521
	2	0.2386	0.2386
	3	0.1250	0.1250
13	1	0.3521	0.3707
	2	0.2386	0.2386
	3	0.1250	0.1250
14	1	0.3521	0.3707
	2	0.2386	0.2386
	3	0.1250	0.1250
15	1	0.3521	0.3521
	2	0.2386	0.2386
	3	0.1250	0.1250
16	1	0.4313	0.4385
	2	0.2928	0.2928
	3	0.1543	0.1543
17	1	0.4313	0.4385
	2	0.2928	0.2928
	3	0.1543	0.1543
18	1	0.4313	0.4385
	2	0.2928	0.2928
	3	0.1543	0.1543
19	1	0.4313	0.4385
	2	0.2928	0.2928
	3	0.1543	0.1543
20	1	0.3521	0.3521
	2	0.2386	0.2386
	3	0.1250	0.1250
21	1	0.3521	0.3707
	2	0.2386	0.2386
	3	0.1250	0.1250
22	1	0.3521	0.3707
	2	0.2386	0.2386
	3	0.1250	0.1250
23	1	0.3521	0.3521
	2	0.2386	0.2386
	3	0.1250	0.1250

B.3.2. Características de los Materiales
Tabla B.6 Parámetros de resistencia de los muros

Parámetro	Unidad	M1SRSC	M2SRCC	M3SRCC
f_m	MPa	6.68	6.67	6.67
E_m	MPa	1631	1940.50	2012.70
G_m	MPa	$0.2 E_m^1$ $(0.39 E_m)^2$	$0.2 E_m$ $(0.40 E_m)$	$0.2 E_m$ $(0.40 E_m)$
ν_m	MPa	0.82^2 $(1.08)^4$	0.84 (1.25)	0.84 (1.30)
f_t	MPa	0.65^5	0.53	0.61
ϕ_b	m	0.00476	0.00476	0.00476
E_s	MPa	199020	199020	199020
f_y	MPa	440	440	440
f_c'	MPa	22.20	22.80	22.80
E_c	MPa	22145 ⁶	22442	22442

¹ Valor usado para calcular la envolvente analítica

² Valor obtenido como el promedio de los ensayos de muretes

³ $\nu \cong \sqrt{f_m}$, se debe tener en cuenta que el C.V. de la resistencia a la compresión es aprox. 10%

⁴ Valor promedio del cortante obtenido con el ensayo de muretes

⁵ Calculado en función del cortante con el procedimiento explicado en el capítulo 3

⁶ $E_c = 4700\sqrt{f_c}$ [26]

B.3.3. Masa Concentrada en cada Nivel
Tabla B.7 Masa concentrada en cada nivel

Modelo	Nivel	Masa (x10) (kN/m ² o kg/m ²)
M2SRCC	1	4.97
	2	4.48
M3SRCC y M3-M	1	4.97
	2	4.97
	3	4.48

B.4. MODELO 3D – CENAPRED

B.4.1. Características Geométricas

En la figura B.6 se aprecia la planta y una elevación del modelo tridimensional a escala natural ensayado en el laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED.

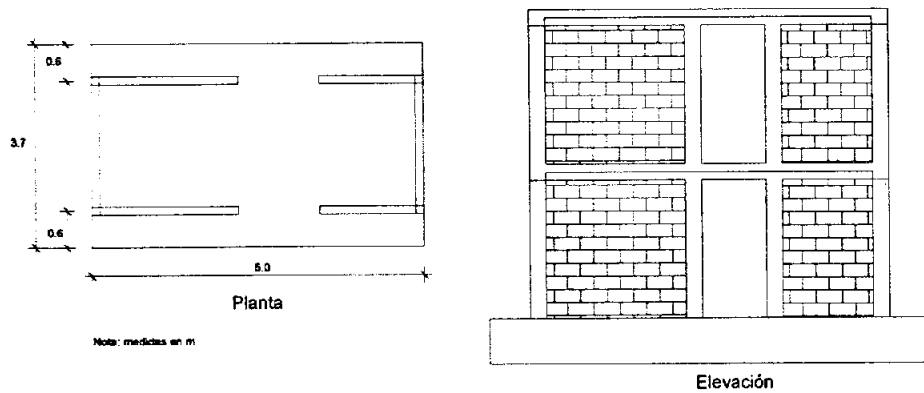


Figura B.6 Modelo 3D-CENAPRED [30]

El espesor de los muros es de 12.5 cm y sus características geométricas son:

Tabla B.8 Características geométricas de los muros

Muro	X m	Y m	L m	l _m m	Ref. longitud No	σ_{c1} MPa
1	0.06	1.20	2.10	2.25	4	0.500 ¹
2	0.06	4.20	1.30	2.25	4	0.500
3	2.44	1.20	2.10	2.25	4	0.500
4	2.44	4.20	1.30	2.25	4	0.500
5	1.25	0.06	2.25	2.25	4	0.500
6	1.25	4.88	2.25	2.25	4	0.500

¹ En planta baja

B.4.2. Características de los Materiales

$$f_m = 3.80 \text{ MPa}$$

$$E_m = 1524 \text{ MPa}$$

$$G_m = 929 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\phi_b = 0.0095m$$

$$E_s = 199020MPa$$

$$f_y = 475MPa$$

$$f'_c = 22.0MPa$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 22044.95MPa$$

B.4.3. Masa Concentrada en cada Nivel

La masa concentrada en $MN \cdot s^2 / m$ será:

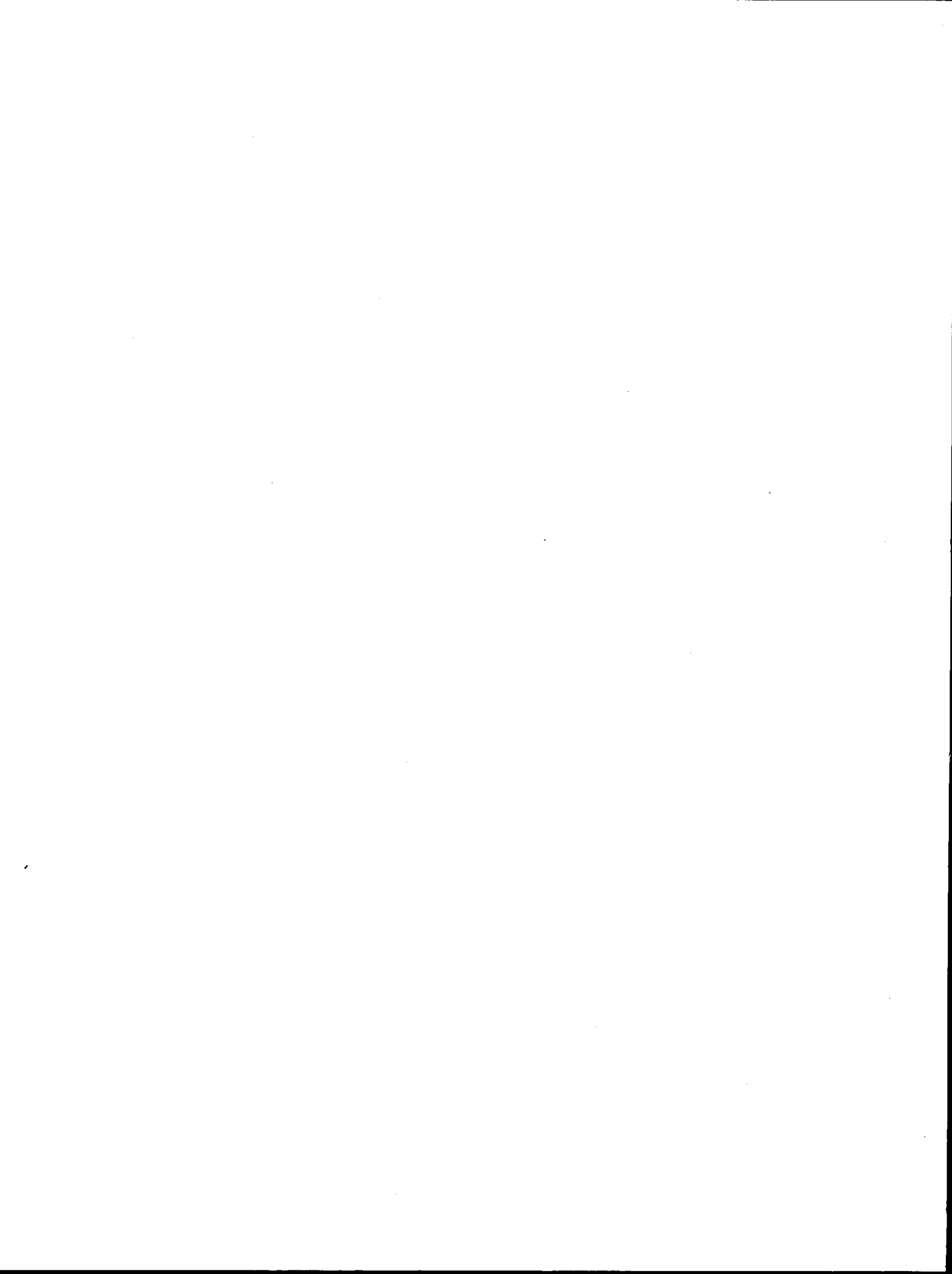
Nivel 1: 1.187×10^{-2}

Nivel 2: 8.860×10^{-3}

B.5. OTROS PARÁMETROS

En este apartado se pueden observar los valores de los parámetros usados en los modelos de resistencia lateral de muro de Tomazevic y Flores modificado:

- 1) $C_{cr} = 0.90$, este factor de reducción de resistencia al agrietamiento se considera entre 0.7 y 0.8 [21], pero 0.90 es el considerado por este trabajo como el valor que más se ajusta a la evidencia experimental analizada.
- 2) $C_{sr} = 0.40$, este factor de reducción de resistencia máxima se encuentra en un intervalo de 0.3 a 0.4 [36,41]
- 3) $b = 1.5$, es el valor del factor de distribución de esfuerzos cortantes recomendado para muros con una relación de aspecto mayor ó igual a 1.5 [39].
- 4) $\alpha = 1.25$, es el valor que se recomienda cuando se toma como triangular la forma de las fuerzas de interacción entre el muro y los elementos confinantes (dala y castillo) [36].
- 5) $\frac{K_{H_{max}}}{K_e} = 0.43(0.25)$, la relación entre la rigidez secante a la carga máxima y la rigidez inicial, evaluada con el ensayo de tres muros de mampostería confinada, se encuentra entre 0.32 y 0.42 [41]. El valor de 0.25 fue calibrado para el modelo de Flores modificado con los especímenes ensayados en México.
- 6) $\frac{K_{d_{max}}}{K_e} = 0.02(0.03)$, la relación entre la rigidez secante a la carga última y la rigidez inicial está entre 0.01 y 0.03 [41]. En los modelos de Tomazevic se usó 0.02 y en el de Flores modificado 0.03 fue el valor que mejor se ajustó.



APÉNDICE C

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS, DE MATERIALES Y ANÁLISIS CON EL MÉTODO SIMPLIFICADO DEL EJEMPLO DE 4 NIVELES

C.1. INTRODUCCIÓN

Al comienzo de este apéndice se muestran las características geométricas y de materiales de la estructura de cuatro niveles que se tomó como ejemplo en el capítulo 4. Enseguida se hace el análisis con el método simplificado de dicho edificio.

Los valores de los parámetros adicionales que se necesitan para los modelos matemáticos de las envolventes de resistencia lateral de muro de Tomazevic y Flores modificado se mantienen iguales a los mostrados en el apéndice B.

C.2. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

C.2.1. Características Geométricas

En la figura C.1 se muestra la planta del edificio. La numeración encerrada en un cuadrado es la usada para el análisis de la envolvente.

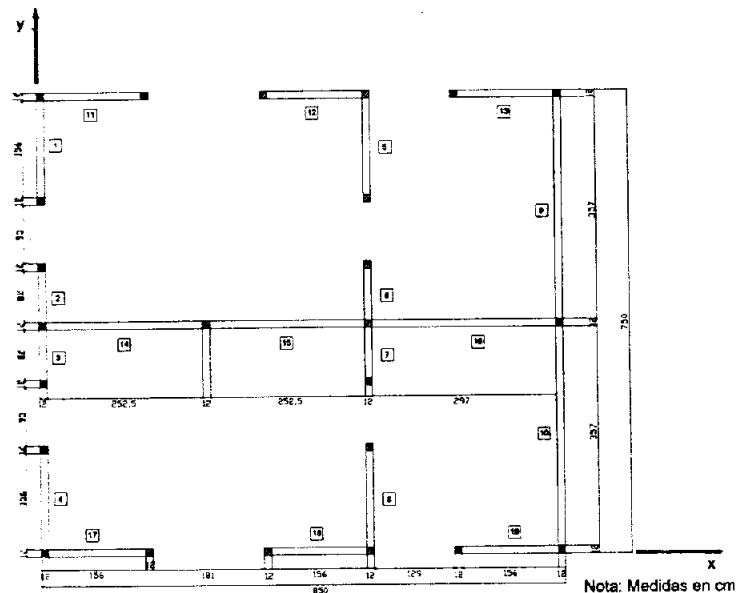


Figura C.1 Planta del ejemplo de 4 niveles

El espesor de los muros es de 12 cm y sus características geométricas son:

Tabla C.1 Características geométricas de los muros

Muro No.	X (m)	Y (m)	Z (m)	h _m (m)	Ref. long. No.
1	0.06	6.60	1.56	2.40	3
2	0.06	4.22	0.82	2.40	3
3	0.06	3.28	0.82	2.40	3
4	0.06	0.90	1.56	2.40	3
5	5.35	6.60	1.56	2.40	3
6	5.35	4.22	0.82	2.40	3
7	5.35	3.28	0.82	2.40	3
8	5.35	0.90	1.56	2.40	3
9	8.44	5.59	3.57	2.40	3
10	8.44	1.90	3.57	2.40	3
11	0.90	7.44	1.56	2.40	3
12	4.51	7.44	1.56	2.40	3
13	7.60	7.44	1.56	2.40	3
14	1.38	3.75	2.52	2.40	3
15	4.03	3.75	2.52	2.40	3
16	6.89	3.75	2.97	2.40	3
17	0.90	0.06	1.56	2.40	3
18	4.51	0.06	1.56	2.40	3
19	7.60	0.06	1.56	2.40	3

C.2.2. Esfuerzos a compresión en cada muro

Tabla C.2 Esfuerzos a compresión en c/muro

Muro	Nivel	σ (MPa)
1	1	0.490
	2	0.360
	3	0.240
	4	0.110
2	1	0.410
	2	0.310
	3	0.200
	4	0.090
3	1	0.410
	2	0.310
	3	0.200
	4	0.090
4	1	0.490
	2	0.360
	3	0.240
	4	0.110
5	1	0.650
	2	0.490
	3	0.320
	4	0.150
6	1	0.630
	2	0.470
	3	0.310
	4	0.140
7	1	0.630
	2	0.470
	3	0.310
	4	0.140

Tabla C.2 (Continuación) Esfuerzos a compresión en c/muro

Muro	Nivel	σ (MPa)
8	1	0.650
	2	0.490
	3	0.320
	4	0.150
9	1	0.390
	2	0.290
	3	0.190
	4	0.090
10	1	0.390
	2	0.290
	3	0.190
	4	0.090
11	1	0.600
	2	0.440
	3	0.290
	4	0.130
12	1	0.600
	2	0.440
	3	0.290
	4	0.130
13	1	0.530
	2	0.390
	3	0.260
	4	0.120
14	1	0.630
	2	0.470
	3	0.300
	4	0.140

Tabla C.2 (Continuación) Esfuerzos a compresión en c/muro

Muro	Nivel	σ_c MPa
15	1	0.630
	2	0.470
	3	0.300
	4	0.140
16	1	0.510
	2	0.380
	3	0.250
	4	0.110
17	1	0.600
	2	0.440
	3	0.290
	4	0.130
18	1	0.600
	2	0.440
	3	0.290
	4	0.130
19	1	0.530
	2	0.390
	3	0.260
	4	0.120

C.2.3. Características de los Materiales

$$f_m = 2.00 \text{ MPa}$$

$$E_m = 600 f_m = 1200 \text{ MPa}$$

$$G_m = 0.40 E_m = 480 \text{ MPa}$$

Para f_t :

$$\text{Si } v = 0.35 \text{ MPa y } G_m = 0.40 E_m \Rightarrow \frac{f_t}{v} = 0.623 \Rightarrow f_t = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\phi_b = 0.00794 \text{ m}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 15.0 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 18203.02 \text{ MPa} \text{ [26]}$$

C.2.4. Masa Concentrada en cada Nivel

La masa concentrada en $\text{MN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}$ será:

$$\text{Nivel 1: } 6.401 \times 10^{-2}$$

$$\text{Nivel 2: } 6.401 \times 10^{-2}$$

$$\text{Nivel 3: } 6.401 \times 10^{-2}$$

$$\text{Nivel 4: } 4.533 \times 10^{-2}$$

C.3. ANÁLISIS POR EL MÉTODO SIMPLIFICADO

C.3.1. Carga Vertical Actuante

La bajada de cargas se realizó por áreas aferentes. Las cargas actuantes estarán dadas por:

1) En azotea

Carga muerta:	
Peso propio de la losa e=10cm	: 240 kg/m ²
Relleno, impermeabilización, ancladrillado	: 150 kg/m ²
Carga muerta adicional	: 40 kg/m ²
Total carga muerta en azotea	: 430 kg/m²

Carga viva:	
Cargas gravitacionales	: 100 kg/m ²
Cargas debidas a sismo	: 70 kg/m ²

2) En entrespisos:

Carga muerta:	
Peso propio de la losa e=10cm	: 240 kg/m ²
Firme y recubrimiento	: 120 kg/m ²
Colada en sitio	: 40 kg/m ²
Total carga muerta en entrespisos	: 400 kg/m²

Carga viva:	
Cargas gravitacionales	: 250 kg/m ²
Cargas debidas a sismo	: 180 kg/m ²

Tabla C.3 Características de los muros

Muro	Dir.	t			Peso	A _{urb}	Posición	K
		cm	cm	Gm	kg/m ²	m		
1	Y	12	180	156	562	2.60	Ext.	1.0
2	Y	12	200	76	562	2.16	Ext.	1.0
3	Y	12	180	156	562	2.60	Ext.	1.0
4	Y	12	180	156	562	4.07	Int.	0.8
5	Y	12	200	76	562	4.32	Int.	0.8
6	Y	12	180	156	562	4.07	Int.	0.8
7	Y	12	750	351	562	7.36	Ext.	1.0
8	X	12	180	156	562	3.57	Ext.	1.0
9	X	12	180	156	562	3.57	Ext.	1.0
10	X	12	180	156	562	2.98	Ext.	1.0
11	X	12	850	259	562	16.34	Int.	0.8
12	X	12	180	156	562	3.57	Ext.	1.0
13	X	12	180	156	562	3.57	Ext.	1.0
14	X	12	180	156	562	2.98	Ext.	1.0

En la tabla C.4 se muestra el cálculo del factor de reducción por efectos de excentricidad o esbeltez.

Tabla C.4. Cálculo del factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

MURO	h	e	h/e	h ² /4I	h ² /4I _o	Calculado	FE
1	0.12	0.208	1.00	2.50	1.56	1.42	0.90
2	0.12	0.208	1.00	2.50	0.76	2.60	0.90
3	0.12	0.208	1.00	2.50	1.56	1.42	0.90
4	0.12	0.042	0.80	2.50	1.56	1.22	0.90
5	0.12	0.042	0.80	2.50	0.76	1.84	0.90
6	0.12	0.042	0.80	2.50	1.56	1.22	0.90
7	0.12	0.208	1.00	2.50	3.51	0.80	0.80
8	0.12	0.208	1.00	2.50	1.56	1.42	0.90
9	0.12	0.208	1.00	2.50	1.56	1.42	0.90
10	0.12	0.208	1.00	2.50	1.56	1.42	0.90
11	0.12	0.042	0.80	2.50	2.59	0.99	0.90
12	0.12	0.208	1.00	2.50	1.56	1.42	0.90
13	0.12	0.208	1.00	2.50	1.56	1.42	0.90
14	0.12	0.208	1.00	2.50	1.56	1.42	0.90

Notas:
1.- FE<=0.90

En la tabla C.5 se muestra la revisión de cada muro ante cargas verticales. Aunque no se muestra, es fácil comprobar que la revisión ante cargas verticales con el criterio del inciso a también se cumple.

Tabla C.5 Revisión de cargas verticales (criterio inciso b)

MURO	Cantilón	h	W	FE	PA	PR	PRPa	Nota
1	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	14.69	ok
2	3	200	2400.00	0.90	18.70	25.93	13.79	ok
3	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	14.69	ok
4	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	19.80	ok
5	3	200	2400.00	0.90	18.70	25.93	21.29	ok
6	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	19.80	ok
7	3	750	9000.00	0.80	18.70	86.41	49.16	ok
8	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	18.06	ok
9	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	18.06	ok
10	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	16.01	ok
11	4	850	10200.00	0.90	24.93	110.17	83.48	ok
12	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	18.06	ok
13	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	18.06	ok
14	2	180	2160.00	0.90	12.47	23.33	16.01	ok

C.3.2. Excentricidad

Como se aprecia en la planta de la figura C.1, este ejemplo tiene una excentricidad importante en x. En la tabla C.6 se muestra el valor de esta excentricidad y se compara con la máxima permitida.

Tabla C.6 Cálculo de la excentricidad en X e Y

DATOS GENERALES DE LOS MUROS								
t (m)	0.12							
h _m (m)	2.50							
B _x (m)	8.50							
B _y (m)	7.50							
1.- EN DIRECCION X								
CALCULO DE e_{xy}								
MURO	X _i m	H _i m	A _i m ²	H/L _i	F _{AEI} Calculado	F _{AEI} Escogido	F _{AEI} ·A _i m ³	A _i ·X _i m ³
8	3.690	1.800	0.216	1.39	0.92	0.92	0.199	0.733
9	3.690	1.800	0.216	1.39	0.92	0.92	0.199	0.733
10	3.690	1.800	0.216	1.39	0.92	0.92	0.198	0.731
11	0.000	8.500	1.020	0.29	20.45	1.00	1.020	0.000
12	-3.690	1.800	0.216	1.39	0.92	0.92	0.199	-0.733
13	-3.690	1.800	0.216	1.39	0.92	0.92	0.199	-0.733
14	-3.690	1.800	0.216	1.39	0.92	0.92	0.199	-0.733
TOTALES							2.212	-0.002
e _{xy} (m):		-0.001		0.10·B _y (m):		0.750		
2.- EN DIRECCION Y								
CALCULO DE e_{yx}								
MURO	X _i m	H _i m	A _i m ²	H/L _i	F _{AEI} Calculado	F _{AEI} Escogido	F _{AEI} ·A _i m ³	A _i ·X _i m ³
1	-4.190	1.800	0.216	1.39	0.92	0.920	0.199	-0.833
2	-4.190	2.000	0.240	1.25	1.13	1.000	0.240	-1.006
3	-4.190	1.800	0.216	1.39	0.92	0.920	0.199	-0.833
4	1.100	1.800	0.216	1.39	0.92	0.920	0.199	0.219
5	1.100	2.000	0.240	1.25	1.13	1.000	0.240	0.264
6	1.100	1.800	0.216	1.39	0.92	1.000	0.216	0.238
7	4.190	7.500	0.900	0.33	15.92	1.000	0.900	3.771
TOTALES							2.192	1.820
e _{yx} (m):		0.830		0.10·B _x (m):		0.850		
Notas: 1.- FAE=1 si H/L <= 1.33								

C.2.3. Cortante Actuante

El coeficiente sísmico reducido será $C=0.19$

El peso total del edificio es $W_{Total} = 217.28t_f$

Por lo tanto el cortante actuante en x e y será $V_{xx} = V_{yy} = 45.41t_f$

C.2.4. Cortante Resistente

El cortante resistente de cada muro se muestra en la siguiente tabla:

Tabla C.7 Cortante resistente en el nivel 1

DATOS GENERALES												
Esesor de muros (m)	0.12											
FR	0.70											
V*m (Ton)	35.00											
Vux=Vuy (Ton)	45.41											
1.- EN DIRECCION X												
MURO	h	h2	ATUAX	P	VmRn	VmRL	VmR	PAE	Vn	VnR	NOTA	
#	m	m2	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ok	
8	1.80	0.22	0.093	18.06	6.44	7.94	6.44	0.92	4.24	5.92	ok	
9	1.80	0.22	0.093	18.06	6.44	7.94	6.44	0.92	4.24	5.92	ok	
10	1.80	0.22	0.093	16.01	6.01	7.94	6.01	0.92	4.24	5.51	ok	
11	8.50	1.02	0.440	83.48	30.03	37.49	30.03	1.00	20.00	30.03	ok	
12	1.80	0.22	0.093	18.06	6.44	7.94	6.44	0.92	4.24	5.92	ok	
13	1.80	0.22	0.093	18.06	6.44	7.94	6.44	0.92	4.24	5.92	ok	
14	1.80	0.22	0.093	16.01	6.01	7.94	6.01	0.92	4.24	5.53	ok	
Ayx :		2.32						TOTALES		45.41	64.77	
2.- EN DIRECCION Y												
MURO	h	h2	ATUAY	P	VmRn	VmRL	VmR	PAE	Vn	VnR	NOTA	
#	m	m2	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ok	
1	1.80	0.22	0.096	10.49	4.85	7.94	4.85	0.920	4.37	4.46	ok	
2	2.00	0.24	0.107	9.85	5.01	8.82	5.01	1.000	4.86	5.01	ok	
3	1.80	0.22	0.096	10.49	4.85	7.94	4.85	0.920	4.37	4.46	ok	
4	1.80	0.22	0.096	14.14	5.62	7.94	5.62	0.920	4.37	5.17	ok	
5	2.00	0.24	0.107	15.21	6.13	8.82	6.13	1.000	4.86	6.13	ok	
6	1.80	0.22	0.096	19.8	6.80	7.94	6.80	0.920	4.37	6.26	ok	
7	7.50	0.90	0.401	49.16	21.35	33.06	21.35	1.000	18.21	21.35	ok	
Ay :		2.24						TOTLES		45.41	52.84	
Notas:												
1.- VmR se escoga del menor de:												
$VmRn=FR(0.5V*m*AT+0.3P)$												
$VmRL=1.5FRV*mAT$												
2.- VmRD: Resistencia efectiva de diseño												



BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. Alcocer S.M. (1997), "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, pp. 164-191.
2. Alcocer S.M. y Murià D. (1999), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie azul, No 616.
3. Alcocer S.M. y Flores L. (2001), "Recomendaciones de análisis de estructuras de mampostería", Cenapred, 63 pp.
4. Álvares J. (2000), "Estudio analítico sobre el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con y sin aberturas", UNAM, Tesis de maestría.
5. Araujo C. (2000), "Modelo para análisis no lineal de marcos con muros de relleno", UNAM, Tesis de maestría.
6. Arias J.G. (2005), "Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles", UNAM, Tesis de maestría.
7. Barragán R. (2005), "Comportamiento dinámico de estructuras de mampostería confinada de baja altura", UNAM, Tesis de maestría.
8. Bazan T.E. (1980), "Muros de mampostería ante cargas laterales. Estudios analíticos", UNAM, Tesis de doctorado.
9. Biran A. y Moshe B. (1995), "Matlab for engineers", Addison-Wesley.
10. Crisafulli F.J. (1997), "Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills", Universidad de Canterbury, Tesis de doctorado.
11. Cruz E. (1989), "Características dinámicas de las estructuras de mampostería", UNAM, Tesis de maestría.
12. Chipol A. (2001), "Estudio de la respuesta sísmica de modelos tridimensionales de edificios torsionalmente acoplados", UNAM, Tesis de maestría.
13. Chopra A.K. (1995), "Dynamics of structures", Prentice Hall, 729 pp.
14. Drysdale R., Hamid A., y Backer L. (1994), "Masonry structures – Behavior and design", Prentice Hall.
15. Flores L. (1995), "Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada", UNAM, Tesis de licenciatura.
16. Gallegos H. (1989), "Albañilería estructural", Pontificia Universidad Católica del Perú, 375pp.
17. Gómez L.A. (2000) "Efectos de torsión en estructuras aisladas sísmicamente en su base", UNAM, Tesis de maestría.
18. Guerrero C. (2003), "Comportamiento sísmico de viviendas de mampostería", UNAM, Tesis de licenciatura.

19. Klaus J. y Wilson E. (1976), "Numerical methods in finite element analysis", Prentice Hall.
20. López J., Oller S., y Oñate E. (1998), "Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, upc, Barcelona.
21. Meli R. (1973), "Behaviour of masonry walls under lateral loads", Memorias del Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma.
22. Meli R. (1975), "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul, No 352.
23. Meli R. y Reyes A. (1971) "Propiedades mecánicas de la mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul, No 288.
24. Nakamura S. (1996), "Análisis numérico y visualización gráfica con matlab", Prentice Hall, 476 pp.
25. NIST (1994), "Research program on the seismic resistance of partially-grouted masonry shear walls", U.S. Department of Commerce, 101 pp.
26. Paulay T. y Priestley J. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons Inc., Nueva York, 744 pp.
27. Paulay T. (1997), "Are existing seismic provisions achieving the design aims?", Earthquake Spectra, Vol. 13, No 2, mayo, pp. 259-279.
28. RCDF (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", México, D.F.
29. Salinas C. (1999), "Validación del modelo matemático que representa el comportamiento sísmico de edificios de albañilería confinada", Universidad de Chile, Tesis de licenciatura.
30. Sánchez T.A. (1998), "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales", UNAM, Tesis de maestría.
31. Scaletti H., Chariarse V., Cuadra C. y Cuadros G. (1992), "Pseudo dynamic test of confined masonry buildings", Earthquake Engineering. Tenth World Conference, pp. 3493-3497.
32. Sandoval H.E. (2002), "Tópicos estructurales", UNAM, Notas de clase.
33. Tena A. (2002), "Curso de mampostería estructural", UNAM.
34. Tena A. (2003), "Diseño sísmico resistente de estructuras de mampostería – Tomo 1", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., pp. 100-133.
35. Tomazevic M. (1999), "Earthquake-resistance design of masonry buildings", Imperial College Press, 268 pp.
36. Tomazevic M. (1997), "Seismic behavior of confined masonry walls", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 1059-1071.
37. Tomazevic M. (1997), "Verification of seismic resistance of confined masonry buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 1073-1088.

38. Tomazevic M. (1996), "Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation", ASCE, Septiembre, pp. 1040-1047.
39. Tomazevic M. (1990), "Masonry structures in seismic areas a state-of-the-art report", 9th European conference on earthquake engineering, 56 pp.
40. Tomazevic M. y Klement I. (1996), "Seismic behavior of confined masonry buildings, part one", ZAG, ljubjana, 132 pp.
41. Tomazevic M. y Klement I. (1997), "Seismic behavior of confined masonry buildings, part two", ZAG, ljubjana, 176 pp.
42. UNIANDES (2001), "Comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada", Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
43. Vasquez A. (2005), "Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora", UNAM, Tesis de maestría.



AGRADECIMIENTOS

El autor de esta tesis agradece de manera sincera:

A Dios, por la vida que me ha prestado.

A los Estados Unidos Mexicanos, por abrirme sus puertas.

Al Instituto de Ingeniería, por la beca otorgada y los conocimientos en investigación que adquirí en este importante centro.

Al Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro, por aceptar ser mi tutor y sus oportunas diligencias en momentos de salud difíciles para mí.

Al Dr. Gustavo Ayala M., por su interés en esta tesis y valiosos comentarios, necesarios para llevarla a buen término.

Al Dr. Miha Tomazevic, por aclarar, de manera diligente y cordial, mis dudas con respecto a sus modelos matemáticos.

A los doctores Roberto Meli, Mario Rodríguez y Arturo Tena, por sus comentarios y observaciones a esta tesis.

Al Dr. Mario Ordaz, por brindarme su amistad y consejos.

A Luz y Eduardo, gracias de todo corazón por todo lo que han hecho por mí.

A mis amigos en México y Colombia por estar cerca en esta etapa de mi vida.

A mi familia por su apoyo incondicional.

