

## **CAPÍTULO II**

# **INCORPORACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA AL ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS**

### **RESUMEN**

Se estudia la interacción de la mampostería con la estructura aporticada cuando ésta no ha sido aislada mediante juntas sísmicas.

Se determina el modelo matemático para incorporar la mampostería al análisis sísmico de estructuras y se plantean 9 métodos para determinar el ancho del puntal equivalente, de los cuales, el propuesto por Paulay y Priestley en 1992 es el más óptimo.

Por último, se compara el comportamiento en el tiempo del Bloque de Enfermería de la Universidad San Luis Gonzaga incorporando la mampostería con su comportamiento con mampostería desacoplada.

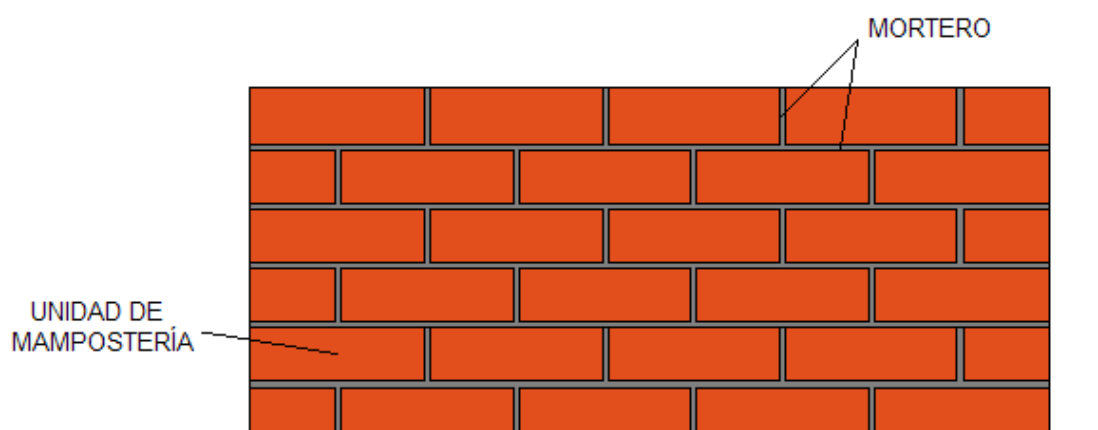
## 2.1 INTERACCIÓN PÓRTICO – MAMPOSTERÍA

La presencia de paredes adosadas a las columnas y vigas de una edificación, afectan considerablemente su comportamiento sísmico, pues la interacción entre el tabique no aislado y la estructura aporticada puede modificar en gran medida su rigidez y generar serios problemas estructurales como torsión en el edificio, columna corta, piso blando, entre otros.

He ahí la importancia de determinar cuál es el comportamiento de una estructura cuya tabiquería no fue aislada correctamente de los pórticos mediante juntas sísmicas u otro sistema alternativo como el empleado en el Bloque de Enfermería de la Universidad San Luis Gonzaga analizado en el capítulo anterior.

## 2.2 COMPONENTES DE LA MAMPOSTERÍA DE LADRILLO

La mampostería es un sistema constructivo tradicional que consiste en un material estructural compuesto por unidades de albañilería, en este caso ladrillos, asentadas con mortero, como se puede apreciar en la Figura 2.1.



**Figura 2.1** Materiales de la mampostería de ladrillo

## 2.2.1 Unidad de mampostería (Ladrillo)

Se denomina ladrillo a aquella unidad cuya dimensión y peso permite que sea manipulada con una sola mano. Es un mampuesto de forma ortoédrica fabricado con una gran variedad de materiales como: barro seco, arcilla, pizarra, arcilla cocida o la mezcla de éstos.

Los ladrillos de arcilla, que son los más utilizados en nuestro medio, pueden clasificarse en dos tipos: perforados, en los que su área neta es menor a los 75% del área total de la sección; y, macizos o no perforados.

En la Tabla 2.1 se puede apreciar la resistencia característica a la compresión  $f'b$  de las unidades de albañilería, en función de su clase y dimensiones.

**Tabla 2.1.** Resistencia a la compresión de las unidades de albañilería

Clase	Dimensiones normalizadas	Variación de las Dimensiones (máxima en %)			Resistencia a la Compresión [Kg/cm <sup>2</sup> ]
		Hasta 10cm	Hasta 15cm	Más de 15cm	
Ladrillo I	29x14x(7.5, 6.0 ó 5.2)cm	± 8	± 6	± 4	50
Ladrillo II		± 7	± 6	± 4	70
Ladrillo III		± 5	± 4	± 3	95
Ladrillo IV	24x11.5x(7.0, 5.2 ó 3.5)cm	± 4	± 3	± 2	130
Ladrillo V		± 3	± 2	± 4	180

A partir del valor de la resistencia la compresión se puede obtener de forma aproximada el módulo de elasticidad de ladrillos de arcilla, aplicando la ecuación 2.1 para unidades macizas y la ecuación 2.2 para unidades perforadas.

$$E_b = 300 f 'b \quad (2.1)$$

$$E_b = 980 f 'b^{0.77} \quad (2.2)$$

## 2.2.2 Mortero

El mortero es una mezcla trabajable de agua, cemento y arena que sirve como ligante de las unidades de albañilería, garantizando su adherencia y cohesión, por lo que su calidad, tanto de fabricación como de colocación, es muy importante para la integridad de la mampostería.

La resistencia a la compresión del mortero  $f'j$  no influye mayormente en el comportamiento estructural de la mampostería, pero sí en la calidad de su adherencia y en su módulo de elasticidad.

La Tabla 2.2 presenta la clasificación de la ASTM de los tipos de mortero según su resistencia a la compresión a los 28 días, mientras que la Tabla 2.3 presenta las dosificaciones volumétricas más comunes para la obtención de morteros según su fin estructural.

**Tabla 2.2** Resistencia a la compresión del mortero

Designación	Resistencia	Resistencia a la Compresión [Kg/cm <sup>2</sup> ]
M	Alta	176
S	Alta media	127
N	Media	53
O	Baja media	25
K	Baja	5.5

**Tabla 2.3** Dosificación del mortero

Tipo	Componentes		Uso
	Cemento	Arena	
P1	1	3 a 3 ½	Muros Portantes
P2	1	4 a 5	Muros Portantes
NP	1	Hasta 6	Muros No Portantes

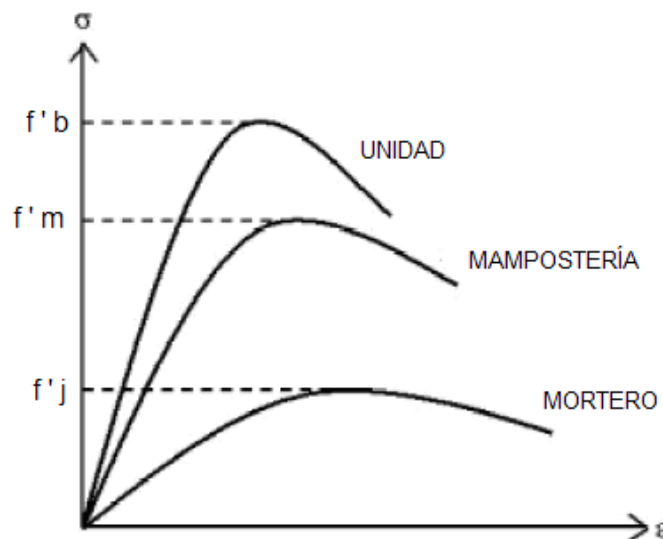
El módulo de elasticidad del mortero se toma generalmente como el 75% u 80% del módulo de elasticidad del hormigón, o pueden considerarse los valores indicados en la Tabla 2.4.

**Tabla 2.4** Módulo de elasticidad del mortero

Descripción	Espesor [mm]	Módulo de elasticidad, $E_j$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Mortero monocapa con base de cemento	10	92000 ± 5000
Mortero monocapa con base de cal y cemento	12	51000 - 102000

### 2.2.3 Resistencia a la Compresión de la Mampostería

La mampostería trabaja de forma óptima ante esfuerzos de compresión, esto se debe a que las unidades y el mortero tienen características esfuerzo–deformación diferentes, por lo tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo, se produce una interacción entre ambos donde las unidades restringen las deformaciones del mortero, esto ocasiona que en el mortero se produzcan esfuerzos de compresión de dirección transversal; y en las unidades, esfuerzos transversales de tracción. Este fenómeno provoca que la resistencia a la compresión de la mampostería se encuentre por debajo de la resistencia de las unidades aisladas como lo muestra la Figura 2.2.



**Figura 2.2** Relaciones esfuerzo-deformación para el mortero, las unidades aisladas y los paneles de mampostería, Paulay y Priestley (1992)<sup>15</sup>

<sup>15</sup> Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, Tesis Doctoral Ricardo León Bonett Díaz

Existen varias fórmulas que permiten determinar la resistencia a la compresión de la mampostería a partir de las características de sus materiales, la ecuación 2.3 es la propuesta por Hendry (1990) para ladrillos macizos.

$$f'm = C_m \cdot \psi \cdot (C_f \cdot f'b)^{0.75} (f'j)^{0.25} \quad (2.3)$$

donde  $C_m$  es un factor que depende de la continuidad de la mampostería ( $C_m = 0.45$  para la mampostería continua a todo lo alto del panel y  $C_m = 0.35$  cuando existe alguna junta longitudinal),  $\psi$  es un factor que permite resistencias bajas de mampostería (por lo general su valor es 1),  $C_f$  es un factor de forma, y,  $f'b$  y  $f'j$  son la resistencia a la compresión de las unidades y del mortero, respectivamente.<sup>16</sup>

#### 2.2.4 Módulo de Elasticidad de la Mampostería

Las propiedades de deformación, tanto de las unidades aisladas como del mortero, juegan un papel crucial en la determinación exacta del módulo de la elasticidad de la mampostería. Varios autores han supuesto un comportamiento elástico lineal de ambos materiales y han desarrollado la ecuación 2.4.

$$E_m = E_b \frac{\frac{b}{j} + 1}{\frac{b}{j} + \frac{E_b}{E_j}} \quad (2.4)$$

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

<sup>16</sup> Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, Tesis Doctoral Ricardo León Bonett Díaz

Sin embargo, luego de varios estudios y ensayos en laboratorio se han determinado algunas ecuaciones empíricas en función de  $f'_m$  para calcular, de forma rápida, el módulo de elasticidad de la mampostería que por lo general varía entre  $400 f'_m \leq E_m \leq 1000 f'_m$ . Las propuestas más utilizadas se detallan en la Tabla 2.5.

**Tabla 2.5** Módulo de Elasticidad de la mampostería

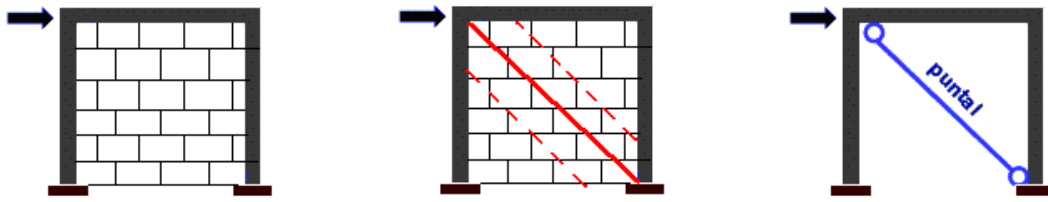
Autor	Valor Empírico $E_m$
Paulay y Priestley, 1992	$750 f'_m$
San Bartolomé, 1990	$500 f'_m$
Sinha y Pedreschi, 1983	$1180 f'_m^{0.83}$ (MPa)
Hendry, 1990	$2116 \sqrt{f'_m}$ (MPa)

Cuando se trabaja con mampostería de ladrillo, la expresión que calcula el módulo de elasticidad de forma más aproximada es  $500 f'_m$ .

### 2.3 MODELO MATEMÁTICO

Al incorporar la mampostería en el Análisis Sísmico de Estructuras, el cambio más importante que se presenta es la determinación de la matriz de rigidez, la misma que debe contener tanto el aporte de la estructura principal como el de la mampostería, por lo tanto, es necesario plantear un modelo matemático que simule el comportamiento del conjunto de forma ideal.

Luego de varios estudios, se ha determinado que la mampostería actúa monolíticamente con el marco estructural, por lo que la mejor manera de representar el comportamiento de ésta es reemplazarla por un puntal (barra diagonal) que trabaje sólo axialmente a compresión, como se muestra en la Figura 2.3.



**Figura 2.3** Modelo matemático general con mampostería incorporada

Entonces se tiene que la matriz de rigidez de la diagonal es:

$$\overline{K} = \frac{E_m \cdot A}{L} \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \cos \alpha \sin \alpha & -\cos^2 \alpha & -\cos \alpha \sin \alpha \\ \cos \alpha \sin \alpha & \sin^2 \alpha & -\cos \alpha \sin \alpha & -\sin^2 \alpha \\ -\cos^2 \alpha & -\cos \alpha \sin \alpha & \cos^2 \alpha & \cos \alpha \sin \alpha \\ -\cos \alpha \sin \alpha & -\sin^2 \alpha & \cos \alpha \sin \alpha & \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

$$A = a \cdot t \quad (2.6)$$

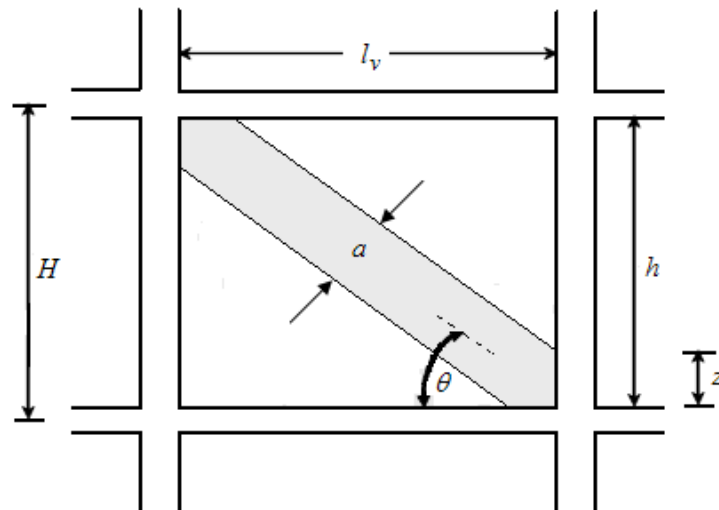
donde  $E_m$  es el módulo de elasticidad de la mampostería,  $A$  es el área equivalente de la diagonal,  $L$  es la longitud de la diagonal,  $\alpha$  es el ángulo de inclinación del puntal (entre ejes) con respecto a la horizontal,  $a$  es el ancho equivalente del puntal y  $t$  es el espesor de la mampostería.

### 2.3.1 Modelos para determinar el ancho equivalente del puntal

El ancho equivalente del puntal, normalmente varía entre el 10% y el 25% de la longitud de la diagonal, como lo determinó Stafford Smith en 1962 en base a varios experimentos y estudios analíticos. Pero existen varias expresiones empíricas de varios autores para determinar el valor de  $a$ .

La Figura 2.4 ilustra los principales componentes geométricos del puntal incorporado a la estructura principal, los mismos que permitirán calcular el ancho equivalente de la diagonal.





**Figura 2.4** Propiedades geométricas del puntal de mampostería

### 2.3.1.1 Modelo de Holmes (1961)

El primer trabajo para determinar el ancho equivalente del puntal fue presentado por Holmes (1961), quien propuso un método para predecir las deformaciones y fuerzas que soportaba la mampostería acoplada a la estructura a partir del concepto de diagonal equivalente, donde el ancho del puntal está definido por:

$$a = \frac{L}{3} \quad (2.7)$$

$$L = \sqrt{l_v^2 + h^2} \quad (2.8)$$

donde  $L$  es la longitud de la diagonal equivalente,  $l_v$  es la luz libre de la viga y  $h$  es la altura de la mampostería.

A pesar de obtener muy buenos resultados en cuanto a la determinación de fuerzas, las deflexiones presentadas siempre se mostraban más bajas de lo real.

### 2.3.1.2 Modelo de Mainstone (1971)

Diez años más tarde, Mainstone presentó una serie de resultados de un modelo de estructuras con mampostería incorporada. Él descubrió que la falta de adherencia de la mampostería y la variación de las propiedades elásticas (módulo de elasticidad) pueden desencadenar en una gran variación en el comportamiento normal de la estructura.

Mainstone fue el primero de muchos en adoptar el parámetro de rigidez equivalente  $\lambda$ , para la determinación del ancho equivalente del puntal, a través de las siguientes ecuaciones:

$$\lambda = \left[ \frac{E_m t \cdot \text{sen } 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.9)$$

$$a = 0,16 \lambda^{-0,30} L \quad (2.10)$$

donde  $E_m$  es el módulo de elasticidad de la mampostería,  $\theta$  es ángulo cuya tangente viene dada por la relación  $h/l_v$ ,  $E_c$  es el módulo de elasticidad de las columnas e  $I_{col}$  es el momento de inercia promedio de las columnas adyacentes.

### 2.3.1.3 Modelo de Bazán (1980)

Tarcizio Bazán realizó varios estudios y experimentos, y determinó, a diferencia de Mainstone, que el parámetro de rigidez equivalente era una relación directa entre las propiedades de las columnas adyacentes y las propiedades de corte de la mampostería.

$$G_m = 0.40E_m \quad (2.11)$$

$$A_m = l_v \cdot t \quad (2.12)$$

$$\lambda = \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} \quad (2.13)$$

donde  $0.9 \leq \lambda \leq 11$ , caso contrario se toman los valores extremos según corresponda.

Finalmente,

$$a = (0,35 + 0,022\lambda)h \quad (2.14)$$

donde  $A_c$  es el área promedio de las columnas adyacentes,  $G_m$  es el módulo de corte de la mampostería y  $A_m$  es el área de la sección transversal de la mampostería.

Sin embargo, para aplicar este modelo, primero se debe chequear que  $0.75 \leq \xi \leq 2.50$ , donde el valor de  $\xi$  viene dado por la relación entre la longitud libre de la viga y la altura del pórtico  $\left(\xi = \frac{l_v}{H}\right)$ . Si no se cumple esta condición, es necesario estructurar mejor la tabiquería colocando columnetas y viguetas.

#### 2.3.1.4 Modelo de Hendry (1981)

Basado en un estudio previo de Kadir (1974), Hendry propuso una relación semi-empírica entre el ancho equivalente del puntal y la longitud de contacto de la viga y columnas con la mampostería.

$$\lambda_v = \left[ \frac{E_m t \cdot \text{sen } 2\theta}{4E_c I_{\text{viga}} h} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \lambda_c = \left[ \frac{E_m t \cdot \text{sen } 2\theta}{4E_c I_{\text{col}} h} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.15)$$

$$z_v = \frac{2\pi}{\lambda_v} \quad z_c = \frac{2\pi}{\lambda_c} \quad (2.16)$$

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{z_v^2 + z_c^2} \quad (2.17)$$

donde  $I_{vig}$  e  $I_{col}$  son el momento de inercia promedio de la/s viga/s adyacente/s y de las columnas adyacentes, respectivamente,  $z_v$  y  $z_c$  son la longitud de contacto de la viga y la columna con la mampostería, respectivamente.

### 2.3.1.5 Modelo de Liauw y Kwan (1984)

Estos investigadores realizaron muchos estudios de modelos a escala de la diagonal equivalente en pórticos de hormigón armado, pero únicamente trabajaron para  $\theta$  igual a  $25^\circ$  y  $50^\circ$ , que, según sus publicaciones, son los ángulos más comunes en la práctica de la ingeniería, determinando lo siguiente:

$$a = \frac{0,95h \cos \theta}{\sqrt{\lambda H}} \quad (2.18)$$

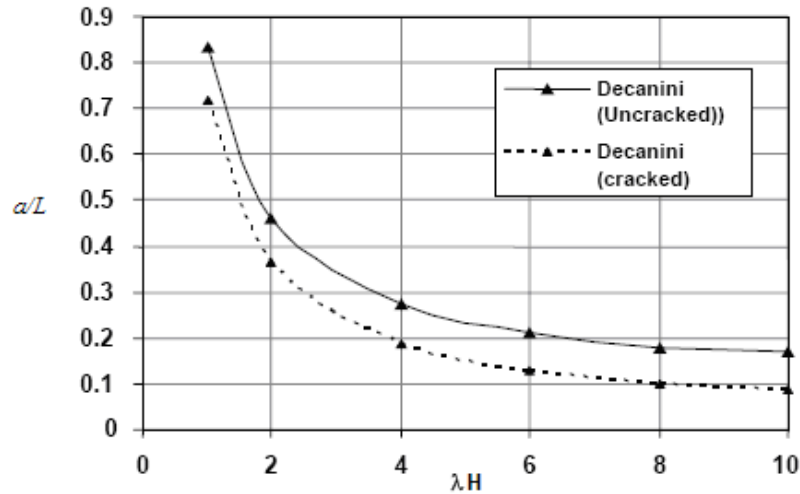
donde  $\lambda$  corresponde a la ecuación 2.9 y  $H$  es la altura del pórtico.

### 2.3.1.6 Modelo de Decanini y Fantin (1986)

Su investigación se fundamentó en experimentos de pórticos con mampostería sometidos a cargas laterales (sísmicas o de viento), donde concluyeron que la incorporación de la mampostería provoca cambios significativos en las características dinámicas del comportamiento de los edificios durante un sismo.

Además, determinaron que la interacción tabique – pórtico incrementa la capacidad de disipar energía de la estructura debido al agrietamiento del tabique y que reduce la deriva de piso y el desplazamiento lateral de la edificación, reduciendo los daños en elementos estructurales y no estructurales.

Decanini y Fantin propusieron dos ecuaciones para diferentes estados de la mampostería, sin grietas (uncracked) y agrietada (cracked), las mismas que están representadas en la Figura 2.5.



**Figura 2.5** Variación de  $a/L$  en función de  $\lambda.H$  <sup>17</sup>

donde el factor de rigidez equivalente  $\lambda$  se calcula con la ecuación 2.9 y el ancho del puntal con la expresión:

$$a = \left(\frac{a}{L}\right) L \text{ (Ver la gráfica)} \quad (2.19)$$

### 2.3.1.7 Modelo de Paulay y Priestley (1992)

Paulay y Priestley sugirieron considerar un valor más conservador en el cálculo del ancho efectivo de la diagonal equivalente, el mismo que resulta ideal para propósitos de diseño.

$$a = \frac{L}{4} \quad (2.20)$$

De acuerdo a sus investigaciones, este valor permite determinar directamente la rigidez de la estructura y su período fundamental.

<sup>17</sup> Implementation y verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames, E. Smyrou

### 2.3.1.8 Modelo de la FEMA (1997)

En 1997, la FEMA (Federal Emergency Management Agency) publicó la guía “FEMA-273”, donde propone una expresión para determinar el ancho equivalente del puntal, aplicable para la rehabilitación sísmica de edificios existentes.

$$a = 0,175 (\lambda H)^{-0,4} L \quad (2.21)$$

$\lambda$  se determina con la ecuación 2.9.

### 2.3.1.9 Modelo de Crisafulli (1997)

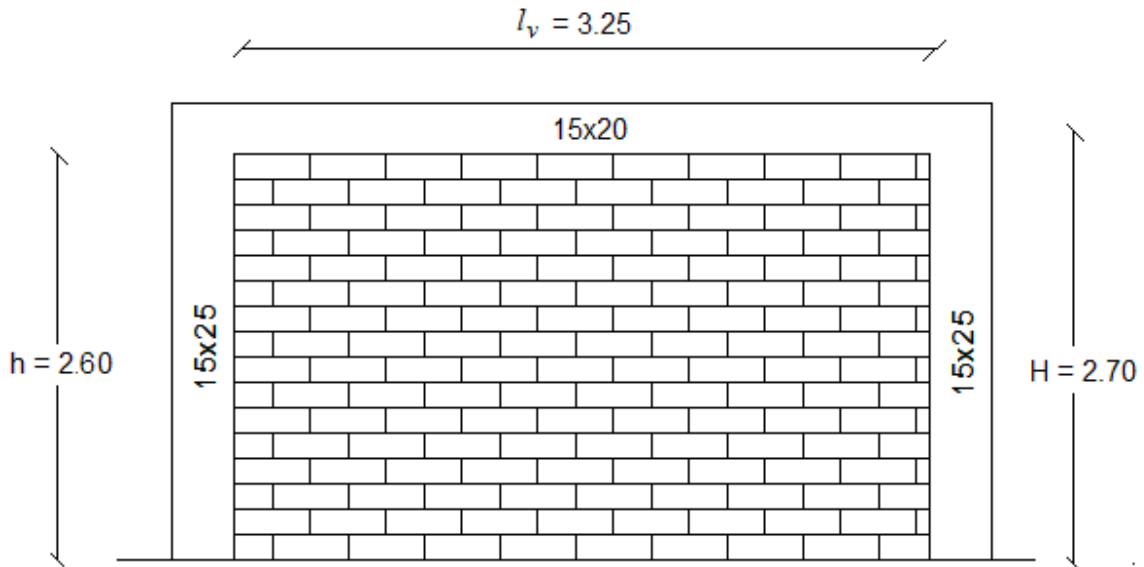
Finalmente Crisafulli, mantiene la expresión para calcular el factor de rigidez equivalente desarrollado por Mainstone (ecuación 2.9) y adopta del modelo de Hendry la fórmula para calcular la longitud de contacto con la columna (ecuación 2.17) y relaciona estas ecuaciones para determinar el ancho equivalente del puntal, mediante la longitud equivalente de columna  $h_z$ , así:

$$h_z = \frac{z_c}{2} \quad (2.22)$$

$$a = 2 h_z \sin \theta \quad (2.23)$$

### 2.3.2 Determinación del modelo más óptimo

Para establecer cuál de los modelos analizados en el apartado anterior, es el mejor para el análisis sísmico de las estructuras con mampostería acoplada, se ha seleccionado un pórtico tipo del bloque de Enfermería de la Universidad San Luis Gonzaga, correspondiente al sentido corto (Figura 2.6) y se ha calculado su rigidez lateral con cada modelo planteado.



**Figura 2.6** Pórtico tipo analizado

Se trabaja con  $f'c = 210 \text{Kg/cm}^2$  y  $f'm = 35 \text{ kg/cm}^2$ . Con módulos de elasticidad iguales a  $12000\sqrt{f'c}$  para el hormigón y  $500f'm$  para la mampostería. La mampostería es de 15cm de espesor y la longitud e inclinación del puntal equivalente son:

$$L = \sqrt{3.25^2 + 2.60^2} = 4.162m$$

$$\theta = \arctan \frac{2.60}{3.25} = 38.66^\circ$$

A continuación se indica la rigidez de miembro de columnas, vigas y puntal equivalente, que luego se ensamblaron para obtener la rigidez del pórtico. En el caso de la rigidez del puntal equivalente, se deja en función del área de la diagonal, pues ese valor variará con cada modelo utilizado. Se trabaja con inercias gruesas.

$$K_{col} = \begin{bmatrix} 382.8 & 421.0 & -382.8 & -421.0 \\ -421.0 & 617.5 & 421.0 & 308.8 \\ -382.8 & 421.0 & 382.8 & 421.0 \\ -421.0 & 308.8 & 421.0 & 617.5 \end{bmatrix} [\text{Tn/m}]$$

$$K_{vig} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 289.8 & 0 & 144.9 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 144.9 & 0 & 289.8 \end{bmatrix} [\text{Tn/m}]$$

$$K_{mam} = 42047 A \begin{bmatrix} 0.6098 & -0.4878 & -0.6098 & 0.4878 \\ -0.4878 & 0.3902 & 0.4878 & -0.3902 \\ -0.6098 & 0.4878 & 0.6098 & -0.4878 \\ 0.4878 & -0.3902 & -0.4878 & 0.3902 \end{bmatrix} [\text{Tn/m}]$$

La Tabla 2.6 indica el ancho equivalente del puntal y la rigidez del pórtico, obtenidos con cada modelo. Se puede observar que estos valores son directamente proporcionales, mientras mayor es el ancho equivalente del puntal mayor es la rigidez del pórtico y viceversa.

**Tabla 2.6** Ancho equivalente del puntal y rigidez del pórtico tipo para cada modelo

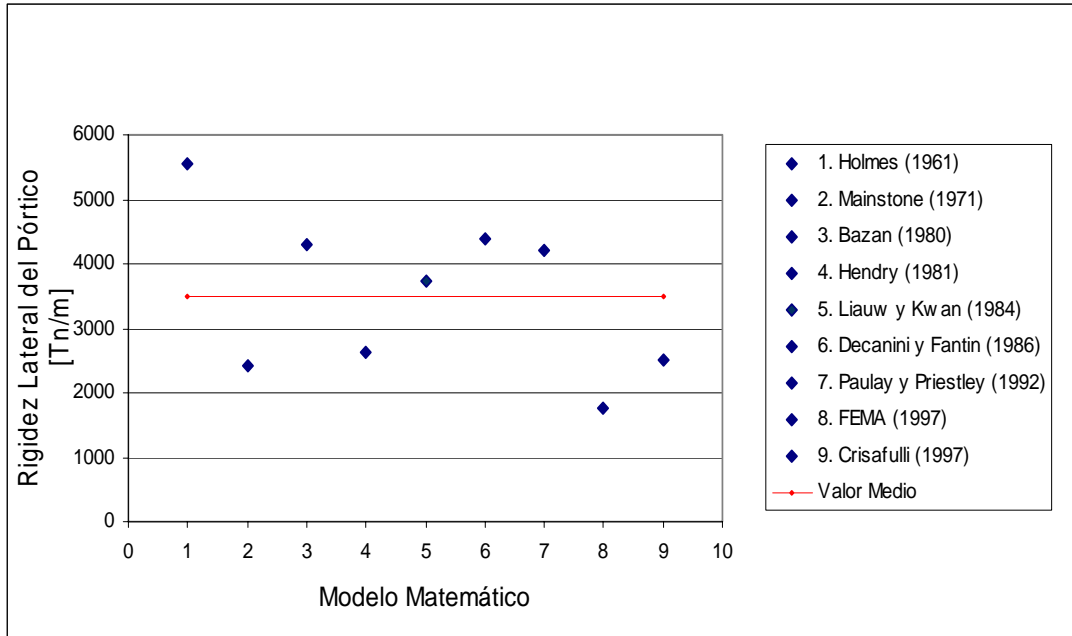
#	Modelo Matemático (año)	<i>a</i> [m]	K [Tn/m]
1	Holmes (1961)	1.3873	5543.0
2	Mainstone (1971)	0.5740	2426.6
3	Bazan (1980)	1.0585	4289.8
4	Hendry (1981)	0.6269	2630.0
5	Liau y Kwan (1984)	0.9163	3743.0
6	Decanini y Fantin (1986)	1.0821	4380.6
7	Paulay y Priestley (1992)	1.0405	4220.6
8	FEMA (1997)	0.4016	1763.6
9	Crisafulli (1997)	0.5980	2518.9

La rigidez lateral del pórtico sin mampostería es 219.09Tn/m, comparando este valor con los obtenidos en la Tabla 2.6, la rigidez lateral del pórtico con mampostería se incrementa de 8 a 25 veces, según el modelo utilizado.

La Figura 2.7 muestra el valor promedio de los modelos analizados. Aquí se puede apreciar claramente que el modelo matemático más cercano al valor



promedio es el propuesto por Liauw y Kwan en 1984 (modelo #5), pero estos autores trabajaron su fórmula sólo para dos ángulos preestablecidos,  $\theta = 25^\circ$  y  $\theta = 50^\circ$ , por lo que los resultados con ángulos diferentes a éstos no son muy confiables.



**Figura 2.7** Rigidez lateral del pórtico tipo en función del modelo matemático

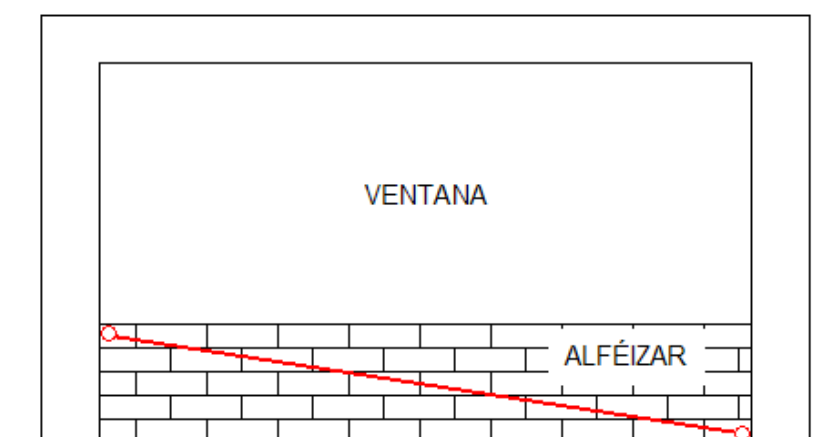
El siguiente modelo que se acerca al promedio es el desarrollado por Paulay y Priestley en 1994, si recordamos un poco, este modelo era más conservador e ideal para el diseño de estructuras.

Desde otro punto de vista, la expresión propuesta por Paulay y Priestley es poco compleja y de muy fácil aplicación, por lo que adoptaremos este modelo para el análisis de estructuras con mampostería acoplada de aquí en adelante.

Vale indicar que el modelo de Paulay y Priestley ha sido adoptado por varios Códigos de la Construcción de Latinoamérica, entre ellos el del Perú.

### 2.3.3 Modelo Matemático para pórticos con alféizares

Cuando la mampostería no ocupa toda el área entre columnas y vigas, sino que existe una ventana o una puerta (Figura 2.8), se propone el siguiente procedimiento para calcular el ancho cooperante del puntal equivalente:



**Figura 2.8** Puntal equivalente en pórticos con alféizares

En primer lugar se debe calcular el área total  $A_r$  entre columnas y vigas, es decir, como si el pórtico estuviera lleno con mampostería, luego se calcula el área real  $A_m$  ocupada por la mampostería y la relación entre ellos determina un factor de corrección  $fc$  del ancho cooperante obtenido normalmente con la fórmula de Paulay y Priestley.

$$fc = \frac{A_m}{A_r} \quad (2.24)$$

$$a = \frac{L}{4} fc \quad (2.25)$$

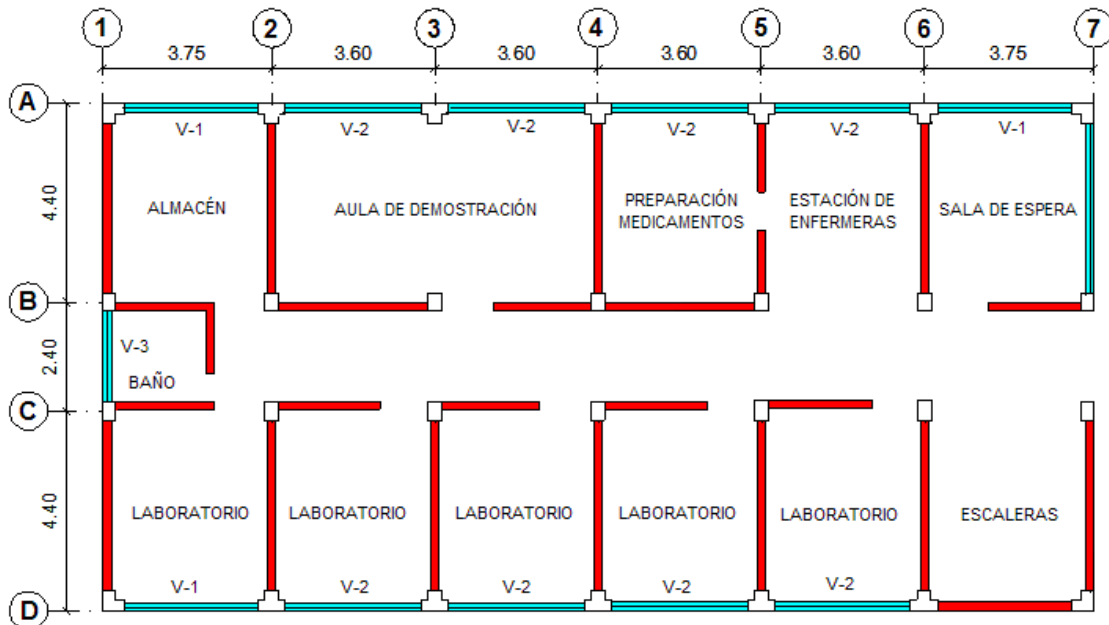
De esta forma consideramos la rigidez real que aporta la mampostería al pórtico cuando se presentan alféizares en la estructura, que en realidad es lo más común.

## 2.4 ANÁLISIS SÍSMICO DEL BLOQUE DE ENFERMERÍA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA INCORPORANDO LA MAMPOSTERÍA

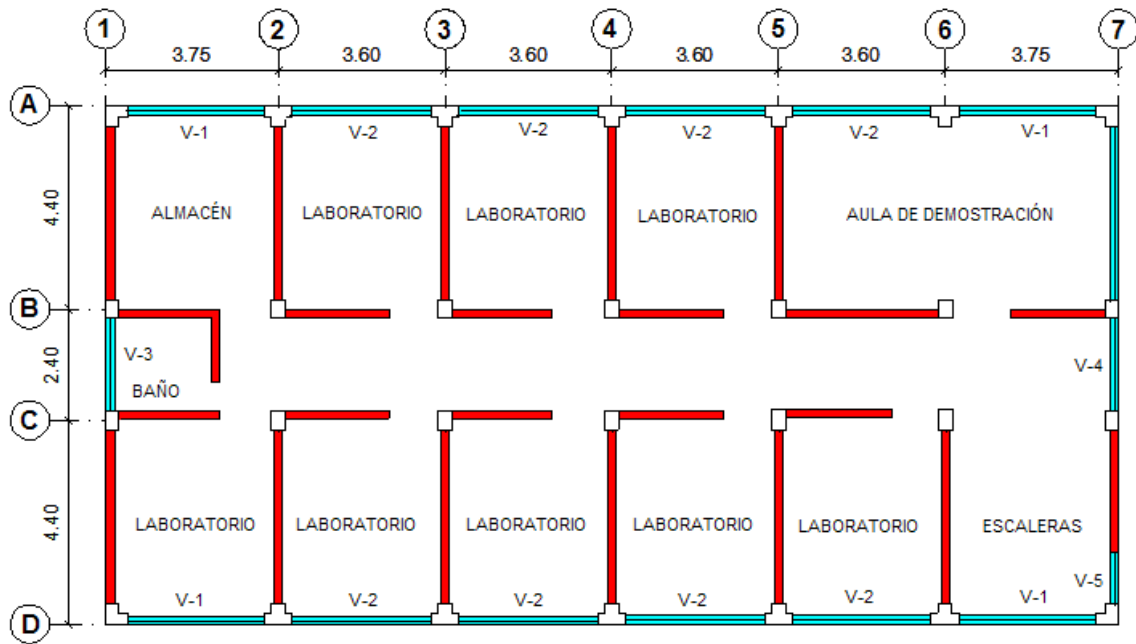
La estructura se describe con detalle en el capítulo anterior. El único cambio es con respecto al período fundamental de la estructura, que ahora es 0.145 segundos.

El primer paso a seguir cuando se incorpora la mampostería al análisis sísmico, es determinar, lo más exacto posible, el centro de masas y el centro de rigidez de la estructura, pues es muy probable que éstos dos no coincidan y se generen problemas de torsión en planta.

Para el efecto, se presenta en las Figuras 2.9 y 2.10 el diseño arquitectónico de cada planta del bloque de enfermería de la Universidad San Luis Gonzaga. La Tabla 2.7 indica las dimensiones de vanos que nos permitirán determinar el centro de masas y el centro de rigidez.



**Figura 2.9** Arquitectura de la primera planta del bloque de enfermería



**Figura 2.10** Arquitectura de la segunda planta del bloque de enfermería

**Tabla 2.7** Cuadro de vanos

Tipo	V-1	V-2	V-3	V-4	V-5
Ancho	2,95	3,00	2,00	2,00	1,20
Alto	1,60	1,60	0,60	1,60	2,80
Alféizar	1,20	1,20	2,20	1,20	--

### 2.4.1 Centro de Masas

Las coordenadas del centro de masas del piso  $J$  están dadas por:

$$x_{CM} = \frac{\sum w_J x_J}{W_J} \quad (2.24)$$

$$y_{CM} = \frac{\sum w_J y_J}{W_J} \quad (2.25)$$

donde,  $W_J$  es el peso total del piso,  $x_J$  e  $y_J$  son las coordenadas del peso parcial  $w_J$  con respecto a un origen arbitrario.

Para el bloque de enfermería se tiene que con respecto a los pórticos “D” en el sentido X y “1” en el sentido Y, las coordenadas del centro de masas para la primera planta son  $x_{CM} = 10,83m$  y  $y_{CM} = 5,56m$  (Figura 2.10), mientras que para la segunda planta son  $x_{CM} = 10,80m$  y  $y_{CM} = 5,61m$  (Figura 2.11).

#### 2.4.2 Centro de Rigidez

En el capítulo 3 se detallará el procedimiento de cálculo correcto para determinar el centro de rigidez en edificios de dos o más pisos; no obstante, se determinó de forma aproximada el centro de rigidez del bloque de Enfermería aplicando el principio de sumatoria de momentos con el método de la Rigidez, considerando para las columnas la ecuación 2.26 y para la mampostería la ecuación 2.27.

$$t_c = \frac{12E_c I}{H^3} \quad (2.26)$$

$$t_m = \frac{E_m A}{L} \cos \theta \quad (2.27)$$

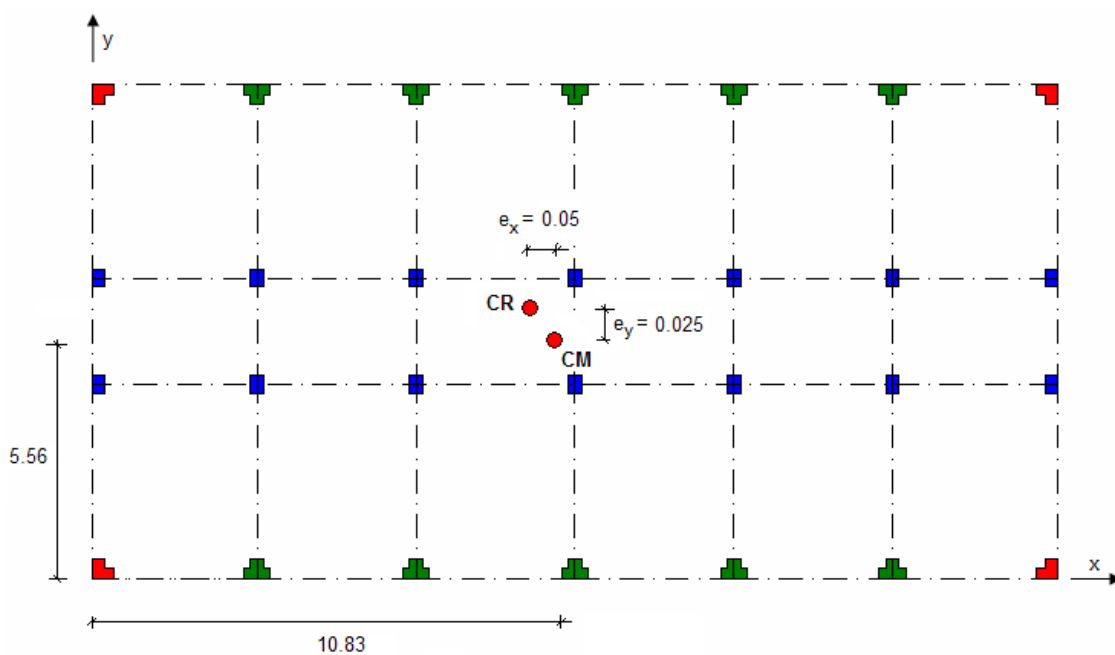
donde  $t_c$  y  $t_m$  son la rigidez que aporta cada elemento.

Las Figuras 2.11 y 2.12 presentan la posición del centro de rigidez con respecto al centro de masas y la excentricidad estática en cada sentido, para el primer nivel y segundo nivel respectivamente.

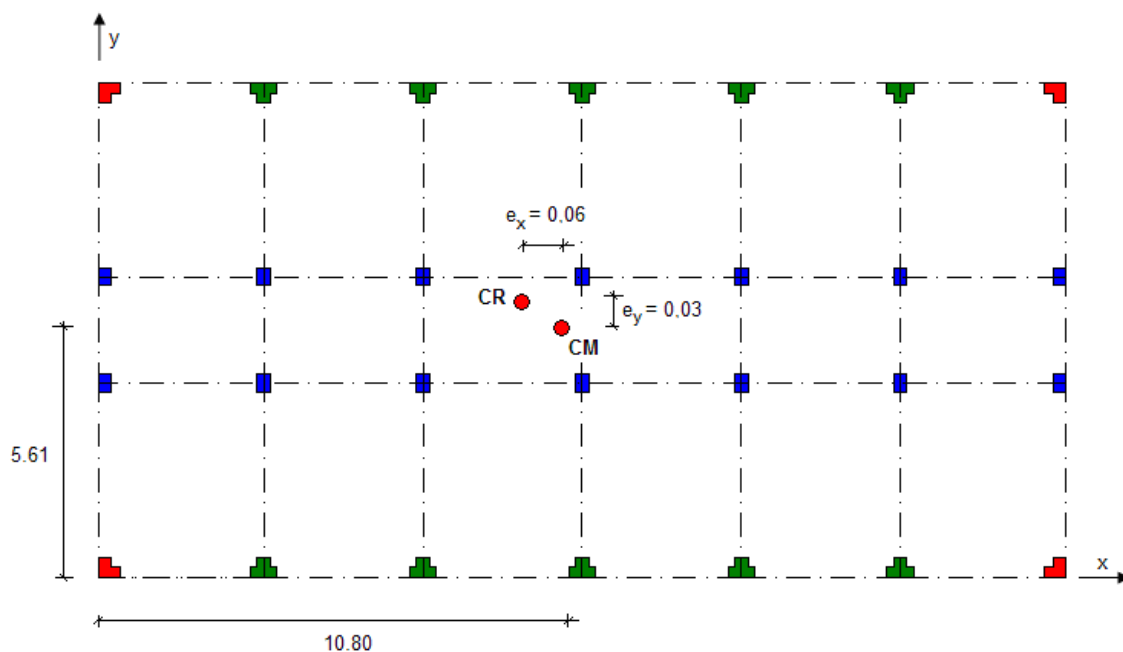
Para que existan problemas de torsión en planta en una estructura, la relación entre la excentricidad estática y la longitud total debe ser mayor al 5%; en la primera planta se tiene:

$$\frac{e_x}{l_x} = \frac{0.05}{21.90} = 0.00228 = 0.228\%$$

$$\frac{e_y}{l_y} = \frac{0.025}{11.20} = 0.00223 = 0.223\%$$



**Figura 2.11** Centro de masas y centro de rigidez de la primera planta del bloque de Enfermería considerando la mampostería



**Figura 2.12** Centro de masas y centro de rigidez de la segunda planta del bloque de Enfermería considerando la mampostería

y en la segunda planta:

$$\frac{e_x}{l_x} = \frac{0.06}{21.90} = 0.00274 = 0.274\%$$

$$\frac{e_y}{l_y} = \frac{0.03}{11.20} = 0.00268 = 0.268\%$$

Se tienen relaciones menores al 0.3% en ambos sentidos en los dos niveles, por lo que no debemos preocuparnos por la torsión.

### **2.4.3 Análisis de desplazamiento, velocidad y aceleración**

De la misma forma como se realizó el análisis sísmico del bloque de Enfermería con mampostería desacoplada en el capítulo 1, se utiliza el algoritmo de Procedimiento de Espacio de Estado para determinar el comportamiento en el tiempo de la estructura para las dos componentes del sismo Este-Oeste (E-W) y Norte-Sur (N-S). Asimismo, se considera únicamente los primeros 2 ½ minutos del registro sísmográfico. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 2.8.

Las Figuras 2.13 y 2.14 presentan el comportamiento de la estructura en desplazamiento, velocidad y aceleración ante la componente E-W, tanto del sentido corto como del sentido largo, de los dos pisos, mientras que las Figuras 2.15 y 2.16 indican el comportamiento ante la componente N-S.

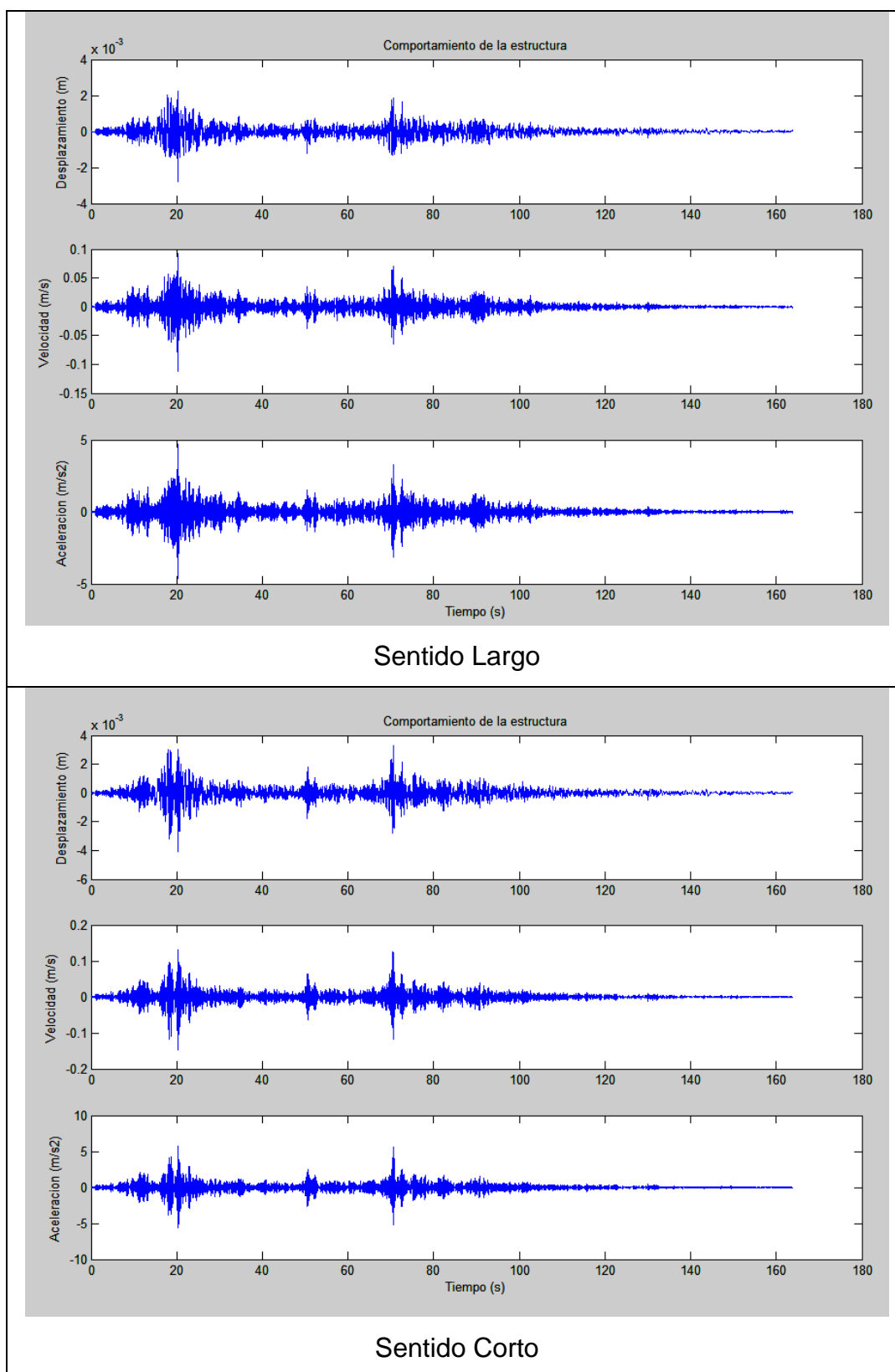
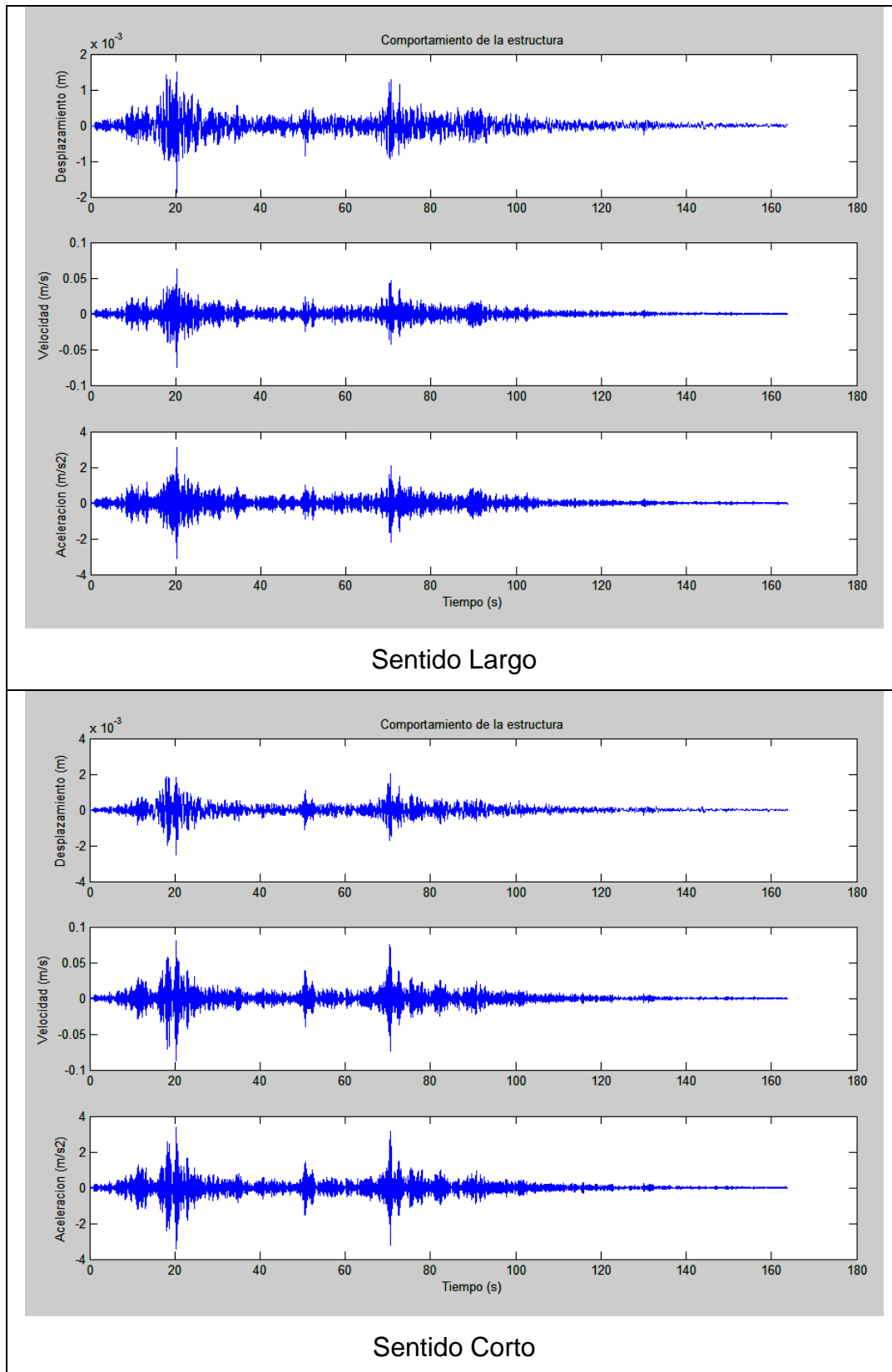


Figura 2.13 Comportamiento del 2<sup>do</sup> piso – componente E - W





**Figura 2.14** Comportamiento del 1<sup>er</sup> piso – componente E - W

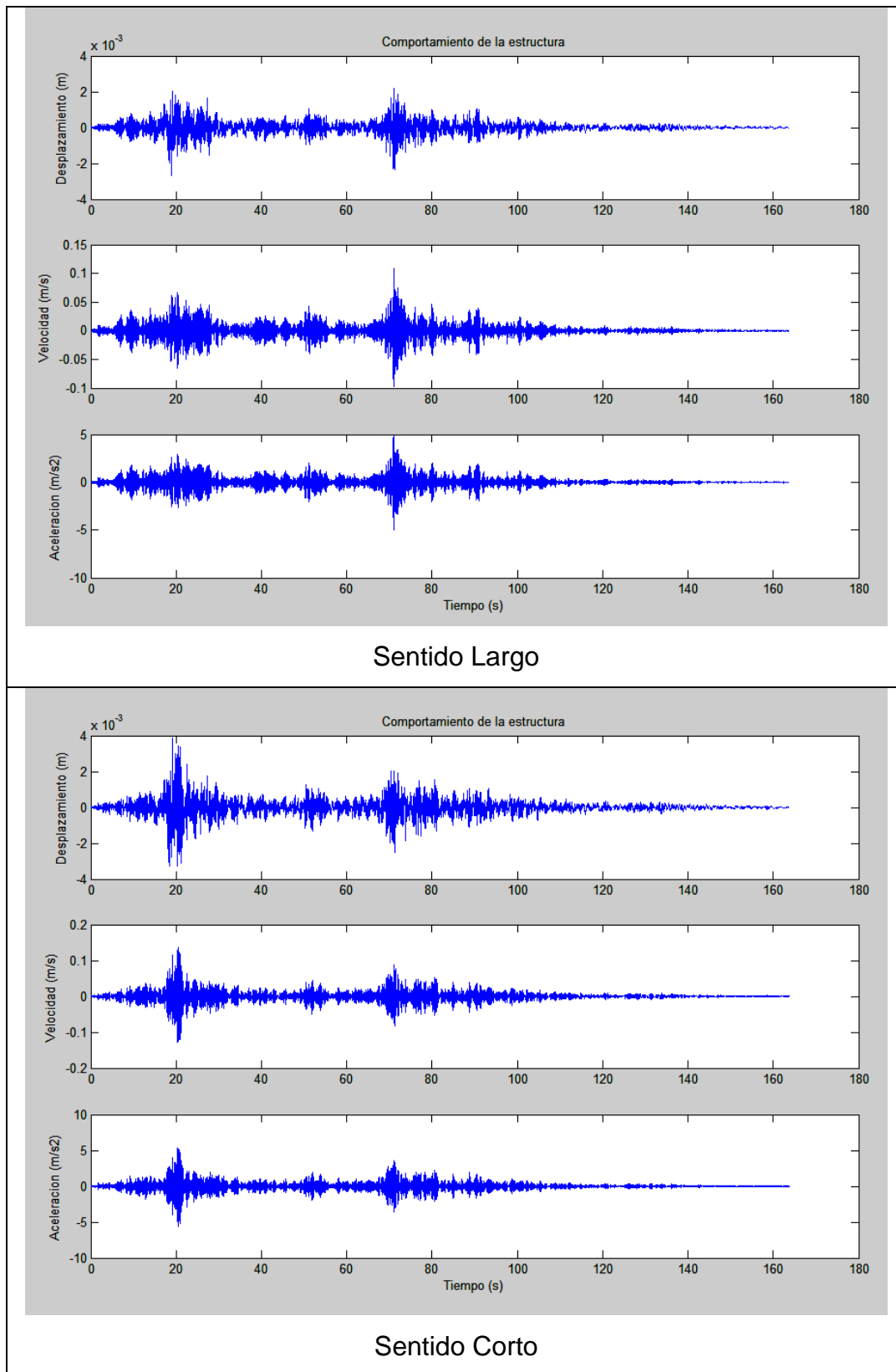


Figura 2.15 Comportamiento del 2<sup>do</sup> piso – componente N - S

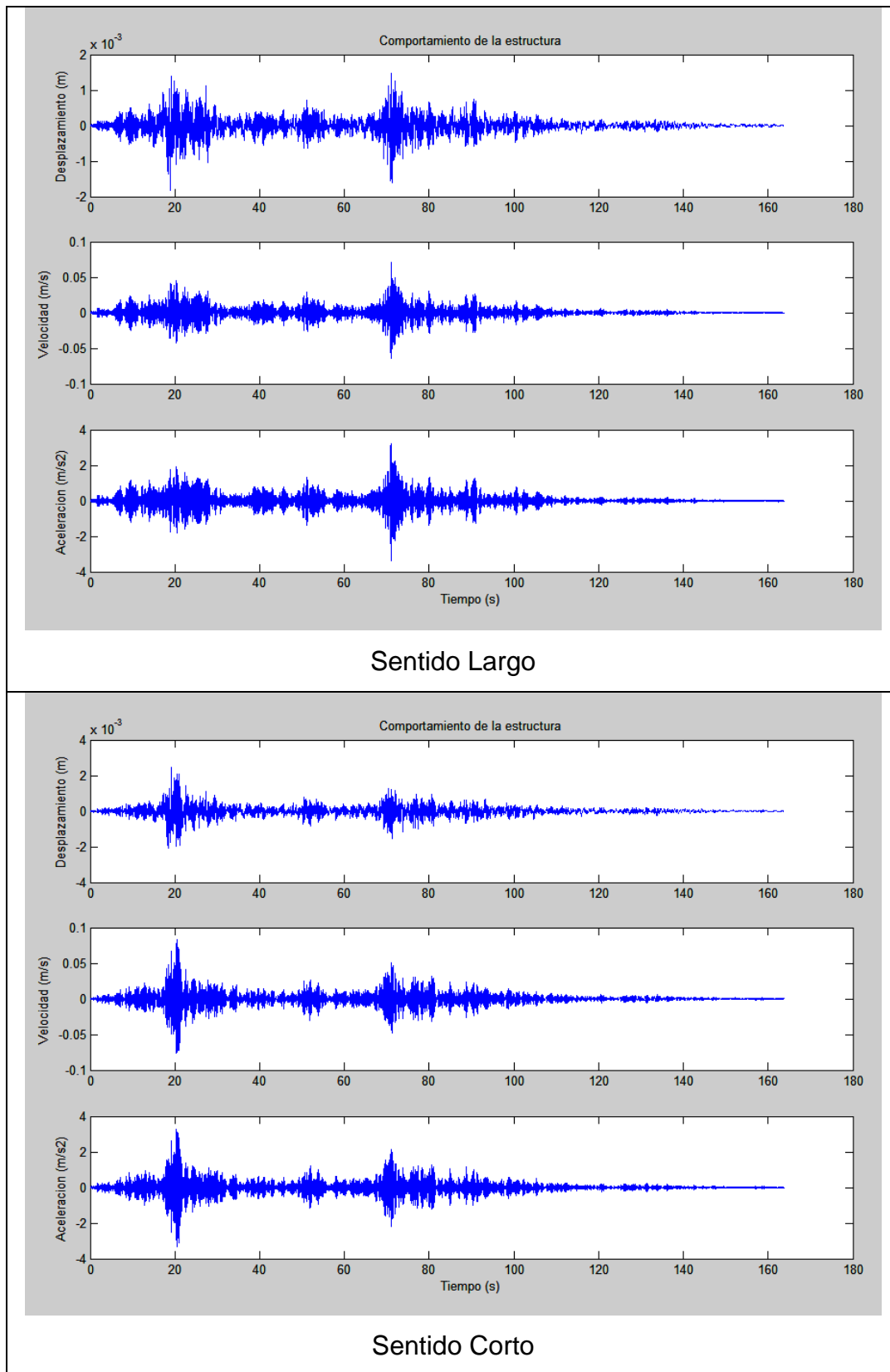


Figura 2.16 Comportamiento del 1<sup>er</sup> piso – componente N - S

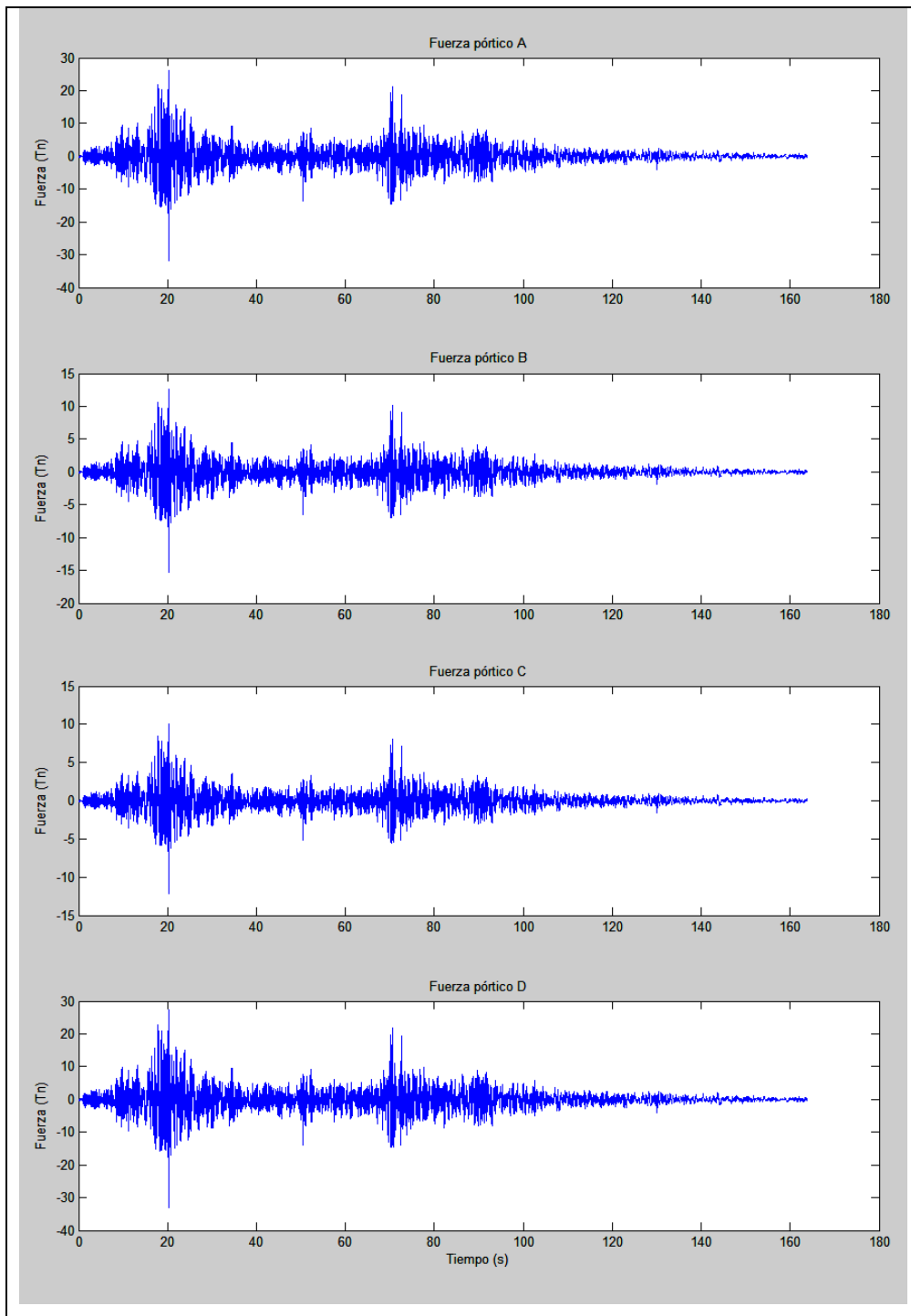
**Tabla 2.8** Resumen del comportamiento en el tiempo del bloque de Enfermería con mampostería acoplada.

Piso	Sentido del Sismo	Sentido de Análisis	Desplazamiento [m]	Velocidad [m/s]	Aceleración [m/s <sup>2</sup> ]
1	EW	X	-0.001875	-0.07539	-3.128
		Y	-0.002489	-0.08747	-3.443
	NS	X	-0.001833	0.07094	-3.370
		Y	0.002461	0.08256	-3.329
2	EW	X	-0.002774	-0.112	4.713
		Y	-0.00406	-0.1475	5.720
	NS	X	-0.002649	0.1084	-5.016
		Y	0.003866	0.1363	-5.615

#### 2.4.4 Análisis de fuerzas

Recordemos que la rigidez lateral de los pórticos influye directamente en la fuerza lateral que absorben las estructuras, a mayor rigidez mayor fuerza sísmica y viceversa; entonces, si la rigidez aumenta de 8 a 25 veces al incorporar la mampostería en el análisis, se espera que en el Bloque de Enfermería actúen fuerzas mucho mayores que aquéllas del análisis con mampostería desacoplada.

Las Figuras 2.17 a la 2.24 muestran la variación de las fuerzas sísmicas en función del tiempo de todos los pórticos del Bloque de Enfermería, para las componentes Este – Oeste y Norte – Sur del sismo de Perú, en cada nivel. Los resultados se resumen en la Tabla 2.9.



**Figura 2.17** Fuerzas del 2<sup>do</sup> piso – componente E – W, Sentido X

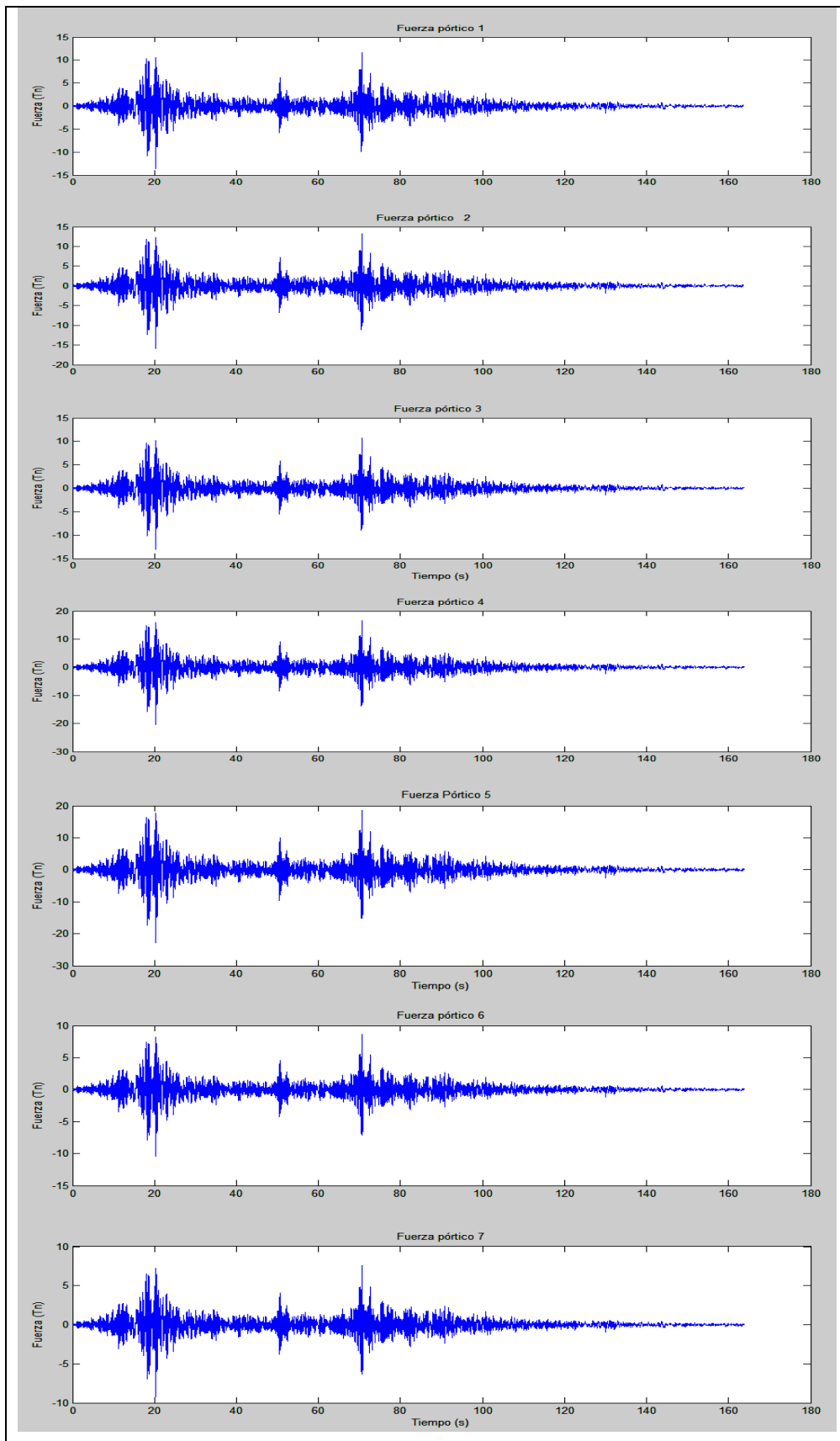
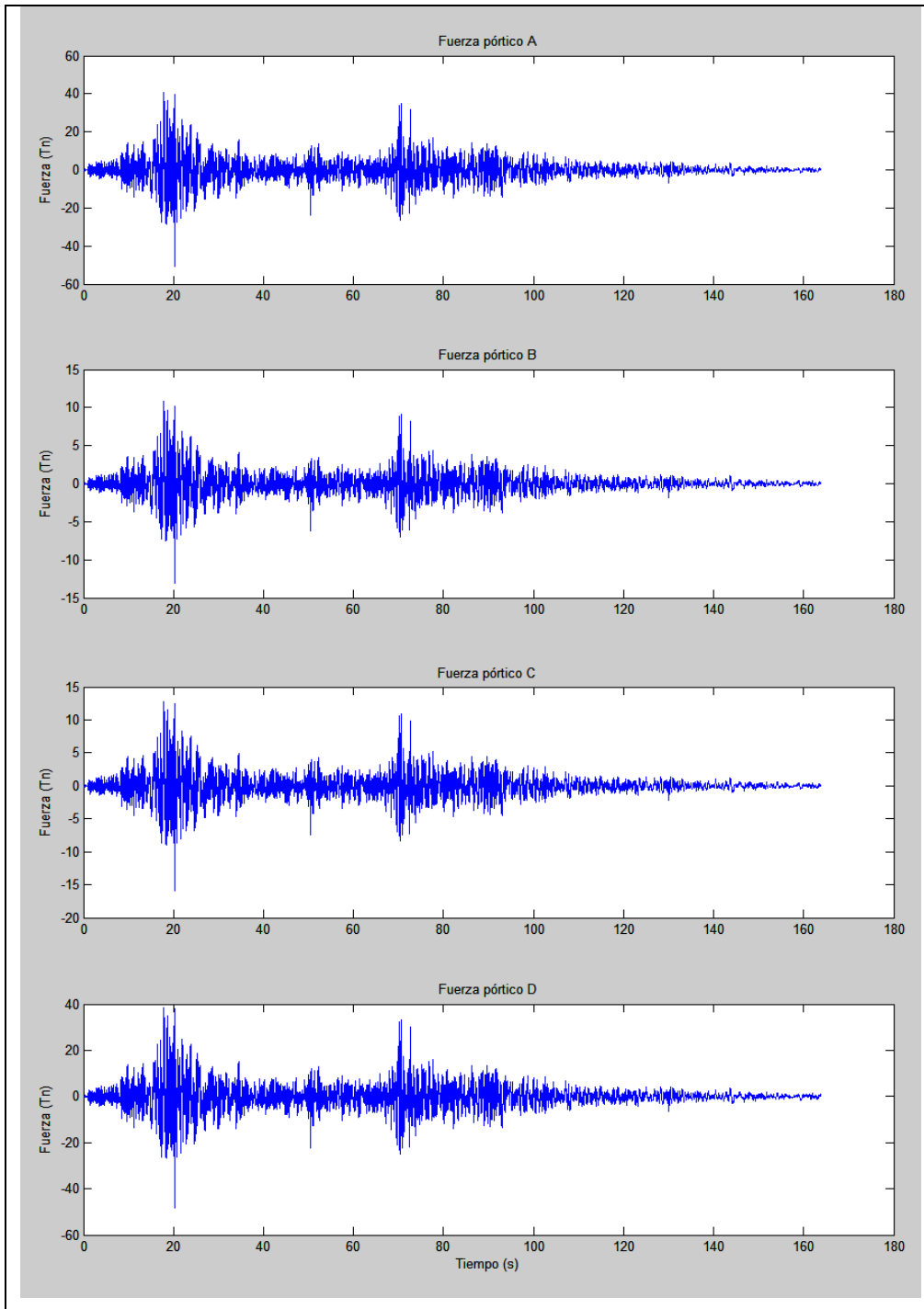
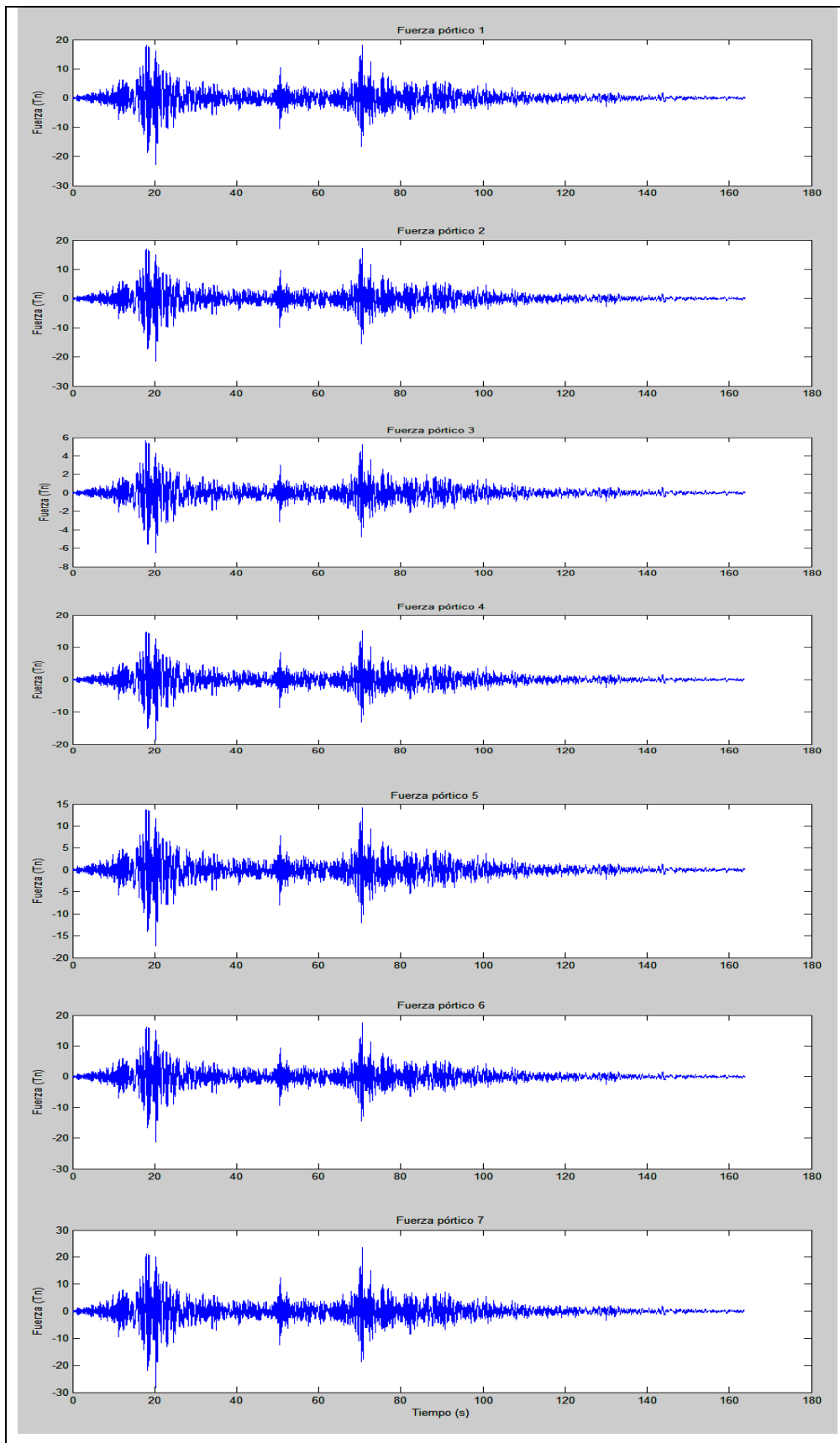


Figura 2.18 Fuerzas del 2<sup>do</sup> piso – componente E – W, Sentido Y

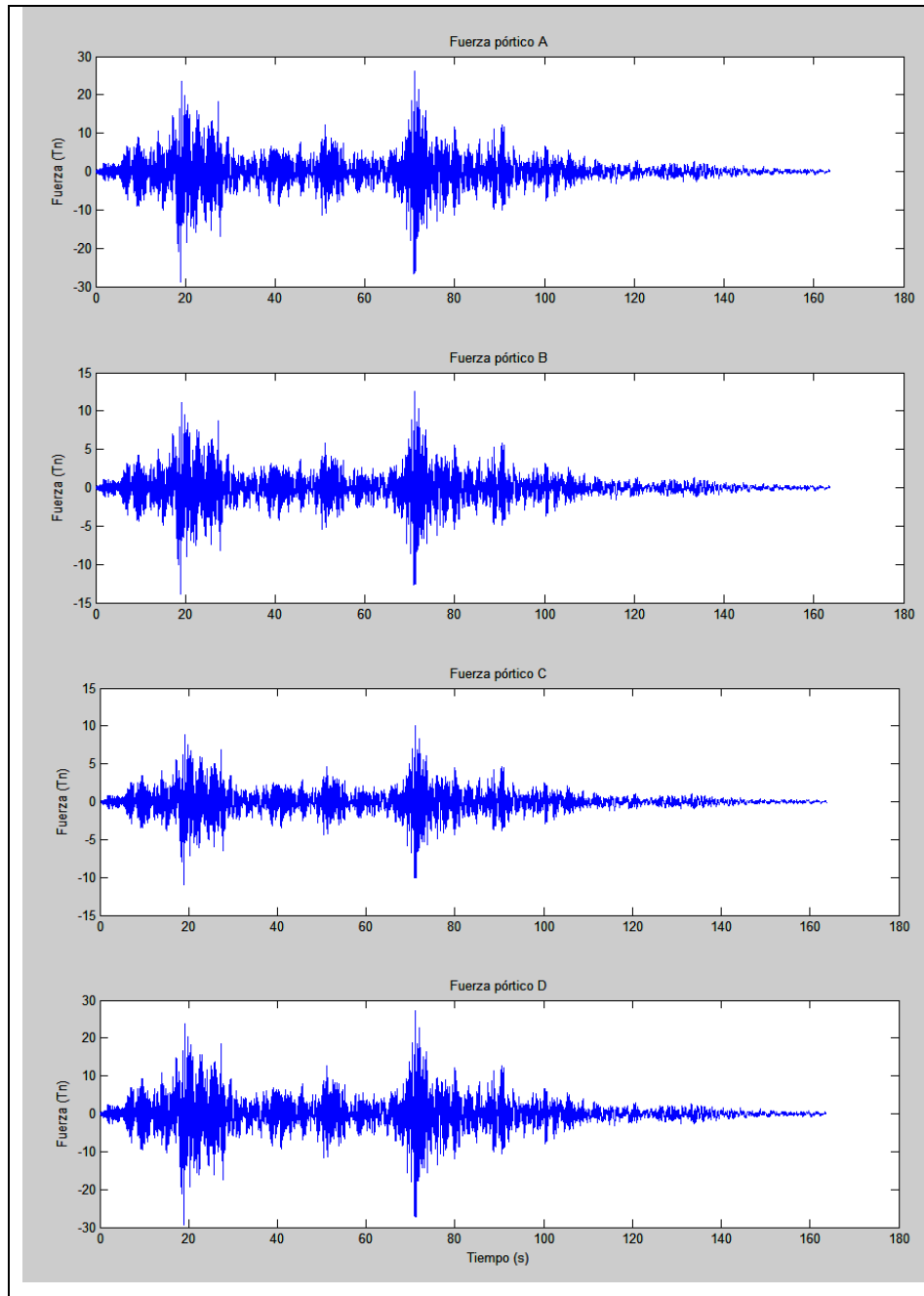


**Figura 2.19** Fuerzas del 1<sup>ero</sup> piso – componente E – W, Sentido X



**Figura 2.20** Fuerzas del 1<sup>er</sup> piso – componente E – W, Sentido Y





**Figura 2.21** Fuerzas del 2<sup>do</sup> piso – componente N – S, Sentido X

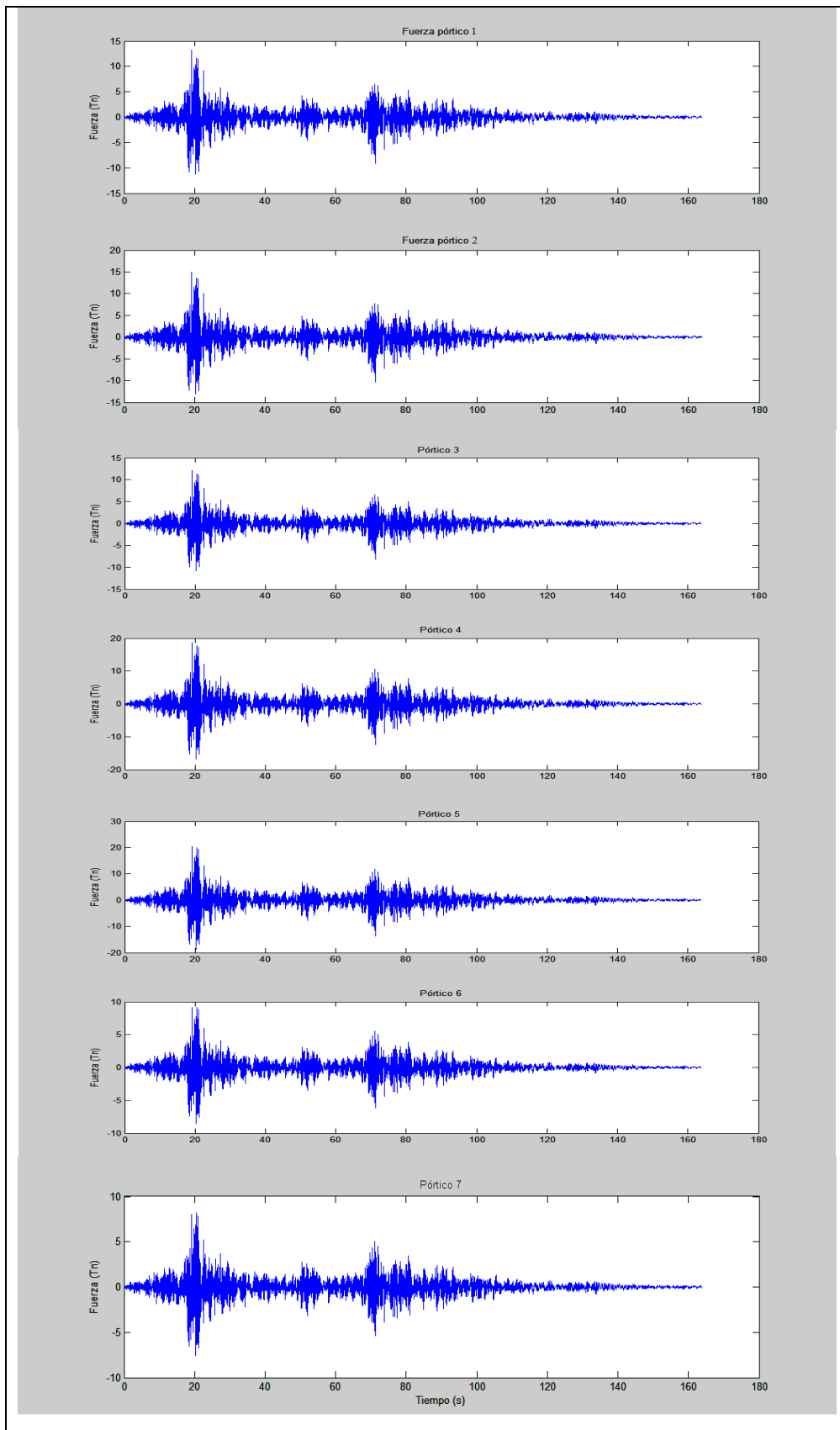
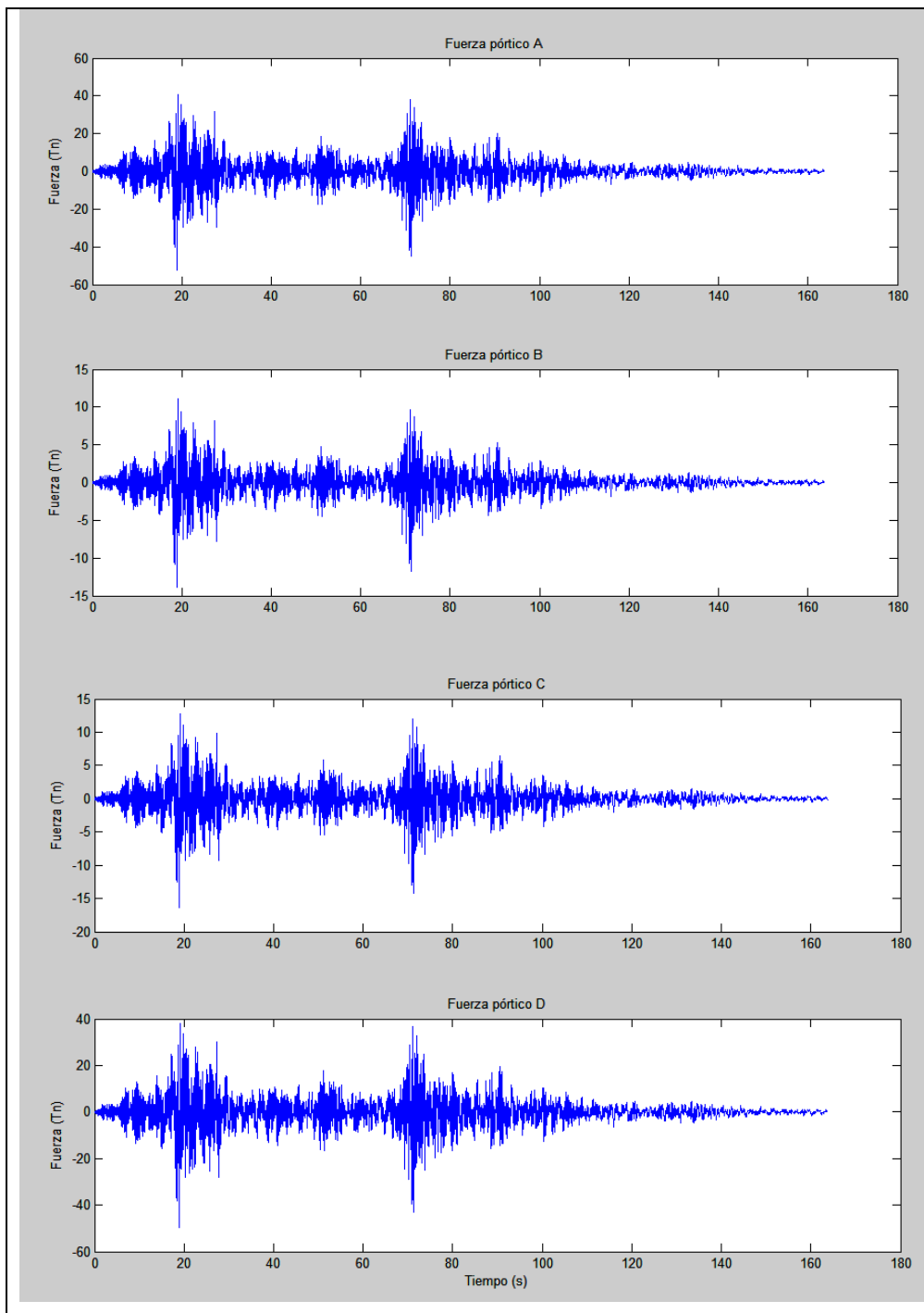


Figura 2.22 Fuerzas del 2<sup>do</sup> piso – componente N – S, Sentido Y



**Figura 2.23** Fuerzas del 1<sup>er</sup> piso – componente N – S, Sentido X

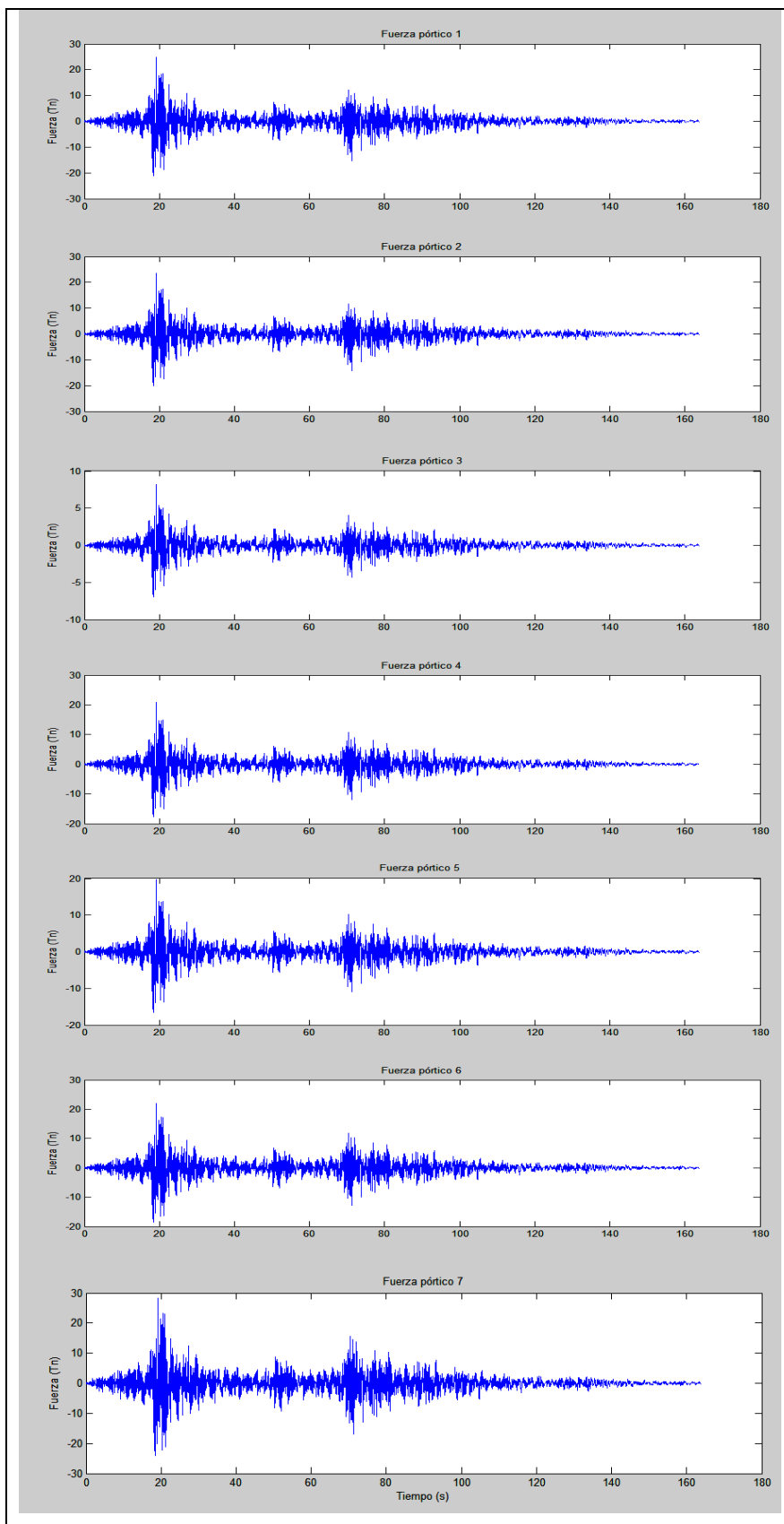


Figura 2.24 Fuerzas del 1<sup>er</sup> piso – componente N – S, Sentido Y

**Tabla 2.9** Fuerzas máximas actuantes en el bloque de Enfermería con mampostería acoplada. [Tn]

Piso Pórtico	1		2	
	Sentido del Sismo			
	EW	NS	EW	NS
<b>A</b>	50.63	52.49	31.69	28.71
<b>B</b>	13.02	13.89	15.26	13.82
<b>C</b>	15.89	16.45	12.17	10.97
<b>D</b>	48.20	49.71	33.03	29.33
<b>1</b>	22.83	24.79	13.65	13.25
<b>2</b>	21.47	23.53	15.84	15.02
<b>3</b>	6.49	8.15	13.05	12.09
<b>4</b>	18.69	20.95	20.43	18.64
<b>5</b>	17.30	19.67	22.76	20.45
<b>6</b>	21.23	22.02	10.42	9.20
<b>7</b>	28.28	28.38	9.23	8.17

## 2.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

La Tabla 2.9 presenta los valores máximos obtenidos de las Tablas 1.2 y 2.8 correspondientes al análisis sísmico del bloque de Enfermería de la Universidad San Luis Gonzaga sin mampostería y con mampostería acoplada, respectivamente.

**Tabla 2.10** Valores máximos de desplazamiento, velocidad y aceleración con mampostería desacoplada y acoplada

Piso	Estado de la Mampostería	Desplazamiento [m]	Velocidad [m/s]	Aceleración [m/s <sup>2</sup> ]
1	Desacoplada	0,01365	0,2178	4,307
	Acoplada	0.00248	0.0874	3.443
2	Desacoplada	0,02584	0,4217	8,765
	Acoplada	0.00406	0.1475	5.720

Se puede observar con claridad cómo los valores de las tres variables analizadas disminuyen considerablemente cuando se incorpora la mampostería al análisis sísmico. Esto se debe a que al aumentar la rigidez de la estructura, disminuye su flexibilidad ante el sismo, por ende los desplazamientos también

disminuyen. En este caso se tiene una reducción aproximada del 600% en desplazamientos, 250% en velocidades y 150% en aceleraciones.

Las Tablas 2.11 y 2.12 comparan los valores máximos de fuerzas obtenidos en cada pórtico y cada piso del análisis con mampostería desacoplada y mampostería acoplada, para las componentes Este – Oeste y Norte – Sur, respectivamente.

**Tabla 2.11** Valores máximos de fuerza con mampostería desacoplada y acoplada para la componente E - W

Piso Pórtico	1		2	
	Desacoplada	Acoplada	Desacoplada	Acoplada
<b>A</b>	55.84	50.63	36.24	31.69
<b>B</b>	10.99	13.02	22.62	15.26
<b>C</b>	10.99	15.89	22.62	12.17
<b>D</b>	55.84	48.20	36.24	33.03
<b>1</b>	18.20	22.83	16.92	13.65
<b>2</b>	18.29	21.47	16.91	15.84
<b>3</b>	18.29	6.49	16.91	13.05
<b>4</b>	18.29	18.69	16.91	20.43
<b>5</b>	18.29	17.30	16.91	22.76
<b>6</b>	18.29	21.23	16.91	10.42
<b>7</b>	18.20	28.28	16.92	9.23

**Tabla 2.12** Valores máximos de fuerza con mampostería desacoplada y acoplada para la componente N - S

Piso Pórtico	1		2	
	Desacoplada	Acoplada	Desacoplada	Acoplada
<b>A</b>	69.57	52.49	42.82	28.71
<b>B</b>	13.32	13.89	27.69	13.82
<b>C</b>	13.32	16.45	27.69	10.97
<b>D</b>	69.57	49.71	42.82	29.33
<b>1</b>	21.77	24.79	17.58	13.25
<b>2</b>	21.88	23.53	17.57	15.02
<b>3</b>	21.88	8.15	17.57	12.09
<b>4</b>	21.88	20.95	17.57	18.64
<b>5</b>	21.88	19.67	17.57	20.45
<b>6</b>	21.88	22.02	17.57	9.20
<b>7</b>	21.77	28.38	17.58	8.17

Se puede observar que en la mayoría de pórticos internos, la fuerza sísmica absorbida por la estructura cuando se ha incorporado la mampostería al análisis sísmico, es mayor que cuando se consideró la mampostería desacoplada.

Para edificaciones regulares en planta, como el bloque de Enfermería analizado, la incorporación de la mampostería en el análisis sísmico no representa un factor determinante en la variación de su comportamiento pues como se pudo observar, sólo se presentan variaciones positivas en cuanto a desplazamiento, velocidad y aceleración, y las fuerzas sísmicas no se incrementaron en gran medida; pero si se trata de edificios abiertos (edificios esquineros) con concentración de mampostería sólo en algunos pórticos, por lo general extremos; o si tenemos, a causa de la mampostería, problemas de columna corta; o problemas de piso blando por concentración de mampostería sólo en los pisos superiores, la incorporación de la mampostería debe ser analizada con mayor detenimiento, pues la torsión para el primer caso, el corte en el segundo y la falla de las columnas en el tercero, serán factores determinantes que pueden ocasionar el colapso de las estructuras con estos inconvenientes.

Por esta razón, se ha destinado un capítulo especial que trate y ejemplifique los principales problemas estructurales que se dan en las edificaciones debido a la falta de consideración de la interacción tabique - pórtico ante el terremoto de Perú del 15 de agosto del 2007.