



UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
POSTGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE
EDIFICIOS DE MUROS ESTRUCTURALES**

Por:

Ing. Jazmín T. Monsalve Dávila

Tesis presentada como requisito parcial para la obtención del grado de
Magister Scientiae en Ingeniería Estructural

Tutor:

Dr. Orlando Ramírez Boscán

Abril de 2005

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
POSTGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE
EDIFICIOS DE MUROS ESTRUCTURALES

Por:

Ing. Jazmín T. Monsalve Dávila

Tesis presentada como requisito parcial para la obtención del grado de
Magister Scientiae en Ingeniería Estructural

Aprobada

Prof. Orlando Ramírez Bozcán

Tutor

Prof. Pether Inglessis V.

Cotutor

Prof. Rafael Febres Cedillo

Jurado

Prof. Reina Carnevali de Sarmiento

Jurado

A Dios todopoderoso.

A mi familia, mis compañeros, por su apoyo y perdurable paciencia.

A mis profesores de postgrado, por su empeño y dedicación, especialmente mi tutor por su orientación y respaldo.

Al Fondo Nacional de Ciencia, Tecnología e innovación FONACIT, por su financiamiento económico para mi preparación académica de cuarto nivel.

A la ilustre Universidad de Los Andes, Departamento de Estructuras por darme todas las facilidades para llevar a cabo esta investigación.

RESUMEN

En este trabajo se elaboró una herramienta computacional para el análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios construidos con muros estructurales, basada en un análisis estático no lineal, partiendo de los conceptos básicos del método de análisis de los desplazamientos y considerando la tipología presentada por Lamar (1978), quien identifica las expresiones para la rigidez de cada muro estructural sometido a cualquier estado de fuerzas sísmicas, tomando en cuenta la rigidez axial, la rigidez a flexión y la rigidez torsional, caracterizadas por los esfuerzos derivados mediante los desplazamientos provocados por dicho estado de fuerzas. En este trabajo se le agrega a la rigidez del muro el efecto de corte que no fue tomado en cuenta en la formulación mencionada, debido a que en una estructura compuesta por muros estructurales es importante el efecto de la fuerza cortante en su comportamiento estructural.

El método estático no lineal utilizado, consiste en determinar la curva de capacidad de la estructura aplicando la técnica del “Pushover”, aplicando patrones predeterminados de cargas laterales a la estructura. Estas cargas laterales se aplican en forma estática y se incrementan paso a paso hasta que se alcanza el desplazamiento de comportamiento en un punto característico, en este caso en el techo del edificio (δ_t), demandado por el sismo ó hasta que la estructura presente un mecanismo de falla. Las cargas laterales se determinan mediante la aplicación de la Norma Antisísmica COVENIN 1756-01.

El enfoque del diseño por desempeño de los muros está basado en tres diferentes niveles de desempeño presentados por Priestley y Kowalsky (1998): ocupación inmediata (sin daño en los elementos estructurales), control de daño (daño reparable de la estructura) y protección a la vida (estabilidad ante cargas verticales de modo que existan rutas de evacuación). El diseño final de los muros estructurales es basado por la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1753-85, y por expresiones de otros investigadores en el área.

El lenguaje de programación que se utilizó fue FORTRAN 90, el cual permitió una programación modular y estructurada del problema planteado.

ABSTRACT

In this work a computational tool was elaborated for the seismic analysis and design of buildings with structural walls, based on a non linear static analysis, using the basic concepts of the displacements analysis method and considering the feature presented by Lamar (1978) who identifies the expressions for the stiffness from each structural wall subjected to any state of seismic forces, taking into account the axial stiffness, the flexural stiffness and the torsional stiffness, characterized by the stresses derived from the displacements caused by this state of forces. In this work it is added the stiffness of the wall due to the shear effect that it was not taken into account in the mentioned formulation, because in a structure composed by structural walls it is important the effect of the shear force in their structural behavior.

The non linear static method used consists on determining the curve of capacity of the structure applying the technique of "Pushover", applying predetermined patterns of lateral loads to the structure. These lateral loads are statically applied and they are increased step to step until the maximum displacement is reached in a characteristic point, in this case in the roof of the building (δ_t) demanded by the earthquake or until the structure present a mechanism. The lateral loads are determined using the Venezuelan code.

The focus of the walls design is based on three recommend different performance levels as those presented by Priestley and Kowalsky (1998): immediate occupation (without damage in the structural elements), control of damage (repairable damage of the structure) and protection to the life (vertical loads stability so that evacuation routes can be available). The final design of the structural walls is based on Venezuelan code, and other investigator's expressions in the area.

The programming language used was FORTRAN 90, which allows a modular and structured programming of the outlined problem.

ÍNDICE

Agradecimientos.....	i
Resumen.....	ii
Índice.....	iii
Lista de Figuras.....	vi
Lista de Tablas.....	ix
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I	
CONCEPTOS BÁSICOS.....	3
1.1 Generalidades.....	3
1.2 Clasificación de los Muros Estructurales.....	3
1.2.1 Muros Aislados.....	5
1.2.2 Muros Acoplados.....	5
1.3 Secciones Transversales de los Muros Estructurales.....	6
1.4 Estructuración de los Muros Estructurales.....	7
1.4.1 Configuración en Planta.....	7
1.4.2 Configuración en Elevación.....	10
1.4.3 Requisitos Elementales de Estructuración.....	11
CAPITULO II	
MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	12
2.1 Generalidades.....	12
2.2 Método de Análisis de los Desplazamientos.....	12
2.3 Matriz de Rigidez.....	14
2.3.1 Matriz de Rigidez de los Muros Estructurales.....	14
2.3.2 Matriz de Rigidez de los Dinteles de Acoplamiento.....	21
2.3.3 Matriz de Rigidez Global de la Estructura.....	22
2.3.4 Ensamblaje de la Matriz de Rigidez de la Estructura.....	24
2.4 Método Estático Equivalente.....	29
2.4.1 Fuerza Cortante Basal.....	29
2.4.2 Distribución Vertical de la Fuerza Cortante Basal.....	30

2.4.3 Espectro de Diseño.....	33
2.5 Método de la Torsión Estática Equivalente.....	34
2.5.1 Momentos Torsores.....	34
2.6 Curva de Capacidad.....	38
2.6.1 Procedimiento de Análisis del Empujón.....	39
2.7 Modelo Histerético para Concreto Reforzado.....	40
2.8 Deformación Máxima y de Fluencia en los Muros Estructurales.....	41
2.9 Mecanismos de Falla.....	43
2.9.1 Comportamiento de los Muros Estructurales.....	44
2.9.2 Comportamiento de los Dinteles de Acoplamiento.....	44
2.10 Diseño por Desempeño.....	47
2.10.1 Bases del Diseño por Desempeño.....	47
2.10.2 Diseño por Desempeño de los Muros Estructurales.....	48
2.11 Criterios de Diseño de los Muros Estructurales.....	50
2.11.1 Resistencia a Flexión.....	50
2.11.2 Resistencia al Corte.....	51
2.11.3 Resistencia a Carga Axial.....	55
2.11.5 Miembros de Borde.....	56
2.11.6 Dinteles de Acoplamiento.....	59
CAPITULO III	
IMPLEMENTACIÓN NUMÉRICA.....	61
3.1 Generalidades.....	61
3.2 Sub-programas que Conforman el Procedimiento.....	62
3.2.1 Datos Generales.....	62
3.2.2 Datos Geométricos.....	65
3.2.3 Método Estático Equivalente (Traslación y Torsión).....	70
3.2.4 Análisis Sísmico de la Estructura.....	73
3.2.5 Método Paso a Paso (Pushover).....	80
3.2.6 Diseño Sísmico de la Estructura.....	88
3.2.7 Impresión de Resultados.....	90
CAPITULO IV	
EJEMPLOS DE APLICACIÓN.....	91
4.1 Generalidades.....	91

4.2 Resultados de la Incorporación del Efecto de Corte.....	91
4.3 Ejemplo 1.....	97
4.3.1 Descripción del Edificio.....	97
4.3.2 Procedimiento de Cálculo.....	99
4.3.3 Resultados del Análisis Sísmico.....	101
4.3.4 Resultados del Análisis Estático no Lineal Paso a Paso.....	104
4.4 Ejemplo 2.....	117
4.4.1 Descripción del Edificio.....	117
4.4.2 Procedimiento de Cálculo.....	119
4.4.3 Resultados del Análisis Sísmico.....	121
4.4.4 Resultados del Análisis Estático no Lineal Paso a Paso.....	123
CONCLUSIÓN.....	126
RECOMENDACIONES.....	128
APÉNDICE A	
Formulaciones Matemáticas.....	130
A.1 Muros Estructurales.....	130
A.2 Dinteles de Acoplamiento.....	133
A.3 Ejemplo Ilustrativo.....	134
BIBLIOGRAFÍA.....	141

LISTA DE FIGURAS

Fig.	Título	Pág.
1.1	Muros Aislados.....	4
1.2	Muros Acoplados.....	5
1.3	Sistemas Duales.....	6
1.4	Secciones Comunes de los Muros Estructurales.....	7
1.5	Distribución de los Muros Estructurales en el Plano.....	8
1.6	Estabilidad Torsional Inelástica en el Plano.....	9
1.7	Estructuración del Hotel Macuto Sheraton en Caraballeda.....	10
2.1	Coordenadas Locales de los Muros Estructurales.....	14
2.2	Muro Estructural Doblemente Empotrado.....	18
2.3	Coordenadas de los Dinteles de Acoplamiento.....	21
2.4	Coordenadas en el Diafragma i	22
2.5	Elemento del Muro Estructural entre los Diafragmas $i-1$ e i	25
2.6	Dintel de Acoplamiento en el Nivel i	26
2.7	Geometría de la Forma General de una Pared del Muro Estructural.....	28
2.8	Distribución de la Fuerza Cortante Basal en cada Nivel i	31
2.9	Centro de Masa Vs. Centro de Cortante.....	32
2.10	Espectros de Diseño.....	34
2.11	Centro de Cortante Vs. Centro de Rigidez.....	36
2.12	Centro de Rigidez Vs. Centro de Masa.....	35
2.13	Centro de Rigidez Vs. Centro de Cortante.....	38
2.14	Curva de Capacidad.....	38
2.15	Modelo Histerético para Concreto Reforzado.....	40
2.16	Fundamentos de la Propuesta de Diseño de Priestley (2000).....	43
2.17	Modos de Falla de los Muros Esbeltos.....	45
2.18	Modos de Falla de los Muros Bajos.....	46
2.19	Objetivos de Comportamiento, adaptada de Vision 2000, S.E.A.O.C (1995).....	48
2.20	Distribución del Refuerzo en Muros Estructurales.....	56
2.21	Área de Concreto de un Miembro de Borde.....	58
2.22	Distribución del Refuerzo en Dinteles de Acoplamiento.....	60

3.1	Diagrama de Flujo del Programa Menú Principal.....	63
3.2	Diagrama de Flujo del Sub-programa Datos Generales.....	64
3.3	Diagrama de Flujo del Sub-programa Datos Geométricos.....	65
3.4	Elementos de la Sección Transversal del Muro Estructural.....	66
3.5	Numeración de las Paredes de la Sección Transversal del Muro Estructural..	67
3.6	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Propiedades de los Muros Estructurales.	68
3.7	Elementos de la Sección Transversal del Dintel de Acoplamiento.....	69
3.8	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Propiedades de los Dinteles de Acoplamiento.....	69
3.9	Diagrama de Flujo del Sub-programa Método Estático Equivalente.....	71
3.10	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Análisis de Carga.....	72
3.11	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Espectro de Diseño.....	72
3.12	Diagrama de Flujo del Sub-programa Análisis Sísmico de la Estructura.....	73
3.13	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Matriz de Rigidez Local de los Miembros.....	76
3.14	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Matriz de Rigidez Global de la Estructura.....	77
3.15	Diagrama de Flujo de la Sub rutina Deformaciones de la Estructura.....	78
3.16	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Solicitaciones de la Estructura.....	79
3.17	Diagrama de Flujo del Sub-programa Método Paso a Paso (Pushover).....	82
3.18	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Capacidad de la Estructura.....	85
3.19	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Parámetro de Degradación de Rigidez de los Muros Estructurales.....	86
3.20	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Degradación de Rigidez de los Muros Estructurales.....	87
3.21	Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Degradación de Rigidez de los Dinteles de Acoplamiento.....	87
3.22	Diagrama de Flujo del Sub-programa Diseño Sísmico de la Estructura.....	89
3.23	Diagrama de Flujo del Sub-programa Salida de Resultados.....	90
4.1	Geometría en Planta de los Muros Estructurales.....	92
4.2	Desplazamientos Globales de la Estructura.....	94
4.3	Fuerza Cortante en el eje “x”.....	95
4.4	Fuerza Cortante en el eje “y”.....	95

4.5	Momento Flector en el eje “x”.....	96
4.6	Momento Flector en el eje “y”.....	96
4.7	Fuerza Axial en el eje “z”.....	96
4.8	Bimomento.....	97
4.9	Geometría del Edificio, ejemplo 1.....	98
4.10	Identificación de los Miembros de la Estructura, ejemplo 1.....	99
4.11	Desplazamientos en las Direcciones “x”e“y”,100% “x”y30% “y”,ejemplo 1...	103
4.12	Desplazamientos en las Direcciones “x”e“y”,30% “x”y100% “y”,ejemplo 1...	104
4.13	Distribución de las Rótulas Plásticas, 100% “x” y 30% “y”, para 2 Niveles, ejemplo 1.....	110
4.14	Distribución de las Rótulas Plásticas, 100% “x” y 30% “y”, para 4 Niveles, ejemplo 1.....	111
4.15	Distribución de las Rótulas Plásticas, 100% “x” y 30% “y”, para 6 Niveles, ejemplo 1.....	112
4.16	Distribución de las Rótulas Plásticas, 100% “x” y 30% “y”, para 8 Niveles, ejemplo 1.....	113
4.17	Curvas de Capacidad y sus Tendencias, 100% “x” y 30% “y”, ejemplo 1.....	115
4.18	Curvas de Capacidad y sus Tendencias, 30% “x” y 100% “y”, ejemplo 1.....	115
4.19	Distribución de las Rótulas Plásticas, 30% “x” y 100% “y”, para 2 Niveles, ejemplo 1.....	117
4.20	Geometría del Edificio, ejemplo 2.....	118
4.21	Identificación de los Miembros de la Estructura, ejemplo 2.....	119
4.22	Desplazamientos en las Direcciones “x”e“y”,100% “x”y30% “y”,ejemplo 2...	122
4.23	Desplazamientos en las Direcciones “x”e“y”,30% “x”y100% “y”,ejemplo 2...	123
4.24	Curvas de Capacidad y sus Tendencias, 100% “x” y 30% “y”, ejemplo 2.....	125
4.25	Curvas de Capacidad y sus Tendencias, 30% “x” y 100% “y”, ejemplo 2.....	125
A.1	Geometría de la Pared del Muro Estructural.....	130
A.2	Geometría de la Sección del Dintel de Acoplamiento.....	133
A.3	Geometría en Planta de los Muros Estructurales.....	134
A.4	Coordenadas de los Nodos de los Miembros.....	135
A.5	Geometría en Planta del Muro 1.....	136
A.6	Geometría en Planta del Muro 2.....	138

LISTA DE TABLAS

Tabla	Título	Pág.
(2.1)	Valores para Niveles de Desempeño propuestos por Prietley (2000).....	49
(2.2)	Valores Límites de $\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$	49
(2.3)	Condiciones para obviar Miembros de Borde.....	56
(4.1)	Propiedades Geométricas, Mecánicas, Estáticas y Sectoriales de los Muros Estructurales.....	93
(4.2)	Coeficientes por Flexión y Corte, para los Muros Estructural.....	93
(4.3)	Desplazamientos Globales de la Estructura.....	94
(4.4)	Propiedades Geométricas, Mecánicas, Estáticas y Sectoriales de los Muros Estructurales, ejemplo1.....	100
(4.5)	Propiedades Geométricas, Mecánicas y Estáticas de los Dinteles de Acoplamiento, ejemplo 1.....	100
(4.6)	Coeficientes Sísmicos, ejemplo 1.....	101
(4.7)	Fuerzas y Momentos Torsores Sísmicos, ejemplo 1.....	103
(4.8)	Desplazamiento Máximo en el Techo, ejemplo 1.....	104
(4.9)	Factores de Degradación de Rigidez, ejemplo 1.....	105
(4.10)	Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 2 Niveles, ejemplo 1.....	106
(4.11)	Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 4 Niveles, ejemplo 1.....	107
(4.12)	Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 6 Niveles, ejemplo 1.....	108
(4.13)	Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 8 Niveles, ejemplo 1.....	110
(4.14)	Distribución de las Rótulas Plásticas, 30%“x” y 100%“y”, para 2 Niveles, ejemplo 1.....	116
(4.15)	Propiedades Geométricas, Mecánicas, Estáticas y Sectoriales de los Muros Estructurales, ejemplo 2.....	120
(4.16)	Propiedades Geométricas, Mecánicas y Estáticas de los Dinteles de Acoplamiento, ejemplo 2.....	120

(4.17)	Coeficientes Sísmicos, ejemplo 2.....	121
(4.18)	Fuerzas y Momentos Torsores Sísmicos, ejemplo 2.....	122
(4.19)	Desplazamiento Máximo en el Techo, ejemplo 2.....	123
(4.20)	Factores de Degradación de Rigidez, ejemplo 2.....	124
(A.1)	Datos Geométricos del Muro 1.....	135
(A.2)	Datos Geométricos del Muro 2.....	135
(A.3)	Datos Geométricos del Dintel 1.....	135

INTRODUCCIÓN

Desde hace tiempo se ha reconocido la gran utilidad de los muros estructurales en la estructuración de edificios de varios niveles por su gran resistencia a las fuerzas laterales producidas por sismos intensos. Estos muros se han denominado muros de corte debido a que absorben gran parte de la fuerza lateral producto del cortante basal, aunque este nombre no es muy apropiado porque tiende a confundir solamente con la resistencia a corte, lo cual no es cierto, ya que los muros están expuestos a efectos de corte y flexión, por lo que lo denominaremos muros estructurales. Los muros estructurales de concreto armado macizos son de sección constante, aislados y algunos de ellos alineados, acoplados por medio de losas y dinteles, a la altura de entresijos. En este caso, se puede utilizar para su construcción ciertos tipos de moldes de encofrado, que ahorran tiempo y facilitan la construcción de la estructura este es el caso del sistema estructural tipo “túnel” ampliamente utilizado en nuestro país.

Se han hecho numerosos estudios para el análisis de muros estructurales usando el método de los desplazamientos, por medio de métodos matriciales, gracias al desarrollo de los computadores de gran capacidad de cálculo. Básicamente, el método de los desplazamientos se basa en la matriz de rigidez elástica de los muros. En este sentido podemos citar el trabajo de Lamar (1978), quien desarrolla la matriz de rigidez de un miembro sometido a torsión no uniforme incorporándolo al efecto por fuerza longitudinal y flexión. Paga (1988), demostró que la influencia de la torsión uniforme en los muros es muy significativa, especialmente en edificaciones altas. Montilla (1995), incorporó a la constante torsional el efecto del alabeo secundario, cuyo efecto determina la magnitud real de los esfuerzos normales y cortantes en la sección. En este trabajo de investigación incorporamos el efecto de corte que no fue tomado en cuenta por los autores mencionados.

El objetivo general de esta tesis es de desarrollar un procedimiento simplificado de análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios construidos con muros estructurales, basándose en el método de análisis estático no lineal paso a paso, evaluando el comportamiento sísmico de la estructura en tres dimensiones (3D), empujando a la estructura del edificio en dos direcciones ortogonales simultáneamente. Dado que en el procedimiento de análisis estático no lineal tridimensional se presentan gran cantidad de cálculos numéricos se elaboró una herramienta para el desarrollo computacional

particular para este tipo de estructuras, que considera los modelos de comportamiento sísmico evaluando diferentes niveles de desempeño de los muros estructurales.

Por otro lado, se evalúa la incorporación del efecto de corte en la matriz de rigidez de los muros estructurales como aporte de este concepto a la evaluación completa del análisis sísmico de los mismos.

Este trabajo de investigación consta de cuatro partes principales, la primera de ellas consiste de una revisión bibliográfica de los conceptos básicos de los muros estructurales, su clasificación y estructuración.

En el segundo capítulo se desarrolla las formulaciones empleadas en el desarrollo del análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios construidos con muros estructurales, comenzando con el método de los desplazamientos definiendo la matriz de rigidez elástica de los muros estructurales, seguidamente el método estático equivalente de la norma sismorresistente venezolana aplicada para este tipo de estructuras y finalmente se desarrolla todo el proceso del método del empujón para obtener la curva de capacidad de la estructura para luego diseñar bajo consideraciones de los códigos.

En el tercer capítulo se describe la herramienta computacional desarrollada en esta investigación, en el que se presenta la implementación numérica del método de análisis estático no lineal tridimensional paso a paso y del diseño sísmico por desempeño, propuesto para este tipo de estructuras. Adicionalmente, se presentan los diagramas de flujo de todos los sub-programas que componen el programa general.

En el último capítulo se presentan varios ejemplos numéricos de estructuras regulares de muros estructurales calculados con el programa propuesto para ilustrar la aplicabilidad del método desarrollado discutiéndose los resultados.

Por último se presentan algunas conclusiones y recomendaciones referidas al análisis y diseño de edificios de muros estructurales una vez finalizado el proceso de investigación.

CAPITULO I

CONCEPTOS BÁSICOS

1.1 Generalidades

Los muros estructurales de concreto armado son elementos muy eficientes para resistir efectos sísmicos en los edificios, por su gran rigidez y capacidad a cargas laterales.

El propósito principal en la contribución consecuente de muros en la estructuración de un edificio es a menudo el de resistir fuerzas laterales, optimizando la resistencia sísmica, debido a la gran ventaja con respecto a su ubicación idéntica o similar en las áreas de piso en todos los niveles, como en el caso de construcciones de hoteles o edificios de apartamentos. Además, los muros estructurales pueden ser utilizados no solamente para soportar cargas laterales sino también para soportar cargas verticales.

1.2 Clasificación de los Muros Estructurales

Existen diferentes sistemas de muros estructurales, cuyo comportamiento depende de su relación de esbeltez, de la distribución de sus rigideces en planta y en altura y de la magnitud de las cargas laterales y de gravedad que estos deben soportar. Estos sistemas pueden usarse como muros aislados los cuales pueden estar ubicados en la zona exterior de los edificios o formando núcleos rígidos, como muros acoplados mediante vigas de gran peralte con respecto a su longitud (dinteles), o bien interactuando con pórticos como sistemas duales.

1.2.1 Muros Aislados

Los muros estructurales aislados son aquellos que resisten las cargas actuantes tanto laterales como verticales en forma independiente, sin interacción con ningún otro muro o elemento estructural. De acuerdo a su relación de aspecto definida como el cociente entre la altura del muro y la mayor dimensión del muro en la base pueden ser: muros estructurales esbeltos ó muros estructurales bajos.

1.2.1.1 Muros Esbeltos

Los muros estructurales esbeltos se caracterizan por su relación altura/longitud mayor que dos (2), tienen un comportamiento similar a una viga en voladizo vertical empotrado en su base, ver Fig.1.1(a). Para estos tipos de muros, se supone que tienen suficiente ductilidad a flexión, la cual se alcanza principalmente por rotaciones inelásticas al producirse la cedencia del acero a tracción, ubicadas generalmente en el nivel de la base.

1.2.1.2 Muros Bajos

Los muros estructurales bajos se caracterizan por su relación altura/longitud menor que dos (2), donde se considera que el muro no tiene comportamiento dúctil en flexión, sino que su comportamiento esta dominado por el corte, estos serian los verdaderos muros de corte, ver Fig.1.1(b).

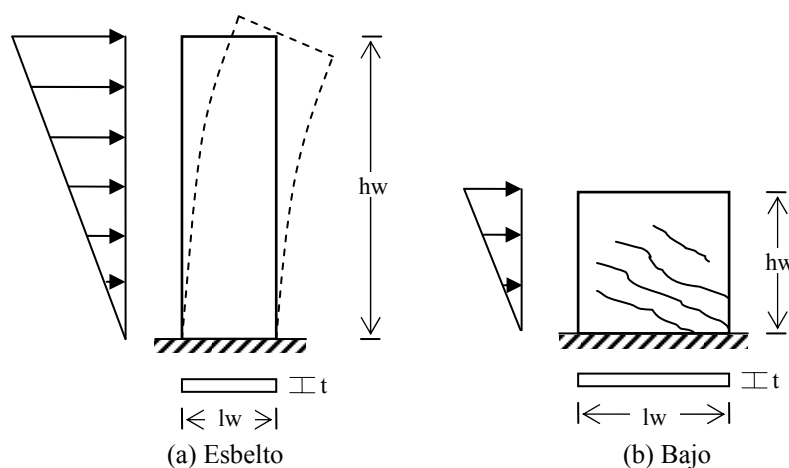


Fig.1.1 Muros Aislados.

1.2.2 Muros Acoplados

Habitualmente por razones funcionales los muros estructurales presentan en toda su altura aberturas de puertas, ventanas y accesos de áreas de servicio, las cuales conviene estén distribuidas uniformemente. Estas aberturas configuran un sistema integrado por dos muros aislados unidos por medio de vigas de gran peralte con respecto a su longitud, dinteles o simplemente vigas de acoplamiento, las cuales están sometidas simultáneamente a la acción de momentos flectores y de fuerzas cortantes, ver Fig.1.2.

Según Park y Paulay (1978), el comportamiento de este sistema bajo cargas laterales, es considerablemente mejor que el formado por muros aislados, debido fundamentalmente a que en sistemas diseñados adecuadamente, la secuencia de formación de rótulas plásticas comienza en las vigas de acoplamiento, debido principalmente a su rigidez intermedia, pasando posteriormente a los muros sometidos a tracción y finalmente el mecanismo se producirá al formarse la última articulación plástica en los muros sometidos a compresión. De esta manera, en movimientos sísmicos de mediana intensidad es deseable que las rótulas plásticas se formen en las vigas de acoplamiento, ya que no compromete la estabilidad de la estructura para resistir las cargas verticales, además de ser más fáciles de reparar que los muros.

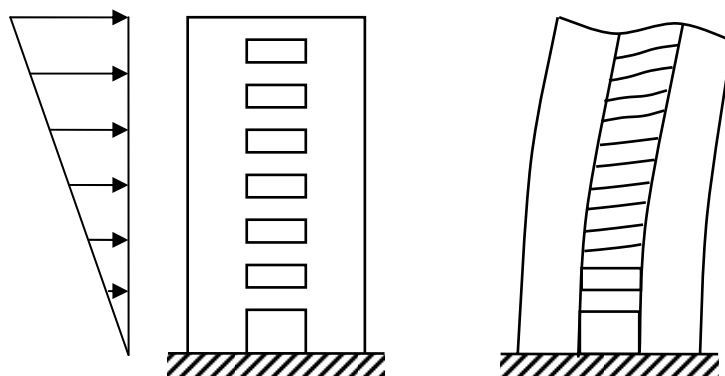


Fig.1.2 Muros Acoplados.

El mecanismo de disipación de energía de muros acoplados es similar al mecanismo de pórticos de varios pisos constituidos por columnas fuertes y vigas débiles, el que supone que todas las vigas se plastifican en sus extremos y los muros en la base, permaneciendo el resto de los muros elástico en toda su altura debido a que los éstos son mucho más resistentes que las vigas de acoplamiento.

1.2.3 Sistemas Duales

Los sistemas duales representan la combinación de muros estructurales con pórticos dúctiles, en el cual ambos sistemas interactúan eficientemente para satisfacer las provisiones de cargas laterales limitando la desplazabilidad de los entrepisos, y controlando los daños en la estructura, y donde los muros estructurales tienen como función principal aumentar la rigidez de la estructura ante carga lateral. Las Fig.1.3 (b y c), muestran las deformaciones ante carga lateral de un pórtico y de un muro aislado, actuando cada uno por separado. Tanto el muro estructural como el pórtico forman parte de la misma estructura (trabajan como una sola unidad), y ambos experimentan modificaciones en sus desplazamientos apareciendo cargas que obligan a los dos sistemas a deformarse de la misma manera como se indica en la Fig.1.3 (d). En efecto, quien gobierne el comportamiento dependerá de la rigidez de cada uno de los sistemas, es decir si el muro es mucho más rígido que el pórtico, éste tiende a desplazarse más que el muro, pero si ocurre lo contrario, el muro tratará de acomodarse a las deformaciones del pórtico e inclusive cambiando la curvatura de su extremo superior.

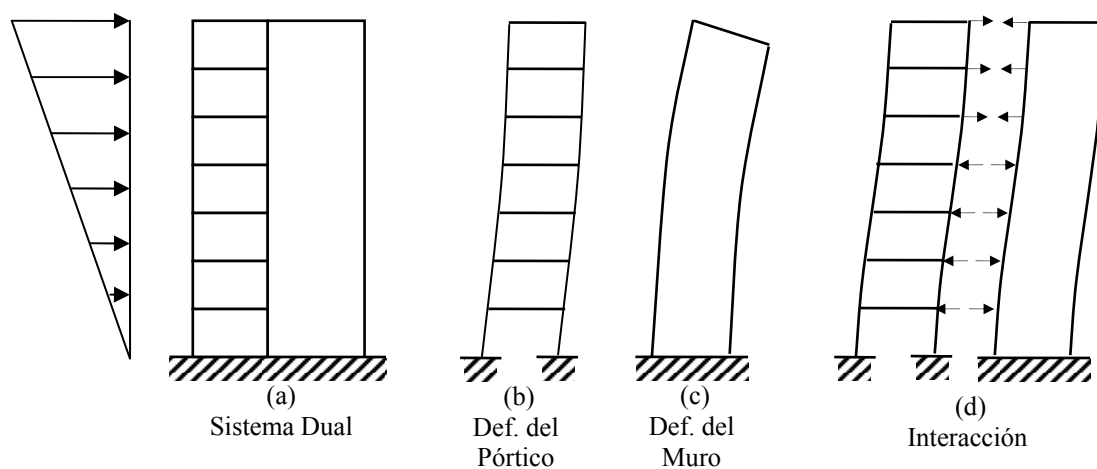


Fig.1.3 Sistemas Duales.

1.3 Secciones Transversales de los Muros Estructurales

Los muros estructurales tienen diversas secciones transversales, algunas formas típicas se muestran en la Fig.1.4. Los espesores de los muros son determinados por requisitos mínimos normativos para asegurar la estabilidad ante la debilidad al pandeo; aunque este aspecto no se considera crítico en el diseño es importante su determinación.

Según la Norma COVENIN (1756-85) Art.14, el espesor mínimo del alma de un muro estructural no será menor que 10cm, ni $h_w/25$, ni $l_w/25$ (el mayor de los valores).

Los muros estructurales pueden estar conformados por una sola pared, ver Fig.1.4(a), en el que se acoplan elementos de borde para dar mayor resistencia y estabilidad contra el volcamiento. Las dimensiones de estos elementos dependen de la capacidad del muro a las fuerzas sísmicas impuestas. Asimismo, los muros pueden estar conformados por un conjunto de varias paredes, ver Fig.1.4 (b), donde la forma de su sección transversal dependerá del diseñador, tomando en cuenta su estabilidad y resistencia con respecto a la distribución de las mismas y a su vez a su estructuración en planta.

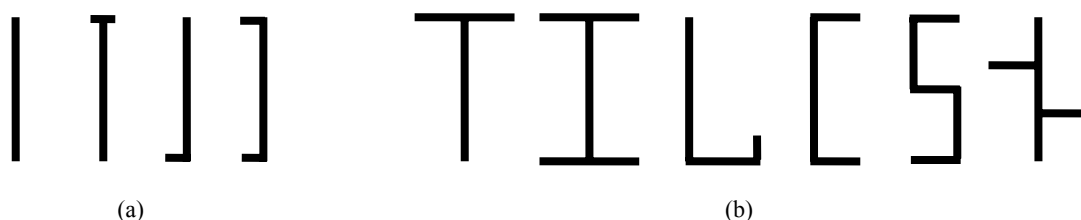


Fig.1.4 Secciones Comunes de los Muros Estructurales.

1.4 Estructuración de los Muros Estructurales

1.4.1 Configuración en Planta

Para que los edificios puedan presentar un buen desempeño sísmico, los muros estructurales deben distribuirse uniformemente en las dos direcciones ortogonales, además, deben poseer suficiente rigidez para resistir las cargas laterales inducidas por el sismo. Según Paulay y Priestley (1992), para facilitar la solución de varios problemas que se presentan en el diseño de muros estructurales, se debe establecer una buena estructuración en términos de configuraciones geométricas.

1.4.1.1 Estrategias en la Localización de los Muros Estructurales

Los muros individuales pueden estar sujetos a desplazamientos axiales, traslacionales y torsionales. El grado en el cual un muro contribuye a la resistencia de momentos de volcamiento, fuerzas de corte de piso y torsión de piso dependen de su configuración geométrica, orientación y localización en el plano del edificio.

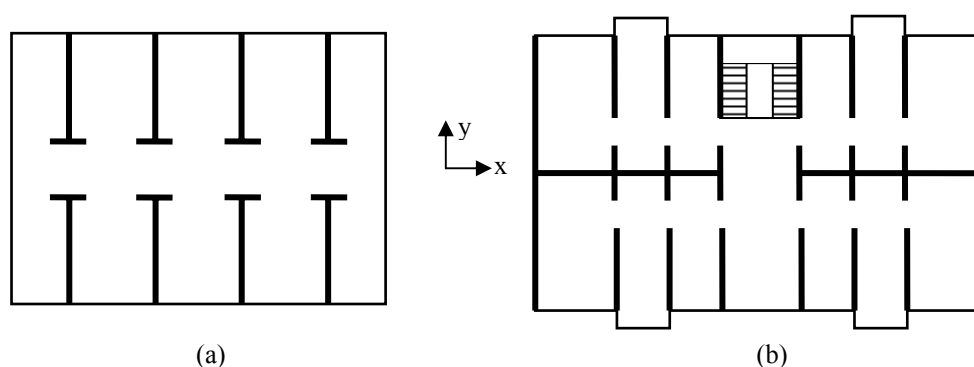


Fig.1.5 Distribución de los Muros Estructurales en el Plano.

Los diseñadores estructurales deberán distribuir los muros estructurales en orden de optimizar la resistencia sísmica de la estructura, con relación a los aspectos en simetría de rigidez, estabilidad torsional y capacidad disponible de volcamiento en las fundaciones. La estrategia en la distribución es que se desee que las deformaciones inelásticas se distribuyan uniformemente sobre el plano entero de el edificio y no permitiendo que se concentren solamente en pocos muros. El último caso conduce a la falta de aprovechamiento de algunos muros, mientras que otros pudieran ser sujetos a excesiva demanda de ductilidad.

La Fig.1.5, muestra algunos arreglos típicos de muros estructurales en edificios. La configuración mostrada en la Fig.1.5 (a) es inadecuada, puesto que tiene la mayoría de las paredes alineadas en una sola dirección “x”, por lo que en la otra dirección la resistencia a cargas laterales es mínima. Por lo contrario, la configuración de la Fig.1.5 (b) numerosos muros con longitudes adecuadas, pueden proporcionar grandes resistencias durante el sismo en la dirección “y”, mientras que la fuerza lateral en la dirección “x” será resistida por los dos muros centrales, los cuales son conectados al final de los muros en forma de sección de T.

En general, la solución ideal es disponer de longitudes adecuadas de muros alineados en las dos direcciones ortogonales, debido a que la predominancia de los efectos sísmicos, se basa convenientemente en la relación entre la suma de las áreas efectivas de la sección transversal de todos los muros en una de las direcciones principales y el área total del piso.

1.4.1.2 Estabilidad Torsional

Para evitar los desplazamientos excesivos en los componentes que resisten fuerza lateral ubicados en las posiciones extremas dentro del plano del edificio, deben minimizarse los efectos torsionales. Esto se logra disminuyendo la distancia entre el centro de masa (CM), donde las fuerzas horizontales debidas al sismo son aplicables, y el centro de rigidez (CR), donde pasa teóricamente el eje de rotación en función de las rigideces del mismo, cuya distancia se le conoce como excentricidad.

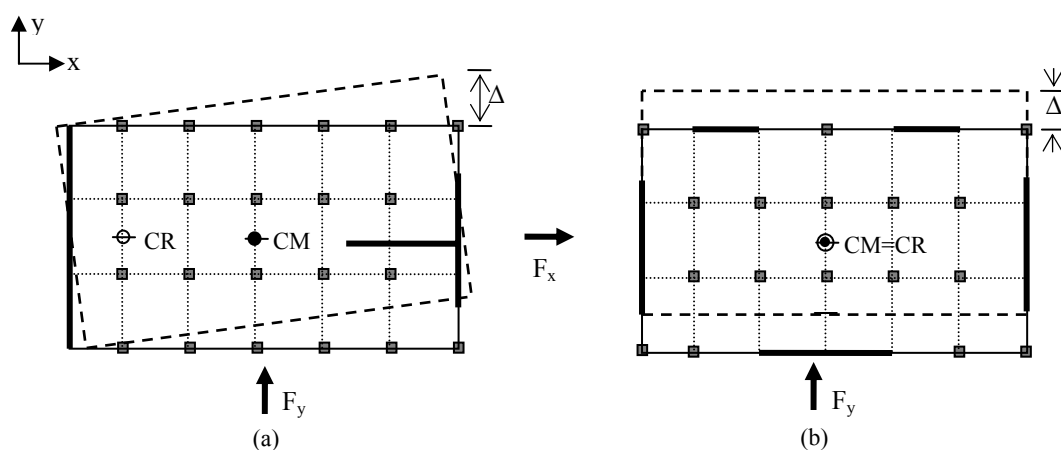


Fig.1.6 Estabilidad Torsional Inelástica en el Plano.

La Fig.1.6, muestra el problema de la estabilidad torsional en el rango no lineal, donde la fuerza horizontal F_x actúa en el centro de gravedad o centro de masas (CM), donde ambos sistemas son resistidos según la dirección longitudinal “x”, aún si existen excentricidades en la misma dirección. Mientras que para un sismo en la dirección transversal “y”, el comportamiento en ambos sistemas es diferente, en la Fig.1.6 (a) no se puede asegurar que los dos muros extremos fluyan simultáneamente debido a las distribuciones de masa y rigidez, causando una rotación producida por la excentricidad entre el centro de masas (CM) y centro de rigideces (CR), en contraste en la Fig.1.6 (b) en la que la fuerza no produce rotaciones ya que el centro de masas (CM) coincide con el centro de rigideces (CR).

Es importante, que el edificio posea un sistema estructural que proporcione rigidez y resistencia en las dos direcciones ortogonales, para que sea capaz de soportar los efectos sísmicos en cualquier dirección.

1.4.2 Configuración en Elevación

Los cambios bruscos de rigidez y resistencia con la altura llevan a diversos problemas en la estabilidad de una estructura sometida a sismos severos. Casos como la interrupción de elementos muy rígidos a partir de cierta altura produciría una concentración de solicitaciones en el piso inmediatamente superior semejante a cuando las secciones de las columnas en los pórticos se reducen drásticamente en los pisos superiores. La causa más frecuente de irregularidad en elevación del sistema estructural es la que se denomina “planta baja débil”, producidas frecuentemente por espacios libres, en que se opta por eliminar en ese nivel los muros de carga produciendo una discontinuidad marcada de rigideces, lo que trae como consecuencia la concentración de la disipación inelástica de energía, donde no participarían los pisos superiores los cuales permanecerían esencialmente en su intervalo elástico no lineal y la no adecuada transmisión de las cargas verticales a las fundaciones, ver Fig.1.17.

La esbeltez excesiva de los edificios también puede provocar la inestabilidad de la estructura, provocando volcamiento, inestabilidad en la estructura (efectos $P-\Delta$), y transmisión de fuerzas muy elevadas a las fundaciones y al subsuelo, además se tornan significativos los efectos de los modos superiores de vibración. Según la Norma Venezolana la estructura se considera regular cuando $H/L < 4$, donde H y L son la altura y base total del edificio, respectivamente. Asimismo, los cambios violentos en la geometría en la elevación del edificio pueden provocar concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos y amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio.

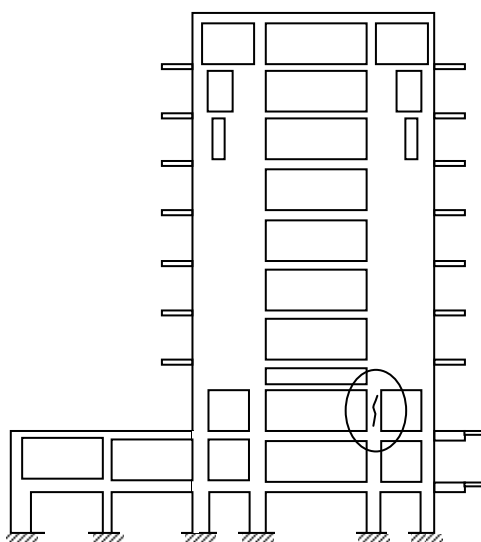


Fig.1.7 Estructuración del Hotel Macuto Sheraton en Caraballeda.

Experiencia de este comportamiento dejó el sismo de Caracas (1967), en el edificio del Hotel Macuto Sheraton, el cual sufrió serios daños en una hilera de columnas del tercer piso, debido a que los muros transmitieron grandes fuerzas axiales a esas columnas durante el volcamiento de los mismos mientras sucedía el movimiento sísmico, formándose una discontinuidad de rigidez y resistencia, ver Fig.1.7.

1.4.3 Requisitos Elementales de Estructuración

Los aspectos mas importantes que se deben considerar para escoger la ubicación de muros estructurales resistentes a fuerzas laterales son los siguientes:

- a. La estructura del edificio debe ser simétrica a lo largo de cada eje del plano principal, con respecto a la rigidez lateral y distribución de masa, para evitar grandes excentricidades que produzca vibraciones torsionales del edificio.
- b. Un número suficiente de muros estructurales, con aproximadamente la misma área de sección transversal y rigidez, deben proporcionarse en cada dirección del edificio, para que sea capaz de resistir los efectos sísmicos en dos direcciones ortogonales.
- c. Para la mejor resistencia torsional en planta, es conveniente que los muros sean ubicados en la periferia del edificio y no en el núcleo central, para hacer frente a las posibles torsiones accidentales.
- d. Se deben evitar discontinuidades en los muros estructurales tanto en planta como en elevación para evitar las altas concentraciones de esfuerzos de corte y torsión.

CAPITULO II

MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

2.1 Generalidades

El método estático no lineal consiste en construir la curva de capacidad de la estructura usando la técnica del método del empujón. Esta se calcula aplicando patrones predeterminados de cargas laterales a la estructura. Estas cargas laterales se aplican en forma estática y van incrementándose paso a paso hasta que se alcanza el desplazamiento de comportamiento en el techo del edificio (δ_t), demandado por el sismo ó hasta que la estructura presente un mecanismo de falla.

En este método los desplazamientos y las fuerzas internas en los elementos estructurales se determinan mediante un análisis de la estructura sujeta a la acción de cargas estáticas aplicadas en los centros de masa de cada piso. La magnitud y sentido de estas cargas se obtienen de la aplicación de fórmulas sencillas que incorporan de manera simplificada algunas propiedades dinámicas de la estructura. Debido a esa simplificación el método estático está limitado a estructuras que satisfagan ciertas condiciones de regularidad.

2.2 Método de Análisis de los Desplazamientos

Para estructuras de edificios es adecuado, en la gran mayoría de los casos, usar el método de análisis de los desplazamientos, denominado también el método de rigideces, el cual se puede extender fácilmente para incluir sistemas a base de muros. En el método de los desplazamientos, se utiliza el concepto de grado de libertad, por la posibilidad que tiene un nodo cualquiera a moverse de forma independiente, en determinada dirección. El

coeficiente de rigidez k , referido al grado de libertad d , es la fuerza o momento que se necesita aplicar a la estructura en la dirección del grado de libertad para que se produzca un desplazamiento unitario en la misma dirección.

Lamar (1978), presenta un análisis estático por el método de los desplazamientos de estructuras de edificios constituidas por diafragmas horizontales y muros verticales de paredes delgadas y de sección transversal abierta, los cuales están unidos por dinteles a nivel de los diafragmas.

El problema es regido por la ecuación de rigidez directa, el cual es conocido como el método de los desplazamientos

$$[K] * \{D\} = \{P\} \quad (2.1)$$

donde; $[K]$: Matriz de rigidez de la estructura en coordenadas globales.

$\{D\}$: Vector de desplazamientos globales de la estructura.

$\{P\}$: Vector de cargas generalizadas.

Una vez resuelta esta ecuación para los desplazamientos globales de la estructura, se determinan las deformaciones y las fuerzas actuantes en cada miembro, por la ecuación

$$[k] * \{d\} = \{p\} \quad (2.2)$$

siendo,

$$\{d\} = [T_1] * [T_2] * \{D\} \quad (2.3)$$

donde; $[k]$: Matriz de rigidez local del miembro en coordenadas locales.

$\{d\}$: Vector de desplazamientos locales del miembro.

$\{p\}$: Vector de fuerzas.

$[T_1]$, $[T_2]$: Matrices de transformación.

2.3 Matriz de Rigidez

2.3.1 Matriz de Rigidez de los Muros Estructurales

Para la deducción de la matriz de rigidez de un miembro sometido a cualquier estado de fuerzas se debe considerar la rigidez axial, a flexión y a torsional caracterizados por los esfuerzos derivados mediante los desplazamientos provocados por dicho estado de fuerzas, además se debe incorporar el efecto a corte, ya que los sistemas de edificaciones con muros estructurales resisten gran parte de la fuerza sísmica, y esto es debido principalmente por su gran rigidez a cortante. La Fig.2.1, muestra un miembro de paredes delgadas con las coordenadas locales que definen el estado de deformación y las solicitaciones más generales, sometido a cualquier estado de fuerzas.

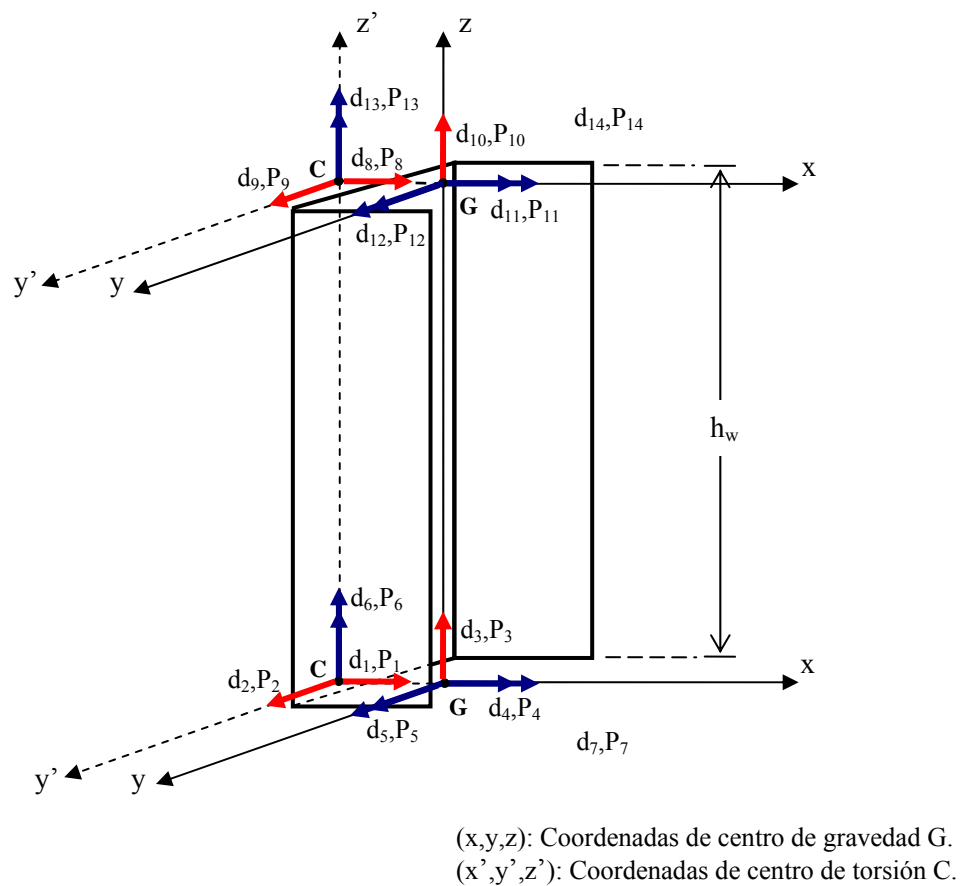


Fig.2.1 Coordenadas Locales de los Muros Estructurales.

Las coordenadas locales que se representan en el estado de deformación son
 En la sección inferior, cuando $z = 0$:

d_1, d_2 : Componentes de desplazamientos del centro de torsión C, en direcciones paralelas a los ejes coordenados Gx y Gy.

d_3 : Componente del desplazamiento del centro de gravedad G, en dirección según el eje coordenado Gz.

d_4, d_5 : Componentes de rotaciones de la sección alrededor de los ejes Gx, y Gy.

d_6 : Componente de rotación de la sección alrededor de un eje paralelo al eje Gz, que pase por el centro de torsión C.

d_7 : Derivada del ángulo de torsión de la sección (torsión por flexión).

Las coordenadas que representan las sollicitaciones correspondientes a dichas deformaciones son

En la sección inferior, cuando $z = 0$:

P_1, P_2 : Fuerzas de corte del centro de torsión C, en direcciones paralelas a los ejes coordenados Gx y Gy.

P_3 : Fuerza axial aplicada en el centro de gravedad G.

P_4, P_5 : Momentos de flexión alrededor de los ejes Gx y Gy.

P_6 : Momento de torsión de la sección.

P_7 : Bimomento.

Es llamado bimomento al momento de momentos, “Momento de alabeo” por alabearse las secciones cuando ocurre torsión por flexión, que resulta de la flexión en sentido opuesto de los componentes de la sección y está acompañada básicamente por esfuerzos normales.

$$B_w = M.e \quad (2.4)$$

donde, B_w es el bimomento, M es el momento flexionante y e representa la excentricidad de la línea de acción de la resultante de cargas laterales, respecto al centro de torsión en la sección.

Para la sección superior del miembro, cuando $z = L$, las componentes de las coordenadas de los desplazamientos d_8 a d_{14} , y las fuerzas P_8 a P_{14} representan las mismas características anteriores, pero referidas a la sección superior.

La matriz de rigidez del miembro, de acuerdo con las coordenadas locales, se tiene

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

donde, cada una de las submatrices vienen dadas por

$$[k_{11}] = \begin{bmatrix} \frac{12 E I_y}{h_w^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6 E I_y}{h_w^2} & 0 & 0 \\ & \frac{12 E I_x}{h_w^3} & 0 & -\frac{6 E I_x}{h_w^2} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{E A t}{h_w} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{E I_x}{h_w} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & \frac{E I_y}{h_w} & 0 & 0 \\ & & & & & \frac{12 E I_w C t_1}{h_w^3} & \frac{6 E I_w C t_2}{h_w^2} \\ & & & & & & \frac{4 E I_w C t_3}{h_w} \end{bmatrix} \quad (2.6a)$$

(Simetrica)

$$[k_{12}] = \begin{bmatrix} -\frac{12 E I_y}{h_w^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6 E I_y}{h_w^2} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 E I_x}{h_w^3} & 0 & -\frac{6 E I_x}{h_w^2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{E A t}{h_w} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6 E I_x}{h_w^2} & 0 & \frac{E I_x}{h_w} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{6 E I_y}{h_w^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{E I_y}{h_w} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{12 E I_w C t_1}{h_w^3} & \frac{6 E I_w C t_2}{h_w^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6 E I_w C t_2}{h_w^2} & \frac{2 E I_w C t_4}{h_w} \end{bmatrix} \quad (2.6b)$$

La submatriz k_{22} es igual a k_{11} excepto por un cambio de signo en los términos fuera de la diagonal principal; y k_{21} es la transpuesta de k_{12} .

Donde,

E: Módulo de elasticidad del material.

G: Módulo de elasticidad transversal del material.

I_x, I_y : Momentos de inercia de la sección transversal, alrededor de los ejes x e y.

At: Área total de la sección transversal del muro.

I_w : Momento de inercia sectorial del muro, asociado con la torsión no uniforme.

Ct_i : Torsión uniforme de Saint-Venant.

h_w : Longitud del muro entre dos niveles consecutivos.

Paga (1988), demostró el efecto de la torsión uniforme de los muros estructurales, mediante los coeficientes Ct_i , los cuales representan la torsión de Saint-Venant dados por

$$\begin{aligned} Ct_1 &= \frac{\Gamma^3}{3(\Gamma - \text{Tanh}\Gamma)} \\ Ct_2 &= \frac{\Gamma^2 \text{Tanh}\Gamma}{3(\Gamma - \text{Tanh}\Gamma)} \\ Ct_3 &= \frac{\Gamma}{4} \left[\frac{\Gamma \text{Tanh}\Gamma}{\Gamma - \text{Tanh}\Gamma} + \frac{1}{\text{Tanh}\Gamma} \right] \\ Ct_4 &= \frac{\Gamma}{2} \left[\frac{\Gamma \text{Tanh}\Gamma}{\Gamma - \text{Tanh}\Gamma} - \frac{1}{\text{Tanh}\Gamma} \right] \end{aligned} \quad (2.7)$$

donde, el parámetro Γ está definido por

$$\Gamma = \left[\frac{G J h_w^2}{4 E I_w} \right]^{1/2} \quad (2.8)$$

siendo, J la constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant.

Cuando el valor del parámetro Γ tiende a cero los coeficientes Ct_i tienden a la unidad y la expresión (2.5) se convierte a la presentada por Lamar(1978).

Montilla (1995), propuso que el momento de inercia sectorial, se considere como el momento de inercia sectorial principal de la sección con relación a la torsión no uniforme o de Vlassov y que se adicionara el momento de inercia sectorial secundario, en el cual se considera el efecto del alabeo secundario, con la intención de determinar la magnitud real de los esfuerzos normales y cortantes en la sección, originados por sollicitaciones torsionales.

$$I_w = I_{wp} + I_{ws} \quad (2.9)$$

donde, I_{wp} es el momento de inercia sectorial principal de la sección del muro y I_{ws} es el momento de inercia sectorial secundario de la sección del muro, y se obtienen mediante las expresiones

$$I_{wp} = \int_A W dA \quad (2.9a)$$

$$I_{ws} = \frac{1}{12} \int_0^S t^3 r_n^2 dS \quad (2.9b)$$

donde,

W: Área sectorial principal de la sección del muro m.

S: Longitud total del contorno de la sección del muro m.

t: Espesor de la pared considerada del muro m.

r_n : Brazo desde el centro de torsión de la sección a una normal a la línea central de la pared considerada del muro m.

2.3.1.1 Incorporación del Efecto de Corte

En nuestro caso, tenemos muros estructurales doblemente empotrados, en el cual la rigidez lateral es un parámetro muy importante, el período de vibración del edificio bajo la consideración depende de la rigidez de los muros, y el corte sísmico es distribuido entre los muros según sus rigideces individuales. Según Tomazevic (1999), las rigideces de los muros estructurales están definidas por la acción de dos efectos, de corte y flexión, los cuales causa un desplazamiento y/o rotación unitaria del elemento bajo esta consideración.

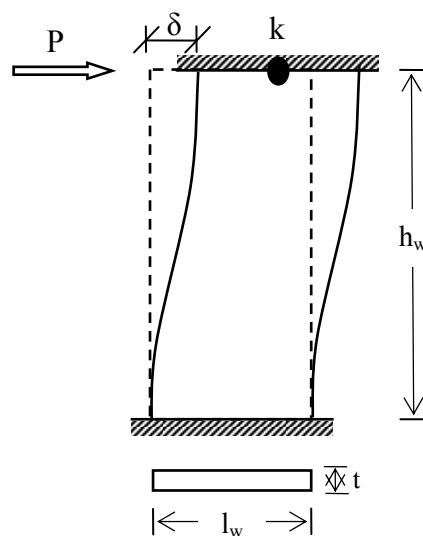


Fig.2.2 Muro Estructural Doblemente Empotrado.

La rigidez de los elementos depende de las propiedades mecánicas del material, de la geometría y las restricciones de borde. Para estos muros doblemente empotrados en la base y en el tope, sujetos a una carga lateral en su extremo superior P, tal y como se muestra en la Fig.2.2, el desplazamiento lateral del extremo cargado δ , se puede calcular con bastante precisión con la expresión

$$\delta = \frac{P h_w^3}{12EI} + \frac{P h_w}{GA} \quad (2.11)$$

donde, h_w es la altura del muro, I y A son el momento de inercia y área efectiva de cortante de su sección transversal, E es el módulo de elasticidad del material y G el de cortante. En la expresión se puede notar que se consideran los efectos tanto de flexión como de cortante.

Considerando para $\delta = 1$; P se transforma en la rigidez k, en la expresión anterior, tenemos

$$1 = k \left(\frac{h_w^3}{12EI} + \frac{h_w}{GA} \right)$$

$$k = \frac{1}{\left(\frac{h_w^3}{12EI} + \frac{h_w}{GA} \right)} \quad (2.12)$$

$$k = \frac{\frac{12EI}{h_w^3}}{1 + \frac{12EI}{h_w^2 GA}}$$

simplificando, $\frac{12EI}{h_w^2 GA} = \alpha$

$$k = \frac{12EI}{(1 + \alpha)h_w^3} \quad (2.13)$$

y sustituyendo en las ecuaciones (2.6a y b), tenemos

$$[k_{11}] = \begin{bmatrix} \frac{12EI_y}{(1+\alpha_y)h_w^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\alpha_y)h_w^2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_x}{(1+\alpha_x)h_w^3} & 0 & \frac{-6EI_x}{(1+\alpha_x)h_w^2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EA_t}{h_w} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\alpha_x)EI_x}{(1+\alpha_x)h_w} & 0 & 0 & 0 \\ \text{(Simétrica)} & & & & \frac{(4+\alpha_y)EI_y}{(1+\alpha_y)h_w} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_w Ct_1}{h_w^3} & \frac{6EI_w Ct_2}{h_w^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_w Ct_3}{h_w} & 0 \end{bmatrix} \quad (2.14a)$$

$$[k_{12}] = \begin{bmatrix} \frac{-12EI_y}{(1+\alpha_y)h_w^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\alpha_y)h_w^2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI_x}{(1+\alpha_x)h_w^3} & 0 & \frac{-6EI_x}{(1+\alpha_x)h_w^2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-EA_t}{h_w} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_x}{(1+\alpha_x)h_w^2} & 0 & \frac{(2-\alpha_x)EI_x}{(1+\alpha_x)h_w} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-6EI_y}{(1+\alpha_y)h_w^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{(2-\alpha_y)EI_y}{(1+\alpha_y)h_w} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-12EI_w Ct_1}{h_w^3} & \frac{6EI_w Ct_2}{h_w^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_w Ct_2}{h_w^2} & \frac{2EI_w Ct_4}{h_w} \end{bmatrix} \quad (2.14b)$$

siendo,

$$\alpha_x = \frac{12EI_x}{h_w^2 GA_x} \quad \text{y} \quad \alpha_y = \frac{12EI_y}{h_w^2 GA_y} \quad (2.15)$$

donde, A_x y A_y son las áreas efectivas de cortante de la sección transversal del muro, alrededor de los ejes x e y, respectivamente.

Cuando los parámetros α_x y α_y tienden a cero, es decir el efecto de corte no es tomado en cuenta, la matriz de rigidez del muro k se convierte en la señalada por Lamar(1978).

2.3.2 Matriz de Rigidez de los Dinteles de Acoplamiento

Se supone que los dinteles son elementos de sección constante y que el plano vertical que contiene el eje de un dintel es un plano de simetría del mismo. Como los dinteles son solidarios a los diafragmas, solo presentan flexión en el plano vertical, corte y torsión. De acuerdo a las coordenadas definitivas de la Fig.2.3, donde el plano zx es el plano de simetría vertical del dintel antes mencionado.

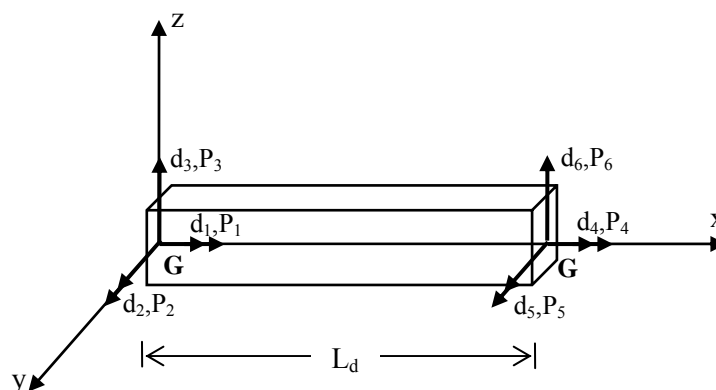


Fig.2.3 Coordenadas de los Dinteles de Acoplamiento.

Las coordenadas locales que se representan en el estado de deformación son

- d_1, d_4 : Componentes de la rotación de la sección transversal alrededor del eje x .
- d_2, d_5 : Componentes de la rotación de la sección transversal alrededor del eje y .
- d_3, d_6 : Componentes del desplazamiento del centro de gravedad G de la sección respecto al eje vertical z .

Las coordenadas que representan las sollicitaciones correspondientes a dichas deformaciones son

- P_1, P_4 : Momentos de torsión en la sección.
- P_2, P_5 : Momentos de flexión alrededor del eje y .
- P_3, P_6 : Fuerzas cortantes en la dirección del eje z .

La matriz de rigidez del miembro, de acuerdo con las coordenadas locales, se obtiene también por medio de la ecuación (2.5), donde cada una de las sub-matrices vienen dadas por

$$[k_{11}] = \begin{bmatrix} \frac{12EI_y}{L_d^3} & \frac{-6EI_y}{L_d^2} & 0 \\ \frac{-6EI_y}{L_d^2} & \frac{4EI_y}{L_d} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{GJ}{L_d} \end{bmatrix} \quad [k_{12}] = \begin{bmatrix} \frac{-12EI_y}{L_d^3} & \frac{-6EI_y}{L_d^2} & 0 \\ \frac{6EI_y}{L_d^2} & \frac{2EI_y}{L_d} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-GJ}{L_d} \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

La submatriz k_{22} es igual a k_{11} excepto por un cambio de signo en los elementos fuera de la diagonal principal; y k_{21} es la transpuesta de k_{12} .

Donde,

E: Módulo de elasticidad del material.

G: Módulo de elasticidad transversal del material.

I_y : Momento de inercia de la sección transversal del dintel, alrededor del eje y.

J: Constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant.

L_d : Longitud del dintel entre las caras de las paredes de los muros a unir.

2.3.3 Matriz de Rigidez Global de la Estructura

La matriz de rigidez de la estructura, de acuerdo con las coordenadas globales es constituida por el ensamblaje consecutivo de números enteros correspondientes a los diafragmas genéricos o niveles i, donde aparecen algunos de los elementos verticales y dinteles.

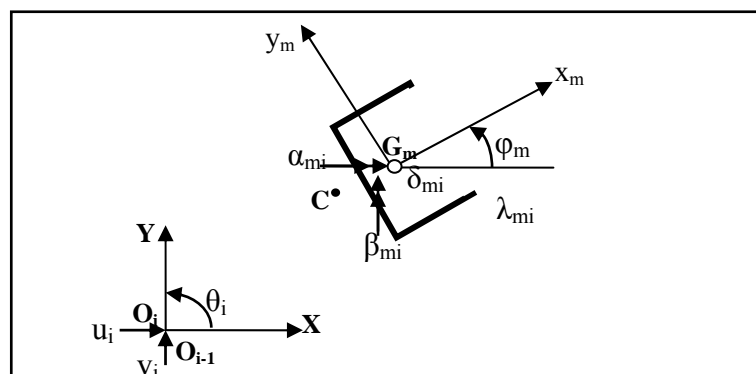


Fig.2.4 Coordenadas en el Diafragma i.

La Fig.2.4, corresponde al diafragma genérico i , donde aparecen algunos de los elementos verticales y dinteles; el punto O_i es la intersección del eje Z con el plano del diafragma i .

El régimen de desplazamiento de la estructura será definido, en lo que concierne el diafragma genérico i , por las coordenadas que se indican a continuación:

Para el diafragma genérico del nivel i , los desplazamientos de la estructura están representados por las coordenadas globales siguientes:

u_i, v_i : Componentes del desplazamiento horizontal del centro de masas del entrepiso i en dirección de los ejes X y Y , respectivamente.

θ_i : Componente de la rotación del plano del diafragma del entrepiso i alrededor del eje Z .

En la junta de los elementos verticales pertenecientes al muro genérico m , se toman las coordenadas:

α_m, β_m : Componentes de la rotación de la junta entre el extremo del muro y el diafragma i , alrededor de los ejes paralelos a OX y OY que pasan por el centro de gravedad G_m del muro.

δ_m : Componente del desplazamiento del centro de gravedad G_m del muro, en dirección del eje z .

λ_m : Derivada del ángulo de torsión del muro.

Dichas coordenadas, para el nivel i , pueden ser agrupadas en un vector $\{q_i\}$, definido como

$$\{q_i\}^t = \{u_i; v_i; \theta_i; \alpha_{li}; \beta_{li}; \delta_{li}; \lambda_{li}; \dots; \alpha_{mi}; \beta_{mi}; \delta_{mi}; \lambda_{mi}; \dots\} \quad (2.17)$$

Las coordenadas globales de la estructura se agrupan en un vector $\{Q\}$, definido como

$$\{Q\}^t = \{q_1^t; q_2^t; q_2^t; \dots; q_n^t\} \quad (2.18)$$

Esto significa que los grados de libertad de la estructura se determina como

$$GL = N(3 + 4M) \quad (2.19)$$

donde;

N: Representa el numero de niveles

M: Representa el numero de muros por nivel.

Y la matriz de rigidez global de la estructura será cuadrada de orden igual al numero de grados de libertad de la misma, dado por la ecuación (2.19).

2.3.4 Ensamblaje de la Matriz de Rigidez de la Estructura

La contribución de cada elemento que forma parte de la estructura, se obtiene por medio de dos transformaciones, las cuales una establece la rotación de ejes, según ejes paralelos a los ejes XYZ de la estructura para medir las deformaciones y fuerzas, ecuación (2.20), y la otra establece la relación entre las coordenadas locales del miembro y las coordenadas globales de la estructura, ecuación (2.21).

$$[k'] = [T_1]^t [k] [T_1] \quad (2.20)$$

donde, $[k']$: Matriz de rigidez del miembro en coordenadas de la estructura.

$[T_1]$: Matriz de rotación del miembro.

$[k]$: Matriz de rigidez del miembro en coordenadas locales.

$$[k''] = [T_2]^t [k'] [T_2] \quad (2.21)$$

donde, $[k'']$: Matriz de rigidez del miembro en coordenadas de la estructura.

$[T_2]$: Matriz de transformación de ejes.

$[k']$: Matriz de rigidez del miembro en coordenadas de la estructura.

En general la matriz de rigidez global del miembro en coordenadas de la estructura es

$$[k''] = [T_2]^t [T_1]^t [k] [T_1] [T_2] \quad (2.22)$$

Las matrices de rigideces local de cada miembro queda en la forma apropiada para que sus valores ingresen directamente en la matriz global de la estructura.

2.3.4.1 Contribución de los Muros Estructurales

La contribución a la matriz de rigidez del sistema por parte del elemento vertical perteneciente al muro m y situado entre los diafragmas $i-1$ e i de la Fig.2.5, es de la siguiente manera

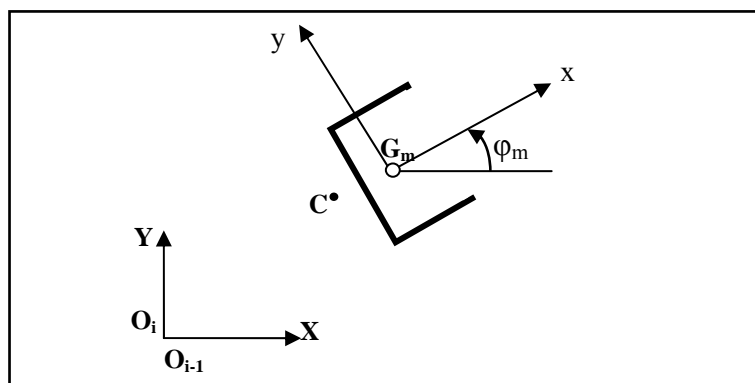


Fig.2.5 Elemento del Muro Estructural entre los Diafragmas $i-1$ e i .

(I) El proceso de Rotación de ejes por medio de la matriz de transformación $[T_1]$ y su transpuesta

$$[T_1] = \begin{bmatrix} R & 0 \\ 0 & R \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

siendo, la submatriz R

$$[R] = \begin{bmatrix} \text{Cos } \varphi_m & \text{Sen } \varphi_m & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{Sen } \varphi_m & \text{Cos } \varphi_m & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \text{Cos } \varphi_m & \text{Sen } \varphi_m & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{Sen } \varphi_m & \text{Cos } \varphi_m & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

donde, φ_m es el ángulo que forma el eje Gx_m del muro con el eje X principal del plano del diafragma, si este ángulo es nulo la matriz de transformación se convierte en una matriz unidad.

(II) El proceso de transformación de coordenadas es por medio de una segunda matriz de transformación $[T_2]$ y su transpuesta

$$[T_2] = \begin{bmatrix} A & 0 \\ 0 & B \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

siendo, la submatriz A igual a B

$$[A] = [B] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & x_c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

donde, x_c y y_c son la abscisa y ordenada del centro de cortante de la sección del elemento en el sistema de coordenadas XYZ.

2.3.4.2 Contribución de los Dinteles

La contribución a la matriz de rigidez del sistema por parte del dintel genérico que une los muros m y n, es de la siguiente manera

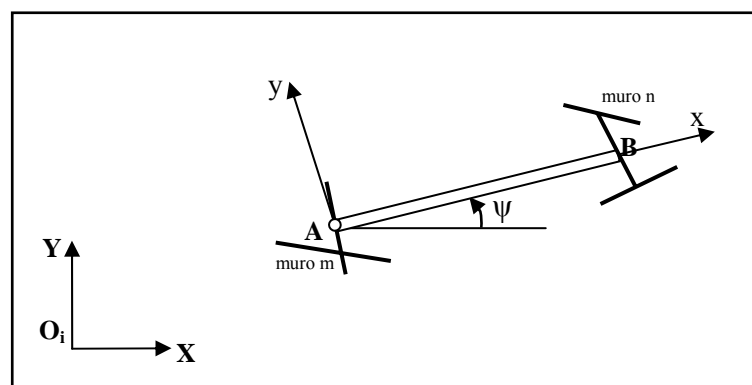


Fig.2.6 Dintel de Acoplamiento en el Nivel i.

supóngase que el dintel genérico mostrado en la Fig.2.6, que une los muros m y n. Sean A y B, puntos de los muros m y n, respectivamente, los extremos del dintel, cuya matriz de rigidez en coordenadas locales es k.

(I) El proceso de Rotación de ejes por medio de la matriz de transformación $[T_1]$ y su transpuesta, también por medio de la ecuación (2.23) siendo, la submatriz R

$$[R] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \psi & -\text{Sen } \psi \\ 0 & \text{Sen } \psi & \cos \psi \end{bmatrix} \quad (2.27)$$

donde, ψ es el ángulo que forma el eje x del dintel con el eje X principal del plano del diafragma, si este ángulo es nulo la matriz de transformación se convierte en una matriz unidad.

(II) El proceso de transformación de coordenadas es por medio de una segunda matriz de transformación $[T_2]$ y su transpuesta, también con la ecuación (2.25) siendo, las submatrices A y B

$$[A] = \begin{bmatrix} y_A - y_{G_m} & -(x_A - x_{G_m}) & 1 & -W_{mA} \\ 0 & 1 & 0 & -(y_A - y_{C_m}) \\ 1 & 0 & 0 & -(x_A - x_{C_m}) \end{bmatrix} \quad (2.28a)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} y_B - y_{G_n} & -(x_B - x_{G_n}) & 1 & -W_{nB} \\ 0 & 1 & 0 & -(y_B - y_{C_n}) \\ 1 & 0 & 0 & -(x_B - x_{C_n}) \end{bmatrix} \quad (2.28b)$$

donde;

x_A, y_A : Coordenadas del punto A.

x_B, y_B : Coordenadas del punto B.

x_{G_m}, y_{G_m} : Coordenadas del centro de gravedad de la sección del muro m.

x_{G_n}, y_{G_n} : Coordenadas del centro de gravedad de la sección del muro n.

x_{C_m}, y_{C_m} : Coordenadas del centro de corte de la sección del muro m.

x_{C_n}, y_{C_n} : Coordenadas del centro de corte de la sección del muro n.

W_{mA}, W_{nB} : Representan los valores locales del área sectorial principal de la sección de los muros m y n, en A y B, respectivamente.

Todas estas coordenadas son medidas con respecto al sistema global de coordenadas XYZ de la estructura, respectivamente.

El área sectorial principal de la sección del muro se determina, a través de las coordenadas sectoriales w_i y w_j de cada pared del muro m , con respecto a su centro de gravedad G_m , tal y como se muestra en la Fig.2.7.

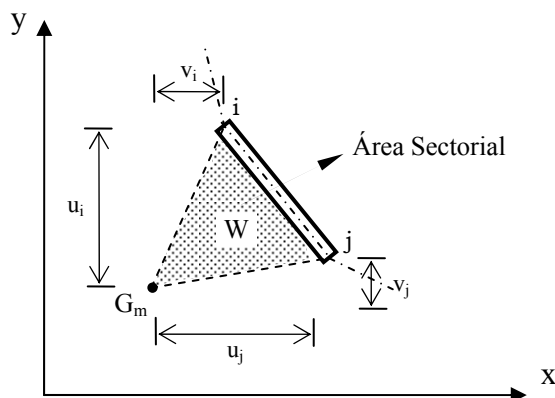


Fig.2.7 Geometría de la Forma General de una Pared del Muro Estructural.

Según Zalewski (1975), las coordenadas sectoriales principales de cada pared respecto a la posición del centro de gravedad del muro se calculan usando el determinante

$$w_j - w_i = \begin{vmatrix} 1 & y_G & x_G \\ 1 & y_i & x_i \\ 1 & y_j & x_j \end{vmatrix} = y_i \cdot x_j - y_j \cdot x_i - y_G \cdot x_j + y_j \cdot x_G + y_G \cdot x_i - y_i \cdot x_G \quad (2.29)$$

tomando; $v_i = y_i - y_G$ $v_j = y_j - y_G$ $u_i = x_i - x_G$ $u_j = x_j - x_G$

$$w_j - w_i = \begin{vmatrix} v_i & u_i \\ v_j & u_j \end{vmatrix} = v_i \cdot u_j - v_j \cdot u_i \quad (2.30)$$

El centro de cortante de los muros estructurales de pared delgada representa el punto por el cual deben pasar las fuerzas cortantes para prevenir el desarrollo de momentos de torsión, y se determina como el punto alrededor del cual ocurre rotación de la sección debida a las flexiones de las paredes causadas por el bimomento B_w , definido por la ecuación (2.4).

$$\begin{aligned}(x_C - x_G) &= \frac{I_{wx} \cdot I_{xy} - I_{wy} \cdot I_x}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2} \\ (y_C - y_G) &= \frac{I_{wx} \cdot I_y - I_{wy} \cdot I_{xy}}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2}\end{aligned}\tag{2.31}$$

donde,

I_x, I_y : Momentos de inercia de la sección transversal, alrededor de los ejes x e y.

I_{xy} : Producto de inercia de la sección transversal, alrededor de los ejes x e y.

I_{wx}, I_{wy} : Producto de inercia sectorial de la sección del muro, alrededor de los ejes x e y.

Cuando el eje “x” del muro es de simetría, el valor de I_{wx} es igual a cero, y recíprocamente I_{wy} es igual a cero cuando el eje “y” es de simetría. Y cuando la sección tiene dos ejes de simetría el centro de cortante coincide con el centro de gravedad. La determinación de todas estas propiedades sectoriales son ampliamente discutidas por Zalewski (1975) y Arias (1984).

2.4 Método Estático Equivalente

El método consta de dos partes bien diferenciadas, como son: la determinación de la fuerza cortante en la base y la distribución de ésta a lo alto de la estructura debida a los efectos translacionales, según la Norma COVENIN 1756-2001 Art. 9.3

2.4.1 Fuerza Cortante Basal

Usando la teoría de dinámica estructural podemos expresar la acción sísmica sustituida por una carga estática como fuerza cortante en la base (V_o), definida de la siguiente manera

$$V_o = \mu A_d W_{Total}\tag{2.32}$$

donde,

A_d : Ordenada del espectro de diseño para el período fundamental de la estructura.

W_{Total} : Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

μ : Mayor de los valores dados por:

$$\mu = \begin{cases} 1,4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \\ 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \end{cases} \quad (2.33)$$

donde,

N: Número de niveles.

T: Período fundamental.

T*: Período máximo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

El cálculo del período fundamental de vibración en cada dirección de análisis se realiza utilizando el método de Rayleigh, donde se supone una distribución lineal de aceleraciones del primer modo de vibración, con un corte basal seleccionado igual al peso total a la edificación. Sin embargo en cada dirección de análisis, el período calculado varía al modificar la flexibilidad de la estructura por diferentes razones, por lo tanto el valor de T es acotado a $1,4T_a$. Como alternativa el período fundamental se puede calcular como

$$T = T_a \quad (2.34)$$

siendo, T_a un período estimado que depende del tipo de sistema estructural. Para estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante muros estructurales de concreto armado, corresponde un período para edificaciones Tipo III.

$$T_a = 0,05h_n^{0,75} \quad (2.35)$$

donde,

h_n : altura de la edificación medida desde la base.

2.4.2 Distribución Vertical de la Fuerza Cortante Basal

Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtienen distribuyendo verticalmente la fuerza cortante basal V_o , ver Fig.2.8, de acuerdo con

$$V_o = F_t - \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.36)$$

siendo, F_t una fuerza lateral concentrada en el último nivel del edificio, acotada entre los límites $0,04V_o$ y $0,10V_o$ calculada como

$$F_t = \left(0,06 \frac{T}{T^*} - 0,02 \right) V_o \quad (2.37)$$

La fuerza lateral correspondiente a cada nivel i , se obtienen considerando sólo el efecto del primer modo de vibración adoptando una distribución lineal, donde los modos superiores se incluyen distribuyendo estas fuerzas en mayor proporción hacia los pisos superiores, tal como

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (2.38)$$

La combinación de los efectos en ambas direcciones ortogonales se hace de acuerdo con lo que establece la Norma COVENIN 1756-2001, es decir, los efectos de las fuerzas laterales están combinados en el análisis de la estructura, como 100% de los efectos de la componente que actuó en una dirección y 30% de los efectos en la dirección ortogonal a ella.

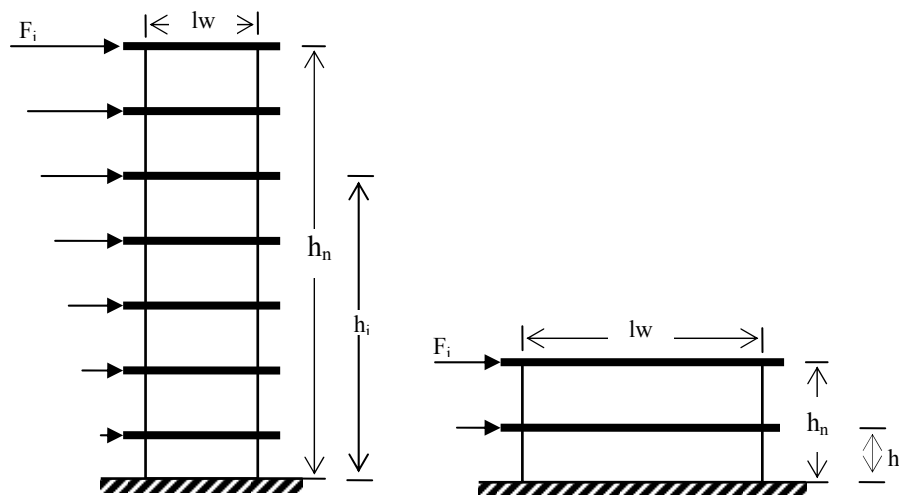


Fig.2.8 Distribución de la Fuerza Cortante Basal en cada Nivel i .

El punto donde actúa la fuerza sísmica en cada nivel i de la estructura se le denomina centro de masa, ver Fig.2.9 y se determina con el centroide de las masas tributarias de cada nivel, como

$$x_{CMi} = \frac{\sum_{j=1}^{l,m,d} W_j x_{Gj}}{W_i} \quad ; \quad y_{CMi} = \frac{\sum_{j=1}^{l,m,d} W_j y_{Gj}}{W_i} \quad (2.39)$$

donde,

W_j : Peso de cada elemento del nivel i (losa, muros y dinteles)

x_{Gi} , y_{Gi} : Coordenadas del centroide de cada elemento al sistema de ejes de referencia.

W_i : Peso del nivel i

El punto donde actúa el cortante sísmico en cada nivel i de la estructura se le denomina centro de cortante, en el cual se generan los efectos equivalentes acumulados de traslación y torsión, ver Fig.2.9 y se determina como

$$x_{CCi} = \frac{\sum_{j=i}^N F_j x_{CMj}}{V_i} \quad ; \quad y_{CCi} = \frac{\sum_{j=i}^N F_j y_{CMj}}{V_i} \quad (2.40)$$

donde,

F_j : Fuerza sísmica en el nivel i .

V_i : Cortante sísmico en el nivel i .

x_{CMj} , y_{CMj} : Coordenadas del centro de masa del nivel i .

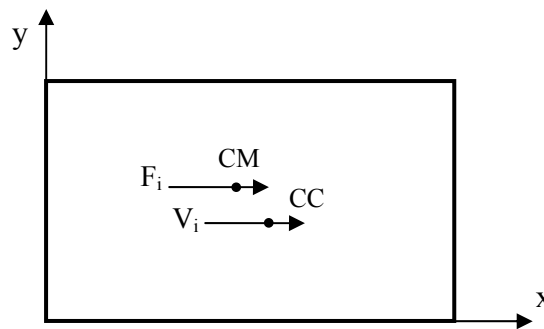


Fig.2.9 Centro de Masa Vs. Centro de Cortante.

2.4.3 Espectro de Diseño

En todos los métodos de análisis, el valor de la fuerza cortante de diseño a nivel de base V_o , se obtiene empleando el espectro de diseño, según Norma COVENIN 1756-2001 Art. 7.2. Las ordenadas de los espectros de diseño, están definidas en función de su período, según las siguientes expresiones

$$T < T^+ \quad A_{d_i} = \frac{\alpha\varphi A_o \left[1 + \frac{T_i}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (2.41a)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha\varphi\beta A_o}{R} \quad (2.41b)$$

$$T > T^* \quad A_{d_i} = \frac{\alpha\varphi\beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T_i} \right)^p \quad (2.41c)$$

donde,

A_d : Ordenada del espectro de diseño, expresada como una función de la aceleración de gravedad

α : Factor de importancia

A_o : Coeficiente de aceleración horizontal

φ : Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal

β : Factor de magnificación promedio

$$c = \sqrt[4]{R/\beta}$$

R : Factor de reducción de respuesta

p : Exponente que define la rama descendente del espectro

T^+ : Período característico de variación de respuesta dúctil, no menor a $T_o = 0,25T^*$

T_o : Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante

T^* : Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

Los valores de la ordenada del espectro de diseño elástico se transforman a inelástico, ver Fig.2.10, por medio de un factor de reducción de respuesta, el cual depende de la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura y cierto grado de sobre resistencia establecidas por la Norma COVENIN-MINDUR para cada material y tipo estructural, de acuerdo al Nivel de Diseño. Para edificios constituidos de muros

estructurales de concreto armado le corresponde un factor de repuesta igual a cuatro punto cinco ($R=4,5$), siendo éste un sistema estructural resistente a sismos de Tipo III, utilizando un Nivel de Diseño requerido de tres (ND3), independiente de la zona sísmica.

Los espectros de respuesta utilizados en el desarrollo de las formas espectrales tipificadas corresponden al amortiguamiento crítico del cinco por ciento (5%), el cual es característico de edificaciones con mampostería. En caso de edificaciones con amortiguamiento diferentes, el valor de β seleccionado podrá ser ajustado según Norma COVENIN 1756-2001.

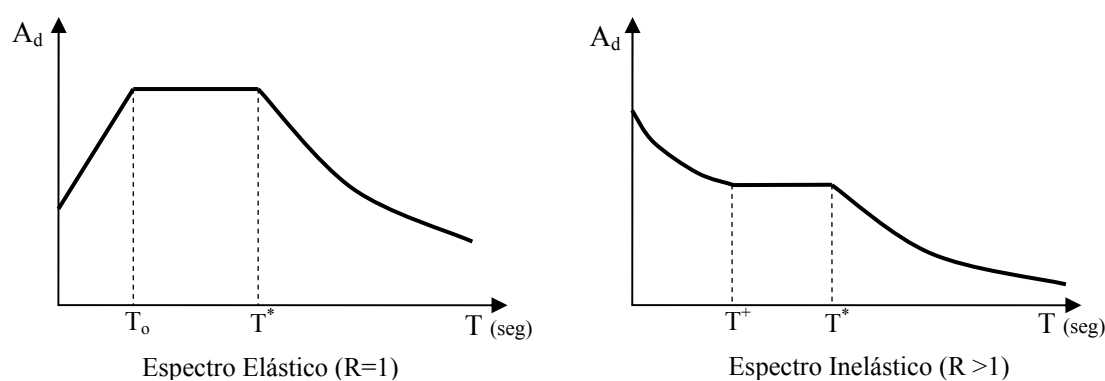


Fig.2.10 Espectros de Diseño.

2.5 Método de la Torsión Estática Equivalente

Este método incorpora la torsión estática a las fuerzas cortantes, el cual toma en cuenta las amplificaciones dinámicas de las excentricidades estáticas y los efectos accidentales que se presentan en las posiciones de los centros de masa y de rigidez, excitación torsional en la base y los efectos torsionales asimétricos entre otros.

2.5.1 Momentos Torsores

En cada nivel i y en cada dirección se incorporan los efectos de los momentos torsores que se obtienen por medio de las siguientes ecuaciones según Norma COVENIN 1756-2001 Art. 9.5

$$\begin{aligned} Mt1_i &= V_i (\tau e_i + 0.06B_i) \\ Mt2_i &= V_i (\tau' e_i - 0.06B_i) \end{aligned} \quad (2.42)$$

Para sismo en X

$$\begin{aligned} Mt1x_i &= V_i(\tau_x ey_i + 0.06By_i) \\ Mt2x_i &= V_i(\tau'_x ey_i - 0.06By_i) \end{aligned} \quad (2.43a)$$

Para sismo en Y

$$\begin{aligned} Mt1y_i &= V_i(\tau_y ex_i + 0.06Bx_i) \\ Mt2y_i &= V_i(\tau'_y ex_i - 0.06Bx_i) \end{aligned} \quad (2.43b)$$

En nuestro caso, la evaluación sísmica se realiza dos direcciones simultáneamente, por lo que los momentos torsores se combinan por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados correspondientes en cada dirección del sismo.

Donde,

V_i : Fuerza cortante de diseño en el nivel i , calculada según ecuación (2.36).

e_i : Excentricidad estática en el nivel i , entre el centro de rigidez (torsión) y la línea de acción de cortante de la planta en la dirección analizada. (Positiva).

B_i : Ancho mayor de la planta en la dirección normal analizada.

τ : Factor de amplificación dinámica torsional para la dirección analizada.

τ' : Factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta, para la dirección analizada.

Los factores de modificación de la excentricidad, para cada dirección se pueden calcular como

$$\begin{aligned} \tau &= 1 + [4 - 16\varepsilon]\Omega && \text{para } 0.5 \leq \Omega \leq 1 \\ \tau &= 1 + [4 - 16\varepsilon(2 - \Omega)](2 - \Omega)^4 && \text{para } 1 \leq \Omega \leq 2 \\ \tau &= 1 && \text{para } 2 \leq \Omega \\ \tau' &= 6(\Omega - 1) - 0.6 && \text{pero a cot ando } -1 \leq \tau' \leq 1 \end{aligned} \quad (2.44)$$

donde,

ε : Valor representativo del cociente e/r , no mayor que 0.2.

Ω : Valor representativo de cociente rt/r , no menor que 0.5.

r : Valor representativo del radio de giro inercial de la planta de la edificación.

rt : Valor representativo del radio de giro torsional del conjunto de la planta de la edificación en la dirección analizada.

El punto por donde pasa teóricamente el eje de rotación de cada nivel i de la estructura en función de las rigideces del mismo se le denomina centro de torsión o centro de rigideces, en el cual al ser aplicado el corte sísmico, el nivel se traslada sin rotar, ver Fig.2.11 y se determina como

$$x_{CRi} = \frac{\sum_{j=1}^M K_{my_j} x_{Gj}}{K_{my_i}} \quad ; \quad y_{CRi} = \frac{\sum_{j=1}^N K_{mx_j} y_{Gj}}{K_{mx_i}} \quad (2.45)$$

donde,

K_{mx_j} , K_{my_j} : Rigidez de cada elemento (muro), en las dos direcciones x e y .

x_{Gi} , y_{Gi} : Coordenadas del centroide de cada elemento al sistema de ejes de referencia.

K_{mx_i} , K_{my_i} : Rigidez total del nivel i , en las dos direcciones x e y .

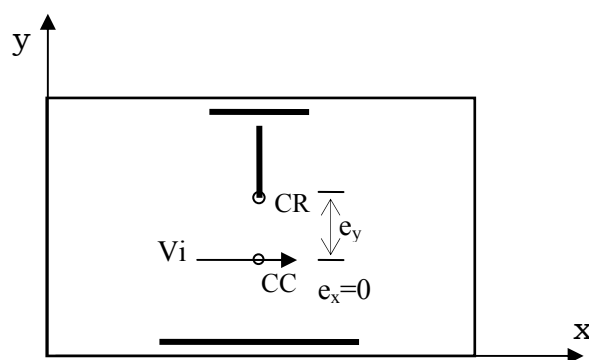


Fig.2.11 Centro de Cortante Vs. Centro de Rigidez.

Según Tomazevic (1999), la rigidez de cada elemento se calcula con el desplazamiento total del muro de un nivel cualquiera i , tomando en cuenta las deformaciones por flexión y corte, dado por la ecuación (2.11), deduciéndose la rigidez total del nivel i en las dos direcciones x e y de forma simplificada como

$$K_{mx_i} = \sum_{j=1}^{mx} \frac{12 E I_{x_j}}{\left(1 + \frac{12 E I_{x_j}}{h_i^2 G A_{x_j}}\right) h_i^3} \quad ; \quad K_{my_i} = \sum_{j=1}^{my} \frac{12 E I_{y_j}}{\left(1 + \frac{12 E I_{y_j}}{h_i^2 G A_{y_j}}\right) h_i^3} \quad (2.46)$$

2.5.1.1 Radio de Giro Inercial (por Nivel)

$$r = \sqrt{\frac{J^{CC}}{m}} \quad (2.47)$$

$$J^{CC} = J^{CM} + md^2 \quad (2.48)$$

donde,

J^{CC} : Momento polar de inercia de las masas referidas al centro de cortantes de la planta considerada.

m : Masa de la planta en cuestión, (W_{Total} / g).

Refiriéndonos, a plantas rectangulares tal y como se muestra en la Fig.2.12, tenemos

$$J^{CM} = I_x + I_y = \frac{m}{12} [B_x^2 + B_y^2] \quad (2.49)$$

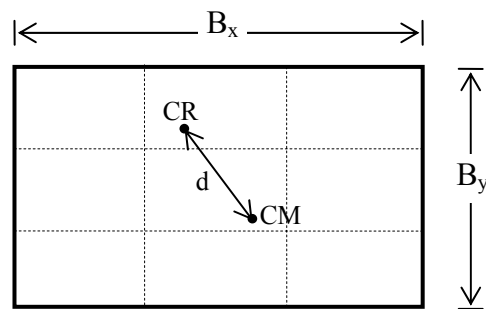


Fig.2.12 Centro de Rigidez Vs. Centro de Masa.

2.5.1.2 Radio de Giro Torsional (por Nivel)

$$rt_x = \sqrt{\frac{K_t^{CC}}{K_{mx}}} \quad ; \quad rt_y = \sqrt{\frac{K_t^{CC}}{K_{my}}} \quad (2.50)$$

siendo,

$$K_t^{CC} = K_t^{CR} + (K_{mx})e_y^2 + (K_{my})e_x^2 \quad (2.51)$$

$$K_t^{CR} = \sum_{j=1}^{mx} (K_{mx_j})y_j^2 + \sum_{j=1}^{my} (K_{my_j})x_j^2 \quad (2.52)$$

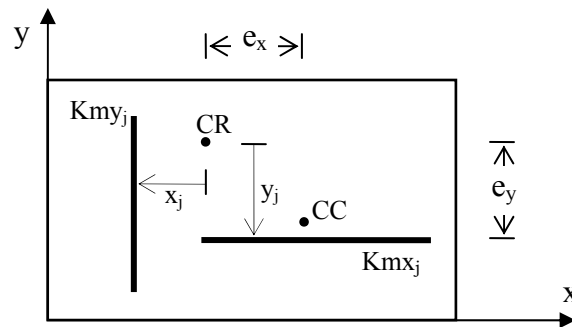


Fig.2.13 Centro de Rigidez Vs. Centro de Cortante.

Tomando las distancias x_j e y_j , entre el centro de rigidez de la planta y el centro de gravedad de cada muro en particular, ver Fig.2.13 y obteniéndose las rigideces de cada nivel i , en ambas direcciones ortogonales por la ecuación (2.46).

2.6 Curva de Capacidad

La curva de capacidad se usa para aproximar el nivel de comportamiento estructural, y consiste en la determinación de la capacidad resistente a fuerzas laterales de una estructura de múltiples grados de libertad (MGDL) hasta alcanzar un estado límite establecido, por medio del método del empujón (Pushover), transformada a un grado de libertad (1GDL).

Ayala (2000), define el método del empujón como el procedimiento de análisis elásticos sucesivos con el que se determinan las respuestas de una estructura a un sistema de cargas estáticas equivalentes a las sísmicas que se incrementan monótonamente hasta que alcanza un estado límite preestablecido.

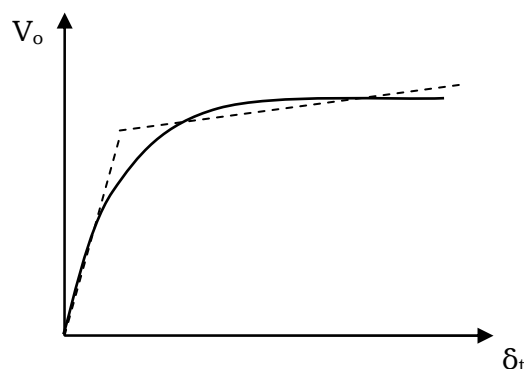


Fig.2.14 Curva de Capacidad.

El método del empujón consiste en aplicar estáticamente a la estructura una distribución de fuerzas laterales que se incrementan monótonamente hasta que se presente

un mecanismo de falla. En cada paso se registran el desplazamiento del techo (δ_t) y el cortante del edificio (V_o). Uniendo los puntos (δ_t, V_o), se obtiene la curva de capacidad, tal y como se observa en la Fig.2.14, Una vez que la curva de capacidad ha sido dibujada, es útil aproximarla por medio de una representación bilineal equivalente que establezca un punto efectivo de fluencia (ductilidad $\mu=1$) y un límite inelástico efectivo.

Con el método del empujón se puede determinar la capacidad sísmica de la estructura, sus posibles modos de falla y, con el apoyo de conceptos de dinámica estructural, evaluar el comportamiento sísmico no lineal para una demanda particular.

2.6.1 Procedimiento de Análisis del Empujón

El análisis del empujón se realiza automáticamente usando cargas incrementales o factores de desplazamientos mediante un análisis estático no lineal. Según Ramírez (1999), el análisis del empujón se puede efectuar, de acuerdo con los siguientes pasos:

1. Se aplican fuerzas laterales hasta que la capacidad disponible se exceda en algún miembro (modo de falla).
2. Se reemplaza la conexión rígida en esa ubicación por una articulación y una acción aplicada correspondiente a la capacidad que se halla excedido en el miembro. Esto es equivalente a usar un modelo elástico plástico perfecto. El endurecimiento por deformación puede hacerse:
 - a. Usando la opción de liberación de momentos en algunos programas,
 - b. Reduciendo la longitud de brazo rígido en la junta específica, ó
 - c. Reduciendo la rigidez del miembro en el extremo correspondiente a la junta que fluyó.
3. Se aplican nuevamente fuerzas laterales hasta que la capacidad se exceda en otro miembro y se asignan nuevas rigideces de acuerdo al paso 2. Se actualizan las fuerzas internas y desplazamientos.
4. Se repite el paso 3 hasta que se alcance el estado limite seleccionado.

En nuestro caso, el paso 2 se realiza aplicando el caso (c), donde el endurecimiento por deformación se efectúa reduciendo la rigidez del miembro en el extremo correspondiente a la junta que fluyó mediante el método histerético de Takeda et al. (1970), propuesto para elementos de concreto armado y el estado límite es alcanzado cuando la reducción de rigidez en el elemento no se cumpla.

2.7 Modelo Histerético para Concreto Reforzado

Los muros estructurales y las vigas de acoplamiento son idealizadas como elemento tipo barra (viga y columna), tratando modelos histeréticos que representan el comportamiento inelástico de estos miembros. El modelo histerético de Takeda et al. (1970), nos permite considerar la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos de concreto armado, basado en resultados observados de varios estudios realizados de juntas de concreto reforzado bajo simulaciones estáticas y dinámicas.

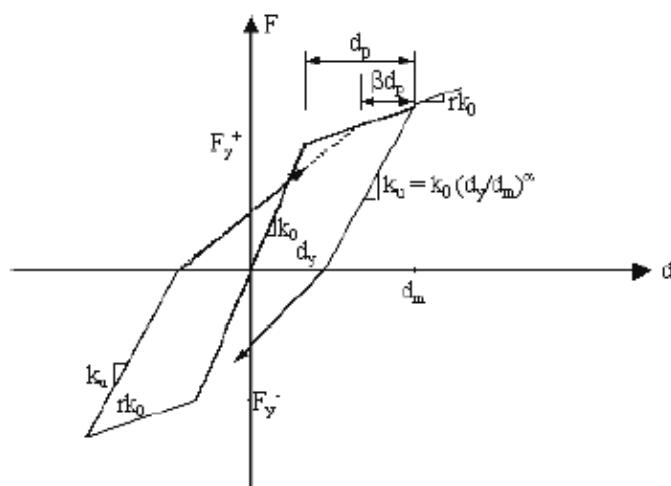


Fig.2.15 Modelo Histerético para Concreto Reforzado.

El modelo funciona en una curva primaria trilinear representando el no agrietamiento, agrietamiento y el estado de post-fluencia del elemento, tal y como de ilustra en la Fig.2.15, las deformaciones no lineales de la sección comienzan desde el primer agrietamiento. Como se puede observar, la descarga y recarga de la rigidez, K_u y K_1 son controlados por los parámetros α y β , respectivamente. Estos parámetros típicamente se les han asignado $\alpha=0,5$ y $\beta=0,1$; como valores ampliamente utilizados para modelar el comportamiento histerético de las estructuras de concreto reforzado. La degradación de rigidez es la pendiente del segmento de descarga desde la rama de post-fluencia adquiriéndose con la expresión

$$k_u = k_o \left(\frac{D_y}{D_{\max}} \right)^{0,5} \quad (2.53)$$

donde,

k_o : Rigidez inicial, pendiente de un segmento de línea desde el punto de fluencia en una dirección al punto que se agrieta en la dirección opuesta.

D_y : Deformación de fluencia.

D_{max} : Deformación máxima (curvatura, rotación o deflexión).

2.8 Deformación Máxima y de Fluencia en los Muros Estructurales

La deformación máxima y de fluencia en muros considerada para la degradación de rigidez del modelo histerético de Takeda et al. (1970), es el desplazamiento lateral en el tope del muro.

Priestley (2000), determina el desplazamiento máximo en el tope del muro estructural para el nivel i , mediante el complemento del desplazamiento elástico, Δe_i , y el desplazamiento plástico, Δp_i , definido como

$$\Delta \max_i = \Delta e_i + \Delta p_i \quad (2.54)$$

$$\Delta e_i = \frac{\phi_y h_i^2}{3} \left(1,5 - \frac{h_i}{2h_w} \right) \quad (2.55)$$

$$\Delta p_i = (\phi_d - \phi_{et}) \left(h_i - \frac{Lp}{2} \right) \quad (2.56)$$

siendo, ϕ_y es la deriva de cedencia dada por Priestley y Kowalsky (1998) para muros rectangulares dado por

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \quad (2.57)$$

donde, l_w es la longitud de la sección del muro, $\varepsilon_y = f_y/E_s$ es la deformación cedente del acero de refuerzo longitudinal y h_w es la altura total del muro.

Luego, ϕ_d es la deriva de diseño compensada con los componentes elástico (ϕ_y) y plástico (ϕ_p), sin exceder de la deriva límite normativa y ϕ_{et} es la rotación elástica en el tope del muro tales como

$$\phi_d = \phi_y + \phi_p \quad (2.58)$$

$$\phi_p = (\phi_m - \phi_y) Lp \quad (2.59)$$

$$\phi_{et} = \frac{\phi_y h_w}{2} \quad (2.60)$$

$$\phi_m = 0,073/l_w \quad (2.61)$$

y L_p es la longitud de la articulación plástica, tomando en cuenta es mayor de los valores dado por

$$\begin{aligned} L_p &= 0,21l_w + 0,03h_w \\ L_p &= 0.054h_w + 0,022(0,0986f_y)d_b \end{aligned} \quad (2.62)$$

donde, d_b y f_y son el diámetro y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo vertical del muro, respectivamente Paulay y Priestley (1992).

Asimismo, el desplazamiento cedente en el tope del muro estructural para el nivel i , es obtenido con exactitud mediante la expresión

$$\Delta y_i = \frac{2\varepsilon_y}{3l_w} (0,7h_i)^2 \quad (2.63)$$

Las características del diseño basado en el desempeño de una estructura son la rigidez secante K_e y el desplazamiento máximo Δ_d , ver Fig.2.16 (b). En muchos casos el desplazamiento de diseño es regido por la deriva límite normativa, sin embargo la deriva máxima puede ser expresada según Norma COVENIN 1756-01.

Esta metodología de Priestley, es basada en el calculo del cortante basal a partir del desplazamiento calculado, amortiguamiento, y de las propiedades dinámicas, modelando la estructura como un sistema de un grado de libertad con propiedades similares a las del sistema inelástico suponiendo un comportamiento bilineal.

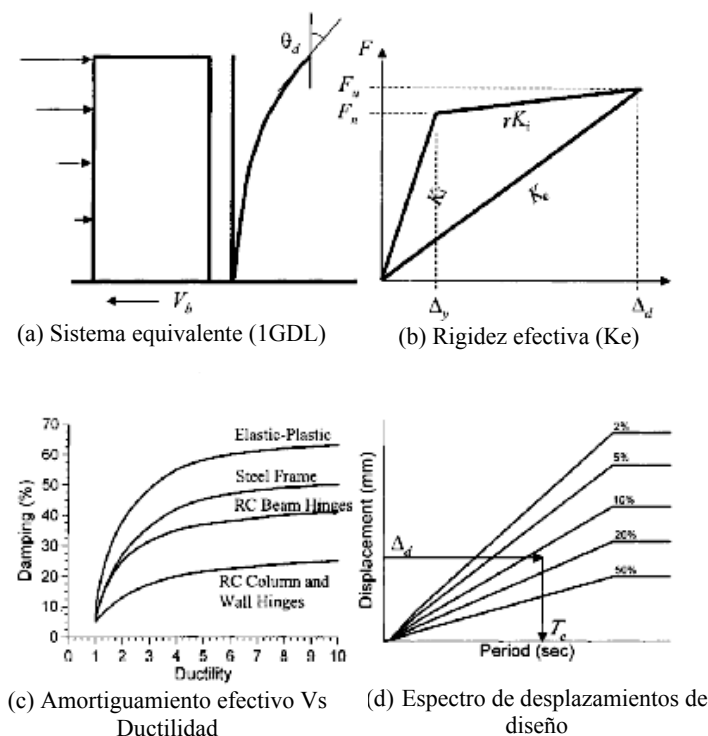


Fig.2.16 Fundamentos de la Propuesta de Diseño de Priestley (2000)

En nuestro caso, una vez calculado el desplazamiento lateral máximo y cedente según esta metodología, se procede al cálculo del factor de degradación de rigidez según la ecuación (2.53).

2.9 Mecanismos de Falla

La resistencia de los muros estructurales acoplados, sujetos a cargas laterales de tipo sísmico, es alcanzada cuando se forma un mecanismo de falla o colapso. Sismos severos pasados indican que el comportamiento de las estructuras compuestas por muros estructurales acoplados ha fallado todas o casi todas las vigas de acoplamiento antes de lograrse la resistencia máxima de los muros. Para que se logre el mecanismo de falla se requieren articulaciones plásticas en los extremos de cada viga de acoplamiento para concluir su habilidad de admitir cortante adicional, así como también se necesita desarrollar una articulación plástica en cada uno de los extremos (base y tope) de los muros estructurales. La losa de entrepiso se considera muy flexible en comparación con la rigidez a flexión de los muros con respecto a su eje mayor; por lo tanto, la resistencia a flexión de la losa durante la carga lateral no es necesario tomarla en cuenta para el

análisis sísmico. Las losas actúan como diafragmas horizontales, que se extienden de muro a muro asegurando que estos no cambien sus posiciones relativas entre sí durante el desplazamiento lateral de los pisos.

2.9.1 Comportamiento de los Dinteles de Acoplamiento

Las vigas que acoplan a dos muros estructurales están sujetas a una condición muy severa de solicitaciones. Estas vigas de acoplamiento, a menudo cortas y relativamente peraltadas (pequeñas relaciones de esbeltez) denominadas también dinteles, están sujetas a elevados esfuerzos de cortante cuando se desarrolla la resistencia máxima a flexión, es decir, los efectos de cortante dominan sobre los de flexión consecuentemente se requieren de esfuerzos especiales que eviten la falla frágil por cortante.

Los edificios conformados por muros estructurales acoplados por medio de dinteles tienen gran demanda de ductilidad en los dinteles de acoplamiento, después de sufrir un sismo severo. Ductilidad que se ocasiona, debido a que las rigideces de los muros son muy grandes comparado con las rigideces de los dinteles, por lo que los dinteles son más sensibles a los movimientos relativos de sus apoyos fijos.

2.9.2 Comportamiento de los Muros Estructurales

Paulay y Priestley (1992), establecen que el requisito previo en el diseño de muros estructurales dúctiles es la fluencia a flexión en las zonas de rotulas plásticas claramente definidas controladas por la resistencia, por la deformación inelástica, y por la disipación de energía en el sistema estructural. Como consecuencia a este requisito fundamental, los mecanismos de falla con ductilidad limitada no se deben permitir que ocurran, estableciendo una jerarquía deseable usando procedimientos de capacidad y definiendo una apropiada región plástica viable.

Los muros estructurales como elementos resistentes a cargas laterales están sujetos a una combinación de momento flexionante, fuerza axial y fuerza cortante. El comportamiento de estos muros depende de la relación de aspecto. Investigaciones pasadas han indicado que para altas relaciones de aspecto, el comportamiento está controlado por flexión, denominándose muros estructurales esbeltos, mientras que para bajas relaciones de aspecto lo está por fuerza cortante, denominándose muros estructurales bajos.

Los muros estructurales esbeltos actúan esencialmente en forma similar a una viga en voladizo vertical empotrada en su fundación, la región crítica para este tipo de muros está localizada en la base de los mismos, por lo cual deben ser diseñados para desarrollar en esta región grandes rotaciones inelásticas por flexión. La Fig.2.17, se muestra los principales modos de falla. La principal fuente de disipación de energía en un muro estructural en voladizo cargado lateralmente se debe a la fluencia del refuerzo a flexión en las zonas de las rótulas plásticas, ver Fig.2.17(b y e), otro modo de falla que se debe prevenir es el debido a la tensión diagonal ó a la compresión diagonal causada por el corte, por la inestabilidad de las secciones de paredes delgadas ó por el refuerzo principal a compresión, ver Fig.2.17(c), y el deslizamiento por corte a lo largo de la junta de construcción, ver Fig.2.17(d).

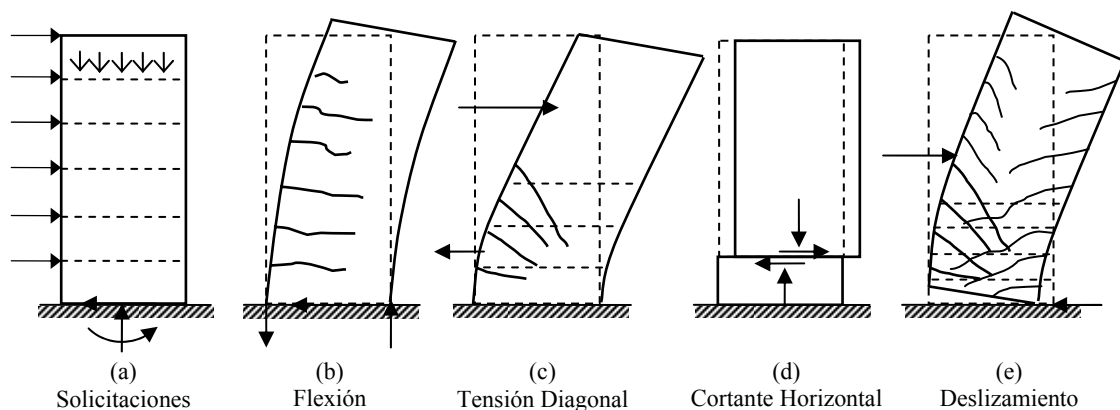


Fig.2.17 Modos de Falla de los Muros Esbeltos.

En muros estructurales bajos, rigen principalmente los efectos de cortante; en este caso la resistencia y rigidez a cargas laterales es muy elevada, pero el comportamiento tiende a ser frágil por la preponderancia de los efectos de cortante. Los modos de falla de los muros bajos corresponden a mecanismos asociados al agrietamiento inclinado o al deslizamiento en la base de los muros, ver Fig.2.18.

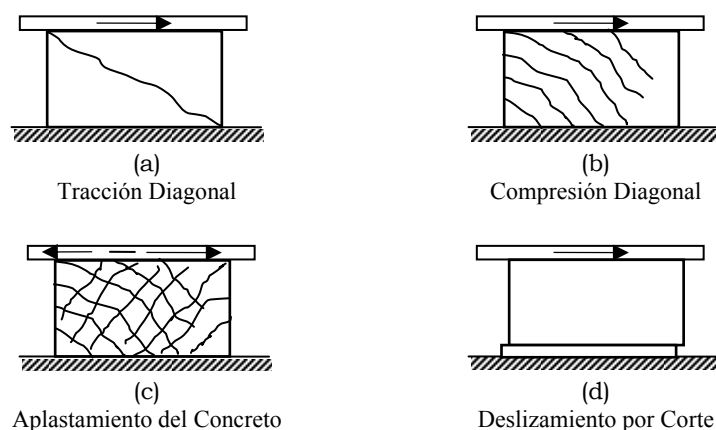


Fig.2.18 Modos de Falla de los Muros Bajos.

Uno de los modos de falla más característico es el debido a la tracción diagonal, ver Fig.2.18(a), el cual ocurre para esfuerzos cortantes relativamente bajos, el refuerzo horizontal se ve demandado una vez que el muro se agrieta, de igual manera ocurre la falla por compresión diagonal al generarse el mecanismo del refuerzo, ver Fig.2.18(b), el aplastamiento generalizado del concreto sucede después de un número elevado de ciclos, ver Fig.2.18(c) y las fallas por deslizamiento a lo largo del plano horizontal, ocurren cuando se degrada la capacidad a corte horizontal ante ciclos repetidos, ver Fig.2.18(d).

La posibilidad de falla según estos modos, se reduce aumentando la carga vertical en el muro, y el problema común en el mecanismo de falla es el de hallar una manera de aumentar dicha carga apoyada por el muro, sin embargo, para solventar dicho criterio, podemos reducir la ductilidad que puede compensar en su resistencia.

En todo caso, el comportamiento de los muros estructurales está dominado por su relación de aspecto, evidentemente donde domine un comportamiento dado, éste debe ser diseñado cuidadosamente para las características intrínsecas de fragilidad del tipo de falla, en todo caso carece de sentido separar el comportamiento en flexión y en corte, dado que ambos están íntimamente relacionados. En general, tanto los muros estructurales esbeltos como los bajos están expuestos a los diferentes modos de fallas mostrados, puesto que las cargas sísmicas son de tipo reversible.

2.10 Diseño por Desempeño

El diseño basado en el desempeño consiste en la selección de apropiados esquemas de niveles de desempeño que permitan el dimensionado y detallado de los elementos estructurales y no estructurales, de manera que para una demanda sísmica especificada la estructura no deberá sobrepasar cierto estado límite preestablecido.

2.10.1 Bases del Diseño por Desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño, el cual representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996).

Uno de los objetivos de desempeño sísmico es el adoptado por S.E.A.O.C (1995), Structural Engineers Association of California, a través del documento de Vision 2000, ver Fig.2.19, que define el acoplamiento entre los niveles de desempeño con diferentes intensidades sísmicas de diseño, de los cuales son cuatro los niveles de desempeño:

- **Completamente Funcional:** Continúa la facilidad en operación, con daños despreciables.
- **Funcional:** Continúa la facilidad en operación, con daños menores
- **Seguridad de Vida:** la seguridad de vida es sustancialmente protegida, los daños son moderados
- **Cercano al colapso:** La seguridad de vida está al riesgo, daños severos, el colapso de la estructura es preventivo.

La Fig.2.19, muestra cada una de las líneas diagonales que representa un objetivo de desempeño, que le permitirá al diseñador visualizar los diferentes niveles de desempeño que representa el comportamiento global de la estructura después de un evento sísmico, de manera que pueda controlar este comportamiento, a través de niveles de seguridad, minimizando las pérdidas tanto materiales como humanas.

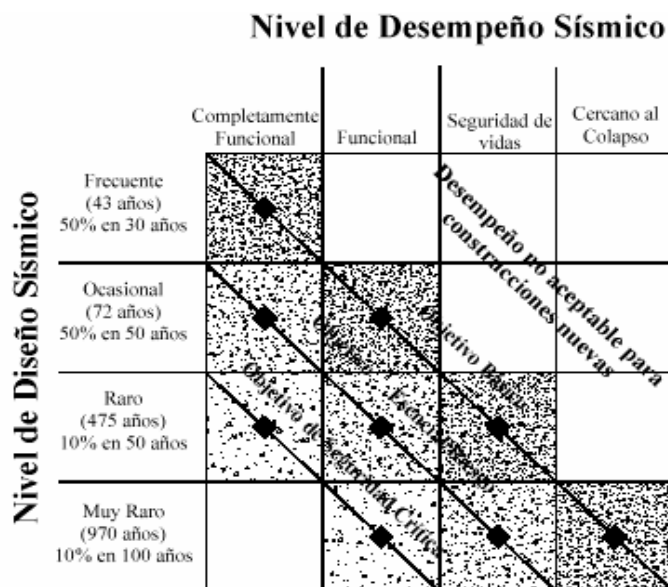


Fig.2.19 Objetivos de Comportamiento, adaptada de Vision 2000, S.E.A.O.C (1995).

2.10.2 Diseño por Desempeño de los Muros Estructurales

El desplazamiento lateral en el tope del edificio está relacionado con las demandas locales de desplazamiento, es decir, con la curvatura o deformación en la sección crítica del muro estructural, y está relacionado con el diseño sísmico por desempeño, el cual depende, principalmente de las características del movimiento sísmico compatibles para diferentes niveles de desempeño, además de la rigidez y de la relación de aspecto del muro.

Priestley y Kowalsky (1998), han definido tres niveles de desempeño de los muros, según las máximas deformaciones generadas en el refuerzo y en el concreto, como son:

- **Ocupación inmediata:** sin daño en los elementos estructurales y no estructurales.
- **Control de daño:** daño reparable de la estructura.
- **Protección a la Vida:** estabilidad ante cargas verticales de modo que existan rutas seguras de evacuación.

Seguidamente, Priestley (2000) estima valores para la deformación del acero y en el concreto para estos tres niveles de desempeño, dados por la Tabla (2.1.)

Nivel de Desempeño	Deformación del Acero	Deformación del Concreto
Ocupación Inmediata	0,5 a 0,75 ϵ_y	0,002
Control de daño	0,01 ϵ_y	0,003 y 0,004
Protección a la vida	0,6 ϵ_u	0,015

Tabla (2.1) Valores para Niveles de Desempeño propuestos por Priestley (2000).

El desplazamiento lateral en el tope del edificio en ambas direcciones ortogonales, está relacionado con el desplazamiento relativo de entrepiso o deriva máxima de entrepiso, calculándose el desplazamiento lateral elástico Δ_i producido por las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, multiplicado por 0,8R; donde R es el factor de reducción de respuesta igual a 4,5 estipulado en la Norma COVENIN 1756-01, para estructuras de muros estructurales.

El desplazamiento relativo del entrepiso considerado, o deriva de entrepiso δ_i , es calculada como

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (2.64)$$

las cuales, son divididas entre la separación de entre pisos ($h_i - h_{i-1}$), no deberán exceder los valores límites estipulados por la Norma COVENIN 1756-2001, dados por la Tabla (2.2)

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,015	0,018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,024

Tabla (2.2) Valores Límites de $\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$

En nuestro caso, tomaremos los muros estructurales como elementos susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura ya que estos elementos se clasifican como tabiques divisorios de comportamiento frágil unidos a la estructura.

2.11 Criterios de Diseño de los Muros Estructurales

Los muros estructurales son diseñados para resistir combinaciones de corte, momentos y fuerzas axiales las que son inducidas por las acciones sísmicas y/o las acciones gravitacionales. De acuerdo con sus dimensiones puede predominar en su diseño el comportamiento a flexión o por corte.

2.11.1 Resistencia a Flexión

En el diseño por flexión de muros estructurales se deberá satisfacer la condición

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.65)$$

donde, M_n es el momento de resistencia nominal a flexión, M_u es el momento flexionante mayorado en la sección considerada y $\Phi = 0,90$.

La resistencia de flexión de un muro estructural se puede calcular de la misma manera que el de una viga en voladizo, donde el refuerzo se concentra cerca de la fibra extrema, en este caso en especial, el refuerzo se distribuye uniformemente a través de la profundidad del muro en el plano. Cárdenas, et al. (1973) aproximaron la resistencia a flexión de muros rectangulares con refuerzos verticales uniformemente distribuidos y sometidos a carga axial menor que la de la condición balanceada, con la ecuación

$$M_n = 0,50 A_{sv} F_y I_w \left(1 + \frac{N_u}{A_{sv} F_y} \right) \left(1 - \frac{c}{I_w} \right) \quad (2.66)$$

donde, la distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro se calcula como

$$\frac{c}{I_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0,85\beta_1} \quad (2.67)$$

siendo,

$$\alpha = \frac{N_u}{I_w t f'_c} \quad (2.68)$$

$$\omega = \frac{A_{sv} F_y}{I_w t f'_c} \quad (2.69)$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{si } f'_c \leq 280 \text{Kg/cm}^2 \\ 1,05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0,65 & \text{si } f'_c > 280 \text{Kg/cm}^2 \end{cases} \quad (2.70)$$

donde,

A_{sv} : Área total de acero de refuerzo vertical del muro.

F_y : Esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical.

l_w : Longitud del muro.

t : Espesor del muro.

N_u : Carga axial de diseño de la sección (positivo en compresión).

c : Profundidad del eje neutro de la sección.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

2.11.2 Resistencia al Corte

En el diseño por corte de muros estructurales se deberá satisfacer la condición

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.71)$$

donde, V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada, V_n es la resistencia teórica al corte y $\Phi = 0,85$.

En todo caso, la resistencia teórica al corte es expresada como

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.72)$$

donde, V_c es la resistencia al corte asignado al concreto tomándose el menor de los valores obtenidos al considerar el agrietamiento diagonal por corte y el agrietamiento diagonal por flexión, los cuales predicen la resistencia a la fisuración inclinada en cualquier sección a lo largo del muro estructural y V_s es la resistencia al corte provista por el acero de refuerzo horizontal.

Según la Norma COVENIN (1753-85) Art.14.4, el diseño de todos los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3 para resistir corte en el plano, en cualquier sección horizontal V_u , no se tomará mayor a la resistencia nominal al corte calculado como

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_v F_y \right) \leq 2,7 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (2.73)$$

donde, A_{cv} es el área total de concreto de las secciones sujetas al corte igual al producto del espesor del alma por la altura total de la sección medida en la dirección de la fuerza cortante ($l_w t$) y el coeficiente del concreto α_c está comprendido entre los valores

$$\begin{array}{lll} \alpha_c = 0,81 & \text{cuando} & h_w/l_w < 1,50 \\ 0,81 \leq \alpha_c \leq 0,53 & \text{cuando} & 1,50 \leq h_w/l_w \leq 2 \\ \alpha_c = 0,53 & \text{cuando} & h_w/l_w > 2 \end{array} \quad (2.74)$$

la relación h_w/l_w en los segmentos de muros, corresponde el mayor de los valores del muro total o del segmento del muro considerado.

2.11.2.1 Resistencia al Corte Asignado al Concreto

Según la Norma COVENIN (1756-85) Art.14.3, para calcular la resistencia asignada al concreto V_c , se debe considerar dos casos: el agrietamiento diagonal por corte y el agrietamiento diagonal por efectos de flexión.

2.11.2.1.1 Agrietamiento Diagonal por Corte

Este agrietamiento es debido a los esfuerzos principales de tracción por corte que actúan en el baricentro de la sección del muro producidos por la carga lateral

$$V_c = 0,88\sqrt{f'_c} t d + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (2.75)$$

siendo, N_u la carga axial de diseño de la sección (positivo en compresión) y d es la altura útil, distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el punto de aplicación de la resultante de las armaduras traccionadas definida como

$$d = 0,8.l_w \quad (2.76)$$

2.11.2.1.2 Agrietamiento Diagonal por Flexión

Este agrietamiento corresponde a grietas horizontales que inicialmente son debidas a esfuerzos principales de tracción por flexión, pero que luego son inclinadas

hacia la dirección diagonal, actuando en la sección situada a una distancia $l_w/2$ por encima de la base del muro

$$V_c = \left[0,16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0,33\sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{N_u}{l_w t} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] t d \quad (2.77)$$

donde, M_u es el momento a flexión mayorado de la sección y V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección. Cuando el término $(M_u/V_u - l_w/2)$ disminuye (negativo), controla el agrietamiento diagonal por corte.

2.11.2.2 Resistencia al Corte Provisto por el Refuerzo Horizontal

La verificación al corte último determinará el refuerzo horizontal por corte, de modo que satisfaga la condición

$$V_s = \frac{A_{sh} F_y d}{s_h} \quad (2.78)$$

donde, A_{sh} es el área total de refuerzo horizontal y la separación del refuerzo horizontal s_h no excederá ninguno de los siguientes valores

$$s_h \leq \begin{cases} l_w/5 \\ 3 t \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.79)$$

La cuantía de acero nominal del refuerzo vertical ρ_v por corte es calculada por medio de la siguiente expresión

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025 \quad (2.80)$$

donde, ρ_h es la cuantía de acero de refuerzo horizontal no menor a 0,0025. La separación vertical s_v del acero de refuerzo por corte, no excederá ninguno de los siguientes valores

$$s_v \leq \begin{cases} l_w/3 \\ 3t \\ 45\text{ cm} \end{cases} \quad (2.81)$$

No obstante, cuando la relación de esbeltez de los muros h_w/l_w sea menor que 1,5, la cuantía del refuerzo vertical debe ser igual a la cuantía del refuerzo horizontal y cuando h_w/l_w es mayor que 2,5 el valor mínimo de la cuantía del refuerzo vertical requerido es $0,0025s_v h_w$.

Las cuantías del acero de refuerzo se definen como la relación entre el acero de refuerzo horizontal o vertical con respecto al área de concreto de la sección transversal al cual pertenece, expresadas como

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{h_w l_w} \quad \text{y} \quad \rho_v = \frac{A_{sv}}{l_w t} \quad (2.82)$$

2.11.2.3 Resistencia al Deslizamiento por Corte

Según la Norma COVENIN (1753-85) Art.11.6, las juntas de construcción y las zonas de formación de rótulas plásticas por flexión constituyen planos potenciales o vulnerables a deslizamiento por corte, ver Fig.2.18(d) en que la resistencia de diseño depende del refuerzo perpendicular al plano de corte definido por la ecuación (2.83a) y del refuerzo inclinado con relación al plano de corte definido por la ecuación (2.83b), en el que V_n deberá satisfacer la ecuación (2.71) y no se tomará mayor que $0,2f'cA_c$, ni $56A_c$, siendo A_c el área de la sección de concreto (de contacto) que resiste la transferencia de corte.

$$V_n = A_{sf} F_y \mu \quad (2.83a)$$

$$V_n = A_{sf} F_y (\mu \text{Sen} \alpha_f + \text{Cos} \alpha_f) \quad (2.83b)$$

donde,

A_{sf} : Área de acero de refuerzo requerido para resistir el corte por fricción que atraviesa el plano de corte.

α_f : Ángulo entre el refuerzo por corte por fricción en el plano de corte, en grados.

μ : Coeficiente de fricción.

El coeficiente de fricción se define de acuerdo a las características del tipo de concreto que tiene el plano de corte y será igual a $1,4\lambda$ para concreto vaciado monolíticamente (sin juntas), siendo $\lambda=1,0$ para concreto con agregado de peso normal.

2.11.3 Resistencia a Carga Axial

En el diseño por carga a compresión axial en muros estructurales se deberá satisfacer la condición

$$\phi N_n \geq N_u \quad (2.84)$$

donde, N_u es la magnitud de la carga a compresión axial mayorada en la sección considerada y $\Phi = 0,70$.

Según la Norma COVENIN (1753-85) Art.10.4, la resistencia de diseño a carga axial, de miembros comprimidos con ligaduras como acero de refuerzo transversal viene dada por la ecuación

$$N_n = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) + F_y A_{st} \quad (2.85)$$

donde,

A_g : Área total de la sección de concreto.

A_{st} : Área total de acero de refuerzo longitudinal.

Los límites externos de la sección efectiva de un miembro comprimido, se tomará un valor no mayor que 4cm por fuera de la ligadura.

2.11.4 Distribución del Acero en Muros Estructurales

El acero de refuerzo se puede colocar en una (1) sola capa en el plano medio de la sección, siempre que la fuerza cortante mayorada V_u no exceda de $0,53A_{cv}\sqrt{f'_c}$, de lo contrario el acero de refuerzo se debe colocar en dos (2) capas paralelas a las caras de la sección. En general, en el diseño corriente del acero en un muro estructural es el de utilizar dos (2) capas de acero paralelas, con la finalidad de prevenir la presencia de fisuraciones no deseables en el muro, ver Fig.2.20.

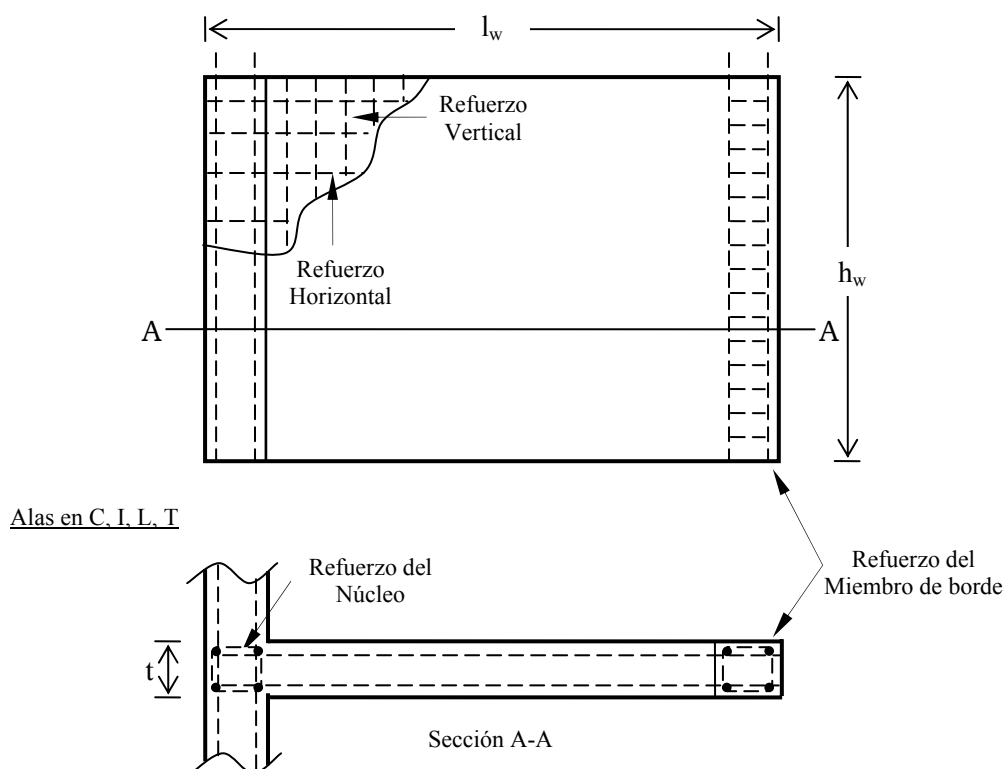


Fig.2.20 Distribución del Refuerzo en Muros Estructurales.

2.11.5 Miembros de Borde

Los miembros de borde deben diseñarse para resistir la mitad de la carga axial del muro y la fuerza vertical proveniente del momento de volcamiento del mismo. Se puede obviar el uso de estos miembros si las solicitaciones mayoradas no exceden las condiciones normativas definidas en la Tabla (2.3).

Forma del Muro	Carga Axial	Requisito Adicional
Simétrico	$N_u \leq 0,10f'_c A_{cv}$	$M_u / (V_u l_w) \leq 1,0$ o'
Asimétrico	$N_u \leq 0,05f'_c A_{cv}$	$V_u \leq 0,81 A_{cv} \sqrt{f'_c}$

Tabla (2.3) Condiciones para obviar Miembros de Borde.

Si los muros estructurales no requieren de miembros de borde, es necesario que éstos cumplan con un área de acero de refuerzo transversal de ligaduras, ver Fig.2.20. Este refuerzo transversal de ligaduras se calcula cuando la cuantía del refuerzo

longitudinal en los bordes del muro es mayor que $28/F_y$, por lo tanto el área del acero transversal de ligaduras cerradas de refuerzo en tales extremos A_{sh} no será menor que el mayor de los valores dados por

$$A_{sh} = \begin{cases} 0,3sh_c \frac{f'_c}{F_y} (A_g/A_{ch} - 1) \\ 0,09sh_c \frac{f'_c}{F_y} \end{cases} \quad (2.86)$$

donde,

s: Separación del refuerzo transversal medido a lo largo del eje longitudinal del miembro, no mayor a 20 cm.

h_c : Dimensión transversal del núcleo del miembro, medido centro a centro de la armadura de confinamiento.

F_y : Resistencia cedente especificada para el acero de refuerzo transversal.

A_g : Área total de la sección de concreto.

A_{ch} : Área de la sección transversal del miembro, medida exteriormente al refuerzo transversal.

A excepción de que $V_n \leq 0,27A_{cv}\sqrt{f'_c}$, el acero de refuerzo horizontal que termina en los extremos de los muros sin miembros de borde tendrá un gancho estándar en el extremo de las barras, o estos extremos serán encerrados por ligaduras en forma de U que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo transversal horizontal. Estas ligaduras deben estar debidamente empalmadas al armado del refuerzo horizontal y vertical.

De lo contrario, si es necesario el uso de miembros de borde en cada extremo del muro estructural, según la Norma COVENIN (1756-85) Art. 14.5, la armadura longitudinal en los miembros de borde se calcula como si dichos miembros fuesen columnas sometidas a carga axial y dichos miembros de borde deben cumplir con una longitud mínima de $0,15l_w$, cuando la fuerza axial mayorada N_u varíe entre 0,15 a 0,35 de la resistencia nominal N_n del muro definida como

$$N_n = 0,85f'_c(A_g - A_{sv}) + F_y A_{sv} \quad (2.87)$$

donde,

A_{sv} : Área de acero de refuerzo a tracción (longitudinal), en un segmento de muro.

El espesor de los miembros de borde de los muros con dos mallas de acero de refuerzo, será el mayor entre el espesor del muro t y el calculado como

$$b_m = \frac{(R + 2)(h_w / l_w + 2)l_w}{1700\sqrt{\xi}} \quad (2.88)$$

siendo,

$$\xi = 0,3 - \frac{\rho_v F_y}{2,5f_c} > 1,0 \quad (2.89)$$

donde, R es el factor de reducción de respuesta tomando como $R=4,5$ para muros estructurales y especificado en la Norma COVENIN (1756-2001) Edificaciones Sismorresistentes y la cuantía de acero longitudinal es definida por la ecuación (2.83).

El área de concreto del miembro de borde A_{cb} , ver Fig.2.21, la cual cumplirá con la limitación entre b_m^2 y $0,1b_m l_w$, además éste será mayor entre los valores calculados como

$$b_m \geq \begin{cases} h_w / 16 \\ 0,04(1 + 0,1R)l_w \end{cases} \quad (2.90)$$

La armadura transversal de los miembros de borde se calcula con la ecuación (2.86) extendiéndose horizontalmente desde la fibra extrema comprimida hasta una distancia mínima de $(c - 0,1l_w)$ ó $0,5c$, siendo c la distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro y en la base de los mismos se deben extender dentro de su apoyo al menos la longitud de desarrollo a tracción de la barra longitudinal de mayor diámetro, a menos que dicho miembro termine en una zapata o losa de fundación.

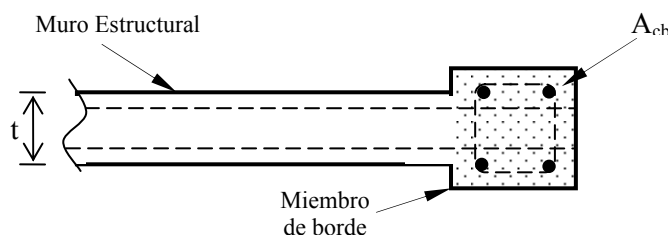


Fig.2.21 Área de Concreto de un Miembro de Borde.

El acero de refuerzo horizontal en el alma del muro debe anclarse dentro del núcleo confinado de los miembros de borde para que pueda desarrollar en tracción la resistencia cedente especificada F_y .

2.11.6 Dinteles de Acoplamiento

Según la Norma COVENIN (1756-85) Art.14.6, los dinteles de acoplamiento de luces reducidas $L_d/d \leq 4$ (iguales o menores a cuatro veces su altura) de unión entre dos muros adyacentes, o dispuestos sobre aberturas importantes de los muros y que presenten una fuerza cortante mayorada $V_n > 1,6b_w d \sqrt{f'c}$, se reforzarán, en adición a los refuerzos exigidos por los cortes y momentos actuantes, con dos grupos de cuatro barras diagonales, confinadas y ancladas a tracción en sus dos extremos, ver Fig.2.21. Medidas del lado exterior del refuerzo transversal del grupo de barras, no menor de $0,5b_w$ en dirección perpendicular al plano del dintel y $0,2b_w$ en el plano del dintel y perpendicular a las barras diagonales, donde b_w y d es el ancho del alma y altura útil del dintel, respectivamente.

La resistencia teórica a la fuerza cortante de los dinteles se determina con la siguiente expresión

$$V_n = A_{vd} (2F_y \text{Sen} \alpha) \leq 2,7b_w d \sqrt{f'c} \quad (2.91)$$

donde,

A_{vd} : Área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales.

α : Ángulo de inclinación de la armadura diagonal con respecto al eje longitudinal del miembro en grados.

El grupo de barras colocadas diagonalmente debe ser confinado por refuerzo transversal que cumpla con los requisitos de la ecuación (2.86), respetando un recubrimiento mínimo en los cuatro lados de cada grupo de barras de refuerzo.

La armadura obtenida se dispondrá simétricamente a todo lo largo de cada una de las diagonales del dintel, debidamente arriostrada por estribos con separación máxima de el numero de veces el diámetro de la barra longitudinal, ver Fig.2.22. La longitud de anclaje de la armadura diagonal no será menor $8d_b$, 15cm ó la requerida por la ecuación

(2.92) con gancho estándar de 90° situado dentro del núcleo confinado de los miembros de borde.

$$L_{dh} = 0,06d_b F_y / \sqrt{f'_c} \quad (2.92)$$

Para evitar el agrietamiento bajo las condiciones de servicio y la dislocación del concreto en el estado límite último, en el alma del dintel se dispondrá un refuerzo nominal perpendicular y paralelo a la luz del tramo diseñados por resistencia al corte, en el que el área del acero de refuerzo formado por estribos y el área del acero de refuerzo longitudinal no será menor que $0,0025b_w s$ y $0,0015b_w s$, respectivamente; con una separación s menor o igual a $d/5$ ó 30cm.

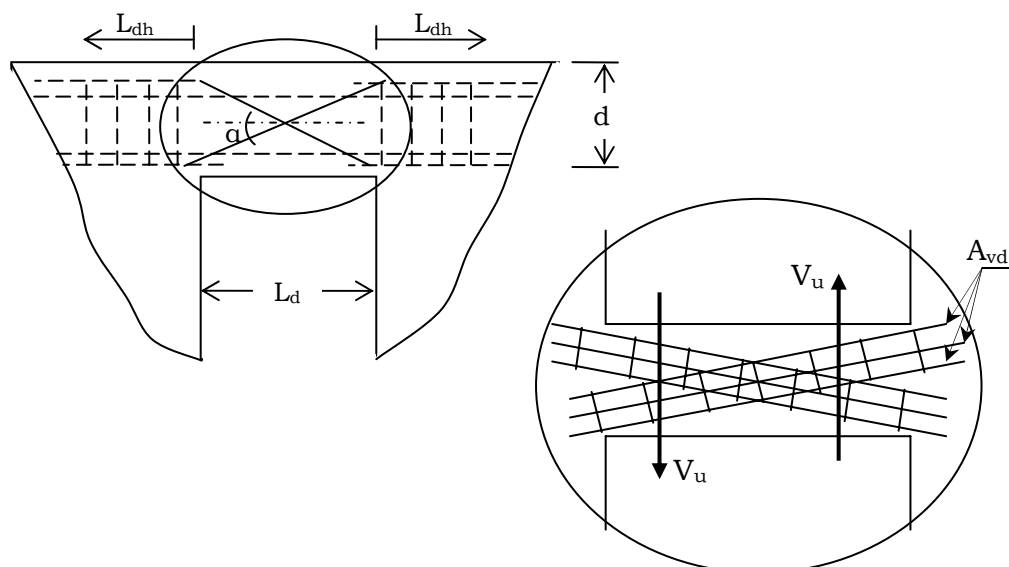


Fig.2.22 Distribución del Refuerzo en Dinteles de Acoplamiento.

El momento resistente en los apoyos de los dinteles de acoplamiento se pueden obtener por medio de la fuerza cortante como

$$M_n = V_n L_d / 2 = A_{vd} F_y L_d \text{Sen} \alpha \quad (2.93)$$

No obstante, si la relación de aspecto L_d/d es mayor que cuatro, los dinteles de acoplamiento de los muros estructurales tienen insuficiente estabilidad lateral, por lo tanto deben ser diseñados como miembros solicitados a flexión y a corte (viga de conexión). Además, deben satisfacer condiciones mínimas de geometría.

CAPITULO III

IMPLEMENTACIÓN NUMÉRICA

3.1 Generalidades

Para el análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios construidos con muros estructurales, es necesario contar con herramientas de computación (programas de computadoras) debido a la gran cantidad de cálculos numéricos que se presentan en la metodología propuesta. Debido a esto se elaboró un programa de computadora como herramienta para el desarrollo del análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales de concreto armado, denominado ADSEME.

El programa está codificado bajo el lenguaje FORTRAN 90, siendo este un lenguaje de programación de alto nivel bastante simple pues goza de compilación independiente en las distintas unidades del programa, lo cual permitió una programación estructurada. Asimismo, dicho programa está diseñado de forma descendente (top-down), estando conformado por un grupo de sub-programas codificados y probados independientemente con la finalidad de llevar paso a paso el proceso computacional. El grupo de sub-programas que conforman el programa general están bien diferenciados, pues cada uno de ellos cumple una tarea y tiene un enfoque específico. El usuario dirige los procesos a desarrollar a través de varias opciones propuestas en un menú principal, tal y como se muestra en el diagrama de flujo, ver Fig.3.1, estas opciones deberán ser usadas en orden consecutivo, ya que, por ejemplo, para la ejecución del subprograma de la

entrada de datos de geometría tanto para los muros estructurales como para los dinteles de acoplamiento, es necesario tener con anterioridad los datos generales de la estructura.

En general, el grupo de sub-programas que conforman el procedimiento son:

1. Datos Generales.
2. Datos Geométricos.
3. Método Estático Equivalente (Traslación y Torsión).
4. Análisis Sísmico de la Estructura.
5. Método Paso a Paso (Pushover).
6. Diseño Sísmico de la Estructura.
7. Salida de Resultados.

3.2 Sub-programas que Conforman el Procedimiento

3.2.1 Datos Generales

Este sub-programa es destinado al suministro de los datos generales de la estructura a analizar, tales como:

- Número de niveles de la estructura.
- Número de muros por nivel.
- Número de dinteles por nivel.
- Altura del entrepiso, en mts.
- Dimensiones de la losa maciza de entrepiso:
 - Área neta de la losa, en mts.
 - Ancho de la losa en la dirección "x", en mts.
 - Largo de la losa en la dirección "y", en mts.
 - Espesor de la losa, en mts.
- Características del tipo de techo de la estructura.
 - Cargas, si el techo es de machihembrado sobre perfiles de acero.
 - Dimensiones, si el techo es una losa maciza, en mts.
- Propiedades de los materiales a utilizar:
 - Resistencia del concreto a los 28 días ($f'c$), en Kg/cm^2 .
 - Relación de Poisson (μ).
 - Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (F_y), en Kg/cm^2 .

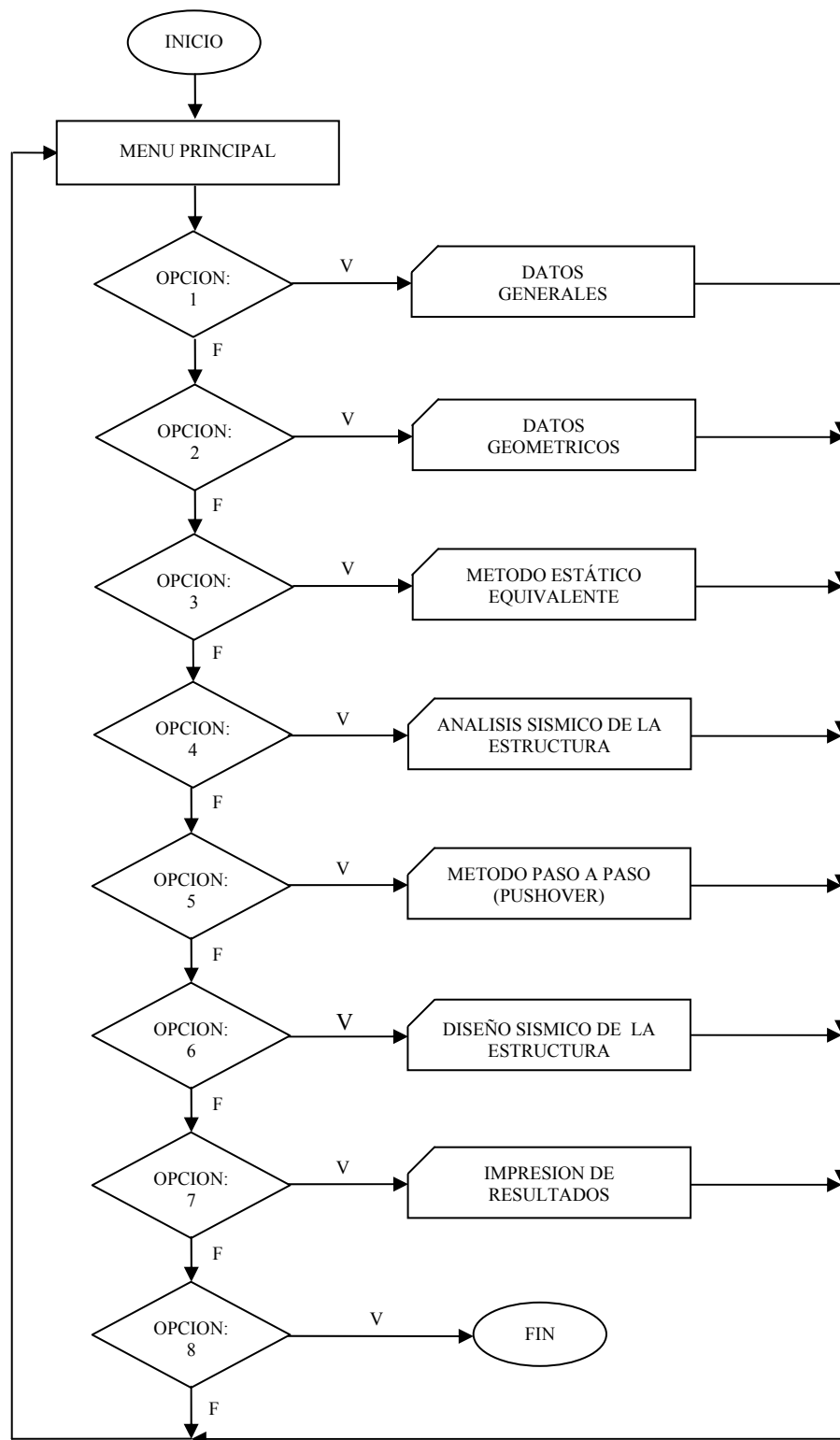


Fig.3.1 Diagrama de Flujo del Programa Menú Principal.

Una vez definido los datos generales del problema, el sub-programa genera un archivo de datos denominado `DATOS_GENERALES`, donde se almacena toda la

información suministrada anteriormente y otros datos principales que son calculados dependiendo de las propiedades de los materiales a utilizar, ver Fig.3.2. Estos datos nos permite obtener las propiedades elásticas del material (medida de la rigidez), tales como los módulos de elasticidad longitudinal (E) y transversal (G) del concreto armado, para una resistencia máxima a la rotura a los 28 días ($f'c$) en Kg/cm^2 , calculados como

$$E = 15100\sqrt{f'c}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3.1)$$

siendo, μ la relación de Poisson cuyos valores más frecuentes son 0,25 a 0,30 para materiales isotrópicos, la cual permite la deformación elástica en la sección transversal.

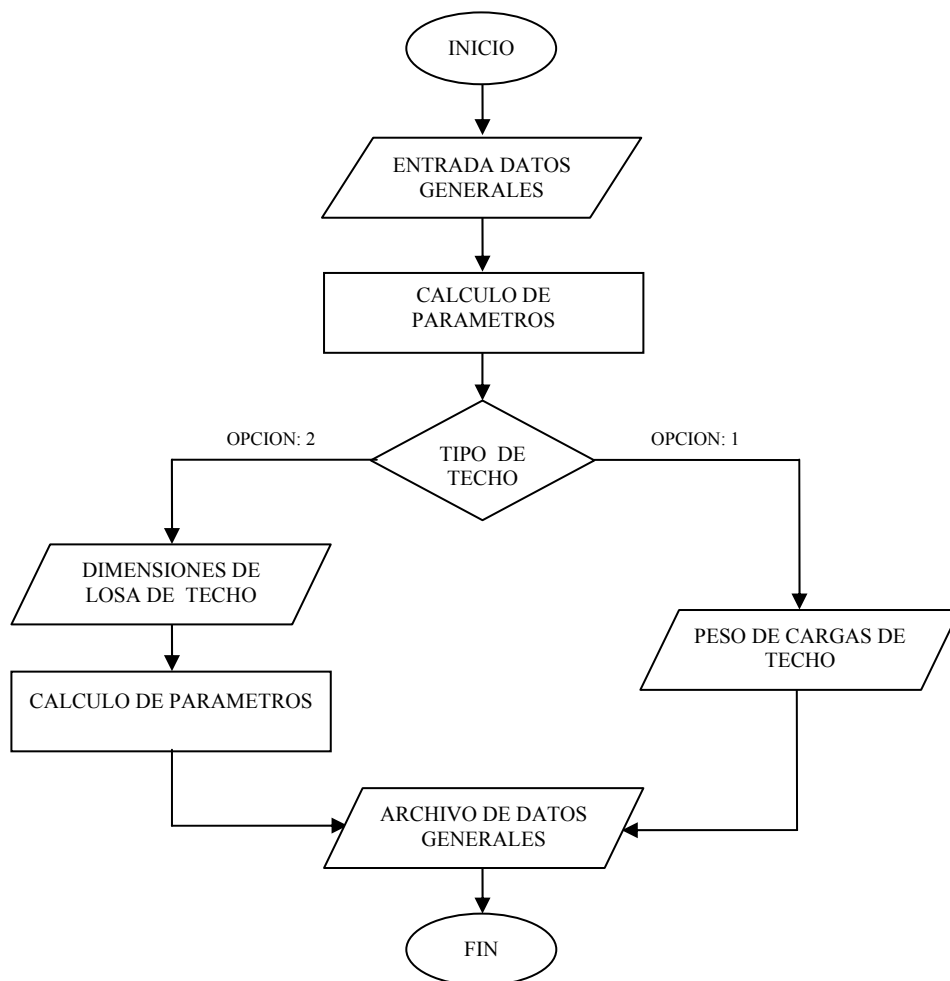


Fig.3.2 Diagrama de Flujo del Sub-programa Datos Generales.

3.2.2 Datos Geométricos

Este sub-programa corresponde al suministro de los datos geométricos de cada uno de los muros estructurales y de los dinteles de acoplamiento pertenecientes a la estructura a analizar. Los datos de cada elemento se ingresan por separado, dos sub-rutinas: la sub-rutina “Propiedades de los Muros”, que corresponde al cálculo de las propiedades geométricas, mecánicas, estáticas y sectoriales de cada muro y la sub-rutina “Propiedades de los Dinteles”, que corresponde al cálculo de las propiedades geométricas, mecánicas y estáticas, ver Fig.3.3.

Es importante la forma como se suministren los datos, ya que de ellos dependen los cálculos de todas las propiedades de sus secciones transversales, de lo contrario el programa tomará valores inexactos. Debido a que, por ejemplo, para el cálculo del centro de cortante de los muros estructurales, este depende del flujo de cortante, que representa la fuerza longitudinal por unidad de longitud transmitida a través de la sección, según Singer (1982).

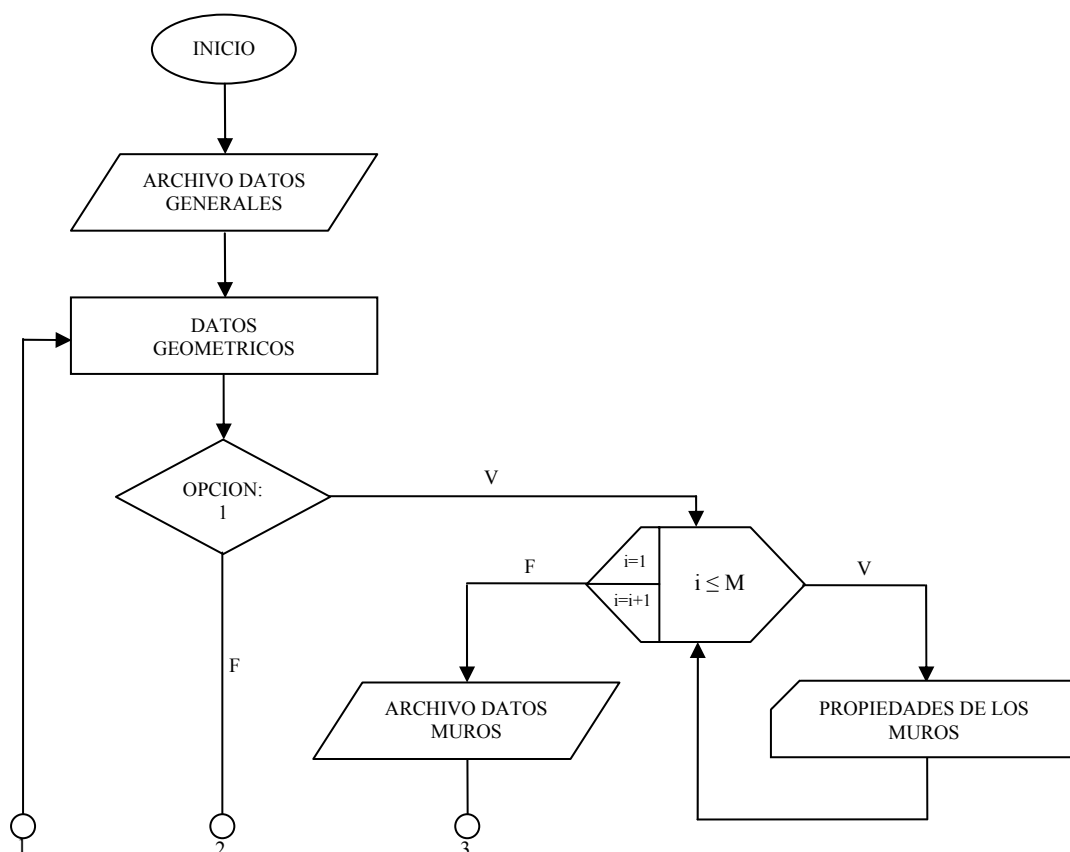


Fig.3.3 Diagrama de Flujo del Sub-programa Datos Geométricos.

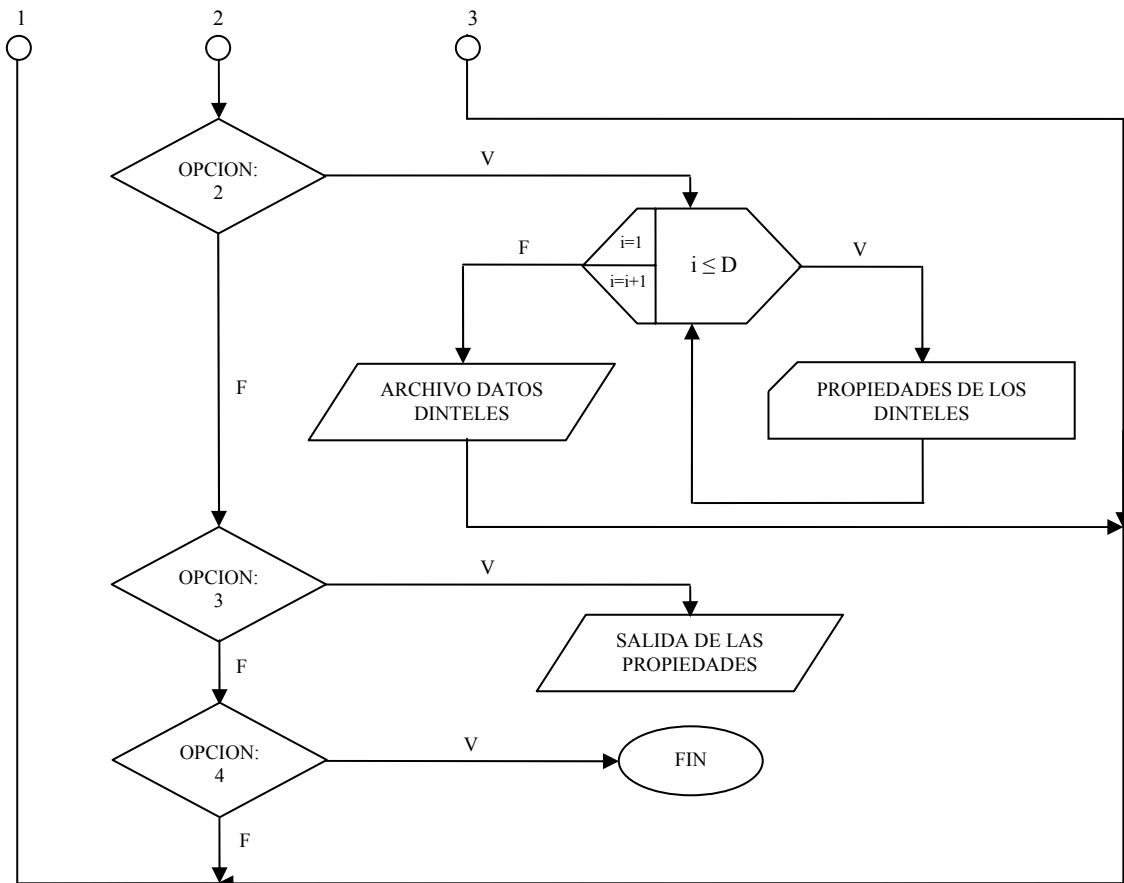


Fig.3.3 Diagrama de Flujo del Sub-programa Datos Geométricos (Continuación).

3.2.2.1 Datos Geométricos de los Muros Estructurales

Las secciones transversales de los muros estructurales están conformadas por nodos y paredes, donde cada pared posee un par de nodos (i, j), estos nodos pueden estar conectados a una o varias paredes, es decir cada pared puede estar libre o conectada a otra pared, ver Fig.3.4. La línea punteada, representa el eje central de cada pared de la sección.

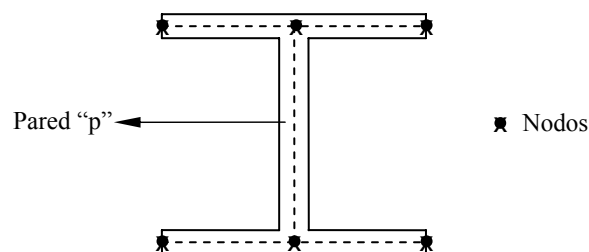


Fig.3.4 Elementos de la Sección Transversal del Muro Estructural.

Los datos que se suministran en el sub-programa para cada muro estructural en particular son los siguientes:

- Número de paredes (P), debe ser mayor que uno.
- Espesor de la pared (t), en mts.
- Coordenadas de referencia (x, y) del par de nodos (i, j) de la pared, en mts.

Las paredes se numeran en orden consecutivo de forma tal que dos nodos consecutivos cualesquiera queden unidos por una línea recta perteneciente a cada pared. Más conveniente es aplicando el concepto de flujo de cortante (esfuerzos de corte longitudinales de la sección), semejante de un fluido incompresible que circula a través de un conducto cerrado cuyos contornos fueran las paredes del muro, ver Fig.3.5.

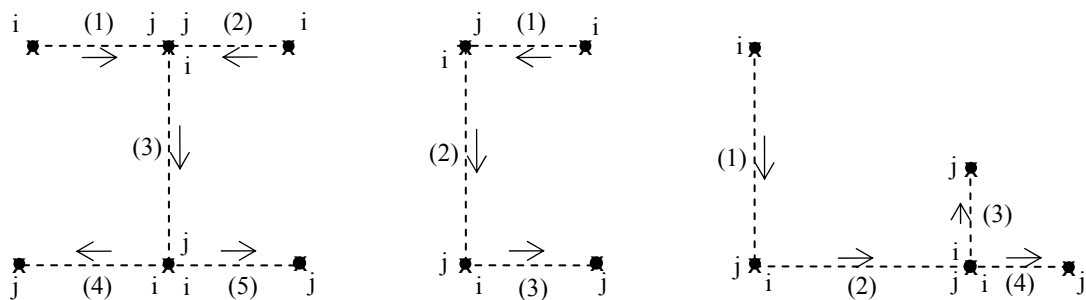


Fig.3.5 Numeración de las Paredes de la Sección Transversal del Muro Estructural.

Una vez suministrados todos los datos de las coordenadas de todos los nodos de cada muro y el espesor de cada una de las paredes, la sub-rutina calcula las propiedades geométricas, mecánicas, estáticas y sectoriales de los muros, desarrolladas en el apéndice A, como son:

- Longitudes de las paredes.
- Área total y áreas efectivas de cortante respecto a los ejes paralelos x e y.
- Coordenadas del centro de gravedad de la sección.
- Coordenadas sectoriales principales con polo en el centro de gravedad.
- Momentos de inercia y su producto respecto a los ejes paralelos x e y.
- Momentos de inercia sectoriales respecto a los ejes paralelos x e y.
- Coordenadas del centro de torsión o de cortante de la sección.
- Área sectorial principal de la sección.
- Momento de inercia sectorial principal y secundario.

- Constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant.

Toda esta información es presentada en pantalla y luego almacenada en un archivo de datos denominado DATOS_MUROS, donde se almacena toda la información calculada anteriormente, y almacena detalladamente el número, longitud y espesor de las paredes de cada muro estructural en un archivo de datos denominado DATOS_PAREDES, ver Fig.3.6. Esta sub-rutina desarrollada posee como limitación el hecho de que acepta solamente elementos rectos, es decir muros estructurales con paredes paralelas a un sistema de ejes x e y, y no inclinadas.

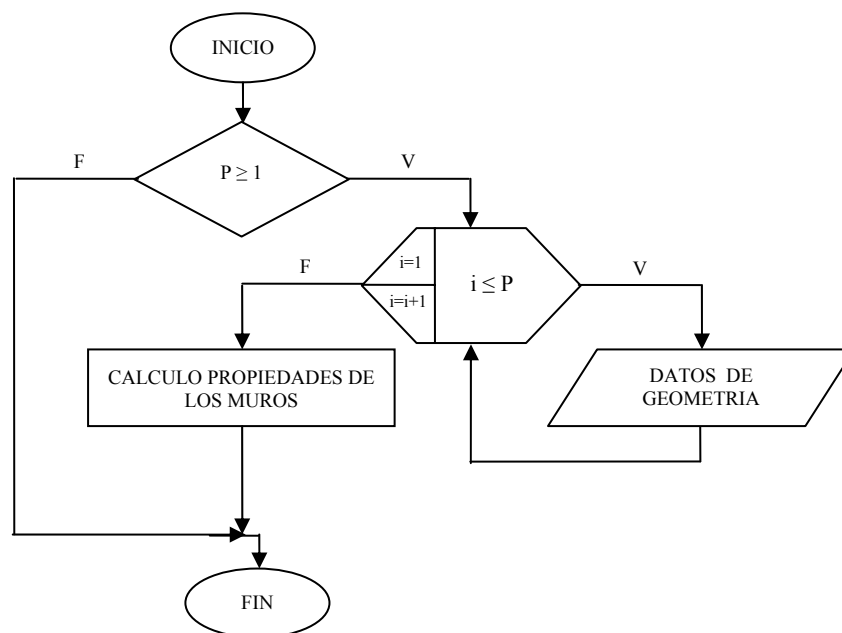


Fig.3.6 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Propiedades de los Muros Estructurales.

3.2.2.2 Datos Geométricos de los Dinteles

Al igual que en el sub-programa destinado a la entrada de datos de los muros estructurales, los dinteles de acoplamiento están conformados por nodos y miembros, pero en este caso un solo miembro, donde cada miembro posee un par de nodos (A, B), ver Fig.3.7. La línea punteada, representa el eje central de cada miembro de la sección de los dinteles.

Los datos que se suministran en el sub-programa para cada dintel de acoplamiento en particular son los siguientes:

- Altura del dintel (h), en mts.

- Espesor del dintel (b), en mts.
- Coordenadas de referencia (x, y), del par de nodos (A, B) del dintel, en mts.
- Número de etiqueta de los muros que están conectados en los nodos (A, B), correspondientes a cada extremo del dintel.

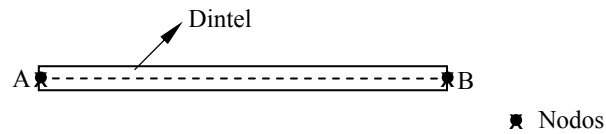


Fig.3.7 Elementos de la Sección Transversal del Dintel de Acoplamiento.

Una vez suministrados todos los datos de las coordenadas de todos los nodos de cada dintel, la altura y el espesor, la sub-rutina calcula las propiedades geométricas, mecánicas y estáticas de los dinteles, desarrollados en el apéndice A, como son:

- Área de la sección.
- Momento de inercia de la sección transversal del dintel, alrededor del eje y.
- Constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant.
- Longitud del dintel entre las caras de las paredes de los muros a unir.

Toda esta información es presentada en pantalla y luego almacenada en un archivo de datos llamado DATOS_DINTELES, donde se guarda toda la información calculada anteriormente, para luego ser utilizados en otros sub-programas, ver Fig.3.8.

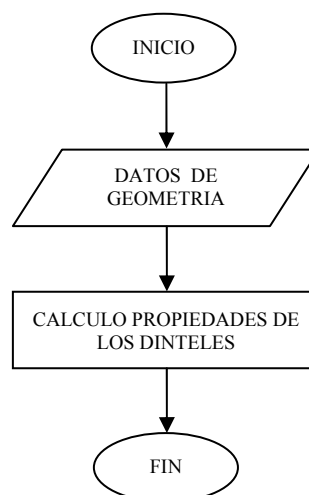


Fig.3.8 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Propiedades de los Dinteles de Acoplamiento.

3.2.3 Método Estático Equivalente (Traslación y Torsión)

En el desarrollo del análisis sísmico de la estructura, es necesario determinar las cargas o fuerzas laterales que la estructura debe soportar debido a los movimientos sísmicos del terreno. Para tal fin se desarrollo un sub-programa que calcula estas fuerzas, usando el método estático equivalente presentado por la Norma COVENIN 1756-01, el cual establece las fuerzas estáticas que simulan el efecto de las cargas sísmicas. Para el cálculo de la fuerza cortante basal (V_0), ecuación (2.29), determinamos el peso total de la estructura y la ordenada del espectro de diseño para el período fundamental de la misma, en dos sub-rutinas denominadas “Análisis de Carga” y “Espectro de Diseño”, respectivamente, ver Fig.3.9.

La subrutina Análisis de Carga determina de forma automatizada el peso total de la estructura desde el nivel de la base hasta el tope, tomando en cuenta todos los elementos estructurales presentes en el sistema, ver Fig.3.10. El peso específico del concreto utilizado es de 2400 Kg/m^3 . En esta misma subrutina se calculan las coordenadas del centro de masa (CM), en el cual va actuar la fuerza sísmica de diseño, luego se almacenan estos resultados en un archivo denominado DATOS_ANALISIS, para luego ser utilizados en otros sub-programas.

La sub-rutina Espectro de Diseño determina la ordenada del espectro de diseño dependiendo de varios factores sísmicos, los cuales la sub-rutina permite seleccionarlos con la entrada de datos de la manera siguiente:

- Clasificación de la estructura según su uso.
- Zonificación sísmica.
- Formas espectrales de los terrenos de fundación y tipo de material.

Una vez calculada la fuerza de corte basal, el sub-programa Método Estático Equivalente (traslación y torsión), distribuye estos cortantes de diseño en la altura del edificio, a través de la ecuación (2.38). Asimismo, combinando los efectos en las dos direcciones ortogonales de acuerdo con lo que establece la Norma COVENIN 1756-2001, utilizando el criterio de tomar 100% de los efectos de la componente que actué en la dirección “x” y 30% de los efectos en la dirección ortogonal a ella, es decir en la dirección “y”. La dirección “x” va ser aquella que el usuario seleccionó previamente al

momento de definir las coordenadas (x, y) de los datos generales y geométricos de la estructura. Finalmente, el sub-programa Método Estático Equivalente almacena las cargas sísmicas laterales que van a ser impuestas a la estructura en un archivo denominado VECTOR_FUERZA, para luego ser utilizado en el análisis de la estructura, e imprime los resultados de los parámetros sísmicos utilizados en el análisis para que el usuario esté al tanto de los cálculos que se han ejecutado en el método, ver Fig.3.11.

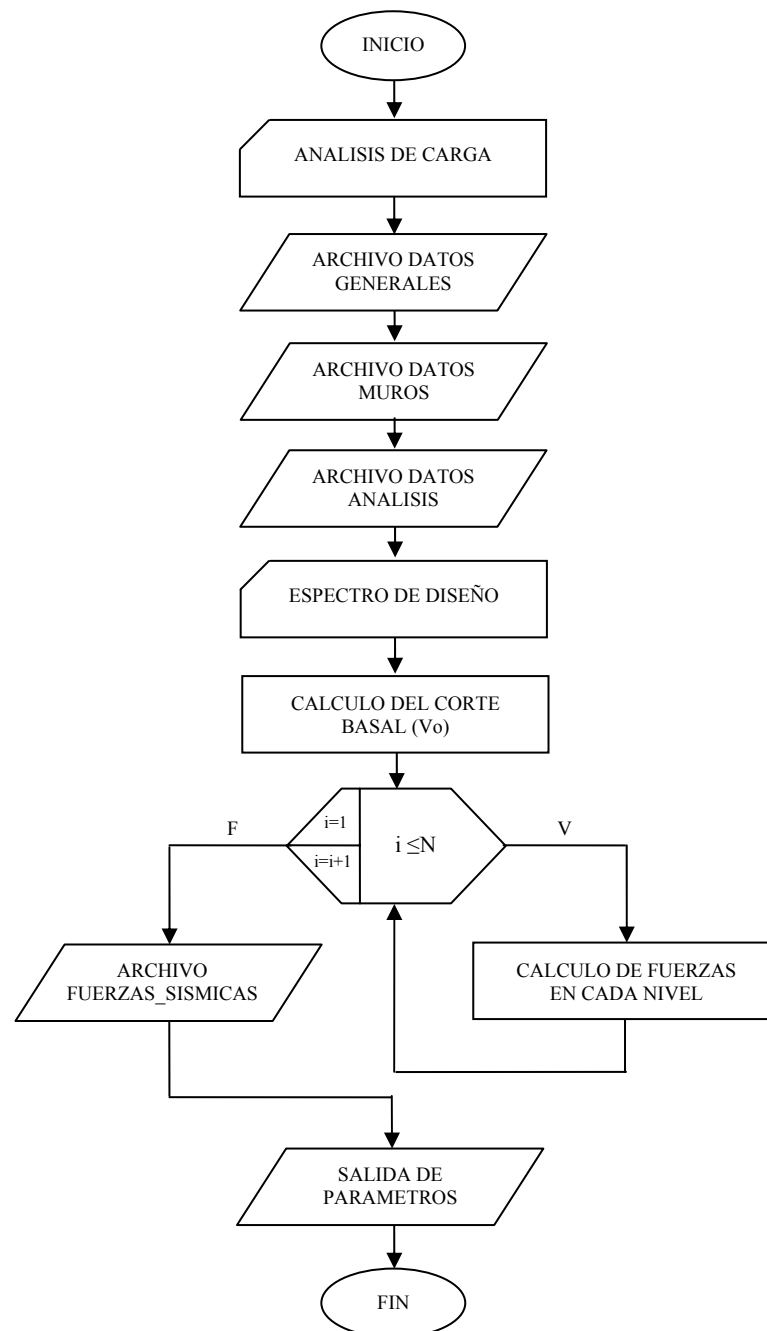


Fig.3.9 Diagrama de Flujo de la Sub-programa Método Estático Equivalente

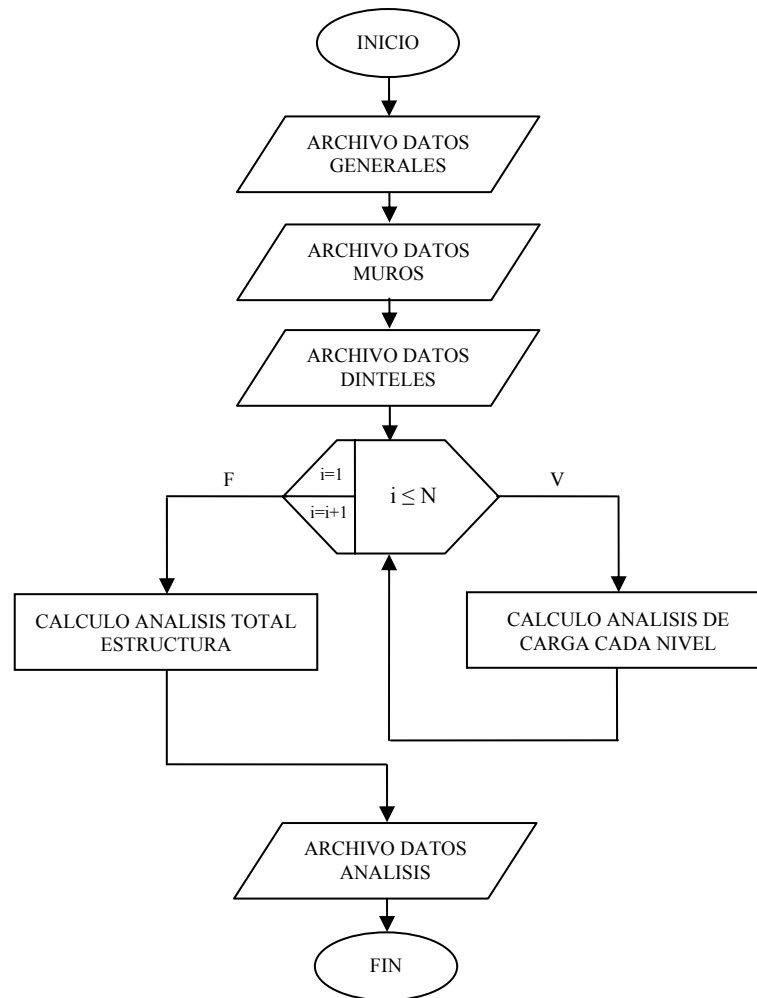


Fig.3.10 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Análisis de Carga.

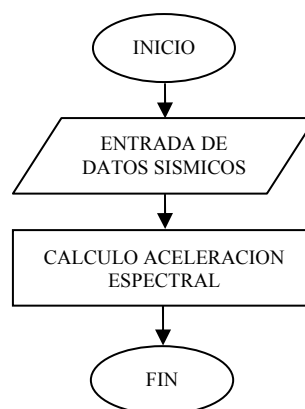


Fig.3.11 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Espectro de Diseño.

3.2.4 Análisis Sísmico de la Estructura

Para el análisis sísmico de la estructura, el sub-programa utiliza el método estático no lineal, en el que se involucra el concepto de rigidez directa, como se define en la sección 2.2, el cual transforma en términos generales las deformaciones de la estructura en cargas.

Fundamentalmente, la matriz de rigidez global de la estructura se determina ensamblando cada una de las matrices locales de los miembros formados por los términos de las ecuaciones de equilibrio estático, planteadas en función de las deformaciones que son las incógnitas del problema. Siguiendo el método de los desplazamientos, podemos dar solución a dichas incógnitas, a través de los procesos computacionales con operaciones de matrices como el método de Gauss-Jordan, el cual fue el usado en este trabajo.



Fig.3.12 Diagrama de Flujo del Sub-programa Análisis Sísmico de la Estructura.

Bajo estos conceptos, se desarrolló el sub-programa computacional para la realización del análisis sísmico de la estructura, ver Fig.3.12, donde se ejecuta el proceso

por separado y de forma descendente. Este sub-programa está conformado por un grupo de cuatro sub-rutinas, las cuales son:

1. Matriz de rigidez local de los miembros.
2. Matriz de rigidez global de la estructura.
3. Deformaciones.
4. Solicitaciones.

Estas sub-rutinas se efectúan automáticamente, donde cada una de ellas posee una función específica en el proceso computacional en el desarrollo del análisis sísmico de edificios de muros estructurales.

3.2.4.1 Matriz de Rigidez Local de los Miembros

En el capítulo 2, presentamos detalladamente las matrices de rigidez local de los miembros de la estructura, las cuales son calculadas automáticamente por esta sub-rutina, término a término de cada uno de los miembros que componen la estructura. Además, seguidamente transforma cada una de las matrices de rigidez de los miembros de coordenadas locales a coordenadas globales de la estructura, ver Fig.3.13. El número de grados de libertad de cada matriz de rigidez de los muros es de catorce grados de libertad, siete por cada extremo. De los cuales, por cada extremo representan, tres grados de libertad del diafragma rígido y siete grados de libertad del muro, y los dinteles tienen ocho grados de libertad.

Esta sub-rutina almacena las matrices consecutivamente en dos archivos de datos denominados MATRIZ_MURO y MATRIZ_DINTEL, para los muros estructurales y los dinteles de acoplamiento, respectivamente. Análogamente, la sub-rutina calcula y almacena los datos correspondientes a las dos matrices de transformación de las coordenadas de los miembros citadas en el capítulo 2. Estos archivos se denominan TRANSF_MURO1 y TRANSF_MURO2, TRANSF_DIN1 y TRANSF_DIN2, para los muros estructurales y los dinteles de acoplamiento, respectivamente.

Por otro lado, también la sub-rutina genera otros archivos denominados RIGIDEZ_MURO y RIGIDEZ_DINTEL, donde se almacenan las matrices de rigidez de los muros estructurales y de los dinteles de acoplamiento, respectivamente. sin transformarlas, es decir en coordenadas locales, necesario para ser utilizado en el cálculo de las solicitaciones de cada miembro.

3.2.4.2 Matriz de Rigidez Global de la Estructura

Una vez determinadas las matrices de rigidez local de los miembros transformadas en términos de coordenadas globales, ecuación 2.18, luego procedemos a ensamblar para formar la matriz de rigidez global de la estructura. La rigidez total en una coordenada de la matriz global es la suma de las rigideces en esa coordenada contribuidas por cada miembro unido a esa coordenada. Podemos entonces superponer las matrices de rigidez local en coordenadas globales para obtener la matriz de rigidez global total para la estructura.

En esta sub-rutina procedemos a ensamblar término a término de cada miembro de la estructura, ver Fig.3.14. Por lo general, no todos los miembros de la estructura están conectados en las mismas coordenadas globales, es decir cualquier miembro está conectado a diferentes coordenadas globales. Debido a esto, el usuario debe identificar los miembros consecutivamente, para obtener un buen ensamblaje de la matriz global. Para desarrollar la matriz de rigidez global a partir de las matrices de rigidez de los miembros, determinamos inicialmente el número total de grados de libertad de la estructura, es decir, el tamaño de la matriz de rigidez global, por medio de la ecuación 2.16.

La su-rutina almacena los datos de la matriz global de la estructura en un archivo denominado MATRIZ_GLOBAL, que junto con el archivo VECTOR_FUERZA forman parte del método de los desplazamientos (rigidez directa), para luego determinar las deformaciones globales de la estructura.

3.2.4.3 Deformaciones

Las deformaciones que se determinan se refieren a los desplazamientos globales de la estructura, es decir, en términos generales se refieren a traslaciones en coordenadas trasnacionales o rotaciones en coordenadas rotacionales, sin haber distinción respecto a si el desplazamiento es un desplazamiento desconocido en un grado de libertad no restringido o un desplazamiento conocido en un grado de libertad restringido. En esta sub-rutina se calculan las deformaciones en coordenadas globales de la estructura y luego las trasforma en coordenadas locales de los miembros de la estructura, ver Fig.3.15.

La sub-rutina almacena los desplazamientos globales de la estructura en un archivo de datos denominado DESP_GLOBALES. Asimismo, permite conocer las deformaciones de los miembros mediante dos archivos, DESP_MUROS y DESP_DINTELES, que representa los desplazamientos de los muros y los desplazamientos de los dinteles, respectivamente.

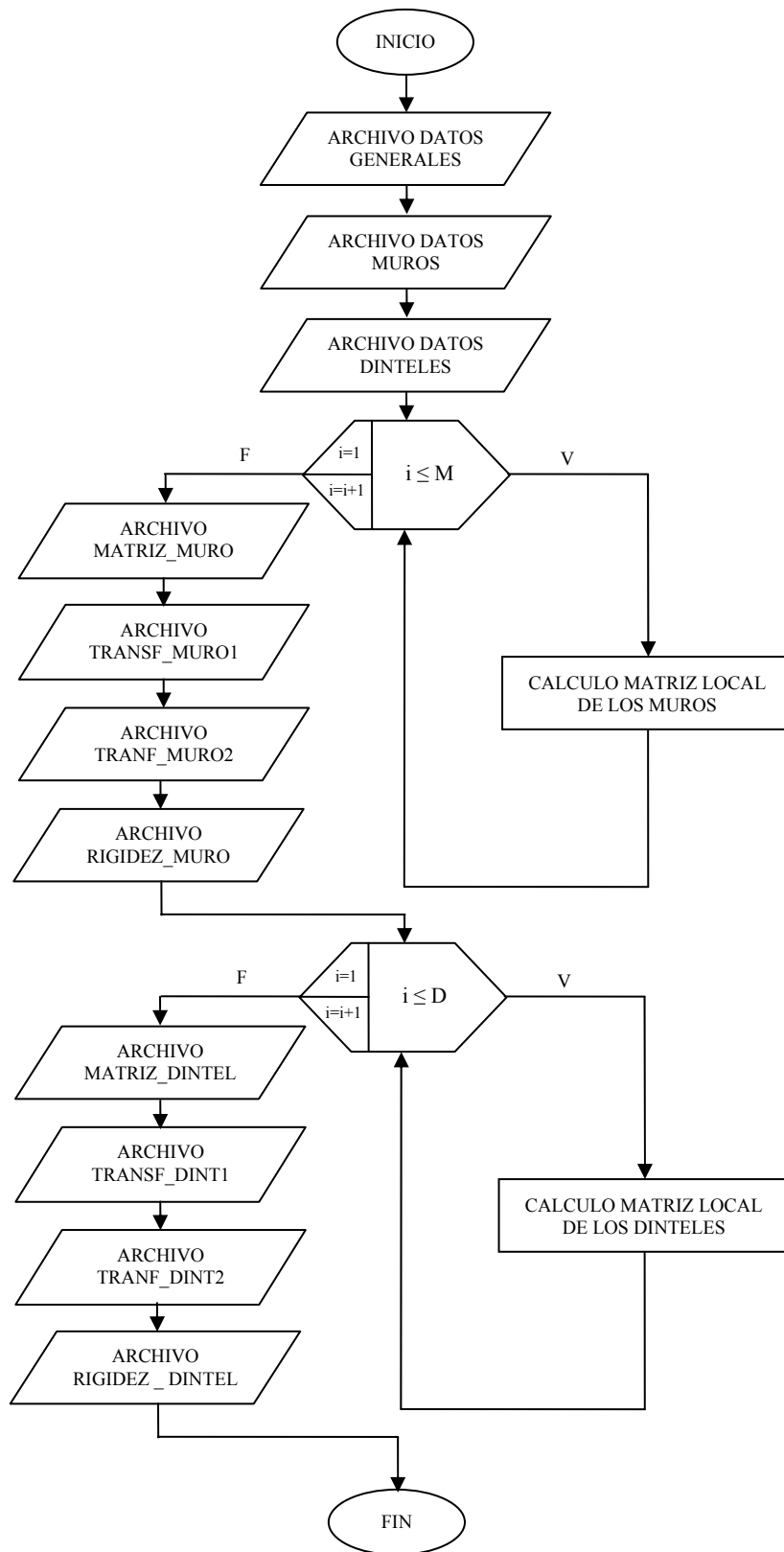


Fig.3.13 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Matriz de Rigidez Local de los Miembros.

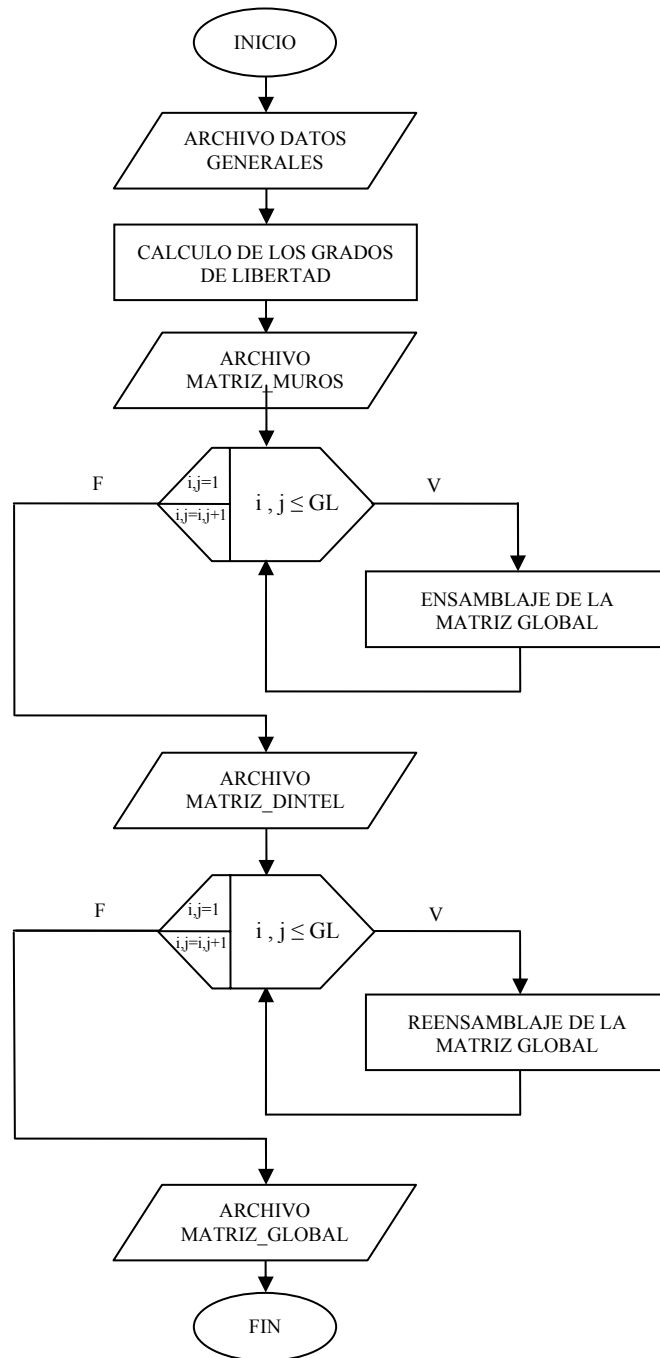


Fig.3.14 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Matriz de Rigidez Global de la Estructura.

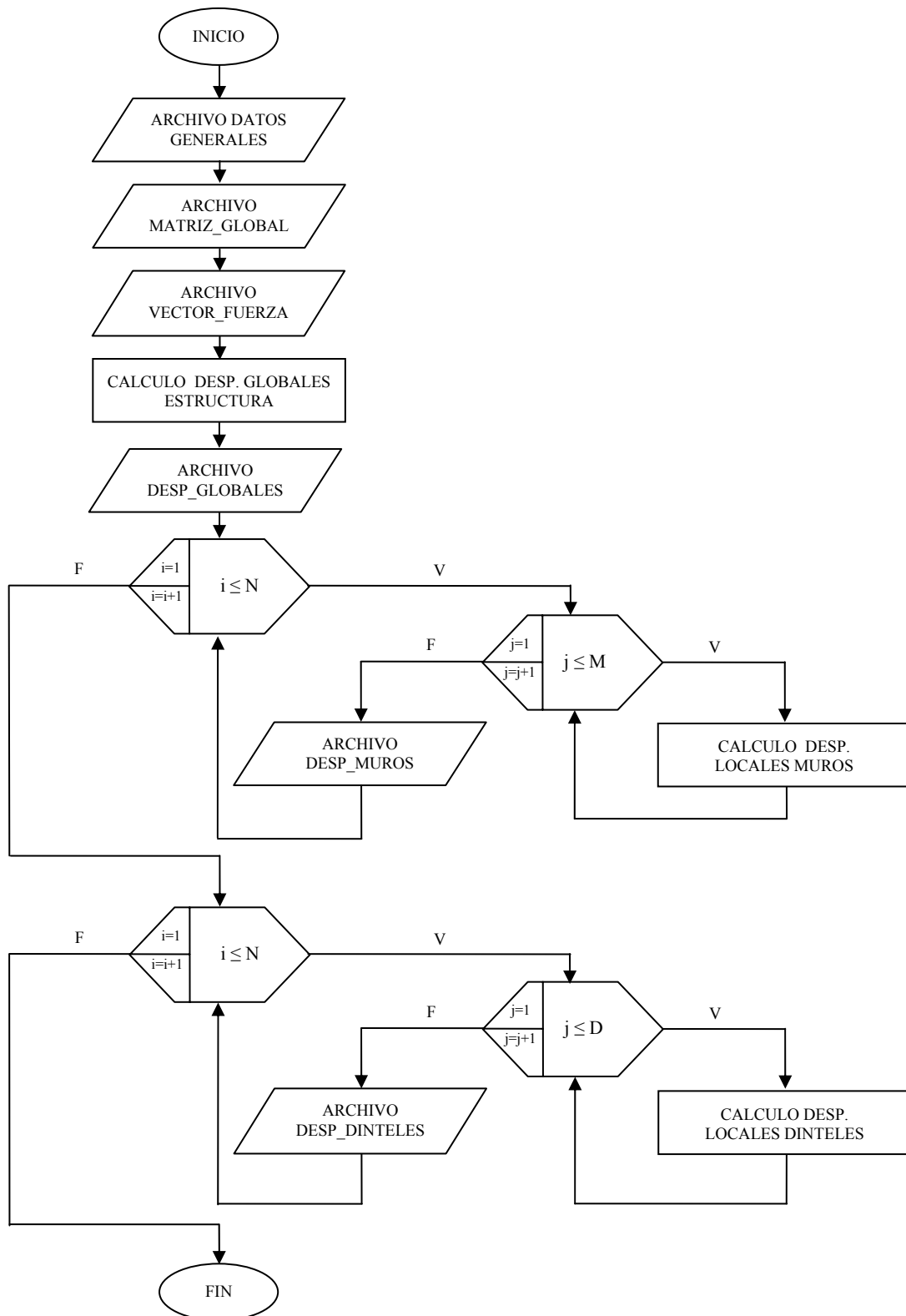


Fig.3.15 Diagrama de Flujo de la Sub rutina Deformaciones de la Estructura

3.2.4.4 Solicitaciones

Las solicitaciones son las fuerzas presentes en la estructura, en el análisis matricial en términos generales se refieren a fuerzas en coordenadas traslacionales y momentos cuando actúan en coordenadas rotacionales. Las solicitaciones representan las reacciones desconocidas de la estructura. En esta sub-rutina se calculan las solicitaciones en coordenadas locales de los miembros de la estructura, ver Fig.3.16.

La sub-rutina permite conocer las solicitaciones de los miembros mediante dos archivos, SOLICT_MUROS y SOLICT_DINTELES, que representa las solicitaciones de los muros y las solicitaciones de los dinteles, respectivamente.

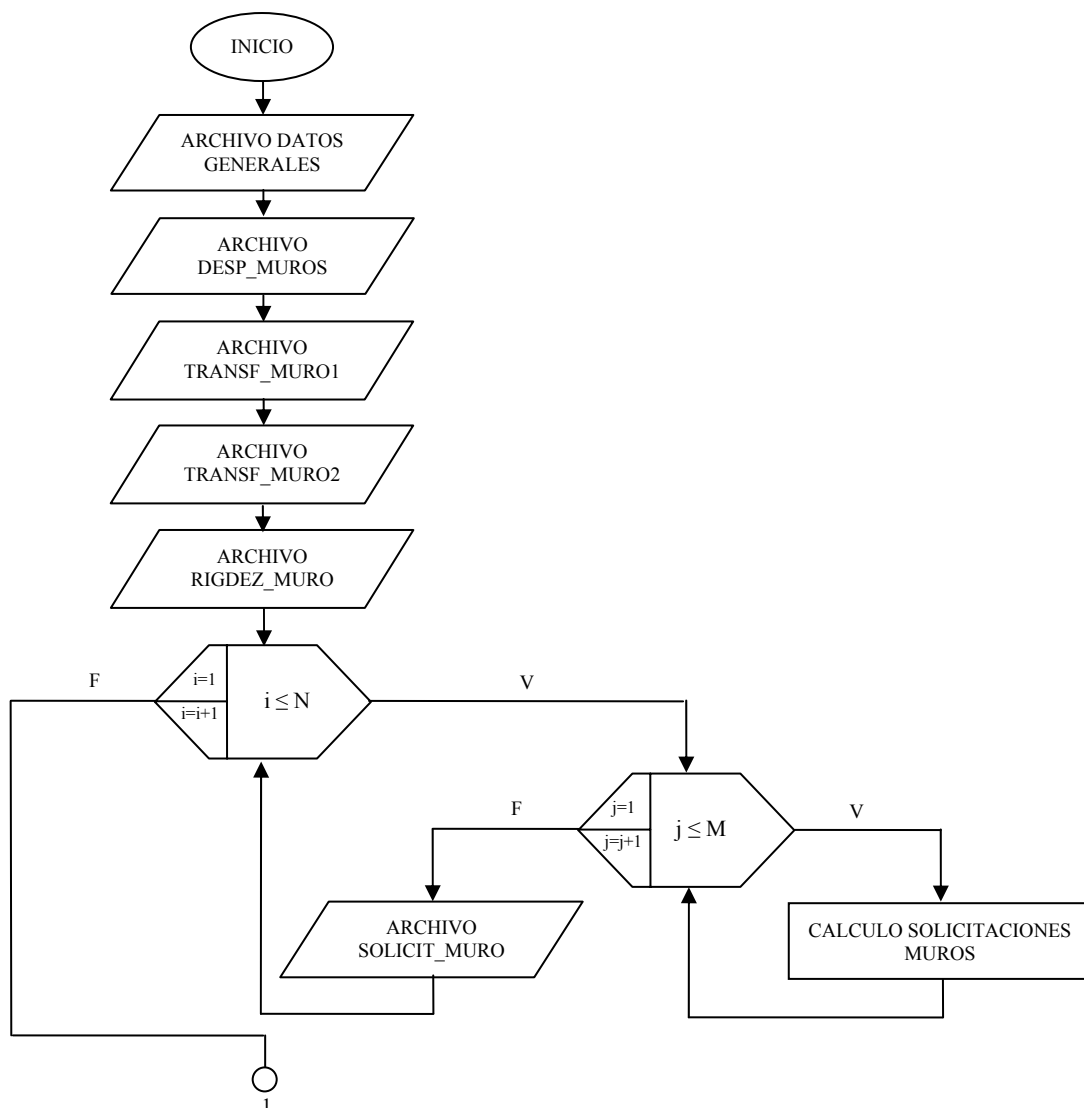


Fig.3.16 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Solicitaciones de la Estructura.

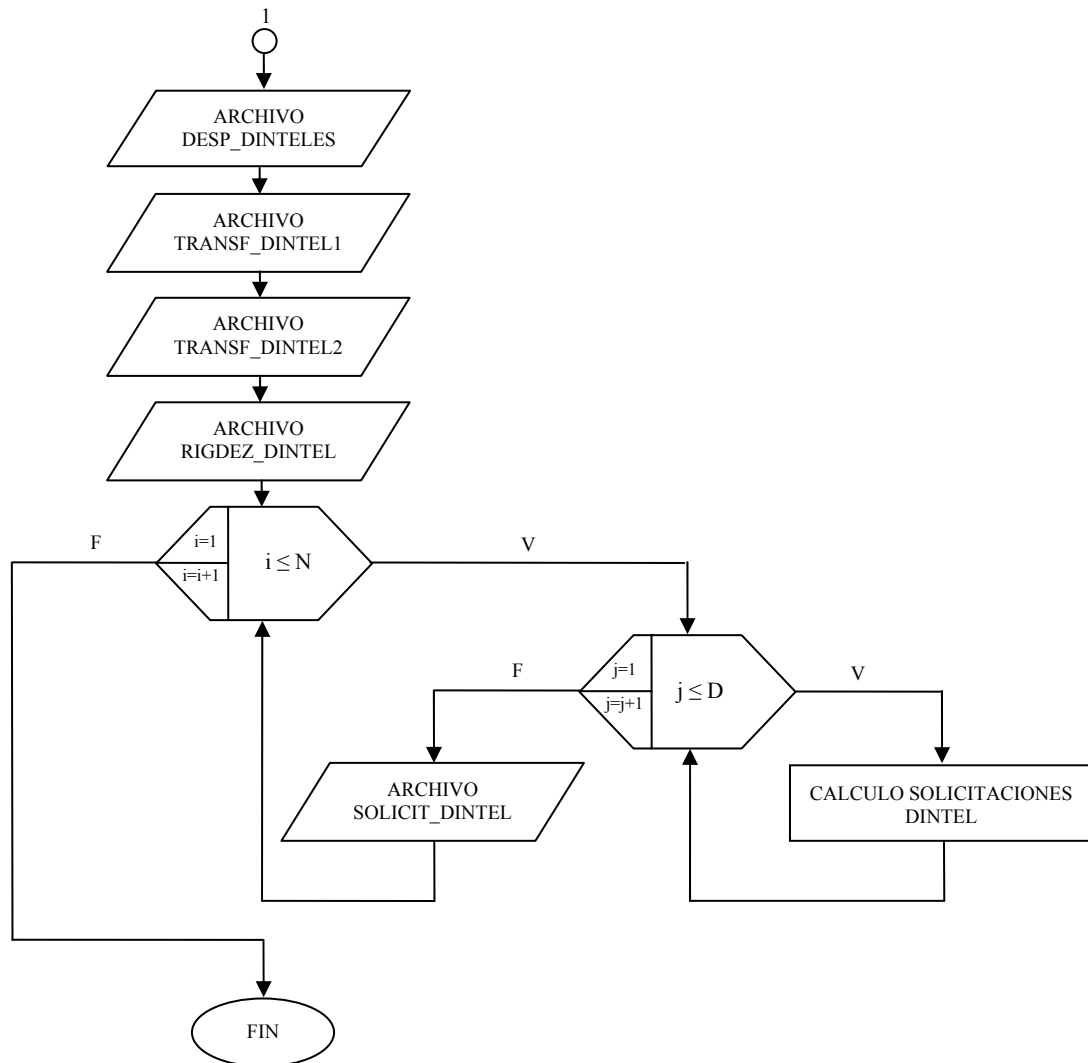


Fig.3.16 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Solicitaciones de la Estructura (Continuación)

3.2.5 Método Paso a Paso (Pushover)

Para determinar el comportamiento sísmico no lineal de la estructura, se desarrolla un procedimiento paso a paso, en el cual se calcula el desplazamiento máximo del techo, correspondiente a la distribución y magnitud de las articulaciones plásticas que resulten al aplicar estáticamente a la estructura la distribución de fuerzas laterales equivalentes en las dos direcciones ortogonales simultáneamente. Así, este procedimiento determina la curva de capacidad de la estructura, ver Fig.3.17.

El procedimiento para determinar el comportamiento sísmico no lineal de la estructura es calculado por el sub-programa Método Paso a Paso (Pushover), la cual es detallada a continuación:

1. Se determina la distribución de fuerzas laterales equivalentes establecidas por la ecuación (2.35) que representa las cargas dinámicas de la estructura cuando está sujeto a movimientos sísmicos, combinando los efectos en las dos direcciones ortogonales de acuerdo con lo que establece la Norma COVENIN 1756-2001, empujando a la estructura con un 100% de los efectos de la componente que actué en una dirección y 30% de los efectos en la dirección ortogonal a ella. Comenzando a empujar a la estructura con una fuerza inicial de cero, luego aumentándola monótonamente con un valor constante de una tonelada ($1Tn=1000Kg$) hasta alcanzar un estado límite preestablecido.
2. Para cada caso de distribución de cargas obtenidas en el paso 1, se realiza un análisis estático no lineal en el que la estructura de múltiples grados de libertad (MGDL) experimenta cambios en las propiedades elásto-plásticas de los materiales que modifican la capacidad resistente de la estructura, determinándose así sus respectivas deformaciones y solicitaciones. Luego se determina la capacidad resistente de la estructura, por medio de la sub-rutina Capacidad de la Estructura, que se detallará mas adelante, para comparar si existe o no la presencia de articulaciones plásticas en la estructura, dependiendo de los tipos modos de falla expuestos en la sección 2.8.
3. En el caso de presentarse las articulaciones plásticas se determina los puntos característicos de la curva de capacidad, que son el desplazamiento máximo en el techo del edificio (δ_t) y su respectiva carga lateral, y se procede a la degradación de la rigidez de o de los miembros de la estructura que fluyeron, la cual es calculada por las sub-rutinas de degradación de la rigidez de los miembros (muros y dinteles).
4. Una vez llegado al estado límite preestablecido, la sub-rutina termina su proceso y muestra los resultados de la curva de capacidad en un archivo de almacenamiento de datos denominado DATOS_CURVA, y además almacena el mapa de daño de la estructura, es decir la posición en secuencia de las articulaciones plásticas de cada miembro fallado en otro archivo de almacenamiento de datos denominado ROTULAS.

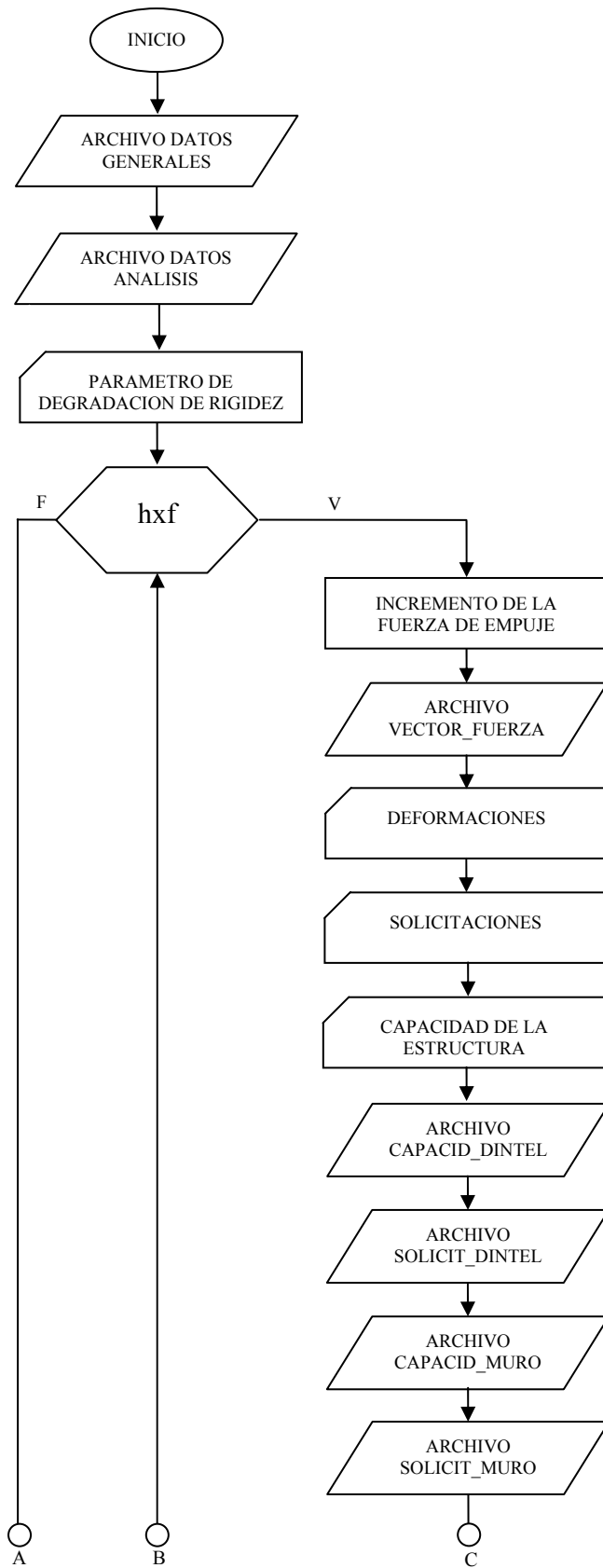


Fig.3.17 Diagrama de Flujo del Sub-programa Método Paso a Paso (Pushover).

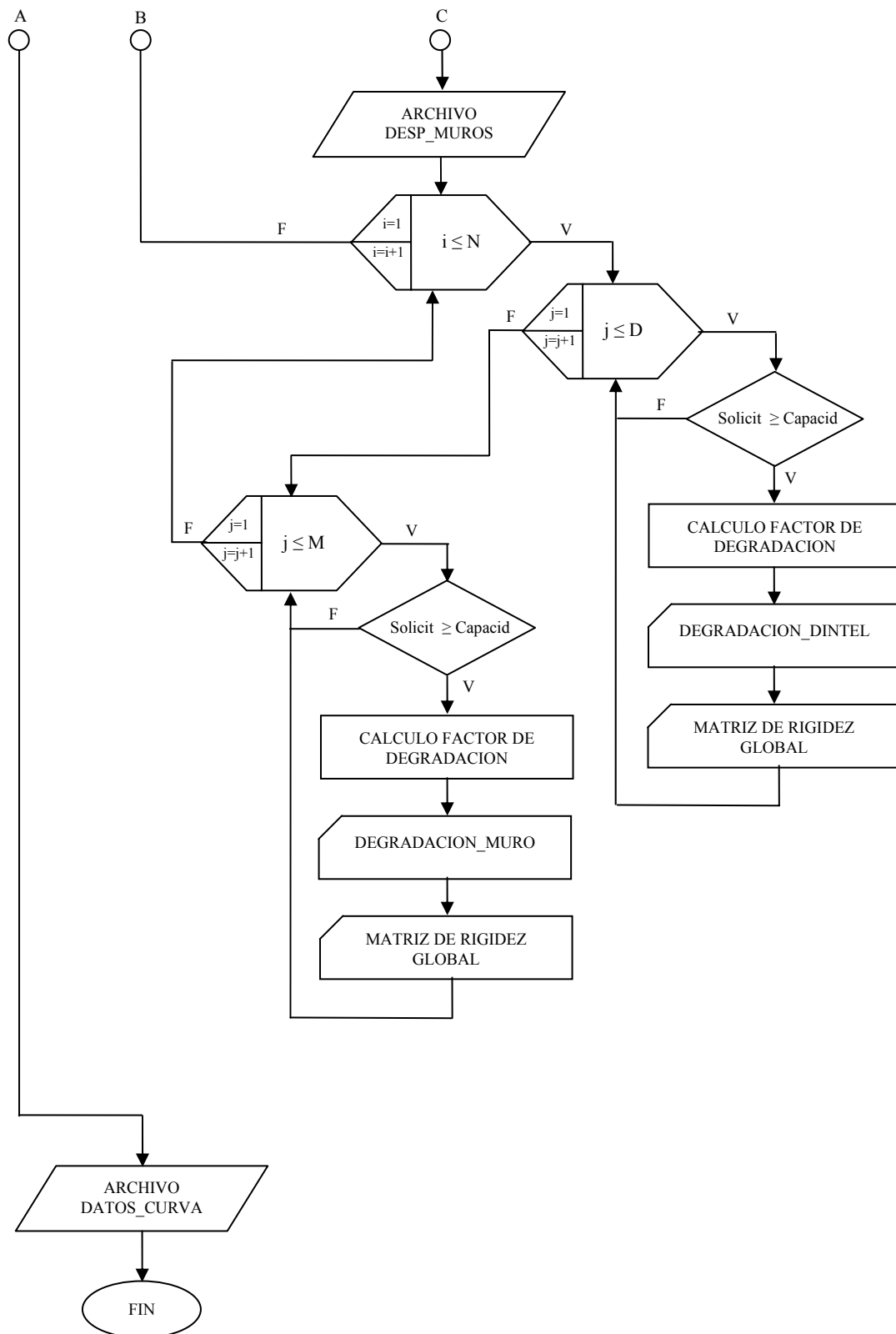


Fig.3.17 Diagrama de Flujo del Sub-programa Método Paso a Paso (Pushover) (Continuación)

En general, las sub-rutinas que intervienen en el proceso de cálculo del método paso a paso (Pushover) desarrollado son las siguientes:

1. Deformaciones, desarrollada en la sección 3.2.4.3.
2. Solicitaciones, desarrollada en la sección 3.2.4.4.
3. Capacidad de la estructura.
4. Parámetro de degradación de rigidez de los muros estructurales.
5. Degradación de la rigidez de los muros estructurales.
6. Degradación de la rigidez de los dinteles de acoplamiento.
7. Matriz de rigidez global de la estructura, desarrollada en la sección 3.2.4.2.

3.2.5.1 Capacidad de la Estructura

Para cada caso de distribución de cargas, se calcula la capacidad resistente de cada miembro de la estructura, basándose en las ecuaciones de diseño correspondientes a los principales modos de falla (flexión y corte), determinándose los momentos y cortes plásticos de los miembros para luego comparar con las solicitaciones respectivas. Si los momentos y cortes plásticos de los miembros igualan o exceden las solicitaciones de los mismos, entonces existe la presencia de articulaciones plásticas en el miembro examinado, ver Fig.3.18. Las expresiones de diseño de flexión y corte utilizadas están desarrolladas en la sección 2.11, suponiendo cuantía de refuerzo mínima.

La sub-rutina almacena los valores de los momentos y cortes plásticos de los muros estructurales para cada caso de distribución de cargas en un archivo de datos denominado CAPACID_MURO y para los dinteles de acoplamiento en otro archivo denominado CAPACID_DINTEL.

3.2.5.2 Parámetro de Degradación de la Rigidez de los Muros Estructurales

Los parámetros son calculados mediante los desplazamientos máximos y cedentes impuestos por Priestley (2000), desarrollado en la sección 2.8, los cuales dependen de los niveles de desempeño según las máximas deformaciones generadas en el refuerzo y en el concreto. El usuario impone el nivel de desempeño en el que desea utilizar para el diseño sísmico de los muros estructurales, así el sub-programa proporciona la opción del nivel de desempeño, ver Fig.3.19.

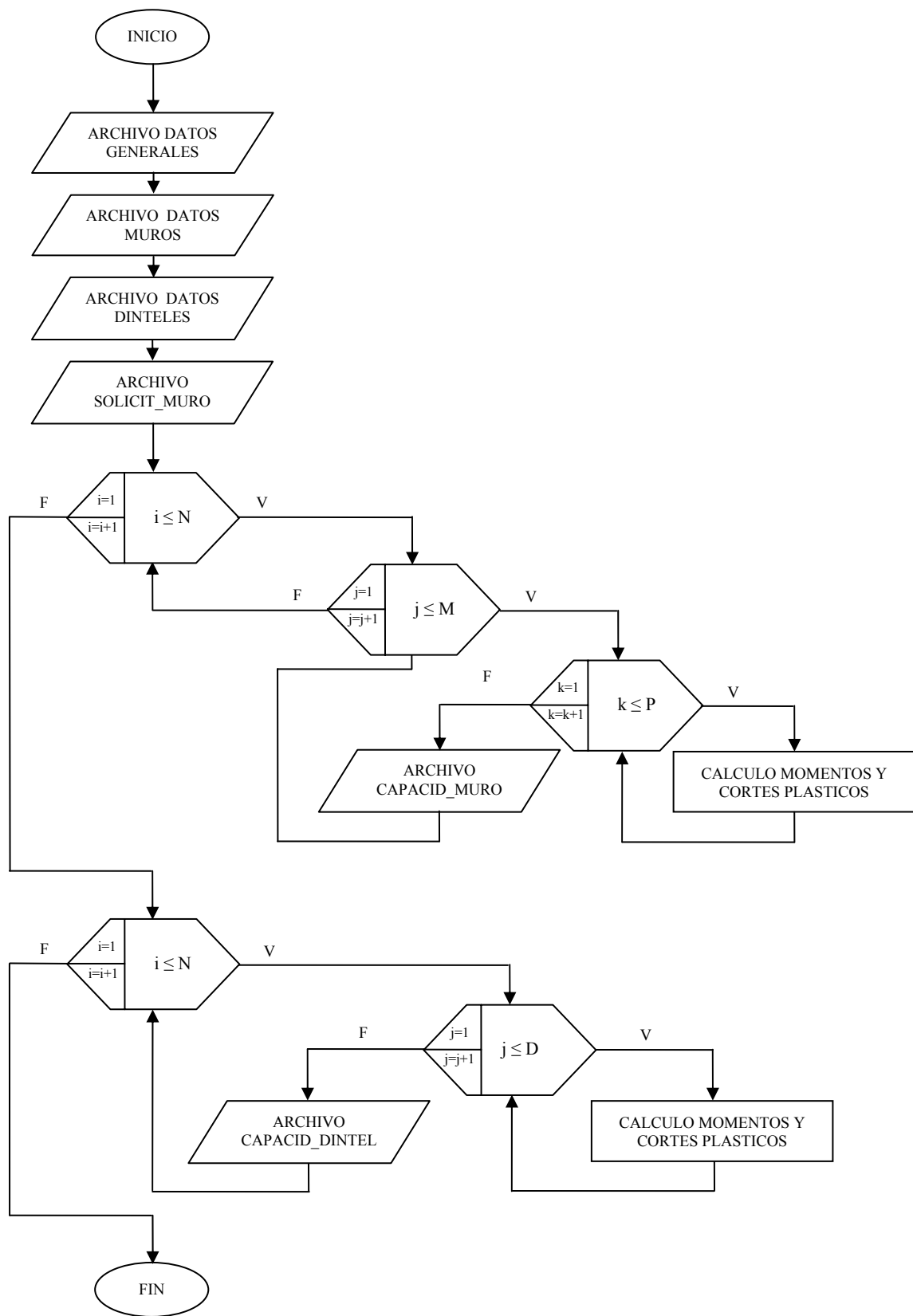


Fig.3.18 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Capacidad de la Estructura.

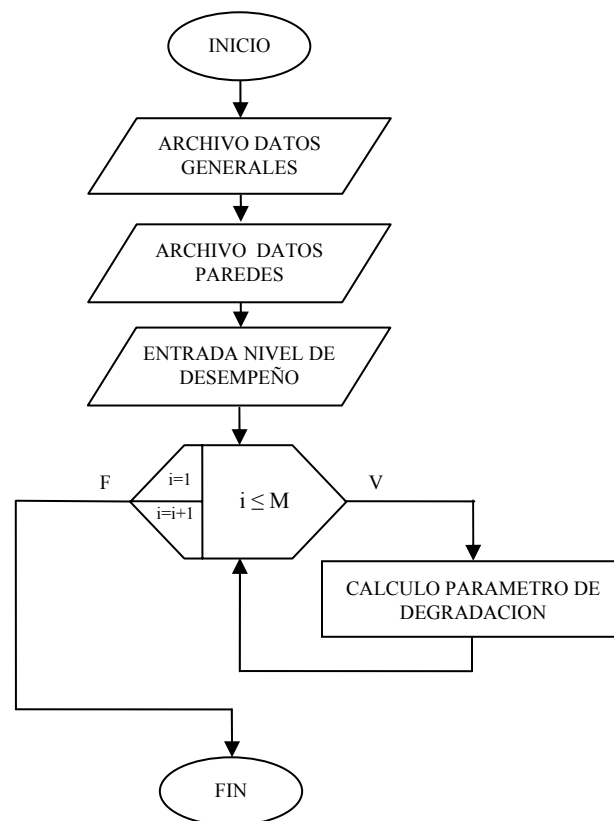


Fig.3.19 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Parámetro de Degradación de Rigidez de los Muros Estructurales.

3.2.5.3 Degradación de la Rigidez de los Muros Estructurales

Cuando existe una articulación plástica (rótula) en el muro m , se procede a la reducción de la matriz de rigidez, tomando en cuenta el extremo del miembro donde cedió. La matriz de rigidez se reduce en los términos correspondientes de la posición (i, j) , dependiendo del tipo de modo de falla, por ejemplo, si la falla ocurre por flexión paralela al eje "x" en el extremo inferior del muro m , se reducen todos los términos correspondientes a la fila y columna cuatro, es decir $(i=4, j=1-14)$ y $(i=1-14, j=4)$.

La sub-rutina sobrescribe el archivo `MATRIZ_MURO` y solamente modifica los valores de las matrices de los muros que fueron degradadas, ver Fig.3.20.

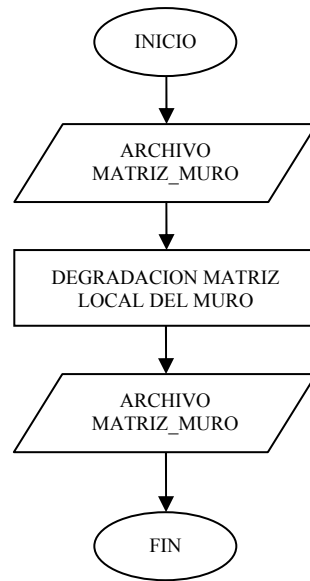


Fig.3.20 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Degradación de Rigidez de los Muros Estructurales.

3.2.5.4 Degradación de la Rigidez de los Dinteles de Acoplamiento

La degradación de la matriz de rigidez de los dinteles de acoplamiento ocurre de manera análoga a la de los muros, con la diferencia de que suponemos un parámetro de degradación igual a cero, es decir existe degradación total en la rigidez en el extremo donde ocurrió la falla.

La sub-rutina sobrescribe el archivo MATRIZ_DINTEL y solamente modifica los valores de las matrices de los dinteles que fueron degradadas, ver Fig.3.21

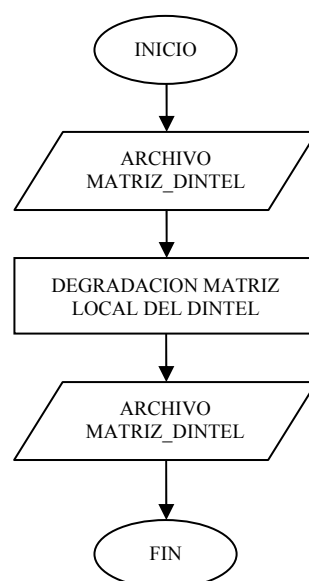


Fig.3.21 Diagrama de Flujo de la Sub-rutina Degradación de Rigidez de los Dinteles de Acoplamiento.

3.2.6 Diseño Sísmico de la Estructura

Esta sub-rutina de diseño sísmico basado en el desempeño consiste en la selección de un estado límite de desempeño propuesto por Priestley y Kowalsky (1998), quienes establecen tres niveles de desempeño, según las máximas deformaciones generadas en el refuerzo y en el concreto.

El procedimiento para el diseño sísmico por desempeño de los muros estructurales es desarrollado de la manera siguiente:

1. El diseñador previamente decide el estado límite de desempeño que la estructura desempeñará.
2. Basado en el estado límite propuesto y la distribución de fuerzas sísmicas estáticas se realiza el análisis estático no lineal de la estructura, para luego diseñar los miembros de la misma con las solicitaciones obtenidas de este análisis.
3. La sub-rutina automáticamente calcula para cada muro estructural las respectivas áreas de acero para todos los casos de esfuerzos (flexión, corte y carga axial), además calcula las áreas de acero para los miembros de borde si son necesarios y para los respectivos dinteles de acoplamiento.
4. Una vez culminado el proceso computacional, el diseñador tiene la libertad de revisar los resultados de las respectivas áreas de acero obtenidas por el diseño por desempeño, evaluando la máxima capacidad de cuantía de acero en los miembros.

Si con el estado límite establecido las cuantías de acero necesarias sobrepasan la cuantía máxima, el desplazamiento máximo en el techo de la estructura (punto de corte de la curva de capacidad) es excesivo, ó la estructura construida a base de muros estructurales está demasiado rígida por lo que necesita una elevada distribución de fuerzas laterales para alcanzar el estado límite preestablecido.

Por otro lado, tenemos la opción de diseñar la estructura obviando los niveles de desempeño, es decir, el sub-programa puede diseñar mediante el método estático equivalente, evadiendo la opción 5: sub-programa método paso a paso (pushover). La estructura es diseñada por la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales más los efectos de la torsión accidental. Las solicitaciones son determinadas, de acuerdo con uno de los criterios de la Norma COVENIN 1756-01 definido como el valor absoluto de las solicitaciones debidas al sismo en una dirección más 30% del valor absoluto de las solicitaciones debidas al sismo en la dirección ortogonal a ella, y viceversa.

El sub-programa almacena los valores de las cuantías y las áreas de acero de refuerzo longitudinal y transversal de cada una de las paredes pertenecientes a cada muro estructural y los valores pertenecientes a los miembros de borde y de los dinteles de acoplamiento en un archivo denominado RESULTADOS_DE_DISEÑO, ver Fig.3.22.

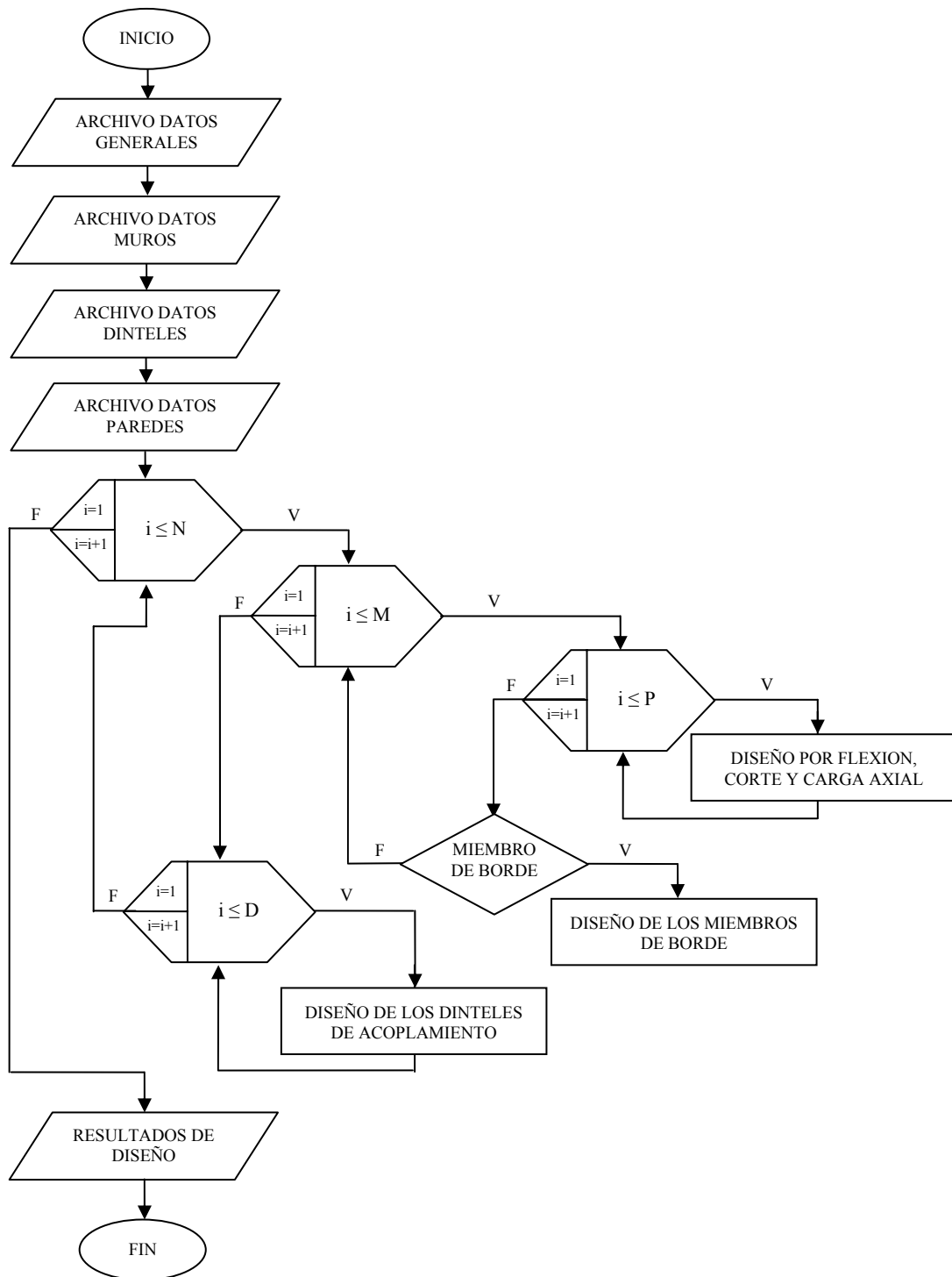


Fig.3.22 Diagrama de Flujo del Sub-programa Diseño Sísmico de la Estructura.

3.2.7 Impresión de Resultados

Esta sub-rutina pretende imprimir los resultados de características y propiedades estáticas de la estructura, y resultados del diseño por medio de opciones: por pantalla y/o por archivo de datos, ver Fig.3.23.

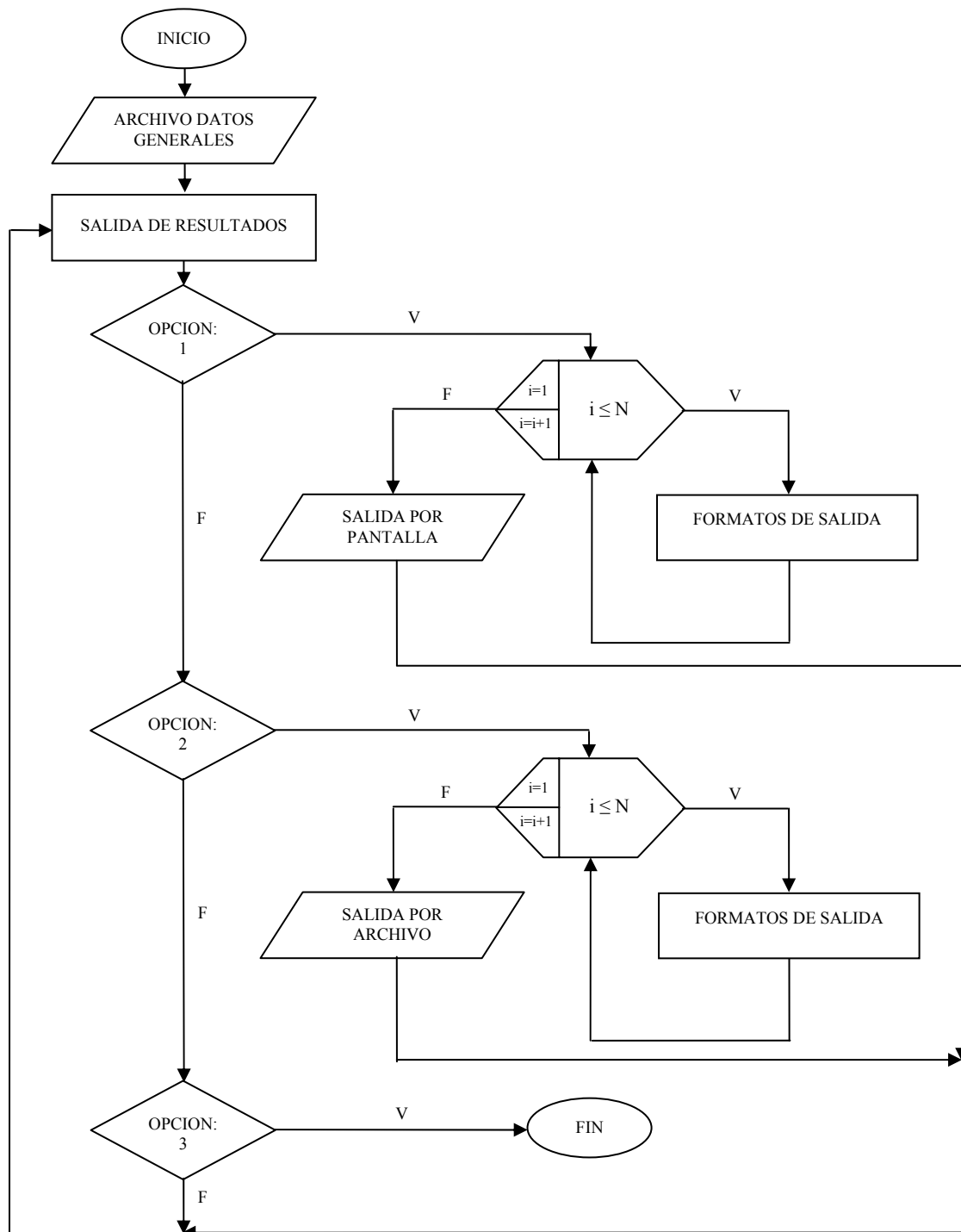


Fig.3.23 Diagrama de Flujo del Sub-programa Salida de Resultados.

CAPITULO IV

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

4.1 Generalidades

En este capítulo se ilustra la aplicación del procedimiento del análisis y diseño sísmico por desempeño propuesto en este trabajo, se seleccionaron dos ejemplos de aplicación de edificios regulares construidos a base de muros estructurales de concreto armado sometidos a cargas laterales, evaluados mediante el uso del programa propuesto desarrollado en esta investigación. Los ejemplos de aplicación tratan de ilustrar el método del análisis sísmico implementado para este tipo de edificios construidos a base de muros, además de estudiar el comportamiento sísmico de los mismos.

Por otro lado, para estudiar el efecto del corte sobre la calidad de los resultados obtenidos en el método desarrollado, se analizó el ejemplo evaluado por Lamar (1978), en el cual se encuentra presente solamente el efecto por flexión, de manera que, se trata de resaltar la conveniencia de la incorporación del efecto de corte, el cual es de suma importancia debido a que en sismos más recientes los daños típicos observados en los muros son originados por la acción de dos efectos, de flexión y corte causados por las grietas horizontales y diagonales, respectivamente.

4.2 Resultados de la Incorporación del Efecto de Corte

Para ilustrar la importancia que tiene la incorporación del efecto de corte en la rigidez lateral de los muros estructurales, se utilizó el ejemplo propuesto por Lamar (1978), el cual está constituido por una estructura de dos niveles con dos muros por nivel

sin dinteles de acoplamiento. La Fig.4.1, muestra las dimensiones de la geometría y ubicación en planta de dichos muros.

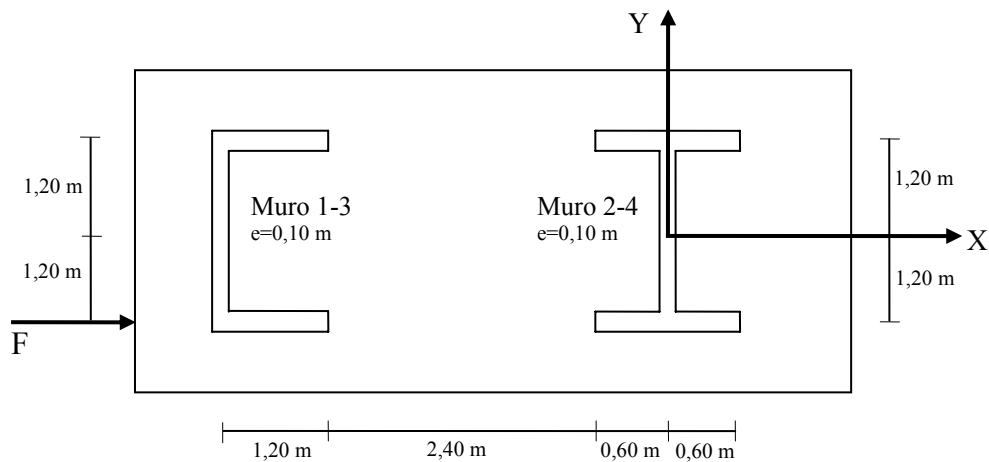


Fig.4.1 Geometría en Planta de los Muros Estructurales.

El sistema de ejes de coordenadas global de la estructura está planteado coincidiendo su origen con el centro de gravedad y torsión de los muros 2 y 4, y la carga externa F está aplicada en un eje paralelo al eje OX , contenida en el plano $Y=-1,20m$. La distribución vertical de las fuerzas horizontales en coordenadas globales está definida por el vector (4.1).

$$\{Q\}^t = \{F:0:1,2F:0:0:0:0:0:0:0:0:F:1,2F:0:0:0:0:0:0:0:0\} \quad (4.1)$$

Para obtener resultados numéricos comparables, usamos los mismos datos numéricos usados por Lamar (1978); módulo de elasticidad $E=1,56 \times 10^9 \text{Kg/m}^2$, alturas de entrepiso de $h_w=3,0m$ y la carga externa $F=1000\text{Kg}$ en cada nivel, aplicada paralela al eje "x", ver Fig.4.1. Similarmente, tomamos como relación de Poisson $\mu=1/6$ para la obtención del módulo de elasticidad transversal $G=6,70 \times 10^8 \text{Kg/m}^2$. Los valores correspondientes a las propiedades geométricas, mecánicas, estáticas y sectoriales de las secciones, ver Tabla (4.1).

Propiedades		Muro 1=3	Muro 2=4
Coordenadas del Centro de Gravedad y Torsión	Xg(m)	-3,9	0
	Yg(m)	0	0
	Xc(m)	-4,65	0
	Yc(m)	0	0
Ángulos Principales de Inercia	ϕ_u	0°	0°
	ϕ_v	90°	90°
Propiedades Estáticas y Sectoriales	Área(m ²)	0,48	0,48
	Ix(m ⁴)	0,4608	0,4608
	Iy(m ⁴)	0,0720	0,0288
	Iw(m ⁶)	0,0726	0,0415

Tabla (4.1) Propiedades Geométricas, Mecánicas, Estáticas y Sectoriales de los Muros Estructurales.

Los coeficientes que intervienen en la expresión (2.11), donde se consideran los dos efectos de flexión y de corte son:

Coefficiente	Muro 1=3	Muro 2=4
α_x	5,97	5,97
α_y	0,93	0,37

Tabla (4.2) Coeficientes por Flexión y Corte, para los Muros Estructurales.

Los resultados obtenidos con respecto a los desplazamientos globales (u_i , v_i , θ_i : tres desplazamientos en el centro de masas del diafragma rígido y α_m , β_m , δ_m , λ_m : cuatro desplazamientos pertenecientes al muro genérico m) en cada nivel de la estructura, para cada caso, flexión y flexión más corte resumidos, ver Tabla (4.3). Para efectos de comparación y para evidenciar la influencia del efecto de corte se obtiene la relación porcentual (%) entre los desplazamientos de los centros de masa de ambos entresijos, con respecto a aquellos obtenidos en el caso en que no se influyó dicho efecto. En el caso de los desplazamientos en los muros, solo se observa un incremento en el valor de deriva del ángulo de torsión, ver Fig.4.2.

Desp.	Flexión	Flexión + Corte	Relación (%)
μ_1	2,00E-04	2,21E-04	10
ν_1	1,10E-05	1,97E-05	44
Φ_1	4,75E-06	8,48E-06	44
$\alpha_{1,1}$	6,31E-06	6,23E-06	-1
$\beta_{1,1}$	1,14E-04	1,13E-04	-1
$\delta_{1,1}$	0	0	0
$\lambda_{1,1}$	2,71E-06	4,07E-06	33
$\alpha_{1,2}$	-6,31E-06	-6,23E-06	-1
$\beta_{1,2}$	1,14E-04	1,18E-04	3
$\delta_{1,2}$	0	0	0
$\lambda_{1,2}$	2,71E-06	4,07E-06	33
μ_2	6,00E-04	6,33E-04	5
ν_2	3,31E-05	4,66E-05	29
Φ_2	1,42E-05	2,00E-05	29
$\alpha_{2,3}$	7,88E-06	7,87E-06	0
$\beta_{2,3}$	1,43E-04	1,42E-04	0
$\delta_{2,3}$	0	0	0
$\lambda_{2,3}$	3,39E-06	3,74E-06	9
$\alpha_{2,4}$	-7,88E-06	-7,87E-06	0
$\beta_{2,4}$	1,43E-04	1,44E-04	1
$\delta_{2,4}$	0	0	0
$\lambda_{2,4}$	3,39E-06	3,74E-06	9

Tabla (4.3) Desplazamientos Globales de la Estructura.

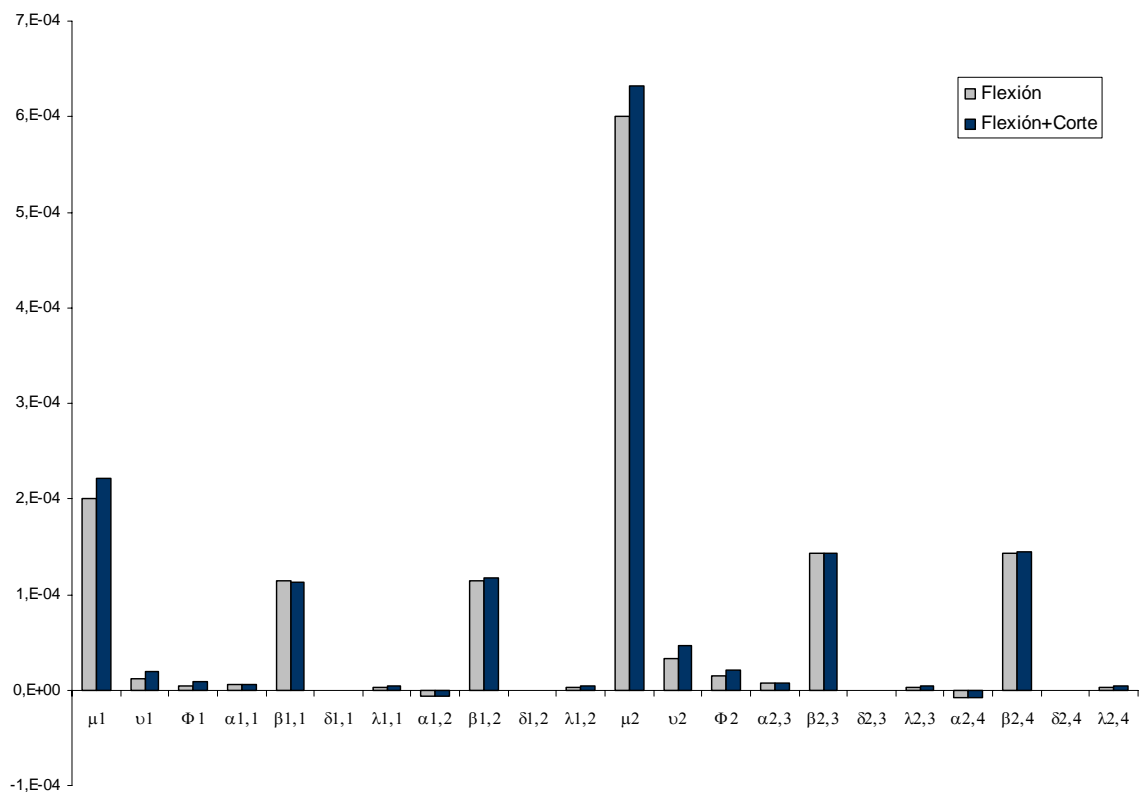


Fig.4.2 Desplazamientos Globales de la Estructura.

Una vez obtenidos los desplazamientos globales de la estructura se determinan las deformaciones y las fuerzas actuantes en cada miembro, según las ecuaciones (2.2) y (2.3), donde los bimomentos, momentos y las fuerzas vienen medidos en kilogramo-metro cuadrado, kilogramo-metro y kilogramo, respectivamente.

En este ejemplo, las comparaciones de las deformaciones y las fuerzas de cada miembro de la estructura, puede apreciarse el cambio que existe en los resultados como consecuencia del incremento de los desplazamientos globales, ver Figuras 4.3, 4.4, 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8.

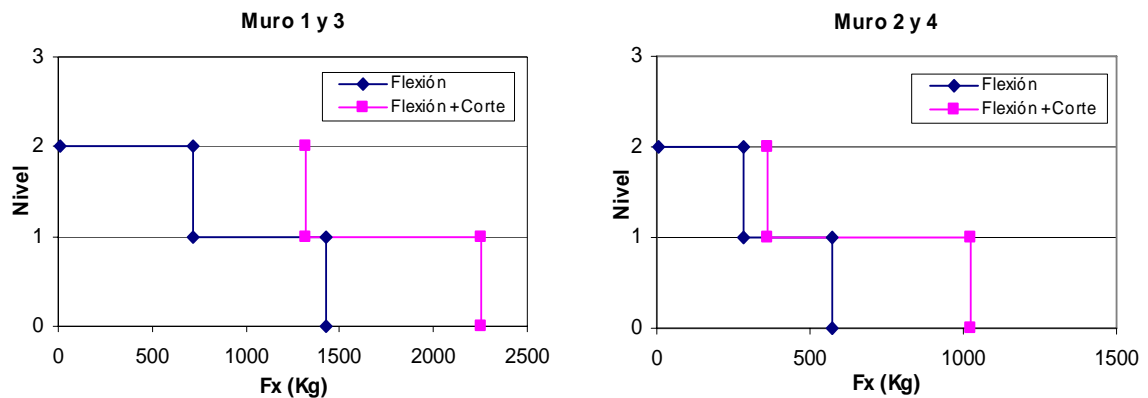


Fig.4.3 Fuerza Cortante en el eje "x".

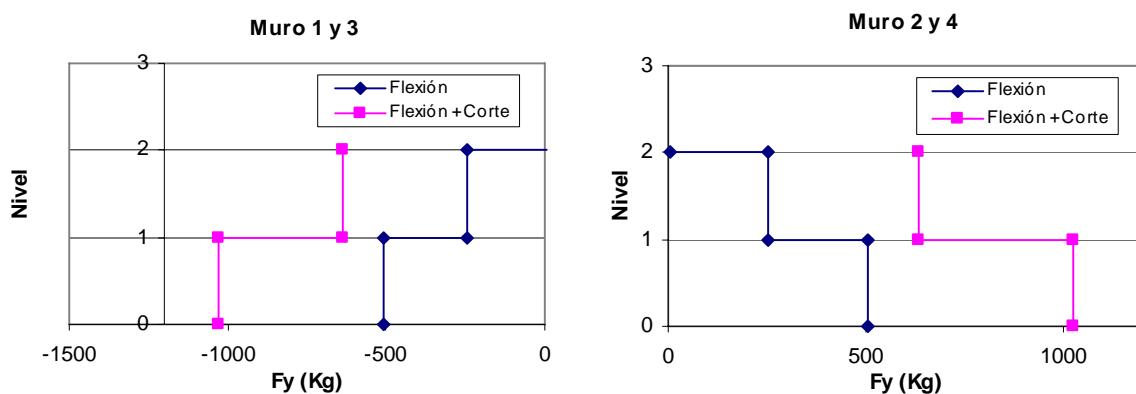


Fig.4.4 Fuerza Cortante en el eje "y".

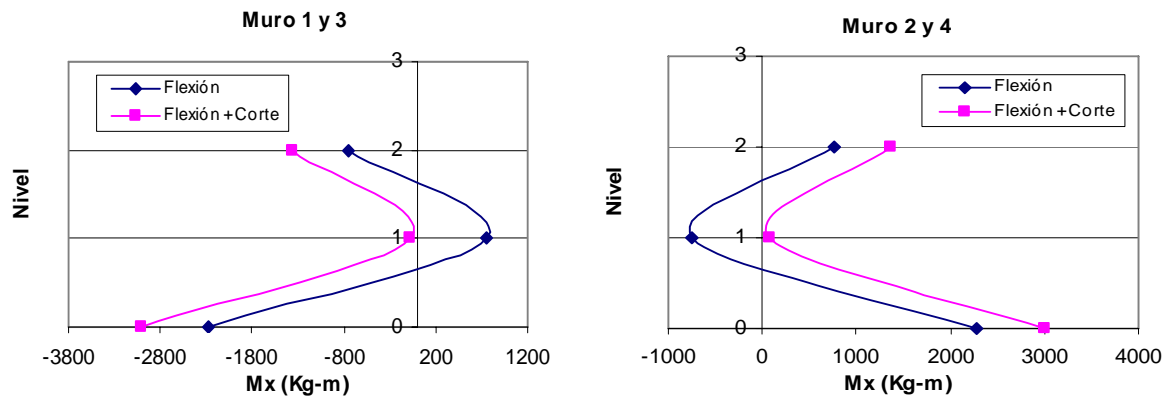


Fig.4.5 Momento Flector en el eje "x".

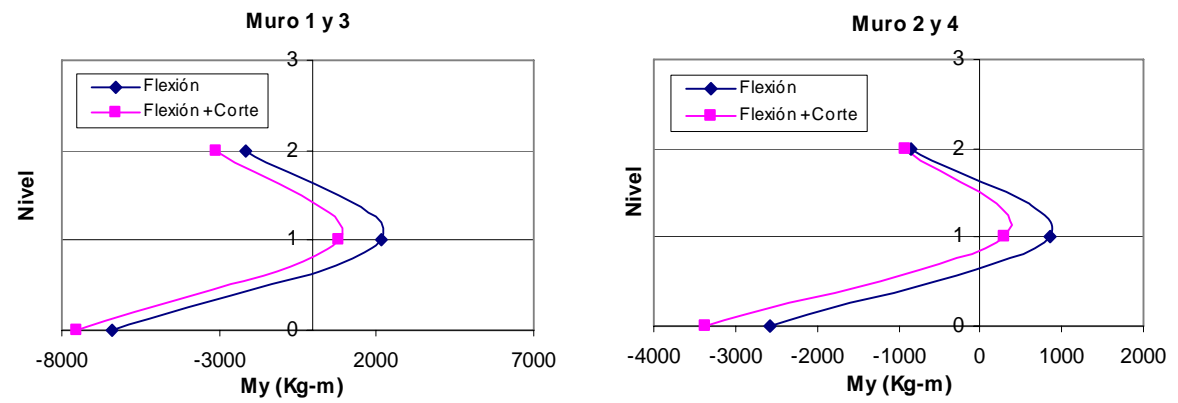


Fig.4.6 Momento Flector en el eje "y".

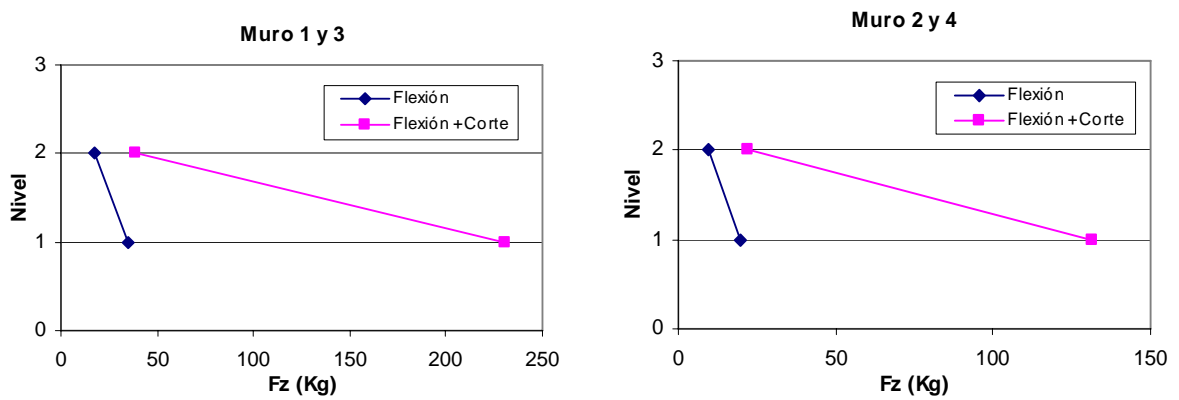


Fig.4.7 Fuerza Axial en el eje "z".

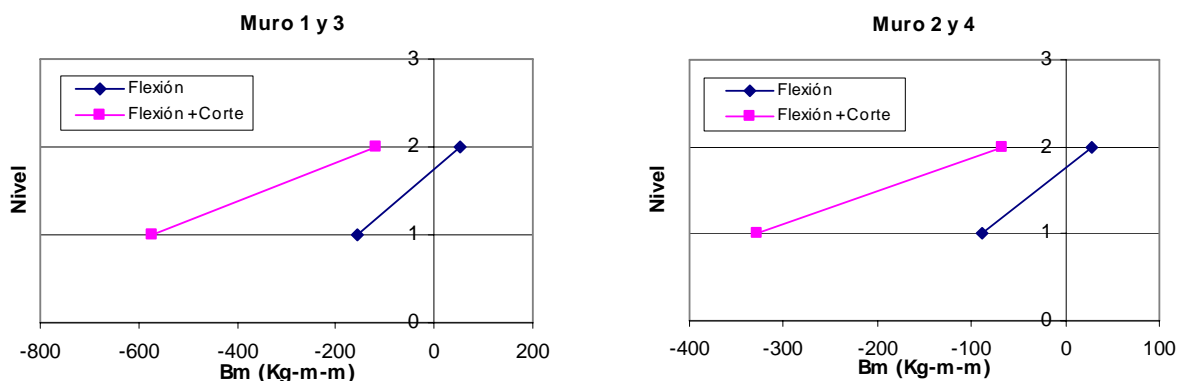


Fig.4.8 Bimomento.

Las gráficas evidencian un aumento en las solicitaciones extremas de cada muro estructural debido a la influencia del efecto cortante, en lo que respecta a las fuerzas cortantes, momentos flectores, fuerza axial y bimomento, de los mismos.

Ignorar el efecto de corte de los miembros, puede resultar en una sobreestimación de la desplazabilidad global de la estructura, es decir estamos subestimando las fuerzas y momentos en los muros y eso influiría en el diseño, debido a que la rigidez lateral de la estructura, depende de dichas fuerzas requeridas para generar las deformaciones unitarias. La rigidez lateral es una representación de la capacidad de la estructura para resistir dichas fuerzas sísmicas producidas por el sismo.

4.3 Ejemplo 1

En este ejemplo se toma un edificio regular utilizado por Kowalsky (2001) en su estudio del método de diseño basado en el desplazamiento para muros estructurales de concreto armado. Se analizaron cuatro diferentes casos, variando la altura (2, 4, 6 y 8 niveles) para la misma geometría en planta. En cada caso se tomaron los resultados para visualizar y comparar el comportamiento sísmico de la estructura con diferentes niveles.

4.3.1 Descripción del Edificio

El edificio regular de concreto armado está formado por nueve muros por nivel, de los cuales seis están alineados en la dirección “x” y los otros tres muros en la dirección “y”. Posee cuatro dinteles de acoplamiento en la dirección “x”, y entrepisos de 3,0m de altura, con su respectiva losa maciza de 0,15m de espesor, ver Fig.4.9.

- Las características de los materiales utilizados son las siguientes:

a. Concreto

Resistencia a la compresión	$f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad Longitudinal	$E_c=2,387 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Corte	$G=9,183 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$
Peso volumétrico	$\gamma_c=2400 \text{ Kg/m}^3$

b. Acero de refuerzo

Esfuerzo nominal de Fluencia	$f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad	$E_s=2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

- Cargas:

Para el análisis y diseño se emplearon las cargas normativas establecidas para el tipo de construcción tratado, en el que el programa ADSEME se encarga de calcularlas, las cuales se muestran a continuación:

a. Cargas Muertas

Losa de 0,15m de espesor	360 Kg/m^2
Tabiquería	150 Kg/m^2
Área de la Losa 32 m^2	$W_{CM}=16320 \text{ Kg}$

b. Cargas Vivas

Carga variable	175 Kg/m^2
Área de la Losa 32 m^2	$W_{CV}=5600 \text{ Kg}$

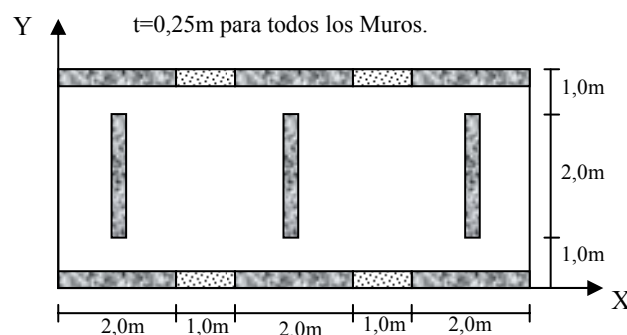


Fig.4.9 (a) Geometría en Planta, ejemplo 1.

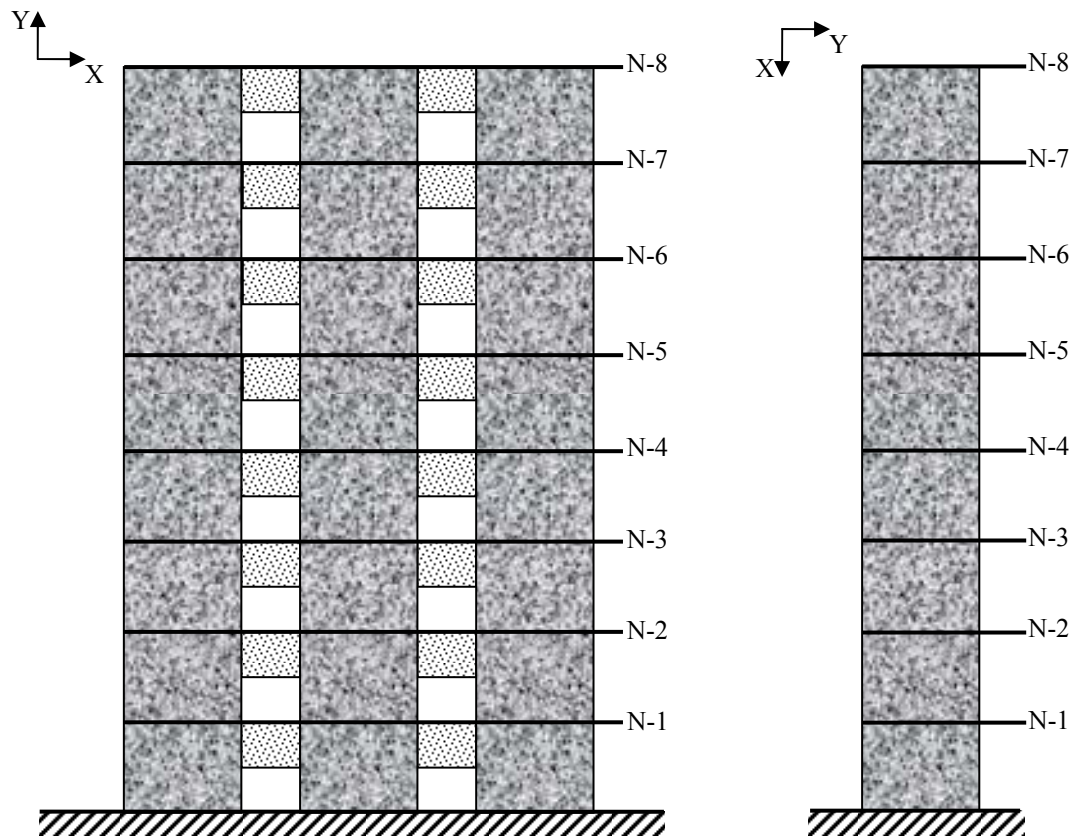


Fig.4.9 (b) Elevación del Edificio, ejemplo 1.

4.3.2 Procedimiento de Cálculo

Para la obtención de resultados aceptables y comparables, inicialmente enumeramos los muros estructurales y los dinteles, de modo que el programa ASDEME resuelva los cálculos numéricos de forma exacta y el diseñador distinga a que miembro le corresponde. La Fig.4.10, representa la identificación de cada miembro de la estructura.

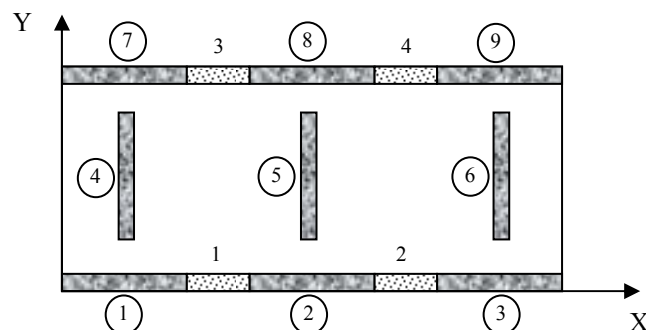


Fig.4.10 Identificación de los Miembros de la Estructura, ejemplo 1.

Una vez suministrados todos los datos de las coordenadas de todos los nodos (i, j) de cada pared del muro y sus espesores, con respecto al punto de referencia tomado como origen, el sub-programa calcula las propiedades geométricas, estáticas y sectoriales de los mismos, los cuales están presentados en la Tabla (4.4). Asimismo, en la Tabla (4.5) están presentados para los dinteles.

Propiedades	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7	Muro 8	Muro 9
Lw (m)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Át (m ²)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Ax (m ²)	0,50	0,50	0,50	0	0	0	0,50	0,50	0,50
Ay (m ²)	0	0	0	0,50	0,50	0,50	0	0	0
Aw (m ²)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
J (m ⁴)	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
Ix (m ⁴)	0,0026	0,0026	0,0026	0,1667	0,1667	0,1667	0,0026	0,0026	0,0026
Iy (m ⁴)	0,1667	0,1667	0,1667	0,0026	0,0026	0,0026	0,1667	0,1667	0,1667
Ixy (m ⁴)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Iwx(m ⁶)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Iwy(m ⁶)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Iw(m ⁶)	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036
Xg(m)	1,0	4,0	7,0	1,0	4,0	7,0	1,0	4,0	7,0
Yg(m)	0	0	0	2,0	2,0	2,0	4,0	4,0	4,0
Xc(m)	1,0	4,0	7,0	1,0	4,0	7,0	1,0	4,0	7,0
Yc(m)	0	0	0	2,0	2,0	2,0	4,0	4,0	4,0

Tabla (4.4) Propiedades Geométricas, Mecánicas, Estáticas y Sectoriales de los Muros Estructurales, ejemplo 1.

Propiedades	Dintel 1	Dintel 2	Dintel 3	Dintel 4
Ld(m)	1,0	1,0	1,0	1,0
A(m ²)	0,25	0,25	0,25	0,25
Iy(m ⁴)	0,021	0,021	0,021	0,021
J(m ⁴)	0,0047	0,0047	0,0047	0,0047

Tabla (4.5) Propiedades Geométricas, Mecánicas y Estáticas de los Dinteles de Acoplamiento, ejemplo 1.

4.3.3 Resultados del Análisis Sísmico

Para el desarrollo del análisis sísmico de la estructura, el programa ADSEME calcula las fuerzas sísmicas correspondientes, a través del método estático equivalente adoptado de la Norma COVENIN 1756-01. Para ello clasificamos la estructura según su uso en el Grupo B1, con una zonificación sísmica de Venezuela igual a 5 (Estado Mérida) y la forma espectral del terreno de fundación y tipo de material en roca sana/fracturada, cuyos coeficientes sísmicos correspondientes a su clasificación para los diferentes niveles de la estructura, son los siguientes:

- ✓ Coeficiente de aceleración horizontal $A_0(g)=0,30$
- ✓ Forma espectral “S1”
- ✓ Factor de corrección $\phi=1,00$
- ✓ Factor de importancia $\alpha=1,15$
- ✓ Nivel de diseño “ND3”
- ✓ Estructura tipo III
- ✓ Factor de reducción $R=4,50$
- ✓ Valor de beta $\beta=2,40$

Por otra parte, los resultados de los coeficientes que dependen del número de niveles de la estructura, ver Tabla (4.6).

Coefficientes	2 Niveles	4 Niveles	6 Niveles	8 Niveles
Período Fundamental T(seg)	0,27	0,45	0,61	0,76
Período T*(seg)	0,40	0,40	0,40	0,40
Período T+(seg)	0,35	0,35	0,35	0,35
Ordenada del espectro de diseño Ad(g)	0,2007	0,1631	0,1203	0,0970
μ	0,9625	0,9100	0,8750	0,8500
Cortante Basal Vo(Kg)	20016,15	30968,21	33027,50	34514,81

Tabla (4.6) Coeficientes Sísmicos, ejemplo 1.

Una vez calculada la fuerza de corte basal, el sub-programa distribuye estos cortantes de diseño a todo lo largo de la altura del edificio, a través de la ecuación (2.35). Asimismo, se combinan los efectos en las dos direcciones ortogonales de acuerdo con lo que establece la Norma COVENIN 1756-2001 en su artículo, como 100% de los efectos de la componente que actuó en una dirección y 30% de los efectos en la dirección ortogonal a ella. La dirección “x” va ser aquella que el diseñador seleccionó previamente

al momento de definir las coordenadas (x, y) de los datos generales y geométricos de la estructura.

Los puntos por donde pasan teóricamente las diferentes cargas sísmicas correspondientes a la fuerza sísmica, cortante basal y rotación para cada nivel i de la estructura, son también calculados por este sub-programa y son presentados a continuación:

Planta Tipo:

Centro de Masa:

$$X_{CM}=4,00m$$

$$Y_{CM}=2,00m$$

Centro de Rigideces:

$$X_{CR}=4,00m$$

$$Y_{CR}=2,00m$$

Radio de Giro Inercial:

$$R=2,58m$$

Centro de Cortante:

$$X_{CC}=4,00m$$

$$Y_{CC}=2,00m$$

Excentricidad Estática:

$$e_x=0m$$

$$e_y=0m$$

Radio de Giro Torsional:

$$R_{t_x}=4,36m$$

$$R_{t_y}=6,16m$$

La estructuración en planta del edificio estudiado es totalmente simétrica, por lo que sus centros de masa, de cortante y de rigideces coinciden en el mismo punto, como consecuencia no existe excentricidad alguna que pueda provocar una torsión a la estructura, no obstante la Norma sismorresistente COVENIN1756-2001 recomienda que se incorporen los efectos de los momentos torsores debidos a una excentricidad accidental.

La Tabla (4.7), representa las fuerzas sísmicas laterales y los momentos torsores sísmicos son aplicados al edificio en el centro de masas del nivel i para el análisis sísmico de la estructura. Se puede observar que la distribución vertical de dichas fuerzas sísmicas laterales corresponde al primer modo de vibrar adoptando una distribución en forma de triángulo invertido.

N_i	2 Niveles		4 Niveles		6 Niveles		8 Niveles	
	F_i (Kg)	Mt_i (Kg-m)	F_i (Kg)	Mt_i (Kg-m)	F_i (Kg)	Mt_i (Kg-m)	F_i (Kg)	Mt_i (Kg-m)
1	6521,06	10741,80	2980,89	16619,29	1471,09	17724,42	873,94	18522,59
2	13495,10	7242,23	5661,79	15019,57	2942,17	16934,95	1747,88	18053,58

3	-	-	8942,68	11820,14	4413,26	15356,01	2621,82	17115,57
4	-	-	13082,85	7021,00	5884,34	12987,61	3495,76	15708,56
5	-	-	-	-	7355,43	9829,74	4369,70	13832,54
6	-	-	-	-	10961,22	5882,41	5243,64	11487,51
7	-	-	-	-	-	-	6117,58	8673,48
8	-	-	-	-	-	-	10044,50	5390,44

Tabla (4.7) Fuerzas y Momentos Torsores Sísmicos, ejemplo 1.

La Fig.4.11, muestra los desplazamientos globales de la estructura en las dos direcciones ortogonales para los diferentes niveles. Se puede observar que los desplazamientos en la dirección “x” son mayores en valor absoluto que en la otra dirección ortogonal, debido a que en la dirección “x” está aplicado el 100% de la distribución de fuerzas y en la dirección “y” solo el 30%.

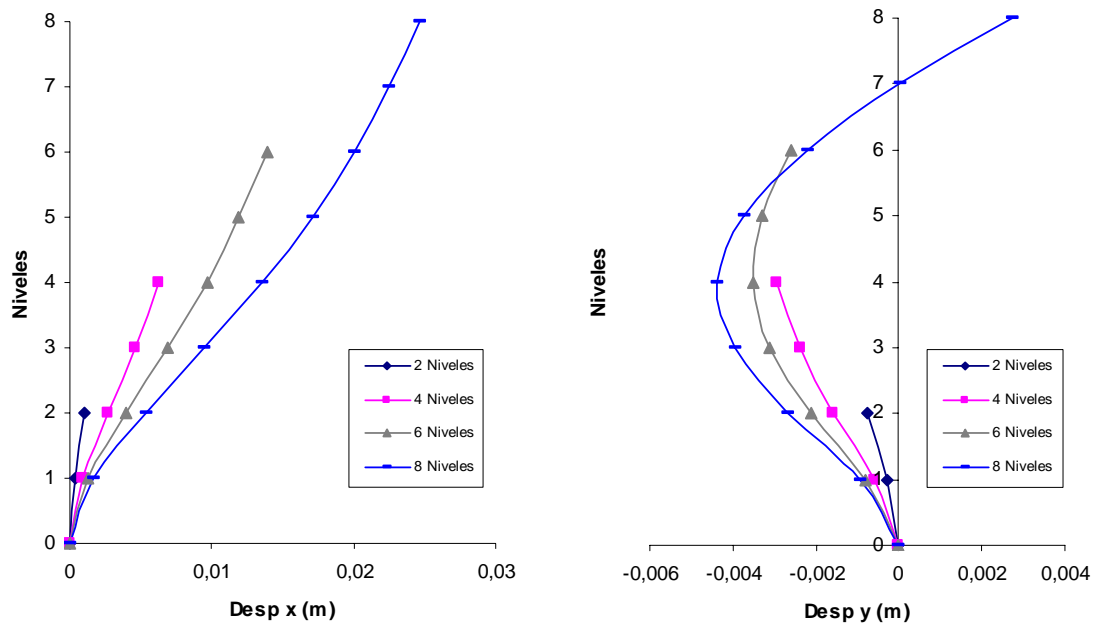


Fig.4.11 Desplazamientos en las Direcciones “x” e “y”, 100%“x” y 30%“y”, ejemplo 1.

También, se puede observar valores negativos en los desplazamientos de la dirección “y”, debidos a la torsión accidental aplicada en el centro de masas de la estructura., de igual manera aparece un segundo modo de vibración en la estructura correspondiente a 8 niveles, debida al mismo efecto.

La Fig.4.12, muestra los desplazamientos globales de la estructura en las dos direcciones ortogonales para los diferentes niveles. Se puede observar que los desplazamientos en la dirección “y” son mayores que en la otra dirección ortogonal, debido a que en la dirección “y” está aplicado el 100% de la distribución de fuerzas y en la dirección “x” solo el 30%.

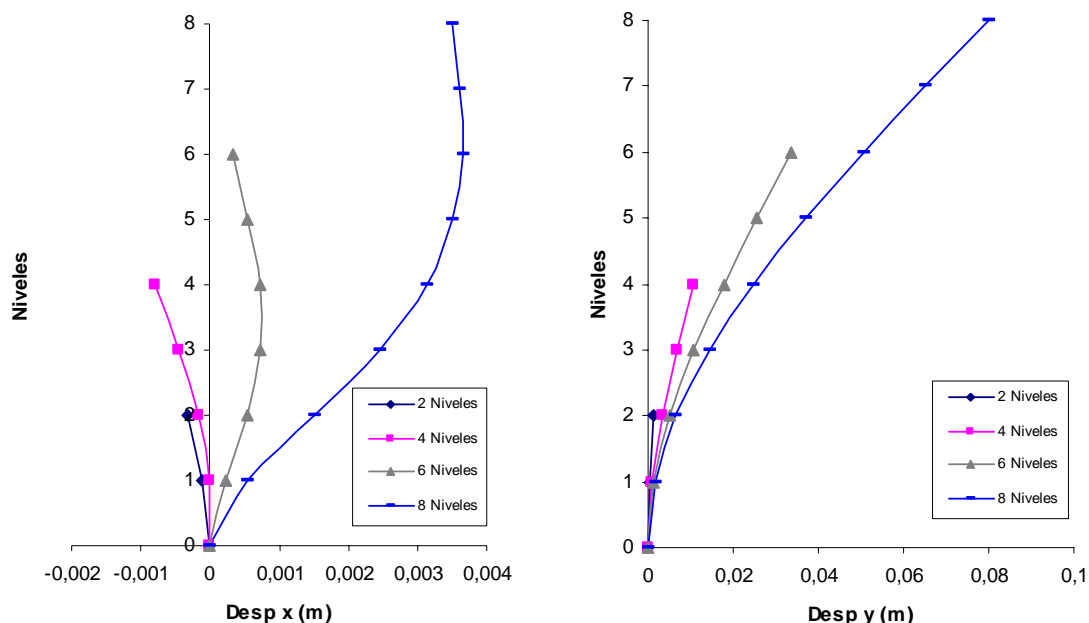


Fig.4.12 Desplazamientos en las Direcciones “x” e “y”, 30%“x” y 100%“y”, ejemplo 1.

4.3.4 Resultados del Análisis Estático no Lineal Paso a Paso

El punto inicial de la curva de capacidad comienza con una fuerza nula ($F=0\text{Kg}$) incrementándose monótonamente con un valor constante de una tonelada ($1\text{Tn} = 1000\text{Kg}$) hasta alcanzar un estado límite preestablecido. Para evaluar el ejemplo propuesto tomamos un desplazamiento máximo permitido por la Norma sismorresistente COVENIN 1756-2001, el cual corresponde a la deriva máxima de 0,015 para una edificación del Grupo B1 susceptible a sufrir daños por deformaciones de la estructura, ver Tabla (4.8), ó si por el contrario si se han plastificado todos los miembros en sus extremos.

Niveles	h_n (m)	$\delta_{\text{máx}}$ (m)
2	6,0	0,09
4	12,0	0,18
6	18,0	0,27
8	24,0	0,36

Tabla (4.8) Desplazamiento Máximo en el Techo, ejemplo 1.

En cada paso de carga se evaluaron las solicitaciones en cada uno de los miembros de la estructura con su respectiva capacidad (por flexión y corte), cuando estas solicitaciones excedieron ó igualaron sus capacidades se presentaron las articulaciones plásticas (rótulas), obteniéndose los puntos de la curva para cada caso de carga.

Los factores de degradación de rigidez de los muros estructurales son particulares para cada uno de ellos. Ellos dependen de la altura (h_n), del desplazamiento de fluencia (δ_y) y de su desplazamiento máximo ($\delta_{m\acute{a}x}$), este último está sujeto al nivel de desempeño deseado por el diseñador. En este ejemplo no seleccionamos un estado límite, es decir, no hay control de daños, para visualizar el comportamiento sísmico de la misma. Los valores para la deformación del acero y concreto no están afectados por ningún coeficiente que determine el nivel de daño. Estos factores de degradación los calcula la sub-rutina mediante el procedimiento del método histerético de Takeda et al. (1970), mencionado en la sección 2.7. La Tabla (4.9), presenta estos factores de degradación de rigidez, para los diferentes niveles de la estructura. En este caso, los factores de degradación de rigidez para el edificio estudiado son iguales para todos los muros en cada nivel, debido a que estos tienen la misma geometría en planta y la misma altura de entrepiso.

N_i	2 Niveles	4 Niveles	6 Niveles	8 Niveles
1	0,22356	0,26693	0,34196	0,52078
2	0,29811	0,33953	0,41093	0,55473
3	-	0,39249	0,45800	0,57841
4	-	0,43728	0,49544	0,59874
5	-	-	0,52850	0,61817
6	-	-	0,55988	0,63800
7	-	-	-	0,65800
8	-	-	-	0,68000

Tabla (4.9) Factores de Degradación de Rigidez, ejemplo 1.

Una vez definido cada punto de la curva de capacidad el extremo del miembro de la estructura en el cual fue presentada la articulación plástica (rótulas), la sub-rutina método paso a paso (Pushover) del programa ASDEME, almacena en un archivo de datos la distribución de las mismas, en orden de aparición.

Las Tablas (4.10, 4.11, 4.12 y 4.13), muestran el orden de aparición de las rótulas plásticas con 100% de la distribución de las fuerzas en la dirección “x” y 30% en la dirección “y”. Para los niveles estudiados, se observa que los muros estructurales acoplados para todos los modelos fallaron primero en casi todas las vigas de acoplamiento antes de lograrse la resistencia máxima de los muros. El mecanismo de falla no se logró completamente, ya que para el desplazamiento máximo impuesto por la Norma COVENIN 1756-01, las articulaciones plásticas en los extremos superior e inferior (base y tope) de los muros no se formaron en su totalidad.

Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo	Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo
1	My	1	Dintel 1	A	23	Mx	2	Muro 7	Inferior
2	My	1	Dintel 2	B	24	Mx	2	Muro 1	Inferior
3	My	1	Dintel 3	A	25	Vy	1	Muro 5	Ambos
4	My	1	Dintel 4	B	26	Vy	1	Muro 4	Ambos
5	My	1	Dintel 1	B	27	Vy	1	Muro 6	Ambos
6	My	1	Dintel 2	A	28	My	1	Muro 4	Superior
7	My	1	Dintel 3	B	29	My	1	Muro 5	Superior
8	My	1	Dintel 4	A	30	My	1	Muro 6	Superior
9	My	2	Dintel 1	A	31	My	2	Muro 4	Inferior
10	My	2	Dintel 2	B	32	My	2	Muro 5	Inferior
11	My	2	Dintel 3	A	33	My	2	Muro 6	Inferior
12	My	2	Dintel 4	B	34	Mx	1	Muro 1	Inferior
13	My	2	Dintel 1	B	35	Mx	1	Muro 7	Inferior
14	My	2	Dintel 2	A	36	Mx	1	Muro 2	Inferior
15	My	2	Dintel 3	B	37	Mx	1	Muro 8	Inferior
16	My	2	Dintel 4	A	38	Mx	1	Muro 3	Inferior
17	V	1	Dintel 3	AB	39	Mx	1	Muro 9	Inferior
18	V	1	Dintel 1	AB	40	Mx	1	Muro 2	Superior
19	V	2	Dintel 3	AB	41	Mx	1	Muro 8	Superior
20	V	2	Dintel 1	AB	42	Mx	1	Muro 3	Superior
21	Mx	2	Muro 7	Superior	43	Mx	1	Muro 9	Superior
22	Mx	2	Muro 1	Superior	-	-	-	-	-

Tabla (4.10) Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 2 Niveles, ejemplo 1.

Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo	Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo
1	My	1	Dintel 1	A	26	My	4	Dintel 2	B
2	My	1	Dintel 2	B	27	My	4	Dintel 3	A
3	My	1	Dintel 3	A	28	My	4	Dintel 4	B
4	My	1	Dintel 4	B	29	My	4	Dintel 1	B
5	My	1	Dintel 1	B	30	My	4	Dintel 2	A
6	My	1	Dintel 2	A	31	My	4	Dintel 3	B
7	My	1	Dintel 3	B	32	My	4	Dintel 4	A
8	My	1	Dintel 4	A	33	V	3	Dintel 3	AB
9	My	2	Dintel 1	A	34	V	3	Dintel 1	AB
10	My	2	Dintel 2	B	35	V	2	Dintel 3	AB
11	My	2	Dintel 3	A	36	V	2	Dintel 1	AB
12	My	2	Dintel 4	B	37	V	1	Dintel 3	AB
13	My	2	Dintel 1	B	38	V	1	Dintel 1	AB
14	My	2	Dintel 2	A	39	Mx	1	Muro 3	Inferior
15	My	2	Dintel 3	B	40	Mx	1	Muro 9	Inferior
16	My	2	Dintel 4	A	41	Mx	1	Muro 3	Superior
17	My	3	Dintel 1	A	42	Mx	1	Muro 9	Superior
18	My	3	Dintel 2	B	43	V	4	Dintel 3	AB
19	My	3	Dintel 3	A	44	V	4	Dintel 1	AB
20	My	3	Dintel 4	B	45	Mx	2	Muro 7	Inferior
21	My	3	Dintel 1	B	46	Mx	4	Muro 7	Superior
22	My	3	Dintel 2	A	47	Mx	4	Muro 7	Inferior
23	My	3	Dintel 3	B	48	Mx	2	Muro 1	Inferior
24	My	3	Dintel 4	A	49	Mx	4	Muro 1	Superior
25	My	4	Dintel 1	A	50	Mx	4	Muro 1	Inferior

Tabla (4.11) Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 4 Niveles, ejemplo 1.

Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo	Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo
1	My	1	Dintel 1	A	36	My	5	Dintel 4	B
2	My	1	Dintel 2	B	37	My	5	Dintel 1	B
3	My	1	Dintel 3	A	38	My	5	Dintel 2	A
4	My	1	Dintel 4	B	39	My	5	Dintel 3	B
5	My	1	Dintel 1	B	40	My	5	Dintel 4	A
6	My	1	Dintel 2	A	41	My	6	Dintel 1	A
7	My	1	Dintel 3	B	42	My	6	Dintel 2	B
8	My	1	Dintel 4	A	43	My	6	Dintel 3	A

9	My	2	Dintel 1	A	44	My	6	Dintel 4	B
10	My	2	Dintel 2	B	45	My	6	Dintel 1	B
11	My	2	Dintel 3	A	46	My	6	Dintel 2	A
12	My	2	Dintel 4	B	47	My	6	Dintel 3	B
13	My	2	Dintel 1	B	48	My	6	Dintel 4	A
14	My	2	Dintel 2	A	49	V	3	Dintel 3	AB
15	My	2	Dintel 3	B	50	V	3	Dintel 1	AB
16	My	2	Dintel 4	A	51	V	2	Dintel 3	AB
17	My	3	Dintel 1	A	52	V	2	Dintel 1	AB
18	My	3	Dintel 2	B	53	V	4	Dintel 3	AB
19	My	3	Dintel 3	A	54	V	4	Dintel 1	AB
20	My	3	Dintel 4	B	55	V	5	Dintel 3	AB
21	My	3	Dintel 1	B	56	V	5	Dintel 1	AB
22	My	3	Dintel 2	A	57	Mx	1	Muro 3	Inferior
23	My	3	Dintel 3	B	58	Mx	1	Muro 9	Inferior
24	My	3	Dintel 4	A	59	Mx	1	Muro 3	Superior
25	My	4	Dintel 1	A	60	Mx	1	Muro 9	Superior
26	My	4	Dintel 2	B	61	V	1	Dintel 3	AB
27	My	4	Dintel 3	A	62	V	1	Dintel 1	AB
28	My	4	Dintel 4	B	63	Mx	1	Muro 3	Inferior
29	My	4	Dintel 1	B	64	Mx	2	Muro 9	Superior
30	My	4	Dintel 2	A	65	Mx	2	Muro 3	Inferior
31	My	4	Dintel 3	B	66	Mx	2	Muro 9	Inferior
32	My	4	Dintel 4	A	67	Mx	1	Muro 2	Superior
33	My	5	Dintel 1	A	68	Mx	1	Muro 8	Superior
34	My	5	Dintel 2	B	69	Mx	1	Muro 2	Inferior
35	My	4	Dintel 3	A	70	Mx	1	Muro 8	Inferior

Tabla (4.12) Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 6 Niveles, ejemplo 1.

Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo	Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo
1	My	1	Dintel 1	A	48	My	6	Dintel 4	A
2	My	1	Dintel 2	B	49	My	7	Dintel 1	A
3	My	1	Dintel 3	A	50	My	7	Dintel 2	B
4	My	1	Dintel 4	B	51	My	7	Dintel 3	A
5	My	1	Dintel 1	B	52	My	7	Dintel 4	B
6	My	1	Dintel 2	A	53	My	7	Dintel 1	B
7	My	1	Dintel 3	B	54	My	7	Dintel 2	A

8	My	1	Dintel 4	A	55	My	7	Dintel 3	B
9	My	2	Dintel 1	A	56	My	7	Dintel 4	A
10	My	2	Dintel 2	B	57	My	8	Dintel 1	A
11	My	2	Dintel 3	A	58	My	8	Dintel 2	B
12	My	2	Dintel 4	B	59	My	8	Dintel 3	A
13	My	2	Dintel 1	B	60	My	8	Dintel 4	B
14	My	2	Dintel 2	A	61	My	8	Dintel 1	B
15	My	2	Dintel 3	B	62	My	8	Dintel 2	A
16	My	2	Dintel 4	A	63	My	8	Dintel 3	B
17	My	3	Dintel 1	A	64	My	8	Dintel 4	A
18	My	3	Dintel 2	B	65	V	3	Dintel 3	AB
19	My	3	Dintel 3	A	66	V	3	Dintel 1	AB
20	My	3	Dintel 4	B	67	V	4	Dintel 3	AB
21	My	3	Dintel 1	B	68	V	4	Dintel 1	AB
22	My	3	Dintel 2	A	69	V	2	Dintel 3	AB
23	My	3	Dintel 3	B	70	V	2	Dintel 1	AB
24	My	3	Dintel 4	A	71	V	5	Dintel 3	AB
25	My	4	Dintel 1	A	72	Mx	1	Muro 3	Inferior
26	My	4	Dintel 2	B	73	Mx	1	Muro 3	Superior
27	My	4	Dintel 3	A	74	V	5	Dintel 1	AB
28	My	4	Dintel 4	B	75	Mx	1	Muro 9	Inferior
29	My	4	Dintel 1	B	76	Mx	1	Muro 9	Superior
30	My	4	Dintel 2	A	77	Mx	2	Muro 3	Superior
31	My	4	Dintel 3	B	78	Mx	2	Muro 9	Superior
32	My	4	Dintel 4	A	79	Mx	2	Muro 3	Inferior
33	My	5	Dintel 1	A	80	Mx	2	Muro 9	Inferior
34	My	5	Dintel 2	B	81	Mx	1	Muro 1	Inferior
35	My	4	Dintel 3	A	82	Mx	1	Muro 7	Inferior
36	My	5	Dintel 4	B	83	Mx	1	Muro 1	Superior
37	My	5	Dintel 1	B	84	Mx	1	Muro 7	Superior
38	My	5	Dintel 2	A	85	V	6	Dintel 3	AB
39	My	5	Dintel 3	B	86	V	6	Dintel 1	AB
40	My	5	Dintel 4	A	87	V	1	Dintel 3	AB
41	My	6	Dintel 1	A	88	V	1	Dintel 1	AB
42	My	6	Dintel 2	B	89	Mx	1	Muro 2	Superior
43	My	6	Dintel 3	A	90	Mx	1	Muro 8	Superior
44	My	6	Dintel 4	B	91	V	7	Dintel 3	AB
45	My	6	Dintel 1	B	92	Mx	3	Muro 3	Superior

46	My	6	Dintel 2	A	93	V	7	Dintel 1	AB
47	My	6	Dintel 3	B	-	-	-	-	-

Tabla (4.13) Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 8 Niveles, ejemplo 1.

Las Fig.4.13, 4.14, 4.15 y 4.16, muestran la distribución de las rótulas plásticas, en los que podemos observar que los muros estructurales cedieron por flexión y corte, debido a que tanto los muros estructurales esbeltos como los bajos están expuestos a los diferentes modos de fallas, destacando que los muros expuestos en la dirección “x” con 100% de la acción sísmica cedieron antes que los de la dirección ortogonal a ella. Además que sus daños típicos están relacionados con la dirección de la fuerza sísmica, es decir, los muros cedieron en el mismo eje paralelo a como están alineados. Por otro lado se observa que los dinteles de acoplamiento fallan primeramente que los muros estructurales, por lo que se comprueba la teoría de que los dinteles poseen menos ductilidad que los muros.

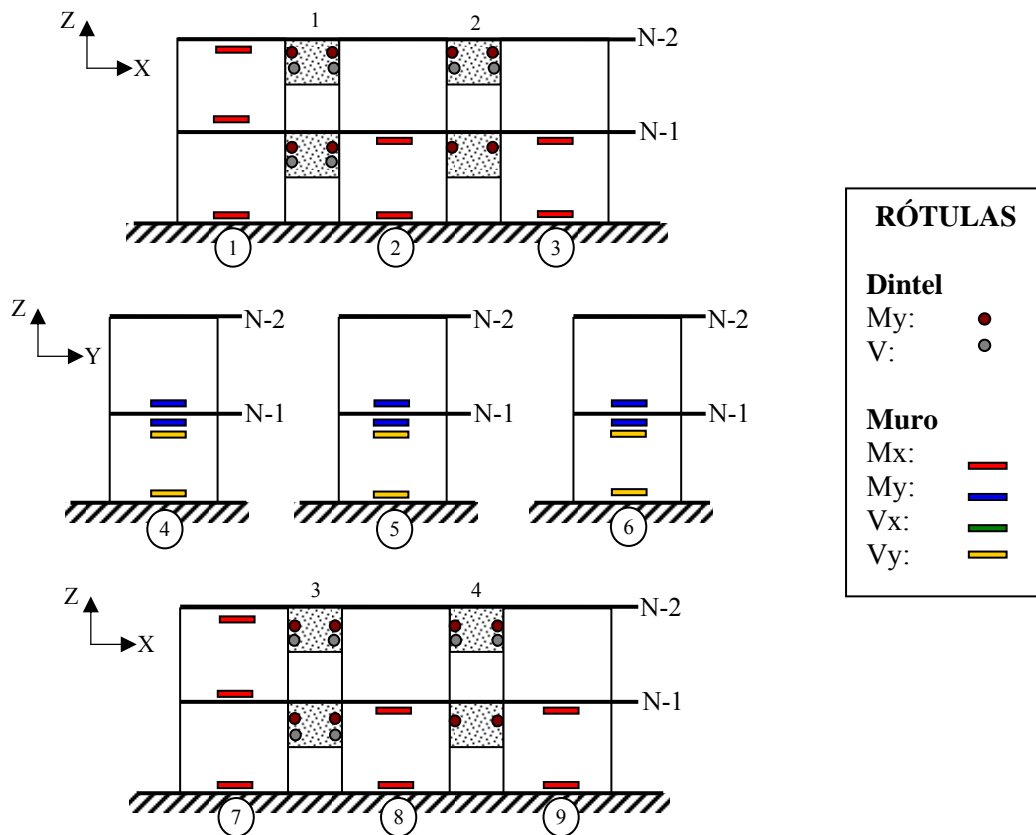


Fig.4.13 Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 2 Niveles, ejemplo 1.

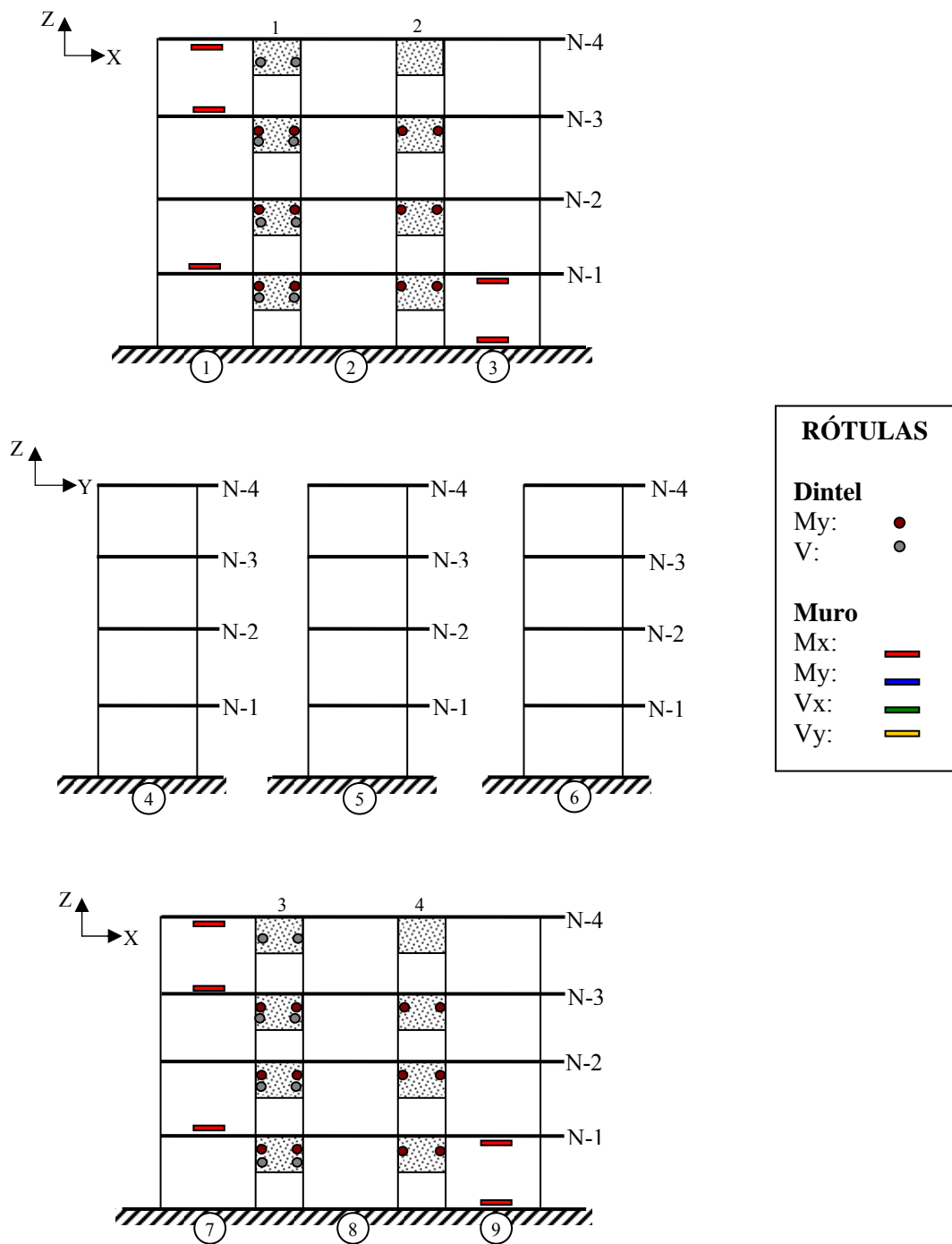


Fig.4.14 Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 4 Niveles, ejemplo 1.

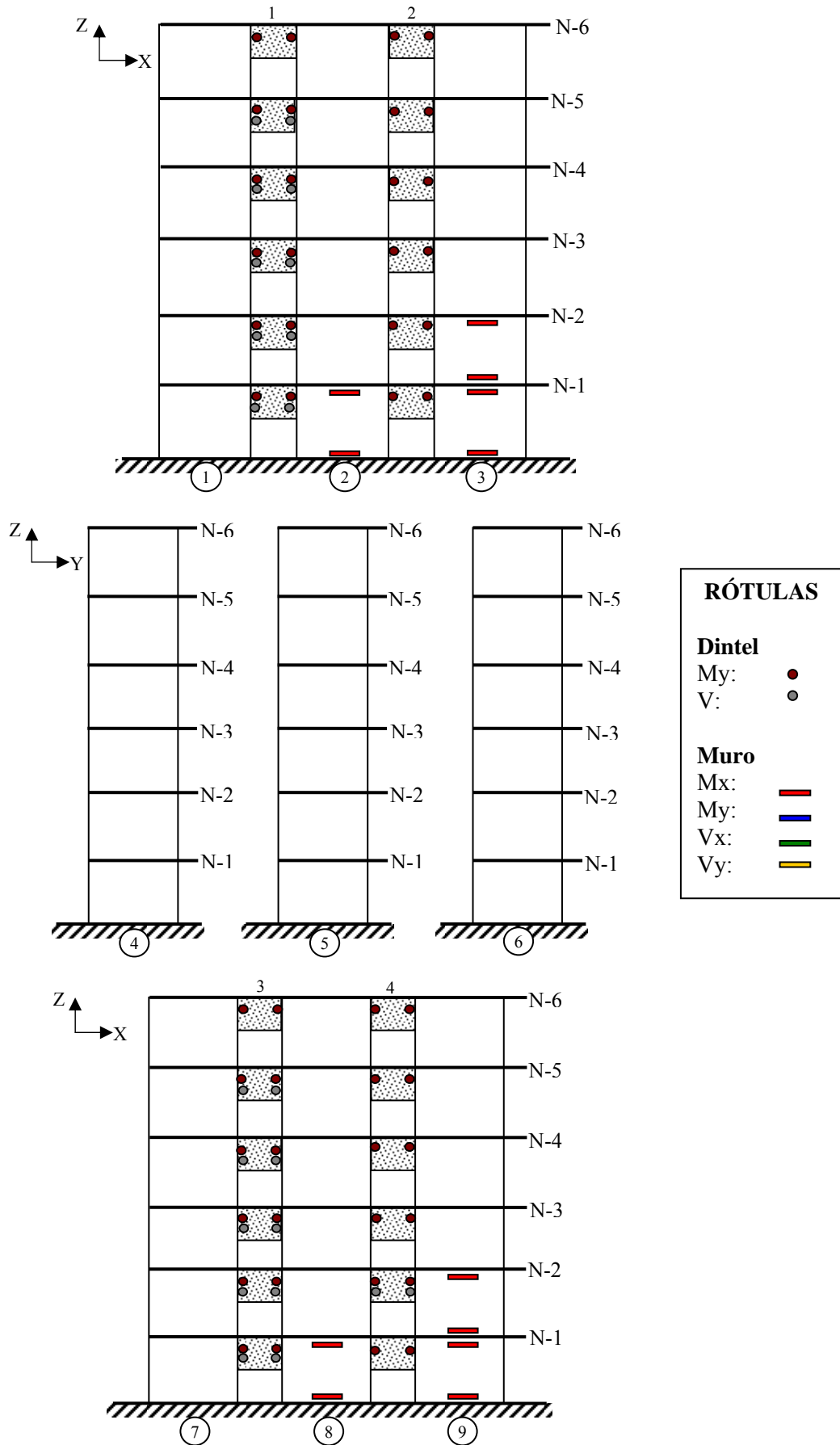


Fig.4.15 Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 6 Niveles, ejemplo 1.

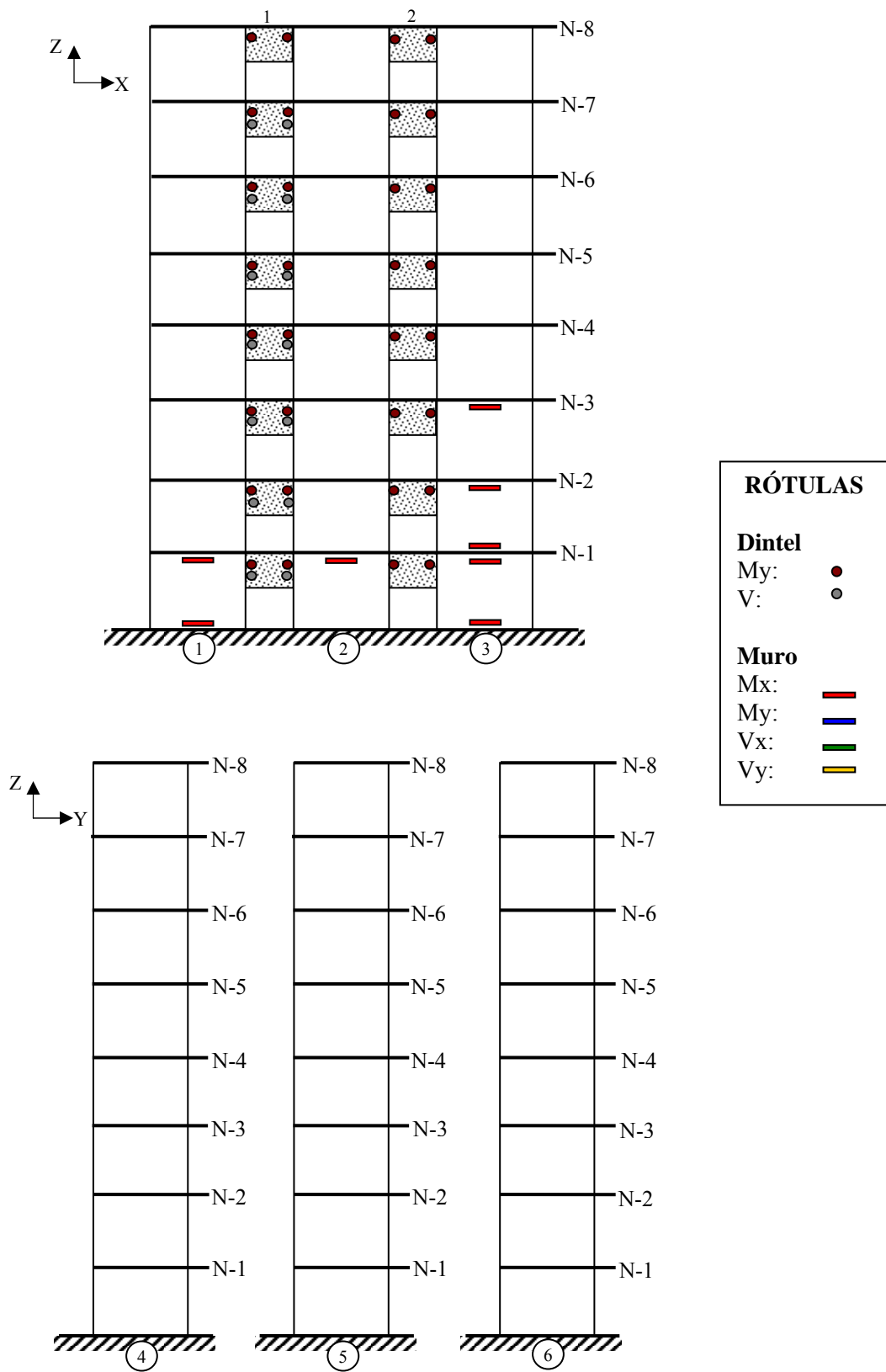


Fig.4.16 Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 8 Niveles, ejemplo 1.

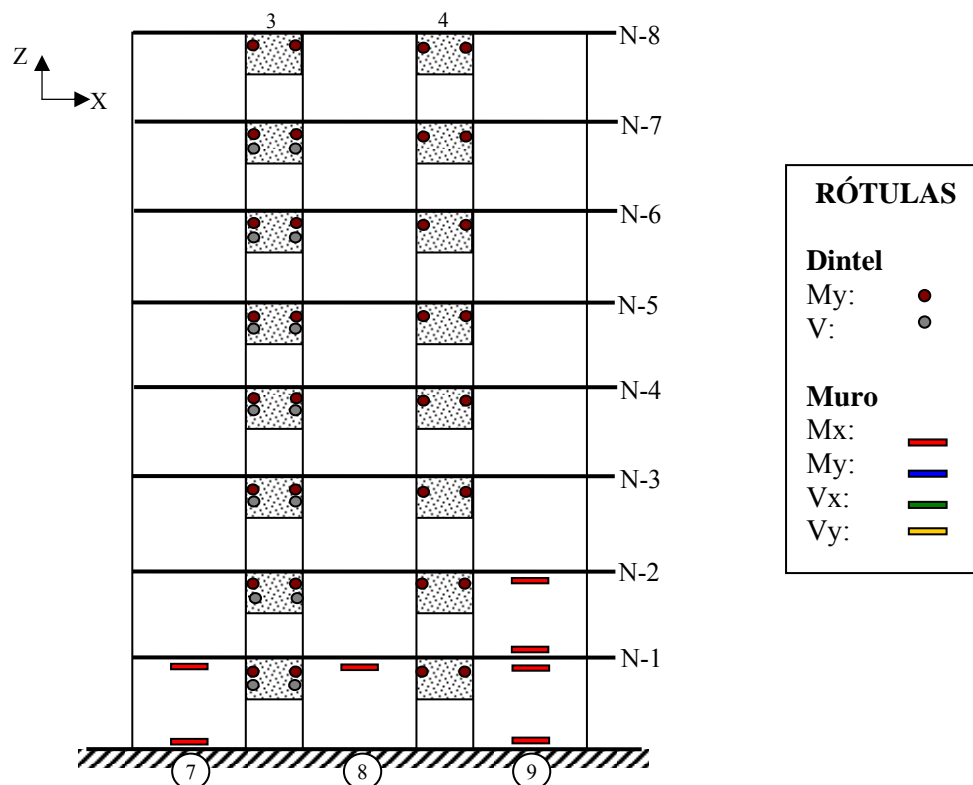


Fig.4.16 Distribución de las Rótulas Plásticas, 100%“x” y 30%“y”, para 8 Niveles, ejemplo 1 (Continuación)

La Fig.4.17, muestra las curvas de capacidad (corte basal contra desplazamiento del techo) para los diferentes niveles de la estructura, que resultaron al aplicar estáticamente a la estructura una distribución de fuerzas laterales aplicadas en sus centros de masa que se incrementaron monótonamente, y se registraron tanto los desplazamientos del techo del edificio, como la fuerza sísmica que definieron las cadencias en los miembros de la misma.

Se observa que a medida que aumenta el nivel de la estructura disminuye su capacidad de resistir fuerzas laterales, por lo que la estructura se hace más flexible. Para alcanzar el desplazamiento máximo permitido por la Norma COVENIN 1756-01 $\delta_{m\acute{a}x_i} = \Delta_i * h_i$ las curvas de capacidad para los diferentes niveles no desempeñan dos pendientes, es decir, no es bilineal. Para que la curva de capacidad tenga una representación bilineal la deriva máxima permitida por la norma debería ser mayor para estructuras construidas a base de muros estructurales.

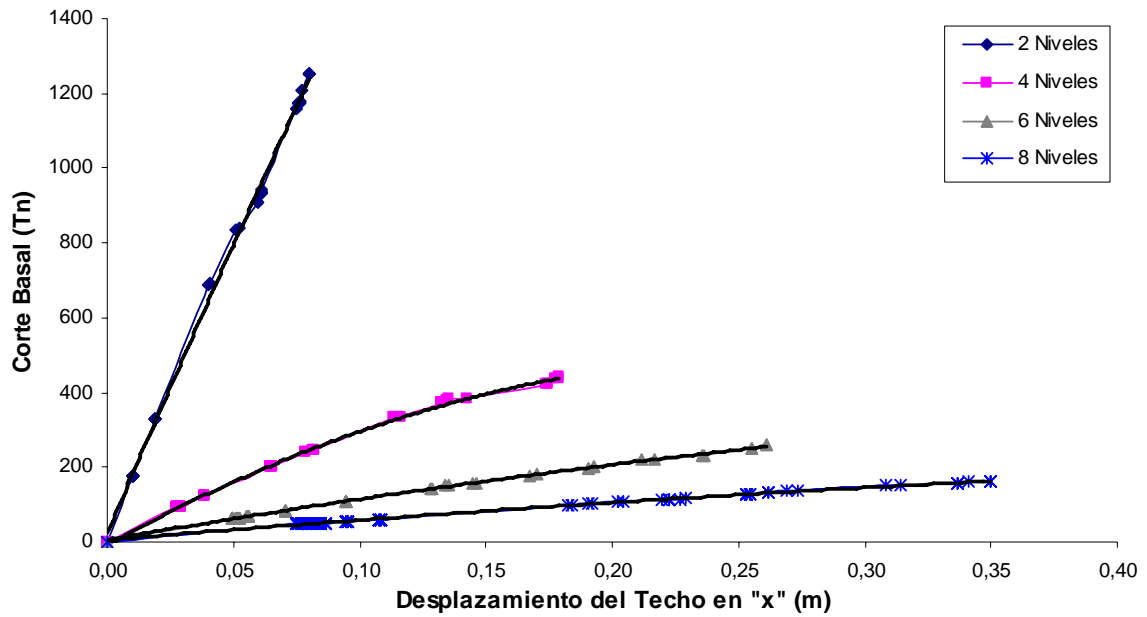


Fig.4.17 Curvas de Capacidad y sus Tendencias, 100%“x” y 30%“y”, ejemplo 1.

Para 2 niveles de la estructura el corte basal $V_o=1253Tn$ para un desplazamiento máximo en el tope $\delta_{m\acute{a}x}=0,09m$, mientras que, para 8 niveles necesita un corte basal $V_o=160Tn$ para un desplazamiento máximo en el tope $\delta_{m\acute{a}x}=0,36m$.

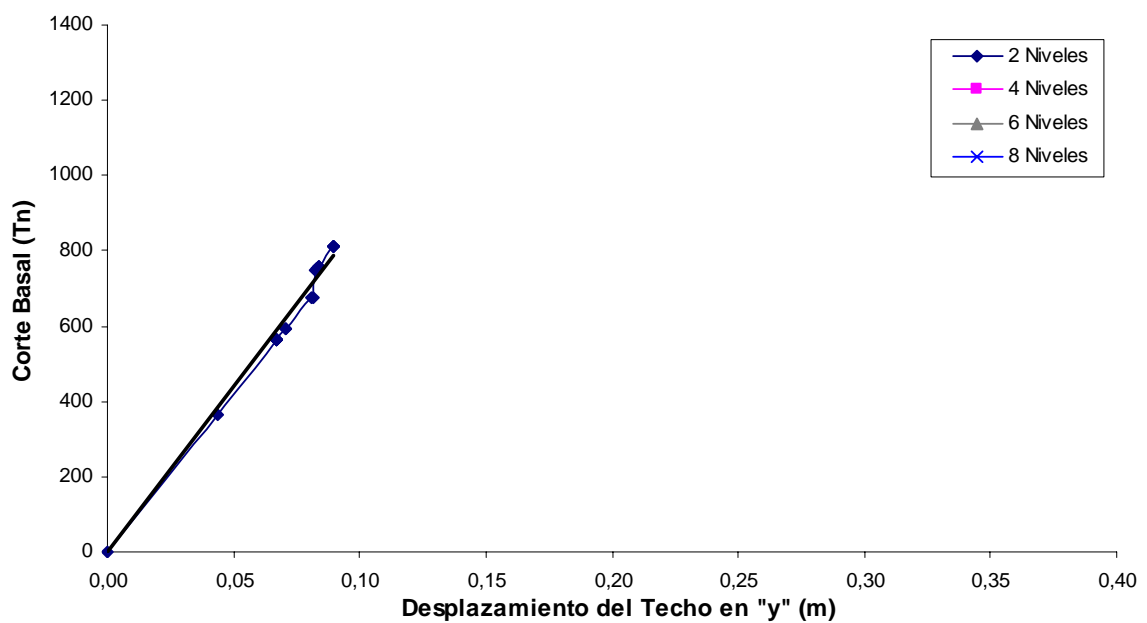


Fig.4.18 Curvas de Capacidad y sus Tendencias, 30%“x” y 100%“y”, ejemplo 1

La Fig.4.18, muestra solamente la curva de capacidad para el edificio de 2 niveles, puesto que, para los niveles superiores (4, 6 y 8), los miembros de la estructura no logran plastificarse antes de alcanzar el desplazamiento máximo permitido por la Norma COVENIN 1756-01. Esto evidencia la inadecuada estructuración en planta de los muros estructurales, es decir, la configuración en planta no es talmente simétrica con respecto a su rigidez para resistir las cargas laterales inducidas por el sismo, puesto que el edificio tiene la mayoría de las paredes alineadas en una sola dirección “x”, por lo que en la otra dirección la resistencia a cargas laterales es mínima.

La Tabla (4.14), muestra el orden de aparición de las rótulas plásticas con 30% de la distribución de las fuerzas en la dirección “x” y 100% en la dirección “y”. Para el modelo estudiado, el caso de dos niveles, se observa que el muro estructural (5) cedió primero por falla a corte en ambos extremos. A igual que en el ejemplo anterior, casi todas las vigas de acoplamiento fallaron antes de lograrse la resistencia máxima de los muros y tampoco se logró el mecanismo de falla, puesto que para el desplazamiento máximo impuesto, las articulaciones plásticas en los extremos superior e inferior (base y tope) de los muros no se formaron en su totalidad.

Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo	Rótula	Falla	Nivel	Miembro	Extremo
1	Vy	1	Muro 5	Ambos	13	Mx	2	Muro 8	Superior
2	My	1	Dintel 1	A	14	V	1	Dintel 3	AB
3	My	1	Dintel 2	B	15	My	2	Dintel 3	A
4	My	1	Dintel 3	A	16	My	2	Dintel 3	B
5	My	1	Dintel 4	B	17	V	1	Dintel 1	AB
6	My	1	Dintel 1	B	18	My	2	Dintel 1	A
7	My	1	Dintel 2	A	19	My	2	Dintel 1	B
8	My	1	Dintel 3	B	20	My	2	Dintel 2	B
9	My	1	Dintel 4	A	21	My	2	Dintel 4	B
10	Mx	1	Muro 2	Inferior	22	My	2	Dintel 2	A
11	Mx	1	Muro 8	Inferior	23	My	2	Dintel 4	A
12	Mx	2	Muro 8	Inferior	13	Mx	2	Muro 8	Superior

Tabla (4.14) Distribución de las Rótulas Plásticas, 30%“x” y 100%“y”, para 2 Niveles, ejemplo 1.

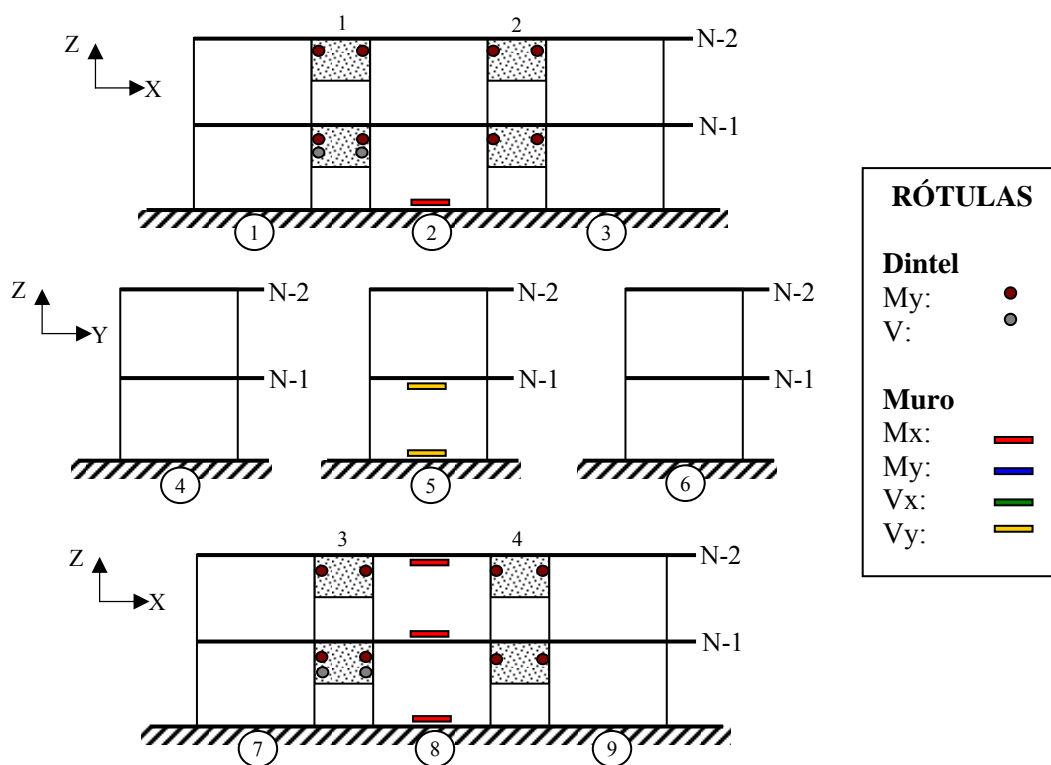


Fig.4.19 Distribución de las Rótulas Plásticas, 30%“x” y 100%“y”, para 2 Niveles, ejemplo 1.

4.4 Ejemplo 2

En este ejemplo se toma un edificio regular utilizado por Balkaya y Kalkan (2004) en su estudio de la vulnerabilidad, comportamiento y diseño sísmico de estructuras para edificios tipo túnel. También se analizaron cuatro diferentes casos, variando la altura (2, 4, 6 y 8 niveles) para la misma geometría en planta. En cada caso se tomaron los resultados para visualizar y comparar el comportamiento sísmico de la estructura con diferentes niveles.

4.4.1 Descripción del Edificio

El edificio regular de concreto armado está formado por nueve muros por nivel, formando una geometría simétrica con respecto a los dos ejes ortogonales. Posee cuatro dinteles de acoplamiento en la dirección “y”, y entrepisos de 2,80m de altura, con su respectiva losa maciza de 0,15m de espesor, ver Fig.4.20.

- Las características de los materiales utilizados son las siguientes:
 - a. *Concreto*

Resistencia a la compresión	$f'c=192,5\text{Kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad Longitudinal	$E_c=2,095 \times 10^5 \text{Kg/cm}^2$
Módulo de Corte	$G=8,729 \times 10^4 \text{Kg/cm}^2$
Peso volumétrico	$\gamma_c=2400\text{Kg/m}^3$
<i>b. Acero de refuerzo</i>	
Esfuerzo nominal de Fluencia	$f_y=4200\text{Kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad	$E_s=2,0 \times 10^6 \text{Kg/cm}^2$

- Cargas:

Para el análisis y diseño se emplearon las cargas normativas establecidas para el tipo de construcción tratado, en el que el programa ADSEME se encarga de calcularlas, las cuales se muestran a continuación:

a. Cargas Muertas

Losa de 0,15m de espesor	360Kg/m^2
Tabiquería	150Kg/m^2
Área de la Losa 99m^2	$W_{CM}=50490\text{Kg}$

b. Cargas Vivas

Carga variable	175Kg/m^2
Área de la Losa 32m^2	$W_{CV}=17325\text{Kg}$

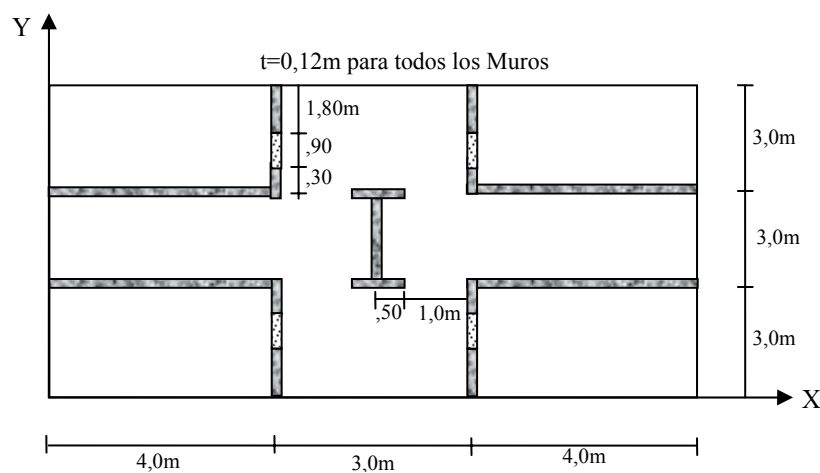


Fig.4.20 (a) Geometría en planta; ejemplo 2.

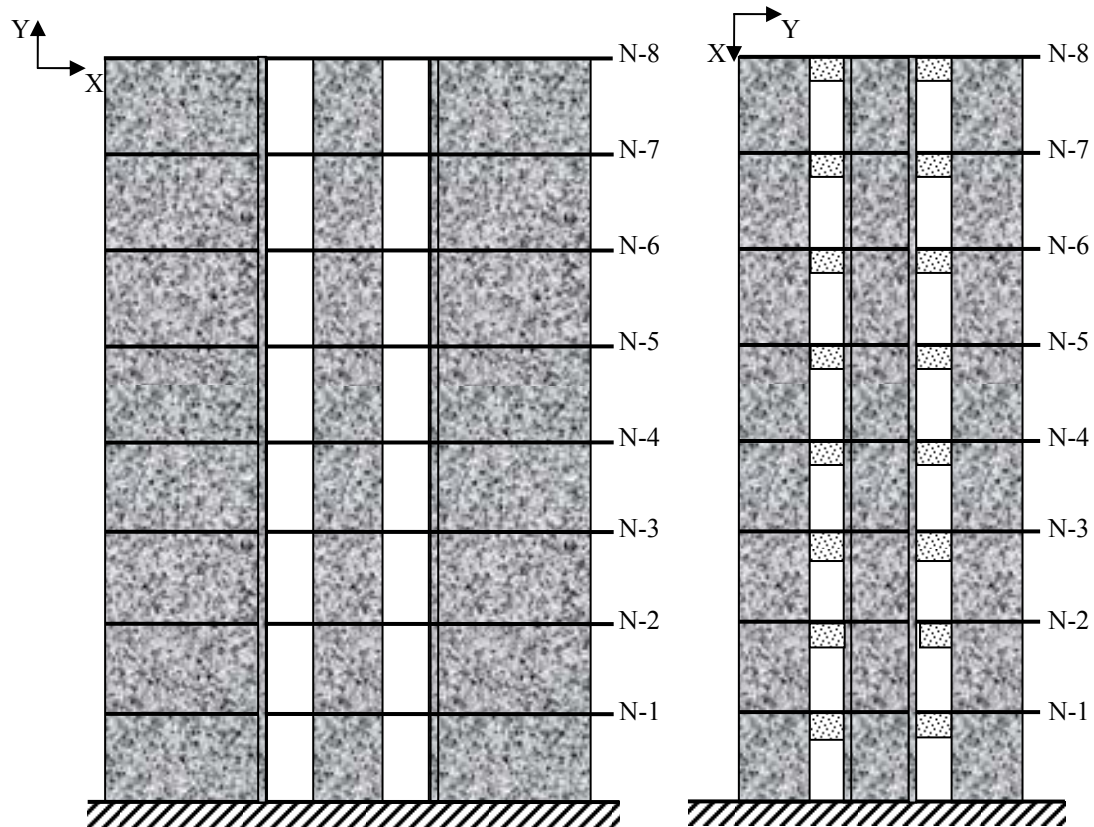


Fig.4.20 (b) Elevación del edificio, ejemplo 2.

4.4.2 Procedimiento de Cálculo

Al igual que en ejemplo 1, inicialmente enumeramos los muros estructurales y los dinteles, para la obtención de resultados aceptables y comparables, y el diseñador distinga a que miembro le corresponden. La Fig.4.21, representa la identificación de cada miembro de la estructura., de modo que el programa ASDEME resuelva los cálculos numéricos de forma exacta y el diseñador distinga a que miembro le corresponde.

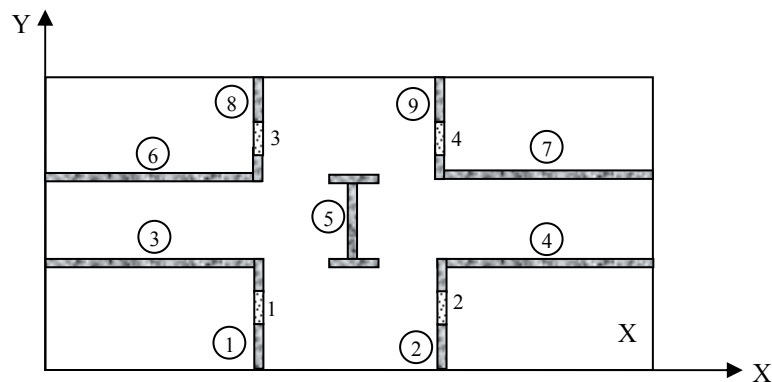


Fig.4.21 Identificación de los Miembros de la Estructura, ejemplo 2.

En la Tabla (4.15) y (4.16), representa las propiedades geométricas, estáticas y sectoriales de los miembros de la estructura. Las coordenadas de los centros de gravedad y de cortante son con respecto al origen de coordenadas global de la estructura.

Propiedades	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7	Muro 8	Muro 9
Lw (m)	1,80	1,80	4,30	4,30	5,00	4,30	4,30	1,80	1,80
Át (m ²)	0,22	0,22	0,52	0,52	0,60	0,52	0,52	0,22	0,22
Ax (m ²)	0	0	0,48	0,48	0,24	0,48	0,48	0	0
Ay (m ²)	0,22	0,22	0,04	0,04	0,36	0,04	0,04	0,22	0,22
Aw (m ²)	0	0	0,30	0,30	1,50	0,30	0,30	0	0
J (m ⁴)	0,01	0,01	0,025	0,025	0,0029	0,025	0,025	0,01	0,01
Ix (m ⁴)	0,058	0,058	0,001	0,001	0,81	0,001	0,001	0,058	0,058
Iy (m ⁴)	0,0026	0,0026	0,77	0,77	0,02	0,77	0,77	0,0026	0,0026
Ixy (m ⁴)	0	0	-0,01	0,01	0	0,01	-0,01	0	0
Iwx(m ⁶)	0	0	-0,002	0,002	0	-0,002	0,002	0	0
Iwy(m ⁶)	0	0	0,027	0,027	0	-0,027	-0,027	0	0
Iw(m ⁶)	0,0003	0,0003	0,008	0,17	1,00	0,36	0,29	0,0003	0,0003
Xg(m)	4,0	7,0	2,14	8,86	4,0	2,14	8,86	4,0	7,0
Yg(m)	0,9	0,9	2,99	2,99	2,0	6,01	6,01	8,10	8,10
Xc(m)	4,0	7,0	4,0	7,0	4,0	4,0	7,0	4,0	7,0
Yc(m)	0,9	0,9	3,0	3,0	2,0	6,0	6,0	8,10	8,10

Tabla (4.15) Propiedades Geométricas, Mecánicas, Estáticas y Sectoriales de los Muros Estructurales, ejemplo 2.

Propiedades	Dintel 1	Dintel 2	Dintel 3	Dintel 4
Ld(m)	1,0	1,0	1,0	1,0
A(m ²)	0,25	0,25	0,25	0,25
Iy(m ⁴)	0,021	0,021	0,021	0,021
J(m ⁴)	0,0047	0,0047	0,0047	0,0047

Tabla (4.16) Propiedades Geométricas, Mecánicas y Estáticas de los Dinteles de Acoplamiento, ejemplo 2.

4.4.3 Resultados del Análisis Sísmico

Para el desarrollo del análisis sísmico de la estructura, el programa ADSEME calcula las fuerzas sísmicas correspondientes, a través del método estático equivalente adoptado de la Norma COVENIN 1756-01. Para ello clasificamos la estructura de igual manera que el ejemplo 1, con las mismas características de los coeficientes sísmicos, obteniendo como resultados los coeficientes particulares a este ejemplo, ver Tabla (4.17).

Coefficientes	2 Niveles	4 Niveles	6 Niveles	8 Niveles
Período Fundamental T(seg)	0,25	0,43	0,58	0,72
Período T*(seg)	0,40	0,40	0,40	0,40
Período T ⁺ (seg)	0,35	0,35	0,35	0,35
Ordenada del espectro de diseño Ad(g)	0,2040	0,1717	0,1267	0,1021
μ	0,9625	0,9100	0,8750	0,8500
Cortante Basal Vo(Kg)	30279,45	48867,58	52240,95	54657,96

Tabla (4.17) Coeficientes Sísmicos, ejemplo 2.

Al igual que en el ejemplo 1, los puntos por donde pasan teóricamente las diferentes cargas sísmicas correspondientes a la fuerza sísmica, cortante basal y rotación para cada nivel i de la estructura, coinciden en el centro de masa de la estructura, no existe rotación de la misma.

Planta Tipo:

Centro de Masa:

$$X_{CM}=5,50m$$

$$Y_{CM}=4,50m$$

Centro de Rigideces:

$$X_{CR}=5,50m$$

$$Y_{CR}=4,50m$$

Radio de Giro Inercial:

$$R=4,10m$$

Centro de Cortante:

$$X_{CC}=5,50m$$

$$Y_{CC}=4,50m$$

Excentricidad Estática:

$$e_x=0m$$

$$e_y=0m$$

Radio de Giro Torsional:

$$R_{t_x}=7,40m$$

$$R_{t_y}=7,45m$$

La Tabla (4.18), representa las fuerzas sísmicas laterales y los momentos torsores sísmicos son aplicados al edificio en el centro de masas del nivel i para el análisis sísmico de la estructura. Notar que la distribución vertical de dichas fuerzas sísmicas laterales

corresponde al primer modo de vibrar adoptando una distribución en forma de triángulo invertido.

N_i	2 Niveles		4 Niveles		6 Niveles		8 Niveles	
	F_i (Kg)	Mt_i (Kg-m)	F_i (Kg)	Mt_i (Kg-m)	F_i (Kg)	Mt_i (Kg-m)	F_i (Kg)	Mt_i (Kg-m)
1	10055,79	25821,13	4774,73	41672,34	2357,48	44549,01	1401,52	46610,16
2	20223,67	17245,96	9549,46	37600,66	4714,95	42538,65	2803,04	45415,01
3	-	-	14324,18	29457,27	7072,43	38517,93	4204,56	43024,01
4	-	-	20219,21	17242,17	9429,90	32486,86	5606,07	39439,20
5	-	-	-	-	11787,37	24445,38	7007,59	34658,56
6	-	-	-	-	16878,82	14393,58	8409,11	28682,77
7	-	-	-	-	-	-	9810,63	21511,82
8	-	-	-	-	-	-	15415,45	13145,65

Tabla (4.18) Fuerzas y Momentos Torsores Sísmicos, ejemplo 2.

Las Fig.4.22 y 4.23, muestran los desplazamientos horizontales en las dos direcciones ortogonales “x” e “y”, como consecuencia de la combinación de la demanda sísmica impuesta por la Norma COVENIN 1756-01. Se observa que en la dirección “x” son muy similares con respecto a su forma de desplazarse, mientras que en la dirección “y” existe una notable diferencia. Esta diferencia se debe a que en esta dirección existe mayor área fuera del plano en las paredes de los muros.

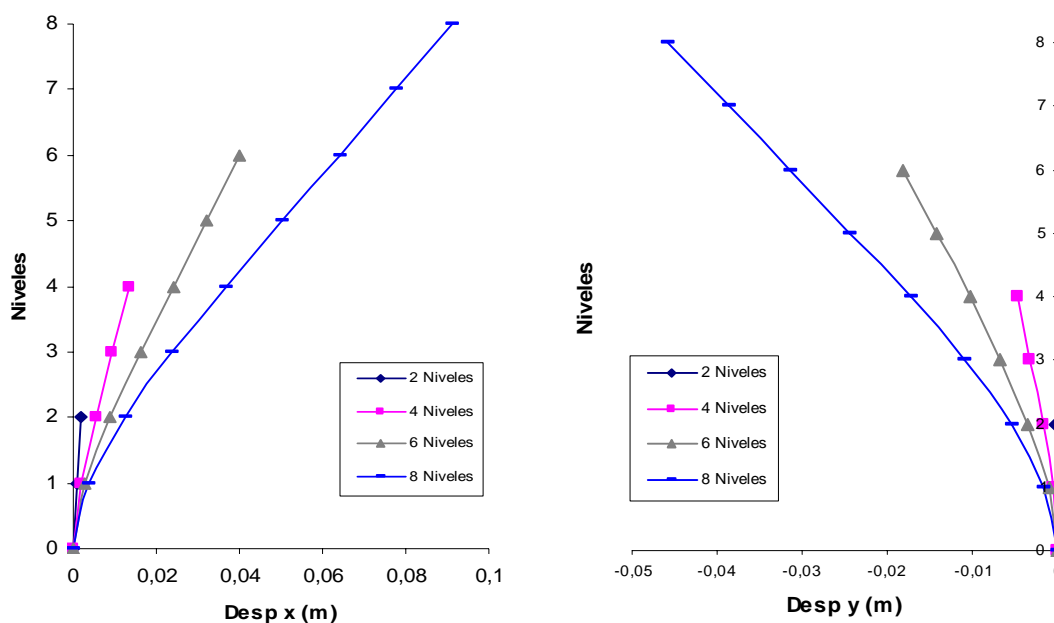


Fig.4.22 Desplazamientos en las Direcciones “x” e “y”, 100%“x” y 30%“y”, ejemplo 2.

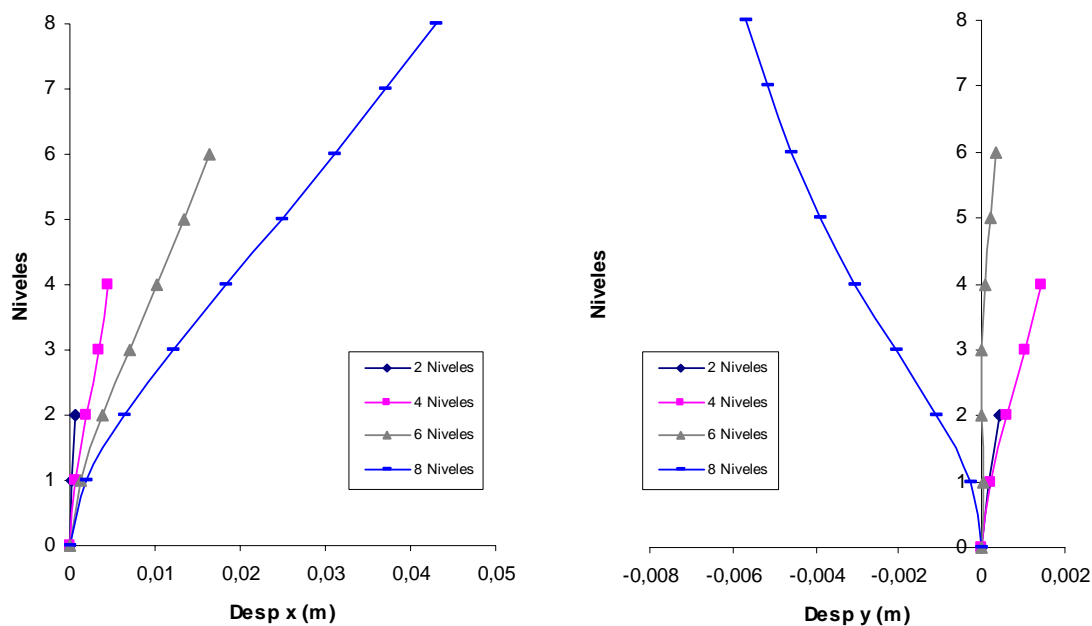


Fig.4.23 Desplazamientos en las Direcciones “x” e “y”, 30%“x” y 100%“y”, ejemplo 2.

4.4.4 Resultados del Análisis Estático no Lineal Paso a Paso

Las curvas de capacidad evaluadas para los diferentes niveles (2, 4,6 y 8) son presentadas hasta el desplazamiento lateral máximo del techo de la estructura permitido por la Norma COVENIN 1756-01. Se evaluaron cada paso de carga (1Tn) las solicitaciones con sus respectivas capacidades (por flexión y corte).

Niveles	h_n (m)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (m)
2	5,6	0,084
4	11,2	0,168
6	16,8	0,252
8	22,4	0,336

Tabla (4.19) Desplazamiento Máximo del Techo, ejemplo 2.

Los factores de degradaci3n de rigidez de los muros estructurales son particulares para cada uno de ellos. En este ejemplo, al igual que el ejemplo 1 no hay control de daños, para visualizar el comportamiento sísmico de la misma. La Tabla (4.20), presenta estos factores de degradaci3n de rigidez, para los diferentes niveles de la estructura. Los

factores de degradación de rigidez para el edificio estudiado son iguales para aquellos muros con igual longitud perimetral.

N_i	2 Niveles			4 Niveles		
	Muros 1=2=8=9	Muros 3=4=6=7	Muro 5	Muros 1=2=8=9	Muros 3=4=6=7	Muro 5
1	0,23520	0,14545	0,13430	0,28588	0,15877	0,14532
2	0,31237	0,19733	0,18257	0,36028	0,20990	0,19282
3	-	-	-	0,41420	0,24916	0,22950
4	-	-	-	0,45995	0,28236	0,26055
N_i	6 Niveles			8 Niveles		
	Muros 1=2=8=9	Muros 3=4=6=7	Muro 5	Muros 1=2=8=9	Muros 3=4=6=7	Muro 5
1	0,38111	0,17524	0,15860	0,51886	0,19583	0,17468
2	0,44790	0,22623	0,20578	0,55327	0,24648	0,22133
3	0,49271	0,26534	0,24234	0,57722	0,28578	0,25808
4	0,52856	0,29768	0,27274	0,59773	0,31783	0,28836
5	0,56075	0,32593	0,29936	0,61726	0,34533	0,31449
6	0,59187	0,35164	0,32355	0,637	0,370	0,338
7	-	-	-	0,657	0,392	0,359
8	-	-	-	0,679	0,414	0,379

Tabla (4.20) Factores de Degradación de Rigidez, ejemplo 2.

Las Fig.4.24 y 4.25, muestran las curvas de capacidad (corte basal contra desplazamiento del techo) para los diferentes niveles (2, 4, 6 y 8) considerados en el edificio estudiado, resultado de aplicar la distribución de fuerzas en forma incremental monótona. Se observa que tanto para la dirección “x” como para la dirección “y” las curvas de capacidad son muy similares para los niveles estudiados. Esta similitud de las curvas se debe a una característica del ejemplo estudiado en el que la distribución de rigideces las plantas del edificio y las direcciones de la demanda sísmica hacen que los efectos de torsión se contrarresten.

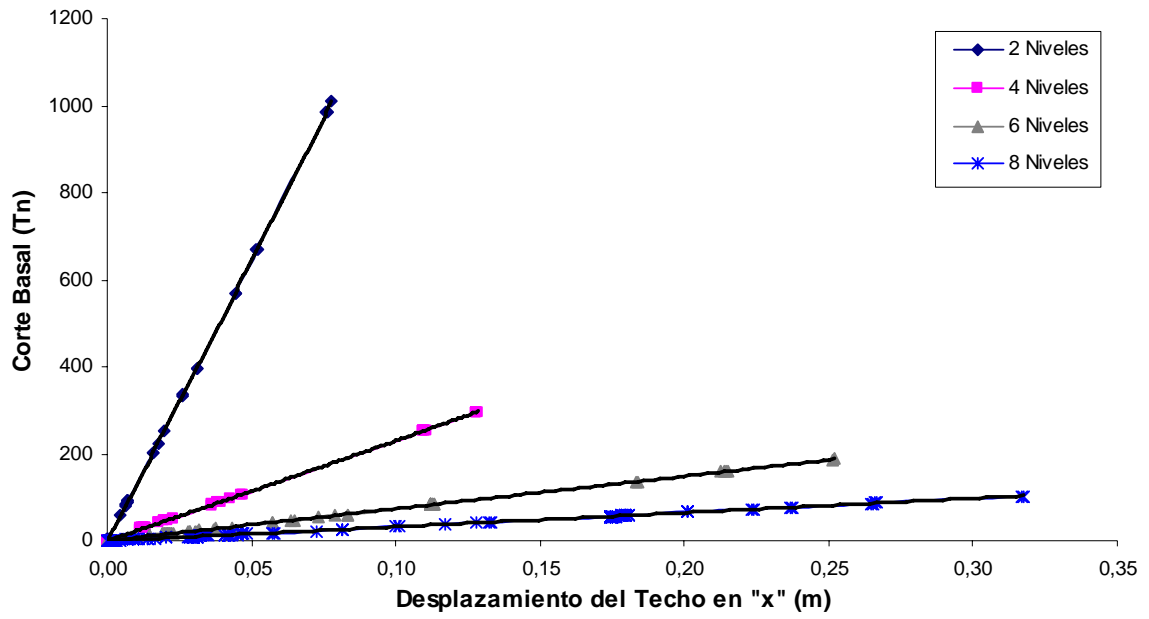


Fig.4.24 Curvas de Capacidad y sus Tendencias, 100%“x” y 30%“y”, ejemplo 2

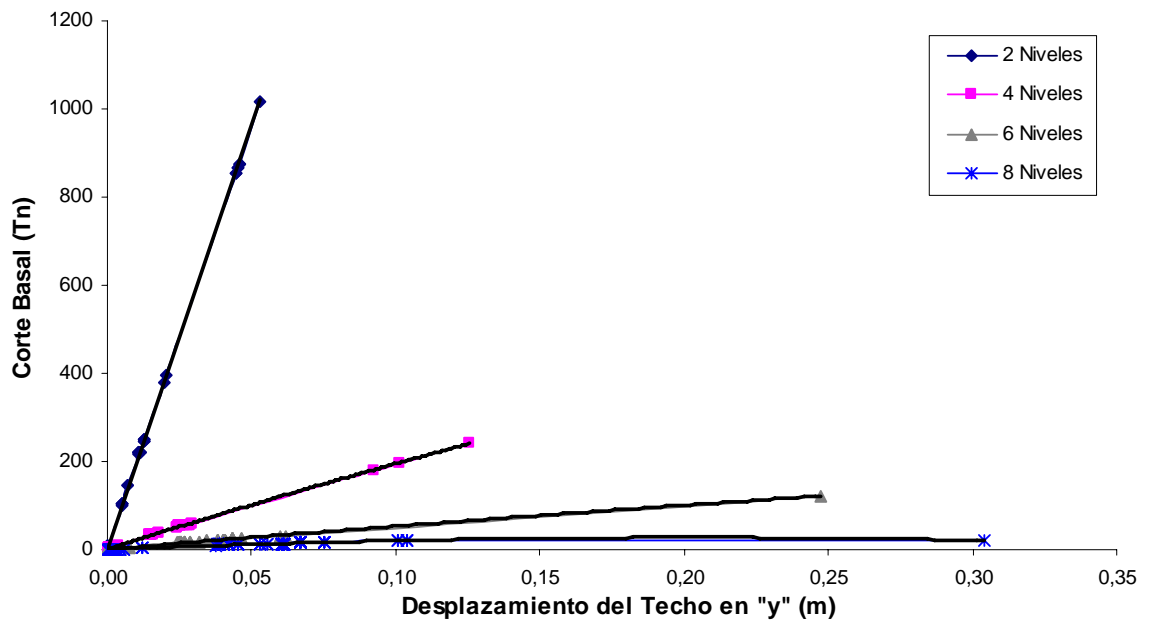


Fig.4.25 Curvas de Capacidad y sus Tendencias, 30%“x” y 100%“y”, ejemplo 2

CONCLUSIÓN

En este trabajo se logró desarrollar una herramienta computacional denominada ADSEME, para el análisis y diseño sísmico por desempeño aplicado a edificios construidos con muros estructurales sujetos a cargas laterales, para su uso por parte de profesionales en el área de la Ingeniería Estructural y de futuras investigaciones.

El método de análisis propuesto está basado en el método de análisis estático no lineal paso a paso, evaluando el comportamiento sísmico en tres dimensiones (3D), empujando a la estructura del edificio en dos direcciones ortogonales simultáneamente, tomando en cuenta los siguientes conceptos:

1. El método de análisis de los desplazamientos (rigidez directa), por su gran facilidad de cálculo computacional.
2. Rigidez elástica de los muros estructurales propuesta por Lamar (1978), donde caracteriza la rigidez axial, a flexión y torsional, modificada por Paga (1988) y Montilla (1995), finalmente modificada con la incorporación del efecto de la fuerza cortante.
3. Método Estático Equivalente (traslación y torsión), siguiendo las especificaciones propuestas por la Norma Venezolana para Edificaciones Antisísmicas, COVENIN 1756-01.
4. Curva de Capacidad, obtenida mediante el procedimiento de análisis del empujón, seguido por Ramírez (1999), reduciendo la rigidez del miembro en el extremo correspondiente a la junta que fluyó mediante el método histerético para concreto presentado por Takeda et al. (1970).

El diseño por desempeño está basado en tres diferentes niveles de desempeño presentados por Priestley y Kowalsky (1998): ocupación inmediata (sin daño en los elementos estructurales), control de daño (daño reparable de la estructura) y protección a la vida (estabilidad ante cargas verticales de modo que existan rutas de evacuación), adecuados a los muros estructurales. El diseño final de los muros estructurales es basado por la Norma COVENIN-MINDUR 1753-85, tomando en cuenta los efectos por corte y carga axial, y por flexión se tomó la expresión propuesta por Cárdenas, et al. (1973). Además, se diseñan los miembros de borde y dinteles de acoplamiento correspondientes.

Por otra parte, podemos concluir que la influencia en la incorporación del efecto de la fuerza cortante en la rigidez elástica de los muros estructurales es notable en el

aumento de los desplazamientos globales de la estructura, en lo que se refiere a los desplazamientos de traslación en las direcciones paralelas a los ejes “x” e “y” y a la rotación alrededor del eje longitudinal “z”. No podemos ignorar dicho efecto, puesto que puede resultar en una sobreestimación de la desplazabilidad global de la estructura, subestimando las solicitaciones (fuerzas y momentos) en los muros, lo cual influiría en el diseño.

Para obtener resultados más refinados con el método propuesto, se combinaron los efectos bidireccionales con lo que establece la Norma Venezolana COVENIN 1756-01, 100% de los efectos de la componente que actué en una dirección y 30% de los efectos en la dirección ortogonal a ella, y viceversa.

Al comparar los resultados obtenidos con respecto a las curvas de capacidad resistente de los edificios de muros estructurales, podemos decir que para edificios de varios niveles no alcanzan a plastificarse los miembros que la componen antes de conseguir el desplazamiento lateral máximo del techo permitido por la Norma COVENIN 1756-01, puesto que la estructura se hace más flexible en comparación con los edificios bajos. Esto evidencia la gran utilidad de los muros estructurales en la estructuración de edificios de varios niveles por su gran resistencia a las fuerzas laterales producidas por sismos intensos.

Es importante la buena estructuración de los muros estructurales, tanto en planta como en elevación, porque de ello depende su desempeño y estabilidad torsional bajo acciones sísmicas. La estructura deberá disponer de longitudes adecuadas de muros alineados en las dos direcciones ortogonales, para que el edificio posea rigidez y resistencia en ambas direcciones, para que sea capaz de soportar los efectos sísmicos en cualquier dirección, puesto que la predominancia de los efectos sísmicos es impredecible su dirección actuante.

RECOMENDACIONES

El método del análisis y diseño sísmico por desempeño propuesto fue desarrollado para edificios construidos con muros estructurales, por lo que corresponde solo a las características sismorresistentes apropiadas para este tipo de construcciones. Existen varias áreas de investigación que pueden implementarse en el procedimiento de análisis sísmico desarrollado en este trabajo como son:

- a. La implementación de pórticos dúctiles formando sistemas duales en combinación con los muros estructurales, en el que ambos sistemas interactúan eficientemente para satisfacer las provisiones de cargas laterales limitando la desplazabilidad de los entrepisos, y controlando los daños en la estructura.
- b. El estudio de la implementación de miembros de borde en la matriz de rigidez elástica de los muros, ya que los mismos influyen en el pandeo lateral en las paredes de los muros estructurales.
- c. El estudio de la influencia de la flexibilidad transversal del diafragma rígido de entrepiso en la respuesta estructural.
- d. El estudio refinado sobre la regla de combinación de las acciones bidireccionales, ya que es necesario tener un criterio específico para la combinación de los efectos para la obtención de la curva de capacidad, es decir, a través de una sola forma de empujar, para obtener resultados mas refinados en el diseño.
- e. La determinación de la deriva lateral máxima de entrepiso para los edificios de muros estructurales, para implementarla en la Norma Venezolana COVENIN 1756-01.
- f. La implementación de índices de daños a los muros estructurales, basándose en el modelo simplificado de la evaluación del daño en muros estructurales bajos de concreto armado sujetos a cargas laterales, Thomson (2003).
- g. Entre otros estudios se pueden mencionar, la influencia de los efectos P- Δ y la interacción suelo estructura, para el tipo de estructuras estudiada.

El programa es una herramienta computacional que no debe usarse como “caja negra” a la que se le da datos, a cambio de resultados; es importante que el usuario estudie y comprenda los conceptos teóricos en que se basa, permitiendo comprender

mejor sus resultados. Además, es recomendable que los resultados de los análisis sean comparados con resultados de otros programas y/o experimentales.

Adicionalmente, es necesario trabajar conjuntamente con Ingenieros de Computación para ajustar el procedimiento de codificación del programa desarrollado, en lo que se refiere a la optimización del uso del procesador y memoria en el computador, esto permitirá una mayor economía de tiempo de procesamiento. Se podría pensar en la implementación de esta herramienta para ser usada en sistemas paralelos de múltiples procesadores.

APÉNDICE A

Formulaciones Matemáticas

A.1 Muros Estructurales

A continuación se presentan las ecuaciones y el procedimiento seguido para el cálculo de los valores de las magnitudes que caracterizan las propiedades geométricas, mecánicas, estáticas y sectoriales de las secciones de los muros estructurales, utilizadas para la obtención de la matriz de rigidez de los mismos. Dichos valores se calculan a partir de los datos geométricos suministrados por el usuario en la opción 2 del programa desarrollado ADSEME. La sección de la Fig.A.1, muestra la geometría de una pared del muro m, paralela al eje “x”, con espesor constante.

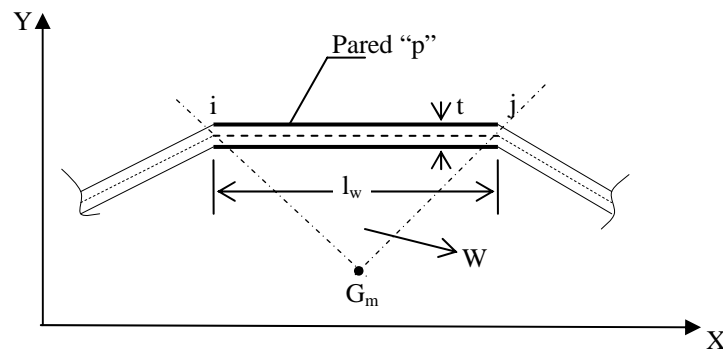


Fig.A.1 Geometría de la Pared del Muro Estructural.

El sistema de coordenadas ortogonales de referencia X, Y, Z, previamente es elegido por el usuario, suministrando las coordenadas correspondiente a los nodos i, j con respecto al origen de ejes de coordenada global de la estructura, como son (x_i, y_i) y (x_j, y_j) de cada una de las paredes que conforman el muro m con su espesor (t).

A.1.1 Longitudes de las Paredes

Las longitudes de la pared paralela al eje “x” e “y”, son determinadas como

$$l_{wx(p)} = |x_{j(p)} - x_{i(p)}| ; \quad l_{wy(p)} = |y_{j(p)} - y_{i(p)}| \quad (A.1)$$

La longitud total del contorno de la sección del muro m, es determinada como

$$l_{wt} = \sum_{p=1}^P l_{wx(p)} + \sum_{p=1}^P l_{wy(p)} \quad (A.2)$$

A.1.2 Área total y Áreas Efectivas de Cortante

El área total del contorno de la sección del muro m, es determinada como

$$A_t = \sum_{p=1}^P l_{w(p)} \cdot t_{(p)} \quad (A.3)$$

Las áreas efectivas de cortante de la sección transversal del muro m paralela al eje “x” e “y”, son determinadas como

$$A_x = \sum_{p=1}^P l_{wx(p)} \cdot t_{(p)} \quad ; \quad A_y = \sum_{p=1}^P l_{wy(p)} \cdot t_{(p)} \quad (A.4)$$

A.1.3 Coordenadas del Centro de Gravedad (G)

Las coordenadas del centro de gravedad (G) de la sección del muro m, son determinadas como

$$x_g = \frac{\sum_{p=1}^P A_{(p)} * x_{g(p)}}{A_t} \quad ; \quad y_g = \frac{\sum_{p=1}^P A_{(p)} * y_{g(p)}}{A_t} \quad (A.5)$$

A.1.4 Coordenadas de los Nodos con Respecto al Centro de Gravedad (G)

Las coordenadas de los nodos i, j de cada pared del muro m, con respecto al centro de gravedad (G), son determinadas como

$$\begin{aligned} u_{i(p)} &= x_{i(p)} - x_g & ; & & v_{i(p)} &= y_{i(p)} - y_g \\ u_{j(p)} &= x_{j(p)} - x_g & ; & & v_{j(p)} &= y_{j(p)} - y_g \end{aligned} \quad (A.6)$$

A.1.5 Coordenadas Sectoriales

Las coordenadas sectoriales principales con polo en el centro de gravedad (G), son determinadas mediante las diferencias de las coordenadas (x, y) entre los nodos i, j, de una pared de la sección del muro y el centro de gravedad (G).

$$w_{j(p)} - w_{i(p)} = (v_{i(p)} u_{j(p)} - v_{j(p)} u_{i(p)}) \quad (A.7)$$

Los valores positivos de las ordenadas sectoriales crecen, cuando en el plano XY de la sección, se observa el radio vector, girando en el sentido horario.

A.1.6 Momentos de Inercia

Los momentos de inercia y su producto respecto a los ejes paralelos “x” e “y” de la sección del muro m, son determinadas como

$$\begin{aligned}
 I_x &= \frac{1}{3} \sum_{p=1}^P A_{(p)} (v_{i(p)}^2 + v_{i(p)} v_{j(p)} + v_{j(p)}^2) \\
 I_y &= \frac{1}{3} \sum_{p=1}^P A_{(p)} (u_{i(p)}^2 + u_{i(p)} u_{j(p)} + u_{j(p)}^2) \\
 I_{xy} &= \frac{1}{6} \sum_{p=1}^P A_{(p)} (2u_{i(p)} v_{i(p)} + u_{i(p)} v_{j(p)} + u_{j(p)} v_{i(p)} + 2u_{j(p)} v_{j(p)})
 \end{aligned} \tag{A.8}$$

A.1.7 Momentos de Inercia Sectoriales

Los momentos de inercia sectoriales respecto a los ejes paralelos “x” e “y”, de la sección del muro m, son determinadas como

$$\begin{aligned}
 I_{wx} &= \frac{1}{6} \sum_{p=1}^P A_{(p)} (2w_{i(p)} v_{i(p)} + w_{i(p)} v_{j(p)} + w_{j(p)} v_{i(p)} + 2w_{j(p)} v_{j(p)}) \\
 I_{wy} &= \frac{1}{6} \sum_{p=1}^P A_{(p)} (2w_{i(p)} u_{i(p)} + w_{i(p)} u_{j(p)} + w_{j(p)} u_{i(p)} + 2w_{j(p)} u_{j(p)})
 \end{aligned} \tag{A.9}$$

A.1.8 Coordenadas del Centro de Torsión (C)

Las coordenadas del centro de torsión o de cortante (C) de la sección del muro m, son determinadas como

$$x_c = x_g - \frac{I_{wx} \cdot I_y - I_{wy} \cdot I_{xy}}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2} \quad ; \quad y_c = y_g - \frac{I_{wx} \cdot I_{xy} - I_{wy} \cdot I_x}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2} \tag{A.10}$$

A.1.9 Área Sectorial Principal

El área sectorial principal de la sección, es determinada como

$$W = \frac{1}{2} \sum_{p=1}^P \left| (v_{i(p)} u_{j(p)} - v_{j(p)} u_{i(p)}) \right| \tag{A.11}$$

según convenio, se tomaran áreas positivas aquellas cuyo radio vector gire en sentido horario.

A.1.10 Momentos de Inercia Sectoriales

El momento de inercia sectorial principal de la sección del muro m se obtiene mediante las coordenadas sectoriales de la sección de la forma

$$I_{wp} = \frac{1}{3} \sum_{p=1}^P A_{(p)} (w_{i(p)}^2 + w_{i(p)} w_{j(p)} + w_{j(p)}^2) \tag{A.12}$$

El momento de inercia sectorial secundario de la sección del muro, mediante la expresión

$$I_{ws} = \frac{1}{36} \sum_{p=1}^P t_{(p)}^3 I_{w(p)}^3 \quad (A.13)$$

A.1.11 Constante de Rigidez a la Torsión de Saint-Venant

En el caso general, la constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant, puede ser calculada para el número de paredes que conforman la sección del muro m como

$$J = \frac{1}{3} \sum_{p=1}^P I_{w(p)} t_{(p)}^3 \quad (A.14)$$

A.2 Dinteles de Acoplamiento

El cálculo de los valores de las magnitudes que caracterizan las propiedades geométricas, mecánicas y estáticas de las secciones de los dinteles de acoplamiento, son calculados a partir de los datos geométricos suministrados por el usuario en la opción 2 del programa desarrollado ADSEME. La sección de la Fig.A.2 muestra la geometría de un dintel d , paralela al eje “x”, con espesor constante.

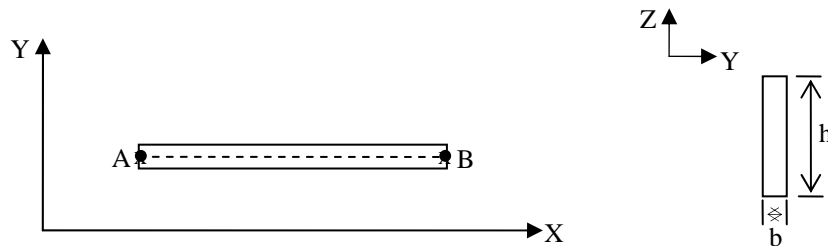


Fig.A.2 Geometría de la Sección del Dintel de Acoplamiento.

A.2.1 Área de la Sección

El área de la sección transversal del dintel es determinadas como

$$A_d = h * b \quad (A.15)$$

A.2.2 Momento de Inercia

El momento de inercia de la sección transversal del dintel, es determinada alrededor del eje “y” como

$$I_y = \frac{b * h^3}{12} \quad (A.16)$$

A.2.3 Constante de Rigidez a la Torsión de Saint-Venant

La constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant, es calculada para una sección que conforma el dintel como

$$J_d = \frac{1}{3} h * b^3 \quad (A.17)$$

A.2.4 Longitud del Dintel

El cálculo de la longitud del dintel depende de su ubicación en planta, y, es determinada como

$$L_d = |x_B - x_A| \quad \text{ó} \quad Ld = |y_B - y_A| \quad (A.18)$$

A.3 Ejemplo Ilustrativo

Hallar los valores de las magnitudes de las propiedades geométricas, mecánicas, estáticas y sectoriales de las secciones de los muros estructurales de la Fig.A.3 y de las propiedades geométricas, mecánicas y estáticas los dinteles correspondientes.

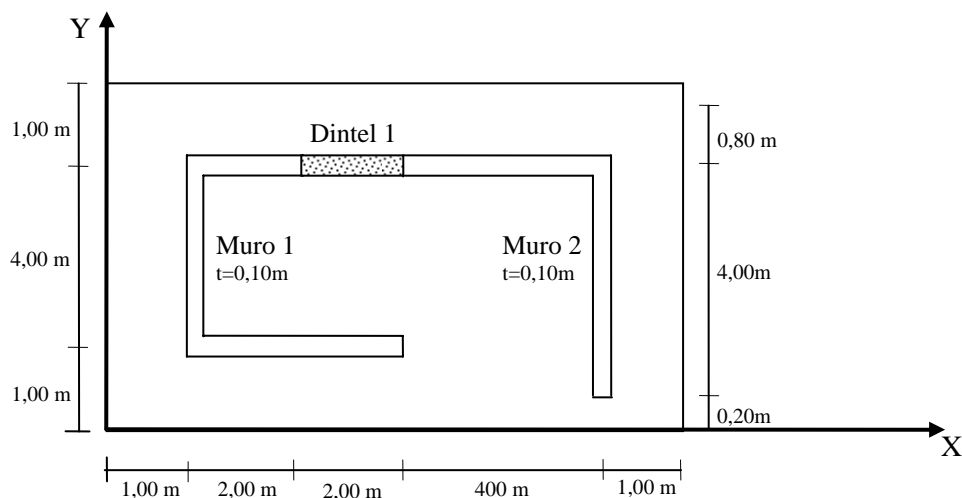


Fig.A.3 Geometría en Planta de los Muros Estructurales.

Solución: Como las formulas generales para determinar las propiedades de los miembros están expresadas en función de las coordenadas ortogonales (x, y) de los nodos i, j de cada pared, por esto es necesario preestablecer inicialmente dichas coordenadas con respecto a un eje de coordenadas global X, Y, Z, donde el eje Z es paralelo al eje longitudinal de los elementos y el plano XY es el plano de las secciones normales. La Fig.A.4, muestra la numeración de las paredes y nodos correspondientes. El origen de los

ejes XYZ, puede estar donde el usuario desee, sin embargo es recomendable que este en un extremo libre de las secciones de los muros.

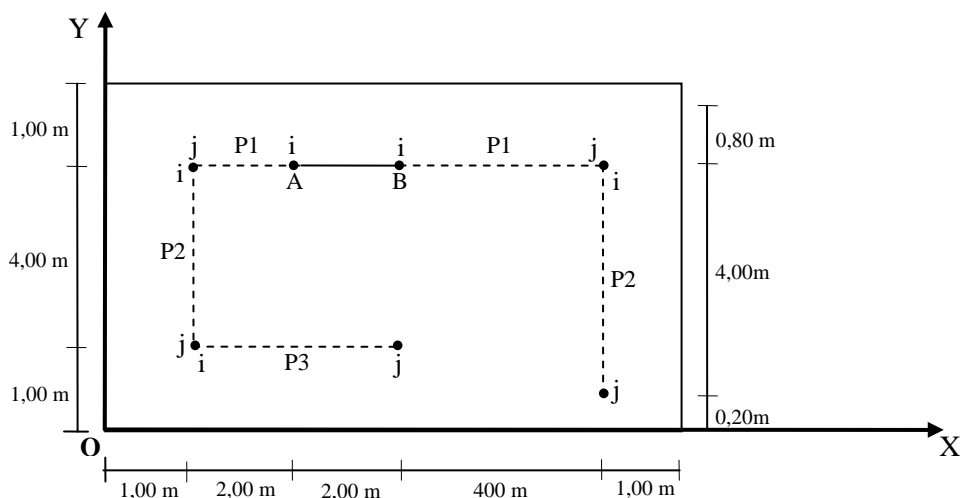


Fig.A.4 Coordenadas de los Nodos de los Miembros.

Una vez preestablecido la numeración de las paredes y nodos de los miembros se determinan las coordenadas correspondientes, ver Tablas A.1, A.2 y A.3.

Pared	t (m)	x_i (m)	x_j (m)	y_i (m)	y_j (m)
1	0,10	3,00	5,00	1,00	5,00
2	0,10	1,00	5,00	1,00	1,00
3	0,10	1,00	1,00	5,00	1,00

Tabla (A.1) Datos Geométricos del Muro 1.

Pared	t (m)	x_i (m)	x_j (m)	y_i (m)	y_j (m)
1	0,10	5,00	5,00	9,00	5,00
2	0,15	9,00	5,00	9,00	0,20

Tabla (A.2) Datos Geométricos del Muro 2.

h (m)	b (m)	x_A (m)	x_B (m)	y_A (m)	y_B (m)	# m_A	# m_B
1,00	0,10	3,00	5,00	5,00	5,00	1	2

Tabla (A.3) Datos Geométricos del Dintel 1.

A continuación se presentan los cálculos de las propiedades geométricas, mecánicas, estáticas y sectoriales de los miembros:

Muro 1:

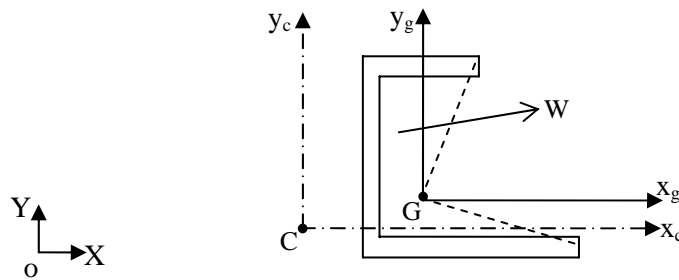


Fig.A.5 Geometría en Planta del Muro 1.

✓ Longitudes de las paredes:

$$l_{wx(p=1)} = |1,00 - 3,00| = 2,00\text{m} \quad ; \quad l_{wy(p=2)} = |1,00 - 5,00| = 4,00\text{m} \quad ; \quad l_{wx(p=3)} = |5,00 - 1,00| = 4,00\text{m}$$

$$l_w = (2,00 + 4,00 + 4,00)\text{m} = 10,00\text{m}$$

✓ Área total y áreas efectivas de cortante respecto a los ejes paralelos “x” e “y”:

$$A_t = 2,00 \times 0,10 + 4,00 \times 0,10 + 4,00 \times 0,10 = 1,00\text{m}^2$$

$$A_x = 2,00 \times 0,10 + 4,00 \times 0,10 = 0,60\text{m}^2 \quad ; \quad A_y = 4,00 \times 0,10 = 0,40\text{m}^2$$

✓ Coordenadas del centro de gravedad de la sección:

$$x_g = \frac{0,20 \times 5,00 + 0,40 \times 3,00 + 0,40 \times 1,00}{1,00} = 2,60\text{m}$$

$$y_g = \frac{0,20 \times 2,00 + 0,40 \times 1,00 + 0,40 \times 3,00}{1,00} = 2,00\text{m}$$

✓ Coordenadas con respecto al centro de gravedad:

$u_{i(p=1)} = 3,00 - 2,00 = 1,00\text{m}$	$v_{i(p=1)} = 5,00 - 2,60 = 2,40\text{m}$
$u_{j(p=1)} = 1,00 - 2,00 = -1,00\text{m}$	$v_{j(p=1)} = 5,00 - 2,60 = 2,40\text{m}$
$u_{i(p=2)} = 1,00 - 2,00 = -1,00\text{m}$	$v_{i(p=2)} = 5,00 - 2,60 = 2,40\text{m}$
$u_{j(p=2)} = 1,00 - 2,00 = -1,00\text{m}$	$v_{j(p=2)} = 1,00 - 2,60 = -1,60\text{m}$
$u_{i(p=3)} = 1,00 - 2,00 = -1,00\text{m}$	$v_{i(p=3)} = 1,00 - 2,60 = -1,60\text{m}$
$u_{j(p=3)} = 5,00 - 2,00 = 3,00\text{m}$	$v_{j(p=3)} = 1,00 - 2,60 = -1,60\text{m}$

✓ Coordenadas sectoriales principales con polo en el centro de gravedad:

$$w_{i(p=1)} = 0,00\text{m}^2$$

$$w_{j(p=1)} = 0,00 + [2,40 \times (-1,00) - 2,40 \times 1,00] = -4,80\text{m}^2$$

$$w_{i(p=2)} = -4,80\text{m}^2$$

$$w_{j(p=2)} = -4,80 + [2,40 \times (-1,00) - (-1,60) \times (-1,00)] = -8,80\text{m}^2$$

$$w_{i(p=3)} = -8,80\text{m}^2$$

$$w_{j(p=3)} = -8,80 + [(-1,60) \times (3,00) - (-1,60) \times (-1,00)] = -15,2\text{m}^2$$

✓ Momentos de inercia y su producto respecto a los ejes paralelos “x” e “y”:

$$I_x = \frac{1}{3} \left[0,20 [2,40^2 + 2,40 \times 2,40 + 2,40^2] + 0,40 [2,40^2 + 2,40 \times (-1,60) + (-1,60)^2] \right]$$

$$I_x = 2,80\text{m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{3} \left[0,20 [1,00^2 + 1,00 \times (-1,00) + (-1,00)^2] + 0,40 [(-1,00)^2 + (-1,00) \times (-1,00) + (-1,00)^2] \right]$$

$$I_y = 1,40\text{m}^4$$

$$I_{xy} = \frac{1}{6} \left[0,20 [2 \times 1,00 \times 2,40 + 1,00 \times 2,40 + (-1,00) \times 2,40 + 2 \times (-1,00) \times 2,40] \right. \\ \left. + 0,40 [2 \times (-1,00) \times 2,40 + (-1,00) \times (-1,60) + (-1,00) \times 2,40 + 2 \times (-1,00) \times (-1,60)] \right. \\ \left. + 0,40 [2 \times (-1,00) \times (-1,60) + (-1,00) \times (-1,60) + 3,00 \times (-1,60) + 2 \times 3,00 \times (-1,60)] \right]$$

$$I_{xy} = -0,80\text{m}^4$$

✓ Momentos de inercia sectoriales respecto a los ejes paralelos “x” e “y”:

$$I_{wx} = \frac{1}{6} \left[0,20 [2 \times 0,00 \times 2,40 + 0,00 \times 2,40 + (-4,80) \times 2,40 + 2 \times (-4,80) \times 2,40] \right. \\ \left. + 0,40 [2 \times (-4,80) \times 2,40 + (-4,80) \times (-1,60) + (-8,80) \times 2,40 + 2 \times (-8,80) \times (-1,60)] \right. \\ \left. + 0,40 [2 \times (-8,80) \times (-1,60) + (-8,80) \times (-1,60) + (-15,20) \times (-1,60) + 2 \times (-15,20) \times (-1,60)] \right]$$

$$I_{wx} = 6,00\text{m}^5$$

$$I_{wy} = \frac{1}{6} \left[0,20 [2 \times 0,00 \times 1,00 + 0,00 \times (-1,00) + (-4,80) \times 1,00 + 2 \times (-4,80) \times (-1,00)] \right. \\ \left. + 0,40 [2 \times (-4,80) \times (-1,00) + (-4,80) \times (-1,00) + (-8,80) \times (-1,00) + 2 \times (-8,80) \times (-1,00)] \right. \\ \left. + 0,40 [2 \times (-8,80) \times (-1,00) + (-8,80) \times 3,00 + (-15,20) \times (-1,00) + 2 \times (-15,20) \times 3,00] \right]$$

$$I_{wy} = -2,80\text{m}^5$$

✓ Coordenadas del centro de torsión o de cortante de la sección:

$$x_c = 2,00 - \frac{6,00 \times 1,40 - (-2,80) \times (-0,80)}{2,80 \times 1,40 - (-0,80)^2} = 0,12\text{m}$$

$$y_c = 2,60 - \frac{6,00 \times (-0,80) - (-2,80) \times 2,80}{2,80 \times 1,40 - (-0,80)^2} = 1,67\text{m}$$

✓ Área sectorial principal de la sección:

$$W = \frac{1}{2} \left[\begin{aligned} & [2,40 \times (-1,00) - 2,40 \times 1,00] + [2,40 \times (-1,00) - (-1,60) \times (-1,00)] \\ & + [(-1,60) \times 3,00 - (-1,60) \times (-1,00)] \end{aligned} \right] = |-7,60| = 7,60 \text{m}^2$$

✓ Momento de inercia sectorial principal y secundario:

$$I_{wp} = \frac{1}{3} \left[\begin{aligned} & 0,20 [0,00^2 + 0,00 \times (-4,80) + (-4,80)^2] + 0,40 [(-4,80)^2 + (-4,80) \times (-8,80) + (-8,80)^2] \\ & + 0,40 [(-8,80)^2 + (-8,80) \times (-15,20) + (-15,20)^2] \end{aligned} \right]$$

$$I_{wp} = 79,53 \text{m}^6$$

$$I_{ws} = \frac{1}{36} [0,10^3 \times 2,00^3 + 0,10^3 \times 4,00^3 + 0,10^3 \times 4,00^3] = 3,78 \times 10^{-3} \text{m}^6$$

$$I_w = 19,53 + 3,78 \times 10^{-3} = 79,53 \text{m}^6$$

✓ Constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant:

$$J = \frac{1}{3} [2,00 \times 0,10^3 + 4,00 \times 0,10^3 + 4,00 \times 0,10^3] = 0,33 \times 10^{-2} \text{m}^4$$

Muro 2:

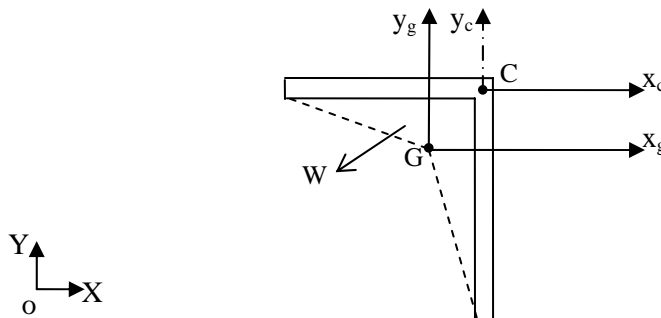


Fig.A.6 Geometría en Planta del Muro 2.

✓ Longitudes de las paredes:

$$l_{wx(p=1)} = |9,00 - 5,00| = 4,00 \text{m} ; l_{wy(p=2)} = |0,20 - 5,00| = 4,80 \text{m}$$

$$l_w = (4,00 + 4,80) \text{m} = 8,80 \text{m}$$

✓ Área total y áreas efectivas de cortante respecto a los ejes paralelos “x” e “y”:

$$A_t = 4,00 \times 0,10 + 4,80 \times 0,15 = 1,12 \text{m}^2$$

$$A_x = 4,00 \times 0,10 = 0,40 \text{m}^2 \quad , \quad A_y = 4,80 \times 0,15 = 0,72 \text{m}^2$$

✓ Coordenadas del centro de gravedad de la sección:

$$x_g = \frac{0,40 \times 7,00 + 0,72 \times 9,00}{1,12} = 8,29\text{m} \quad ; \quad y_g = \frac{0,40 \times 5,00 + 0,72 \times 2,60}{1,12} = 3,46\text{m}$$

✓ Coordenadas con respecto al centro de gravedad:

$$\begin{aligned} u_{i(p=1)} &= 5,00 - 8,29 = -3,29\text{m} & v_{i(p=1)} &= 5,00 - 3,46 = 1,54\text{m} \\ u_{j(p=1)} &= 9,00 - 8,29 = 0,71\text{m} & v_{j(p=1)} &= 5,00 - 3,46 = 1,54\text{m} \\ u_{i(p=2)} &= 9,00 - 8,29 = 0,71\text{m} & v_{i(p=2)} &= 5,00 - 3,46 = 1,54\text{m} \\ u_{j(p=2)} &= 9,00 - 8,29 = 0,71\text{m} & v_{j(p=2)} &= 0,20 - 3,46 = -3,26\text{m} \end{aligned}$$

✓ Coordenadas sectoriales principales con polo en el centro de gravedad:

$$\begin{aligned} w_{i(p=1)} &= 0,00\text{m}^2 \\ w_{j(p=1)} &= 0,00 + [1,54 \times 0,71 - 1,54 \times (-3,29)] = 6,16\text{m}^2 \\ w_{i(p=2)} &= 6,16\text{m}^2 \\ w_{j(p=2)} &= 6,16 + [1,54 \times 0,71 - (-3,26) \times 0,71] = 9,57\text{m}^2 \end{aligned}$$

✓ Momentos de inercia y su producto respecto a los ejes paralelos “x” e “y”:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{3} [0,40 [1,54^2 + 1,54 \times 1,54 + 1,54^2] + 0,72 [1,54^2 + 1,54 \times (-3,26) + (-3,26)^2]] \\ I_x &= 2,86\text{m}^4 \\ I_y &= \frac{1}{3} [0,40 [(-3,29)^2 + (-3,29) \times 0,71 + 0,71^2] + 0,72 [0,71^2 + 0,71 \times 0,71 + 0,71^2]] = 1,56\text{m}^4 \\ I_{xy} &= \frac{1}{6} \left[0,40 [2 \times (-3,29) \times 1,54 + (-3,29) \times 1,54 + 0,71 \times 1,54 + 2 \times 0,71 \times 1,54] \right. \\ &\quad \left. + 0,72 [2 \times 0,71 \times 1,54 + 0,71 \times (-3,26) + 0,71 \times 1,54 + 2 \times 0,71 \times (-3,26)] \right] = -1,23\text{m}^4 \end{aligned}$$

✓ Momentos de inercia sectoriales respecto a los ejes paralelos “x” e “y”:

$$\begin{aligned} I_{wx} &= \frac{1}{6} \left[0,40 [2 \times 0,00 \times 1,54 + 0,00 \times 1,54 + 6,16 \times 1,54 + 2 \times 6,16 \times 1,54] \right. \\ &\quad \left. + 0,72 [2 \times 6,16 \times 1,54 + 6,16 \times (-3,26) + 9,57 \times 1,54 + 2 \times 9,57 \times (-3,26)] \right] = -3,95\text{m}^5 \\ I_{wy} &= \frac{1}{6} \left[0,40 [2 \times 0,00 \times (-3,29) + 0,00 \times 0,71 + 6,16 \times (-3,29) + 2 \times 6,16 \times 0,71] \right. \\ &\quad \left. + 0,72 [2 \times 6,16 \times 0,71 + 6,16 \times 0,71 + 9,57 \times 0,71 + 2 \times 9,57 \times 0,71] \right] = 3,25\text{m}^5 \end{aligned}$$

✓ Coordenadas del centro de torsión o de cortante de la sección:

$$x_c = 8,29 - \frac{(-3,95) \times 1,56 - 3,25 \times (-1,23)}{2,86 \times 1,56 - (-1,23)^2} = 9,02\text{m}$$

$$y_c = 3,46 - \frac{(-3,95) \times (-1,23) - 3,25 \times 2,86}{2,86 \times 1,56 - (-1,23)^2} = 4,96\text{m}$$

✓ Área sectorial principal de la sección:

$$W = \frac{1}{2} [[1,54 \times 0,71 - 1,54 \times (-3,29)] + [1,54 \times 0,71 - (-3,26) \times 0,71]] = 4,78\text{m}^2$$

✓ Momento de inercia sectorial principal y secundario:

$$I_{wp} = \frac{1}{3} [0,40[0,00^2 + 0,00 \times 6,16 + 6,16^2] + 0,72[6,16^2 + 6,16 \times 9,57 + 9,57^2]] = 50,29\text{m}^6$$

$$I_{ws} = \frac{1}{36} [0,10^3 \times 4,00^3 + 0,15^3 \times 4,80^3] = 1,21 \times 10^{-2} \text{m}^6$$

$$I_w = 50,29 + 1,21 \times 10^{-2} = 50,31\text{m}^6$$

✓ Constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant:

$$J = \frac{1}{3} [4,00 \times 0,10^3 + 4,80 \times 0,15^3] = 6,73 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

Dintel 1:

✓ Área de la sección:

$$A_d = 1,00 * 0,10 = 0,10\text{m}^2$$

✓ Momento de inercia de la sección transversal del dintel, alrededor del eje “y”:

$$I_y = \frac{0,10 * 1,00^3}{12} = 8,33 \times 10^{-2} \text{m}^4$$

✓ Constante de rigidez a la torsión de Saint-Venant:

$$J_d = \frac{1}{3} 1,00 * 0,10^3 = 3,33 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

✓ Longitud del dintel entre las caras de las paredes de los muros a unir:

$$L_d = |5,00 - 3,00| = 2,00\text{m}$$

BIBLIOGRAFÍA

ARIAS A., G., 1984. “Análisis sísmico estático de edificios con aplicación a microcomputadores”. Ediciones Vega. Caracas, Venezuela.

ARNAL M. E. A., y A. GUTIERREZ., 2002. “Edificaciones sismorresistentes de concreto armado”. Primera Edición. SIDETUR, Caracas.

AYALA, G., 2001. “Evaluación del desempeño sísmico de estructuras—un nuevo enfoque”. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería Vol. 17, N°3, pp. 285-303.

AYALA, G., 2002. “Método simplificado de la evaluación sísmica de edificios asimétricos”. Revista de Ingeniería Sísmica N° 67 1-23, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.

BALKAYA C., y E. KALKAN., 2004. “Seismic vulnerability, behavior and desig of túnel form building structures”. ELSEVIER. Engineering Structures 26, pp 2081-2099.

BASAN, E., y R. MELLI, 2001. “Diseño sísmico de edificios”. Editorial Limusa, S.A. Grupo Noriega Editores. D.F, México.

CARDENAS, A. E., y D. D. MAGURA., 1973. “Streng of Shear Walls-rectangular cross section”. Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces. A.C.I. Journal. Paper SP36-7, pp.119-151.

CARVAJAL, O., y E. POLLNER 1983. “Muros de concreto reforzados con armadura mínima”. Boletín Técnico IMME, N° 72-73, Ene.-Dic. Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

CARVAJAL, O., 1989. “Muros estructurales ubicados en zonas sísmicas”. Boletín Técnico IMME, N° 77. Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

CURTIS F., G. y PATRICK O., W., 2000. “Análisis numérico con aplicaciones”. Sexta Edición por Pearson Educación, México.

CHAPMAN., S. J., 2001 “Fortran 90-95 for Scientists and Engineers”. Mc Graw Hill Book Company, New York.

DIGITAL Visual Fortran 90, 1997 “Lenguaje reference manual”. Digital Equipment Corporation Maynard, Massachussets.

FAJFAR, P., 2002. “Structural analysis in earthquake engineering-a breakthrough of simplified non-linear methods”. 12th European Conference on Earthquake Engineering. Published by Elsevier Science Ltd. Paper Reference 843.

GHALLI, A., 1978. “Structural analysis”. A Unified Classical and Matrix Approach. (2da. Ed.). New York, Chapman and Hall Ltd.

GRASES G., J. (Coordinador), 1997. "Diseño sismorresistente". Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela. Edición Conmemorativa del terremoto del 29 de julio de 1967. Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales. Caracas.

KOWALSKY, M. J., 2001. "RC Structural walls designed according to UBC and displacement-based methods". Journal of Structural Engineering Vol 127, N°5, May pp.506-516.

LANDA B, C. A., 2000. "Interpretación de las normas de concreto armado". Edición adaptada al ACI 318-99 y a la Norma Venezolana Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756. SIDETUR, Caracas.

LAMAR, S., 1978. "Análisis estático de estructuras de edificios de muros de pared delgada bajo fuerzas horizontales". Boletín Técnico IMME, 61-62 Enero-Junio. Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

LOBO Q., W., 1971. "Respuesta de edificios a cargas laterales". Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Mérida, Venezuela. (Traducción del Reporte del Comité 442 del A.C.I. Journal N° 2 Proc. V.68 Feb.1971. Title N° 68-11 Págs. 81 A 106).

MEHDI, S., 1982. "Hysteresis models for reinforced concrete". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, N° ST5, May., pp. 1077-1087.

McCORMAC J.C., y J. K. NELSON., 2002. "Análisis de estructuras" Métodos Clásico y Matricial. 2ª Edición. Alfaomega, Mexico.

MONTILLA M., P., 1995. "Análisis dinámico de edificaciones de muros estructurales con tres grados de libertad por nivel (AD3GL)". Tesis Magister Scientiae (Msc), Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Mérida, Venezuela.

NORMAS VENEZOLANAS, 2001. "Edificaciones sismorresistentes". COVENIN 1756-01. Caracas, Ministerio de Fomento, MINDUR – FUNVISIS.

NORMAS VENEZOLANAS, 1987. "Estructuras de concreto armado para edificaciones". COVENIN 1753-85. Caracas, Ministerio de Fomento, MINDUR – FUNVISIS.

ODEN, J. T., 1967. "Mechanics of elastics structures". Mc Graw-Hill Book Company, New York.

PAGA C., M., 1988. "Efecto de la torsión no uniforme en el comportamiento inelástico de estructuras de pared delgada". Tesis Magister Scientiae (Msc), Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

PARK. R., y T. PAULAY., 1978. "Estructuras de concreto reforzado". Editorial México, Caracas Limusa. Capitulo 12.

PAULAY, T. y M. J. N. PRIESTLEY., 1992. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". New York, John Wiley & Sons. Capitulo 5.

POLLNER, Eugenio., 1978. “Estructuración y diseño de construcciones tipo túnel”. Boletín Técnico IMME, 63 Julio-Dic. Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

PRIESTLEY, M.J.N., y M.J. KOWALSKY., 1998, “Aspect of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls”. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol 31, N°2, junio, pp. 13-85.

PRIESTLEY, M. J. N., 2000, “Performance-based seismic design”. Memorias, 12th World Conference on Earthquake Engineering. Artículo 2831, pp. 421-444

RAMIREZ B., O., 1989. “Análisis estático de edificios de pantallas sometidos a solicitaciones sísmicas”. Trabajo de Ascenso, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Mérida, Venezuela.

RAMIREZ B., O., 1999. “Determinación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de puentes”. Tesis Doctoral en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria, México. Capítulo 9.

SINGER, F.L., y A. PYTEL., 1982. “Resistencia de materiales”. Tercera Edición. HARLA, S.A. de C.V. Mexico.

TAKEDA, T., SOZEN, M. A., y N.N. NIELSEN., 1970. “Reinforced concrete response to simulated earthquakes”. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, N° ST12, Dec., pp. 2557-2573.

TIMOSHENKO S., y J. N. GOODIER., 1975. “Teoría de la elasticidad”. 2ª Edición en Español. Ediciones URMO, España.

TOMAZEVIC, M., 1999. “Earthquake-resistant design of masonry buildings”. Imperial College Press. Series on Innovation in Structures and Construction. Covent Garden, London. Vol.1

THOMSON B, E. D., 2003. “Modelo simplificado de la evaluación del daño en muros estructurales bajos de concreto armado sujetos a cargas laterales”. Tesis Doctoral en Ciencias Aplicadas, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Mérida-Venezuela.

VEZGA T., C., 2001. “Elementos de ingeniería sismorresistente”. Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia. Maracaibo. Capítulo 5.

ZALEWSKI, W. y J. A. PEÑA., 1964. “Análisis numérico de los elementos estructurales de pared delgada”. Ministerio de Obras Públicas de Venezuela, Caracas.

ZALEWSKI, W., J. A. PEÑA y J. A. DELGADO., 1975. “Análisis de estructuras de concreto armado bajo la acción de fuerzas sísmicas”. AVIE-BANAP, Caracas. Capítulo 5.