



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**FUNCIONES DE CONFIABILIDAD PARA DISEÑO
SÍSMICO DE EDIFICIOS ESBELTOS EN
SITIO SCT, CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

GUILLERMO ALFONSO LÓPEZ JIMÉNEZ

TUTOR:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

México D.F., 2012

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. MELI PIRALLA ROBERTO
Secretario: DRA. RUIZ GÓMEZ SONIA ELDA
Vocal: DR. ESTEVA MARABOTO LUIS
1^{er}. Suplente: DR. DÍAZ LÓPEZ ORLANDO JAVIER
2^{do}. Suplente: DR. ESCOBAR SÁNCHEZ JOSÉ ALBERTO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

A MI MADRE
Y
A MI HERMANA

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por permitirme la vida y porque está a mi lado en todo momento.

A mi madre Hortensia Jiménez Garduño, por apoyarme durante cada momento de mi vida, porque me ha formado gracias a sus enseñanzas, palabras y cariño incondicional.

A mi hermana Adriana Isaura López Jiménez, por su apoyo y gran cariño en toda mi vida.

A mi tutor el Dr. Luis Esteve Maraboto, por permitirme realizar este trabajo guiado por él, ya que es una persona vasta en conocimiento, sabiduría y sencillez. Gracias por su ayuda y consejos.

A mis sinodales, por sus consejos en todo momento y por el soporte para este trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y en especial al Instituto de Ingeniería, por darme la oportunidad de ampliar el conocimiento de mi profesión.

A mis familiares y amigos que siempre han estado a mi lado, recuerden que ustedes son parte de este esfuerzo.

RESUMEN

Un diseño sísmico basado en la confiabilidad y desempeño de sistemas requiere estimar los niveles de confiabilidad de modelos sujetos a sismos de diferentes intensidades y relacionar las estimaciones obtenidas a indicadores que se apliquen en condiciones prácticas de diseño. En este texto se obtienen funciones de confiabilidad mediante el uso de un índice de daño basado en la reducción de la rigidez secante (I_{RRS}) de un sistema durante un sismo. Esta alternativa no requiere el uso de la determinación previa de la capacidad de deformación. La falla se alcanza cuando este índice tiene un valor de 1.0. Mediante pares de valores de Q , definido como el logaritmo natural del I_{RRS} y la intensidad normalizada μ con respecto a la medida de capacidad estructural, se obtienen el primer y segundo momentos probabilísticos que ajustan los valores de la muestra, esto mediante el uso del criterio de máxima verosimilitud. Las funciones de confiabilidad se determinan con la ayuda del índice de confiabilidad β (Cornell, C.A., 1969), el cual se define como la relación de la media y la desviación estándar del margen de seguridad. Se realiza un análisis paramétrico con la finalidad de analizar la influencia de la esbeltez en la confiabilidad en los sistemas estudiados y poder aplicarlos a otros similares. Se analizaron edificios con marcos convencionales y de marcos duales (marcos + muros). Los edificios se analizaron y diseñaron de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004). Se consideró que los edificios se encuentran desplantados en la zona del valle de México de terreno compresible (Zona IIIb) y un factor de comportamiento sísmico supuesto es de $Q = 4$, no se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura. Los muros de cortante se diseñaron en base a comportamiento en flexión y se representaron en los análisis a través de diagonales equivalentes.

ABSTRACT

A reliability and performance-based seismic design of systems require estimate the reliability levels of those systems subjected to earthquakes of different intensities and relate the estimates obtained to indicators applicable under practical design conditions. In this text the reliability functions are obtained by means of the use of a damage index based on the reduction of the secant stiffness of a system (I_{SSR}) during an earthquake.

According to this criterion, failure occurs when this index has a value of 1.0. By means of pairs of Q values, defined as the natural logarithm of I_{SSR} and the normalized intensity μ with respect to the measure of structural capacity, the first and the second statistical moments which adjust the values of the sample are obtained, this by means of a maximum likelihood criterion.

The reliability functions are determined in terms of the reliability index β (Cornell, C.A. 1969), which is defined as the relation of the mean and the standard deviation of the safety margin. A parametric analysis is carried out in order to analyze the influence of the slenderness in the reliability of the systems studied and to permit its extension to other systems with similar structural arrangements. The study includes buildings with conventional frame system and with frame-wall system.

The buildings were analyzed and designed in accordance with the Federal District Building Code (RCDF, 2004). It was considered that the buildings stand at a soft soil site in the area of the Valley of Mexico (Zone IIIb). A lateral force reduction factor of $Q = 4$, was assumed; soil-structure interaction was not taken into account. The walls were represented in the dynamic response studies by means of a set of equivalent diagonals.

CONTENIDO

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTOS	II
RESUMEN	III
ABSTRACT	IV
INTRODUCCIÓN.....	1
1.- OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	3
1.1 OBJETIVOS	3
1.1.1 Objetivos generales.....	3
1.1.2. Objetivos específicos	3
1.2 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	3
2.- MARCO TEÓRICO	5
2.1 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO	5
2.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	6
2.2.1 Sistemas a base de marcos convencionales	6
2.2.1.1 Comportamiento	6
2.2.2 Sistemas duales (marcos + muros de cortante).....	6
2.2.2.1 Comportamiento	6
2.2.2.2 Resistencia a flexión y cortante de muros	8
2.2.2.3 Refuerzo por flexión y cortante en muros	10
2.2.2.4 Muros de cortante representados con diagonales equivalentes	12
2.3 EXCITACIÓN SÍSMICA	14
2.4 SIMULACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	15
2.4.1 Incertidumbres asociadas a los sistemas estructurales.....	15
2.5 MODELO DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA	18
2.6 CONFIABILIDAD SÍSMICA	20
2.6.1 Índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS})	22
2.6.2 Enfoque de máxima verosimilitud.....	23
2.6.3 Funciones de confiabilidad sísmica	24
3.- DISEÑO Y ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	26
3.1 METODOLOGÍA GENERAL PARA EL ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS	26
ESTRUCTURALES.....	26
3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS ESTUDIADOS	27
3.2.1 Sistemas a base de marcos convencionales	28
3.2.2 Sistemas duales (marcos + muros de cortante).....	29
3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL	32
3.3.1 Diseño de sistemas estructurales utilizados	32
3.3.2 Diseño de muros estructurales	33
3.3.3 Propiedades de las diagonales equivalentes.....	34

3.4 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LOS SISTEMAS DISEÑADOS	34
4.- ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	36
4.1 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS.....	36
4.1.1 Análisis probabilístico de los sistemas estructurales estudiados	36
4.1.1.1 Simulación de Estructuras	36
4.1.1.2 Temblores	36
4.1.2 Metodología de evaluación de la confiabilidad de los sistemas estructurales estudiados.....	38
4.2 ANÁLISIS DE RESPUESTA.....	39
4.2.1 Análisis estático lateral no lineal o pushover.....	39
4.2.2 Análisis dinámico no lineal paso a paso	40
4.3 OBTENCIÓN DE ÍNDICE DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE (I_{RRS}).....	40
4.4 MOMENTOS ESTADÍSTICOS CON EL CRITERIO DE MÁXIMA VEROSIMILITUD	41
4.5 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA PARA LOS SISTEMAS ESTUDIADOS.....	46
5.- ANÁLISIS PARAMÉTRICO	49
5.1 COEFICIENTE SÍSMICO DE DISEÑO PARA ASEGURAR UNA CONFIABILIDAD PRE-ESTABLECIDA.....	51
6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	54
6.1 CONCLUSIONES.....	54
6.2 RECOMENDACIONES	54
REFERENCIAS	56
ANEXO A1 CURVAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS LATERAL SEUDO ESTÁTICO Y ANÁLISIS NO LINEAL PASO A PASO.....	59
ANEXO A2 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES Y PROPIEDADES DE LAS DIAGONALES EQUIVALENTES.....	67
ANEXO A3 TABLAS DE OBTENCIÓN DEL ÍNDICE DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE	72

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2. 1 VALOR MEDIO DE LA CARGA MUERTA Y VIVA DE ACUERDO CON MELI (1976).....	16
TABLA 2.2 MEDIA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR PARA DIFERENTES VALORES DE RESISTENCIA DEL CONCRETO	17
TABLA 3. 1 CONFIGURACIÓN GENERAL DE LOS CASOS ESTUDIADOS	28
TABLA 3. 2 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE ELEMENTOS EN SISTEMAS DE MARCOS CONVENCIONALES.....	34
TABLA 3. 3 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN SISTEMAS DE DUALES	35
TABLA 4. 1 VALORES DE LOS PARÁMETROS DEL VECTOR α	41
TABLA 5. 1 RESUMEN DE VALORES OBTENIDOS PARA ANÁLISIS PARAMÉTRICO	50
TABLA 5. 2 VALORES CONSIDERADOS PARA AJUSTE LINEAL MÚLTIPLE	51
TABLA 5. 3 VALORES OBTENIDOS DEL AJUSTE LINEAL MÚLTIPLE	51
TABLA 5. 4 VALORES PARA CALCULAR EL COEFICIENTE SÍSMICO CON UNA CONFIABILIDAD PRE- ESTABLECIDA	52

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2. 1 INTERACCIÓN DE MUROS DE CORTANTE Y MARCOS RÍGIDOS	7
FIGURA 2. 2 MURO DE CORTANTE EN VOLADIZO.....	8
FIGURA 2. 3 EQUILIBRIO EN SECCIÓN DE UN MURO EN RESISTENCIA A FLEXO COMPRESIÓN, ADAPTADA DE (PAULAY, T. PRIESTLEY, M., 1992)	9
FIGURA 2. 4 MECANISMO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN EN MUROS	11
FIGURA 2. 5 REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN MUROS	12
FIGURA 2. 6 DIAGONALES EQUIVALENTES AL TABLERO A, EN TÉRMINOS DE APORTACIONES A LA RIGIDEZ EN FLEXIÓN DEL MURO	13
FIGURA 2. 7 DIAGONALES EQUIVALENTES, EN TÉRMINOS DE DEFORMACIONES EN CORTANTE DEL MURO	14
FIGURA 2. 8 MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO (TAKEDA MODIFICADO)	19
FIGURA 2. 9 MODELO DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ.....	20
FIGURA 2. 10 CURVA DE RESPUESTA CÍCLICA CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA	22
FIGURA 2. 11 VARIABLE AUXILIAR U QUE REPRESENTA LA FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD DE Qy	23
FIGURA 3. 1 ESPECTROS ELÁSTICO Y REDUCIDO DE DISEÑO DEL DISTRITO FEDERAL ZONA IIIb Q=4	26
FIGURA 3. 2 CONFIGURACIÓN GENERAL EN PLANTA DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS.....	27
FIGURA 3. 3 SISTEMA MARCO CONVENCIONAL SMC1	28
FIGURA 3. 4 SISTEMA MARCO CONVENCIONAL SMC2	29
FIGURA 3. 5 SISTEMA DUAL SMD1.....	29
FIGURA 3. 6 SISTEMA DUAL SMD2.....	30
FIGURA 3. 7 SISTEMA DUAL SMD3.....	30
FIGURA 3. 8 SISTEMA DUAL SMD4.....	31
FIGURA 3. 9 SISTEMA DUAL SMD5.....	31
FIGURA 3. 10 SISTEMA DUAL SMD6.....	32
FIGURA 4. 1 ESPECTROS DE SEUDO-ACELERACIÓN PARA REGISTROS SINTÉTICOS	37
FIGURA 4. 2 ANÁLISIS PUSHOVER CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO Y AJUSTE BILINEAL.....	38
FIGURA 4. 3 MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE μ . SISTEMA SMC1	42
FIGURA 4. 4 MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE μ . SISTEMA SMC2	42
FIGURA 4. 5 MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE μ . SISTEMA SMM1	43
FIGURA 4. 6 MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE μ . SISTEMA SMM2	43
FIGURA 4. 7 MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE μ . SISTEMA SMM3.....	44
FIGURA 4. 8 MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE μ . SISTEMA SMM4	44
FIGURA 4. 9 MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE μ . SISTEMA SMM5	45
FIGURA 4. 10 MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE μ . SISTEMA SMM6	45

FIGURA 4. 11 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA SISTEMAS CONVENCIONALES SMC1, SMC2	46
FIGURA 4. 12 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA SISTEMAS DUALES DE 10 NIVELES SMM1, SMM2	47
FIGURA 4. 13 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA SISTEMAS DUALES DE 15 NIVELES SMM3, SMM4	47
FIGURA 4. 14 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA SISTEMAS DUALES DE 20 NIVELES SMM5, SMM6	48
FIGURA 5. 1 ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME DE SEUDO ACELERACIONES EN TERRENO BLANDO, EN SITIO SCT, CIUDAD DE MÉXICO, PARA UN PERIODO DE RECURRENCIA DE 125 AÑOS.	49
FIGURA 5. 2 COEFICIENTE SÍSMICO DE DISEÑO RESPECTO A LA RELACIÓN DE ESBELTEZ DE SISTEMAS DUALES	53
FIGURA 5. 3 COEFICIENTE SÍSMICO DE DISEÑO RESPECTO A LA RELACIÓN DE ESBELTEZ DE TODOS LOS SISTEMAS (DUALES Y MARCOS CONVENCIONALES).....	53

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con las normas vigentes de diseño sísmico las obras de ingeniería que se construyen en sitios donde existe la posibilidad de que ocurran movimientos sísmicos deben protegerse contra su posible colapso durante un evento. Sin embargo, también debe diseñarse ante sismos moderados que produzcan daños excesivos de la estructura.

Para lograr un diseño estructural óptimo de un sistema se necesita que todas las variables que intervienen en el proyecto se determinen con cierta precisión; es decir, se buscaría que la resistencia ante sus estados límites de falla sea superior. Sin embargo el llevar a cabo esto no es tarea fácil ya que existen demasiadas incertidumbres en los procesos de diseño lo cual nos obliga al uso de teoría de probabilidades. Por lo tanto debe existir un margen de seguridad para cada tipo de estructura que minimice el riesgo de falla a un costo razonable.

Al diseñar una estructura se busca que tenga una probabilidad de falla pequeña (no se puede hacer cero) o lo que es equivalente una probabilidad de supervivencia alta que se denomina confiabilidad.

Un diseño sísmico basado en la confiabilidad y desempeño de sistemas requiere estimar los niveles de confiabilidad de modelos sujetos a sismos de diferentes intensidades y relacionar las estimaciones obtenidas a indicadores que se apliquen en condiciones prácticas de diseño.

En este texto de investigación se realizó un estudio de análisis de confiabilidad tomando en cuenta la influencia de la relación de esbeltez de sistemas estructurales a base de marcos de concreto convencionales y marcos duales (marcos + muros), con el objetivo de estimar funciones de confiabilidad sísmica mediante el uso del índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}), el cual define que se alcanza la falla cuando este índice tiene un valor de 1.0. Con este criterio no se requiere determinar previamente la capacidad de deformación del sistema.

Mediante pares de valores de Q , definido como el logaritmo natural del I_{RRS} y la intensidad normalizada μ con respecto a la medida de capacidad estructural, se obtienen el primer y segundo momentos probabilísticos que ajustan los valores de la muestra, esto mediante el uso del criterio de máxima verosimilitud. Las funciones de confiabilidad se determinan con la ayuda del índice de confiabilidad β (Cornell, C.A., 1969), el cual se define como la relación de la media y la desviación estándar del margen de seguridad.

De igual manera se realiza un análisis paramétrico tomando como características principales la relación de esbeltez y el periodo como propiedades del sistema, además de la intensidad normalizada y la confiabilidad asociada a cada valor de intensidad. El objetivo de este análisis es considerar la influencia que tienen estas características en los sistemas estudiados y de esta manera extender los resultados a otros modelos similares.

Todo esto se realizó para edificios de diferentes niveles con distinta configuración geométrica en planta, la cual solo cambia en el número de crujías y su dimensión en la dirección del análisis. Se analizaron dos edificios con marcos convencionales de 10 niveles y seis edificios de marcos duales (marcos + muros), dos de 10, 15 y 20 niveles. Los edificios se analizaron y

diseñaron de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004). Se consideró que los edificios se encuentran desplantados en la zona del valle de México de terreno compresible (Zona IIIb) y se considera un edificio tipo *B* para uso de oficinas. El factor de comportamiento sísmico supuesto es de $Q = 4$ y no se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura. Los edificios se modelaron de manera parcial tomando un marco externo y uno central en la dirección del análisis, los que se unieron a través de elementos armadura que proporcionan suficiente rigidez para que se desplacen horizontalmente de la misma forma. Los muros de cortante se diseñaron en base a comportamiento en flexión y se representaron en los análisis a través de diagonales equivalentes.

El análisis probabilístico de los sistemas estudiados se llevó a través de un algoritmo de Monte Carlo, donde se hicieron simulaciones de los sistemas estructurales basados en un conjunto de incertidumbres de cargas y propiedades mecánicas, asignándole un acelerograma (de un conjunto de temblores en sitio SCT) a cada uno de ellos y realizando su análisis de respuesta dinámica para obtener los valores de Q para cada valor de intensidad dada.

1.- OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos generales

- a) Con base en un planteamiento paramétrico, estudiar la influencia de las variables seleccionadas, sobre las funciones de confiabilidad y sobre los criterios de diseño sísmico requeridos para obtener niveles de confiabilidad pre-establecidos.
- b) Formular factores que deberían aplicarse a otros sistemas para lograr niveles de confiabilidad similares a los implícitos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento del Distrito Federal para edificios designados como "regulares" en dichas normas, tomando en cuenta la influencia de la relación de esbeltez y el periodo de la estructura como propiedades del sistema.

1.1.2. Objetivos específicos

- Realizar el diseño estructural de los sistemas estudiados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnica Complementarias (NTCC, 2004).
- Para cada sistema diseñado, llevar a cabo un análisis probabilístico por medio del método de Monte Carlo para simular una familia de casos, reflejando la incertidumbre en las cargas gravitacionales y en las propiedades mecánicas de los miembros estructurales y asignando a cada sistema estructural un acelerograma de la familia de temblores simulados para el sitio de SCT.
- Obtener las funciones de confiabilidad sísmica de los sistemas bajo estudio, mediante el uso de un índice de daño basado en la reducción de la rigidez secante (I_{RRS}). Dichas funciones se expresarán en términos de la intensidad normalizada y aplicando el criterio de máxima verosimilitud para obtenerlas.

1.2 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Este texto está organizado principalmente en dos secciones, las cuales se describen a continuación:

- a) **Primera Sección.** Formada por los capítulos 1, 2, 3, 4, 5 y 6, explicados brevemente en los siguientes párrafos.

Capítulo 1. Se presentan los objetivos generales y específicos que se pretenden al llevar a cabo este trabajo. Así mismo se presenta la forma en que se organiza el texto.

Capítulo 2. Se expone toda la base teórica en que se sustenta este trabajo, comenzando con lo que implica el diseño sísmico basado en desempeño, se describe el comportamiento y características de los sistemas estructurales que se utilizan para el modelado de los edificios en estudio, los movimientos sísmicos usados para la excitación de las estructuras y las incertidumbres en las cargas gravitacionales y en las propiedades mecánicas de los miembros estructurales. Se describen también los modelos de degradación de resistencia y rigidez utilizados en los análisis de las estructuras y por último se explican los conceptos relacionados con confiabilidad sísmica tomando como base el índice de reducción de rigidez.

Capítulo 3. Se menciona la metodología que se siguió para el análisis de los sistemas estructurales considerados, explicando cuáles son sus características y como se realizó el diseño de acuerdo con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal para llegar a su configuración geométrica final.

Capítulo 4. Se describe el proceso para el cálculo de las funciones de confiabilidad sísmica de los casos estudiados basándonos en el índice de reducción de rigidez secante, desde la simulación de las estructuras, los análisis de respuesta y la estimación de los momentos probabilistas de los pares de valores de Q y y .

Capítulo 5. En esta sección se propone un análisis paramétrico basado en dos aspectos que son la relación de esbeltez y el periodo fundamental, las cuales son propiedades del sistema, además de otras características como la intensidad normalizada y la confiabilidad para dicha intensidad, esto con la finalidad de analizar la influencia de estas variables en la confiabilidad de los sistemas estudiados y poder aplicarlos a otros sistemas similares.

Capítulo 6. Se hacen conclusiones tomando como base los resultados obtenidos de los edificios analizados y se hacen recomendaciones sobre la influencia de ciertas características para estudios posteriores.

b) **Segunda Sección.** Formada por los anexos A1, A2 y A3, expuestos en seguida.

El Anexo A1 presenta las curvas obtenidas después de realizar los análisis pushover y paso a paso, para los edificios con propiedades medias y algunas de sus simulaciones para todos los casos de estudio.

En el Anexo A2 se presenta el cálculo que se hizo para el diseño de muros de cortante de los sistemas duales. También se ejemplifica la deducción de las propiedades de las diagonales equivalentes para los muros.

El anexo A3 muestra tablas resumen donde se pueden observar los valores que se calcularon para obtener el índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}), para todas las estructuras estudiadas, con propiedades medias y sus simulaciones.

2.- MARCO TEÓRICO

2.1 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

Los reglamentos especifican diseños basados en resistencia sísmica cuyo propósito es que las estructuras resistan sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales, sismos medianos con daños moderados (justifique su reparación) y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso del sistema. Sin embargo, raramente reconocen que pueden ocurrir daños y pérdidas sustanciales asociadas a sismos más frecuentes (baja intensidad).

Hoy en día, la idea es desarrollar métodos de análisis y diseño que incorporen los conceptos basados en desempeño que se apliquen a estructuras nuevas y existentes, para poder implementarlos fácilmente en las normas. Esto se logra incorporando en el procedimiento de diseño la demanda de desplazamiento o punto de desempeño y las características de la respuesta inelástica.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tiene estos daños en las actividades posteriores al evento.

Niveles de desempeño

El nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales (SEAOC, 1995), que son los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducida por estos daños y la funcionalidad de la edificación después del evento sísmico.

De acuerdo con la anterior referencia se definen cuatro niveles de desempeño los cuales se describen a continuación

- *Totalmente operacional*

En este nivel no ocurren daños esenciales. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes, además los contenidos y servicios de la misma permanecen funcionales y disponibles para su uso. No se requieren reparaciones.

- *Operacional*

Los daños presentados en este nivel son leves en los elementos estructurales y moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación. Como el daño es limitado no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo. Sin embargo, el daño en componentes no estructurales puede interrumpir las funciones. Se requieren reparaciones menores.

- *Seguridad*

En este nivel se presentan daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, además de los contenidos. Se reducen en gran medida la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, aunque todavía cuenta con un margen de seguridad ante el colapso. Después de un sismo los daños en la estructura pueden impedir que sea ocupada inmediatamente. Se requieren reparación de los daños.

- *Próximo al colapso*

La capacidad resistente de la estructura se compromete, por lo cual se aproxima al colapso debido a la gran reducción de rigidez lateral, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan funcionando. La estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación no es factible desde el punto de vista económico.

2.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES

2.2.1 Sistemas a base de marcos convencionales

2.2.1.1 Comportamiento

El sistema estructural de marcos convencionales consiste de vigas y columnas de concreto reforzado que forman un marco y que están acopladas mediante uniones monolíticas resistentes a momentos y esfuerzos de corte; es decir, las estructuras de marcos resisten cargas verticales y laterales a la vez.

Estos sistemas tienen la ventaja de su gran ductilidad y su capacidad de disipar energía. El comportamiento de los marcos se determina con base en la razón entre la altura de las columnas y la longitud de las vigas, así como por su resistencia (secciones transversales). Cuando se encuentran bien diseñados los elementos de una estructura a base de marcos se pueden tener resistencias tales que se desarrollen mecanismos de falla (se pretende viga débil-columna fuerte) que involucren el mayor número de articulaciones plásticas en lugares donde se dispone de mayor ductilidad.

Los sistemas a base de marcos están regidos por las deformaciones de flexión de sus vigas y columnas y en muchas ocasiones es difícil mantener los desplazamientos laterales dentro de los límites dictados por los reglamentos.

2.2.2 Sistemas duales (marcos + muros de cortante)

2.2.2.1 Comportamiento

Los sistemas duales están compuestos por marcos estructurales rigidizados por medio de muros de concreto, lo cual es muy eficiente para resistir fuerzas sísmicas, lo que se traduce en

mayor rigidez y resistencia ante cargas laterales. Si se tiene una atinada distribución de estos elementos rigidizantes es posible obtener una estructura con ductilidad adecuada y resistencia rotacional y traslacional en todas direcciones. Sin embargo, deben detallarse adecuadamente los elementos ubicados en las zonas rigidizadas, ya que es ahí donde se concentran las fuerzas laterales.

En la figura 2.1 se observa la interacción entre muros de cortante (en voladizo) y el marco rígido, los cuales transmiten la misma carga a determinada altura, lo que ocasiona desplazamientos de traslación en el marco y tiende a hacerse vertical por arriba de la carga. Mientras que en el muro se introducen distorsiones flexionantes y una pendiente constante por arriba de la carga. Debido a la incompatibilidad de las deformaciones, el muro y el marco rígido se oponen en los pisos superiores, y en los pisos inferiores se asisten mutuamente para transmitir la carga externa. (Park, R. y Paulay, T., 1984).

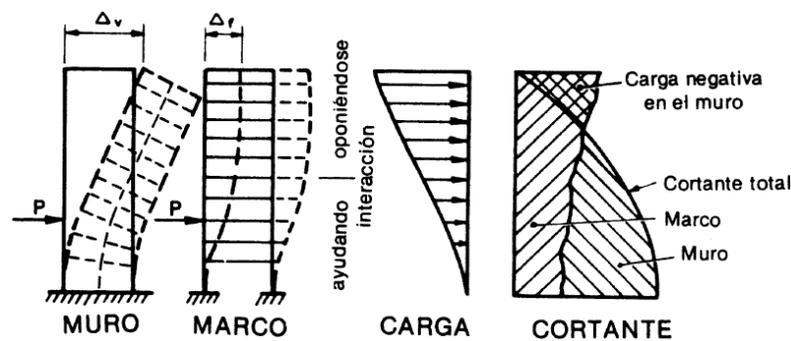


Figura 2. 1 Interacción de muros de cortante y marcos rígidos
FUENTE: (Park, R. y Paulay, T., 1984)

El uso de muros de cortante es muy aconsejable en edificios muy altos, ya que con estos se controlan las deflexiones de entrepiso provocadas por la carga lateral. Este tipo de muros también puede dar protección al daño no estructural durante eventos sísmicos.

Existen diferentes tipos de muros:

- De corte: exhiben relación de esbeltez baja y su comportamiento está dominado principalmente por cortante. Deben diseñarse para resistencias elevadas, ya que su capacidad de deformación plástica y disipación de energía es baja.
- De flexión: Tienen relación de esbeltez moderada a alta y su diseño debe ser tal que el comportamiento este dominado por flexión. Si se detallan correctamente presentan alta capacidad de deformación plástica y disipación de energía.
- Acoplados: consiste en dos muros con relación de esbeltez alta conectados por medio de vigas de acoplamiento. Si se detallan correctamente tienen capacidades de deformación plástica y disipación de energía adecuada.

2.2.2.2 Resistencia a flexión y cortante de muros

El muro actuando en voladizo, representado en la figura 2.2, cuyo comportamiento está dominado por flexión, está sujeto a momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se originan principalmente en las cargas laterales y a compresión axial provocada por la gravedad. El diseño por flexión se realiza con el propósito de evitar fallas de acero a compresión y tensión (limitar cantidad de acero y garantizar un comportamiento dúctil).

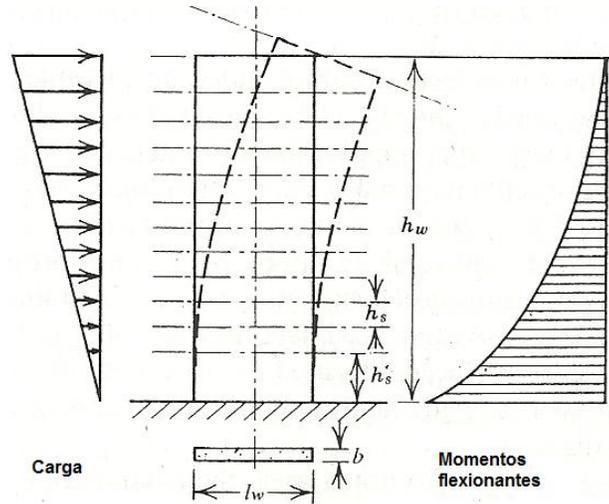


Figura 2. 2 Muro de cortante en voladizo
FUENTE: (Park, R. y Paulay, T., 1984)

Considerando el muro de la figura 2.3a sujeto a fuerza axial resultado de cargas gravitacionales y acciones sísmicas, se define una respuesta a flexión a través de dos ecuaciones de equilibrio (ecs. 2.1, 2.2) y una de compatibilidad de deformaciones (ec. 2.3) (Paulay, T., Priestley, M., 1992).

De la figura 2.3d, el equilibrio de fuerzas es:

$$C_c + \sum_i^n A_{si} f_{si} = P_i \quad (2.1)$$

Donde

A_{si} , área de acero de refuerzo longitudinal

f_{si} , esfuerzo de fluencia de la i -ésima varilla

C_c , es la resultante de fuerza dada por la resistencia a compresión del concreto y está dada por

$$C_c = \alpha f'_c ab$$

El momento de equilibrio se expresa con respecto al eje neutro:

$$M_i = C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_i^n A_{si} f_{si} (c - x_i) + P_i \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad (2.2)$$

Donde:

$$a = \beta c$$

c , es la profundidad del eje neutro

b , ancho de sección

De la figura 2.3c, la compatibilidad de deformaciones es

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{c - x_i}{c} \right) \quad (2.3)$$

$$f_y \geq E_s \varepsilon_{si} \geq -f_y \quad (2.4)$$

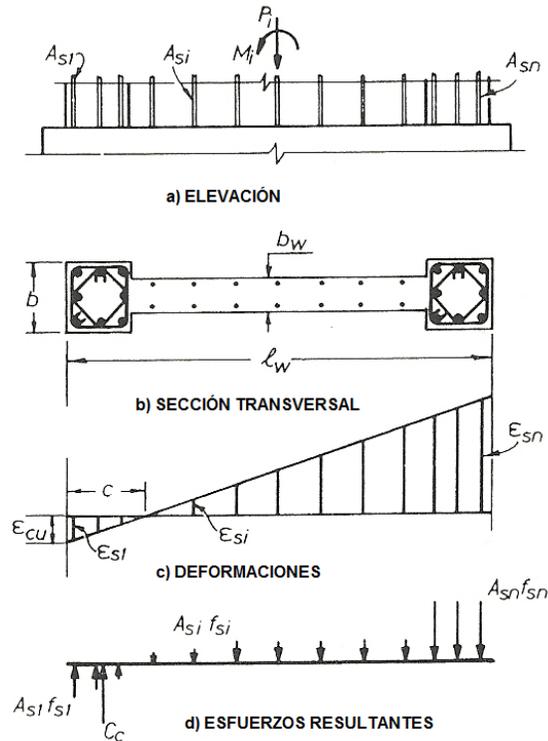


Figura 2. 3 Equilibrio en sección de un muro en resistencia a flexo compresión, adaptada de (Paulay, T., Priestley, M., 1992)

De igual manera, el diseño de cortante de muros se hace con la intención de evitar fallas de tensión y compresión diagonal (Paulay, T., Priestley, M., 1992). Para realizar esto la resistencia a cortante se cuantifica en términos del esfuerzo nominal de cortante.

$$v_i = V_i / b_w d \quad (2.5)$$

V_i , es la resistencia a cortante necesaria en una cierta sección del miembro b_w , y d , son el ancho del alma y la profundidad efectiva del miembro en la misma sección. Ver figura 2.3b.

Para prevenir una falla prematura por compresión diagonal en el alma antes de la fluencia del refuerzo por cortante, el esfuerzo de fluencia se limita como sigue:

- En general

$$v_i \leq 0.2f'_c \leq 6 \quad (MPa) \quad (2.6)$$

- En regiones de articulaciones plásticas

$$v_i \leq 0.16f'_c \leq 6 \quad (MPa) \quad (2.7)$$

La resistencia cortante en una sección de un miembro es

$$V_i = V_c + V_s \quad (2.8)$$

$V_c = v_c b_w d$, es la contribución del concreto a la resistencia de cortante. En regiones de articulaciones plásticas $v_c = 7.2 \sqrt{P_u/A_g}$

$V_s = A_v f_y (d/s)$, es la contribución del refuerzo de cortante.

En las ecuaciones anteriores A_g es el área gruesa de la sección, P_u es carga axial de compresión, A_v área de estribos y s el espaciamiento de los mismos.

2.2.2.3 Refuerzo por flexión y cortante en muros

- Refuerzo por flexión

En un muro con elementos de refuerzo sujeto a flexión, dichos elementos se diseñan conforme a las ecuaciones 2.9 y 2.10. Estas son las fuerzas de compresión y tensión que equilibran a las cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas en la base del muro (elementos de refuerzo). Ver figura 2.4.

$$C = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L} \quad (2.9)$$

$$T = -\frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L} \quad (2.10)$$

Donde P_u y M_u son los elementos mecánicos de diseño en la base del muro y L es la longitud del muro.

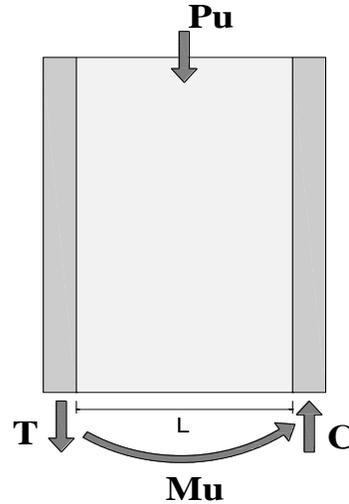


Figura 2. 4 Mecanismo de resistencia a flexión en muros

Por medio de las ecuaciones anteriores y considerando los elementos de refuerzo como columnas cortas, tenemos las siguientes ecuaciones.

$$C \leq F_R (f'_c A_g + A_s f_y) \quad (2.11)$$

$$T \leq F_R A_s f_y \quad (2.12)$$

Donde

A_g , área gruesa de concreto del elemento

A_s , es el área de acero

F_R , factor de reducción

f_y , esfuerzo de fluencia del acero

Es fácil obtener el acero longitudinal de los elementos de refuerzo con las ecuaciones anteriores.

La cantidad de acero transversal (suministrada por estribos y grapas) del núcleo sujeto a flexo-compresión, en cada dirección del mismo no será menor que el valor obtenido por medio de las ecuaciones 2.13 y 2.14. (NTCC, 2004).

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sb \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_y} sb \end{cases} \quad (2.13a, b)$$

- Refuerzo por cortante

La fuerza cortante que toma el concreto de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 2004), se determina con las siguiente expresiones.

$H/L \leq 1.5$	$V_{CR} = 0.85F_R\sqrt{f_c^*}tL$ (2.14)	
$H/L \geq 2.0$	$\rho < 0.015$	$V_{CR} = F_R t 0.8L(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c^*}$ (2.15a)
	$\rho \geq 0.015$	$V_{CR} = 0.5F_R t 0.8L\sqrt{f_c^*}$ (2.15b)

En estas expresiones t es el espesor del muro y L su longitud.

La fuerza cortante que toma el acero del alma se determina a partir de las ecuaciones 2.16 y 2.17 que corresponden a las cuantías de refuerzo paralelo y perpendicular a la dirección de la fuerza cortante respectivamente. Ver figura 2.5.

$$\rho_m = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (2.16)$$

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (\rho_m - 0.0025) \quad (2.17)$$

Donde H_m es la altura total del muro y L su longitud.

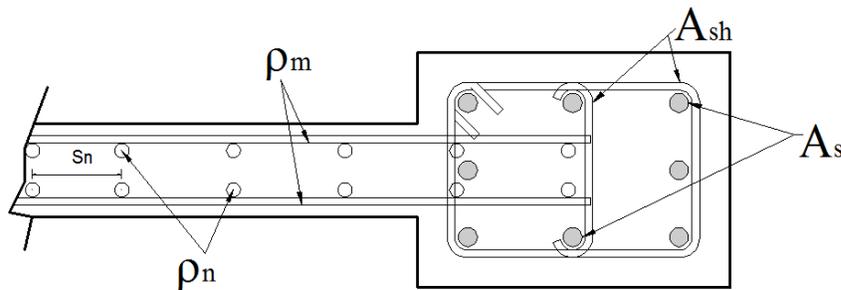


Figura 2. 5 Refuerzo longitudinal y transversal en muros

2.2.2.4 Muros de cortante representados con diagonales equivalentes

El modelo que se presenta en esta sección se utiliza para representar los muros de cortante en los análisis, a través de diagonales equivalentes. La configuración se muestra en la figura 2.6.

En términos de aportaciones del tablero a la rigidez en flexión del muro

El criterio que se manejó en esta equivalencia está en términos de la aportación del tablero a la rigidez en flexión del muro. Se parte de la relación momento vs rotación para el tablero A

mostrado en la figura 2.6a, siendo P_D la fuerza axial en las diagonales, su proyección sobre el eje y es $P_{Dy} = P_D \sin \alpha$, donde $\alpha = H/\sqrt{H^2 + L^2}$.

El momento M , que constituye la aportación del tablero al momento que toma el muro esta dado por la siguiente ecuación.

$$M = 2P_D L \sin \alpha \tag{2.18}$$

De igual manera, de la figura 34d, sabemos que $\delta_c = \frac{L\theta}{2}$. Para obtener δ_D , dado θ se tiene la siguiente expresión

$$\delta_D = \delta_c \sin \alpha = \frac{\theta L}{4} \sin \alpha \tag{2.19}$$

De las ecuaciones 2.18 y 2.19, se tiene

$$\frac{P_D}{\delta_D} = \frac{M}{\theta} \frac{2}{L^2 \sin^2 \alpha} \tag{2.20}$$

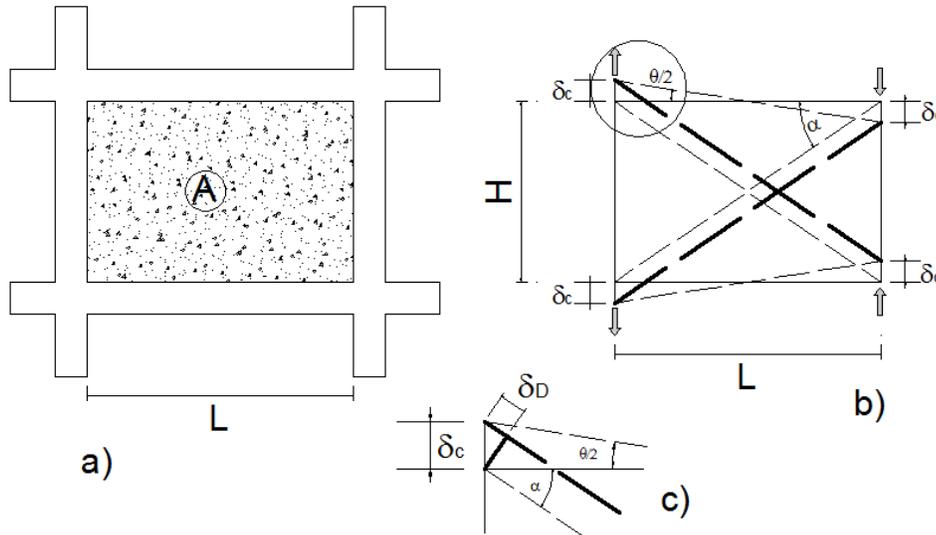


Figura 2. 6 Diagonales equivalentes al tablero A, en términos de aportaciones a la rigidez en flexión del muro

En términos de rigidez de deformación en cortante

De la figura 2.7 tenemos que

$$P = \frac{V}{2 \cos \alpha} \tag{2.21}$$

Donde V es el cortante resistente y P la fuerza axial de la diagonal.

De igual manera, sabemos que

$$K_v = \frac{V}{\delta} = \frac{\psi GA}{\psi H} \quad (2.22)$$

Por lo tanto la rigidez de las diagonales está dada por la siguiente expresión

$$K_D = \frac{P}{\delta_D} = \frac{V}{(2 \cos^2 \alpha) \delta} = \frac{K_v}{2 \cos^2 \alpha} = \frac{GA_m}{2 H \cos^2 \alpha} \quad (2.23)$$

Donde G , es el modulo de elasticidad transversal y A_m , es el área del muro.

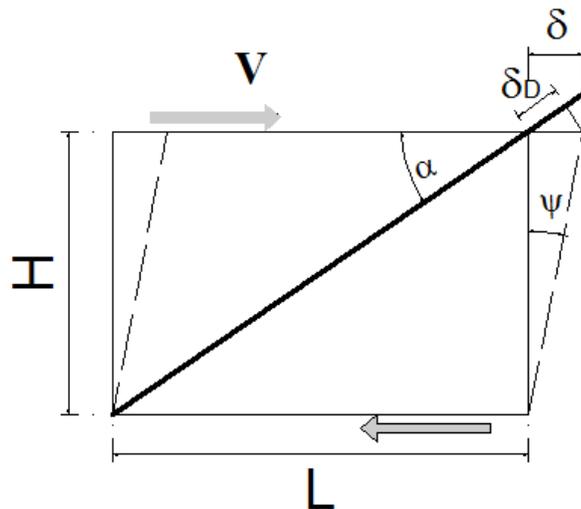


Figura 2. 7 Diagonales equivalentes, en términos de deformaciones en cortante del muro

2.3 EXCITACIÓN SÍSMICA

El desarrollo de funciones de confiabilidad sísmica que dependen de la intensidad son estudios típicos de confiabilidad estructural. Con la intención de obtener buenas estimaciones de estas funciones es necesario contar con muestras de registros que describan la historia del movimiento del terreno de manera similar a aquellos que caracterizan los registros reales.

Debido a la falta de registros reales, en particular las asociadas con eventos de gran magnitud, recurrimos a la simulación de registros. Algunas técnicas para la generación de registros sintéticos hacen uso de las funciones de atenuación generalizadas y otros son basados en el uso de las funciones de Green (Ordaz, M., Arboleda, J. y Singh, S.K., 1995), las cuales relacionan las intensidades instantáneas evolutivas y propiedades de contenidos de frecuencia, en términos de la magnitud y la distancia de la fuente al sitio (Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J. Díaz-López, O., 2001a).

Desafortunadamente estos métodos tienen algunas limitaciones cuando se aplican en análisis de confiabilidad sísmica, ya que las funciones de atenuación no representan algunos detalles de las propiedades estadísticas evolutivas de los registros, las que pueden ser relevantes para la estimación de la respuesta estructural, y las funciones de Green no están en ocasiones disponibles para las distancias del sitio de interés con respecto a la fuente.

De acuerdo con lo anterior, Ismael y Esteva (2006) realizaron un método híbrido que toma en cuenta las ventajas de las técnicas descritas en los párrafos anteriores. Este método consiste en usar todos los registros del sitio de interés para desarrollar ecuaciones de atenuación generalizadas (dependientes de la distancia), que serán utilizadas para establecer factores de escala que serán aplicados a registros reales, con el fin de transformarlos para que correspondan a la distancia correcta de la fuente al sitio, antes de que se adopten como funciones convencionales de Green.

2.4 SIMULACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Debido a las incertidumbres asociadas a los procesos de construcción y fabricación de estructuras, el diseño de estas toma en cuenta factores de carga, de resistencia y valores nominales de diseño para la determinación de las propiedades geométricas y resistentes de los elementos. Estas son llamadas propiedades nominales de los elementos.

Para conocer la respuesta adecuada de un sistema, en confiabilidad estructural, es necesario conocer las propiedades reales de la estructura, e incluir las incertidumbres en sus propiedades mecánicas y de carga. Las variables cambiantes son: las cargas muertas y vivas, las características geométricas de los elementos estructurales, la resistencia de compresión y tensión del concreto, el esfuerzo de fluencia y el comportamiento mecánico del acero, además del porcentaje de acero longitudinal, las cuales se describen en seguida.

2.4.1 Incertidumbres asociadas a los sistemas estructurales

- **Carga muerta y viva en edificios**

Para fines de diseño el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) señala los valores nominales que debe tomar la carga muerta y viva para los diferentes tipos de estructuras. Las incertidumbres en estos valores se deben principalmente a las diferencias entre las dimensiones que se presentan en la construcción respecto a sus proyectos o modificaciones que este sufre, y también a las variaciones de los pesos volumétricos de los materiales.

Actualmente las cargas vivas de diseño especificadas en los reglamentos se fijan con base en información estadística; es decir, la media más el producto de un factor por la desviación estándar.

De acuerdo con Meli (1976), las cargas muertas y vivas poseen una función de distribución de probabilidad tipo Gamma dada por las ecuaciones 2.24 y 2.25, con un valor medio que está en función del valor nominal de la carga muerta o viva respectivamente

Tabla 2. 1 Valor medio de la carga muerta y viva de acuerdo con Meli (1976)

CARGA MUERTA	CARGA VIVA
$\overline{W}_m = \frac{W_m}{1+2C_{Vm}} \quad (2.24)$	$\overline{W}_v = \frac{W_v}{1+2C_{Vv}} \quad (2.25)$
\overline{W}_m , valor medio de la carga muerta W_m , valor de la carga muerta nominal C_{Vm} , Coeficiente de variación de la carga muerta	\overline{W}_v , valor medio de la carga viva W_m , valor de la carga viva nominal C_{Vv} , Coeficiente de variación de la carga viva

También establece valores de coeficiente de variación igual a 0.05, en construcciones en la que las dimensiones de los elementos estructurales y las características de los elementos no estructurales pueden fijarse con precisión, y un valor de 0.10 cuando esto no se cumple. Recomienda un coeficiente de variación de 0.08 que es un valor típico. El coeficiente de correlación se toma de 1 para carga muerta en un mismo nivel y 0.7 para cargas de piso a piso.

De igual manera, de acuerdo con la referencia se tienen los valores de los coeficientes de variación para cargas vivas las cuales varían en función del área tributaria.

Para la carga viva en edificios y de acuerdo con Peir (1973), se tiene la siguiente ecuación

$$l = \bar{l} + \gamma_b + \gamma_f + \varepsilon(x, y) \quad (2.26)$$

Donde

l , carga viva por unidad de área en un punto particular (x, y) de un determinado edificio y un piso particular y \bar{l} su valor medio.

γ_b , variable aleatoria con media nula que toma en cuenta la variabilidad que existe de un edificio a otro.

γ_f , variable aleatoria que toma en cuenta la variabilidad de un piso a otro en el mismo edificio.

$\varepsilon(x, y)$, variabilidad local de un punto a otro en un mismo piso.

- **Características geométricas de los elementos estructurales**

La variación geométrica de los elementos de concreto reforzado está relacionada en gran medida con el proceso de construcción. La mayoría de los estudios realizados en este aspecto recomiendan la utilización de modelos probabilistas con distribución normal para la totalidad de las dimensiones, esto debido a su simplicidad y versatilidad. Sin embargo, otros prefieren utilizar una distribución log-normal para otras dimensiones.

Mirza y McGregor (1979a) recomiendan una función de distribución tipo normal para todas sus propiedades, y basándose en estudios realizados en diferentes países y por distintos autores (incluyen a México con las investigaciones de Hernández y Martínez, 1974) hacen

recomendaciones de las dimensiones de losas, trabes, columnas y recubrimientos de los elementos de concreto ya sea colados en sitio y prefabricados.

Se mencionan a continuación los valores ponderados de los elementos trabe y columna. En lo que se refiere a las trabes, aconsejan para la base una media igual al valor nominal + 0.254 cm y una desviación estándar de 0.3657 cm, mientras que para la medida del peralte sugieren una media igual al valor nominal -0.2794 cm con una desviación estándar de 0.5435. Las indicaciones para los recubrimientos superior e inferior son una media igual al valor nominal + 0.3175 cm y + 0.1587 cm y una desviación estándar de 1.587 cm y 1.111 cm respectivamente.

En forma similar, Mirza y McGregor (1979b), para las columnas rectangulares recomiendan una media igual al valor nominal + 0.1587 cm para la base y peralte, con una desviación estándar de + 0.635 para ambas dimensiones.

Para los recubrimientos de columnas se utiliza la relación mostrada en la siguiente ecuación

$$C_a = C_{sp} + 0.25 + 0.004h \text{ in} \quad (2.27)$$

Donde C_a y C_{sp} , son el valor medio y nominal del recubrimiento y h , es la dimensión en pulgadas de la columna para la cual existe el mayor momento de inercia. Su desviación estándar es 0.4216 cm.

De igual manera, Hernández y Martínez (1974) recomiendan para recubrimientos de columnas un valor medio igual al valor nominal + 1.1938 cm y una desviación estándar de 0.33 cm.

- **Resistencia de compresión del concreto**

El concreto es un material obtenido de la mezcla de cemento, agregados y agua en cantidades determinadas, dependiendo de la resistencia que se desee obtener. Es por esta razón, que es tan importante su dosificación. Otros factores como la técnica de curado, la calidad de los materiales, el transporte y el colado influyen de manera importante en su resistencia, además de los factores ambientales como la humedad y la temperatura.

Meli y Mendoza (1991) sugieren una función de distribución de probabilidad de tipo normal e indican una resistencia a compresión del concreto como las mostradas en la tabla siguiente

Tabla 2.2 Media y desviación estándar para diferentes valores de resistencia del concreto

Resistencia del concreto $f'c$ (kg/cm ²)	Media (kg/cm ²)	Desviación estándar (kg/cm ²)
200	230	38.5
250	268	44.6
300	321	41.3

- **Resistencia a tensión en el concreto**

La resistencia a tensión en concretos fabricados en el Distrito Federal se representa adecuadamente como $f_t = \phi_t f'_c$ (Mendoza, C.J., 1984), donde ϕ_t es una variable aleatoria y f'_c es la resistencia nominal del concreto a compresión. Las pruebas de tensión y compresión del concreto provienen de distintas pruebas.

- **Esfuerzo de fluencia del acero**

La variación de la resistencia del acero de refuerzo se debe a causas como son la composición química, la variación del área transversal, el proceso de fabricación, el enfriamiento entre otros. Para la resistencia de acero de refuerzo con valor nominal de 4200 kg/cm^2 , Villanueva y Meli (1984) recomiendan una función de distribución tipo normal y sugieren que la media del esfuerzo de fluencia sea de 4680 kg/cm^2 y una desviación estándar de 450 kg/cm^2 .

- **Comportamiento mecánico del acero**

La ductilidad de las estructuras de concreto reforzado reside en gran parte en la capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de carga, sin una disminución significativa de su resistencia, aun cuando se encuentren en niveles muy altos de deformación.

Para analizar las incertidumbres asociadas con el comportamiento mecánico del acero se tomaron en cuenta pruebas de probetas ensayadas a tensión de Rodríguez y Botero (1997) donde se determina el comportamiento de esfuerzo-deformación de barras de acero fabricadas en México y de estudios de Mirza y McGregor (1979b) que estiman los coeficientes de variación de la resistencia de fluencia del acero para poblaciones de varillas de una o varias fuentes.

- **Porcentaje de acero longitudinal**

De acuerdo con Mirza y McGregor (1979b), el área de acero real en cada sección transversal se representa mediante la variable aleatoria $A_R = \phi A_D$, donde A_D es el área de acero resultante del diseño convencional y ϕ es una variable aleatoria (para cada lecho de acero) que se simula en base a una distribución log-normal propuesta en la referencia antes mencionada.

2.5 MODELO DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA

Un modelo histerético debe ser capaz de representar la forma en que la rigidez va evolucionando, la degradación de la resistencia y los efectos de estrechamiento bajo cualquier historia de desplazamientos.

Existen una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado, como son la forma de la sección transversal, la cantidad de

acero de refuerzo, las propiedades de los materiales constitutivos y la adherencia entre ellos, además de la variación en la magnitud de las cargas actuantes.

Modelo de Takeda

Este modelo es uno de los más sofisticados y fue desarrollado por Takeda (1970) con base en observaciones hechas de ensayos experimentales de concreto armado. Las simulaciones con este modelo satisfacen el comportamiento estático y dinámico de las juntas (Medí Saïdi, 1982). Una de las limitaciones del modelo es que no considera el daño excesivo causado por cortante o adherencia.

Este modelo consiste en una curva primaria trilineal representando los diferentes estados del elemento (no agrietado, agrietado y fluencia). El comportamiento no-lineal comienza en el agrietamiento del elemento y el efecto de pérdida de rigidez es considerada después de superar el punto en el que el elemento cede, en las ramas de descarga. Al comenzar a cargar el elemento en la otra dirección, la rigidez disminuye aún más que la inicial y que en las ramas de descarga; esto se toma como el efecto del deterioro de la rigidez.

El modelo de Takeda es complicado para su implementación. Este modelo es definido mediante 16 reglas y es uno de los modelos poligonales más completos, ya que intenta representar de manera más real el comportamiento de las juntas de concreto armado. Una versión mucho más simple del modelo de Takeda, fue propuesto por Otani (1974) y Litton (1975), quienes comprimieron la curva de envolvente con una sola esquina en el punto en que cede el elemento y a 11 reglas los ciclos de histéresis. Por lo tanto, la curva envolvente resultante corresponde a una representación bilineal, como se muestra en la figura siguiente.

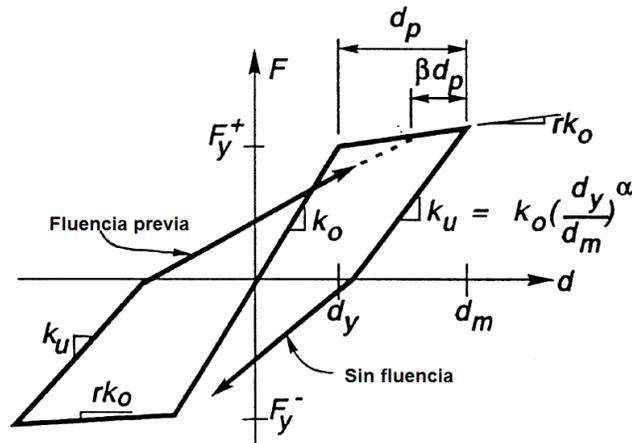


Figura 2. 8 Modelo de comportamiento histerético (Takeda modificado)

El modelo se define por los siguientes parámetros:

- El factor α , que controla la rigidez de la rama de descarga ($0.0 < \alpha < 0.5$)
- El factor β , que controla la rigidez de recarga ($0.0 < \beta < 0.6$)
- El factor r , de Ramber-Osgood, que controla la pérdida de rigidez después de que el elemento cede ($1 < r < \infty$)

- La rigidez inicial k_0 igual a EI
- Rigidez de la rama de descarga k_U

Se puede notar que incrementando el valor de α , decrece la rigidez de descarga y al incrementar β , incrementa la rigidez de recarga.

Saatcioglou (1983) introdujo la degradación de resistencia del modelo de Takeda modificado, para los ciclos de deformación que superan cierto umbral de ductilidad.

Modelo de Degradación de Resistencia

El modelo de degradación de resistencia utilizado en los casos de estudio se muestra en la figura siguiente

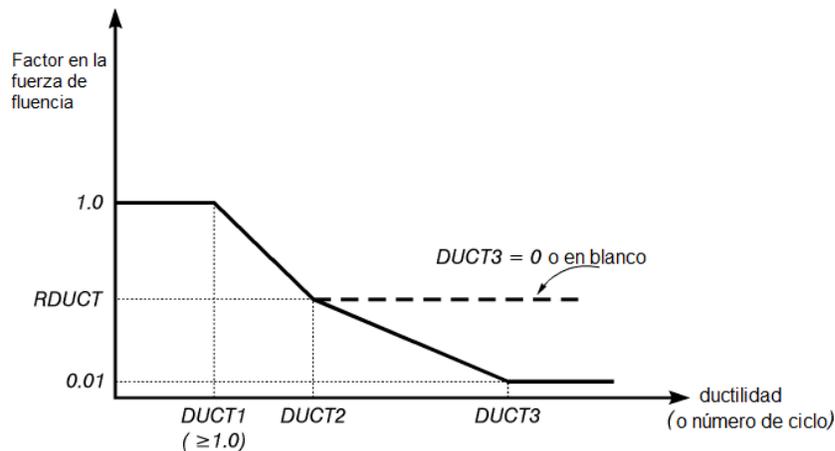


Figura 2. 9 Modelo de degradación de rigidez
FUENTE: RUAUMOKO (Carr, A., 2000)

Los parámetros del modelo son definidos por:

- $DUCT1$ Ductilidad a la que empieza la degradación (> 1.0)
- $DUCT2$ Ductilidad a la que termina la degradación ($> DUCT1$)
- $RDUCT$ Resistencia residual como fracción de la resistencia de fluencia inicial
- $DUCT3$ Ductilidad a 0.01 de la resistencia inicial
- $RCYC$ Porcentaje de reducción de resistencia por ciclo comportamiento inelástico.

2.6 CONFIABILIDAD SÍSMICA

Para poder concretar un diseño sísmico basado en la confiabilidad y desempeño de sistemas complejos no lineales, se deben desarrollar métodos para estimar los niveles de confiabilidad de modelos sujetos a sismos de diferentes intensidades y relacionar las estimaciones obtenidas a indicadores que expresen la proporción entre valores máximos de demanda de respuesta del

sistema y su correspondiente medida de capacidad, las cuales pueden expresarse en términos de distorsión lateral global o en distorsiones de entrepiso.

Los valores máximos de desplazamientos y distorsiones pueden ser estimadas por medio de modelos detallados o simplificados de los sistemas, siendo estos últimos muy sensibles, ya que la estimación de capacidades de deformación de sistemas complejos de varios grados de libertad con la ayuda de estos modelos tiene asociadas incertidumbres de igual medida que las que se presentan en la estimación de respuestas dinámicas no lineales.

El uso del análisis estático no lineal o análisis pushover es un concepto ampliamente utilizado para enfrentar esta situación, el cual estima que las capacidades de deformaciones locales son alcanzadas gradualmente durante el proceso de carga, y se presenta un debilitamiento gradual del sistema hasta que la pendiente de la curva cortante basal *vs* desplazamiento llega a ser nula y comienza a decrecer hasta que la capacidad de carga lateral decae bruscamente (capacidad de deformación). Sin embargo este tipo de análisis tiene limitaciones ya que no toma en cuenta la influencia del daño acumulado asociado con la respuesta cíclica ni la sensibilidad de la capacidad de deformación para la configuración del sistema cuando nos acercamos a la condición de falla.

Shane y Cornell (1999) presentaron otra alternativa para obtener funciones de confiabilidad sísmica que no están basadas en el concepto de capacidad de deformación, precisando que el colapso del sistema se presenta cuando los desplazamientos, obtenidos por un análisis de respuesta dinámico, son infinitamente largos y no reversibles.

De acuerdo con esto, el factor de seguridad con respecto a este tipo de falla para un registro sísmico dado se obtiene como el factor de escala que se debe aplicar al registro para encontrar el valor mínimo de la intensidad que se requiere para producir la falla del sistema.

Basándose en los conceptos de capacidad de deformación o con el de intensidad de falla, por medio del método de análisis dinámico incremental (IDA) propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002) se pueden estimar los indicadores probabilistas de confiabilidad sísmica para intensidades dadas. De acuerdo con este método el valor medio y la dispersión de la intensidad de falla de un sistema estructural se obtienen considerando un conjunto amplio de registros sísmicos, multiplicando cada uno por un factor de escala. De esta manera, la intensidad de cada registro se incrementa hasta que la pendiente de la curva intensidad *vs* amplitud de respuesta comienza a ser pequeña. Realizando este proceso para un gran número de registros, el valor medio y la dispersión de las intensidades de falla pueden ser estimados y transformados en la media y desviación estándar del logaritmo natural del factor de seguridad del sistema bajo la intensidad actuante. Estos valores son utilizados para obtener el índice β , (Cornell, C.A., 1969). En la mayoría de las ocasiones este procedimiento requiere un trabajo computacional importante.

La posibilidad de estimar las funciones de confiabilidad sísmica de un sistema estructural sin tener que depender de la capacidad de deformación lateral a través del índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}) fue propuesta por Esteva e Ismael (2003), relacionando el índice de confiabilidad β con la intensidad de movimiento del suelo, incluyendo el daño acumulado.

2.6.1 Índice de reducción de rigidez secante (IRRS)

La condición de colapso puede ser definida en términos del índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}) y se representa por la relación

$$I_{RRS} = \frac{K_0 - K}{K_0} \quad (2.28)$$

En esta ecuación, K_0 refiere la rigidez secante del sistema cuando responde en su intervalo de comportamiento lineal a excitaciones sísmicas de baja intensidad. Este parámetro puede obtenerse fácilmente de un análisis pushover. K es el valor de su rigidez lateral cuando alcanza su máxima distorsión lateral bajo la acción de un sismo con intensidad igual a y . La ocurrencia del colapso corresponde a la condición $I_{RRS}=1$.

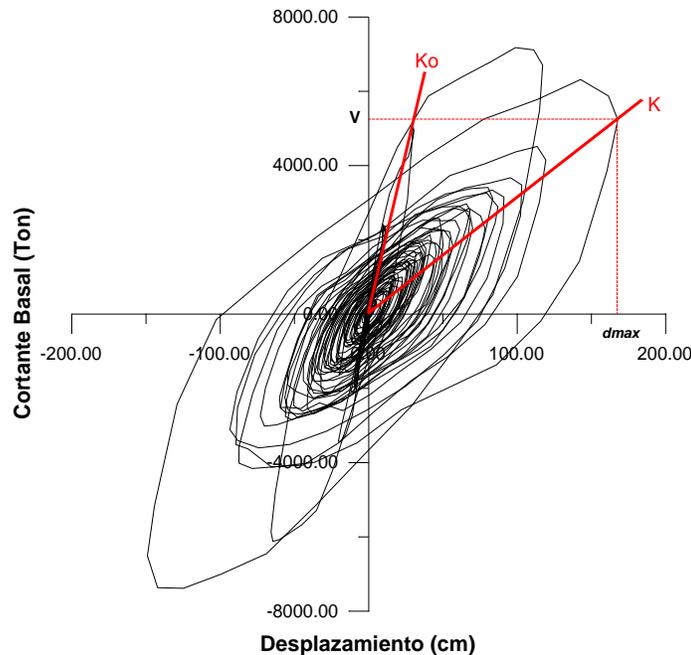


Figura 2. 10 Curva de respuesta cíclica cortante basal vs desplazamiento en azotea

En la figura 2.10 se muestra una curva de respuesta cíclica no lineal donde el eje x representa los desplazamientos laterales de azotea (d) y el eje y representa las fuerzas de cortante basal (V), puede observarse que en el instante donde el desplazamiento lateral es máximo la rigidez secante $K = V/d_{max}$ sufre una reducción de su valor inicial K_0 .

Definimos Q como el logaritmo natural del I_{RRS} . De acuerdo con esta definición, Q no puede tomar valores mayores de 0, lo que provoca una concentración discreta de su función de densidad de probabilidad en este valor.

Considerando un valor dado de intensidad (y), la función de densidad de probabilidad de Q es $f_Q(q)$, la cual es continua para $q < 0$ e incluye una concentración discreta en $q = 0$, que es

igual a $P_F(y) = P(Q = 0|y)$ y se traduce en la probabilidad de falla para una intensidad igual a y .

Con la finalidad de analizar conjuntamente los casos que incluyen $Q \leq 0$, Esteva e Ismael (2003) introdujeron una nueva variable denominada U , con lo cual

$$\begin{aligned} Q &= U && \text{cuando } Q < 0 \\ Q &= 0 && \text{cuando } U \geq 0 \end{aligned}$$

La función de densidad de probabilidad de U es $f_U(\cdot)$ y su función de distribución acumulada es $F_U(\cdot)$ como se muestra en la figura siguiente.

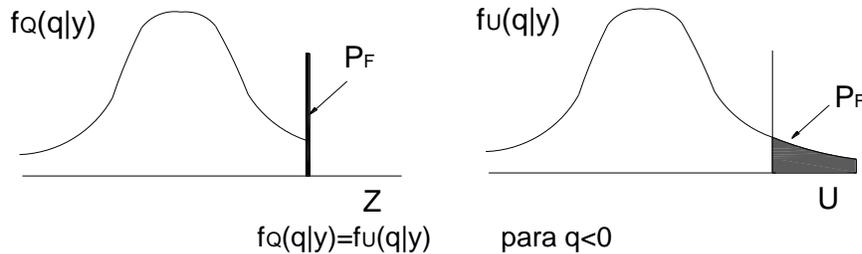


Figura 2. 11 Variable auxiliar U que representa la función de densidad de probabilidad de $Q(y)$.

2.6.2 Enfoque de máxima verosimilitud

Las función de densidad de probabilidad $f_U(\cdot)$, y su asociada función de distribución acumulada $F_U(\cdot)$, de U , mencionadas en la sección anterior, están caracterizadas por un conjunto de parámetros $\{\alpha\}$, que determinan su propiedades (media y desviación estándar) y pueden ser expresados como funciones de la intensidad y , con una forma dada $G(y|\alpha)$.

Para una muestra n de pares de valores de y (intensidad) y Q (logaritmo natural de I_{RRS}), de los cuales n_S valores son casos donde $Q < 0$ (condición de supervivencia) y $Q = 0$ para los demás casos, la función de máxima verosimilitud expresada en términos de α es

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^{n_S} f_U(u_i|\alpha) \prod_{j=ns+1}^n [1 - F_U(0|\alpha)] \quad (2.29)$$

Lo anterior indica que si se conoce la forma de $G(\cdot)$, los parámetros α son determinados por medio del enfoque de máxima verosimilitud. Para este estudio se consideró la función de densidad de probabilidad de U como una función gaussiana con media (m_U) y desviación estándar (σ_U). Estos parámetros se expresaron en función del valor de la intensidad (y), y adoptan las siguientes formas:

$$m_U = a + b \ln y, \quad \sigma_U = c + d \ln y \quad (2.30, 2.31)$$

Tomando en cuenta la ecuación 2.29, consideramos $f_U(\cdot)$ como una función de distribución normal, y haciendo $m = 0$ y $\sigma = 1$ tenemos que la función de densidad de probabilidad normal estándar es

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-x^2/2} \quad (2.32)$$

Donde

$$x = \frac{Q_i - m_U}{\sigma_U} \quad (2.33)$$

Basándonos en las ecuaciones anteriores, la ecuación 2.29 de máxima verosimilitud se puede expresar de la siguiente manera

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^{ns} \varphi \left[\frac{Q_i - m_U(y_i|\alpha)}{\sigma_U(y_i|\alpha)} \right] \prod_{j=ns+1}^n \left[1 - \Phi \left(-\frac{m_U(y_j|\alpha)}{\sigma_U(y_j|\alpha)} \right) \right] \quad (2.34)$$

En esta ecuación, $\Phi(\cdot)$ es la función de distribución normal estándar acumulada, la cual se aproximó por medio del siguiente polinomio (Abramowitz, M., Stegun, I.A., 1964).

$$\Phi(x) = 1 - \varphi(x)(a_1 t + a_2 t^2 + a_3 t^3) + e(x) \quad (2.35)$$

Donde

$$t = \frac{1}{1 + px} \quad (2.36)$$

$$p = 0.33267$$

$$a_1 = 0.4361836$$

$$a_2 = -0.1201676$$

$$a_3 = 0.9372980$$

$$|e(x)| < 1 \times 10^{-6}$$

2.6.3 Funciones de confiabilidad sísmica

Con base en la ecuación 2.34, podemos decir que la confiabilidad de un sistema perteneciente a la familia cubierta por el conjunto de datos considerados puede calcularse como

$$\Phi \left(-\frac{m_U(y)}{\sigma_U(y)} \right) \quad (2.37)$$

Donde la relación de los valores de $m_U(y)$ y $\sigma_U(y)$ que son la media y desviación estándar, representa el índice de confiabilidad de Cornell $\beta(y)$.

Los índices $\beta(y)$ pueden ser expresados como una función en términos de la intensidad y o de la medida de su normalizada (μ) con respecto a la capacidad del sistema, como el valor esperado de la demanda de ductilidad correspondiente a un sistema de referencia simplificado.

3.- DISEÑO Y ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

3.1 METODOLOGÍA GENERAL PARA EL ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

Se describe a continuación el procedimiento que se realizó para el diseño y análisis de los sistemas estructurales que se consideraron en este estudio, tomando en cuenta los valores de diseño, propiedades de materiales, cargas actuantes mencionados en la sección 3.3.1.

- Hacer el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales del edificio que para el caso de marcos convencionales son (columnas y vigas) y para el caso de sistemas duales (columnas, vigas y muros). Para realizar este diseño se utilizó el programa de análisis y diseño ECOgcW (Corona, G., 2004). Se consideran acciones permanentes y acciones variables que actúen en la estructura de acuerdo al uso que tendrá el edificio, para determinar las cargas de diseño se hace de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004).
- Obtener las fuerzas sísmicas laterales reducidas del sistema a partir del espectro elástico, para lo cual se utiliza las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTCS, 2004). Ver figura 3.1.

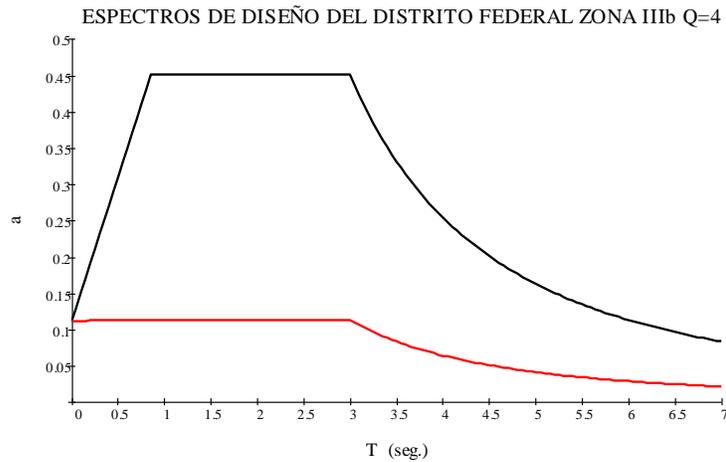


Figura 3. 1 Espectros Elástico y Reducido de Diseño del Distrito Federal Zona IIIb Q=4

- Realizar el diseño sísmico hasta encontrar la configuración geométrica de los elementos que cumplan con las demandas de desplazamientos y distorsiones máximas establecidas en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTCS, 2004).
- Diseñar los elementos estructurales del edificio, en este caso el programa ECOgcW (Corona, G., 2004) realiza el diseño de los elementos columnas y vigas. Para el diseño de los muros de concreto se realiza conforme el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004), en la sección 3.3.2 se describen los aspectos importantes de este diseño.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS ESTUDIADOS

El algoritmo descrito anteriormente se aplicó para el diseño de ocho edificios divididos en dos grupos principalmente: los sistemas a base de marcos convencionales y los sistemas duales (marcos + muros de cortante). De los primeros se analizaron dos edificios de 10 niveles y de los duales se estudiaron dos edificios de 10,15 y 20 niveles.

La configuración general en planta de todos los sistemas se muestra en la figura 3.2, en la que se observa que las estructuras se mantienen constantes con tres crujiás y la misma dimensión (5m) en un sentido, mientras que en el otro sentido el número y dimensión de las crujiás es variable. El análisis de respuesta de los sistemas se realizó en el sentido donde el número y dimensión de las crujiás es variable. Además se distingue que en los sistemas duales los muros se colocan en los marcos externos dentro de la crujiá central. La Tabla 3.1 muestra el resumen de los datos generales y las dimensiones (en el sentido variable) de la configuración de los casos estudiados.

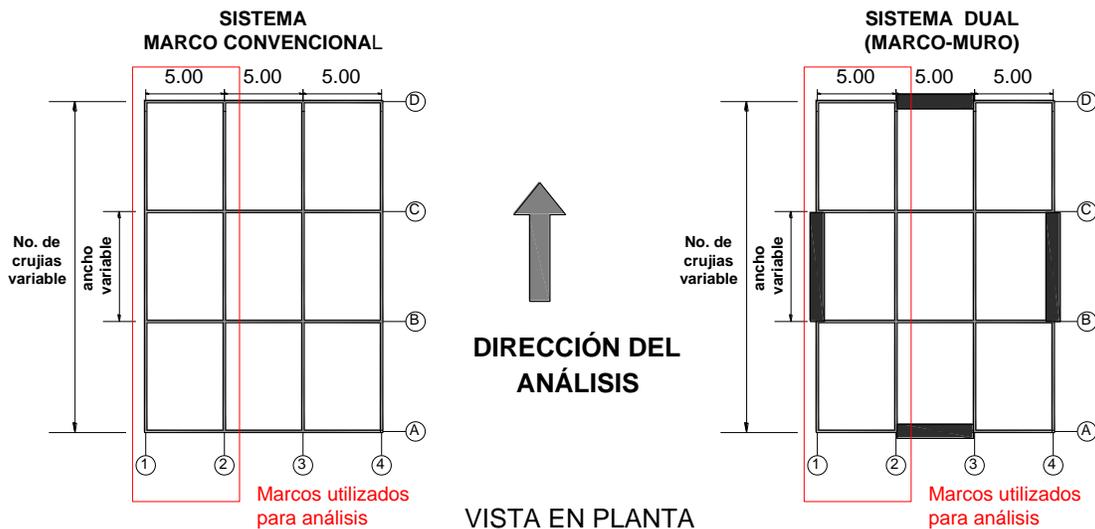


Figura 3. 2 Configuración general en planta de los sistemas estructurales estudiados

Con base en el diseño de las estructuras se obtienen las propiedades geométricas y de carga de los sistemas. Para su análisis, los edificios se modelaron de manera parcial tomando un marco externo y uno central en la dirección del análisis, los que se unieron a través de elementos armadura que proporcionan suficiente rigidez para que se desplacen horizontalmente de la misma forma. Se muestran en la siguiente sección las figuras de los casos estudiados con su modelo utilizado para su análisis.

Tabla 3. 1 Configuración general de los casos estudiados

Sistema Estructural	Designación	Niveles N	Altura Entrepiso Hi (m)	Altura Total H (m)	Ancho edificio B (m)	Esbeltez H/B	No. Crujías Ncr	Ancho crujía Acr(m)
Sistema Marco Convencional	SMC1	10	3.5	35.0	10	3.50	2	5.00
	SMC2	10	3.5	35.0	25	1.40	4	6.25
Sistemas Duales	SMM1	10	3.5	35.0	10	3.50	2	5.00
	SMM2	10	3.5	35.0	25	1.40	4	6.25
	SMM3	15	3.5	52.5	15	3.50	3	5.00
	SMM4	15	3.5	52.5	25	2.10	4	6.25
	SMM5	20	3.5	70.0	20	3.50	3	6.67
	SMM6	20	3.5	70.0	30	2.33	4	7.5

3.2.1 Sistemas a base de marcos convencionales

Los sistemas a base de marcos convencionales trabajados son dos edificios (SMC1 y SMC2) de concreto reforzado de 10 niveles cuya configuración completa y su modelado utilizado para el análisis se observa en las figuras 3.3 y 3.4.

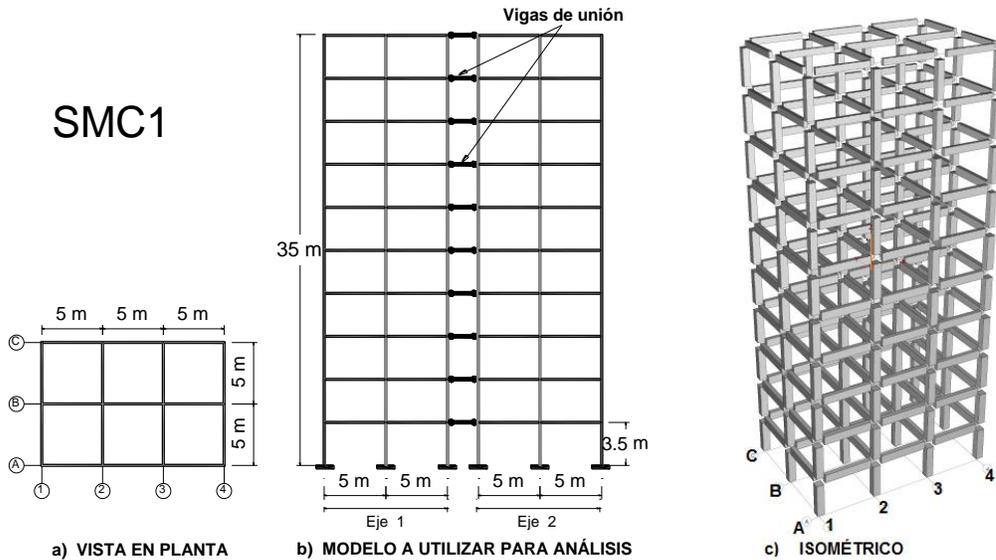


Figura 3. 3 Sistema marco convencional SMC1

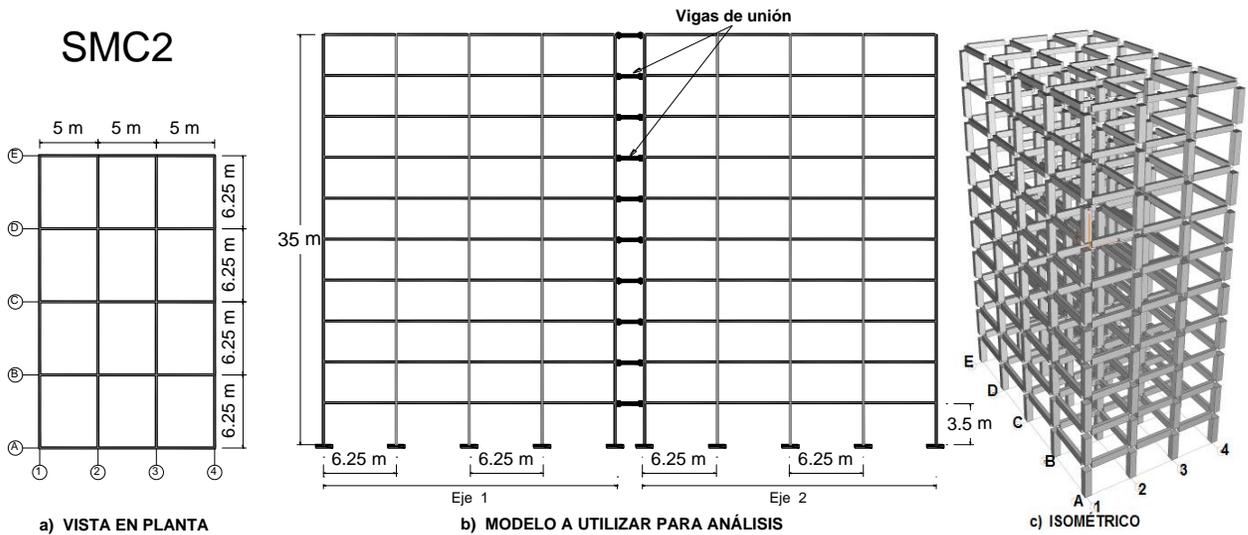


Figura 3. 4 Sistema marco convencional SMC2

3.2.2 Sistemas duales (marcos + muros de cortante)

Los sistemas duales examinados son seis edificios que constan de marcos y muros de concreto; dos de 10 niveles (SMM1 y SMM2), dos de 15 niveles (SMM3 y SMM4) y dos de 20 niveles (SMM5 y SMM6). La configuración completa de los edificios duales de 10 niveles se observa en las figuras 3.5 y 3.6.

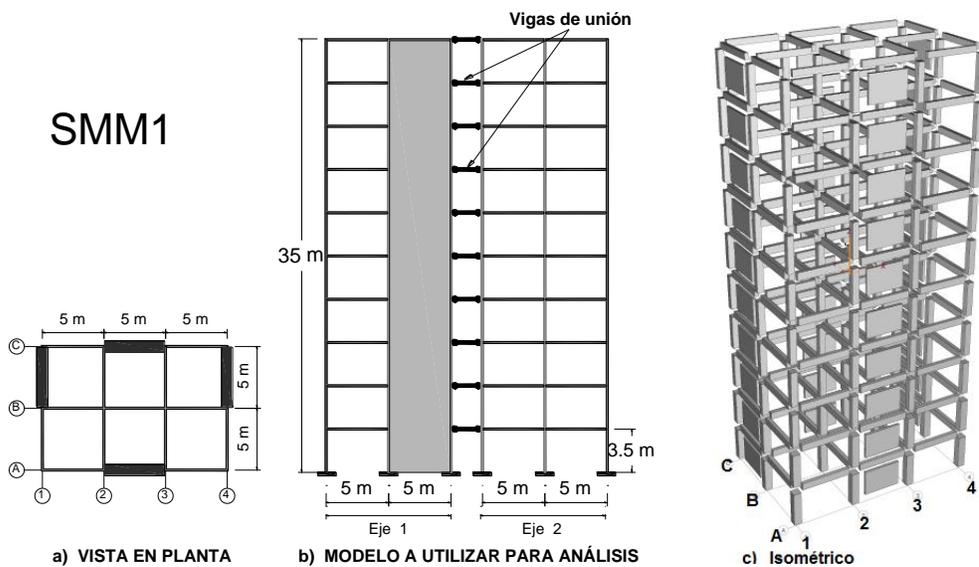


Figura 3. 5 Sistema dual SMD1

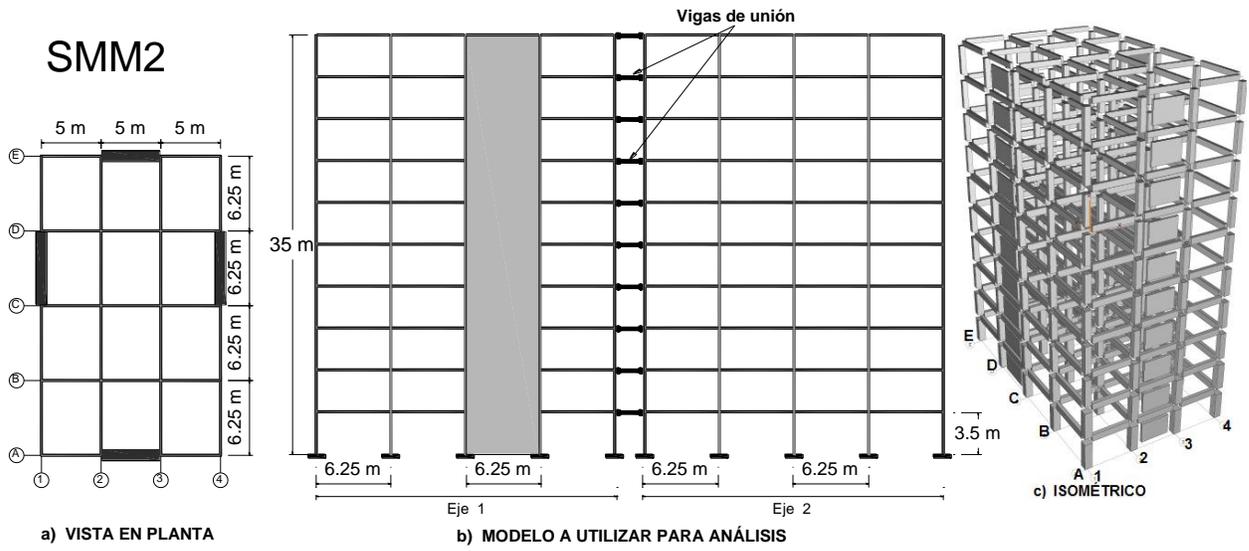


Figura 3. 6 Sistema dual SMD2

En las figuras 3.7 y 3.8 se muestran la configuración de sistemas duales de 15 niveles.

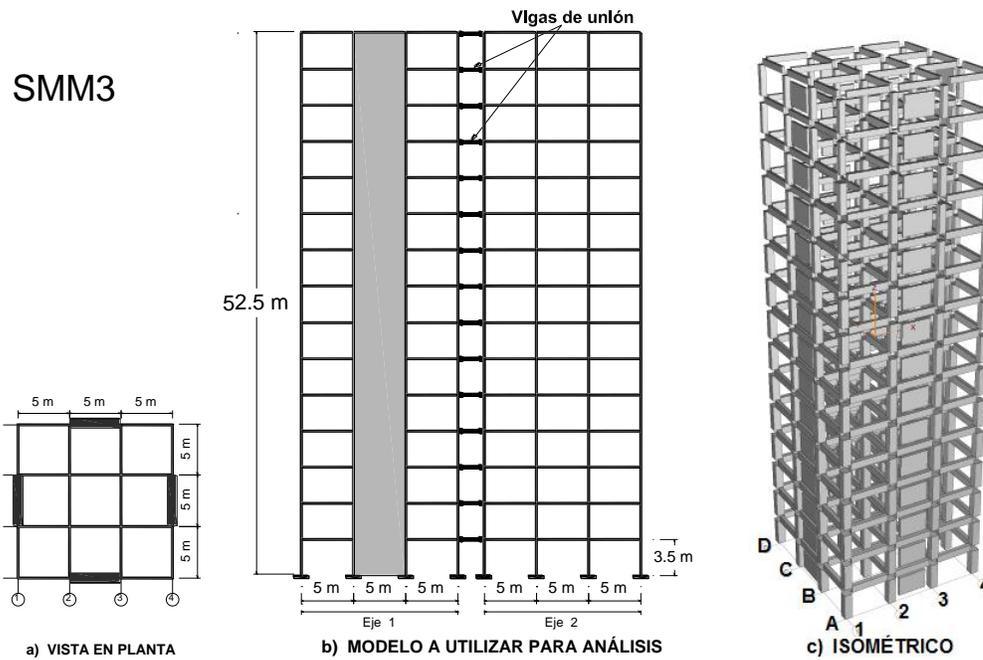


Figura 3. 7 Sistema dual SMD3

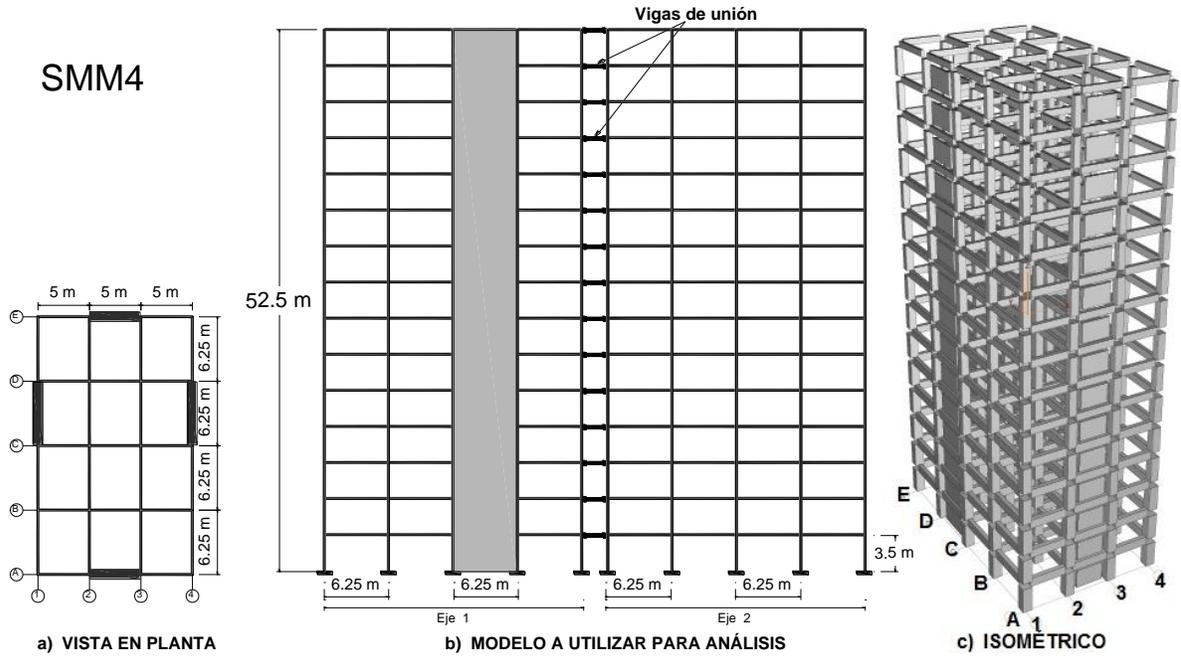


Figura 3. 8 Sistema dual SMD4

Los sistemas duales de 20 niveles y su configuración se encuentran en las figuras 3.9 y 3.10.

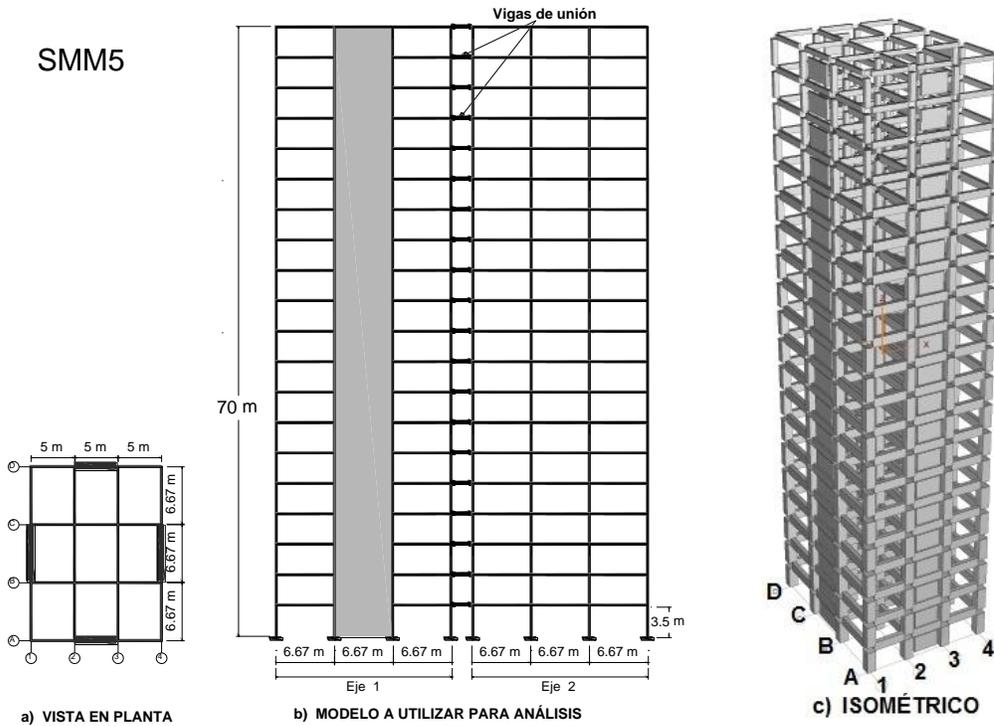


Figura 3. 9 Sistema dual SMD5

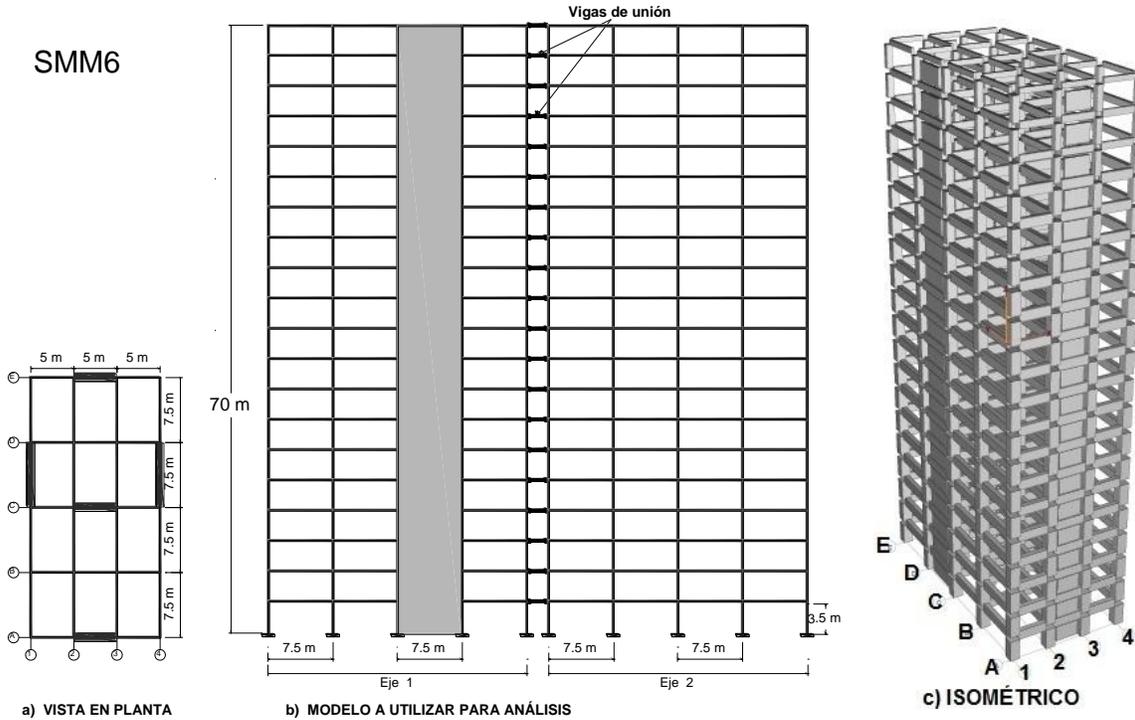


Figura 3. 10 Sistema dual SMD6

3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

3.3.1 Diseño de sistemas estructurales utilizados

Los edificios se analizaron y diseñaron de acuerdo con Reglamento de Construcciones del distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias. Se consideró que los edificios se encuentran desplantados en la zona del valle de México de terreno compresible (Zona IIIb) y se considera un edificio tipo *B* para uso de oficinas. El factor de comportamiento sísmico supuesto es de $Q = 4$ y no se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura.

Las propiedades de los materiales utilizados en el diseño de los elementos son: para el concreto una resistencia a la compresión de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un modulo de elasticidad de $E_c = 14000\sqrt{f'_c} = 2.21 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$ para concreto clase 1, y para el acero un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad de $E_s = 2.0 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Los valores considerados de las acciones actuantes en el edificio son la carga muerta $WM = 610 \text{ kg/m}^2$, carga viva instantánea $Wa = 180 \text{ kg/m}^2$ y la carga viva máxima de $Wm = 180 \text{ kg/m}^2$. Para este caso los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos no excederán 0.012 la diferencia de elevaciones.

Para el diseño estructural se consideraron todos los requisitos marcados en las Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, 2004). Las principales consideraciones son:

- Los edificios se diseñaron con el criterio de marcos dúctiles
- Se cumplieron los requisitos de dimensionamiento para tener columnas y vigas dúctiles; los factores de resistencia a flexión y cortante de vigas son 0.9 y 0.8 respectivamente.
- Las columnas se diseñaron a flexo-compresión con un factor de resistencia de 0.7.
- Se revisaron las cuantías de acero mínimo de vigas y columnas, además se consideraron los criterios de armado por confinamiento.

3.3.2 Diseño de muros estructurales

El diseño de los muros de los sistemas duales se llevó a cabo conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 2004). Dichos muros se consideraron actuando a flexión, su relación de esbeltez es $H/L \geq 2$ y cuentan con elementos de refuerzo. Se describe a continuación el procedimiento que se siguió para su diseño tomando en cuenta la base teórica de la sección 2.2.2.4.

- Se estima el ancho del muro por medio de la ecuación 3.2 y los elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural realizado en ECOgcW (Corona, G., 2004). Los elementos de refuerzo tienen la sección y armado de las columnas obtenidas del diseño estructural.

$$V_u < 2F_R L t \sqrt{f_c^*} \quad (3.1)$$

- Se obtienen, conforme a lo descrito en la sección 2.2.2.3, las fuerzas de tensión y compresión que equilibran la sección del muro (ecuaciones 2.9 y 2.10), por medio de los elementos mecánicos que actúan en los muros. A partir de estas fuerzas se obtiene el acero longitudinal de los elementos de refuerzo, considerando a estos como columnas cortas (ecuaciones 2.11 y 2.12).
- La cantidad de acero transversal para confinar el acero longitudinal se realiza a través de las ecuaciones 2.13a y b, en ambas direcciones.
- Se realiza el cálculo de fuerza cortante por contribución del concreto del muro, considerando que $H/L \geq 2$, para lo cual se utilizan la ecuación 2.14 y 2.15 (dependiendo de la cuantía). Para obtener la fuerza cortante que toma el acero, se calculan las cuantías en la dirección paralela y perpendicular a la fuerza cortante de diseño con las ecuaciones 2.16 y 2.17 respectivamente. Posteriormente se calculan las separaciones de este refuerzo con las expresiones siguientes.

$$\rho_m = \frac{A_{vm}}{s_m t} \quad \rho_n = \frac{A_{vn}}{s_n t} \quad (3.2, 3.3)$$

3.3.3 Propiedades de las diagonales equivalentes

Para realizar los análisis de los sistemas duales por medio del programa RUAUMOKO (Carr, A., 2000), los muros de cortante se representaron a través de diagonales equivalentes y para obtener sus propiedades mecánicas se realizó el proceso que se describe en seguida tomando como fundamento lo descrito en la sección 2.2.2.4.

- Primeramente se calcula el diagrama de momento *vs* rotación de cada muro en conjunto con sus columnas laterales, utilizando las secciones resultantes del diseño estructural previo. Para realizar los diagramas se utilizó el programa Biax (Wallace, J., 1989). Ayudándonos en este diagrama se realiza la representación de fuerza *vs* rotación para el conjunto (muro y columnas).
- Con base en el criterio de equivalencia en términos de la aportación a la rigidez en flexión del muro, dada la configuración mostrada en la figura 2.6, se obtiene, por medio de los valores de momento del diagrama anterior (mediante las ecuaciones 2.5 y 2.4), el diagrama de fuerza *vs* rotación de las diagonales.
- Se superponen los diagramas de fuerza *vs* rotación del conjunto y de las diagonales, la diferencia de fuerzas en el punto de fluencia de los dos diagramas es la fuerza que toman las columnas.
- Considerando el criterio de equivalencia basado en la rigidez de deformaciones en cortante se calcularon las rigideces de las diagonales equivalentes de todos los muros, basándose en la ecuación 2.23.

3.4 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LOS SISTEMAS DISEÑADOS

La representación geométrica de los elementos que componen los edificios considerados se presenta en la tabla 3.2, donde se muestran las dimensiones de las columnas y vigas para los sistemas de marcos convencionales (SMC1 y SMC2) y la tabla 3.3 para los sistemas duales (SMM1, SMM2, SMM3, SMM4, SMM5, SMM6) se añaden los anchos del muro. Estas medidas son el resultado del proceso de diseño descrito en la sección 3.1.

Tabla 3. 2 Configuración geométrica de elementos en sistemas de marcos convencionales

Sistema Elemento	SMC1		SMC2	
	Nivel	Sección	Nivel	Sección
Columnas (m)	1-6	0.60 X 0.60	1-6	0.70 X 0.70
	7-10	0.50 X 0.50	7-10	0.65 X 0.65
Trabes (m)	1-2	0.35 X 0.70	1-5	0.35 X 0.70
	3-5	0.35 X 0.65	6	0.35 X 0.65
	6-7	0.30 X 0.65	7	0.30 X 0.60
	8	0.30 X 0.55	8	0.30 X 0.55
	9	0.25 X 0.50	9-10	0.25 X 0.50
	10	0.25 X 0.45		

Tabla 3.3 Configuración geométrica de elementos estructurales en sistemas de duales

Sistema Elemento	SMM1		SMM2		SMM3	
	Nivel	Sección	Nivel	Sección	Nivel	Sección
Columnas (m)	1-2	0.60 X 0.60	1-2	0.75 X 0.75	1-6	0.80 X 0.80
	3-6	0.50 X 0.50	3-6	0.60 X 0.60	7-10	0.70 X 0.70
	7-10	0.45 X 0.45	7-10	0.50 X 0.50	11-13	0.60 X 0.60
					14-15	0.50 X 0.50
Trabes (m)	1-5	0.30 X 0.55	1-2	0.35 X 0.70	1-5	0.40 X 0.75
	6-7	0.30 X 0.60	3-6	0.35 X 0.65	6-8	0.35 X 0.75
	8	0.30 X 0.50	7	0.30 X 0.60	9-10	0.35 X 0.70
	9	0.25 X 0.50	8	0.30 X 0.55	11	0.30 X 0.70
	10	0.25 X 0.45	9-10	0.25 X 0.50	12-13	0.30 X 0.60
					14-15	0.25 X 0.55
Muros x,y (cm)	1-5	0.20,0.20	1-5	0.20,0.25	1-5	0.30,0.30
	6-10	0.15,0.15	6-10	0.15,0.20	6-10	0.25,0.25
					11-15	0.20,0.20
Sistema Elemento	SMM4		SMM5		SMM6	
	Nivel	Sección	Nivel	Sección	Nivel	Sección
Columnas (m)	1-3	1.00 X 1.00	1-6	1.10 X 1.10	1-7	1.25 X 1.25
	4-6	0.90 X 0.90	7-10	1.00 X 1.00	8-15	1.20 X 1.20
	7-10	0.80 X 0.80	11-12	0.90 X 0.90	15-17	1.00 X 1.00
	11-13	0.70 X 0.70	13-14	0.80 X 0.80	18-20	0.70 X 0.70
	14-15	0.60 X 0.60	15-17	0.70 X 0.70		
			18-20	0.55 X 0.55		
Trabes (m)	1-5	0.45 X 0.95	1-11	0.50 X 1.10	1-6	0.60 X 1.20
	6-8	0.40 X 0.80	12-14	0.50 X 1.05	7-14	0.65 X 1.20
	9-11	0.40 X 0.75	15	0.50 X 1.00	15-17	0.60 X 1.10
	12-13	0.30 X 0.65	16	0.40 X 0.85	18-19	0.40 X 0.75
	14-15	0.30 X 0.60	17	0.35 X 0.75	20	0.30 X 0.60
			18	0.30 X 0.65		
			19	0.30 X 0.60		
			20	0.25 X 0.50		
Muros x,y (cm)	1-5	0.35,0.30	1-5	45,35	1-5	0.55,0.50
	6-10	0.30,0.25	6-10	40,30	6-10	0.50,0.45
	11-15	0.25,0.20	11-15	35,25	11-15	0.35,0.40
		16-20	30,20	16-20	0.30,0.35	

4.- ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

4.1 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS

4.1.1 Análisis probabilístico de los sistemas estructurales estudiados

El análisis probabilístico se llevó a través de un algoritmo de simulación de Monte Carlo.

- Se hacen simulaciones de sistemas estructurales basados en un conjunto de incertidumbres de cargas y propiedades mecánicas.
- Se asigna aleatoriamente un acelerograma del conjunto de ellos (figura 4.1) a cada sistema estructural simulado.
- Se realiza la respuesta dinámica para cada sistema estructural simulado y su respectivo acelerograma, los resultados de estos análisis son para determinar los valores de $Q = LnI_{RRS}$.
- Se estiman las funciones de densidad de probabilidad de la intensidad correspondiente a los valores de Q .

4.1.1.1 Simulación de Estructuras

Considerando lo expuesto en la sección 2.4, para conocer la respuesta adecuada de un sistema, en confiabilidad estructural, es necesario conocer las propiedades reales de la estructura e incluir las incertidumbres en sus propiedades mecánicas y de carga. Debido a esto se simularon 50 estructuras para cada caso de estudio, considerando las incertidumbres antes mencionadas. Esta tarea se realizó con ayuda del programa SIMESTRU (Alamilla, J., 2001). El programa opera bajo los criterios de simulación de Monte Carlo y considera ciertas incertidumbres mecánicas de las estructuras y las relacionadas con su excitación externa, con esto es posible tener una buena estimación de la distribución probabilística de la respuesta estructural.

4.1.1.2 Temblores

Para el análisis de confiabilidad se toma una familia de temblores en dirección EW para el sitio SCT, los cuales se obtienen utilizando el método de simulación de temblores que desarrolló Ismael y Esteva (2006) y que se explicó en la sección 2.3.

En la figura 4.1 se muestran el conjunto de 386 espectros de respuesta lineales de pseudo-aceleración de los sismos simulados con 5% de amortiguamiento crítico. Los sismos fueron asignados de manera aleatoria a cada una de las estructuras con propiedades medias y simuladas.

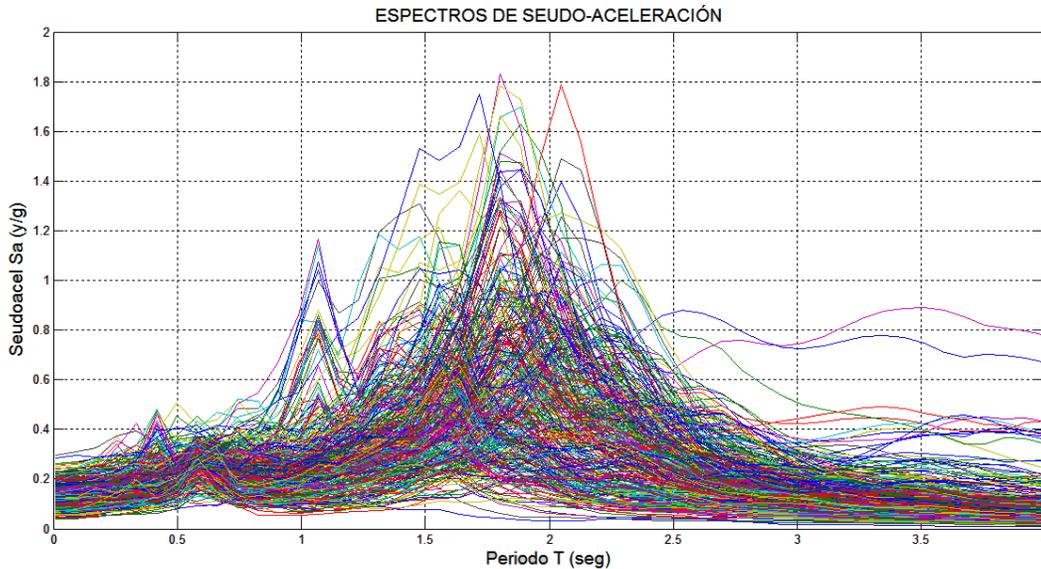


Figura 4. 1 Espectros de seudo-aceleración para registros sintéticos

Intensidad sísmica del espectro de aceleración

Se toma como medida de la intensidad sísmica (S_a), el valor de la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura para un porcentaje de amortiguamiento del 5% del crítico. En este texto la intensidad se representa como y , y se define como la relación de S_a/g donde g es la aceleración de la gravedad.

Intensidad sísmica normalizada

Se define la intensidad normalizada como:

$$\mu = \frac{S_a W}{g V_y} \quad (4.1)$$

Donde

S_a , ordenada del espectro de seudo-aceleración para el periodo natural del sistema de interés.

W , peso del marco utilizado para el análisis

g , aceleración de la gravedad

V_y , cortante de fluencia, determinada mediante un ajuste bilineal de la curva de capacidad del marco utilizado para análisis.

Con la finalidad de representar las funciones de confiabilidad respecto a la medida normalizada de la intensidad (μ), después de tener los valores de la intensidad de la sección anterior, se multiplican por el factor (W/V_y) que denotan el peso y el cortante de fluencia del sistema calculado a partir de un ajuste bilineal de los valores obtenidos de un análisis estático lateral no lineal (ver figura 4.2b). Los valores del peso del edificio y el cortante de fluencia se calculan para el edificio con propiedades medias.

Todas las gráficas presentadas en este texto que involucren a la intensidad se presentarán con el valor de intensidad normalizada (μ).

4.1.2 Metodología de evaluación de la confiabilidad de los sistemas estructurales estudiados

Se describe a continuación el procedimiento que se realizó para obtener las funciones de confiabilidad de los sistemas estructurales que se consideraron en este estudio, tomando en cuenta las bases teóricas mencionadas en la sección 2.7.

- Efectuar un análisis estático lateral no lineal o pushover para conseguir la rigidez tangente inicial (K_0) de todos los casos de estudio y sus simulaciones. Ver figura 4.2.
- Realizar un análisis de respuesta dinámico paso a paso para encontrar el valor de la rigidez lateral secante (K) cuando alcanza su máxima distorsión lateral. Ver figura 2.10.
- Obtener las ordenadas de los espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones de cada acelerograma a través del periodo de la estructura, las cuales denotaremos como intensidad (y). Logrados estos valores, se calculan las intensidades normalizadas con base a lo visto en la sección 4.1.1.2.
- Se generan para todos los sistemas estructurales estudiados gráficas donde se muestren los valores de las intensidades normalizadas (μ) y el valor Q definido como el su logaritmo natural del índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}).
- Se encuentra el primer y segundo momento estadístico de los pares de valores (Q_i, μ) ($|Q_i - m_U|, \mu$) y se ejecuta un ajuste con el criterio de máxima verosimilitud para cada conjunto de valores.
- Se obtienen los valores del índice β para graficar las funciones de confiabilidad del sistema considerado, donde el eje de las abscisas es la intensidad normalizada (μ) y en las ordenadas la variable β .

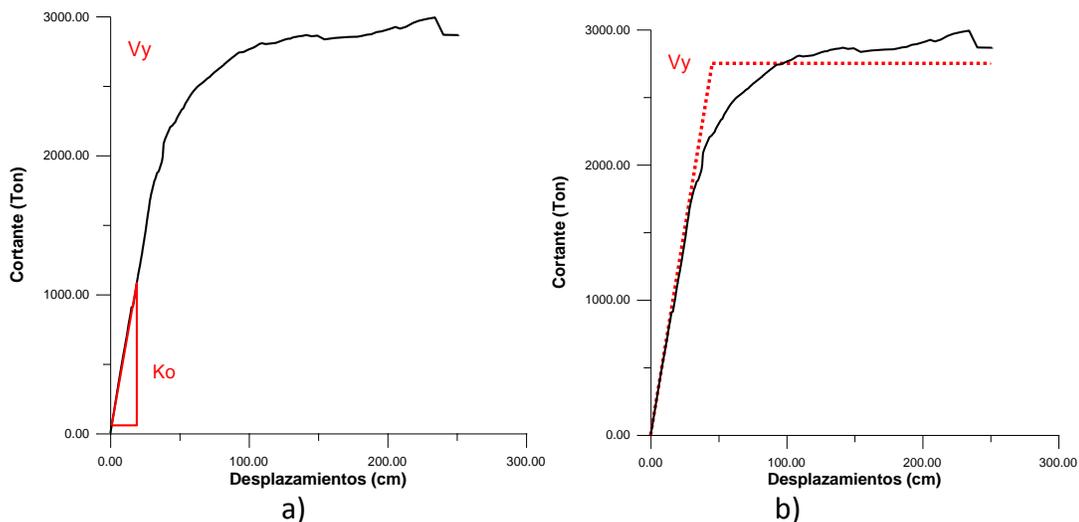


Figura 4. 2 Análisis pushover cortante vs desplazamiento y ajuste bilineal

4.2 ANÁLISIS DE RESPUESTA

Las estructuras simuladas se ensayaron estructuralmente por medio de los análisis:

- a) Análisis estático lateral no lineal o pushover
- b) Análisis dinámico no lineal paso a paso

Los dos tipos de análisis se realizaron con la ayuda del programa RUAUMOKO 2D (Carr, A., 2000) en el que se agregó el modelo Takeda modificado para la de degradación de rigidez y el modelo de degradación de resistencia descrito en la sección 2.5.

4.2.1 Análisis estático lateral no lineal o pushover

Es un proceso que nos permite determinar la resistencia de una estructura y su capacidad de deformación. Un aspecto importante en la aplicación de este método es la construcción de la curva de capacidad de la estructura la cual se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga laterales F_i predefinidas, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso o el colapso en la estructura. Con el incremento en la magnitud de la carga se encuentran los modos de falla y la secuencia de daño, además de evaluar su resistencia lateral y estimar la ductilidad de la estructura.

Es una herramienta muy útil para realizar un diseño por desempeño. Algunas de las simplificaciones en que se basa este análisis es que se consideran fallas dúctiles con lo que se forma un mecanismo de colapso por la aparición de articulaciones plásticas. Además la respuesta de la estructura solo depende del primer modo y la distribución de las fuerzas laterales no cambia durante el análisis.

Este procedimiento se aplicó en los edificios estudiados empleando cargas laterales, las cuales se van incrementando hasta llevar a la estructura al colapso. En este caso el patrón de carga se generó suponiendo que la aceleración de la base es tipo lineal y ascendente, con la pendiente muy pequeña, con lo cual se originan fuerzas de inercia monotónicas crecientes que actúan sobre el sistema, las cuales varían en forma directamente proporcional a las masas con configuración lateral dada por la combinación de las máximas contribuciones modales.

Se obtuvieron las curvas de capacidad de todos los casos estudiados para las estructuras con propiedades medias y sus simulaciones, y se obtuvo la rigidez tangente inicial (K_0) para cada estructura, las cuales son indispensables para obtener las funciones de confiabilidad por medio del I_{RRS} . El K_0 se tomó como la pendiente de la curva cortante basal vs desplazamiento en el rango de comportamiento lineal. En la figura 4.2a se muestra una de las curvas obtenidas por medio del análisis pushover para un caso elegido. Se pueden observar las curvas de cada caso en el Anexo A1.

4.2.2 Análisis dinámico no lineal paso a paso

El empleo de métodos analíticos para estudiar estructuras no lineales que son sometidas a acelerogramas reales es un trabajo que requiere la descripción del sistema en todos los instantes dentro del periodo de estudio. La solución de un sistema de ecuaciones de equilibrio dinámico cuando se consideran efectos no lineales se complica ya que aunque la matriz de masa (m) es constante, las matrices de amortiguamiento (c) y de rigidez (k) cambian cuando se supera el límite elástico. Además se debe considerar que el sistema se somete a un acelerograma, de manera que la ecuación de movimiento es diferente para cada valor de aceleración.

Los análisis se llevaron a cabo con ayuda del programa RUAUMOKO (Carr, A., 2000) y los modelos de degradación de resistencia y rigidez mencionado en la sección 2.5, se realizaron las curvas de respuesta no lineal paso a paso de todos los casos estudiados, para las estructuras con propiedades medias y sus simulaciones. El otro término importante para la obtención de las funciones de confiabilidad por medio del I_{RRS} es la rigidez secante (K) de cada estructura, la cual se tomó como la pendiente de la relación $K = V/d_{max}$, es decir, cuando se presenta la distorsión lateral máxima. En la figura 2.10 se muestra una de las curvas obtenidas por medio de este análisis para un caso elegido. Se pueden observar las curvas de cada caso en el Anexo A1.

4.3 OBTENCIÓN DE ÍNDICE DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE (I_{RRS})

Tomando en cuenta la definición del I_{RRS} descrito en la sección 2.6.1, se obtuvieron los valores de este índice con los datos de rigideces calculados de los análisis pushover y paso a paso realizados en la sección anterior.

Las tablas de valores de K_0 y K para la obtención del I_{RRS} se muestran en el Anexo A3.

Se crearon para todos los casos de estudio, pares de valores μ y $Q = \ln(I_{RRS})$, para sistemas de marcos convencionales y para los sistemas duales de 10,15 y 20 niveles, donde los casos de colapso es en $Q = 0$. Se buscó que los valores de Q quedaran cerca del colapso lo que se conseguía escalando las excitaciones. En el anexo A3 se puede ver los factores de escala.

Como se mencionó anteriormente, el uso del Índice de Reducción de Rigidez Secante (I_{RRS}) en este texto se hace para la determinación del primer y segundo momento probabilístico de los pares de valores de (Q_i, μ) y $(|Q_i - m_U|, \mu)$, y para la determinación de las funciones de confiabilidad de los sistemas considerados, lo cual se describe a continuación.

4.4 MOMENTOS ESTADÍSTICOS CON EL CRITERIO DE MÁXIMA VEROSIMILITUD

Ya que se tienen los pares de valores de la intensidad normalizada (μ), y de su correspondiente índice logarítmico de daño $Q_i = q_i$ para cada sistema estudiado y sus 50 simulaciones, se procede a ordenar los datos de manera que tengamos dos grupos: los n_5 casos en que $Q < 0$ y el resto los de $Q = 0$ (colapso).

Haciendo un cambio de variable como se explica en la sección 2.6.1 y en este caso, la función de densidad de probabilidad de U se supone una función gaussiana con media (m_U) y desviación estándar (σ_U), cuyas formas están expresadas en función de (y) y están dadas por las ecuaciones 4.2 y 4.3 respectivamente.

Se introdujeron los pares de valores (q_i, μ) en la ecuación 4.6 y se desarrolló el criterio de máxima verosimilitud para encontrar los valores del vector α , cuyos parámetros son a, b, c y d (ecuaciones 4.2 y 4.3) que la maximizan. Los valores de estos parámetros para los edificios estudiados son presentados en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Valores de los parámetros del vector α

Sistema	Designación	Valores del vector α			
		a	b	c	d
Marco Convencional	SMC1	-0.13000	1.18069	0.26895	0.03966
	SMC2	-0.09000	1.00392	0.27408	0.03380
Duales	SMM1	-0.13548	0.76850	0.22329	0.02210
	SMM2	-0.01900	0.60099	0.24885	0.03222
	SMM3	-0.35000	1.05600	0.24574	0.02308
	SMM4	-0.26000	0.45664	0.18737	0.01756
	SMM5	-0.38000	0.92860	0.23739	0.02027
	SMM6	-0.31000	0.75000	0.17788	0.01765

Como resultado del análisis de máxima verosimilitud las funciones de ajuste del primer momento estadístico se obtuvieron de los pares de valores (q_i, μ), las cuales indican la probabilidad de colapso en $Q = 0$, y las funciones de ajuste del segundo momento de los pares de valores ($|q_i - m_U|, \mu$), donde el primer término es la diferencia entre el valor del índice logarítmico de daño y el valor medio expresado en valor absoluto.

De acuerdo con los valores de la tabla 4.1, para los edificios de marcos convencionales se presentan las figuras 4.3 y 4.4 de las funciones de ajuste del primer y segundo momento estadístico, ambas respecto a las intensidades normalizadas μ .

De igual manera, para los edificios de marcos duales se muestran las siguientes figuras en la que se muestran sus funciones de ajuste.

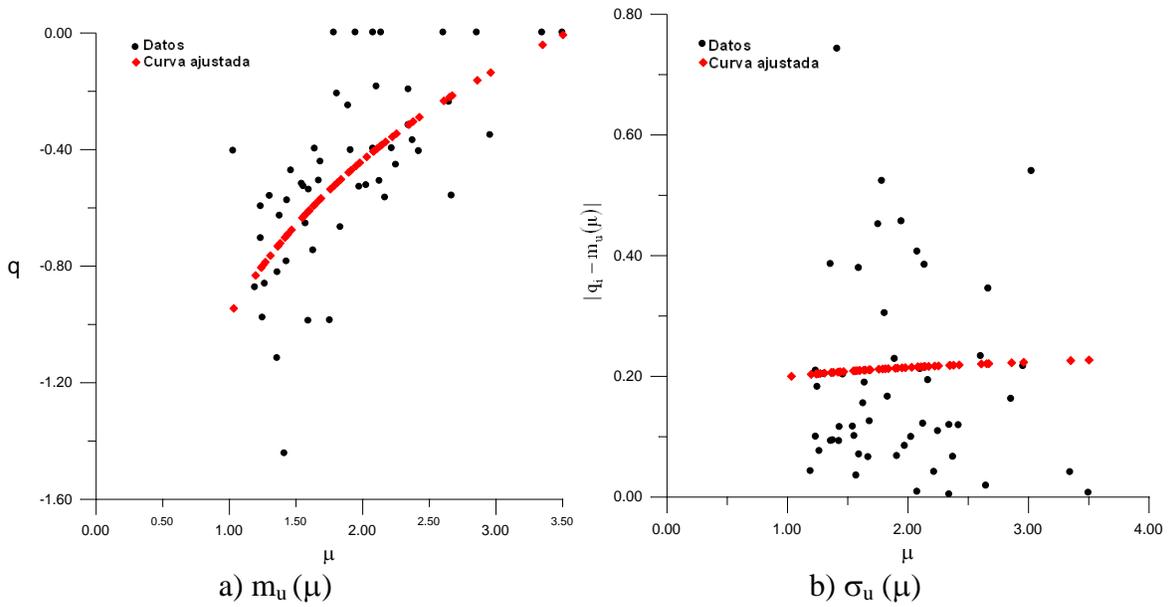


Figura 4. 5 Momentos estadísticos de μ . Sistema SMM1

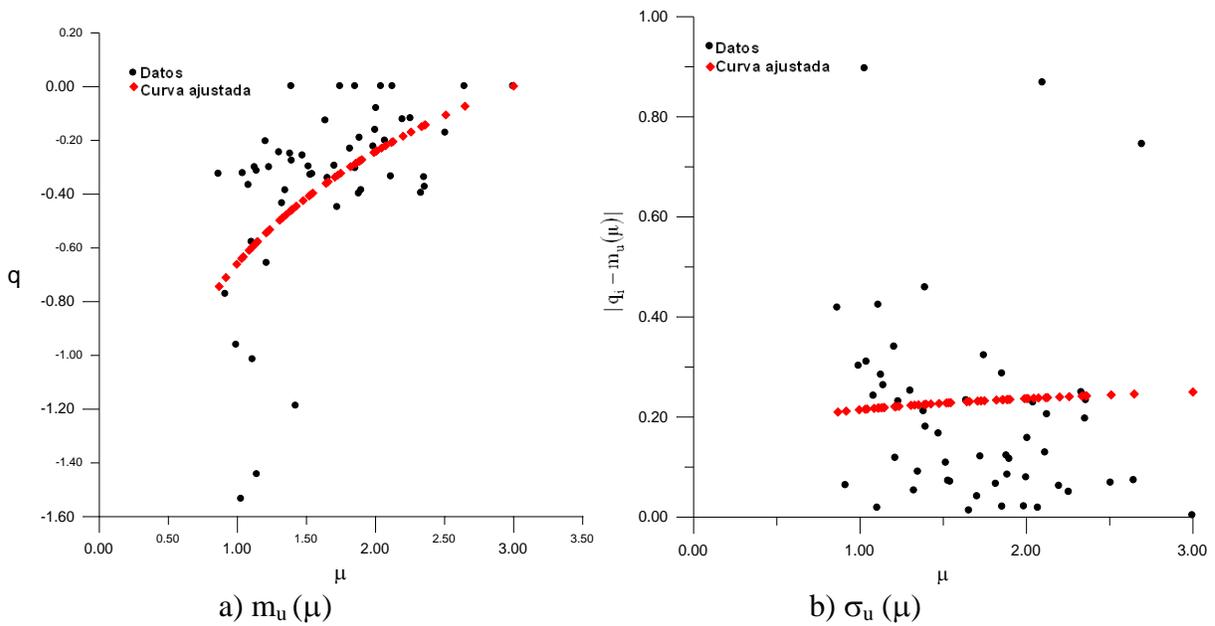


Figura 4. 6 Momentos estadísticos de μ . Sistema SMM2

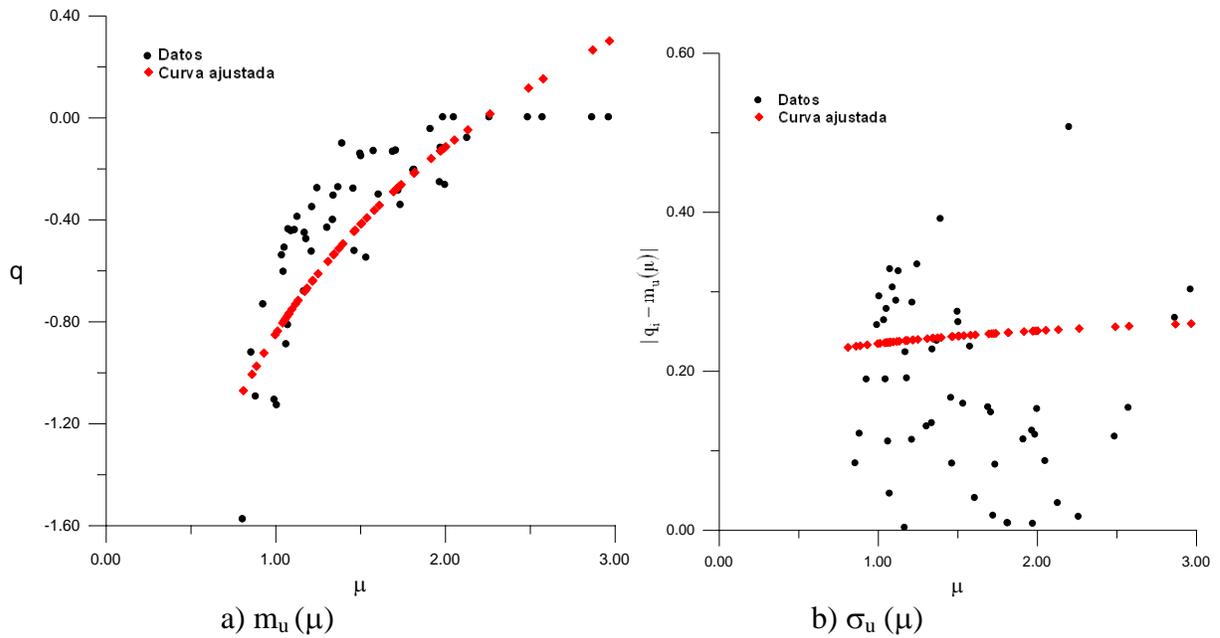


Figura 4. 7 Momentos estadísticos de μ . Sistema SMM3

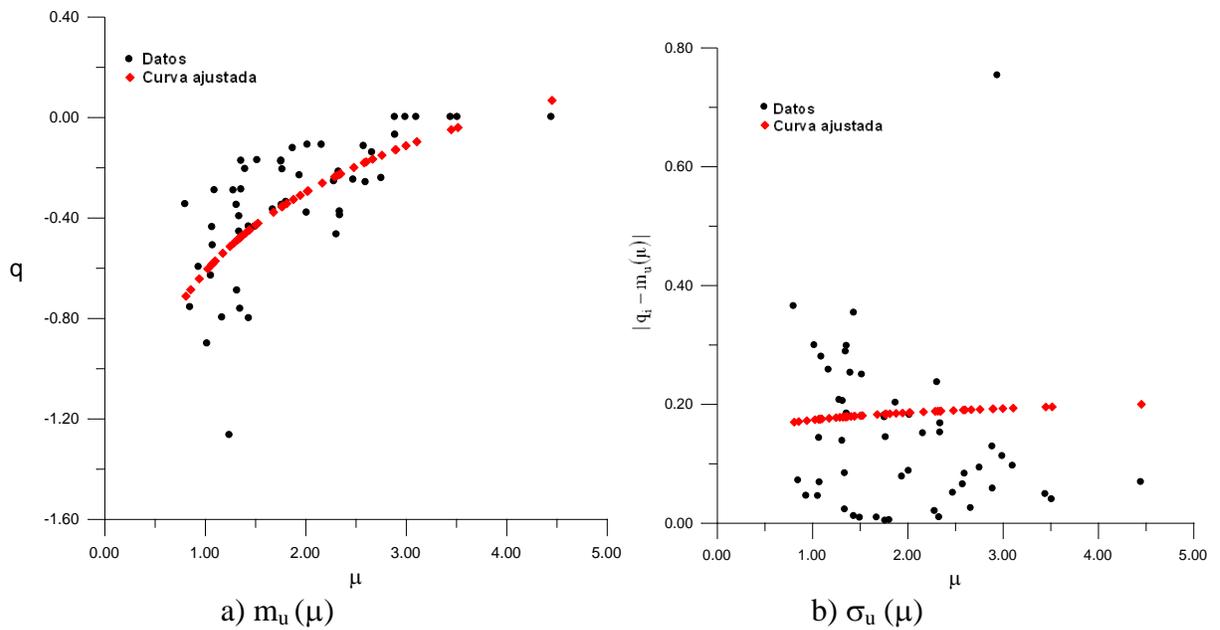


Figura 4. 8 Momentos estadísticos de μ . Sistema SMM4

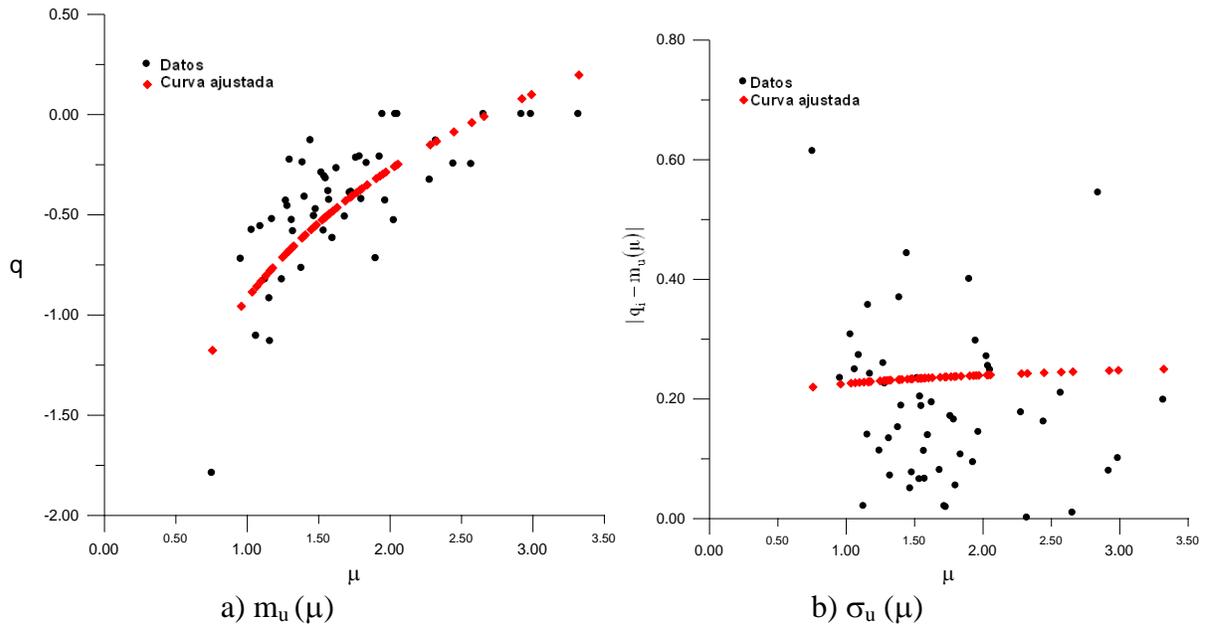


Figura 4. 9 Momentos estadísticos de μ . Sistema SMM5

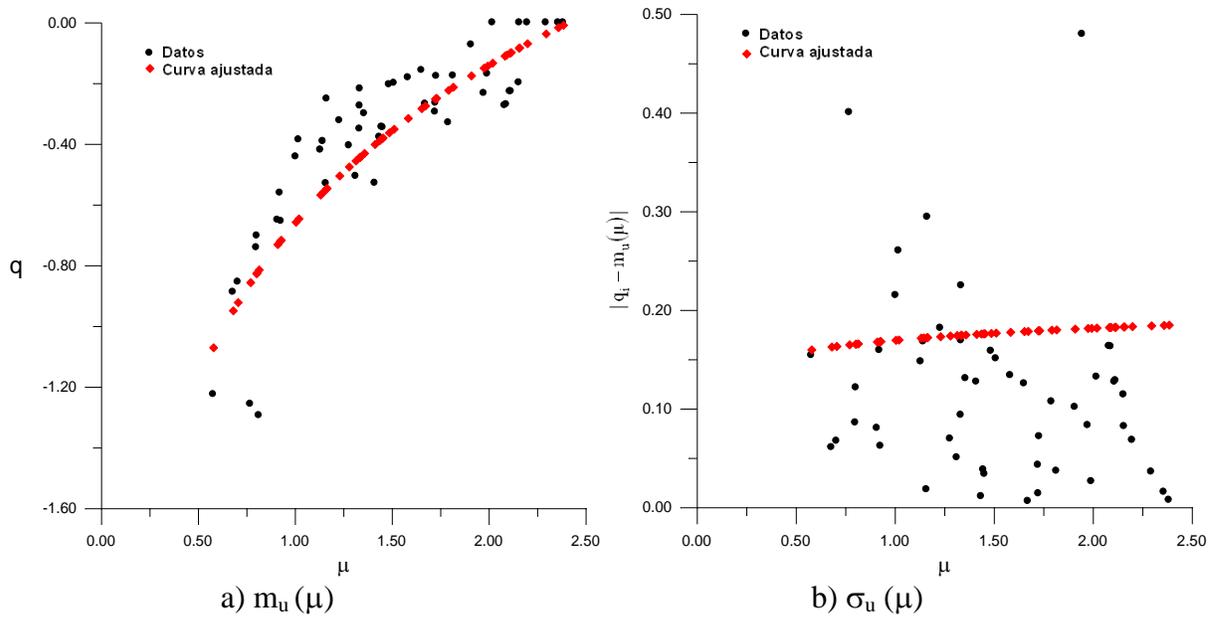


Figura 4. 10 Momentos estadísticos de μ . Sistema SMM6

4.5 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA PARA LOS SISTEMAS ESTUDIADOS

Tomando en cuenta lo descrito en la sección 2.3, el índice de confiabilidad sísmica $\beta(y)$ para cada sistema se calcula por medio de la ecuación siguiente

$$\beta = -\frac{m_U}{\sigma_U} \quad (4.5)$$

Las siguientes figuras muestran las gráficas de las funciones de confiabilidad de los ocho casos estudiados (marcos convencionales y duales). En las abscisas se representan las intensidades normalizadas (μ) y en las ordenadas los valores del índice de confiabilidad β .

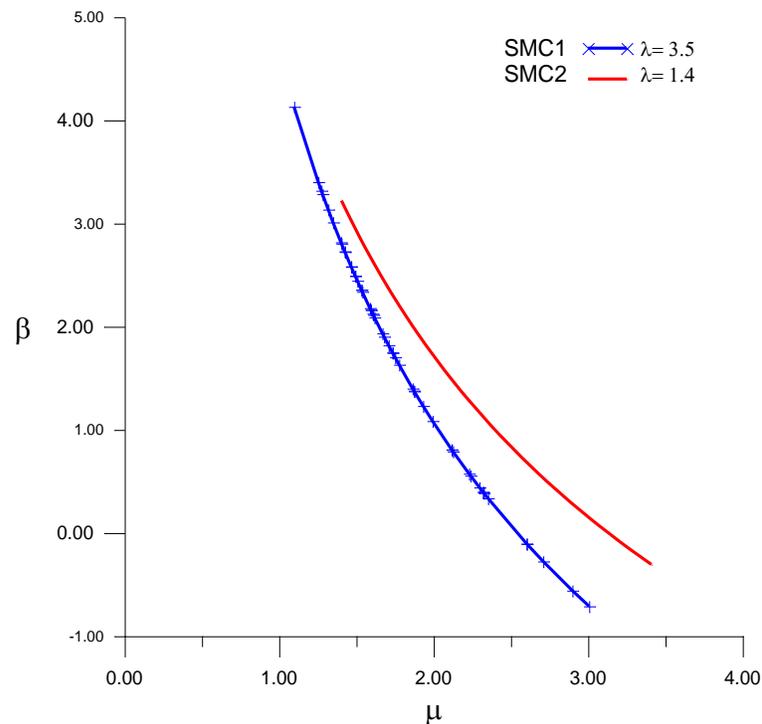


Figura 4. 11 Funciones de confiabilidad sísmica sistemas convencionales de 10 niveles SMC1, SMC2

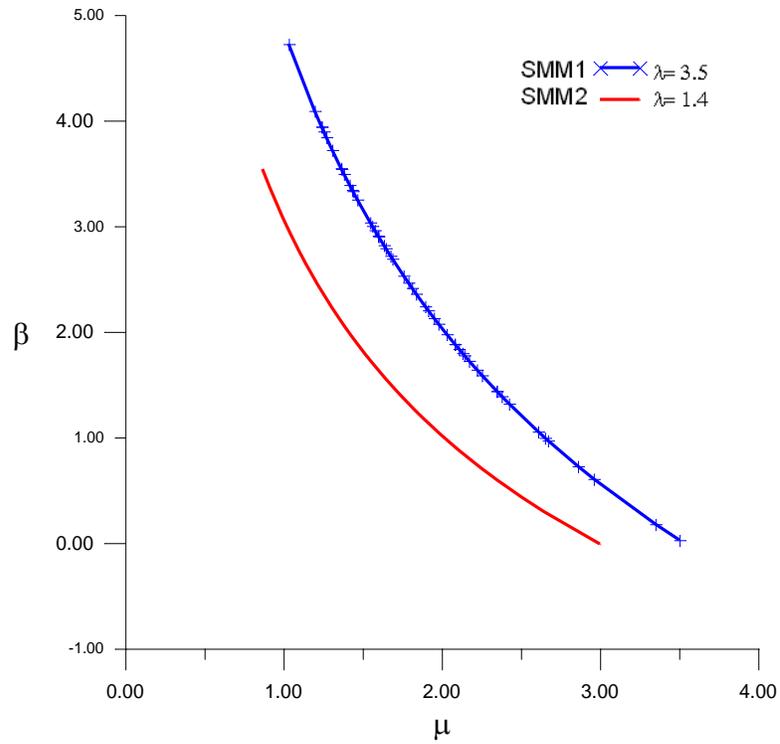


Figura 4. 12 Funciones de confiabilidad sísmica sistemas duales de 10 niveles SMM1, SMM2

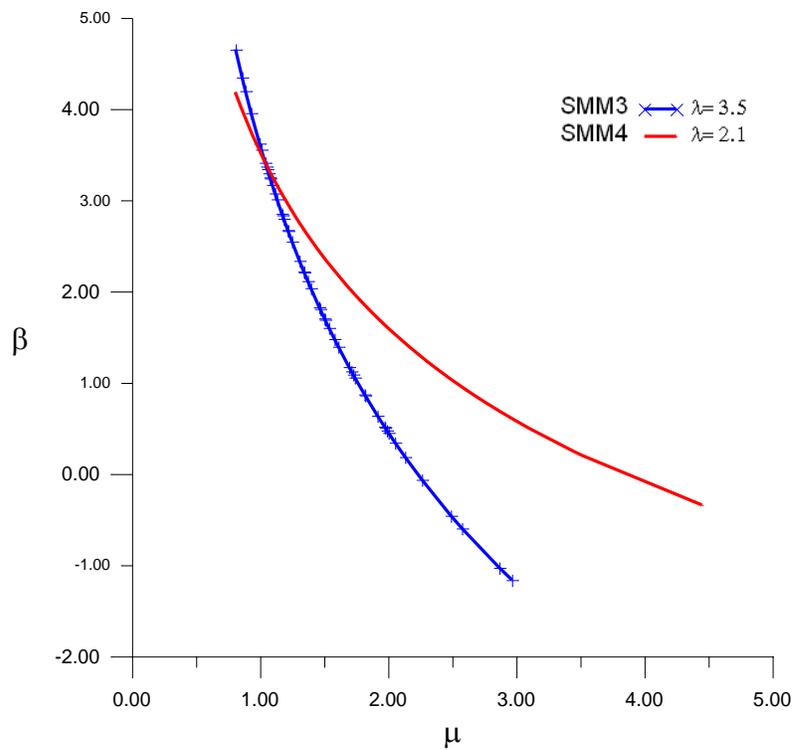


Figura 4. 13 Funciones de confiabilidad sísmica sistemas duales de 15 niveles SMM3, SMM4

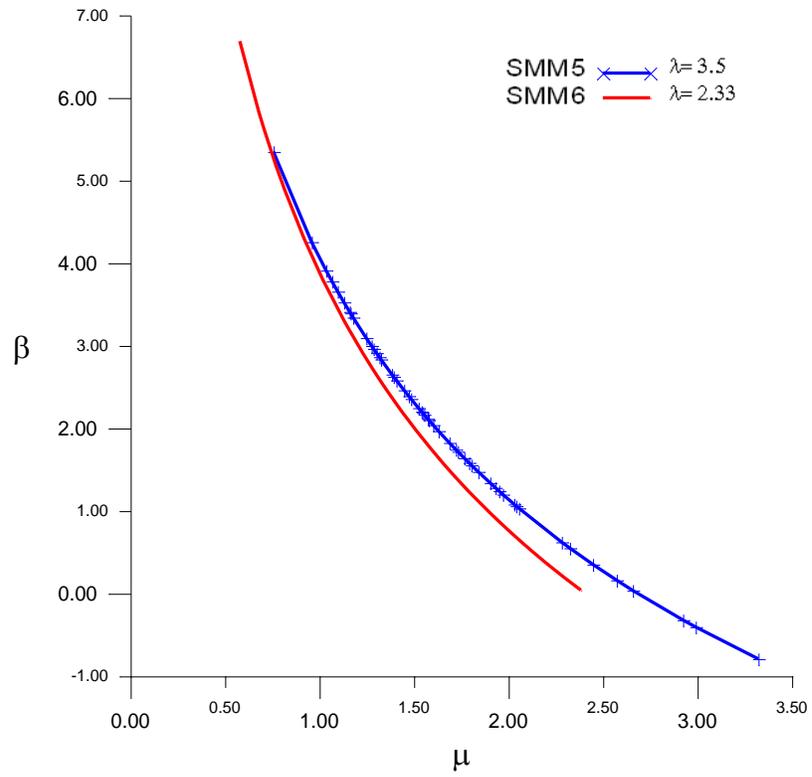


Figura 4. 14 Funciones de confiabilidad sísmica sistemas duales de 20 niveles SMM5, SMM6

5.- ANÁLISIS PARAMÉTRICO

En esta parte del texto se emplea un planteamiento paramétrico con el propósito de examinar la confiabilidad en los sistemas estudiados bajo la influencia de las siguientes características:

- Relación de esbeltez $\lambda = \frac{H}{B}$, donde H es la altura del edificio y B es el ancho de la base en dirección del análisis.
- Periodo fundamental de la estructura (T)
- Intensidad Normalizada (μ)
- Confiabilidad $\beta(\mu)$, correspondiente a la intensidad normalizada.

Para poder relacionar la confiabilidad entre los casos estudiados por medio de las características mencionadas anteriormente se realiza el procedimiento siguiente:

- Primeramente se obtienen las pseudo aceleraciones (s_a) de un espectro de peligro uniforme (ver figura 5.1) para el periodo natural de cada sistema y con un periodo de retorno seleccionado.

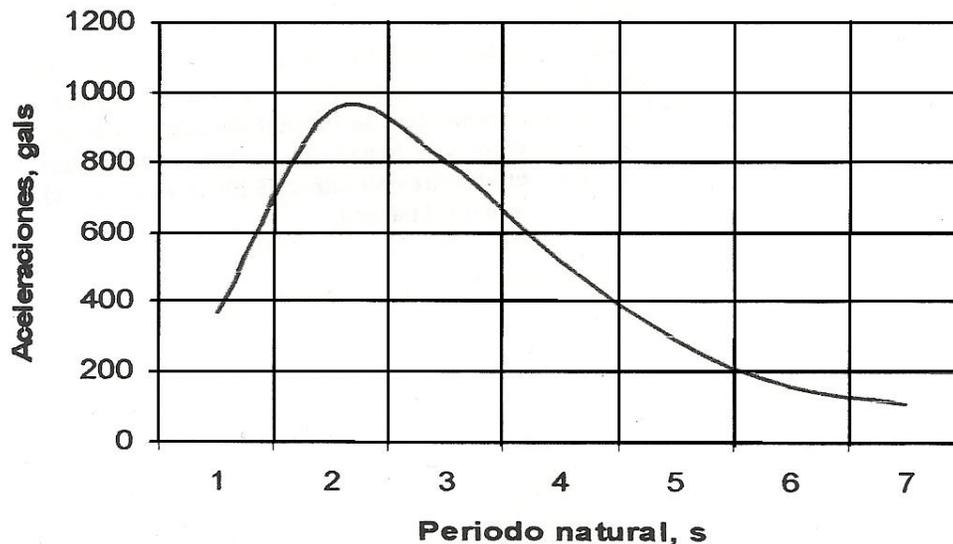


Figura 5. 1 Espectro de peligro uniforme de pseudo aceleraciones en terreno blando, en sitio SCT, Ciudad de México, para un periodo de recurrencia de 125 años.

- Se calcula la intensidad normalizada (μ_i) para cada caso de estudio, con base en la relación $\mu = \frac{S_a W}{g V_y}$. En esta ecuación W denota el peso del sistema (en este caso el peso de los marcos utilizados para el análisis) y V_y es el cortante de fluencia, que se consigue de un ajuste bilineal de la curva de capacidad de dicho marco, ambas calculadas con la estructura de propiedades medias.

- Para los valores de intensidad normalizada logrados, se determinan los valores de $\beta_i(\mu_i, \lambda_i)$ para cada caso, empleando los valores de los parámetros empleados para construir las funciones de confiabilidad establecidas en la sección 4.4.

La siguiente tabla muestra los valores obtenidos de los tres pasos anteriores para todos los casos de estudio.

Tabla 5.1 Resumen de valores obtenidos para análisis paramétrico

Sistema	Designación	Periodo T(s)	Seudo aceleración s_a/g	Cortante fluencia V_y (Ton)	Peso W (Ton)	Intensidad normalizada μ	Confiabilidad β_i
Marco Convencional	SMC1	1.1	0.4281	322.564	733.927	0.9741	4.8090
	SMC2	1.23	0.5097	694.479	1987.824	1.4589	3.0506
Duales	SMM1	0.813	0.2650	221.866	656.840	0.7846	5.9604
	SMM2	0.851	0.2854	659.793	1909.929	0.8262	3.5237
	SMM3	1.082	0.4077	1111.503	1777.934	0.6522	5.7652
	SMM4	1.05	0.3976	1659.383	3597.691	0.8619	3.9799
	SMM5	1.184	0.4893	2585.813	4610.369	0.8724	4.6826
	SMM6	1.094	0.4179	5284.094	8416.138	0.6657	5.9347

s_a/g , obtenido del espectro de peligro uniforme de seudo aceleraciones de la figura 1.2

β_i , calculado con los parámetros de las funciones de confiabilidad. Ver tabla 4.1

La ecuación 5.1 predice la confiabilidad de cada sistema expresándola en función de las intensidades normalizadas y de las relaciones de esbeltez, tomando en cuenta un sistema base, este caso es la de menor relación de esbeltez.

$$\beta_i = \beta_0 + a(\mu_i - \mu_0) + b(\lambda_i - \lambda_0) + c(T_i - T_0) \quad (5.1)$$

Donde

β_0, a, b , parámetros a conocer del ajuste lineal múltiple

β_i , índice de confiabilidad del sistema i

μ_i , intensidad normalizada del sistema i

λ_i , relación de esbeltez del sistema i

T_i , periodo del sistema i

μ_0 , intensidad normalizada del sistema base

λ_0 , relación de esbeltez del sistema base

T_0 , periodo del sistema base

A continuación se presenta la tabla 5.2 con los valores de intensidades normalizadas, confiabilidades y relaciones de esbeltez para cada caso, ya que a través de estos se realiza un ajuste lineal múltiple para conocer las variables β_0 , a , b y c de la ecuación 5.1. Se realizan dos ajustes, el primero para el grupo de sistemas duales (seis casos) y el segundo ajuste se hace para todos los casos estudiados (ocho casos).

Tabla 5.2 Valores considerados para ajuste lineal múltiple

Sistema	Designación	Parámetros para análisis			
		μ_i	β_i	λ_i	T_i
Marco Convencional	SMC1	0.9741	4.8090	3.50	1.1
	SMC2	1.4589	3.0506	1.40	1.23
Duales	SMM1	0.7846	5.9604	3.50	0.813
	SMM2	0.8262	3.5237	1.40	0.851
	SMM3	0.6522	5.7652	3.50	1.082
	SMM4	0.8619	3.9799	2.10	1.05
	SMM5	0.8724	4.6826	3.50	1.184
	SMM6	0.6657	5.9347	2.33	1.094

Se presenta la tabla 5.3, donde se muestran los valores obtenidos de los ajustes de regresión lineal múltiple. Para ambos ajustes se consideró el sistema SMM2 como el sistema base, con la relación de esbeltez menor.

Tabla 5.3 Valores obtenidos del ajuste lineal múltiple

Ajuste lineal múltiple	Valores obtenidos			
	β_0	a	b	c
Con Sistemas duales	3.8647	-6.9605	0.6972	-0.9511
Con todos los casos	4.0860	-2.3351	0.5871	0.1658

5.1 COEFICIENTE SÍSMICO DE DISEÑO PARA ASEGURAR UNA CONFIABILIDAD PRE-ESTABLECIDA.

Primeramente buscamos que la confiabilidad del sistema i sea la misma que la del sistema base (0), lo que implicaría que el sistema de mayor esbeltez tenga una confiabilidad igual a la de un sistema poco esbelto, para esto se tiene que la relación de las intensidades normalizadas de los dos sistemas es:

$$\frac{\mu_i}{\mu_0} = 1 - \frac{1}{a\mu_0} [b(\lambda_i - \lambda_0) + c(T_i - T_0)] \quad (5.2)$$

Se sabe que $\mu = \frac{S_a W}{g V_y}$, esta relación de intensidades normalizadas se puede escribir como

$$\frac{\mu_i}{\mu_0} = \frac{Q_0}{Q_i} = 1 - \frac{1}{a\mu_0} [b(\lambda_i - \lambda_0) + c(T_i - T_0)] \quad (5.3a, b)$$

Donde

$$Q = \frac{c}{S_a}$$

Con subíndices 0 e i para el sistema base y para el sistema i respectivamente.

La ecuación 5.3 nos indica que conociendo la relación de esbeltez i (λ_i), podemos calcular el coeficiente sísmico del sistema i , que nos asegura la confiabilidad del sistema base (que es el de menor relación de esbeltez).

Los valores del coeficiente sísmico del sistema i , son calculados utilizando la ecuación 5.3b, para lo cual, los valores de las variables a , b y c son las obtenidas del ajuste lineal múltiple previo y las variables β_0 , μ_0 , λ_0 , S_{a0} y c_0 son del sistema base.

Con base en los valores de la tabla 5.4, se presentan a continuación gráficas que nos muestran la variación del coeficiente sísmico de diseño del sistema i (c_i) con respecto a la relación de esbeltez (λ_i). La gráfica 5.2 muestra la curva del análisis paramétrico utilizando solo los sistemas duales y la gráfica 5.3 es para todos los caso estudiados (incluyen los sistemas de marcos convencionales). En ambas gráficas se representaron tres curvas en las que se varió el periodo de la estructura y por consiguiente la pseudo aceleración obtenida por medio del espectro de peligro uniforme.

Tabla 5. 4 Valores para calcular el coeficiente sísmico con una confiabilidad pre-establecida

Variable obtenidas	Sistemas duales	Todos los casos	
Valores obtenidos del ajuste lineal múltiple	β_0	3.8647	4.0860
	a	-6.9605	-2.3351
	b	0.6972	0.5871
	c	-0.9511	0.1658
Valores del sistema base	μ_0	0.8262	0.8262
	λ_0	1.4	1.4
	c_0	0.345	0.345
	T_0	0.8513	0.8513
	S_{a0}	0.2854	0.2854

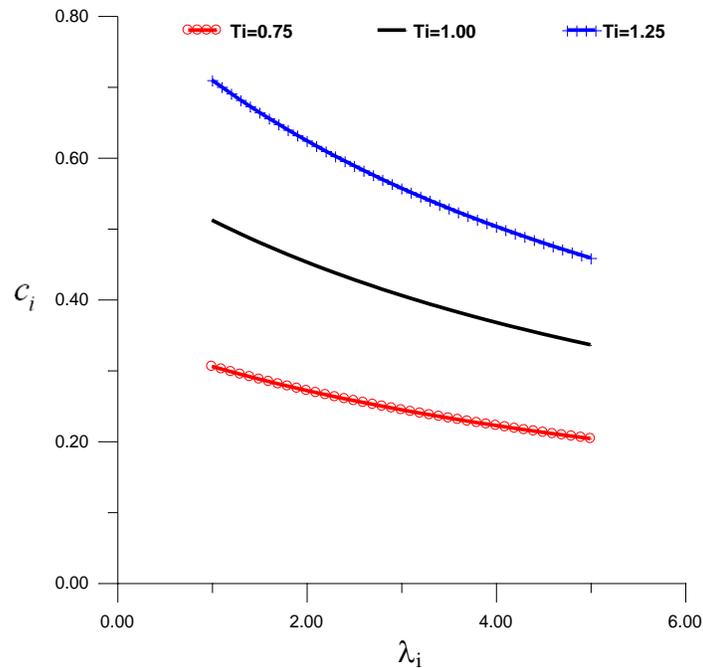


Figura 5. 2 Coeficiente sísmico de diseño respecto a la relación de esbeltez de sistemas duales

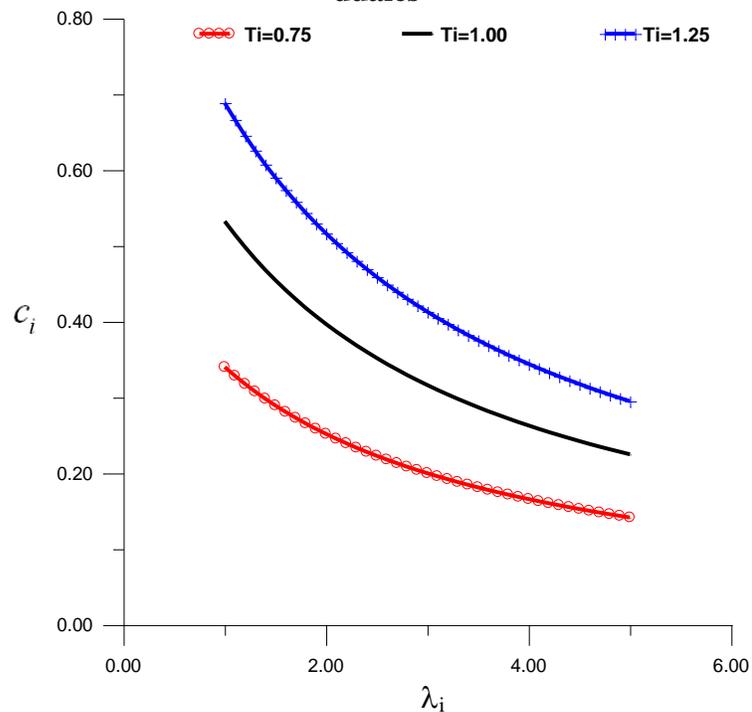


Figura 5. 3 Coeficiente sísmico de diseño respecto a la relación de esbeltez de todos los sistemas (dual y marcos convencionales)

Contrario a lo que se pensaba, en las gráficas anteriores se puede ver que el coeficiente sísmico de un sistema i decrece a medida que la esbeltez aumenta, tanto para estudio paramétrico de los sistemas duales y el estudio donde se consideran todos los sistemas estudiados.

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Con la finalidad de tener una buena representación de la respuesta sísmica para cada estructura, algunos de los acelerogramas utilizados se escalaron para lograr un intervalo de intensidades suficientemente amplio y así provocar daño en las estructuras y en otras el colapso.
- El criterio de máxima verosimilitud es una herramienta muy eficiente para la estimación de funciones de confiabilidad sísmica para sistemas no lineales con respecto al colapso, y no se depende del concepto de capacidad de deformación.
- De forma general, las gráficas donde se muestra el índice de confiabilidad respecto a la intensidad normalizada (μ) tienen gran utilidad y se pueden aplicar a otros sistemas con características similares a los que se estudiaron o compararlos con otros trabajos, ya que conociendo un valor de intensidad específico podemos conocer el índice β como medida de la confiabilidad de cada estructura. De acuerdo con las gráficas 4.11, 4.12, 4.13 y 4.14 (que muestran las funciones de confiabilidad de los casos estudiados), en los casos de marcos convencionales el índice β , es mayor para la estructura menos esbelta, recordando que ambos edificios son de 10 niveles. Para el caso de sistemas duales, los edificios de 10 y 20 niveles mostraron ligeramente mayor confiabilidad para los sistemas de mayor esbeltez a diferencia de los edificios de 15 niveles donde el sistema más esbelto es menos confiable.
- Con base en un análisis paramétrico como el que se realizó, en el cual se pretende conseguir el coeficiente de diseño sísmico de cualquier estructura similar a las estudiadas, que nos asegure un nivel de confiabilidad igual al de la estructura con relación de esbeltez menor. Recordemos que el análisis paramétrico toma en cuenta varias propiedades del sistema i como son el periodo (T_i) y la relación de esbeltez (λ_i). Contrario a lo que se pensaba para los casos de estudio contemplados en este texto, se puede observar en las gráficas 5.2 y 5.3, donde se representa el coeficiente sísmico de la estructura i con respecto a la esbeltez, que el coeficiente sísmico decrece a medida que la esbeltez se hace mayor para ambos grupos a los que se realizó el análisis paramétrico, el que solo considera los sistemas duales y el que considera también los sistemas convencionales. Se nota de igual manera en estas gráficas, que a medida que se aumenta el periodo de la estructura i el coeficiente es mayor.

6.2 RECOMENDACIONES

Basándonos en los criterios de este trabajo y en los resultados obtenidos se recomiendan considerar los siguientes aspectos para próximos estudios.

- Realizar estudios encaminados a entender porque en los casos considerados en este trabajo, contradiciendo lo que se pensaba, los coeficientes de diseño sísmico requeridos decrecen al aumentar la relación de esbeltez.
- Considerar el análisis de interacción suelo estructura para el estudio de los sistemas para comparar resultados.
- Tener una muestra de edificios con mayor amplitud en los valores de relación de esbeltez y altura.
- Examinar edificios con diferente factor de comportamiento sísmico y zonificación a los utilizados aquí.

REFERENCIAS

- Alamilla, J. (2001). *Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas*. Tesis Doctoral, División de estudios de posgrado, facultad de ingeniería , UNAM.
- Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J., Díaz-López, O. (2001a). Evolutionary properties of atochastic models of earthquake accelerograms: their dependece on magnitude and distance. *Journal of Seismology* 5: , 1-21.
- Bazán, Enrique, y Meli, Roberto. (2008). *Diseño sísmico de edificios*. México, D.F.: Limusa.
- Carr, A. (2000). *Ruaumoko, Inelastic dynamic analysis program*. University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- Chopra, Anil K. (1995). *Dynamics of structures, Theory and applications to earthquake engineering*. New Jersey: Prentice hall.
- Cornell, C.A. (1969). *A probability-based structural code*. Journal of the American Concrete Institute 66(12).
- Corona, G. (2004). *Programa de análisis y diseño para edificios de concreto ECOgcW*. Ingeniería y diseño, S.C.
- Díaz, O.J., Esteva, L. y Flores ,O. (1990). Incertidumbres asociadas con el sistema y con el modelo de análisis de confiabilidad de estructuras sujetas a temblores. *Instituto de Ingeniería, Informe de Investigación, Proyecto No. 9742 UNAM* , Octubre.
- Díaz-López, O. and Esteva, L. (2006). Seismic reliability analysis of complex nonlinear systems using secant-stiffness-reduction indicators. *In: Proceedings of firts European conference on earthquake engineering and seismology* , Geneva, Switzerland, paper 1068.
- Díaz-López, Orlando, Ismael-Hernández, Eduardo, and Esteva, Luis. (2008). About efficient algorithms for the detrmination of seismic reliability functions of multistory buildings. *In: Proceedings of 3th IFIP WG7.5 working conference* , Toluca, México.
- Esteva, L. and Díaz-López, O. (2006). Seismic reliability functions for complex systems based on a secant-stiffnes reduction index. *In: proceedings of 13th IFIP WG7.5 working conference* , Kobe, Japan.
- Esteva, L. and Ismael, E. (2003). A maximum likelihood aproach to systems reliability with respect to seismic collapse. *In: Proceedings of 11th IFIP WG7.5 working conference* , Banff, Canada.
- Esteva, L. (1992). Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms. *Earthquake Spectra* , 8 (3), 373-389.
- Esteva, L., Alamilla, J., and Díaz-López, O. (2002a). Failure models, significant variables and reference systems in the reliability-based seismic desing of multistory buildings. *In: Proceedings of 7th US national conference on earthquake enguneering* , Boston, MA. USA.

- Esteva, L., Díaz-López, O. and Ismael- Hernández, E. (2010). Seismic vulnerability functions of multi-storey buildings: estimation and applications. *Structure and Infrastructure Engineering* , 6: 1, 3-16.
- Grant, L.H. (1976). *A Monte Carlo study of the strength variability of rectangular tied reinforced concrete columns*. Alberta, Canada: thesis presented to the University of Alberta, at Edmonton, in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of science.
- Hernández, A.A., y Martínez, F.V. (1974). Variaciones de las dimensiones y de la posición del acero de refuerzo en las estructuras de concreto. *Universidad Nacional Autonoma de México, Facultad de Ingeniería, México* .
- Ismael, E., and Esteva, L. . (2006). A hybrid method for simulating strong ground motions records. *Firts European Conference on Earthquake Engineering and Seismology* , Geneva, Switzerland, paper number:1265.
- Ismael-Hernández, E., Díaz-López, O., and Esteva, L. (2004). Seismic vulnerability analysis for optimum design of multistory reinforced concrete buildings. *In: Proceeding of 13th world conference on earthquake engineering* , Vancouver, Canada, paper 514.
- Medí Saiidi. (1982). Hysteresis models for reinforced concrete. *Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 108 No. ST5* , may.
- Meli, R. (1976). Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamentos de construcciones para el distrito federal. *Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375* , 137-157.
- Meli, R., Mendoza, C.J. (1991). Reglas de verificación de calidad del concreto. *Revista de Ingeniería LXI, México* .
- Mendoza, C.J. (1984). *Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal*. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, facultad de ingeniería, UNAM.
- Mirza, S.A. y McGregor, J . (1979b). Variability of mechanical properties of reinforcing bars. *ASCE, Journal of the Structural Division* , Vol 105, No ST5, Mayo .
- Mirza, S.A. y McGregor, J. (1979a). Variations in dimension of reinforced concrete members. *ASCE, Journal of the Structural Division*, Vol 105 No ST4, abril .
- NTCC. (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*. Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
- NTCS. (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, Reglamento de construcciones para el distrito federal*. Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
- Ordaz, M., Arboleda, J. y Singh, S.K. (1995). A scheme of random summation of an empirical Green's function to stimate ground motions from future large eartquakees. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 85. No.6 , 1635-1647.
- Otani, S. . (1974). Inelastic analysis of R/C frame structures. *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No ST7* , 1433-1449.

-
- Park, R. y Paulay, T. (1984). *Reinforced Concrete Structures*. New York: J. Wiley and Sons.
- Paulay, T. Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley and sons, USA.
- Peir, J., Cornell, A. (1973). Spatial and temporal variability of live loads. *Journal of the structural division, Vol.99, No.ST5* , 903-922.
- RCDF. (2004). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
- Rodríguez, M.E. y Botero, JC. (1997). Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo. *Revista de ingeniería No.56, SMIS* , 9-27.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000 A framework for performance based earthquake engineering*. Vol. 1, January.
- Wallace, J. (1989). *Biax computer program for the analysis of reinforced concrete sections*. University of California at Berkeley.

ANEXO A1 CURVAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS LATERAL SEUDO ESTÁTICO Y ANÁLISIS NO LINEAL PASO A PASO

Se presentan a continuación gráficas obtenidas de los análisis pushover superpuestas con las curvas de análisis paso a paso para los edificios con propiedades medias y tres de sus simulaciones para todos los casos de estudio.

a) Sistemas con marcos convencionales

Edificio SMC1. 10 Niveles, 2 crujeías en la dirección del análisis.

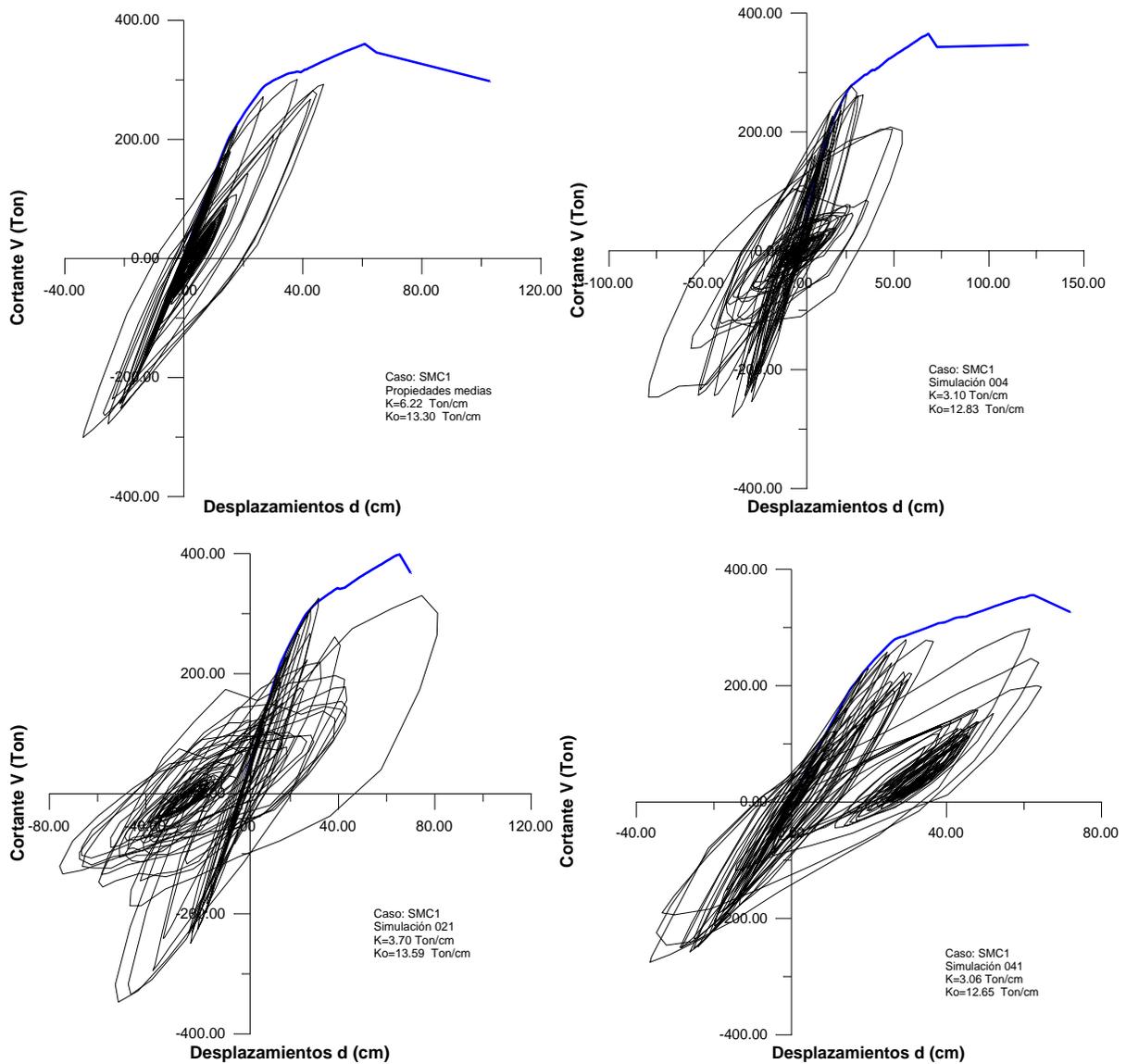


Figura A1.1 Análisis paso a paso y pushover del sistema SMC1

Edificio SMC2. 10 Niveles, 4 crujeas en la dirección del análisis.

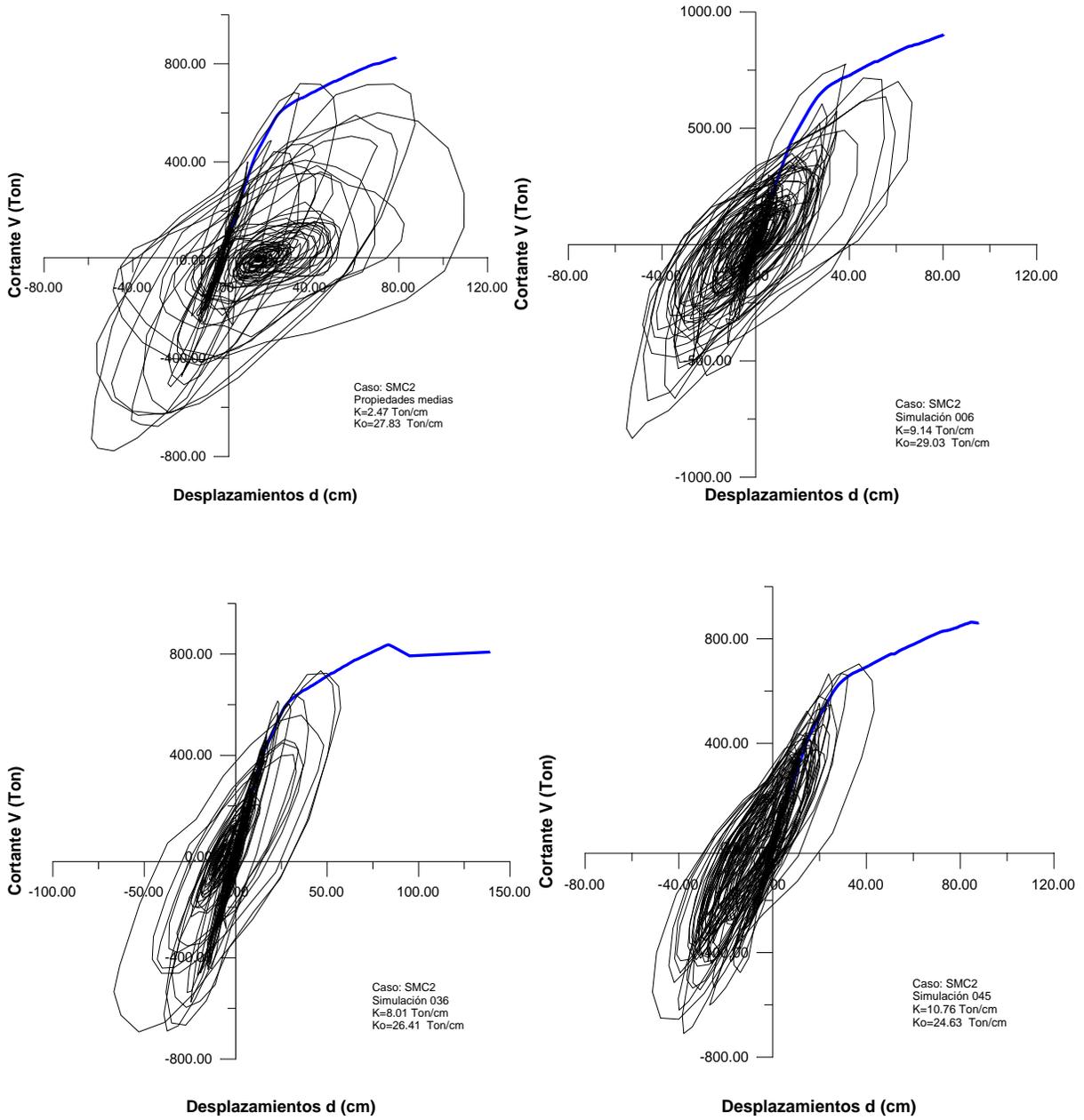


Figura A1.2 Análisis paso a paso y pushover del sistema SMC2

b) Sistemas duales

Edificio SMM1. 10 Niveles, 2 crujeas en la dirección del análisis.

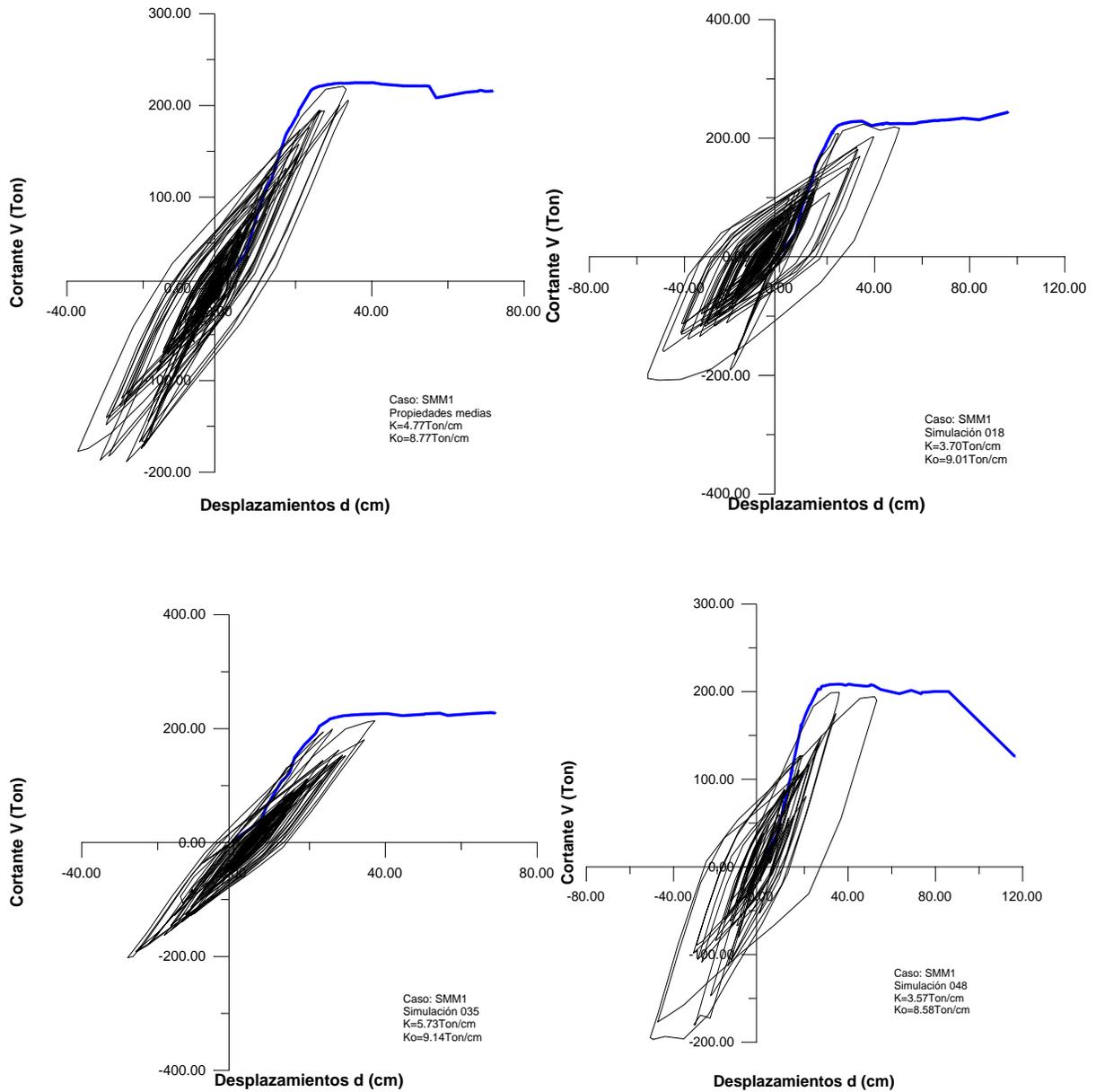


Figura A1.3 Análisis paso a paso y pushover del sistema SMM1

Edificio SMM2. 10 Niveles, 4 crujeas en la dirección del análisis.

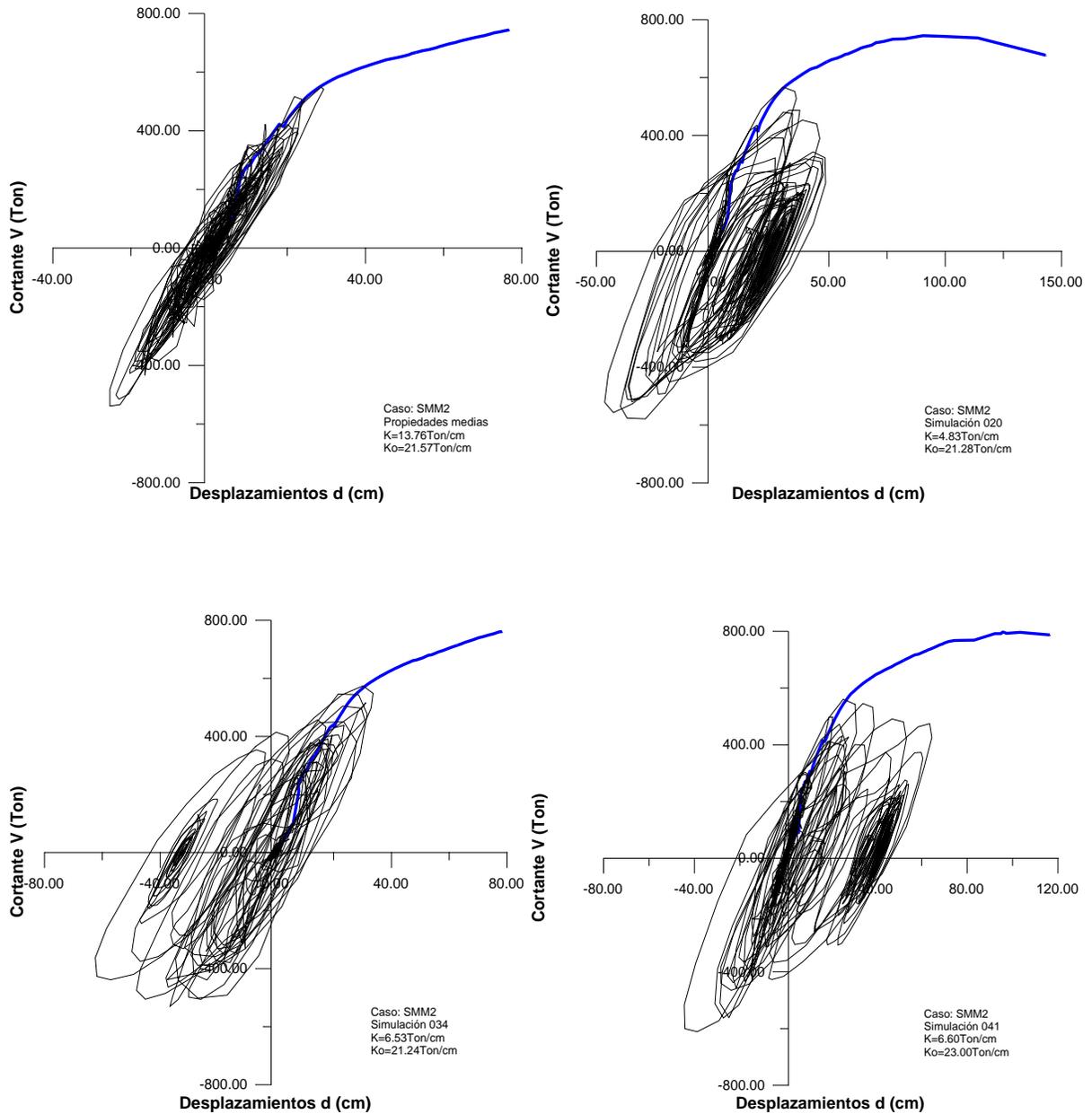


Figura A1.4 Análisis paso a paso y pushover del sistema SMM2

Edificio SMM3. 15 Niveles, 3 crujías en la dirección del análisis.

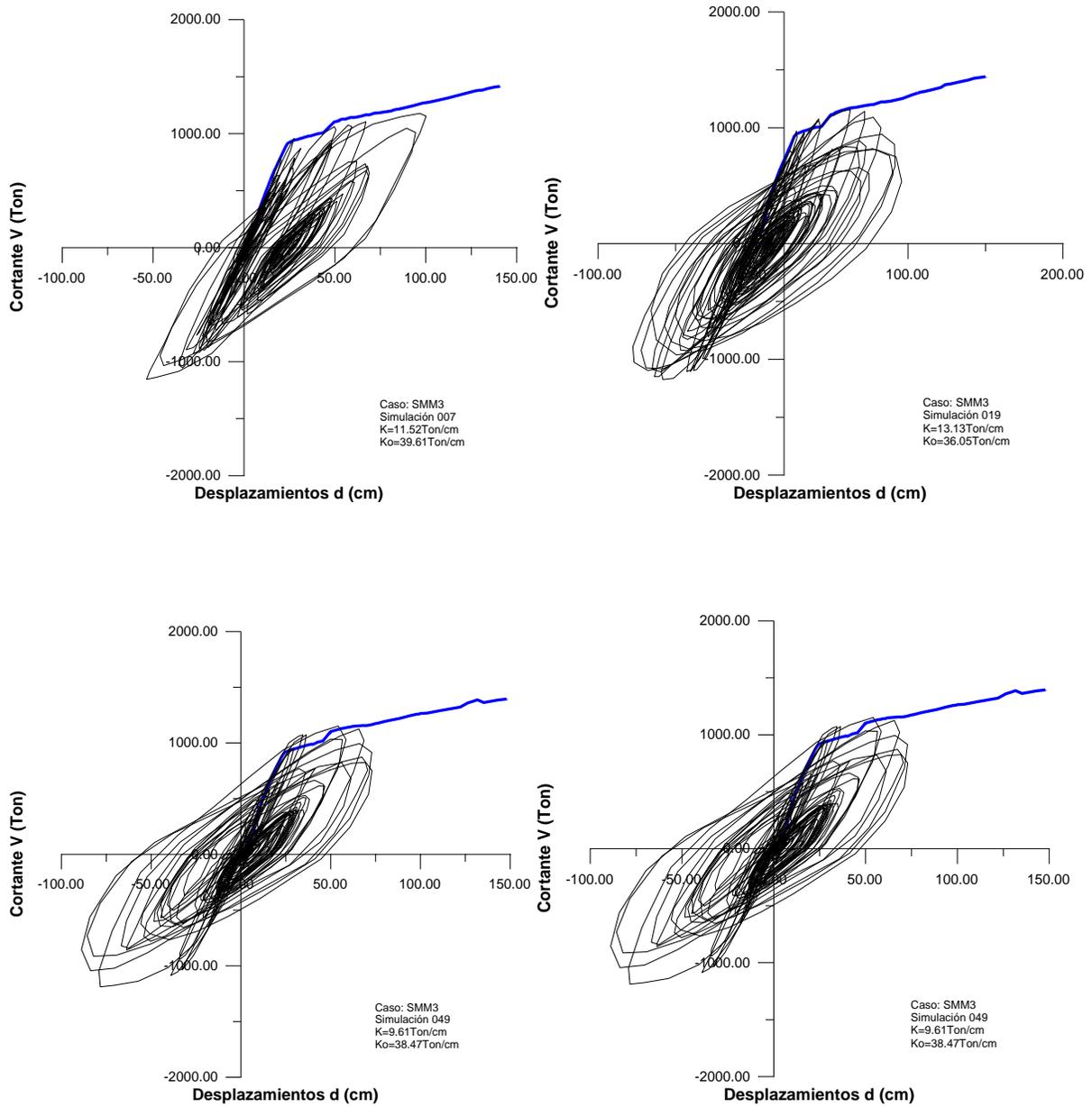


Figura A1.5 Análisis paso a paso y pushover del sistema SMM3

Edificio SMM4. 15 Niveles, 4 crujiás en la dirección del análisis.

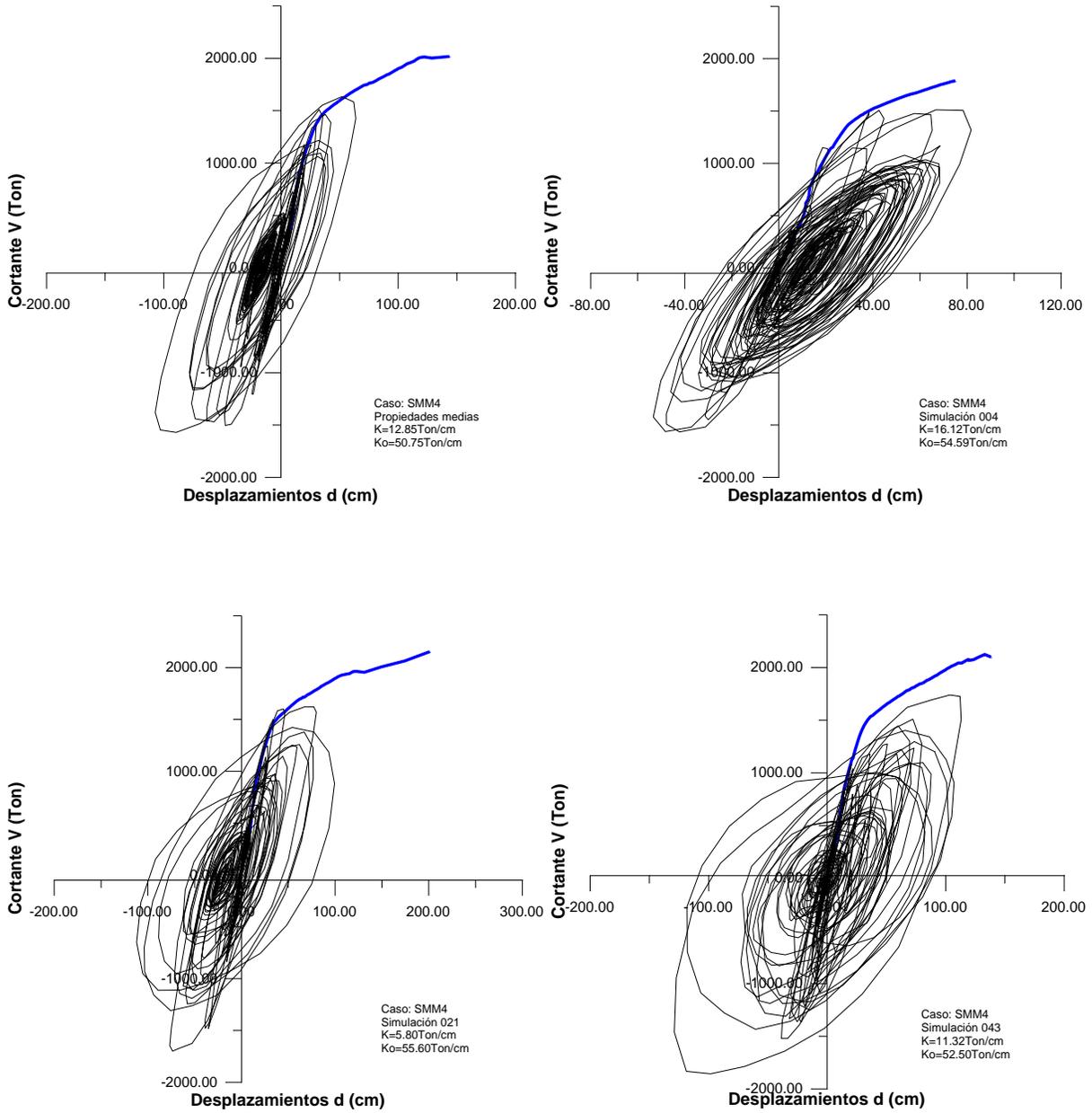


Figura A1.6 Análisis paso a paso y pushover del sistema SMM4

Edificio SMM5. 20 Niveles, 3 crujeas en la dirección del análisis.

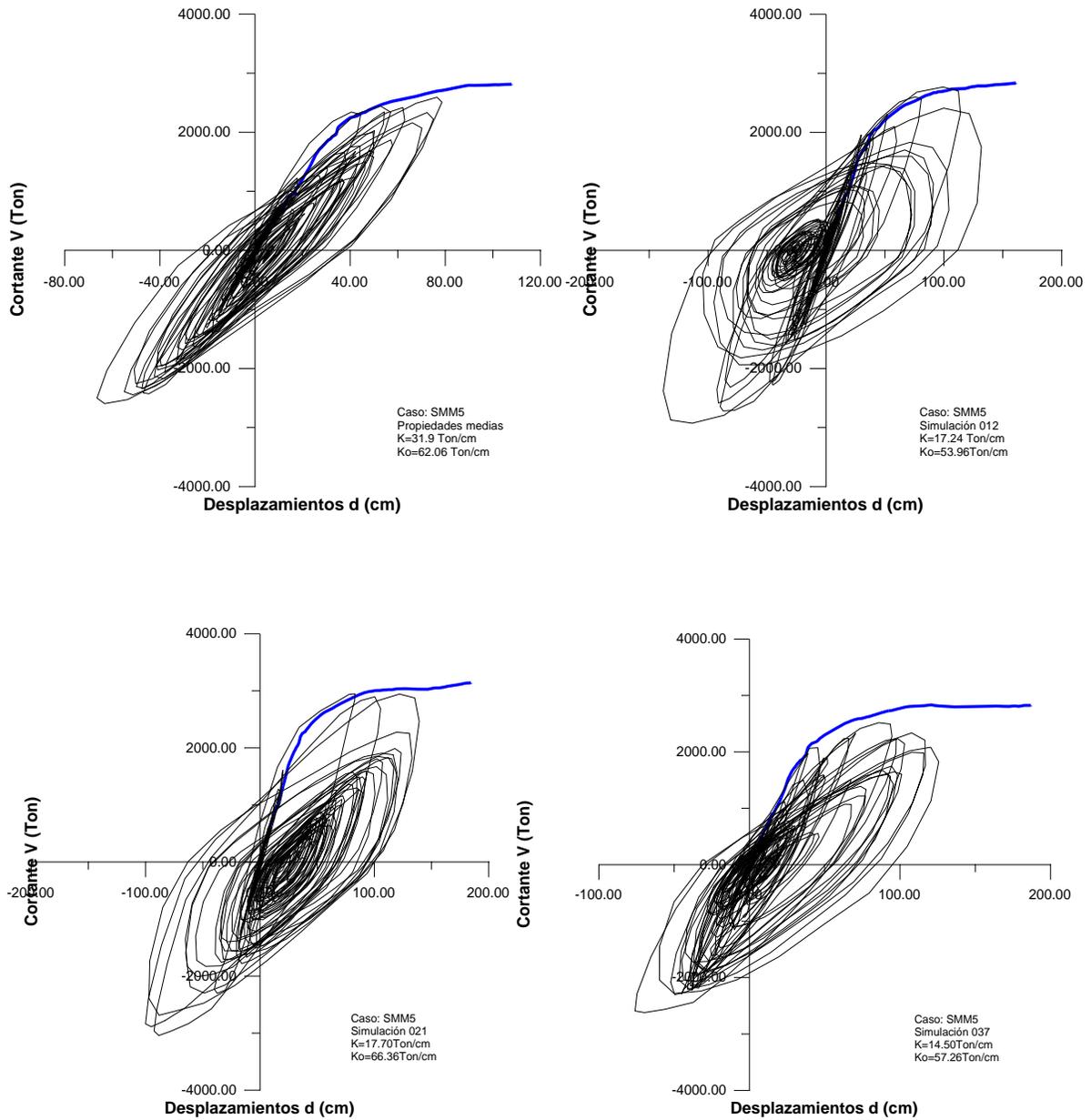


Figura A1.7 Análisis paso a paso y pushover del sistema SMM5

Edificio SMM6. 20 Niveles, 4 crujiás en la dirección del análisis.

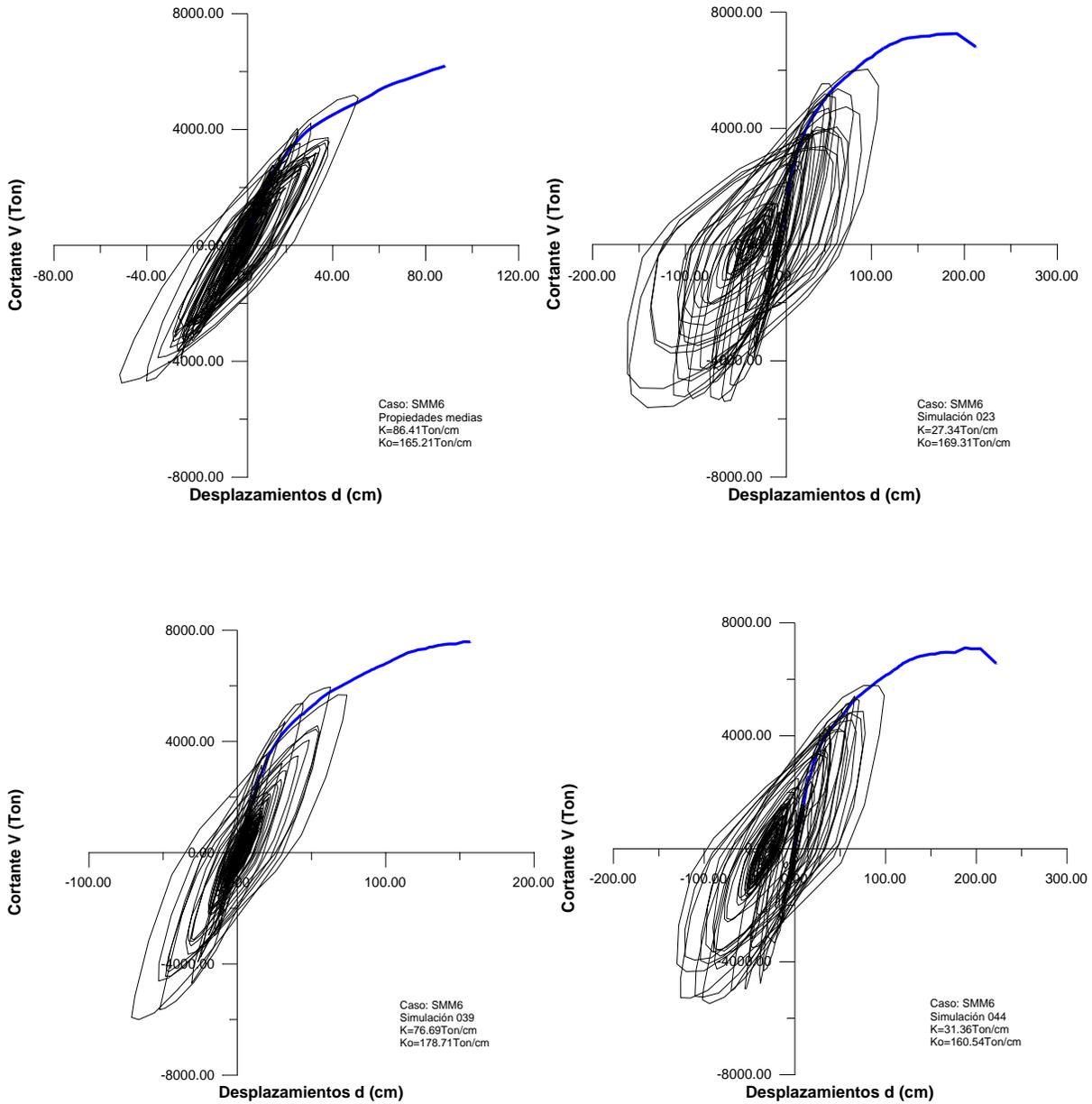


Figura A1.8 Análisis paso a paso y pushover del sistema SMM6

ANEXO A2 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES Y PROPIEDADES DE LAS DIAGONALES EQUIVALENTES

Se muestra en este anexo el diseño de un muro estructural correspondiente al edificio SMM2, y la forma en que se obtuvieron las propiedades de las diagonales con las que se representó el muro de concreto en los análisis, basándonos en el procedimiento de la sección 3.3.2 y 3.3.3 respectivamente.

a) Diseño del muro

Los elementos mecánicos que actúan en el muro se obtuvieron del análisis estructural realizado con el programa ECOgcW (Corona, G., 2004). En los edificios se consideró cambio de sección de los muros a cada 5 niveles. A continuación se mostrará el diseño y el detalle del muro del primer nivel del edificio SMM2, cuyas combinaciones máximas de estos elementos mecánicos se exhiben en la tabla A2.1.

Tabla A2.1 Elementos mecánicos del muro del primer nivel del edificio SMM2

Edificio	Elementos mecánicos de diseño del muro		
	P_U (Ton)	M_U (Ton-m)	V_U (Ton)
SMM2	381.041	296.365	240.597
	382.919	361.555	56.674
	382.919	361.555	56.674

Para el análisis se consideraron lo siguiente datos

Tabla A2.2 Datos generales para el diseño de muro

Datos generales	Geometría del muro
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$L = 625 \text{ cm}$
$f_c^* = 0.8f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	$H = 350 \text{ cm}$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$F_R = 0.8$	
$E_c = 221359 \text{ kg/cm}^2$	
$\mu = 0.2$	
$G = 92233.10 \text{ kg/cm}^2$	

Estimación del ancho del muro

Para estimar el ancho del muro se utiliza la siguiente expresión

$$V_u < 2F_R L t \sqrt{f_c^*}$$

Con los valores de los elementos mecánicos de la tabla A1 obtenemos que el ancho t del muro

$$t = \frac{V_u}{2F_R L \sqrt{f_c^*}} = \frac{240597}{2(0.8)(625)\sqrt{200}} = 17.012 \text{ cm}$$

Por lo que se propuso un $t = 20 \text{ cm}$

Dimensionamiento de los elementos de refuerzo

Las fuerzas de tensión y compresión que equilibran la sección del muro son

$$C = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L} = \frac{381.041}{2} + \frac{296.365}{6.25} = 237938 \text{ Ton}$$

$$T = -\frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L} = -\frac{381.041}{2} + \frac{296.365}{6.25} = -143102 \text{ kg}$$

La sección de los elementos de refuerzo se toma como $75 \times 75 \text{ cm}$ (corresponde a la sección de las columnas laterales), con un área de acero de $A_s = 193.2 \text{ cm}^2$ y estribos con acero del #3 a cada 10 cm y de 4 ramas.

Cálculo de acero de cortante

Como el esfuerzo en el concreto es menor de $0.6\sqrt{f_c^*}$, se utilizan dos capas de refuerzo por corte

$$v_{CR} = \frac{240597}{(20)(0.8)(625)} = 24.05 \text{ kg/cm}^2 > 0.6\sqrt{f_c^*} = 0.6\sqrt{200} = 8.48 \text{ kg/cm}^2$$

Calculamos la cuantía por flexión

$$\rho_{flexión} = \frac{A_s}{bL} = \frac{(193.2)}{(75)(0.8)(625)} = 0.00515$$

Como la cuantía es menor que $\rho < 0.015$, utilizamos la siguiente expresión para calcular el cortante resistente del concreto

$$V_{CR} = F_R t 0.8L (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} = 0.8(20)(0.8)(625)[(0.2 + 20(0.00515))]\sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 34280.53 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que toma el acero del alma se determina de la siguiente manera

Cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante

$$\rho_m = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y A_{cm}} = \frac{240597 - 34280.53}{0.8(4200)(20)(0.8)(625)} = 0.00614 > \rho_{min} = 0.0025$$

Cuantía de refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (\rho_m - 0.0025)$$

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{1750}{625} \right) (0.00614 - 0.0025) = -0.00195 < \rho_{min} = 0.0025$$

Proponiendo acero del #4, la separación del refuerzo en cada dirección queda de la siguiente manera

$$S_m = \frac{A_{vm}}{\rho_m t} = \frac{2(1.27)}{0.00614(20)} = 20.6 \text{ cm}$$

Se toma $S_m = 20 \text{ cm}$

$$S_n = \frac{A_{vn}}{\rho_n t} = \frac{2(1.27)}{0.0025(20)} = 50.8 \text{ cm}$$

Se toma $S_n = 30 \text{ cm}$, que es la máxima distancia permitida.

Por lo tanto la configuración final del muro queda de la siguiente manera

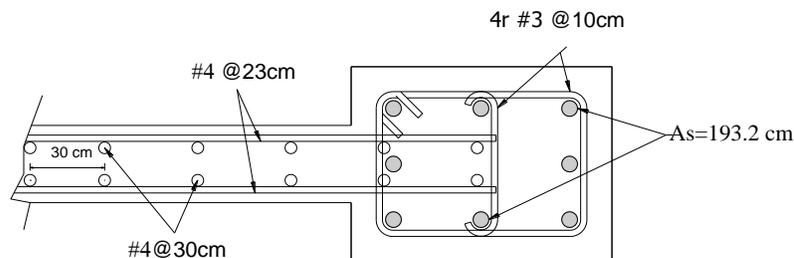


Figura A2.1 Refuerzo longitudinal y transversal en muros

b) Propiedades de las diagonales equivalentes

De igual manera, tomando como referencia el procedimiento de la sección 3.3.3, se ejemplifica para el muro diseñado anteriormente como se obtienen las propiedades de las diagonales equivalentes con las que se realizarán los análisis de los sistemas.

En términos de aportaciones del tablero a la rigidez en flexión del muro

Primeramente se calculó el diagrama momento vs rotación del conjunto (muro y columnas laterales), el cual se obtuvo con ayuda del programa BIAX (Wallace, J., 1989). Utilizando el diagrama anterior, se obtuvo el diagrama de fuerza vs rotación para el conjunto. Se muestran a continuación los dos diagramas.

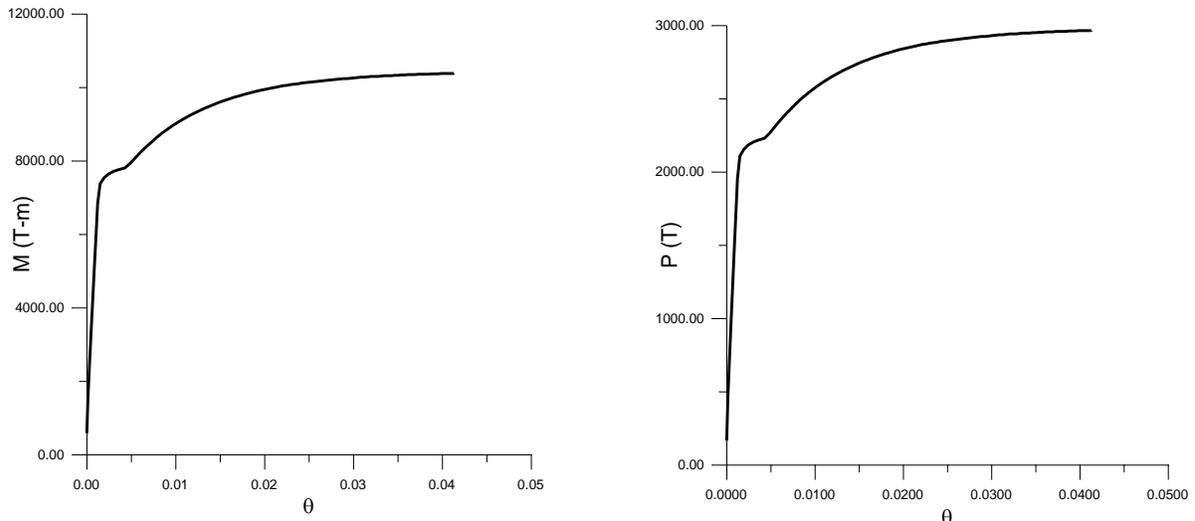


Figura A2.2 Diagrama de momento vs rotación y de fuerza vs rotación para el conjunto (muro y columnas laterales)

Del diagrama de momento vs curvatura tenemos
 $\theta_y = 0.00153$, rotación en la fluencia
 $M_y = 7370$ (Ton - m), momento de fluencia

Del diagrama de carga vs rotación
 $P_y = 2110$ (Ton)

A través de los valores del diagrama de momento vs rotación del conjunto y con el criterio de la aportación del tablero a la rigidez en flexión del muro, se calcula con las expresiones 2.18 y 2.19 el diagrama de fuerza vs rotación de las diagonales. Se superponen los dos diagramas de carga vs rotación del conjunto y de las diagonales. La resta de las dos fuerzas en la fluencia es la fuerza tomada por las columnas.

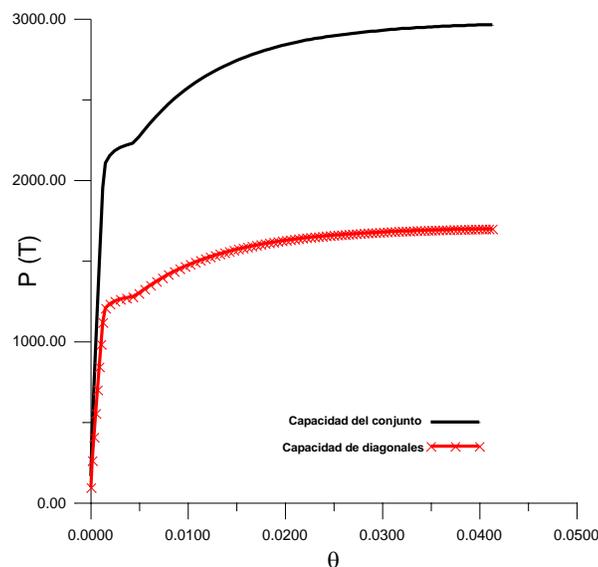


Figura A2.3 Diagrama fuerza vs rotación del conjunto y de las diagonales

En este caso las fuerzas de fluencia son
 $P_y = 2110$ (Ton), para el conjunto
 $P_{yd} = 1206.37$ (Ton), para las diagonales

Por lo tanto la fuerza que toman las columnas es la diferencia de fuerzas de fluencia del conjunto y de las diagonales

$$P_{yc} = P_y - P_{yd} = 2110 - 1206.37 = 903.63 \text{ (Ton)}$$

La fuerza que toca por columnas es

$$\frac{P_{yc}}{2} = \frac{903.63}{2} = 451.81 \text{ (Ton)}$$

En términos de rigidez de deformación en cortante

Apoyándonos en la figura 2.7 tenemos

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{350}{625} \right) = 29.24$$

Mediante el criterio de rigidez de deformación en cortante se calculan la rigidez de las diagonales, de la ecuación 2.23 tenemos

$$K_D = \frac{GA_m}{2H \cos^2 \alpha} = \frac{92233.10(625)(20)}{2(350) \cos^2(29.24)} = 2163524.97 \text{ kg/cm}$$

$$\frac{K_D}{2 \text{ diagonales}} = 1081762.48 \text{ kg/cm}$$

Los valores obtenidos y utilizados para introducir en el modelo de RUAUMOKO (Carr, A., 2000) son las rigideces y las fuerzas de fluencia de las diagonales, las cuales para nuestro caso se muestran a continuación

Tabla A2.3 Capacidad de Diagonales y de Columnas

Capacidad de diagonales	Capacidad de columnas
$K_D = 1081762.48 \text{ kg/cm}$	$P_{yc} = 451815 \text{ (kg)}$
$P_{yd} = 1206370 \text{ (kg)}$	

ANEXO A3 TABLAS DE OBTENCION DEL ÍNDICE DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE

Se muestran en esta sección tablas resumen donde se pueden observar los valores obtenidos de rigidez inicial del sistema (K_0), rigidez cuando alcanza su máxima distorsión lateral (K), el índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}), así como $Q = \ln I_{RRS}$ y las intensidades que se aplicaron en cada edificio con propiedades medias y sus 50 simulaciones.

a) Sistemas con marcos convencionales

TABLA DE RESULTADOS EDIFICIO 10 NIVELES 2 CRUJIAS SMC1							
Estructura	K_0	K	I_{RRS}	$Q=\ln(I_{RRS})$	y/g	Factor	y/g corregida
000	13304.25	6223.97	0.53218	-0.63077	0.254251466	2.20	0.5594
001	13006.84	6060.59	0.53405	-0.62727	0.292556009	2.20	0.6436
002	13032.21	2894.39	0.77790	-0.25115	0.224440612	3.00	0.6733
003	14481.17	2601.84	0.82033	-0.19805	0.233044479	2.90	0.6758
004	12835.97	3109.03	0.75779	-0.27735	0.187664721	4.00	0.7507
005	13189.40	0.00	1.00000	0.00000	0.240242044	5.50	1.3213
006	13359.64	8870.08	0.33605	-1.09048	0.137035092	4.50	0.6167
007	13430.40	1988.16	0.85197	-0.16021	0.27305337	3.00	0.8192
008	12671.57	9320.65	0.26444	-1.33012	0.110278285	6.00	0.6617
009	13532.46	99.13	0.99267	-0.00735	0.381056035	3.00	1.1432
010	13792.01	0.00	1.00000	0.00000	0.315368838	3.20	1.0092
011	13720.25	4653.41	0.66084	-0.41425	0.408700819	2.50	1.0218
012	13711.41	7093.79	0.48264	-0.72849	0.236485435	3.30	0.7804
013	13882.10	2503.40	0.81967	-0.19886	0.185316843	5.50	1.0192
014	12106.83	0.00	1.00000	0.00000	0.264576762	4.50	1.1906
015	12622.79	9988.52	0.20869	-1.56690	0.060239058	8.00	0.4819
016	13243.48	8191.73	0.38145	-0.96377	0.113526062	5.10	0.5790
017	12985.19	3492.73	0.73102	-0.31331	0.16920354	4.50	0.7614
018	14015.57	921.54	0.93425	-0.06801	0.206840084	4.50	0.9308
019	13337.88	6530.06	0.51041	-0.67254	0.089498616	7.00	0.6265
020	13046.54	2169.81	0.83369	-0.18190	0.339805819	3.00	1.0194
021	13595.80	3705.88	0.72742	-0.31825	0.326881185	3.50	1.1441
022	13228.51	843.73	0.93622	-0.06591	0.272127173	2.80	0.7620
023	13284.33	1128.04	0.91509	-0.08874	0.327943907	3.00	0.9838
024	14423.48	854.23	0.94078	-0.06105	0.336930124	2.60	0.8760
025	13685.19	4838.56	0.64644	-0.43628	0.531387718	1.75	0.9299
026	12402.12	2578.92	0.79206	-0.23312	0.245916943	3.00	0.7378
027	13881.38	0.00	1.00000	0.00000	0.296173538	4.30	1.2735
028	14245.76	2252.75	0.84187	-0.17213	0.303302978	2.30	0.6976
029	13453.58	0.00	1.00000	0.00000	0.282991757	3.00	0.8490
030	12821.29	3160.24	0.75352	-0.28300	0.191563816	4.30	0.8237
031	12976.45	5360.98	0.58687	-0.53295	0.192806618	3.40	0.6555
032	13559.37	7477.32	0.44855	-0.80174	0.333388159	2.10	0.7001
033	12489.93	2245.10	0.82025	-0.19815	0.145477963	4.30	0.6256
034	12689.38	0.00	1.00000	0.00000	0.212972848	4.60	0.9797
035	13287.30	0.00	1.00000	0.00000	0.279350835	3.70	1.0336
036	13763.35	1499.15	0.89108	-0.11533	0.266878881	3.50	0.9341
037	13244.82	1330.22	0.89957	-0.10584	0.175018847	4.70	0.8226
038	13796.00	7853.38	0.43075	-0.84223	0.15735087	3.50	0.5507

039	13772.27	9936.89	0.27849	-1.27839	0.149610662	4.50	0.6732
040	12852.30	4752.65	0.63021	-0.46170	0.273126304	2.40	0.6555
041	12657.38	3064.33	0.75790	-0.27720	0.293825661	2.40	0.7052
042	13182.87	7419.16	0.43721	-0.82734	0.212115151	2.90	0.6151
043	12256.54	8047.79	0.34339	-1.06889	0.208439666	2.70	0.5628
044	13390.69	2977.34	0.77766	-0.25147	0.296362609	2.00	0.5927
045	12753.29	5375.06	0.57854	-0.54726	0.33900415	1.90	0.6441
046	13136.84	7567.31	0.42396	-0.85811	0.296013119	2.40	0.7104
047	13242.92	0.00	1.00000	0.00000	0.26513774	2.90	0.7689
048	13267.10	3907.77	0.70545	-0.34891	0.220886024	3.20	0.7068
049	13580.08	1074.30	0.92089	-0.08241	0.203621587	3.60	0.7330
050	12971.28	5287.42	0.59237	-0.52362	0.20581185	3.40	0.6998

TABLA DE RESULTADOS EDIFICIO 10 NIVELES 4 CRUIJAS SMC2							
Estructura	K_0	K	I_{RRS}	$Q=-\ln(I_{RRS})$	y/g	Factor	y/g corregida
000	27835.21	2473.09	0.91115	-0.09305	0.299729104	3.00	0.8992
001	27754.82	19275.12	0.30552	-1.18573	0.225277972	2.50	0.5632
002	28463.99	8310.30	0.70804	-0.34525	0.258548665	3.00	0.7756
003	26167.18	367.64	0.98595	-0.01415	0.295337932	3.50	1.0337
004	26105.22	17381.84	0.33416	-1.09613	0.326040594	2.00	0.6521
005	27967.65	4048.52	0.85524	-0.15637	0.276020908	3.00	0.8281
006	29037.68	9149.24	0.68492	-0.37846	0.303007361	3.10	0.9393
007	27228.16	0.00	1.00000	0.00000	0.264738283	4.00	1.0590
008	26885.95	0.00	1.00000	0.00000	0.297824488	4.00	1.1913
009	29276.39	8340.09	0.71513	-0.33530	0.246914972	3.40	0.8395
010	26310.01	9805.80	0.62730	-0.46633	0.226573571	3.00	0.6797
011	27555.22	7526.03	0.72687	-0.31900	0.233272647	3.10	0.7231
012	26489.35	6966.27	0.73702	-0.30515	0.278700594	2.20	0.6131
013	31946.01	23483.26	0.26491	-1.32837	0.283150348	2.00	0.5663
014	27048.35	5863.99	0.78320	-0.24436	0.269477518	3.50	0.9432
015	26808.93	908.84	0.96610	-0.03449	0.368085542	2.60	0.9570
016	28800.28	0.00	1.00000	0.00000	0.378929288	3.00	1.1368
017	25046.62	39.02	0.99844	-0.00156	0.319802213	3.50	1.1193
018	29616.31	10487.25	0.64590	-0.43712	0.41297117	1.40	0.5782
019	26893.62	0.00	1.00000	0.00000	0.288260337	3.50	1.0089
020	27601.34	9242.76	0.66513	-0.40777	0.140128661	3.50	0.4905
021	28299.78	18263.95	0.35463	-1.03669	0.182644496	3.00	0.5479
022	28464.06	8341.73	0.70694	-0.34681	0.184447225	3.30	0.6087
023	28413.77	14233.15	0.49908	-0.69500	0.183461092	3.20	0.5871
024	27548.75	7383.46	0.73199	-0.31199	0.13888413	4.00	0.5555
025	28726.50	12542.44	0.56338	-0.57379	0.177378696	3.00	0.5321
026	28034.48	6225.05	0.77795	-0.25109	0.187876934	3.40	0.6388
027	25826.83	8923.22	0.65450	-0.42389	0.188489307	3.60	0.6786
028	27052.96	1627.08	0.93986	-0.06203	0.196213511	3.80	0.7456
029	28469.19	3138.77	0.88975	-0.11682	0.267297823	4.00	1.0692
030	31067.25	0.00	1.00000	0.00000	0.237768185	5.00	1.1888
031	28249.82	8155.78	0.71130	-0.34066	0.286302049	2.20	0.6299
032	28615.44	17725.75	0.38055	-0.96613	0.137043833	3.70	0.5071
033	27231.66	7296.43	0.73206	-0.31189	0.246444485	2.20	0.5422
034	24941.36	3138.96	0.87415	-0.13451	0.29655093	2.35	0.6969
035	28507.70	1194.36	0.95810	-0.04280	0.367616933	2.30	0.8455
036	26416.90	8017.47	0.69650	-0.36168	0.299615245	2.20	0.6592

037	28807.01	9032.99	0.68643	-0.37625	0.389354342	1.90	0.7398
038	27137.72	17715.26	0.34721	-1.05783	0.151828451	3.30	0.5010
039	28466.52	16468.27	0.42149	-0.86397	0.167433447	3.60	0.6028
040	27817.03	0.00	1.00000	0.00000	0.229395392	5.00	1.1470
041	27290.10	10067.79	0.63108	-0.46032	0.34591564	1.80	0.6226
042	26333.79	0.00	1.00000	0.00000	0.28251864	3.00	0.8476
043	25484.13	6886.03	0.72979	-0.31500	0.219887744	3.00	0.6597
044	28926.98	19769.84	0.31656	-1.15024	0.270005009	2.00	0.5400
045	24633.31	10760.71	0.56316	-0.57418	0.377523512	1.60	0.6040
046	26373.29	3162.94	0.88007	-0.12775	0.321659316	2.40	0.7720
047	24621.00	8840.81	0.64092	-0.44484	0.238062024	3.20	0.7618
048	28853.76	5560.43	0.80729	-0.21407	0.480305835	2.00	0.9606
049	28399.46	11793.41	0.58473	-0.53660	0.324227572	2.00	0.6485
050	25126.63	7503.41	0.70138	-0.35471	0.262074476	2.50	0.6552

b) Sistemas duales

TABLA DE RESULTADOS EDIFICIO 10 NIVELES 2 CRUIJAS SMM1							
Estructura	K_0	K	I_{RRS}	$Q=\ln(I_{RRS})$	y/g	Factor	y/g corregida
000	8777.96	4774.48	0.45608	-0.78508	0.254752352	1.90	0.4840
001	8450.61	3418.75	0.59544	-0.51845	0.237499731	2.20	0.5225
002	8142.53	3965.72	0.51296	-0.66755	0.258569315	2.40	0.6206
003	8617.52	3431.37	0.60181	-0.50781	0.226349418	2.50	0.5659
004	9823.66	2911.49	0.70363	-0.35151	0.24813802	4.03	1.0000
005	8932.65	5610.12	0.37195	-0.98899	0.17972189	3.00	0.5392
006	8730.68	3580.04	0.58995	-0.52772	0.263414927	2.00	0.5268
007	8582.17	0.00	1.00000	0.00000	0.236603557	5.00	1.1830
008	9597.14	1812.18	0.81117	-0.20927	0.135943248	4.50	0.6117
009	8882.24	2969.88	0.66564	-0.40701	0.204797282	4.00	0.8192
010	8964.42	2769.35	0.69107	-0.36951	0.178537966	4.50	0.8034
011	8670.10	3714.15	0.57161	-0.55929	0.225561176	4.00	0.9022
012	8670.24	3749.13	0.56759	-0.56636	0.163031698	4.50	0.7336
013	8070.03	2941.65	0.63548	-0.45337	0.161982784	4.70	0.7613
014	7659.86	0.00	1.00000	0.00000	0.301501662	2.40	0.7236
015	8136.24	2672.97	0.67147	-0.39828	0.200893378	3.50	0.7031
016	9545.26	3170.53	0.66784	-0.40370	0.28103721	2.30	0.6464
017	9551.70	5565.90	0.41729	-0.87398	0.269403024	1.50	0.4041
018	9010.32	3701.91	0.58915	-0.52908	0.23867479	2.80	0.6683
019	9996.37	3274.79	0.67240	-0.39690	0.326320332	2.30	0.7505
020	9540.93	0.00	1.00000	0.00000	0.133138848	8.50	1.1317
021	8942.48	3837.79	0.57084	-0.56065	0.147132257	3.00	0.4414
022	8364.89	4690.48	0.43927	-0.82265	0.192078663	2.40	0.4610
023	9369.07	3078.43	0.67143	-0.39835	0.231516758	2.40	0.5556
024	10227.36	4170.74	0.59220	-0.52392	0.285820957	2.40	0.6860
025	9535.27	3180.17	0.66648	-0.40574	0.136732061	2.55	0.3487
026	9048.94	6913.30	0.23601	-1.44388	0.079756854	6.00	0.4785
027	9242.02	1957.72	0.78817	-0.23804	0.096336087	9.30	0.8959
028	9491.44	1682.54	0.82273	-0.19513	0.097900367	8.10	0.7930
029	9588.05	2123.83	0.77849	-0.25040	0.164112623	3.90	0.6400
030	10115.43	3619.18	0.64221	-0.44284	0.116300687	4.90	0.5699
031	10647.89	1800.18	0.83094	-0.18520	0.355958504	2.00	0.7119
032	10031.17	3782.42	0.62293	-0.47332	0.165052971	3.00	0.4952

033	10074.64	5099.64	0.49381	-0.70560	0.18200901	2.30	0.4186
034	10451.88	4170.36	0.60099	-0.50917	0.075742978	9.50	0.7196
035	9147.08	5738.97	0.37259	-0.98728	0.129084711	4.60	0.5938
036	9299.93	0.00	1.00000	0.00000	0.293732596	3.00	0.8812
037	10146.78	4876.63	0.51939	-0.65510	0.380134607	1.40	0.5322
038	8631.69	0.00	1.00000	0.00000	0.241586555	2.50	0.6040
039	9509.16	4161.49	0.56237	-0.57559	0.255478424	1.90	0.4854
040	10213.85	0.00	1.00000	0.00000	0.183021132	3.60	0.6589
041	9613.71	5059.90	0.47368	-0.74723	0.250701862	2.20	0.5515
042	9214.77	4299.15	0.53345	-0.62839	0.233206346	2.00	0.4664
043	9894.98	4443.05	0.55098	-0.59606	0.209326252	2.00	0.4187
044	9882.95	0.00	1.00000	0.00000	0.386475961	2.50	0.9662
045	9508.63	2586.47	0.72799	-0.31747	0.099091473	8.00	0.7927
046	9541.74	6419.30	0.32724	-1.11706	0.255690025	1.80	0.4602
047	10033.27	6260.47	0.37603	-0.97809	0.169282798	2.50	0.4232
048	8582.05	3575.65	0.58336	-0.53896	0.28430391	1.90	0.5402
049	9069.44	0.00	1.00000	0.00000	0.117217967	6.00	0.7033
050	9664.77	5581.60	0.42248	-0.86161	0.142926276	3.00	0.4288

TABLA DE RESULTADOS EDIFICIO 10 NIVELES 4 CRUJIAS SMM2							
Estructura	K ₀	K	I _{RRS}	Q=ln(I _{RRS})	y/g	Factor	y/g corregida
000	21575.57	13767.13	0.36191	-1.01636	0.109901261	3.50	0.3847
001	24766.79	8967.89	0.63791	-0.44956	0.259363302	2.30	0.5965
002	19792.24	0.00	1.00000	0.00000	0.261354197	3.50	0.9147
003	24370.60	2914.81	0.88040	-0.12738	0.162032865	3.50	0.5671
004	24500.00	5341.58	0.78198	-0.24593	0.112780068	4.00	0.4511
005	23194.03	1817.92	0.92162	-0.08162	0.216879443	3.20	0.6940
006	25693.64	2969.41	0.88443	-0.12281	0.253260757	3.00	0.7598
007	25721.94	6766.97	0.73692	-0.30528	0.20056466	3.20	0.6418
008	22593.86	0.00	1.00000	0.00000	0.267240205	2.40	0.6414
009	24490.91	7865.53	0.67884	-0.38737	0.186639884	2.50	0.4666
010	22133.84	2486.86	0.88764	-0.11918	0.229341422	3.40	0.7798
011	20891.02	12908.29	0.38211	-0.96204	0.114569831	3.00	0.3437
012	22363.35	7330.57	0.67221	-0.39719	0.298555358	2.70	0.8061
013	22245.39	15469.64	0.30459	-1.18879	0.123136823	4.00	0.4925
014	21867.92	7721.19	0.64692	-0.43554	0.143306572	3.20	0.4586
015	22209.10	6429.33	0.71051	-0.34177	0.208254244	2.75	0.5727
016	21772.06	3988.54	0.81680	-0.20236	0.376747003	1.90	0.7158
017	23123.60	11146.64	0.51795	-0.65787	0.119954587	3.50	0.4198
018	21524.40	5816.37	0.72978	-0.31502	0.131629022	3.00	0.3949
019	21874.43	6046.08	0.72360	-0.32352	0.200012485	1.80	0.3600
020	21288.20	4839.35	0.77267	-0.25790	0.291265013	1.75	0.5097
021	22711.45	0.00	1.00000	0.00000	0.24086687	2.00	0.4817
022	22916.08	12339.21	0.46155	-0.77317	0.210980823	1.50	0.3165
023	23288.64	3692.95	0.84143	-0.17266	0.157603794	5.50	0.8668
024	21316.01	6841.88	0.67903	-0.38710	0.218867174	3.00	0.6566
025	20752.32	15854.57	0.23601	-1.44388	0.098890084	4.00	0.3956
026	23550.14	7753.61	0.67076	-0.39934	0.185903365	3.50	0.6507
027	24647.39	5965.39	0.75797	-0.27711	0.241405188	2.00	0.4828
028	22053.09	6143.07	0.72144	-0.32650	0.232112039	2.30	0.5339
029	23619.33	6147.46	0.73973	-0.30147	0.205309773	1.90	0.3901
030	22715.61	0.00	1.00000	0.00000	0.345488453	3.00	1.0365

031	21940.76	0.00	1.00000	0.00000	0.236973074	3.10	0.7346
032	23258.43	7261.13	0.68781	-0.37425	0.354569498	2.30	0.8155
033	21291.38	4278.51	0.79905	-0.22433	0.236869638	2.90	0.6869
034	21248.81	6538.82	0.69227	-0.36777	0.098552207	3.80	0.3745
035	22862.81	17938.54	0.21538	-1.53533	0.101731906	3.50	0.3561
036	21045.56	9254.34	0.56027	-0.57933	0.347507685	1.10	0.3823
037	20194.94	5255.94	0.73974	-0.30146	0.106521479	4.00	0.4261
038	22849.62	4232.77	0.81476	-0.20487	0.119232364	3.50	0.4173
039	21445.73	5965.61	0.72183	-0.32597	0.29949016	1.00	0.2995
040	23471.28	5209.39	0.77805	-0.25096	0.119697108	4.00	0.4788
041	23005.93	6606.83	0.71282	-0.33853	0.339085574	2.40	0.8138
042	22067.34	3853.18	0.82539	-0.19190	0.260968561	2.50	0.6524
043	23594.52	0.00	1.00000	0.00000	0.120749525	5.00	0.6037
044	21537.02	5518.12	0.74378	-0.29600	0.294803221	2.00	0.5896
045	20956.69	5974.31	0.71492	-0.33558	0.24774359	2.95	0.7308
046	23333.86	6553.35	0.71915	-0.32969	0.170806202	3.10	0.5295
047	21630.06	0.00	1.00000	0.00000	0.141218467	5.00	0.7061
048	21575.39	4476.99	0.79250	-0.23257	0.209567982	3.00	0.6287
049	22211.17	3331.85	0.84999	-0.16253	0.230492324	3.00	0.6915
050	20632.31	5329.91	0.74167	-0.29885	0.174952398	3.00	0.5249

TABLA DE RESULTADOS EDIFICIO 15 NIVELES 3 CRUJIAS SMM3							
Estructura	K ₀	K	I _{RRS}	Q=ln(I _{RRS})	y/g	Factor	y/g corregida
000	37735.20	0.00	1.00000	0.00000	0.251668232	6.40	1.6107
001	39126.69	23065.82	0.41048	-0.89042	0.221976848	3.00	0.6659
002	35260.26	9213.31	0.73871	-0.30286	0.287636218	3.50	1.0067
003	38615.07	10214.46	0.73548	-0.30723	0.262508547	3.20	0.8400
004	36639.25	8938.89	0.75603	-0.27967	0.194348644	4.70	0.9134
005	37463.41	17032.50	0.54536	-0.60632	0.218614686	3.00	0.6558
006	37638.08	14293.25	0.62025	-0.47764	0.184954629	4.00	0.7398
007	39616.10	11526.41	0.70905	-0.34383	0.434809914	2.50	1.0870
008	36105.95	6789.04	0.81197	-0.20829	0.2521146	4.50	1.1345
009	38385.07	5417.81	0.85886	-0.15215	0.26910213	3.50	0.9419
010	33326.20	20077.57	0.39754	-0.92245	0.134318263	4.00	0.5373
011	37633.10	13229.88	0.64845	-0.43317	0.281783168	2.90	0.8172
012	36924.04	15061.91	0.59208	-0.52411	0.229411396	4.00	0.9176
013	34420.47	14571.71	0.57666	-0.55051	0.310006061	3.10	0.9610
014	35934.62	8719.00	0.75736	-0.27791	0.260177275	3.00	0.7805
015	35188.31	12503.79	0.64466	-0.43903	0.172796274	3.90	0.6739
016	36629.01	0.00	1.00000	0.00000	0.129712824	12.00	1.5566
017	36933.19	12239.32	0.66861	-0.40256	0.199507798	4.20	0.8379
018	34944.24	0.00	1.00000	0.00000	0.226187714	5.50	1.2440
019	36050.83	13132.68	0.63572	-0.45300	0.193193101	3.80	0.7341
020	35705.46	0.00	1.00000	0.00000	0.264950447	7.00	1.8547
021	38769.15	30757.19	0.20666	-1.57669	0.168549843	3.00	0.5056
022	32723.00	7850.04	0.76011	-0.27430	0.155951681	5.50	0.8577
023	36517.36	20349.87	0.44273	-0.81479	0.079087758	8.50	0.6722
024	36403.85	24227.53	0.33448	-1.09518	0.138418051	4.00	0.5537
025	37354.06	6948.55	0.81398	-0.20582	0.284344687	4.00	1.1374
026	35150.07	12649.29	0.64013	-0.44608	0.171016388	4.00	0.6841
027	37926.93	4795.88	0.87355	-0.13519	0.341637626	3.10	1.0591
028	39265.63	19431.56	0.50513	-0.68295	0.252179269	2.90	0.7313

029	35416.10	0.00	1.00000	0.00000	0.257207332	5.50	1.4146
030	36760.06	15360.87	0.58213	-0.54106	0.197020064	3.30	0.6502
031	37456.87	19473.11	0.48012	-0.73372	0.11179812	5.20	0.5814
032	36591.47	4854.55	0.86733	-0.14233	0.234724107	4.00	0.9389
033	35188.96	0.00	1.00000	0.00000	0.166690811	7.70	1.2835
034	36558.13	4474.90	0.87760	-0.13057	0.345266175	3.10	1.0703
035	35821.07	2765.59	0.92279	-0.08035	0.380743563	3.50	1.3326
036	37002.40	8314.16	0.77531	-0.25450	0.332915217	3.70	1.2318
037	35827.62	4442.55	0.87600	-0.13239	0.29056471	3.40	0.9879
038	38115.10	8875.77	0.76713	-0.26510	0.347627102	3.60	1.2515
039	40178.92	16463.26	0.59025	-0.52721	0.253205724	3.00	0.7596
040	37483.13	13392.08	0.64272	-0.44205	0.13953044	5.00	0.6977
041	40295.73	0.00	1.00000	0.00000	0.137936043	13.00	1.7932
042	36088.47	11666.02	0.67674	-0.39047	0.235771852	3.00	0.7073
043	40104.47	16061.93	0.59950	-0.51166	0.164897074	4.00	0.6596
044	34404.78	3365.43	0.90218	-0.10294	0.207775373	4.20	0.8727
045	36735.75	1649.78	0.95509	-0.04595	0.386319856	3.10	1.1976
046	36526.62	24466.64	0.33017	-1.10815	0.214631036	2.90	0.6224
047	35379.89	10501.69	0.70317	-0.35215	0.304552267	2.50	0.7614
048	37421.60	25328.41	0.32316	-1.12961	0.180318734	3.50	0.6311
049	38470.82	9612.16	0.75014	-0.28749	0.359652939	3.00	1.0790
050	35142.12	3964.84	0.88718	-0.11971	0.274396757	4.50	1.2348

TABLA DE RESULTADOS EDIFICIO 15 NIVELES 4 CRUJIAS SMM4							
Estructura	K ₀	K	I _{RRS}	Q=ln(I _{RRS})	y/g	Factor	y/g corregida
000	50758.47	12859.94	0.74664	-0.29217	0.24697537	2.40	0.5927
001	52367.59	15455.63	0.70486	-0.34975	0.276179152	2.20	0.6076
002	53636.21	21451.61	0.60005	-0.51074	0.207360252	2.40	0.4977
003	50515.33	17860.63	0.64643	-0.43629	0.197858216	3.50	0.6925
004	54598.58	16121.50	0.70473	-0.34994	0.203735394	4.00	0.8149
005	55869.29	8902.32	0.84066	-0.17357	0.16258015	5.00	0.8129
006	50486.35	11379.24	0.77461	-0.25540	0.263646487	4.00	1.0546
007	53769.32	17022.58	0.68341	-0.38065	0.309793824	3.00	0.9294
008	48868.19	5698.65	0.88339	-0.12399	0.288419995	3.00	0.8653
009	52490.24	8287.22	0.84212	-0.17183	0.127711788	5.50	0.7024
010	53383.44	11062.58	0.79277	-0.23222	0.179304024	5.00	0.8965
011	54576.19	10657.46	0.80472	-0.21726	0.195683411	5.50	1.0763
012	52134.49	0.00	1.00000	0.00000	0.270160649	6.00	1.6210
013	53155.47	0.00	1.00000	0.00000	0.266817422	5.00	1.3341
014	55520.11	29471.38	0.46918	-0.75678	0.13127158	3.00	0.3938
015	52652.08	15097.28	0.71326	-0.33790	0.334004394	2.50	0.8350
016	57314.88	13095.13	0.77152	-0.25939	0.363614749	3.30	1.1999
017	56754.88	10659.23	0.81219	-0.20802	0.27256672	3.00	0.8177
018	48336.89	15154.82	0.68648	-0.37619	0.270322787	4.00	1.0813
019	50038.86	22493.71	0.55048	-0.59697	0.227844536	1.90	0.4329
020	47349.13	34002.55	0.28188	-1.26629	0.095714607	6.00	0.5743
021	55608.64	5800.37	0.89569	-0.11016	0.333162994	2.80	0.9329
022	54101.93	10102.46	0.81327	-0.20669	0.323303275	2.00	0.6466
023	55793.35	14109.42	0.74711	-0.29154	0.168684102	3.00	0.5061
024	57243.50	34002.49	0.40600	-0.90140	0.134924203	3.50	0.4722
025	55935.68	0.00	1.00000	0.00000	0.260416594	5.50	1.4323
026	54441.95	29935.24	0.45014	-0.79819	0.108174443	5.00	0.5409

027	51103.70	0.00	1.00000	0.00000	0.240931777	6.60	1.5901
028	53621.15	28631.37	0.46604	-0.76348	0.24955556	2.50	0.6239
029	54189.79	8813.84	0.83735	-0.17751	0.180508105	4.50	0.8123
030	48824.13	5103.23	0.89548	-0.11040	0.221739042	4.50	0.9978
031	53985.88	16624.28	0.69206	-0.36808	0.172017788	4.50	0.7741
032	49975.36	7991.52	0.84009	-0.17425	0.209512933	3.00	0.6285
033	47314.75	0.00	1.00000	0.00000	0.23833789	5.80	1.3824
034	49473.68	0.00	1.00000	0.00000	0.347979762	5.90	2.0531
035	51552.14	24131.22	0.53191	-0.63129	0.244696889	2.00	0.4894
036	51581.56	28420.30	0.44902	-0.80068	0.221222169	3.00	0.6637
037	57113.70	28487.71	0.50121	-0.69073	0.121956941	5.00	0.6098
038	54879.00	3731.99	0.93200	-0.07043	0.24279492	5.50	1.3354
039	52278.93	16926.82	0.67622	-0.39124	0.360739008	3.00	1.0822
040	51012.35	18680.94	0.63380	-0.45603	0.15496033	4.00	0.6198
041	55129.90	20572.12	0.62684	-0.46706	0.304688232	3.50	1.0664
042	51372.79	12859.94	0.74967	-0.28812	0.101409465	6.20	0.6287
043	52508.19	11320.32	0.78441	-0.24283	0.231294262	5.50	1.2721
044	52372.26	18513.43	0.64650	-0.43618	0.22109414	3.00	0.6633
045	49630.03	14549.80	0.70683	-0.34696	0.106293978	3.50	0.3720
046	53842.49	11875.69	0.77944	-0.24918	0.285843204	4.00	1.1434
047	50255.20	6606.39	0.86854	-0.14094	0.472912514	2.60	1.2296
048	55096.81	19548.82	0.64519	-0.43821	0.110053822	4.50	0.4952
049	52352.10	17092.33	0.67351	-0.39525	0.137706975	4.50	0.6197
050	55228.00	6030.67	0.89080	-0.11563	0.238190823	5.00	1.1910

TABLA DE RESULTADOS EDIFICIO 20 NIVELES 3 CRUJIAS SMM5							
Estructura	K ₀	K	I _{RRS}	Q=ln(I _{RRS})	y/g	Factor	y/g corregida
000	62068.42	31920.58	0.48572	-0.72212	0.134373615	4.00	0.5375
001	59408.77	25450.09	0.57161	-0.55930	0.245856482	2.50	0.6146
002	60473.74	50381.68	0.16688	-1.79046	0.169624988	2.50	0.4241
003	60370.56	0.00	1.00000	0.00000	0.327953274	5.00	1.6398
004	61096.74	25131.84	0.58865	-0.52992	0.28468466	4.00	1.1387
005	66091.61	23154.72	0.64966	-0.43131	0.368352807	3.00	1.1051
006	58453.95	11912.76	0.79620	-0.22790	0.121605292	6.00	0.7296
007	63145.34	0.00	1.00000	0.00000	0.405064456	4.60	1.8633
008	58717.71	25894.52	0.55900	-0.58161	0.215822445	4.00	0.8633
009	60221.26	13052.82	0.78325	-0.24430	0.303523131	3.40	1.0320
010	60545.69	20923.69	0.65441	-0.42401	0.25286763	4.00	1.0115
011	57334.06	0.00	1.00000	0.00000	0.223648862	7.50	1.6774
012	53966.94	17240.13	0.68054	-0.38486	0.220371305	4.00	0.8815
013	59181.64	23701.55	0.59951	-0.51164	0.236601122	4.00	0.9464
014	53762.67	10535.45	0.80404	-0.21811	0.283030053	3.50	0.9906
015	61196.29	0.00	1.00000	0.00000	0.357731768	3.20	1.1447
016	61581.92	37028.23	0.39872	-0.91951	0.130010194	5.00	0.6501
017	66150.63	26982.64	0.59210	-0.52407	0.165095913	4.00	0.6604
018	56614.04	19717.27	0.65172	-0.42813	0.232780445	3.80	0.8846
019	55144.25	17751.27	0.67809	-0.38847	0.242867379	4.00	0.9715
020	57180.09	10878.28	0.80975	-0.21102	0.295427621	3.40	1.0045
021	66366.88	17708.60	0.73317	-0.31038	0.288653633	3.00	0.8660
022	57984.43	21899.02	0.62233	-0.47429	0.332857737	2.50	0.8321
023	59073.85	12950.75	0.78077	-0.24747	0.34307501	4.00	1.3723
024	60356.66	20405.59	0.66192	-0.41262	0.271901209	2.90	0.7885

025	59493.20	39815.85	0.33075	-1.10639	0.199296836	3.00	0.5979
026	59071.97	30302.49	0.48702	-0.71944	0.355747257	3.00	1.0672
027	60926.91	0.00	1.00000	0.00000	0.288190835	4.00	1.1528
028	60214.12	24722.52	0.58942	-0.52861	0.134201149	5.50	0.7381
029	54369.26	0.00	1.00000	0.00000	0.198866673	5.50	1.0938
030	58919.53	12612.56	0.78594	-0.24088	0.156119714	5.00	0.7806
031	63122.57	42786.50	0.32217	-1.13268	0.296672703	2.20	0.6527
032	57425.08	13588.83	0.76336	-0.27002	0.194457619	4.70	0.9140
033	58460.65	32839.79	0.43826	-0.82495	0.349678761	2.00	0.6994
034	62430.68	13776.97	0.77932	-0.24933	0.320569193	4.50	1.4426
035	65329.74	17919.70	0.72570	-0.32061	0.229265579	3.80	0.8712
036	59131.98	20758.84	0.64894	-0.43241	0.264793409	2.70	0.7149
037	57261.86	14502.58	0.74673	-0.29205	0.244105523	3.50	0.8544
038	62651.36	27505.74	0.56097	-0.57809	0.193423749	3.00	0.5803
039	65999.24	8201.18	0.87574	-0.13269	0.325963603	4.00	1.3039
040	64913.94	21076.36	0.67532	-0.39257	0.275863495	3.50	0.9655
041	63191.13	17655.52	0.72060	-0.32767	0.182839028	7.00	1.2799
042	59106.40	21746.17	0.63208	-0.45873	0.360460744	2.00	0.7209
043	61769.88	24626.07	0.60133	-0.50862	0.330066772	2.50	0.8252
044	60778.49	26915.06	0.55716	-0.58490	0.337662141	2.20	0.7429
045	70362.99	0.00	1.00000	0.00000	0.346713878	4.30	1.4909
046	59027.83	11293.03	0.80868	-0.21235	0.225630743	4.80	1.0830
047	58944.34	31595.13	0.46398	-0.76791	0.277002106	2.80	0.7756
048	64104.77	36007.55	0.43830	-0.82485	0.105516369	6.00	0.6331
049	61263.50	7527.85	0.87712	-0.13111	0.219315345	3.70	0.8115
050	59412.49	27410.73	0.53864	-0.61871	0.32647995	2.75	0.8978

TABLA DE RESULTADOS EDIFICIO 20 NIVELES 4 CRUJIAS SMM6							
Estructura	K_0	K	I_{RRS}	$Q=\ln(I_{RRS})$	y/g	Factor	y/g corregida
000	165216.64	86419.20	0.47693	-0.74038	0.200933235	2.50	0.5023
001	172512.78	55139.27	0.68038	-0.38511	0.213149121	3.00	0.6394
002	170219.78	67534.75	0.60325	-0.50542	0.274796364	3.00	0.8244
003	172764.76	31189.72	0.81947	-0.19910	0.189619553	5.00	0.9481
004	171904.41	50731.35	0.70489	-0.34972	0.279019077	3.00	0.8371
005	173015.29	99354.23	0.42575	-0.85391	0.110651519	4.00	0.4426
006	176373.79	0.00	1.00000	0.00000	0.084677644	16.00	1.3548
007	162197.51	11351.61	0.93001	-0.07256	0.19973782	6.00	1.1984
008	171215.35	40146.83	0.76552	-0.26720	0.349916472	3.00	1.0497
009	173628.25	102139.83	0.41173	-0.88738	0.085383618	5.00	0.4269
010	170842.11	0.00	1.00000	0.00000	0.23758535	6.30	1.4968
011	166314.57	56939.47	0.65764	-0.41910	0.202835195	3.50	0.7099
012	171879.91	50133.43	0.70832	-0.34486	0.314631562	2.90	0.9124
013	177635.33	51655.72	0.70920	-0.34361	0.324503653	2.80	0.9086
014	159328.55	65484.48	0.58900	-0.52933	0.121424661	6.00	0.7285
015	166836.81	0.00	1.00000	0.00000	0.172536523	8.00	1.3803
016	173525.38	0.00	1.00000	0.00000	0.400215094	3.60	1.4408
017	167070.34	46863.51	0.71950	-0.32920	0.187435425	6.00	1.1246
018	174559.77	88035.12	0.49567	-0.70184	0.100869769	5.00	0.5043
019	164691.01	34140.63	0.79270	-0.23231	0.354120877	3.50	1.2394
020	182649.16	42435.63	0.76767	-0.26440	0.360963941	3.00	1.0829
021	165228.22	78943.97	0.52221	-0.64968	0.142770677	4.00	0.5711
022	181693.66	50068.12	0.72444	-0.32236	0.257276058	3.00	0.7718

023	169311.28	27345.88	0.83849	-0.17616	0.374427238	2.90	1.0858
024	174823.45	125043.09	0.28475	-1.25616	0.161023075	3.00	0.4831
025	172653.65	0.00	1.00000	0.00000	0.14804895	10.00	1.4805
026	176350.82	29132.88	0.83480	-0.18056	0.331363649	3.00	0.9941
027	177679.81	0.00	1.00000	0.00000	0.194963846	6.50	1.2673
028	171048.39	53690.62	0.68611	-0.37672	0.300441559	3.00	0.9013
029	163631.36	39052.78	0.76134	-0.27268	0.435685719	3.00	1.3071
030	189573.61	33973.65	0.82079	-0.19749	0.338310103	4.00	1.3532
031	165146.24	54997.69	0.66698	-0.40500	0.107054069	7.50	0.8029
032	169919.41	37695.36	0.77816	-0.25083	0.121783719	6.00	0.7307
033	170566.04	34574.86	0.79729	-0.22653	0.441467439	3.00	1.3244
034	178598.64	25914.91	0.85490	-0.15677	0.345880476	3.00	1.0376
035	177381.64	41874.17	0.76393	-0.26928	0.29161814	4.50	1.3123
036	161674.96	117325.38	0.27431	-1.29348	0.145971092	3.50	0.5109
037	175466.47	56714.75	0.67678	-0.39041	0.205117778	3.50	0.7179
038	165385.71	116762.06	0.29400	-1.22417	0.075628096	4.80	0.3630
039	178713.10	76692.01	0.57087	-0.56060	0.137835809	4.20	0.5789
040	171201.96	40981.77	0.76062	-0.27362	0.139629646	6.00	0.8378
041	172833.83	31834.52	0.81581	-0.20358	0.32168351	2.90	0.9329
042	167059.60	43204.16	0.74138	-0.29924	0.170415436	5.00	0.8521
043	172118.52	27593.69	0.83968	-0.17473	0.223539361	5.10	1.1401
044	160543.48	31368.36	0.80461	-0.21740	0.167652674	5.00	0.8383
045	165024.49	58901.84	0.64307	-0.44150	0.273908087	2.30	0.6300
046	182367.26	46449.01	0.74530	-0.29397	0.240421447	4.50	1.0819
047	164805.19	67610.98	0.58975	-0.52805	0.310926873	2.85	0.8861
048	171516.03	26608.92	0.84486	-0.16858	0.35736983	3.50	1.2508
049	170259.34	34463.16	0.79758	-0.22617	0.282471178	4.70	1.3276
050	164113.32	78747.14	0.52017	-0.65361	0.138598732	4.20	0.5821