



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO



**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA CRÍTICA DE EDIFICACIONES
APOYADAS EN PENDIENTE ANTE DOS COMPONENTES
HORIZONTALES DE UN SISMO**

Autor:
Javier Sánchez

Tutor:
Prof. Freddy Lanza

VALENCIA, NOVIEMBRE DEL 2012



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO



**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA CRÍTICA DE EDIFICACIONES
APOYADAS EN PENDIENTE ANTE DOS COMPONENTES
HORIZONTALES DE UN SISMO**

Trabajo Especial de Grado presentado ante la ilustre Universidad de
Carabobo, para optar al Título de Ingeniero Civil.

Autor:
Javier Sánchez

Tutor:
Prof. Freddy Lanza

VALENCIA, NOVIEMBRE DEL 2012



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO



EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA CRÍTICA DE EDIFICACIONES APOYADAS EN PENDIENTE ANTE DOS COMPONENTES HORIZONTALES DE UN SISMO

Autor: Javier Sánchez
Tutor: Prof. Freddy Lanza
Año: 2012

RESUMEN

Actualmente en vista de los problemas de sobrepoblación en la zona Centro-Norte costera de Venezuela, muchas personas se ven en la necesidad de edificar estructuras en zonas donde la topografía es muy irregular. Éste tipo de edificaciones apoyadas en pendiente, presentan una gran cantidad de irregularidades tanto en planta como en elevación, incluyendo riesgo torsional elevado, esto las hace más vulnerables ante eventos sísmicos, por lo que es necesario emplear métodos de análisis que permitan aproximar de manera más exacta el comportamiento de dichas estructuras. En respuesta a dicha problemática, la presente investigación tiene como objetivo evaluar la respuesta crítica de estructuras apoyadas en pendiente ante dos componentes horizontales de un sismo. La respuesta crítica es definida como la mayor respuesta para todas las direcciones posibles de incidencia de estas dos componentes, y se determina aplicando la metodología del CQC3, la cual a su vez depende del análisis dinámico modal, todo esto con el fin de lograr en un futuro diseños que tengan un mejor desempeño y que garanticen el confort y seguridad de las personas que se desenvuelven en su entorno. La investigación posee un diseño Experimental de tipo de pre-experimental, en la cual se evaluarán las respuestas críticas de tres (3) modelos estructurales, dos de los cuales están apoyados en pendiente y un tercer modelo apoyado en planicie. Se obtuvieron como resultados que las edificaciones apoyadas en pendiente efectivamente poseían un riesgo torsional elevado y como era de esperarse las respuestas críticas se generaban cuando las componentes sísmicas no actuaban de forma paralela a los ejes principales de las edificaciones.

Descriptor: Edificaciones apoyadas en pendiente, respuesta crítica, CQC3.



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO



EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA CRÍTICA DE EDIFICACIONES APOYADAS EN PENDIENTE ANTE DOS COMPONENTES HORIZONTALES DE UN SISMO

Autor: Javier Sánchez
Tutor: Prof. Freddy Lanza
Año: 2012

ABSTRACT

Currently in view of the problems of overcrowding in the north-central coast of Venezuela, many people are in need of building structures in areas where the topography is very irregular. This type of buildings supported on slopes, have a lot of irregularities both in plan and elevation, including high torsional risk, this makes them more vulnerable to seismic events, so it is necessary to use analytical methods that approximate the behavior of these structures more accurately. Due to this problem, the present study aims to evaluate the critical response of supported pending structures in response to two horizontal components of an earthquake. Critical response is defined as the greatest response to all possible directions of incidence of the two components, and is determined by applying the methodology of CQC3, which in turn depends on the modal dynamic analysis, all of this with the aim of achieving in a future designs with a better perform to ensure the comfort and safety of people who thrive in their environment. The research has an experimental design of pre-experimental type, which will assess the critical responses of three (3) structural models, two of which are supported in slope and a third model supported in plain. The results that were obtained were that the structures supported on slopes had a high torsional risk. As expected the critical responses were generated when the seismic components were not acting parallel to the principal axes of buildings.

Descriptors: Buildings supported on slope, critical response, CQC3.



DEDICATORIA

Éste trabajo va dedicado con todo mi amor y cariño a mis padres Raiza y Juan. A ti mamá, por ser una mujer ejemplar, cariñosa y dedicada, por apoyarme en todo momento, por tu motivación constante y sobre todo por tu amor. A ti papá, por tus consejos, por los valores que me inculcaste, por ser mi ejemplo a seguir y por enseñarme que con constancia y dedicación todos los sueños son posibles.

A mi novia Solangie, por su compañía en los buenos momentos y por sus palabras de aliento que tanto me ayudaron en los momentos difíciles, por su comprensión y sobre todo por su paciencia durante estos años de mi vida.

A mis hermanos Juan y Jesús, por su apoyo incondicional y por haber fomentado en mí el deseo de superación, los quiero mucho.

Y finalmente pero no menos importante a mi tía Yuraima y a mi abuela Gladys, por ser unas mujeres extraordinarias, por todo el apoyo que me han brindado a lo largo de toda mi vida sin esperar nada a cambio, por su preocupación y por enseñarme que el amor de madre también se puede ver reflejado en una tía o una abuela.

A todos va dedicado éste trabajo, los amo, éste logro también es de ustedes...

Javier Sánchez



AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer primeramente a Dios por haberme dado el regalo de la vida, por estar siempre a mi lado, por guiarme a lo largo de mi carrera y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo de felicidad.

A mis padres, por su apoyo incondicional, por los valores que me han inculcado y que han hecho de mí la persona que soy hoy en día, por haberme brindado la oportunidad de tener una educación de excelencia y sobre todo por ser un gran ejemplo de vida a seguir.

A mis compañeros de clases, todos, con quienes compartí muy buenos momentos a lo largo de toda mi carrera, por haber hecho de mi etapa universitaria un trayecto que nunca olvidaré.

A los profesores de la Universidad de Carabobo, en especial al profesor Freddy Lanza, gracias por su tiempo y por compartir sin mezquindad ni egoísmo sus conocimientos para la realización de este trabajo de investigación.

Y a todos aquellos que de una u otra forma me ayudaron a la realización de éste proyecto y me inspiraron a amar cada día mi carrera, a todos ustedes MUCHAS GRACIAS.

Javier Sánchez



INDICE GENERAL

RESUMEN.....	IV
ABSTRACT.....	V
DEDICATORIA.....	VI
AGRADECIMIENTO.....	VII
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I	
EL PROBLEMA	
Planteamiento del Problema.....	2
Formulación del Problema.....	3
Sistematización del Problema.....	4
Objetivos de la Investigación.....	4
Objetivo General.....	4
Objetivos Específicos.....	4
Justificación.....	5
Alcance de la Investigación.....	6
Limitaciones de la investigación.....	7
CAPÍTULO II	
MARCO TEÓRICO	
Antecedentes.....	8
Bases Teóricas.....	10
Sismos.....	10
Placas Tectónicas.....	10
Características de un Sismo.....	12
Foco y Epicentro.....	12
Magnitud.....	12
Intensidad.....	13
Sismología en Venezuela.....	14
Red Sismológica de Venezuela.....	15



Red Acelerográfica de Venezuela.....	17
Peligro Sísmico.....	18
Riesgo Sísmico.....	20
Vulnerabilidad Estructural.....	22
Irregularidades en las Edificaciones.....	23
Irregularidades Verticales.....	23
Irregularidades en Planta.....	29
Materiales.....	31
Concreto.....	31
Acero.....	34
Construcciones en Pendiente.....	38
Respuesta de Edificaciones ante dos componentes horizontales de un sismo.....	39
Vibraciones.....	42
Espectros de Diseño.....	43
Dinámica de Estructuras.....	44
Generalidades.....	44
Grados de Libertad.....	45
Leyes de Movimiento de Newton.....	48
Diagramas de Cuerpo Libre.....	49
Principio de D'Alembert.....	50
Solución a la Ecuación Diferencial de Movimiento.....	51
Frecuencia y Periodo.....	53
Amplitud de Movimiento.....	54
Sistemas de un Grado de Libertad Amortiguados.....	55
Amortiguador Viscoso.....	55
Ecuaciones de Movimiento.....	55
Amortiguamiento Crítico.....	57
Sistemas Sobrearmortiguados.....	58
Sistemas Subamortiguados.....	59



Idealización de la Masa.....	61
Idealización de la Rigidez.....	64
Hipótesis de Diafragma Rígido.....	64
Modelos Estructurales como Pórticos Planos.....	68
Análisis Dinámico de Superposición Modal.....	70
Modos de Vibración.....	71
Método CQC3.....	73
ETABS.....	79
Bases Legales.....	79
Términos Básicos.....	81
CAPÍTULO III	
MARCO METODOLÓGICO	
Diseño de la Investigación.....	83
Tipo de la Investigación.....	84
Modalidad de la Investigación.....	84
Población y Muestra.....	85
CAPÍTULO IV	
PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	
Unidades, Notaciones y Convenciones.....	86
Unidades.....	86
Notaciones.....	87
Propiedades de los Materiales.....	89
Selección de los Modelos Estructurales.....	89
Predimensionado de Elementos Estructurales.....	93
Predimensionado de Losas.....	93
Predimensionado Según Criterio de Rigidez.....	93
Dimensionado Final de las Losas Según Criterio de Resistencia.....	95
Predimensionado de las Columnas.....	99
Predimensionado de las Vigas.....	109



Vigas de Carga (Vigas en Dirección “X”).....	109
Vigas de Antisísmicas (Vigas en Dirección “Y”).....	111
Definición de las Combinaciones de Carga utilizada en el Diseño.....	114
Definición de los Espectros Sísmicos de Diseño.....	115
Espectro de Respuesta S2.....	115
Espectro de Respuesta S3.....	116
Modelaje y Verificación de las Secciones en ETABS.....	116
Definición de las Propiedades de los Materiales y Casos de carga Estáticos.....	117
Definición de los Espectros de Diseño.....	118
Definición de los Casos de Respuesta Espectral.....	119
Definición de las Cargas Sísmicas y Combos de Diseño.....	120
Definición de los Parámetros de Análisis Dinámico.....	121
Definición de la Geometría de los Elementos Estructurales.....	122
Asignación de Diafragmas Rígidos y Cargas.....	124
Verificaciones en las Estructuras.....	127
Verificación del Riesgo Torsional.....	127
Verificación de Derivas.....	131
Verificación del Coeficiente Sísmico.....	136
Dimensiones Finales de los Elementos Estructurales.....	144
Método CQC3.....	160
Análisis de Resultados.....	164
CAPÍTULO V	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
Conclusiones.....	189
Recomendaciones.....	190
BIBLIOGRAFÍA	192



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1

Nivel de Diseño (Norma COVENIN 1756-2001).....	93
--	----

Tabla 4.2

Espesores Mínimos Normativos para no Chequear Deflexiones (Norma COVENIN 1753-06).....	93
---	----

Tabla 4.3

Espesores Mínimos de Diseño.....	94
----------------------------------	----

Tabla 4.4

Resumen de Cargas de Losas.....	99
---------------------------------	----

Tabla 4.5

Factor de Volcamiento para Columnas.....	100
--	-----

Tabla 4.6

Predimensionado de Columnas (Modelo Step Back Building on Sloping Ground).....	101
---	-----

Tabla 4.7

Predimensionado de Columnas (Modelo Step Back Set Back Building on Sloping Ground).....	104
--	-----

Tabla 4.8

Predimensionado de Columnas (Modelo Set Back Building on Plain Ground).....	107
--	-----

Tabla 4.9

Predimensionado de Vigas.....	113
-------------------------------	-----

Tabla 4.10

Verificación del Riesgo Torsional (Modelo Step Back Building on Sloping Ground).....	128
---	-----

Tabla 4.11

Verificación del Riesgo Torsional (Modelo Step Back Set Back Building on Sloping Ground).....	129
--	-----



Tabla 4.12

Verificación del Riesgo Torsional (Modelo Set Back Building on Plain Ground).....	130
---	-----

Tabla 4.13

Valores límites del cociente $\delta_i / (h_i - h_{i-1})$ (Norma COVENIN 1756-2001).....	132
--	-----

Tabla 4.14

Verificación de Derivas (Modelo Step Back Building on Sloping Ground).....	133
--	-----

Tabla 4.15

Verificación de Derivas (Modelo Step Back Set Back Building on Sloping Ground).....	134
---	-----

Tabla 4.16

Verificación de Derivas (Modelo Set Back Building on Plain Ground).....	135
---	-----

Tabla 4.17

Verificación del Coeficiente Sísmico (Modelo Step Back Building on Sloping Ground).....	137
---	-----

Tabla 4.18

Verificación del Coeficiente Sísmico (Modelo Step Back Set Back Building on Sloping Ground).....	139
--	-----

Tabla 4.19

Verificación del Coeficiente Sísmico (Modelo Set Back Building on Plain Ground).....	141
--	-----



ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico N° 1	
Desplazamiento Máximo Vs. Modelo Estructural.....	164
Gráfico N° 2	
Derivas Máximas Vs. Modelo Estructural.....	165
Gráfico N° 3	
Cortante Basal Vs. Modelo Estructural.....	166
Gráfico N° 4	
Acero por Metro Cuadrado Vs. Modelo Estructural.....	167
Gráfico N° 5	
Acero por Metro Cuadrado (%) Vs. Modelo Estructural.....	168
Gráfico N° 6	
Acero en Vigas y Columnas por Metro Cuadrado Vs. Modelo Estructural.....	169
Análisis de Formas Modales.....	170



INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación titulado “Evaluación de la respuesta crítica de edificaciones apoyadas en pendiente ante dos componentes horizontales de un sismo”, tiene por finalidad encontrar la respuesta crítica de estructuras que por sus características presentan una serie de irregularidades tanto en planta como en elevación. Esta respuesta crítica se define como la mayor respuesta posible para cualquier ángulo de incidencia de un sismo. Para lograrlo se aplicará una metodología conocida como el criterio CQC3, el cual a partir de las respuestas obtenidas del análisis modal permite encontrar el ángulo crítico de incidencia de un sismo. Para el diseño de las edificaciones se considerarán formas espectrales distintas actuando de manera ortogonal en las direcciones paralelas a los ejes principales de la estructura, ya que experimentalmente se ha demostrado que las formas espectrales de un sismo en dos direcciones son distintas.

La selección del tema, se basó en dos criterios fundamentales, por una parte se quería buscar un tema orientado a la profundización de conocimientos en la rama de Ingeniería Estructural y por otra parte generar una solución práctica y aplicable a algún problema de la actualidad, dicho problema es encontrar métodos de análisis que aproximen de manera más exacta las respuestas presentes en estructuras irregulares ante un posible evento sísmico y que permitan así crear edificaciones más seguras y óptimas.



CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

En Venezuela debido al aumento de la población y a los requerimientos arquitectónicos, se ve la necesidad de edificar estructuras en zonas donde la topografía del terreno no permite obtener una buena configuración estructural, tal es el caso de las estructuras apoyadas en pendiente, las cuales poseen irregularidades y asimetrías en planos horizontales y verticales, en conjunto con torsionalidad. Estas edificaciones tienen masas y rigideces que varían tanto en planta como en elevación, dando como resultado que el centro de masa y el de rigidez no coincidan en varios pisos, requiriendo un análisis por torsión sumando las fuerzas laterales generadas en un sismo.

Los métodos y criterios normativos comúnmente utilizados para el análisis y diseño de estructuras, aproximan la respuesta sísmica que éstas podrían tener ante la ocurrencia de un evento sísmico, pudiendo subestimarlas o sobreestimarlas según sea el caso, por lo que se requiere utilizar métodos de análisis que permitan determinar con mayor exactitud el



comportamiento de las estructuras ante las solicitaciones dinámicas como las originadas por los sismos.

El diseño de estructuras localizadas en zonas de elevada amenaza sísmica requiere considerar la acción simultánea de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno. Dichas componentes horizontales pueden formar cualquier ángulo con los ejes estructurales, por lo que cada respuesta debe determinarse considerando todos los valores posibles de dicho ángulo. De allí se plantea la necesidad de evaluar la respuesta crítica de edificaciones apoyadas en pendientes, la cual es definida como la mayor respuesta para todas las direcciones posibles de incidencia de éstas dos componentes.

La respuesta crítica es estimada mediante un procedimiento de análisis que utiliza el método CQC3 y un cociente constante de intensidad espectral (g_c), determinado a partir de los espectros de las dos componentes sísmicas horizontales.

En función de lo anteriormente expuesto, con ésta investigación se desea aproximar de manera más exacta el comportamiento de estructuras apoyadas en pendiente, a fin de lograr en un futuro mejores diseños sismo resistentes de manera que las mismas sean capaces de absorber y disipar la totalidad de las acciones dinámicas, reduciendo así su vulnerabilidad y garantizando la seguridad de las personas que allí conviven.

Formulación del Problema

¿De qué manera influirá la determinación de la respuesta crítica de edificaciones apoyadas en pendiente ante dos componentes horizontales de un sismo aplicando el método CQC3 en comparación con los métodos normativos usados en el diseño de estructuras?



Sistematización del Problema

De acuerdo al problema anteriormente descrito, se plantean las siguientes interrogantes:

- ¿Cuál será el comportamiento de las estructuras apoyadas en pendiente ante dos componentes horizontales de un sismo en comparación con estructuras apoyadas en planicie que posean un mismo volumen?
- ¿Cómo influye definir dos espectros de diseño distintos y ortogonales entre sí en el comportamiento sísmico de estructuras apoyadas en pendiente?
- ¿De qué manera afecta en el diseño de estructuras apoyadas en pendiente la evaluación de la respuesta crítica?
- ¿Cuánto será la variación de acero requerido en estructuras apoyadas en pendiente y estructuras apoyadas en planicies?

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

- Evaluar la respuesta crítica de edificaciones apoyadas en pendiente ante dos componentes horizontales de un sismo.

Objetivos Específicos

- Seleccionar los tipos de configuraciones estructurales que serán evaluados.
- Definir las componentes del sismo y los espectros de diseño sísmicos para cada una de ellas.



- Elaborar el diseño de las edificaciones seleccionadas según la Norma COVENIN 1753-06 y la Norma COVENIN 1756-01.
- Evaluar el comportamiento sísmico mediante la comparación de parámetros dinámicos y resultados de diseño empleando el software ETABS y encontrar el ángulo de respuesta máxima de edificaciones apoyadas en pendientes con distintas configuraciones estructurales.
- Comparar las cantidades de acero que requieren las estructuras apoyadas en pendiente con respecto a estructuras apoyadas en planicies que posean el mismo volumen.

Justificación

Con la presente investigación se pretende cumplir con los requisitos curriculares de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo para optar al título de Ingeniero Civil, además de contribuir con el desarrollo integral y la formación académica de estudiantes interesados en la rama de Ingeniería Estructural.

En respuesta a la necesidad de diseñar estructuras que estén a la vanguardia de la tecnología y los conocimientos científicos, se reconoce la necesidad de evaluar la respuesta crítica de edificaciones apoyadas en pendiente, ya que la información normativa referente a éste tema no se explica de forma clara. A su vez ésta investigación proporcionará a los ingenieros una herramienta de referencia para futuras investigaciones, que permitirá lograr diseños cada vez más óptimos con una posible influencia en el ahorro económico.

Las edificaciones apoyadas en pendiente poseen muchas irregularidades verticales y en planta, lo cual las hace más vulnerables ante un evento sísmico, la posibilidad de determinar la respuesta crítica de dichas estructuras, permite lograr diseños que tengan un mejor desempeño y que garanticen el confort y seguridad de las personas que se desenvuelven en su



entorno, generando así mayor bienestar social y a su vez mejorando la calidad de vida de sus habitantes.

Alcance de la Investigación

En ésta investigación se evaluará la respuesta crítica de edificaciones apoyadas en pendiente, determinada a partir de la aplicación de un procedimiento de análisis basado en el método CQC3, sin tomar en cuenta las solicitaciones dinámicas generadas por la componente vertical de un sismo.

Se seleccionaron tres (3) modelos estructurales: STEP BACK BUILDINGS ON SLOPING GROUND, STEP BACK SET BACK BUILDINGS ON SLOPING GROUND que están apoyados en pendiente, los cuales serán comparados con el modelo SET BACK BUILDINGS ON PLAIN GROUND apoyado en planicie y que posee el mismo volumen a los modelos iniciales. Los modelos estructurales antes mencionados corresponden a edificaciones de uso comercial de 10 pisos, a los cuales se les aplicará una sobrecarga del 25% de la Carga Variable y el 100% de la Carga Permanente.

El sistema resistente a sismos es de Tipo I, es decir estructuras compuestas por vigas y columnas de concreto armado capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas, con luces de 7 metros en dirección “X” y 5 metros en dirección “Y” y con alturas de entrepiso de 3,5 metros.

Con respecto a las características de los materiales se fijó una resistencia cilíndrica del concreto de $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ y para el refuerzo metálico se utilizarán barras corrugadas con un esfuerzo de fluencia de $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

El lugar donde se aplicará el estudio es una zona sísmica 5, con formas espectrales S2 y S3 correspondiente a suelos blandos cuyas velocidades de ondas de corte promedio son menores a 170 m/s.



Se delimitó el estudio a la superestructura de la edificación, es decir a los elementos estructurales que se encuentran por encima del nivel del suelo, sin tomar en cuenta los efectos de la tabiquería sobre su comportamiento ante las acciones dinámicas y tomando como referencia los procedimientos de análisis y diseño establecidos en la Norma de Edificaciones de Concreto Armado COVENIN 1753-06 y la Norma Sísmica Venezolana COVENIN 1756-01.

Se realizará el análisis dinámico de las estructuras anteriormente mencionadas usando el software ETABS y finalmente se procederá a determinar los ángulos de respuesta máxima aplicando las ecuaciones y deducciones matemáticas del método CQC3.

Limitaciones de la Investigación

La presente investigación presenta dos limitantes las cuales deben ser evaluadas previamente:

La primera limitante corresponde al tiempo de elaboración del Trabajo Especial de Grado, teniéndose disponible seis (6) meses. Se presentan un total de tres (3) configuraciones estructurales que deben ser diseñadas, evaluadas y comparadas, por lo que se debe crear un plan de trabajo adecuado a dicho lapso de tiempo, que permita desarrollar de manera afectiva la investigación para así obtener un resultado positivo.

La segunda limitante corresponde a la información, debido a que el método que se desea aplicar no es usualmente usado en el diseño normativo de edificaciones en Venezuela, no se dispone de suficiente información teórica sobre su aplicación en estructuras irregulares y las referencias bibliográficas usadas por algunos autores son desconocidas.



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes

- Jaime J. Alves G. y Patricia L. Fernández (2011). “ANÁLISIS DINÁMICO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES EMPLEANDO EL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL ETABS”. Caracas, Venezuela.

Realizan un análisis de estructuras irregulares aplicando el método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, evaluando el comportamiento de cada una de ellas y analizando parámetros de diseño como lo son el cortante basal, derivas y periodos de oscilación determinan el nivel de impacto que generan dichas irregularidades en la respuesta dinámica de las estructuras.

La investigación guarda cierta relación con el presente trabajo, se utilizan métodos de comparación estructural similares y posteriormente se emite una conclusión en función de las respuestas obtenidas del análisis dinámico.



- José A. Taboada G. y Aturo M. Izcue U. (2009). “ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES ASISTIDO POR COMPUTADORAS”. Lima, Perú.

Desarrollan un material didáctico para el uso del software ETABS en el diseño de edificaciones, en donde se explican y describen detalladamente las funciones básicas del programa y se desarrolla una metodología estructurada para el modelado y posterior análisis de una edificación.

En la presente investigación, contempla un análisis dinámico de superposición modal con 3 grados de libertad por nivel, el cual será realizado a través del empleo del software ETABS, por lo que la investigación anteriormente expuesta servirá como un trabajo referencial a la hora de desarrollar el estudio.

- Illescas, G. (2001). “DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE EDIFICIOS CONSTRUIDOS EN LADERAS”. Loja, Ecuador.

Presenta un análisis del comportamiento de estructuras apoyadas en pendiente ante las solicitaciones generadas por un sismo. Diseñando y evaluando cada uno de los elementos estructurales que lo integran, logra definir las dimensiones y refuerzos necesarios para cada uno de ellos.

La investigación tiene una relación directa con la presente investigación, ya que se evalúan las respuestas que pueden producirse en las edificaciones apoyadas en pendiente ante las solicitaciones producidas por un sismo. El método de predimensionado de los elementos estructurales es similar, y aunque los métodos de análisis son distintos, se presentarán resultados y evaluaciones del comportamiento estructural de los elementos que conforman el sistema resistente a cargas laterales.



Bases Teóricas

Sismos

Un sismo es un temblor o una sacudida de la tierra por causas internas, en el cual se libera energía de manera repentina. El término es sinónimo de terremoto o seísmo, aunque en algunos casos los conceptos de sismo o seísmo se utilizan para hacer referencia a temblores de menor intensidad que un terremoto.

Estos movimientos se producen por el choque de las placas tectónicas. La colisión libera energía mientras los materiales de la corteza terrestre se reorganizan para volver a alcanzar el equilibrio mecánico.

Una de las principales causas de los sismos es la deformación de las rocas contiguas a una falla activa, que liberan su energía potencial acumulada y producen grandes temblores. Los procesos volcánicos, los movimientos de laderas y el hundimiento de cavidades cársticas también pueden generar sismos.

Existen zonas que tienen una mayor tendencia a sufrir sismos. Se trata de aquellas regiones donde la concentración de fuerzas generada por los límites de las placas tectónicas hace que los movimientos de reajuste sean más frecuentes, tanto en el interior de la corteza terrestre como en la superficie de la Tierra.

Placas tectónicas

Una placa tectónica o placa litosférica es un fragmento de litósfera que se desplaza como un bloque rígido sin presentar deformación interna sobre la astenósfera de la tierra.

La placa tectónica es la teoría que explica la estructura y dinámica de la superficie de la tierra. Establece que la litósfera (la porción superior más

fría y rígida de la Tierra) está fragmentada en una serie de placas que se desplazan sobre el manto terrestre. Esta teoría también describe el movimiento de las placas, sus direcciones e interacciones. La litósfera terrestre está dividida en placas grandes y en placas menores o microplacas. En los bordes de las placas se concentra actividad sísmica volcánica y tectónica. Esto da lugar a la formación de grandes cadenas y cuencas.

Hasta ahora la Tierra es el único planeta del sistema solar con placas tectónicas activas, aunque hay evidencias de que Marte, Venus y alguno de los satélites galileanos como Europa fueron tectónicamente activos en tiempos remotos.

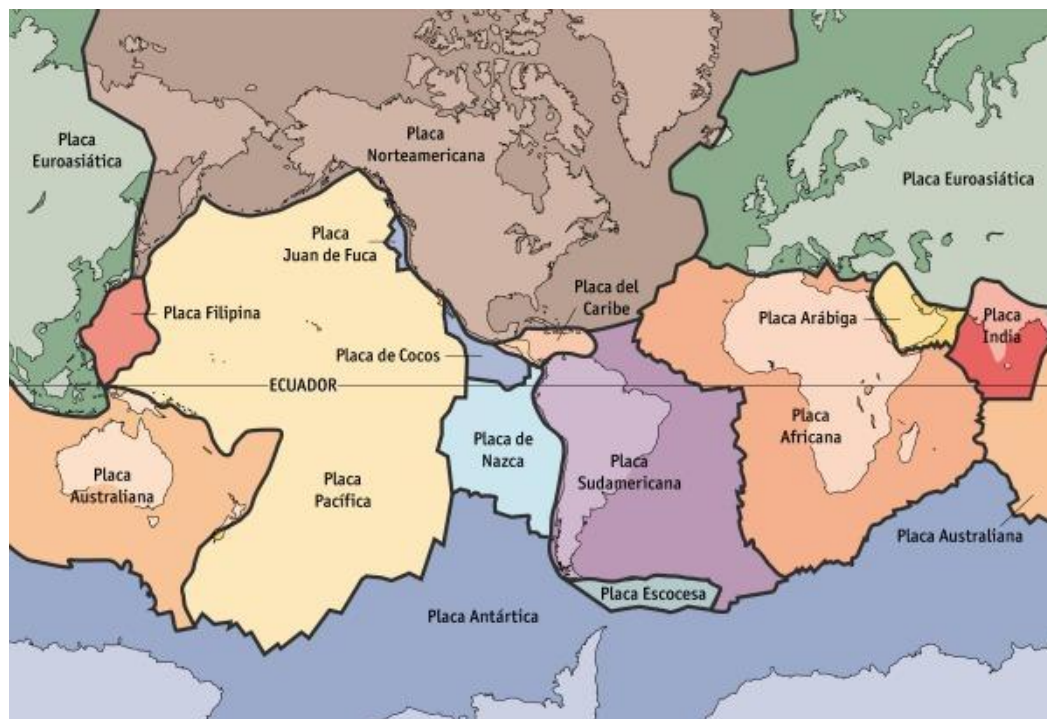


FIG. 2.1 PLACAS TECTÓNICAS DEL MUNDO

Características de un sismo

Foco y epicentro

El foco o hipocentro es la zona dentro de la corteza terrestre en donde se originan los movimientos sísmicos, es decir es el punto exacto donde ocurre la liberación de energía. Por otro lado el epicentro es el punto de la superficie terrestre situado directamente sobre el hipocentro o foco del sismo, y es donde se registran las mayores amplitudes de ondas generadas por el mismo.

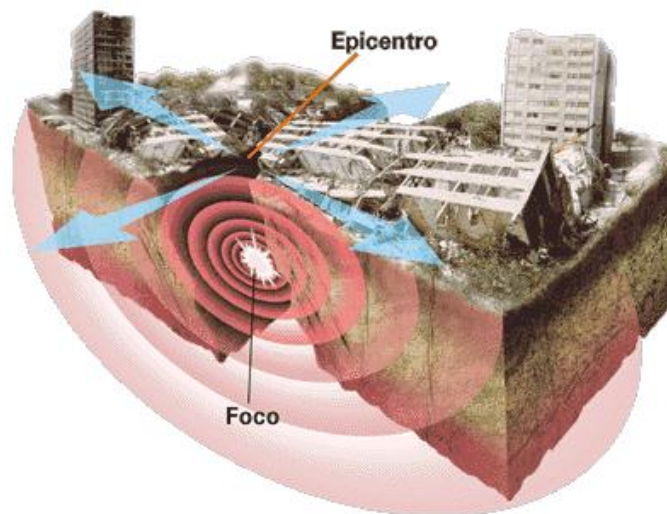


FIG. 2.2 FOCO Y EPICENTRO DE UN SISMO

Magnitud

Charles Richter definió, en 1935, el concepto de "magnitud" pensando en un parámetro que describiera, de alguna manera de forma cuantitativa (instrumental) indirecta la energía sísmica liberada por un terremoto basada en el desplazamiento del terreno registrado en los sismogramas (Escala de Richter). Ésta escala desarrollada por Richter no es lineal, por lo que un



sismo de magnitud 6 produce en el sismograma un desplazamiento 10 veces mayor de lo que lo haría un sismo de 5, y del mismo modo un sismo de 7 produciría un desplazamiento 100 veces mayor que el sismo de 5.

Magnitud en Escala Richter	Efectos del terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
7.0 - 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas.

FIG. 2.3 ESCALA DE RICHTER (RICHTER, 1935)

Intensidad

La intensidad responde a una estimación cualitativa de los efectos del sismo basados en tres criterios básicos: Cómo es percibido por las personas, sus efectos sobre las edificaciones e infraestructuras y sus efectos sobre el terreno y el medioambiente. Por ejemplo, la escala de Mercalli es una escala de 12 grados desarrollada para evaluar la intensidad de los terremotos a través de los efectos y daños causados a distintas estructuras.

Queda claro que la intensidad no necesariamente está relacionada con la magnitud, ya que un sismo de una magnitud muy grande puede causar muy pocos daños si ocurre lejos del lugar de estudio, por lo que su intensidad en ese lugar sería baja, es decir los parámetros que realmente

condicionan a la intensidad es la proximidad al epicentro, las características geológicas y la calidad y naturaleza de edificaciones e infraestructuras, por lo que un sismo puede poseer un único valor de magnitud pero sentirse con diferentes valores de intensidad.

GRADO	INDICADOR DE LA INTENSIDAD
I	El sismo es detectado por instrumentos muy sensibles.
II	Lo sienten personas en reposo en edificios altos.
III	Se asemeja a la trepidación causada en el suelo por un camión.
IV	Es advertido por las personas que se encuentran en el interior de las casas. Los carros se balancean.
V	Es advertido por la mayoría de las personas y la gente nota la dirección del movimiento.
VI	Lo sienten todas las personas, es difícil caminar y se desprenden los pañetes.
VII	Angustia, la gente corre al exterior de las edificaciones; se pierde el equilibrio, los conductores de vehículos en marcha lo notan y las construcciones de mala calidad comienzan a afectarse.
VIII	Hay dificultad en la conducción de vehículos automotores, se caen la chimeneas, muros y monumentos.
IX	Pánico total: Algunas edificaciones se desplazan de sus fundaciones, se agrietan y se desploman.
X	Destrucción casi total de las construcciones de albañilería, afecta seriamente edificios, puentes, represas y diques. Se desliza la tierra.
XI	Los rieles ferroviarios se tuercen, las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio.
XII	El daño es casi total, hay desplazamientos de grandes rocas, los objetos saltan al aire y las edificaciones sufren grandes torsiones.

FIG. 2.4 ESCALA DE MERCALLI (MERCALLI, 1884)

Sismología en Venezuela

La historia de la sismología venezolana puede agruparse en 3 importantes ventanas de tiempo para entender el proceso que ha tenido. Una que parte en los siglos XVI y XVII en que los primeros pobladores de la nación eran los directamente afectados y no lo comprendían, abarcando hasta la venida de los primeros cronistas, esencialmente clérigos traídos con los colonizadores y que vertían en sus escritos la cotidianidad de su orden e incluso los fenómenos a los cuales se veían azotados, constituyéndose en



una suerte de “memorias vivientes” que volcaban sus relatos en documentación eclesiástica, correspondencia privada u oficial según el caso.

Para los XVIII y el XX, si se considera esta como una segunda etapa, otros eran los cronistas más letrados, editores de diarios nacionales o locales e incluso fotógrafos y cineastas considerándose estas, formas alternas de realizar “crónicas en sismología”. No obstante ello, persiste desde tiempo atrás, la inveterada carencia de elaborar catálogos e incluso de la destrucción de reciente fecha de valiosas fuentes documentales limitando el acceso a toda suerte de datos. Producto de ello es la aparición de quienes dedicaron a recoger en incipientes o logrados catálogos, toda acción de los terremotos y sus secuelas, hasta la presencia del academicismo en donde era discutido en forma cabal la naturaleza del fenómeno “seismológico” bajo un contexto científico.

De todo lo expuesto, surge la necesidad de establecer centros de investigación a nivel público y nace a instancias del gobierno nacional, el Observatorio Cagigal que aparentemente tuvo su par en una iniciativa de los sacerdotes jesuitas, no comprobada del todo hasta ahora. De 4 años al presente, en forma aproximada se incluyen los acuerdos de centros sismológicos nacionales en procura de trabajar en forma conjunta siempre coordinados por un órgano rector la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, ente de investigación básica e información sismológica de la actividad telúrica territorial y de regiones vecinas.

Red sismológica de Venezuela

La Red Sismológica de Venezuela está soportada actualmente por dos subredes: La telemétrica y la satelital. Ambas subredes, así como la Red Acelerográfica Nacional, están en proceso de modernización. La Red Sismológica cuenta en los actuales momentos con 26 estaciones satelitales, localizadas en: El Llanito (Caracas), Birongo y Cúpira (Miranda), El Baúl

(Cojedes), Carúpano, Güiria y Guanoco (Sucre), Villa del Rosario (Zulia), Las Mercedes del Llano (Guárico), Dabajuro, Jacura y Montecano (Falcón), Quebrada Arriba, Siquisique, Curarigua, Sanarito y Terepaima (Lara), Pariaguán (Anzoátegui), Oritupán (Monagas), Socopó (Barinas), Capacho (Táchira), Caicara (Bolívar), Turiamo (Carabobo), Río Grande (Amazonas), isla La Blanquilla, isla Los Testigos, estando previsto instalar las 9 estaciones restantes en La Orchila, Amazonas, Bolívar, Apure, Mérida, Delta Amacuro y Carabobo (Figura 2.5).

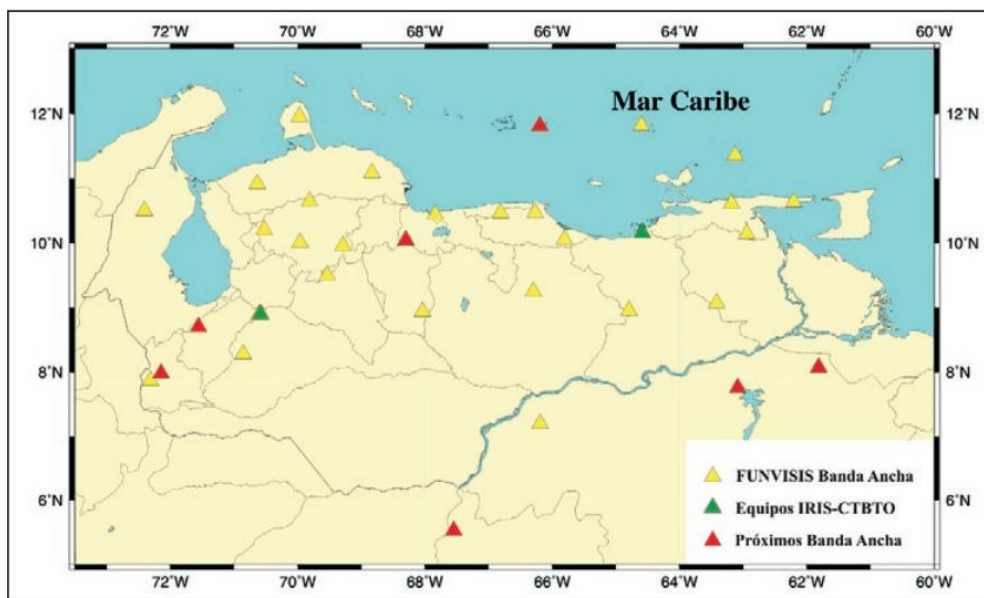


FIG. 2.5 RED SISMOLÓGICA DE VENEZUELA (WEBSITE DE FUNVISIS, 2012)

Aparte de las estaciones satelitales, se tienen 8 estaciones asociadas a la subred Telemétrica, las cuales envían la señal sísmica modulada en VHF a la estación central de El Llanito, donde se obtienen y analizan sus respectivos sismogramas. Esta red tiene estaciones en: Caracas (Observatorio Cagigal y El Llanito), San Juan de Los Morros (Platillón), Falcón (Morrocoy y Cerro Antonio), Aragua (Las Ollas y Guacamaya) y Cojedes (Cerro El Oso).



Funvisis también cuenta con 3 estaciones que cubren las regiones de Laguneta y El Tocuyo (estado Lara), y Santo Domingo (estado Mérida). En ellas el análisis de los sismogramas se realiza en el sitio. Esta información se envía a la estación central por vía telefónica o fax. Además, en Santo Domingo hay una estación sismológica de banda ancha, asociada a la Red Mundial IRIS (Incorporated Research Institutions for Seismology).

La Resvac, Red de Estaciones Sismológicas de Apertura Continental, como se conoce esta agrupación de estaciones, posee una estación central ubicada en la sede de Funvisis, en El Llanito, donde se concentra la información proveniente de todas las estaciones sismológicas para la determinación de las características del sismo: Localización del hipocentro (epicentro y profundidad), magnitud, polaridad (compresión y dilatación) y fases del sismo (impulsiva y emergente).

La Red Sismológica de Venezuela tiene otras redes locales asociadas que manejan otras instituciones, tales como: La Universidad de Los Andes, la Universidad de Oriente, Desurca, Edelca y PDVSA.

Red acelerográfica de Venezuela

La Red Acelerográfica de Venezuela, REDAC, es la encargada de registrar los movimientos fuertes del terreno, con la intención de estudiar tanto la aceleración con que la actividad sísmica impacta a los componentes estructurales de las construcciones como el comportamiento de los perfiles geotécnicos del subsuelo. Cabe señalar, que en la actualidad están funcionando 97 estaciones acelerográficas localizadas alrededor de las grandes fallas: Boconó-San Sebastián-El Pilar (Figura 2.6).

Los acelerógrafos están constituidos por tres sensores denominados acelerómetros (dos horizontales y uno vertical), una batería, una unidad de almacenamiento de información, una tarjeta para comunicación vía modem,

otra para el sistema de posicionamiento global (GPS), con su correspondiente antena, y un cargador externo.

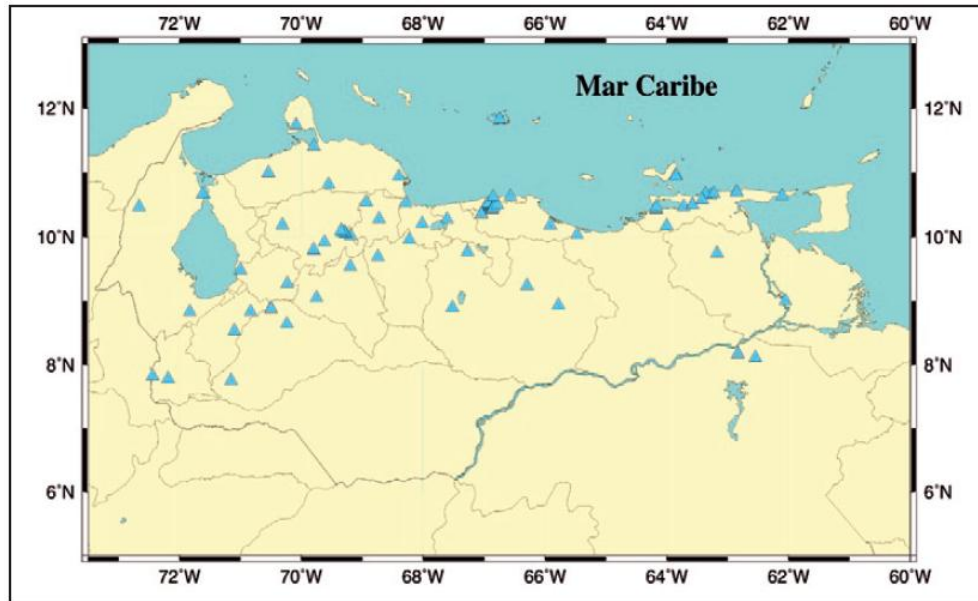


FIG. 2.6 ESTACIONES QUE INTEGRAN LA RED ACELEROGRÁFICA DE VENEZUELA
(WEBSITE DE FUNVISIS, 2012)

Peligro sísmico

El peligro sísmico o peligrosidad sísmica de una región, es una magnitud geofísica que da la probabilidad de que se produzcan en dicha región movimientos sísmicos de una cierta importancia durante un intervalo de tiempo determinado e involucrando aceleraciones del suelo por encima de cierto valor dado. Da idea por tanto de la probabilidad de que se produzcan determinadas aceleraciones del suelo. Es necesario indicar que éste término se refiere a la probabilidad de ocurrencia de pérdidas o daños ocasionados por sismos (involucra variables antrópicas).

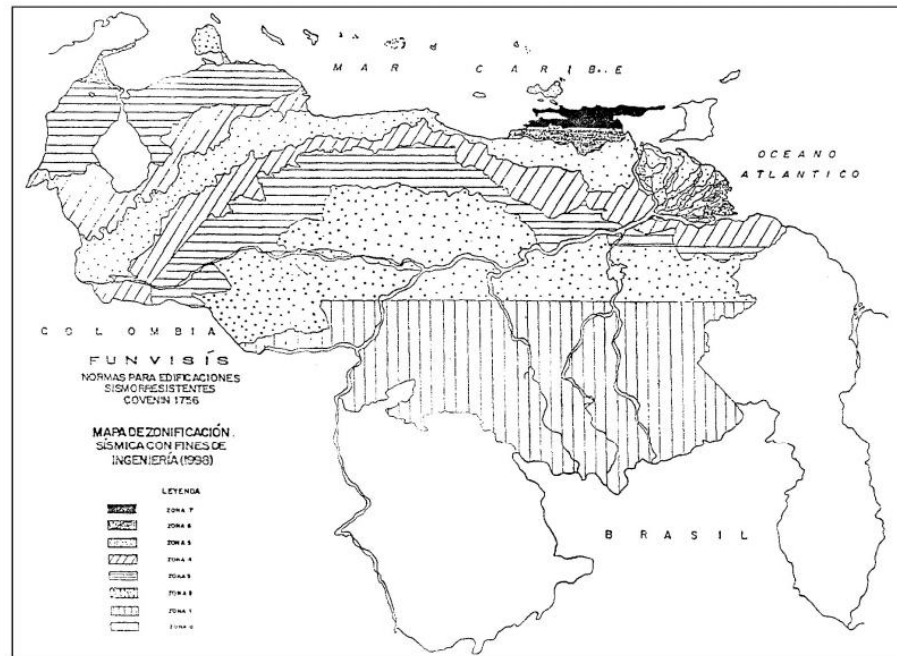


FIG. 2.7a MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA (NORMA COVENIN 1756-01)

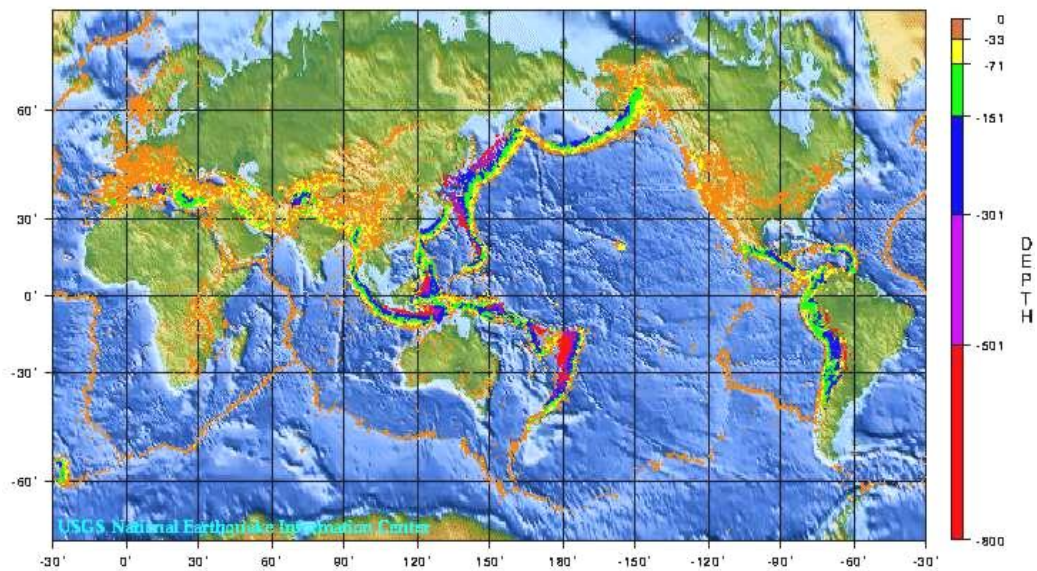


FIG. 2.7b MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA GLOBAL

Riesgo sísmico

Se llama riesgo sísmico a una medida que combine la peligrosidad sísmica, con la vulnerabilidad y la posibilidad de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un período determinado.

En el riesgo sísmico influyen la probabilidad de que se produzca un evento sísmico o terremoto, los posibles efectos locales de amplificación de las ondas sísmicas, la vulnerabilidad de las construcciones (e instituciones) y la existencia de habitantes y bienes que puedan ser perjudicados. Es decir, para que realmente exista riesgo sísmico en algún lugar, deben producirse y existir tanto peligro sísmico como vulnerabilidad, ya que el mismo evalúa y cuantifica las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un terremoto, como resultado de la falla de las estructuras cuya capacidad existente fue excedida.

La realización de las operaciones requeridas para la evaluación del riesgo sísmico pueden ser simplificadas y optimizadas mediante la utilización de ordenadores, pudiéndose abarcar estudios de grandes extensiones de territorios, incluyendo un manejo adecuado de las bases de datos y una sofisticada presentación de resultados.

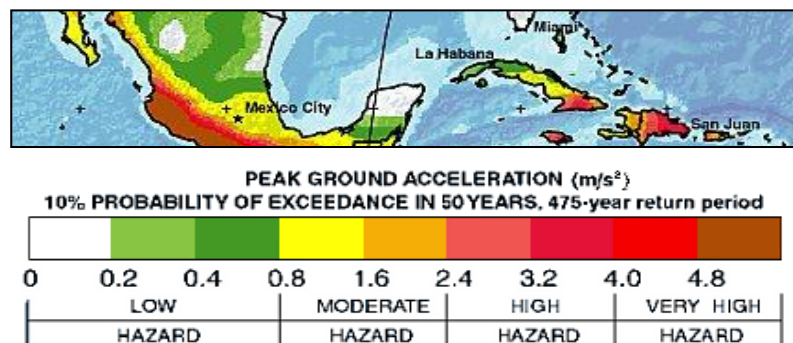


FIG. 2.8 ACELERACIÓN PICO DEL TERRENO (PGA)

GLOBAL SEISMIC HAZARD MAP

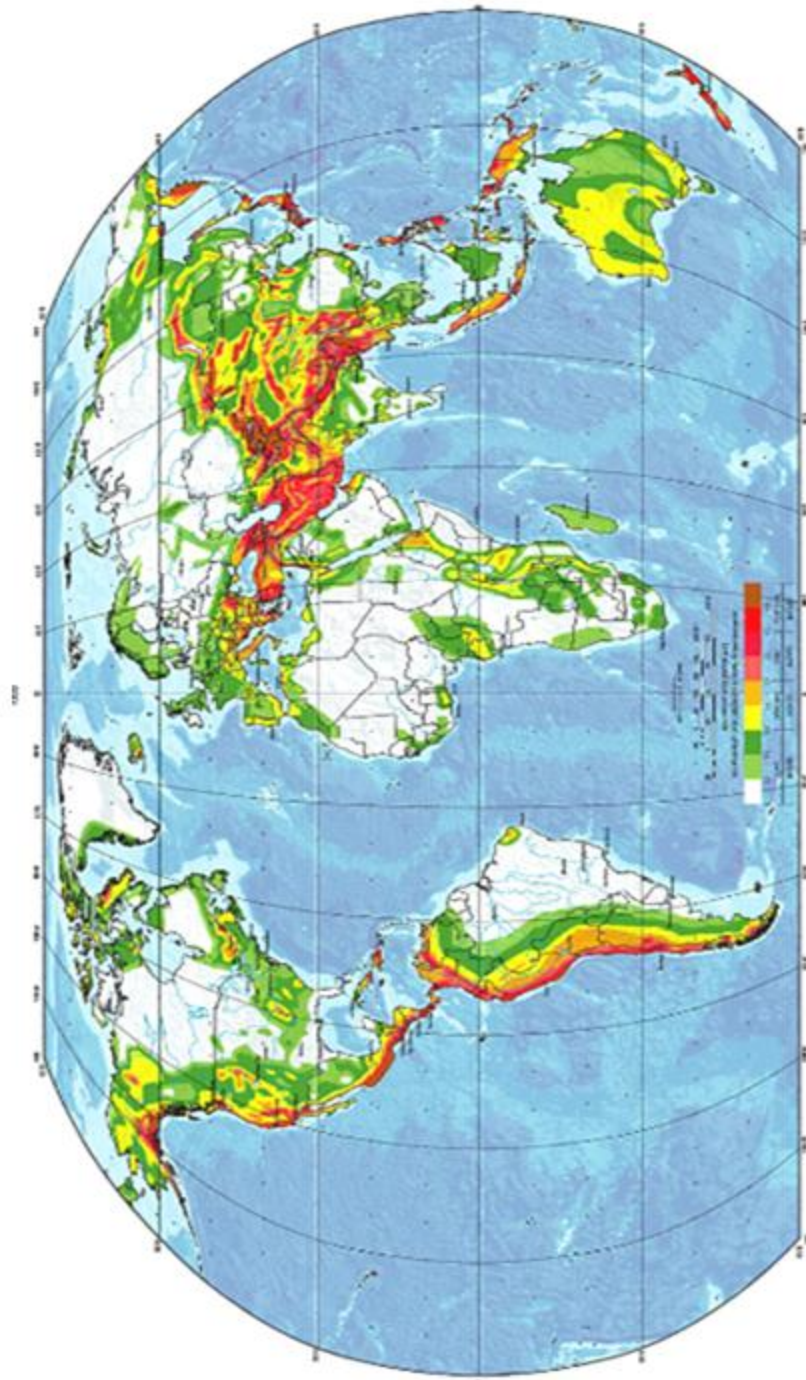


FIG. 2.9 MAPA DE RIESGO SÍSMICO GLOBAL



Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de sufrir daños debido a un sismo, lo que se ha llamado “daño sísmico estructural”. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integral del sistema resistente o estructural de la edificación como lo son las fundaciones, columnas, vigas y losas.

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura. Está relacionado con la calidad de los materiales empleados, las características de los elementos estructurales, su configuración, esquema resistente y por supuesto con las cargas actuantes. La naturaleza y grado de daño estructural puede ser descrito en términos cualitativos ó cuantitativos, y constituye un aspecto de primordial importancia para verificar el nivel de deterioro de una edificación, así como su situación relativa con respecto al colapso estructural, que representa una situación límite donde se compromete la estabilidad del sistema.

Desde el punto de vista cualitativo, normalmente se establecen diferentes niveles o descripciones de daño, cuya localización se fundamenta en la observación e identificación de deterioros característicos de los diversos elementos estructurales verificados después de la ocurrencia de un sismo.

El desarrollo de modelos de daño ha permitido evaluar el daño estructural desde un punto de vista cuantitativo, utilizando parámetros que representan la respuesta estructural tales como, distorsiones de piso, deformaciones de los elementos, demanda de ductilidad, energía disipada, etc. Mediante éstos parámetros se obtienen los indicadores de daño, los cuales pueden considerarse como una medida representativa de la degradación estructural. Finalmente cabe destacar que la cuantificación del

daño estructural es compleja, sumándole que no existe un criterio unificado, razón por la cual existe un gran número de modelos e índices de daños que pueden ser aplicados a un gran número de edificios y estructuras de diferentes características.

Irregularidades en las edificaciones

Se considera que una estructura es irregular cuando alguna de sus direcciones principales presenta alguna de las siguientes características:

Irregularidades verticales

- Entrepiso blando:

La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrespisos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, éste se podrá omitir.



FIG. 2.10 FALLA EN EDIFICIO POR ENTREPISO BLANDO

- Entrepiso débil:

La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las resistencias de los tres pisos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entrepisos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, éste se podrá omitir.



FIG. 2.11 LA SUSPENSIÓN DE LOS MUROS DEL PRIMER NIVEL PRODUCE UN PISO DÉBIL

- Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos:

Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para ésta verificación la masa de los apéndices se añadirán al peso del nivel que los soporte.



FIG. 2.12 EDIFICIO PRESENTA DISTRIBUCIÓN IRREGULAR DE MASAS (DINAMARCA)

- Aumento de las masas con la elevación:

La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para ésta verificación la masa de los apéndices de añadirán al peso del nivel que los soporte.



FIG. 2.13 CENTRO CIUDAD COMERCIAL TAMANACO (CARACAS, VENEZUELA)

- Variaciones en la geometría del sistema estructural:

Las dimensiones horizontales del sistema estructural en algún piso exceden 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.



FIG. 2.14 EDIFICIO PRESENTA UNA MARCADA VARIACIÓN EN LA GEOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

- Esbeltez excesiva:

El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de la base excede a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna significativa de la estructura.



FIG. 2.15 TORRE EJECUTIVA PEMEX (CIUDAD DE MÉXICO), CON UNA ALTURA DE 214 METROS

- Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales:

De acuerdo con alguno de los siguientes casos:

- i) Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al de la base.
- ii) El ancho de las columnas o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20 %) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
- iii) El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.

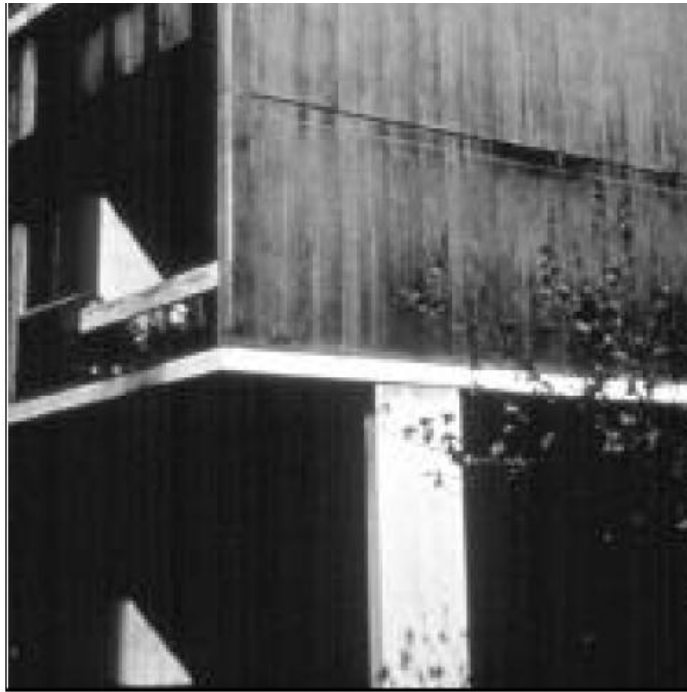


FIG. 2.16 INTERRUPCIÓN DE MURO ESTRUCTURAL EN PLANTA BAJA

- Falta de conexión entre miembros verticales:

Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

- Efecto de columna corta:

Marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de las restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales.



FIG. 2.17 FALLA DE UN PÓRTICO OCASIONADA POR EFECTO DE “COLUMNA CORTA” (TURQUÍA)

Irregularidades en Planta

- Gran excentricidad:

En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta.

- Riesgo torsional elevado:

Si en algún piso se presenta alguna de las siguientes situaciones:

- i) El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r .
- ii) La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección.

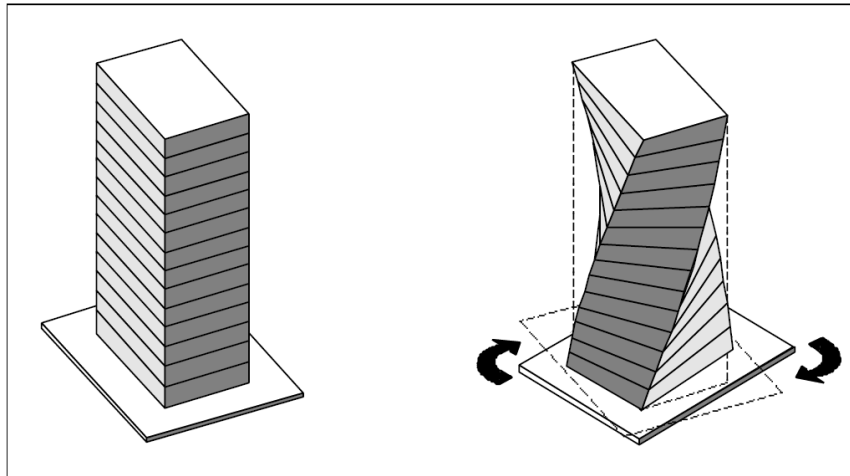


FIG. 2.18 EFECTO DE TORSIÓN EN EDIFICACIONES

- Sistema no ortogonal:

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

- Diafragma flexible:

- i) Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.
- ii) Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.
- iii) Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas.

- iv) Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
- v) Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.



FIG 2.19 EDIFICIO CON PRESENCIA DE DIAFRAGMA FLEXIBLE

Materiales

Concreto

El concreto es el material resultante de la mezcla de cemento (u otro conglomerante) con áridos (grava, gravilla y arena) y agua. La mezcla de cemento con arena y agua se denomina mortero. Existen concretos que se producen con otros conglomerantes que no son cemento, como el concreto asfáltico que usa betún para realizar la mezcla.

El cemento, mezclado con agua, se convierte en una pasta moldeable con propiedades adherentes, que en pocas horas fragua y se endurece tornándose en un material de consistencia pétreo.



La principal característica estructural del concreto es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión, pero no tiene buen comportamiento frente a otros tipos de esfuerzos (tracción, flexión, cortante, etc.), por este motivo es habitual usarlo asociado al acero, recibiendo el nombre de hormigón armado, comportándose el conjunto muy favorablemente ante las diversas sollicitaciones.

Además, para poder modificar algunas de sus características o comportamiento, se pueden añadir aditivos, existiendo una gran variedad de ellos: colorantes, aceleradores, retardadores de fraguado, fluidificantes, impermeabilizantes, fibras, etc.

Cuando se proyecta una estructura de concreto armado se establecen las dimensiones de los elementos, el tipo de hormigón, los aditivos, y el acero que hay que colocar en función de los esfuerzos que deberá soportar y de las condiciones ambientales a que estará expuesto.

Su empleo es habitual en obras de arquitectura e ingeniería, tales como edificios, puentes, diques, puertos, canales, túneles, etc. Incluso en aquellas edificaciones cuya estructura principal se realiza en acero, su utilización es imprescindible para conformar la cimentación.

El diseño de elementos en concreto, no implica solamente la evaluación de su resistencia, ya que frecuentemente la rigidez suele tener la misma o mayor importancia, así como también la tenacidad y ductilidad del material deben ser tomados en cuenta. Estas propiedades se pueden relacionar a través de distintos ensayos de laboratorio; uno de ellos es el ensayo de compresión uniaxial, en éste ensayo se evalúa de forma experimental la deformación que sufre una probeta cilíndrica de concreto ante distintos esfuerzos de compresión. Los valores de esfuerzo y deformación obtenidos, se grafican originando así el denominado diagrama de esfuerzo y deformación.

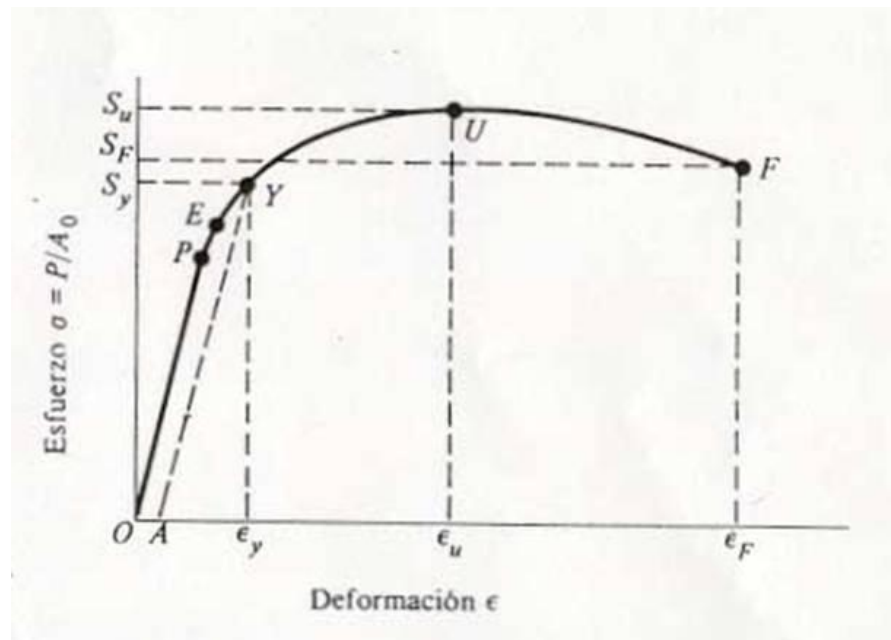


FIG. 2.20 DIAGRAMA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO

Del diagrama Esfuerzo-Deformación obtenido a partir del ensayo normal a la tensión de una manera dúctil. El punto “P” indica el límite de proporcionalidad, “E” el límite elástico, “Y” la resistencia de fluencia, “U” la resistencia última o máxima y “F” el esfuerzo de fractura o ruptura.

El punto “P” recibe el nombre de límite de proporcionalidad (o límite elástico proporcional). Éste es el punto en que la curva comienza primero a desviarse de una línea recta. El punto “E” se denomina límite de elasticidad (o límite elástico verdadero). No se presentará ninguna deformación permanente en la probeta si la carga se suprime en este punto.

La línea recta “OP” indica que la deformación es directamente proporcional al esfuerzo en el tramo elástico, este principio conocido como la **Ley de Hooke**. Asimismo, la proporción representada por la pendiente de la recta, es constante para cada material y se llama **módulo de elasticidad (E)**, valor que representa la rigidez de un material.



Entre P y E el diagrama no tiene la forma de una recta perfecta aunque el material sea elástico. Por lo tanto, la Ley de Hooke, se aplica sólo hasta el límite elástico de proporcionalidad.

Para estimar el módulo de elasticidad la Norma COVENIN 1753-06 en su artículo 8.5, propone las siguientes expresiones:

$$E_c = 0,14 * W_c^{1.5} * \sqrt{f'_c} \quad \text{Para valores de } W_c \text{ entre } 1440 \text{ y } 2500 \text{ kgf/m}^3 \quad (2.1)$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Para concretos de peso normal} \quad (2.2)$$

Acero

El Acero es básicamente una aleación o combinación de hierro y carbono (alrededor de 0,05% hasta menos de un 2%). Algunas veces otros elementos de aleación específicos tales como el Cr (Cromo) o Ni (Níquel) se agregan con propósitos determinados.

Ya que el acero es básicamente hierro altamente refinado (más de un 98%), su fabricación comienza con la reducción de hierro (producción de arrabio) el cual se convierte más tarde en acero.

El hierro puro es uno de los elementos del acero, por lo tanto consiste solamente de un tipo de átomos. No se encuentra libre en la naturaleza ya que químicamente reacciona con facilidad con el oxígeno del aire para formar óxido de hierro - herrumbre. El óxido se encuentra en cantidades significativas en el mineral de hierro, el cual es una concentración de óxido de hierro con impurezas y materiales térreos.

El acero conserva las características metálicas del hierro en estado puro, pero la adición de carbono y de otros elementos tanto metálicos como no metálicos mejora sus propiedades físico-químicas. Existen muchos tipos de acero, entre los cuales podemos nombrar los siguientes:



- Aceros al Carbono

Más del 90% de todos los aceros son aceros al carbono. Estos aceros contienen diversas cantidades de carbono y menos del 1,65% de manganeso, el 0,60% de silicio y el 0,60% de cobre. Entre los productos fabricados con aceros al carbono figuran máquinas, carrocerías de automóvil, la mayor parte de las estructuras de construcción de acero, cascos de buques, somieres y horquillas.

- Aceros Aleados

Estos aceros contienen una proporción determinada de vanadio, molibdeno y otros elementos, además de cantidades mayores de manganeso, silicio y cobre que los aceros al carbono normales. Estos aceros de aleación se pueden sub-clasificar en:

- Estructurales: Son aquellos aceros que se emplean para diversas partes de máquinas, tales como engranajes, ejes y palancas. Además se utilizan en las estructuras de edificios, construcción de chasis de automóviles, puentes, barcos y semejantes. El contenido de la aleación varía desde 0,25% a un 6%.
- Para Herramientas: Aceros de alta calidad que se emplean en herramientas para cortar y modelar metales y no-metales. Por lo tanto, son materiales empleados para cortar y construir herramientas tales como taladros, escariadores, fresas, terrajas y machos de roscar.
- Especiales: Los Aceros de Aleación especiales son los aceros inoxidable y aquellos con un contenido de cromo generalmente superior al 12%. Estos aceros de gran dureza y alta resistencia a las altas temperaturas y a la corrosión, se emplean en turbinas de vapor, engranajes, ejes y rodamientos.



- Aceros de Baja Aleación Ultrarresistentes

Esta familia es la más reciente de las cuatro grandes clases de acero. Los aceros de baja aleación son más baratos que los aceros aleados convencionales ya que contienen cantidades menores de los costosos elementos de aleación. Sin embargo, reciben un tratamiento especial que les da una resistencia mucho mayor que la del acero al carbono. Por ejemplo, los vagones de mercancías fabricados con aceros de baja aleación pueden transportar cargas más grandes porque sus paredes son más delgadas que lo que sería necesario en caso de emplear acero al carbono. Además, como los vagones de acero de baja aleación pesan menos, las cargas pueden ser más pesadas. En la actualidad se construyen muchos edificios con estructuras de aceros de baja aleación. Las vigas pueden ser más delgadas sin disminuir su resistencia, logrando un mayor espacio interior en los edificios.

- Aceros Inoxidables

Los aceros inoxidable contienen cromo, níquel y otros elementos de aleación, que los mantienen brillantes y resistentes a la herrumbre y oxidación a pesar de la acción de la humedad o de ácidos y gases corrosivos. Algunos aceros inoxidable son muy duros; otros son muy resistentes y mantienen esa resistencia durante largos periodos a temperaturas extremas. Debido a sus superficies brillantes, en arquitectura se emplean muchas veces con fines decorativos. El acero inoxidable se utiliza para las tuberías y tanques de refinerías de petróleo o plantas químicas, para los fuselajes de los aviones o para cápsulas espaciales. También se usa para fabricar instrumentos y equipos quirúrgicos, o para fijar o sustituir huesos rotos, ya que resiste a la acción de los fluidos corporales. En cocinas y zonas de preparación de alimentos los utensilios son a menudo

de acero inoxidable, ya que no oscurece los alimentos y pueden limpiarse con facilidad.

En la Ingeniería Civil el acero es ampliamente usado para una gran cantidad de obras y estructuras, y junto con el concreto forman el Concreto Armado uno de los materiales más usados en la construcción.

Entre las características más importantes del acero están su resistencia y su ductilidad. Ambos valores pueden determinarse a través de ensayos de laboratorio, como lo es el ensayo de tracción, el cual consiste en medir las deformaciones que sufre el acero, cuando está sometido a esfuerzos que aumentan gradualmente. Con los valores obtenidos anteriormente se grafica la curva de esfuerzo-deformación del acero.

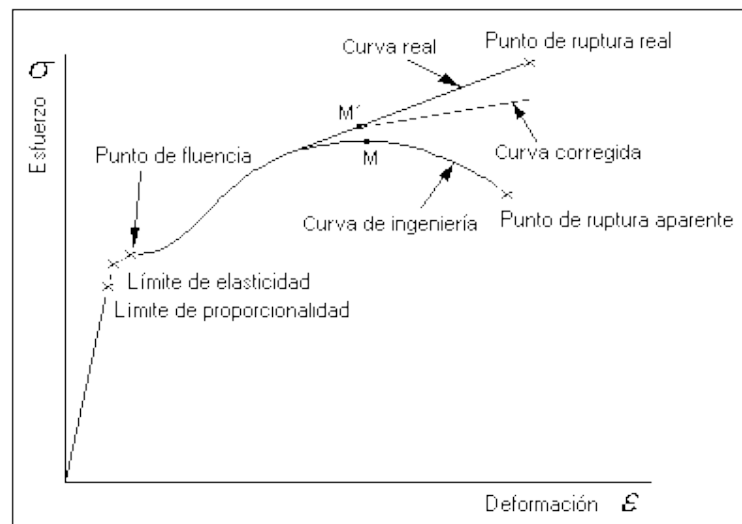


FIG. 2.21 DIAGRAMA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO

La Norma COVENIN 316 establece los requisitos que deben cumplir las barras y rollos de acero al carbono y/o de baja aleación, laminados en caliente con o sin termotratado, soldables o no a temperatura ambiente, con resaltes, para ser utilizados como refuerzo estructural en aplicaciones tales como: concreto armado y mampostería estructural.

Construcciones en pendiente

Debido a las condiciones sociales, económicas y a la sobrepoblación generada por inmigrantes que buscan trabajo en la región norte del país, muchas construcciones son realizadas en zonas donde la topografía del terreno es muy irregular, dando origen a estructuras apoyadas en sitios escarpados, pendientes o laderas pronunciadas. Éste tipo de construcciones son realizadas en su mayoría de forma ilegal, creando asentamientos en regiones altamente expuestas a experimentar ampliaciones topográficas, ya que estudios experimentales han demostrado que las ondas sísmicas aumentan y se amplifican en zonas donde la topografía del terreno es irregular.

Aunque existen ventajas visuales y paisajísticas en éste tipo de construcciones, se debe tener en cuenta los riesgos que la zona ocasiona, principalmente ante un evento sísmico. Sumándole además las irregularidades presentes en las estructuras, las cuales se deben adaptar a la pendiente del terreno, involucrando a su vez la diversidad de rigideces por diferencia de alturas.



FIG. 2.22 EDIFICIOS APOYADOS EN PENDIENTE

Respuesta de edificaciones ante dos componentes de un sismo

Durante la ocurrencia de un sismo, la base de las construcciones sigue casi fielmente el movimiento del terreno sobre el que se apoya. Sin embargo, debido a la inercia y a la flexibilidad del edificio, es más fácil para los pisos superiores mantener su estado de reposo inicial. Esto ocasiona que mientras la base es obligada a seguir la oscilación del terreno, las partes superiores obedecen más a la inercia que al movimiento de los niveles inferiores. Así, que para estos desplazamientos ocurran, la estructura debe deformarse para mantener su integridad. Es importante señalar que la ocurrencia de un sismo, impone a la estructura deformaciones y no fuerzas. Tal estado también se puede lograr, manteniendo la base fija y aplicando fuerzas laterales, tal como lo indica la Figura 2.23. Ésta equivalencia entre un movimiento en la base y fuerzas externas, es lo que se usa generalmente para el diseño.

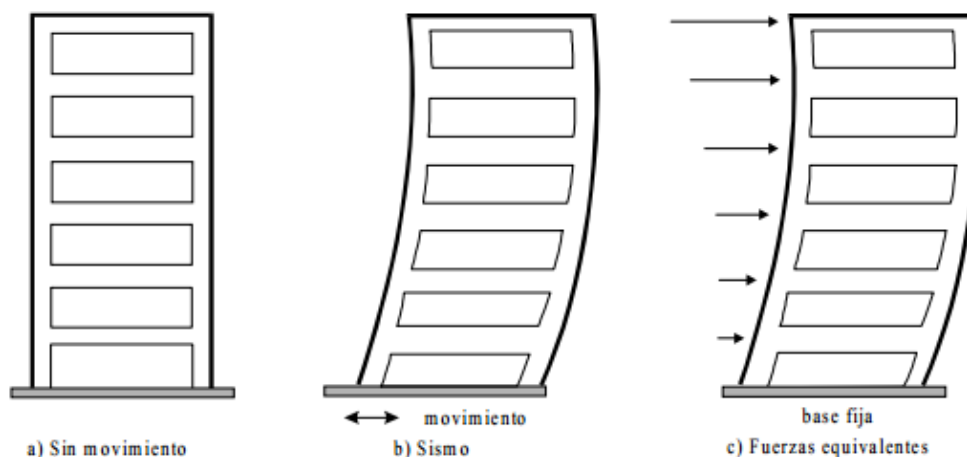


FIG. 2.23 EQUIVALENCIA ENTRE EL MOVIMIENTO EN LA BASE DE UN EDIFICIO Y LAS FUERZAS LATERALES EXTERNAS

En la práctica es común analizar las estructuras, únicamente, bajo la acción de dos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo. En algunos casos (regiones cerca del epicentro del temblor, por ejemplo) se incluye un tercer componente ortogonal, el cual actúa en la dirección vertical.

Cuando el análisis de la estructura se lleva a cabo mediante técnicas espectrales, la mayoría de los códigos recomiendan analizar la estructura en forma independiente en dos direcciones ortogonales para obtener las máximas respuestas que interesen (máximas respuestas unidireccionales).

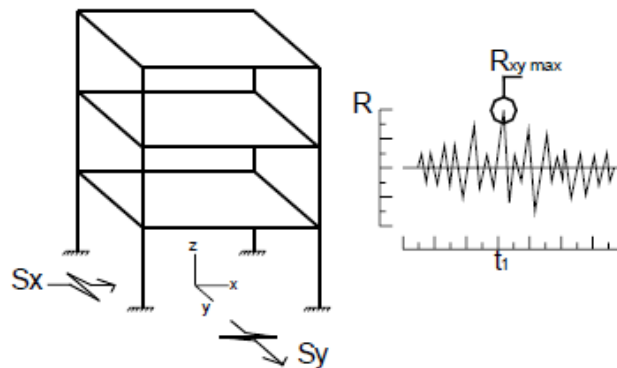


FIG. 2.24 (a) RESPUESTA SÍSMICA CONSIDERANDO LA ACCIÓN SIMULTÁNEA DE AMBOS COMPONENTES ORTOGONALES HORIZONTALES DEL MOVIMIENTO DEL SUELO

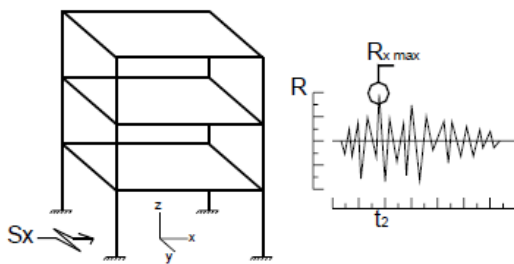


FIG. 2.24 (b) RESPUESTA SÍSMICA CONSIDERANDO ÚNICAMENTE LA ACCIÓN DEL MOVIMIENTO DEL SUELO EN LA DIRECCIÓN X

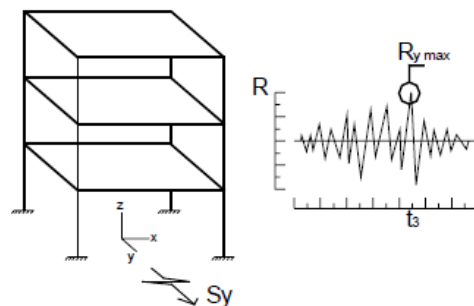


FIG. 2.24 (c) RESPUESTA SÍSMICA CONSIDERANDO ÚNICAMENTE LA ACCIÓN DEL MOVIMIENTO DEL SUELO EN LA DIRECCIÓN Y

FIG. 2.24 RESPUESTA SÍSMICA UNIDIRECCIONAL Y BI-DIRECCIONAL DE ESTRUCTURAS



La Norma COVENIN 1756-01 para edificaciones sismorresistentes, especifica un procedimiento para estimar la máxima respuesta bidireccional a partir de la combinación de las máximas respuestas unidireccionales calculadas mediante métodos espectrales. En éste método, la máxima respuesta bi-direccional se estima combinando los efectos del 100% de la máxima respuesta causada por la acción del sismo en una dirección (respuesta unidireccional), y α veces la máxima respuesta causada por la acción del sismo en la dirección ortogonal.

Rosenblueth y Contreras (1977) propusieron un valor de $\alpha=30\%$, valor que ha sido adoptado como criterio de diseño para edificios sismorresistentes en Venezuela. Por su parte, Newmark (1975) propuso un valor de $\alpha=40\%$, el cual fue adoptado por otros códigos o especificaciones de diseño (ASCE, 1986; Nutt, 1996). Adicionalmente, algunos códigos especifican una tercer regla, la cual estima la máxima respuesta bi-direccional como la raíz cuadrada de la suma de las máximas respuestas unidireccionales elevadas al cuadrado (SRSS) (ASCE, 1986; ICBO, 1997).

Con base en el trabajo de Smeby y Der Kiureghian (1985), Menun y Der Kiureghian (1998) propusieron una regla de combinación modal para sistemas elásticos (regla CQC3), la cual toma en cuenta explícitamente la correlación entre las respuestas modales y la correlación entre los componentes horizontales del movimiento del suelo. La ecuación que proporciona esta regla para estimar la respuesta es función del ángulo de incidencia del temblor. López y Torres (1997) desarrollaron una ecuación que permite obtener el ángulo de incidencia que produce la máxima respuesta, al utilizar esta regla.



Vibraciones

El estudio de las vibraciones se refiere a los movimientos de los cuerpos y a las fuerzas asociadas con ellos. Todos los cuerpos que poseen masa y elasticidad, son capaces de vibrar. Una vibración mecánica es el movimiento de una partícula o cuerpo que oscila alrededor de una posición de equilibrio. La mayoría de las máquinas y estructuras experimentan vibraciones hasta cierto grado por lo que su diseño requiere la consideración de este efecto dinámico debido a que ocasiona un aumento en los esfuerzos y tensiones.

Una vibración se produce cuando el sistema, en éste caso la estructura es desplazada desde una posición de equilibrio estable, el sistema tiende a retornar a dicha posición, bajo la acción de fuerzas de restitución elásticas o gravitacionales, moviéndose de un lado a otro hasta alcanzar su posición de equilibrio. El intervalo de tiempo necesario para que el sistema efectúe un ciclo completo de movimiento se llama periodo de vibración, el número de ciclos por unidad de tiempo define la frecuencia y el desplazamiento máximo del sistema desde su posición de equilibrio se denomina amplitud de vibración.

Los sistemas oscilatorios pueden clasificarse como lineales o no lineales. Para los sistemas lineales rige el principio de superposición y las técnicas matemáticas para su tratamiento están bien desarrolladas (Ley de Hooke). Por el contrario las técnicas para el análisis de sistemas no lineales son más complicadas y no muy conocidas.

Existen dos clases de vibraciones, las libres y las forzadas. Cualquier sistema elástico puede tener una vibración libre a consecuencia de un impulso inicial, donde el movimiento es mantenido únicamente por las fuerzas de restitución inherentes al mismo. El sistema bajo vibración libre vibrará en una o más de sus frecuencias naturales, dependientes de la distribución de su masa y rigidez.



Cuando al sistema se le aplica fuerzas perturbadoras externas, el movimiento resultante es una vibración forzada. Cuando la excitación es oscilatoria, ya sea periódica o no, como la de un sismo, el sistema es obligado a vibrar a la frecuencia de excitación, si ésta coincide con una de las frecuencias naturales del sistema se produce resonancia, en este estado tienen lugar oscilaciones peligrosamente grandes; así la falla por resonancia de estructuras como puentes o edificios es una dramática posibilidad que debe tenerse muy en cuenta. Por este motivo el cálculo de las frecuencias naturales de vibración es de gran importancia en el diseño sísmico de estructuras.

Espectros de diseño

El espectro de diseño, también llamado espectro de respuesta, es un gráfico que brinda información acerca de las máximas respuestas (aceleraciones, desplazamientos o velocidades) que pueden suceder en una estructura, para un determinado sismo, bajo un determinado factor de amortiguamiento.

Existen varios tipos de espectros. El espectro que se utiliza en el diseño sismorresistente (análisis espectral) es un espectro de diseño inelástico.

Las normas Venezolanas poseen procedimientos para construir el espectro inelástico. Éste depende básicamente de factores como: Coeficiente de Aceleración Horizontal (Depende de la zona sísmica, según la zonificación sísmica Venezolana) (A_0), el Factor de Importancia (α), el Factor de Corrección de la Aceleración Horizontal según el tipo de suelo (ϕ) y el Factor de Reducción de Respuesta (R).

Para llegar al espectro, se analizan registros (Acelerogramas) de posibles sismos que pueden acontecer en el sitio, y luego esos registros son tratados con un procedimiento matemático conocido como la transformada

de Fourier. Mediante éste procedimiento se transforma cada sismo en una gráfica. Finalmente éstas curvas se promedian y se obtiene la curva final que representa el espectro de diseño con el cual se diseña.

El espectro de respuesta utilizado (inelástico) nos da las respuestas máximas a las cuales puede ser sometida la estructura dependiendo del periodo de la misma. Si el periodo de la estructura coincide con las máximas respuestas del espectro, entonces se estaría dando el efecto de resonancia.

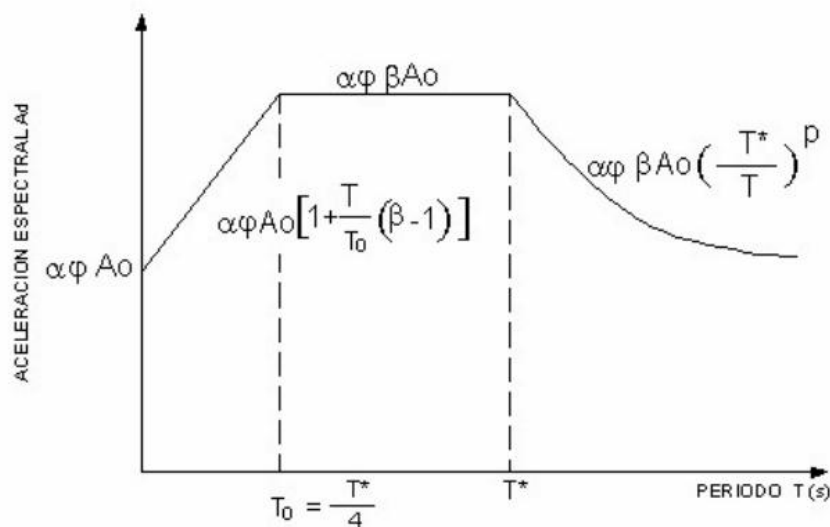


FIG. 2.25 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO (R=1)
NORMA COVENIN 1756-01

Dinámica de estructuras

Generalidades

El análisis dinámico de estructuras se refiere al análisis de las pequeñas oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. El análisis dinámico es importante porque permite predecir movimientos oscilatorios, los cuales produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes, que deben tenerse en cuenta para lograr un diseño sísmico adecuado. A diferencia de los

métodos de análisis estáticos, el análisis dinámico de estructuras toma en cuenta fuerzas que varían en función del tiempo y que pueden ser originadas por movimientos sísmicos.

En un sentido amplio, un sistema dinámico es aquel cuyas variables experimentan variaciones en el tiempo y, si se conocen las influencias externas que actúan sobre el sistema, podrá predecirse el comportamiento de éste.

Una acción tiene carácter dinámico cuando su variación con el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia comparables en magnitud con las fuerzas estáticas.

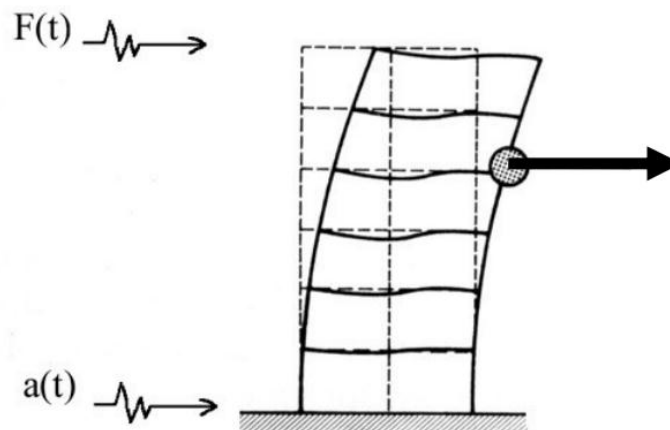


FIG 2.26 RESPUESTA DINÁMICA: SE CALCULAN DEFORMACIONES, ACELERACIONES, TENSIONES, ETC.

Grados de Libertad

En dinámica estructural, el número de coordenadas independientes necesario para especificar la configuración o posición de un sistema en cualquier instante de tiempo se conoce como el “número de grados de libertad”. Toda estructura continua tiene un número infinito de grados de libertad. Sin embargo, el proceso de selección o idealización de un modelo matemático apropiado permite reducir los grados de libertad a un número

discreto y en algunos casos a uno solo. La Figura 2.27, muestra algunos ejemplos de estructuras que pueden ser representadas como sistemas con un grado de libertad para el análisis dinámico, es decir, estructuras modeladas como sistemas con una sola coordenada de desplazamiento.

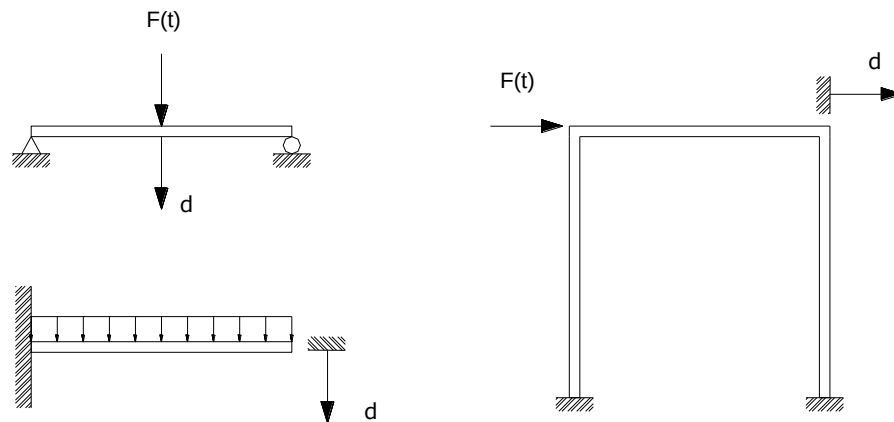


FIG. 2.27 MODELOS ESTRUCTURALES COMO SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Estos sistemas con un grado de libertad pueden ser representados convenientemente por el modelo matemático de la Figura 2.28, que tiene los siguientes elementos:

- Un elemento con masa, “ m ”, que representa la masa o propiedad de inercia de la estructura.
- Un resorte, “ k ”, que representa las fuerzas internas de restitución del sistema y la capacidad de la estructura de almacenar energía potencial.
- Un elemento de amortiguación, “ c ”, que representa las características friccionales y las pérdidas de energía de la estructura.
- La fuerza de excitación “ $F(t)$ ”, que a su vez representa las fuerzas exteriores que actúan sobre el sistema estructural. La fuerza $F(t)$ se escribe en ésta forma para expresar que es una función del tiempo.

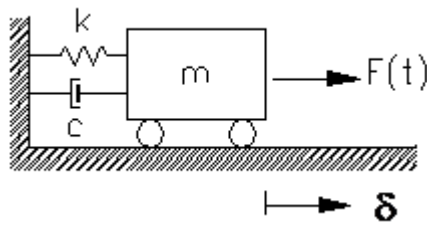


FIG. 2.28 MODELO MATEMÁTICO PARA UN SISTEMAS CON UN GRADO DE LIBERTAD

Es importante señalar que estos elementos no existen en nuestro mundo físico y que los modelos matemáticos son solamente idealizaciones conceptuales de estructuras reales.

Desde el punto de vista dinámico, importan los grados de libertad en los que se generan fuerzas iguales a la masa por la aceleración o momento de inercia por aceleración angular. Como se muestra en la Figura 2.29, se tiene un pórtico que posee infinitos grados de libertad independientes (coordenadas independientes).

Sin embargo si las fuerzas de inercia importantes son solamente las que generan las masas m_1 y m_2 al moverse lateralmente y las deformaciones de los pisos en su plano son despreciables, se tiene un sistema de dos grados de libertad dinámicos, que son los desplazamientos δ_1 y δ_2 .

Para la discretización de los grados de libertad se debe asumir la hipótesis que transforma el problema de una estructura con infinitos grados de libertad concentrados en las masas de los pisos y que se restringen los grados de libertad de los pórticos estructurales a sólo un grado de libertad de movimiento horizontal.

Los modelos matemáticos pueden proporcionar un conocimiento exacto y completo del comportamiento del modelo mismo, pero sólo pueden dar una información limitada o aproximada acerca del comportamiento del sistema físico real.

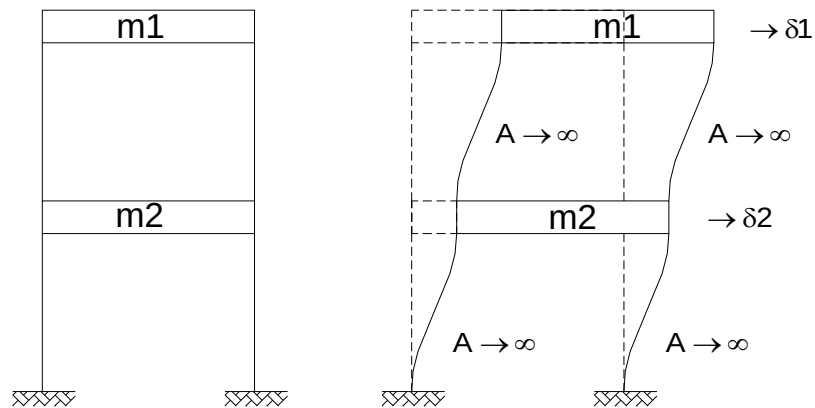


FIG. 2.29 GRADOS DE LIBERTAD DINÁMICOS

Leyes de Movimiento de Newton

Continuando con el mismo ejemplo del oscilador simple de la Figura 2.28, el objetivo es describir el movimiento, esto es, predecir el desplazamiento o velocidad de la masa “m” en todo instante de tiempo.

La relación entre el desplazamiento δ y el tiempo t es dada por el segundo postulado de NEWTON, el cual expresa:

$$F = m * a \quad (2.1)$$

Donde F es la resultante de las fuerzas actuantes en la partícula de masa “m” y “a” es la resultante de la aceleración. Esta ley de Newton, es solo directamente aplicable a cuerpos que poseen masa pero no volumen, es decir mecanismos elementales con dimensiones finitas en movimiento trasnacional. Para movimientos en el plano de cuerpos rígidos, el cual es

simétrico con respecto al plano de movimiento (X–Y), las leyes de movimiento de Newton pueden describirse:

$$\sum F_X = m \cdot (a_g)_x$$

$$\sum F_Y = m \cdot (a_g)_y$$

$$\sum F_Z = I_z \cdot \alpha$$

Los términos $(a_g)_x$ y $(a_g)_y$ son los componentes de aceleración de los ejes X y Y en el centro de masas del cuerpo, α es la aceleración angular e I_z es el momento de inercia del cuerpo respecto a un eje perpendicular al plano X – Y, y referido a su centro de masas.

La aceleración es definida como la segunda derivada del vector posición con respecto al tiempo $(d^2\delta/dt^2)$, esto hace que las ecuaciones anteriores sean ecuaciones diferenciales.

Diagramas de Cuerpo Libre

Este tópico conduce a un método que organiza y sistematiza el análisis y solución al problema dinámico. Lo primero es dibujar el diagrama de cuerpo libre y después escribir una ecuación matemática.

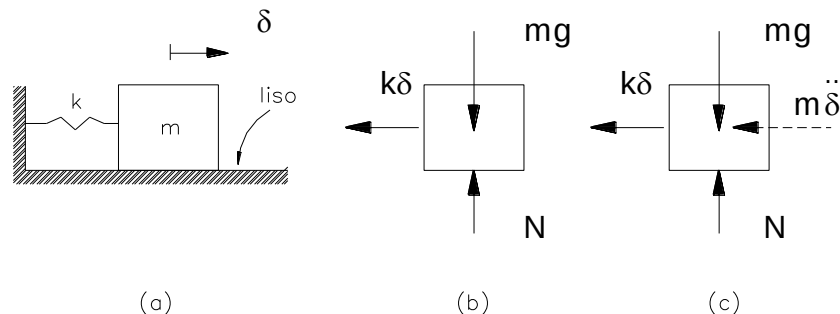


FIG. 2.30 REPRESENTACION DEL DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE: (a) MODELO DEL SISTEMA CON UN GRADO DE LIBERTAD; (b) SE MUESTRAN SOLO LAS FUERZAS EXTERNAS; (c) SE MUESTRAN LAS FUERZAS EXTERNAS Y FUERZA DE INERCIA



El diagrama de cuerpo libre (DCL) es una representación en donde se evidencian todas las fuerzas que actúan en el sistema. En la figura 2.30, se representa el DCL del mecanismo de un grado de libertad.

En el sistema mostrado (Fig. 2.30) se impone un desplazamiento en dirección positiva referida a la coordenada δ , actuando la fuerza de restitución del resorte $F_S = K \cdot \delta$, el peso del cuerpo (mg) y la reacción normal N de soporte de superficie de apoyo. Se puede ahora aplicar las ecuaciones de las leyes de Newton:

$$\sum F_X \therefore -K \cdot \delta = m \cdot \ddot{\delta} \quad (2.2)$$

Debido a que no existe rotación en el eje perpendicular al plano X–Y, la fuerza del resorte actúa solo en el eje X, en dirección negativa con signo negativo y la aceleración es indicada como la segunda derivada $\ddot{\delta}$ desplazamiento.

Principio de D'Alembert

Otra alternativa para obtener la ecuación 2.2 es usando el principio de D'Alembert, que establece el equilibrio dinámico del sistema, añadiendo a las fuerzas externas una fuerza ficticia que se conoce comúnmente como fuerzas de inercia.

La Figura 2.30 (c) muestra en el diagrama de cuerpo libre la fuerza de inercia $m \ddot{\delta}$, siendo esta fuerza igual a la masa por la aceleración del sistema y siempre se opone a la dirección del movimiento. Al aplicar el principio de D'Alembert, haciendo sumatoria de fuerzas en la dirección de la coordenada impuesta es:

$$m \cdot \ddot{\delta} + k \cdot \delta = 0, \text{ que es idéntica a la ecuación 2.2.}$$



El uso del principio de D'Alembert es de fácil aplicación, sin embargo puede ser usado en casos más complejos conjuntamente con el principio de trabajo virtual, constituyendo esto una herramienta poderosa de análisis.

Solución de la Ecuación Diferencial de Movimiento

La solución de la ecuación diferencial se inicia con su clasificación.

Esta ecuación depende de la variable δ y $\ddot{\delta}$ es la segunda derivada, lo cual la clasifica como una ecuación lineal de segundo orden y debido a que los coeficientes k y m son constantes y la ecuación está igualada a cero, la clasifica como homogénea de coeficientes constantes. Recordando la teoría de las ecuaciones diferenciales, existe un proceso general para determinar la solución de las ecuaciones diferenciales lineales (homogéneas o no) de cualquier orden. Esta simple ecuación diferencial de segundo orden puede ser resuelta por un procedimiento directo, asumiendo lo siguiente:

$$\delta = A * \cos(\omega t) \quad (2.3)$$

$$\ddot{\delta} = B * \sin(\omega t) \quad (2.4)$$

Donde A y B son constantes que dependen de las condiciones iniciales del movimiento y lo denotado como ω es la frecuencia, la cual es una importante característica física del sistema:

$$m \cdot \ddot{\delta} + k \cdot \delta = 0$$

Se tiene:

Sustituyendo la ecuación de desplazamiento (2.3) en la ecuación diferencial, derivando dos veces la ecuación (2.3) y de igual forma sustituyéndola en la ecuación diferencial se tiene:



$$(-m \cdot \omega^2 + K) \cdot A \cdot \cos(\omega t) = 0$$

Para que esta ecuación tenga solución en cualquier instante de tiempo, el término entre paréntesis debe ser igual a cero, lo que implica:

$$\omega^2 = \frac{K}{m}$$

La raíz positiva de esta ecuación se conoce como frecuencia natural del sistema:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

Si las ecuaciones anteriores (2.3) y (2.4) son soluciones de la ecuación diferencial lineal, la superposición de estas dos soluciones, también son una solución, obteniendo dos constantes de integración A y B, que son la solución general de la ecuación diferencial de segundo orden:

$$\delta = A \cdot \cos(\omega t) + B \cdot \sin(\omega t)$$

Para obtener la ecuación de velocidad se deriva la ecuación anterior una vez respecto del tiempo:

$$\dot{\delta} = -A \cdot \omega \cdot \sin(\omega t) + B \cdot \omega \cdot \cos(\omega t)$$

Para determinar las constantes A y B estas ecuaciones son evaluadas para las condiciones iniciales del sistema, es decir, para $t = 0$. Al sustituir

para $t = 0$, $\delta = \delta_0$ y $\dot{\delta} = v_0$ se obtiene:

$$\delta_0 = A$$

$$v_0 = B\omega$$



Finalmente se sustituye A y B en la ecuación solución y se obtiene:

$$\delta = \delta_0 \cdot \cos(\omega t) + \left(\frac{v_0}{\omega} \right) \cdot \sin(\omega t) \quad (2.5)$$

Con esto se obtiene la solución del desplazamiento δ como función de la variable tiempo, que describe el movimiento de un modelo estructural de oscilador simple sin amortiguamiento, para un grado de libertad.

Frecuencia y Periodo

Un análisis de la respuesta de la estructura mostrada en la ecuación (2.5) describe un movimiento armónico y periódico, el cual es expresado por la función seno o coseno con la misma frecuencia ω . El periodo puede ser fácilmente obtenido desde la función seno o coseno, las cuales tienen un periodo de 2π . El periodo T del movimiento es determinado por:

$$\omega T = 2\pi \quad \text{ó} \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$$

El periodo es expresado normalmente en segundos por ciclo o simplemente en segundos, siendo sobre entendido el “por ciclo”. El valor recíproco del periodo es la frecuencia natural “f”.

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi}$$

La frecuencia natural es expresada usualmente en Hertz o ciclos por segundo. Debido a que la variable ω difiere de la frecuencia natural f solo por el factor constante, 2π , ω , es también denotada como frecuencia natural o angular. Otra diferencia son las unidades, la frecuencia f es indicada como cps (Hertz) en tanto que la frecuencia circular ω viene expresada en radianes por segundo (rad/seg).

Amplitud de Movimiento

Examinando con más detalle la ecuación de la respuesta estructural (3), al realizar una simple transformación trigonométrica se puede describir esta ecuación de una forma equivalente:

$$\delta = C \cdot \sin(\omega t + \alpha) \quad \text{ó} \quad \delta = C \cdot \cos(\omega t - \beta)$$

Donde:

$$C = \sqrt{\delta_0^2 + \left(\frac{v_0}{\omega}\right)^2}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{\delta_0}{\left(\frac{v_0}{\omega}\right)} \quad \text{y} \quad \tan(\beta) = \frac{\left(\frac{v_0}{\omega}\right)}{\delta}$$

siendo la solución de la ecuación diferencial.

$$\delta = C \cdot \left(\frac{\delta_0}{C} \cos(\omega t) + \frac{\left(\frac{v_0}{\omega}\right)}{C} \sin(\omega t) \right)$$

El valor de C en la ecuación diferencial es referido a la amplitud de movimiento y el ángulo α ó β como el ángulo de fase. Gráficamente se puede representar la respuesta de un oscilador simple como se muestra en la Figura 2.31.

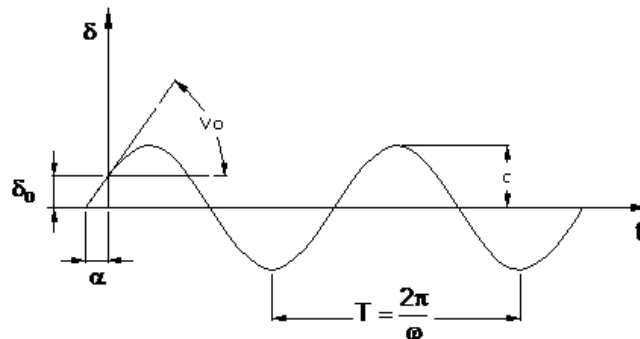


FIG. 2.31 RESPUESTA DEL SISTEMA LIBRE NO AMORTIGUADO



Sistemas de un Grado de Libertad Amortiguados

Las fuerzas designadas como de fricción o fuerzas de amortiguamientos están siempre presentes en sistemas en movimientos, estas fuerzas disipan la energía o más preciso, la transforman. Los mecanismos de transformación o disipación de energía son bastante complejos y no son completamente comprendidos hasta ahora.

Amortiguador Viscoso

En el análisis dinámico de estructuras son últimamente asumidas estas fuerzas de amortiguamiento como proporcionales a la magnitud de la velocidad y se oponen a la dirección del movimiento. Este tipo de amortiguamiento es conocido como amortiguamiento viscoso. Esta situación donde se asume un amortiguador viscoso es real y con un mecanismo de disipación de movimiento con un fluido viscoso. La razón principal de que se use este método para simular la amortiguación es lo simple del trabajo matemático.

Ecuaciones de Movimiento

Asumiendo que se tiene un sistema estructural como un oscilador simple con un amortiguador viscoso, como el mostrado en la Figura 2.32 en donde m y K son respectivamente la masa y la constante del resorte equivalente del oscilador y C el coeficiente de amortiguamiento.

Se procede al igual que el caso anterior del oscilador simple sin amortiguamiento a dibujar el diagrama de cuerpo libre DCL y aplicar el principio de D'Alembert, para obtener la ecuación de movimiento, tal como se muestra en la Figura 2.32.

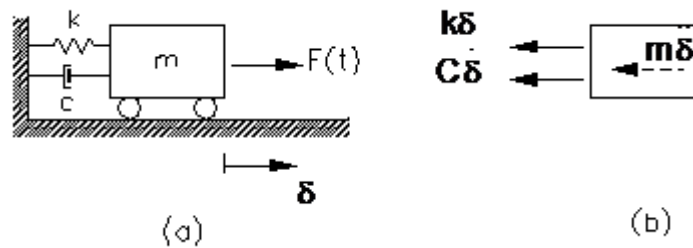


FIG. 2.32 (a) MODELO DE UN OSCILADOR SIMPLE AMORTIGUADO; (b) DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DEL SISTEMA AMORTIGUADO

Haciendo sumatoria de fuerzas horizontales se tiene:

$$m\ddot{\delta} + C\dot{\delta} + k\delta = 0$$

La función exponencial $\delta = ce^{pt}$ satisface esta ecuación, la cual derivando sucesivamente y sustituyendo resulta:

$$m \cdot c \cdot p^2 e^{pt} + C \cdot c \cdot p \cdot e^{pt} + k \cdot c \cdot e^{pt} = 0$$

Cancelando los factores resulta:

$$mp^2 + Cp + k = 0$$

Donde las raíces de esta ecuación cuadrática son:

$$\frac{p_1}{p_2} = -\frac{C}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{C}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad (2.6)$$

La solución general viene dada por la superposición de las dos posibles soluciones

$$\delta(t) = c_1 \cdot e^{p_1 t} + c_2 \cdot e^{p_2 t} \quad (2.7)$$



Donde c_1 y c_2 son constantes de integración que deben ser determinadas con las condiciones iniciales del sistema. La solución final depende del signo de la raíz cuadrada de la ecuación (2.6). Tres distintos casos pueden ocurrir: la cantidad sub-radical puede ser cero, donde el amortiguamiento es llamado crítico.

Amortiguamiento Crítico

Para un sistema oscilatorio con amortiguamiento crítico, la cantidad subradical de la ecuación (4) debe ser cero:

$$\left(\frac{C_{cr}}{2m}\right)^2 - \left(\frac{k}{m}\right) = 0 \quad \text{ó} \quad C_{cr} = 2\sqrt{mk}$$

Donde C_{cr} denota el valor del amortiguamiento crítico. La frecuencia natural de sistemas no amortiguados fue designado por $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ para sistemas críticamente amortiguados el coeficiente puede ser expresado alternativamente como:

$$C_{cr} = 2 \cdot m\omega = \frac{2k}{\omega}$$

Las raíces características de la ecuación son iguales para sistemas críticamente amortiguados:

$$p_1 = p_2 = -\frac{C_{cr}}{2m}$$

Para las dos raíces iguales, la solución general proporciona una sola constante de integración y en consecuencia una sola solución independiente:

$$\delta_1(t) = c_1 \cdot e^{-(C_{cr}/2m)t} \quad \text{ó} \quad \delta_2(t) = c_2 \cdot t \cdot e^{-(C_{cr}/2m)t}$$

La solución general para sistemas críticamente amortiguados es la superposición de estas dos soluciones:

$$\delta(t) = (c_1 + c_2 t) \cdot e^{-(C_{cr}/2m)t}$$

Sistemas Sobreamortiguados

En los sistemas sobre-amortiguados el coeficiente de amortiguamiento es en valor más grande que para sistemas críticamente amortiguados, esto es:

$$C > C_{cr}$$

Esto hace que la cantidad subradical (ecuación 2.6) sea positiva, además se obtienen dos valores de la solución de la raíz cuadrática de la ecuación (p_1 , p_2) y consecuentemente la solución sea la ecuación general escrita (2.7). Es de notar que los sistemas sobre-amortiguados no oscilan en su movimiento, ya que la magnitud de la oscilación decae exponencialmente con el tiempo hasta cero, como se muestra en la Figura 2.33.

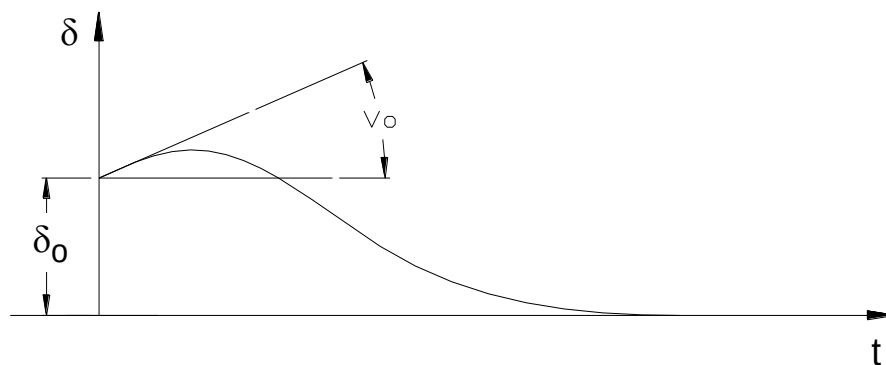


FIG. 2.33 RESPUESTA DE SISTEMAS EN VIBRACIÓN LIBRE EN AMORTIGUACIÓN CRÍTICA



Sistemas Sub-Amortiguados

Cuando el valor del coeficiente de amortiguamiento es menor que el valor crítico ($C < C_{cr}$), ocurre que la cantidad subradical de la ecuación (2.6) es negativo, las raíces características son complejas o imaginarias;

$$\frac{p_1}{p_2} = \frac{C}{2m} \pm i \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2} \quad \text{Donde } i = \sqrt{-1}$$

Para este caso se pueden utilizar las ecuaciones de Euler's

$$e^{ix} = \cos x + i \cdot \text{sen} x$$

$$e^{-ix} = \cos x - i \cdot \text{sen} x$$

Sustituyendo en las raíces cuadráticas p_1 y p_2 puede escribirse convenientemente la solución general para sistemas subamortiguados:

$$\delta(t) = e^{-\left(\frac{c}{2m}\right)t} (A \cdot \cos \omega_d t + B \cdot \text{sen} \omega_d t)$$

Donde A y B son nuevas constantes de integración y ω_d es la frecuencia amortiguada del sistema, definida como:

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \zeta^2}$$

Obtenido, haciendo simples sustituciones de $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ y $\zeta = \frac{C}{C_{cr}}$

Donde el coeficiente ζ (psi) es el radio de amortiguamiento.

Para condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad (δ_0 y $\dot{\delta}_0$), se determinan las constantes de integración y se obtiene la solución general para sistemas sub-amortiguados como:

$$\delta(t) = e^{-\zeta\omega t} \left(\delta_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\dot{\delta}_0 + \delta_0 \zeta \omega}{\omega_d} \sin(\omega_d t) \right)$$

Alternativamente la ecuación anterior también puede ser escrita

$$\delta(t) = D \cdot e^{-\zeta\omega t} \cos(\omega_d t - \alpha) \quad (2.8)$$

Donde:

$$D = \sqrt{\delta_0^2 + \left(\frac{\dot{\delta}_0 + \delta_0 \zeta \omega}{\omega_d} \right)^2} \quad \text{Y} \quad \tan \alpha = \frac{\dot{\delta}_0 + \delta_0 \zeta \omega}{\omega_d \cdot \delta_0}$$

La representación gráfica de la ecuación de movimiento para un desplazamiento inicial $\delta(t=0) = \delta_0$ y la velocidad cero ($\dot{\delta}_0 = 0$) se muestra en la Figura 2.34.

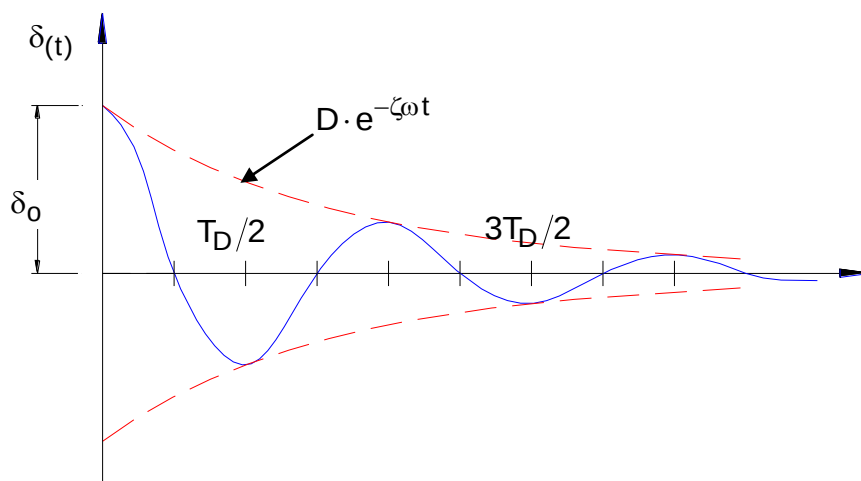


FIG. 2.34 RESPUESTA DE SISTEMAS EN VIBRACIÓN LIBRE SUB-AMORTIGUADA



En la figura 2.34 se puede observar que el movimiento es oscilatorio pero no periódico. La amplitud del movimiento decrecen los sucesos ciclos. La oscilación ocurre en iguales períodos de tiempo y se denomina periodo de vibración amortiguado y está definido por la siguiente ecuación:

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{2\pi}{\omega\sqrt{1-\zeta^2}}$$

El valor del coeficiente de amortiguamiento en estructuras reales es mucho más bajo que el amortiguamiento crítico C_{cr} y usualmente está en un rango de 2 y 20% de ese valor crítico. Sustituyendo el valor máximo $\zeta = 0.20$ se obtiene $\omega_d = 0.98\omega$. De aquí se puede notar que para estructuras con un amortiguamiento del 20% del radio de amortiguamiento el valor de frecuencia amortiguada es casi igual a la frecuencia natural. En la práctica la frecuencia natural para estructuras amortiguadas puede tomarse igual a la frecuencia natural de sistemas no amortiguados.

Idealización de la Masa

Dentro de un estricto rigor, las masas concentradas solo pueden ser utilizadas en el análisis dinámico de cuerpos rígidos, sin embargo cuando la rigidez de algunos elementos es grande en comparación con otros, se realiza la aproximación de considerarlos infinitamente rígidos ya que esta simplificación en muchos casos puede simplificar enormemente el problema dinámico.

En un cuerpo rígido no existe posibilidad de deformación interna, lo que implica que las propiedades inerciales se pueden expresar en el centro de masas del cuerpo, supóngase una plancha que se comporta como cuerpo rígido de espesor despreciable como el que se muestra en la Figura 2.35.

Determinando Las fuerzas inerciales que se producirán en el cuerpo rígido si se somete a unas aceleraciones en la dirección de cada uno de los ejes en la planta del cuerpo y una aceleración rotacional con respecto al eje vertical perpendicular al mismo plano.

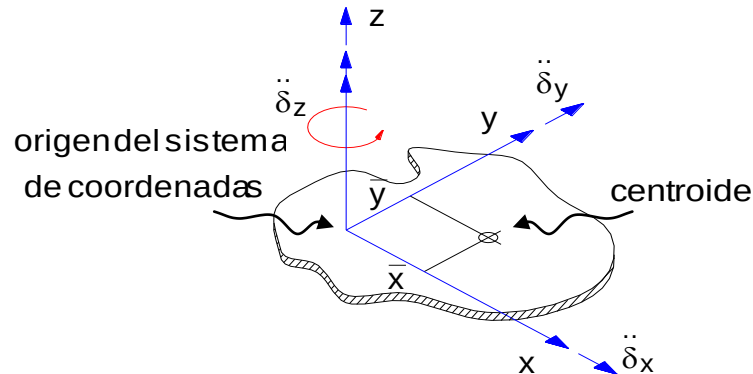


FIG. 2.35 REPRESENTACIÓN DE CUERPO RÍGIDO DE ESPESOR DESPRECIABLE Y ACELERACIONES IMPUESTAS

Integrando los efectos que estas aceleraciones producen en cada uno de los elementos diferenciales de masa que componen el cuerpo y que por tratarse de un cuerpo rígido éstas fuerzas inerciales no producen deformación alguna en el cuerpo, es posible encontrar las siguientes ecuaciones de equilibrio donde se presentan las fuerzas resultantes en el origen del sistema de referencia:

$$F_x = m \ddot{\delta}_x - m \cdot \bar{y} \cdot \ddot{\delta}_z$$

$$F_y = m \ddot{\delta}_y - m \cdot \bar{x} \cdot \ddot{\delta}_z$$

$$F_z = -m \bar{y} \ddot{\delta}_x + m \bar{x} \ddot{\delta}_y + \left[\frac{m}{A} J_0 + m (\bar{x}^2 + \bar{y}^2) \right] \ddot{\delta}_z$$

Donde m es la masa total del cuerpo, A es el área, $\bar{x} \bar{y}$ son las coordenadas del centroide respecto al origen de coordenadas, y J_0 es el



momento polar de inercia del cuerpo respecto al centroide, el cual a su vez es igual a la suma de los momentos de inercia con respecto a los dos ejes paralelos a X e Y que pasan por el centroide del cuerpo. Expresando las ecuaciones anteriores en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m & 0 & -\bar{y}m \\ 0 & m & \bar{x}m \\ -\bar{y}m & \bar{x}m & \frac{m}{A}J_0 + m(\bar{x}^2 + \bar{y}^2) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{\delta}_x \\ \ddot{\delta}_y \\ \ddot{\delta}_z \end{bmatrix}$$

Lo cual es equivalente a:

$$[F] = [M] \cdot \begin{bmatrix} \ddot{\delta} \end{bmatrix}; \text{ Donde } [M] \text{ es la matriz de masa.}$$

Además es evidente que cuando el origen del sistema coordenado se ubica en el centroide del cuerpo, esta matriz de masa toma la siguiente forma:

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & \frac{m}{A}J_0 \end{bmatrix}$$

Esta matriz presenta valores en la diagonal principal ya que las aceleraciones solo inducen fuerzas inerciales en la dirección y sentido de la misma aceleración.



Idealización de la Rigidez

Del mismo modo que en la idealización de la masa, en el caso de la rigidez la escogencia de la localización de los grados de libertad (Q-D) influye de manera significativa en la forma de las ecuaciones de equilibrio estático. El aspecto que se debe conocer con certeza es el hecho de que los grados de libertad en el análisis dinámico de la estructura deben ser comunes a las componentes estáticas, reflejadas en la matriz de rigidez, y las componentes dinámicas, reflejadas en la matriz de masa. Se debe tener claro que existen diferentes enfoques de cómo definir los grados de libertad de la estructura para realizar el análisis dinámico, fundamentalmente basados en las consideraciones de deformación en su plano de los sistemas de pisos, considerándolos infinitamente rígidos en su plano o no.

Hipótesis de Diafragma Rígido

Una losa de entrepiso de una edificación generalmente es más rígida en su propio plano que transversalmente, debido a esto se tiende a pensar que se trata de un cuerpo infinitamente rígido para desplazamientos en su propio plano. Si esta consideración se considera válida, siempre es posible describir la posición horizontal de cualquier punto dentro de la losa, o diafragma, a partir de los grados de libertad o desplazamientos horizontales ortogonales X e Y , además un giro alrededor de un eje normal al plano del diafragma Z como se muestra en la Figura 2.36.

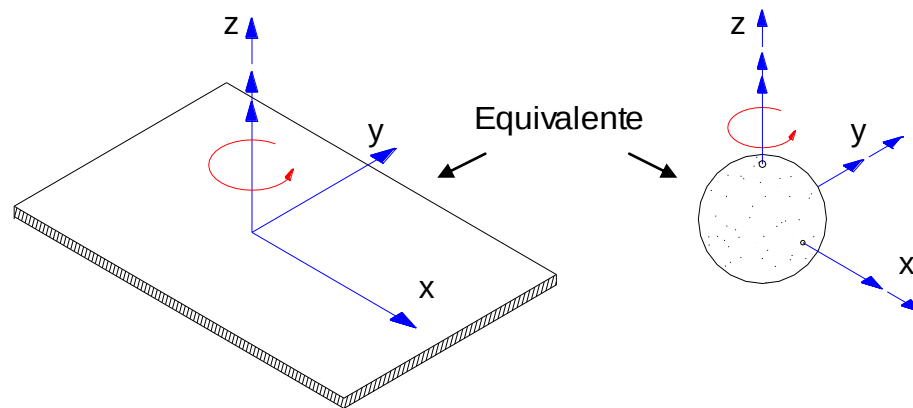


FIG. 2.36 DIFRAGMA COMO CUERPO INFINITAMENTE RÍGIDO EN SU PLANO

Es conveniente tomar el origen vertical rotacional en el centro de masa del diafragma, por razones ya expuestas, pero no es válido hacerlo en cualquier punto de la losa. Se observa también la usual equivalencia del diafragma infinitamente rígido en su plano con el cuerpo rígido (esfera), los cuales tiene traslaciones y giros en un plano horizontal.

La idealización del diafragma infinitamente rígido en su propio plano solo hace referencia a los tres grados de libertad mencionados, por lo tanto los desplazamientos verticales, dirección en la cual la losa es infinitamente flexible, son posibles. Al igual las rotaciones alrededor de los ejes horizontales no hacen parte de la consideración de diafragma rígido.

Para ilustrar esto, obsérvese la Figura 2.37 donde se representa una estructura de un piso compuesta por cuatro pórticos localizado cada uno en el borde de la losa. Si se realiza la traslación en el sentido X, se puede observar las deformaciones de los distintos elementos, siendo evidente que existen desplazamientos verticales en las vigas y en la losa, y giros alrededor de los ejes horizontales de los elementos y en las juntas entre ellos.

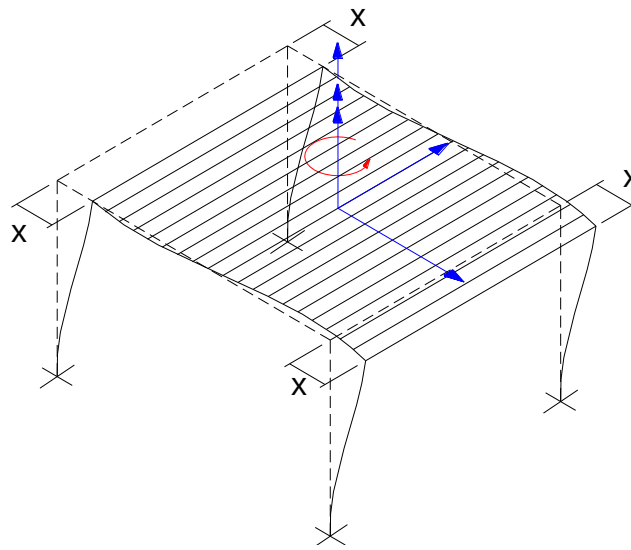


FIG. 2.37 DEFORMACIÓN EN LOS ELEMENTOS DE UNA ESTRUCTURA DE PISO, CON DIAFRAGMA RÍGIDO EN SU PROPIO PLANO, ANTE UN DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN X

Así mismo se nota claramente que el extremo superior de las cuatro columnas tiene igual desplazamiento horizontal. De igual forma todas las juntas tienen un mismo giro que ocurren alrededor del eje paralelo al eje y . También la flexión ocurre en la losa alrededor de ejes horizontales que muestra compatibilidad con la hipótesis del diafragma rígido.

En resumen: “dos puntos cualesquiera, que hagan parte de la losa de entrepiso que se supuso como diafragma rígido, están inhabilitados para tener desplazamientos relativos que se puedan contener dentro del plano horizontal, sin embargo se puede tener desplazamientos relativos en la dirección vertical y giros con respecto a cualquier eje horizontal.

Esta idealización es extensible a edificios en altura, donde cada entrepiso es un diafragma independiente con tres grados de libertad dinámicos, debe considerarse que al expresar las propiedades de masa de la edificación en su losa como se muestra en la Figura 2.38.

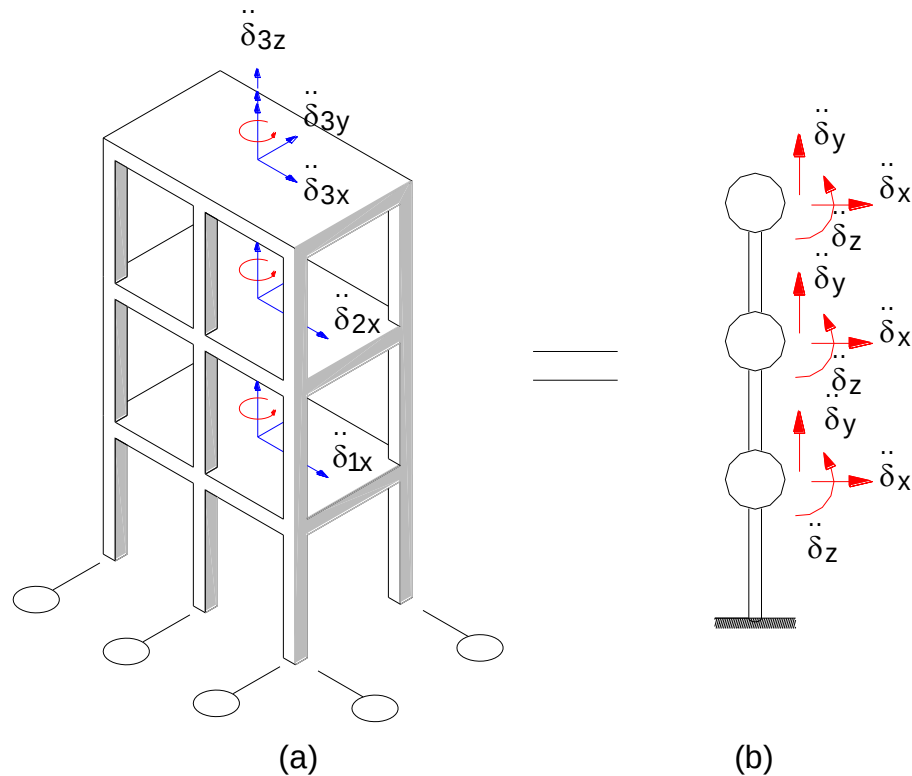


FIG. 2.38 EDIFICIO APORTICADO CON HIPOTESIS DE DIAFRAGMA FLEXIBLE Y TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL

Esta afirmación es razonable en estructuras aporticadas, donde la masa de las columnas es despreciable respecto al entrepiso. Sin embargo donde los muros estructurales sean un porcentaje apreciable de la masa de la estructura, pueden introducirse errores importantes al ser evaluados y deben ser usados otros tipos de idealizaciones. La principal problemática con respecto al diafragma rígido, consiste en definir si es válida con todo tipo de entrepisos. Cuando no hay suficiente rigidez dentro del diafragma, la compatibilidad de las deformaciones horizontales de los elementos verticales de la estructura deja de ser válida y por lo tanto al utilizarla se estaría cometiendo en el análisis un gran error de idealización. Se procede posteriormente a formular las relaciones de rigidez de una estructura, teniendo en cuenta la idealización del diafragma rígido.

Modelos Estructurales como Pórticos Planos

Este tipo de modelos debe ser definido como estructuras en donde no existe rotación de los elementos horizontales a nivel de los sistemas de pisos, según se muestra en la Figura 2.39. En este respecto, la deflexión de la estructura es muy parecida a la viga en cantiliver que está sometida a fuerzas normales a su eje.

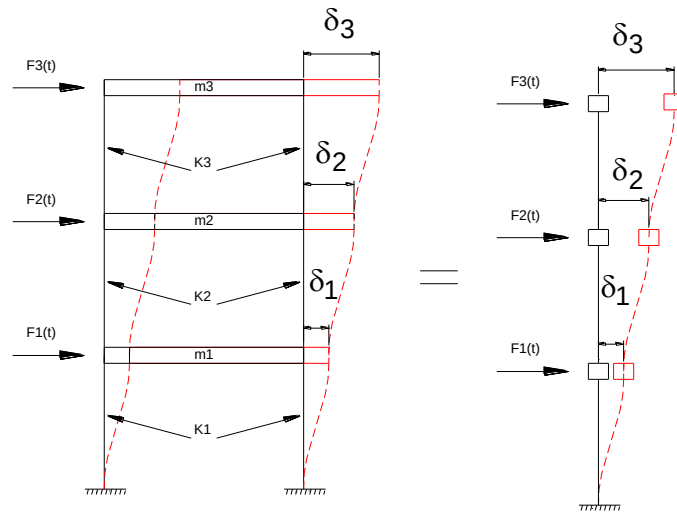


FIG. 2.39 REPRESENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA MODELADA COMO PÓRTICO PLANO Y COMO COLUMNA SIMPLE Y MASAS CONCENTRADAS

Para poder obtener tal deflexión en una edificación, deben asumirse algunas hipótesis como:

- La masa de una estructura está concentrada en los sistemas de pisos de ésta, despreciando la masa en las columnas y otros elementos diferentes a las losas.
- Las vigas en los pisos son infinitamente rígidas en comparación con las columnas.
- La deformación en una estructura es independiente de la fuerza axial actuante en estas, es decir, se asume la hipótesis de rigidez axial infinita.

La primera hipótesis asumida transforma el problema de una estructura con infinitos grados de libertad concentrados en las masas de los pisos. La segunda y tercera hipótesis restringe los grados de libertad de los pórticos estructurales a sólo un grado de libertad de movimiento horizontal, según se muestra en la Figura 2.40.

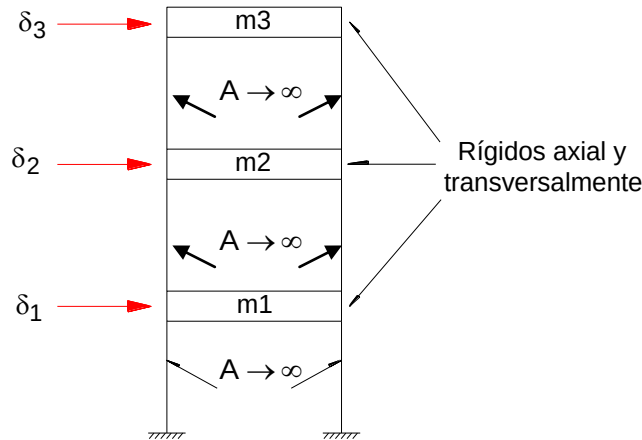


FIG. 2.40 MODELO DE PÓRICO PLANO CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL

Esta definición dada anteriormente se define como el modelo plano de pórticos para análisis dinámico o como se conoce en inglés shear building. El modelo anterior también se puede idealizar como una simple columna con masas concéntricas en los niveles de los pisos (ver Figura 2.39). Otra alternativa generalmente usada es representar varias masas unidas por resortes como se muestra en la Figura 2.41.

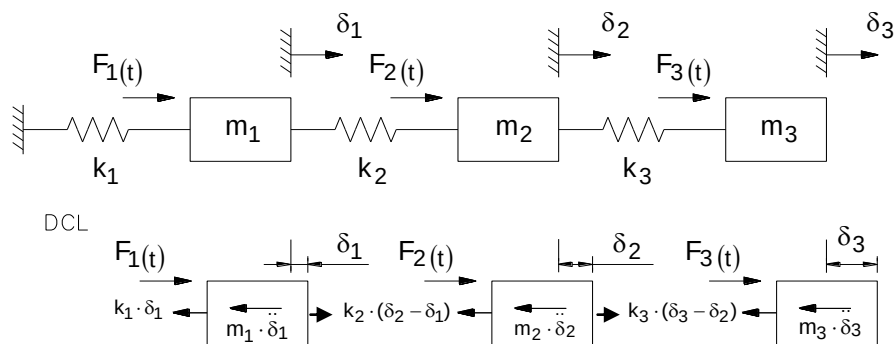


FIG. 2.41 MODELOS DE MASAS Y RESORTES EQUIVALENTE A PÓRTICOS PLANOS



Análisis dinámico de superposición modal

El procedimiento de análisis modal es apropiado para calcular la respuesta de estructuras complejas de varios grados de libertad a movimientos sísmicos. La respuesta estructural es modelada como la máxima respuesta de un número de oscilaciones de un simple grado de libertad, cada uno representando un modo específico de vibración de la estructura real. Combinando la respuesta de los modos individuales se obtienen las fuerzas externas equivalentes, la cortante basal y el cortante de piso, que pueden usarse de la misma forma como en el procedimiento de fuerza lateral estática. El procedimiento de análisis modal tiene la ventaja de determinar la distribución real de las fuerzas laterales, de las masas y una distribución de rigideces a lo largo de la altura de una estructura irregular, que puede diferir apreciablemente de la distribución lineal simplificada asumida en el método de la fuerza lateral estática. Además, considera los efectos de los modos más altos de la respuesta de una estructura, alguno de los cuales puede contribuir significativamente en la respuesta global de la estructura.

Las fases necesarias en el procedimiento del análisis modal se basan en seleccionar un espectro de respuesta sísmica apropiado, aplicando una técnica de análisis dinámico para un modelo matemático de la estructura, combinando la respuesta de un número suficiente de modos para asegurar de que por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura esté incluido en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal.

El espectro de diseño presentado en la Norma COVENIN 1756-01, puede utilizarse en el diseño. Las ordenadas de aceleración del espectro de diseño deben multiplicarse por la aceleración de la gravedad. Alternativamente, se pueden utilizar espectros de diseño de lugares específicos. El espectro de diseño debe suavizarse para eliminar reducciones de respuesta para periodos específicos, debe tener como



mínimo 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años, además, el espectro debe desarrollarse para una relación de amortiguamiento de 5%, a menos que se demuestre que un valor diferente sea consistente con el comportamiento estructural anticipado a la intensidad de vibración establecida para el sitio.

Modos de Vibración

El periodo de vibración con que se mueve la estructura tiene que corresponder al del terreno donde se encuentra, es decir, que deberá tener la misma duración.

Cuando la estructura se mueve de modo que todas sus masas pasan totalmente de un lado a otro de la posición de reposo, se llama primer modo o modo fundamental de vibración, llamado así por ser el modo que genera el período de mayor duración (Periodo más largo).

La magnitud de la deformación que alcanza la estructura en cada nivel, no depende de la fuerza que se aplique en la base. Si esta fuerza es mayor o menor, sucederá que las masas de los pisos se desplazarán más o menos y al cruzar la vertical de la posición reposo, llevarán un impulso de mayor o menor intensidad. Los desplazamientos de las masas son proporcionales entre sí. Si el terremoto se mueve con un periodo de tiempo más corto, independientemente de la fuerza con que lo haga, la estructura podrá deformarse de una segunda manera; cuando la fuerza es mayor, el desplazamiento es mayor. A este modo de moverse de le llama segundo modo de vibración.

Finalmente, si aún se reduce el periodo de tiempo del movimiento del terreno, la estructura puede llegar a moverse de una tercera manera, correspondiente al tercer modo de vibración.

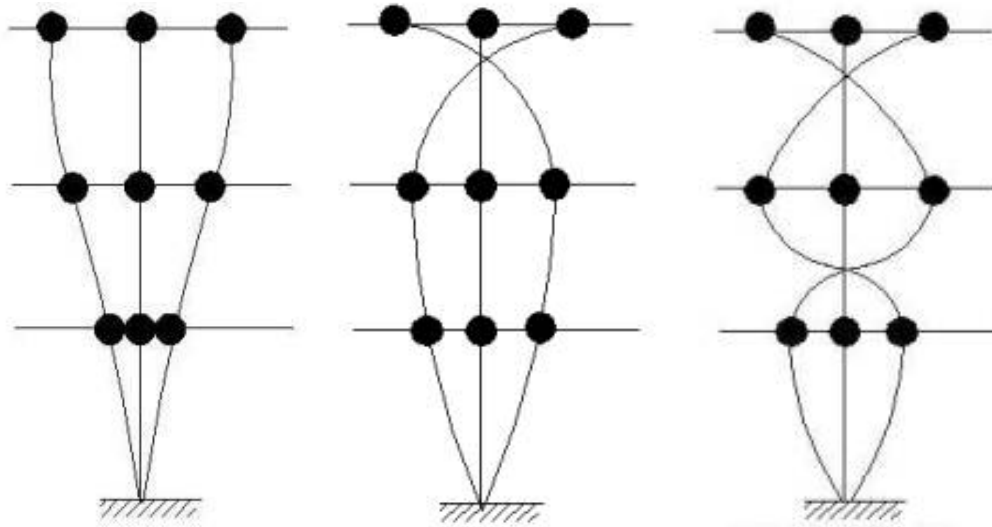
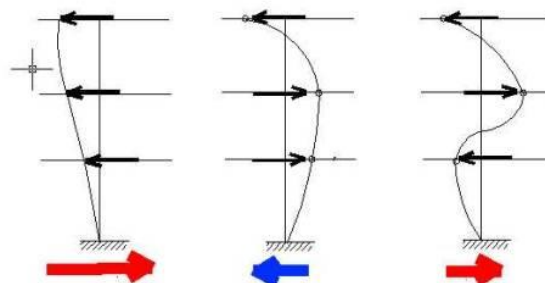


FIG. 2.42 PRIMER, SEGUNDO Y TERCER MODO DE VIBRACIÓN.

Cuando el edificio vibra en el modo fundamental, todas las masas se desplazan a un mismo lado y sus fuerzas actúan en el mismo sentido, pero según los otros modos las fuerzas actúan en diferentes sentidos. En cualquiera de los modos de vibrar, como sucede en el primer modo, según la intensidad de la fuerza que actúa en la base será la magnitud de los desplazamientos que sufre cada masa, pero los desplazamientos en cada modo conservarán su proporcionalidad.

En todos los casos para que exista equilibrio, la suma algebraica de las fuerzas que se verifican en las masas, tendrán que ser igual y de sentido contrario a la que el terreno impone a la base.



LA SUMA DE LAS FUERZAS EN LOS PISOS DEBE SER IGUAL A LA APLICADA EN LA BASE

FIG. 2.43 FUERZAS MODALES ACTUANDO EN DIFERENTES DIRECCIONES



El periodo que requiere la estructura para moverse de un modo determinado depende de los valores de sus masas y de la flexibilidad de sus elementos sismoresistentes, de modo que durante un mismo evento sísmico y con la misma vibración del terreno, una estructura puede vibrar de un modo y otra vibrar de un modo distinto.

En los modos que siguen al primero es muy probable que algunas de las fuerzas que actúan en los distintos niveles, sean más intensas que la que se verifica en el terreno.

Método CQC3

El diseño de estructuras localizadas en zonas de elevada amenaza sísmica requiere considerar la acción simultánea de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno.

El método CQC3 es un procedimiento de análisis que determina la respuesta crítica de estructuras elásticas ante la acción de las dos componentes ortogonales horizontales del movimiento sísmico descritas por diferentes formas espectrales.

La respuesta crítica es definida como la mayor respuesta para todas las direcciones posibles de incidencia de estas dos componentes.

El método CQC3 utiliza un cociente constante de intensidad espectral, g_c , determinado a partir de los espectros de las dos componentes sísmicas horizontales.

Una dirección principal define la componente de mayor intensidad y la ortogonal define la dirección principal de menor intensidad. A lo largo de estas direcciones las dos componentes de aceleración no están correlacionadas.

Por otro lado las direcciones principales del sismo pueden formar cualquier ángulo con los ejes estructurales por lo que cada respuesta debe determinarse considerando todos los valores posibles de dicho ángulo.

Estudios recientes sobre las propiedades de los sismos utilizando conjuntos de acelerogramas registrados en diversos lugares del planeta han puesto de manifiesto que los espectros horizontales principales no tienen la misma forma y que el cociente entre ambos varía entre 0,50 y 0,85, dependiendo del periodo de vibración y de la cercanía o lejanía de la falla del sismo en estudio.

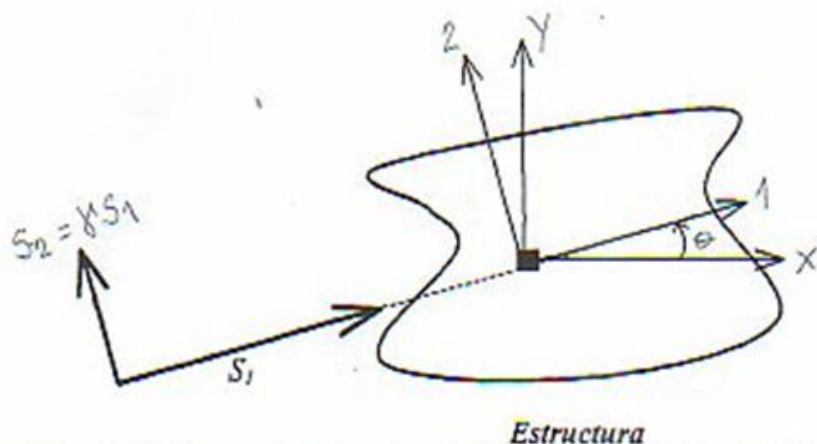


FIG. 2.44 EJES PRINCIPALES (1, 2) DEL MOVIMIENTO SÍSMICO Y EJES (X, Y) DE LA ESTRUCTURA

Movimiento sísmico

El movimiento sísmico se define mediante los espectros de las dos componentes horizontales principales de la aceleración del terreno. En la Figura 2.45 se presentan los espectros de pseudo-aceleración, S_2 y S_3 , de las componentes horizontales mayor y menor del movimiento sísmico, respectivamente, graficados en función del período natural de vibración T , para un amortiguamiento del 5%. Los valores de la pseudo-aceleración se expresan como una fracción de la aceleración de gravedad, g . El cociente de intensidad espectral se define como $\gamma(T) = S_3/S_2$, y se presenta en la Figura 2.46 como una función del período de vibración. Los valores de $\gamma(T)$ varían entre 0,73 y 1,13.

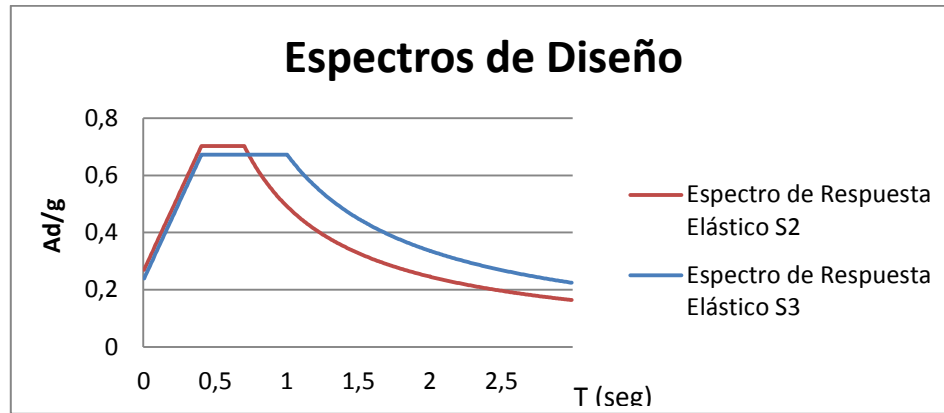


FIG. 2.45 ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN DE LA COMPONENTE MAYOR (S2) Y MENOR (S3) DEL MOVIMIENTO SÍSMICO

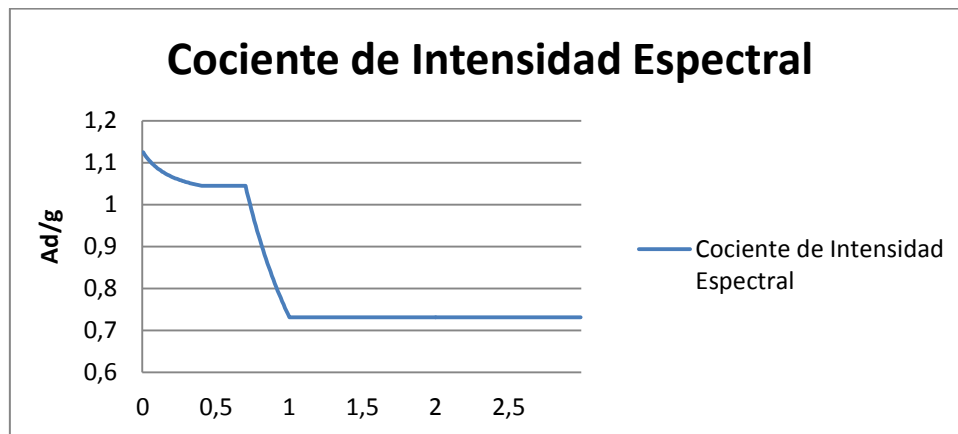


FIG. 2.46 COCIENTE DE INTENSIDAD ESPECTRAL $r(T) = S3/S2$

La respuesta crítica

Bajo el marco de referencia del método de análisis espectral para sistemas elásticos, el valor máximo probable de una determinada respuesta “ r ” ante la acción de las dos componentes horizontales principales de un sismo que pueden tener diferentes formas espectrales, está dado en función del ángulo de incidencia θ por:

$$r(\theta) = \left\{ (r_{1x}^2 + r_{2y}^2) \cos^2 \theta + (r_{1y} + r_{2x})^2 \sin^2 \theta + 2 \sin \theta \cos \theta [r_{1xy} - r_{2xy}] \right\}^{1/2} \quad (2.9)$$

Donde r_{1x} y r_{1y} son los valores máximos de la respuesta r debido a la aplicación de la componente sísmica definida por el espectro S2 actuando primero según la dirección x y luego según la dirección y de la estructura, respectivamente. Análogamente, r_{2x} y r_{2y} se definen como los valores de r cuando se aplica el espectro S3 en la dirección x y en la dirección y , respectivamente. Cada una de las respuestas r_{1x} , r_{1y} , r_{2x} y r_{2y} se obtienen de combinar las respuestas en cada modo de vibración utilizando el criterio de la Combinación Cuadrática Completa:

$$r_{nk} = \left\{ \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N p_y r_{nki} r_{nkj} \right\}^{1/2} ; \quad n = 1, 2 ; \quad k = x, y \quad (2.10)$$

Donde r_{nki} ; $n = 1, 2$; $k = x, y$, es la respuesta en el modo i de vibración, p_y es el coeficiente de correlación modal entre los modos i y j y N es el número de modos de vibración. Los términos r_{1xy} y r_{2xy} que aparecen en la ecuación 2.9 son términos cruzados de las respuestas modales que contribuyen a las respuestas r_{1x} , r_{1y} , r_{2x} y r_{2y} respectivamente, dados por:

$$r_{1xy} = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N p_y r_{1xi} r_{1yj} ; \quad r_{2xy} = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N p_y r_{2xi} r_{2yj} \quad (2.11)$$

Derivando r en la ecuación 2.9 respecto al ángulo θ e igualando a cero el resultado, se obtienen los valores críticos θ_{cr} , del ángulo de incidencia:

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2(r_{2xy} - r_{1xy})}{(r_{1y}^2 - r_{1x}^2) - (r_{2y}^2 - r_{2x}^2)} \right\} \quad (2.12)$$

La ecuación 2.12 suministra valores de θ_{cr} comprendido entre 0° y 180° , los cuales están separados entre sí 90° ; cuando estos dos valores de θ_{cr} son sustituidos en la ecuación 2.9 se obtienen el valor máximo y el valor

mínimo de la respuesta r . El valor máximo se define como la respuesta crítica r_{cr} , la cual constituye la mayor respuesta para todos los ángulos posibles de incidencia de las dos componentes sísmicas ortogonales. Nótese que haciendo $\theta = 0^\circ$ en la ecuación 2.9 se obtiene $r(\theta) = [(r_{1x}^2 + r_{2y}^2)]^{1/2}$ que es la regla SRSS utilizada en diversas normas de diseño.

La respuesta CQC3

Si los espectros de las dos componentes horizontales actuando según las direcciones 1 y 2 (Figura 2.45) tuviesen la misma forma, podemos decir que el espectro de la componente menor es $S3 = \gamma_c S2$ donde $\gamma_c < 1$ se define como el cociente constante de intensidad espectral. En este caso la respuesta máxima r ante la acción de las componentes sísmicas ortogonales $S2$ y $\gamma_c S2$ está dada en función del ángulo de incidencia θ (Figura 2.44) por el método CQC3:

$$r(\theta) = \left\{ \frac{[r_{1x}^2 + (\gamma_c r_{1y})^2] \cos^2 \theta + [r_{1y}^2 + (\gamma_c r_{1x})^2] \sin^2 \theta + 2(1 - \gamma_c^2) r_{1xy} \sin \theta \cos \theta}{2} \right\}^{1/2} \quad (2.13)$$

La ecuación 2.13 se puede obtener a partir de la ecuación 2.9; bajo la hipótesis $S3 = \gamma_c S2$, de las ecuaciones 2.10 y 2.11 observamos que $r_{2x} = \gamma_c r_{1x}$, $r_{2y} = \gamma_c r_{1y}$ y $r_{2xy} = \gamma_c^2 r_{1xy}$. Sustituyendo en la ecuación 2.9 se obtiene la ecuación 2.13.

La respuesta CQC3, r_{CQC3} , se define como la mayor respuesta r considerando todos los valores posibles del ángulo de incidencia θ . Una fórmula explícita de r_{CQC3} está dada por:

$$r_{CQC3} = \left\{ (1 + \gamma_c^2) \left(\frac{r_{1x}^2 + r_{1y}^2}{2} \right) + (1 + \gamma_c^2) \sqrt{\left(\frac{r_{1x}^2 - r_{1y}^2}{2} \right)^2 + r_{1xy}^2} \right\}^{1/2} \quad (2.14)$$

Si el cociente de intensidad espectral, $\gamma(T)$, de las dos componentes horizontales del sismo fuera constante, independiente del periodo de vibración T , la respuesta CQC3 dada por la ecuación 2.14 sería idéntica a la respuesta crítica dada por la ecuación 2.1. Puesto que γ varía con T (Figura 2.46), para utilizar la respuesta CQC3 en la estimación de la respuesta crítica r_{cr} se requiere de la definición de un cociente de intensidad espectral constante, γ_c , para poder aplicar la fórmula 2.14; la respuesta resultante será entonces una aproximación a r_{cr} . Dos alternativas de definición de este cociente γ_c son:

$$\gamma_{c1} = \frac{\gamma(T_x) + \gamma(T_y)}{2} \quad \gamma_{c2} = \frac{\gamma_{max} + \gamma_{min}}{2} \quad (2.15a, 2.15b)$$

El valor γ_{c1} dado por la ecuación 2.15a es la media de los valores $\gamma(T)$ correspondientes a los periodos de vibración T_x y T_y de los modos que poseen la mayor masa participativa para sismo en dirección x y en dirección y respectivamente. Ésta selección de γ_{c1} parte de suponer que los modos de mayor masa participativa serán los principales contribuyentes a la respuesta, y en tal caso un valor de γ constante que ajuste a la r_{cr} debe estar entre los $\gamma(T_x)$ y los $\gamma(T_y)$ con gran probabilidad; por simplicidad se escoge el valor intermedio. El valor γ_{c2} dado por la ecuación 2.15b es la media de los valores máximo y mínimo de $\gamma(T)$. El método propuesto consiste por lo tanto en la determinación previa del cociente de intensidad espectral constante, γ_{c1} o γ_{c2} , utilizado en las ecuaciones 2.15a y 2.15b en conjunto con la Figura 2.46, seguida por el cálculo de la respuesta r_{CQC3} mediante la ecuación 2.14.



ETABS

ETABS ó Extended Three Dimensional Analysis of Building por sus siglas en inglés es un software de análisis y diseño estructural desarrollado por Computers and Structures, Inc. Muy utilizado en la rama de Ingeniería Civil para analizar específicamente sistemas de edificaciones. El programa utiliza el método de análisis de elementos finitos para el análisis estático y dinámico lineal y no lineal, y constituye una herramienta muy poderosa que permite reducir en gran medida el tiempo de análisis de una estructura, facilitando así el trabajo del Ingeniero.

Bases Legales

- Norma COVENIN-MINDUR 2002-88. CRITERIOS Y ACCIONES MÍNIMAS PARA EL PROYECTO DE EDIFICACIONES

Esta Norma establece los criterios y requisitos mínimos de las acciones a considerar en el proyecto, fabricación, montaje y construcción de las edificaciones que se ejecuten en el territorio nacional, entendiéndose por “acciones” los fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los elementos de una edificación, como las cargas, deformaciones, efectos de la temperatura, etc. Las disposiciones aquí establecidas se aplicarán tanto a las edificaciones nuevas como a la modificación, ampliación, refuerzo, reparación y demolición de las edificaciones existente.

Las acciones aquí definidas son las mismas de utilización o servicio aplicables, tanto en la Teoría Clásica como en la Teoría de los Estados Límites, según lo establecen las normas vigentes para el proyecto de edificaciones de concreto, acero, madera, mampostería y de cualquier otro material estructural.



- Norma COVENIN 1756-01. EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES

Establece los criterios de análisis y diseño para las edificaciones situadas en zonas donde pueden ocurrir movimientos sísmicos. Las disposiciones de ésta Norma tienen el objetivo de proteger vidas y aminorar los daños esperados en las edificaciones. Asimismo, mantener operativas las edificaciones esenciales.

Las disposiciones de esta Norma están orientadas al diseño de nuevas edificaciones de concreto armado, de acero o mixtas acero-concreto, de comportamiento tipificable, en las cuales se pueden utilizar simplificaciones fundamentadas en experiencias previas.

- Norma COVENIN 1753-06. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL

Esta Norma establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional. Aplica a todos los aspectos relativos al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación, así como también a las propiedades y aseguramiento de calidad de los materiales.

Adicionalmente a los requisitos generales del proyecto de concreto contenidos en esta Norma, se establecen las disposiciones especiales de diseño sismorresistentes para estructuras con Nivel de Diseño ND2 ó ND3 (Capítulo 18).



Términos Básicos

- **Acelerograma:** Instrumento utilizado para medir las aceleraciones presentes en los suelos durante la ocurrencia de un sismo.
- **Antrópico:** Relativo (por estar asociado, influido, ser perteneciente o incluso contemporáneo) al hombre entendido como especie humana o ser humano. Se utiliza sobre todo en contextos científicos (biología, ciencias de la Tierra, física y cosmología).
- **Cortante Basal:** Se define como la fuerza de corte actuante en la base de un edificio.
- **Derivas:** Es el desplazamiento relativo que ocurre entre dos niveles consecutivos de una edificación.
- **Ductilidad:** La ductilidad es una propiedad que presentan algunos materiales, como las aleaciones metálicas o materiales asfálticos, los cuales bajo la acción de una fuerza, pueden deformarse sosteniblemente sin romperse.
- **Elasticidad:** Es una propiedad mecánica de ciertos materiales de sufrir deformaciones reversibles cuando se encuentran sujetos a la acción de fuerzas exteriores y de recuperar la forma original si estas fuerzas exteriores se eliminan.
- **Excitación Sísmica:** Movimiento de una estructura producido por las aceleraciones que se presentan en el suelo durante la ocurrencia de un sismo.



- **Frecuencia:** Es una magnitud que mide el número de repeticiones por unidad de tiempo de cualquier fenómeno o suceso periódico, como por ejemplo un movimiento oscilatorio.
- **Oscilación:** Movimiento alternativo de un lado para otro de un cuerpo que está colgado o apoyado en un solo punto.
- **Periodo:** Tiempo que tarda una estructura en realizar una oscilación.
- **Periodo Fundamental:** El Período Fundamental es aquel periodo de mayor duración por lo que introduce mayor daño a la estructura ya que origina los mayores desplazamientos.
- **Resonancia:** La resonancia describe un estado en el cual una frecuencia específica que estaba inactiva, comienza a vibrar en respuesta a otra de frecuencia similar que esté vibrando activamente.
- **Torsión:** Es la sollicitación que se presenta cuando se aplica un momento sobre el eje longitudinal de un elemento constructivo o prisma.



CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Diseño de la Investigación

Diseño experimental

Arias (1997), señala que el diseño experimental es el “proceso que consiste en someter a un objeto o grupo de individuos, a determinadas condiciones o estímulos (variable independiente), para observar los efectos que se producen (variable dependiente)”. La investigación experimental es la que mejor se ajusta a situaciones en las que se intente establecer relaciones de causa-efecto; el grupo experimental puede estar constituido por uno o más sujetos y normalmente tiene carácter predictivo.

En la presente investigación se evalúa la respuesta crítica de las estructuras apoyadas en pendiente y se elabora una conclusión, a través del estudio de los resultados obtenidos por medio de distintos análisis matemáticos que aproximan el comportamiento que podrían tener dichas estructuras ante la ocurrencia de un eventual sismo.



Tipo de la Investigación

Investigación Pre-experimental

De acuerdo a Gómez (2011) la investigación Pre-experimental se caracteriza por “la no selección aleatoria de sujetos de una población, para formar una muestra y no incluye grupo de control, por lo que su capacidad de investigación para descubrir la naturaleza de una relación causal entre las variables independientes y las variables dependientes es muy reducida”

La presente investigación es de tipo Pre-experimental, en dónde se seleccionaron de manera directa los modelos estructurales que posteriormente serán evaluados. Se establecen las relaciones entre los tipos de configuraciones de estructuras apoyadas en pendiente y su respuesta crítica ante dos componentes horizontales de un sismo.

Modalidad de la Investigación

La investigación posee una modalidad de tipo factible, la cual es definida según el Manual FEDEUPEL (2006:21) como:

“El proyecto factible consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta, de un modelo operativo viable, para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales; puede referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos o procesos. El proyecto debe tener apoyo en una investigación documental, de campo o un modelo que incluya ambas modalidades”.



La evaluación de la respuesta crítica de estructuras apoyadas en pendiente ante dos componentes de un sismo, busca solucionar un problema social generado por la sobrepoblación y la necesidad de buscar zonas alternas para la edificación de estructuras. A fin de lograr edificaciones más seguras se plantea una evaluación de distintos modelos estructurales, con el objetivo de garantizar diseños con un adecuado comportamiento y así mejorar la calidad de vida de las personas. Por lo anteriormente expuesto se puede afirmar que la investigación posee una modalidad de proyecto factible, en donde se busca un bienestar en la ciudadanía y de cuyo resultado pueden depender otras investigaciones.

Población y Muestra

Se posee para la presente investigación un total de tres (3) edificaciones aporticadas de concreto armado, las cuales son de uso comercial de baja densidad y que son clasificadas según la Norma COVENIN 1756-2001 como edificaciones pertenecientes al grupo B2. De las estructuras mencionadas, se tiene que dos de ellas están apoyadas en pendiente y una apoyada en planicie. Las estructuras apoyadas en pendiente tienen un total de 10 niveles, mientras que la estructura apoyada en planicie tiene 4 niveles. Todas las estructuras poseen el mismo volumen y están compuestas por pórticos como se señaló anteriormente, con separaciones de 7 m en dirección X y 5 m en dirección Y.



CAPÍTULO IV

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Unidades, Notaciones y Convenciones

A continuación se definen las convenciones y notaciones utilizadas para el predimensionado de los elementos estructurales.

Unidades

Las unidades corresponden al Sistema Técnico MKS, Metro-Kilogramo fuerza - Segundo, utilizándose predominantemente el kilogramo fuerza (kgf) y el centímetro, así como sus combinaciones. En las fórmulas se usarán unidades consistentes, a menos que se indique específicamente de otra manera, usando de esta forma, las siguientes unidades:

Dimensiones:

- En las fórmulas (L, d, h, etc.): cm.
- En el detallado de las secciones y piezas de concreto: cm.
- Ángulos planos: grados sexagesimales (°)



- Áreas: cm^2
- Energía, trabajo: kgf m.
- Fuerzas: kgf.
- Momentos: $\text{kgf} \cdot \text{m.}$
- Tensiones: kgf / cm^2 .

Notaciones

La notación utilizada se acompaña de su ecuación dimensional de acuerdo con las dimensiones de longitud [L], tiempo [t], fuerza [F] y temperatura [T], y se omite cuando son adimensionales:

CP = Acciones permanentes, [F], [F/L] o [F/L²]

CV = Acciones variables, [F], [F/L] o [F/L²]

E = Módulo de elasticidad, [F/L²]

W = Acción Combinad Permanente y Variable, Peso total de la Edificación, [F], [F/L], [F/L²]

M = Momento, [F*L]

Mu = Momento Ultimo, [F*L]

b = Ancho de un elemento, [L]

d = Distancia la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero de refuerzo traccionado, cm. (altura efectiva). Altura útil. También se define como altura del miembro menos el recubrimiento de diseño, [L]

h = Espesor total del miembro, altura de entrepiso, [L]

f'c = Resistencia especificada del concreto en compresión, [F/L²]

ρ = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tracción de un miembro sometido a flexión: $\rho = AS / (b d)$

ρ_b = Cantidad de refuerzo que produce condiciones de deformación unitaria balanceada.

Fy = Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, [F/L²]



A = Área de la sección transversal (A_g), [L^2]

I = Momento de inercia, [L^4]

α_1 = Coeficiente de Minoración del área gruesa

K_c = Rigidez de columna (I/L), [L^3]

K_v = Rigidez de viga (I/L), [L^3]

A_o = Coeficiente de aceleración horizontal.

A_d = Ordenada del espectro de diseño expresada como fracción de la aceleración de la gravedad

T = Período fundamental de la edificación, en segundos, [s]

T_a = Período fundamental de la edificación estimado en base a relaciones empíricas, en segundos, [s]

T_o = Valor del período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos, [s]

T^* = Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos, [s]

T_+ = Período característico de variación de respuesta dúctil, en segundos, [s]

V = Fuerza cortante en la base, [F]

V_o = Fuerza cortante en la base, [F]

F_i = Fuerza lateral, [F]

F_t = Fuerza lateral concentrada en el último nivel considerado, [F]

p = Exponente que define la rama descendente del espectro

Δ = Desplazamiento lateral total incluidos los efectos inelásticos; cuando se use con el subíndice e denota la parte elástica del mismo, [L]

θ = Coeficiente de estabilidad

φ = Factor de reducción de resistencia, Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

α = Factor de importancia

β = Factor de magnificación promedio

δ = Deriva



δ_{ei} = Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, con sus correspondientes centros de masa

μ = Factor de modificación de cortantes

$C_t = 0.07$ para edificios de concreto armado o mixtos de acero-concreto.

h_n = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

$P-\Delta$ = Efecto de segundo orden

R = Factor de reducción de respuesta

N = Número de Niveles de una edificación

W_j = Peso del nivel j de la edificación, $[F]$

h_j = Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación, $[L]$

Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales considerados para elementos estructurales son los siguientes:

Para elementos de concreto armado:

$$f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 238752 \text{ kgf/cm}^2$$

Selección de los Modelos Estructurales

En ésta investigación se evaluará la respuesta crítica de estructuras apoyadas en pendiente que poseen 10 pisos, las cuales serán comparadas con un modelo estructural apoyado en planicie de 4 pisos y cuyas características en común es la equivolumetría que existe entre ellos.

Todos los modelos poseen luces de 7 m en dirección X y 5 m en dirección Y, además las alturas de entrepiso son de 3,5 m.

Los modelos seleccionados fueron los siguientes:

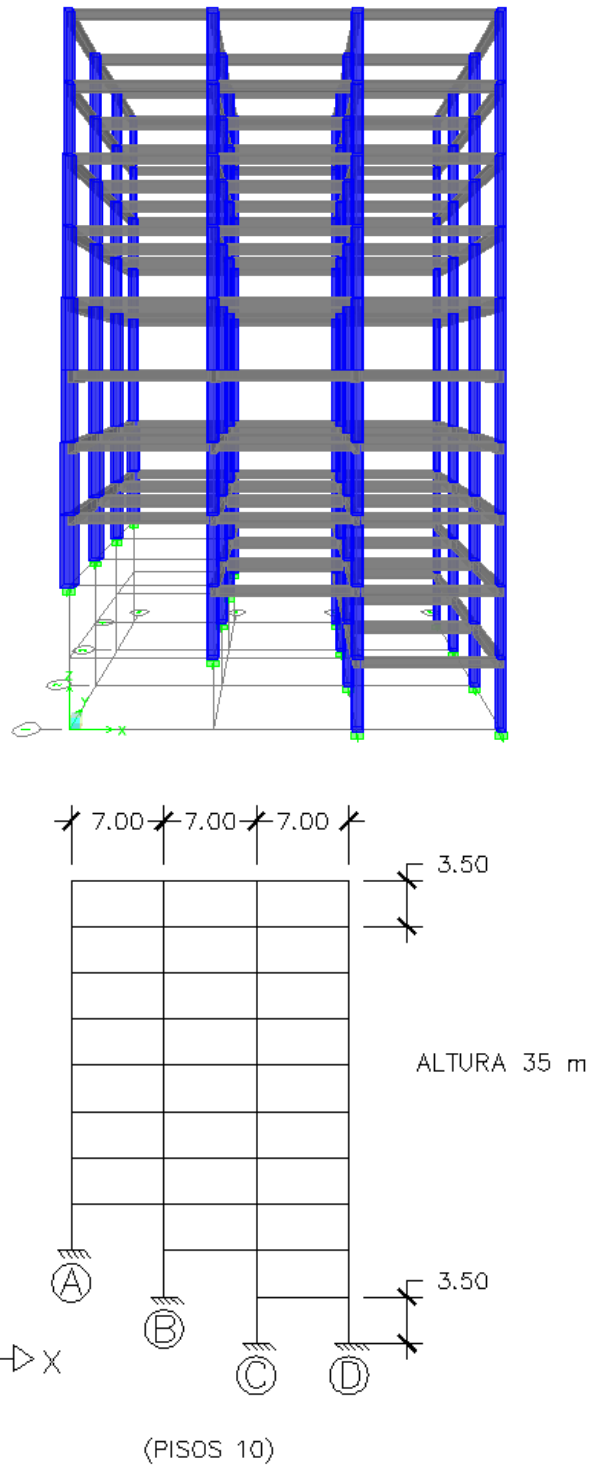


FIG. 4.1 STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND (MODELO 1)

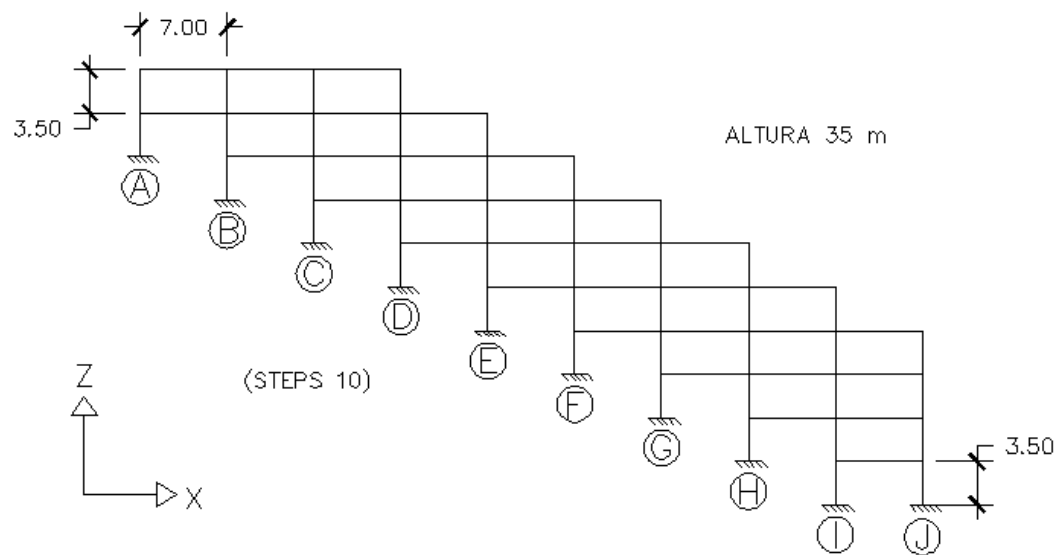
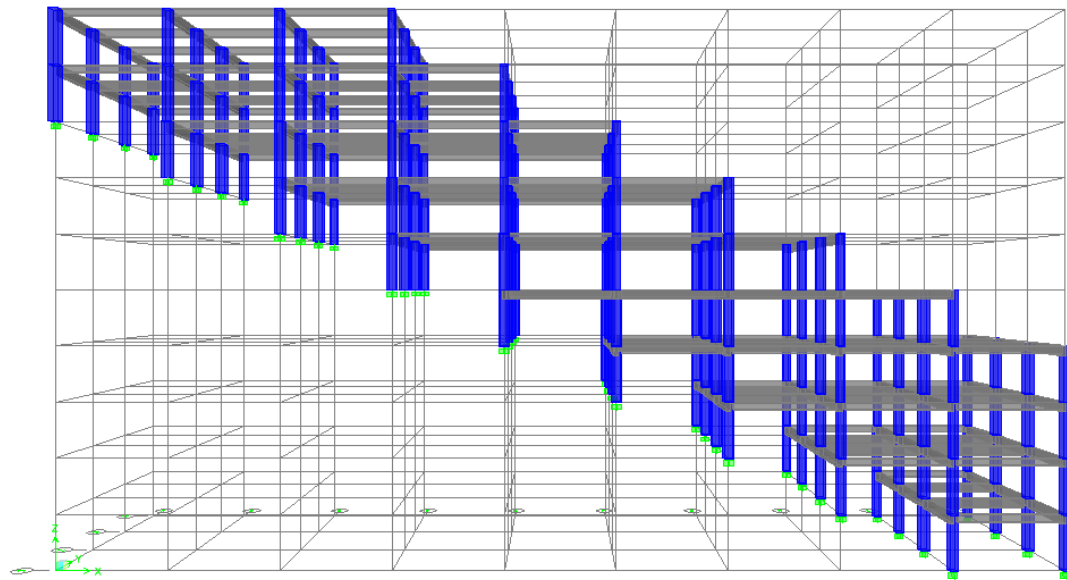


FIG. 4.2 STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND (MODELO 2)

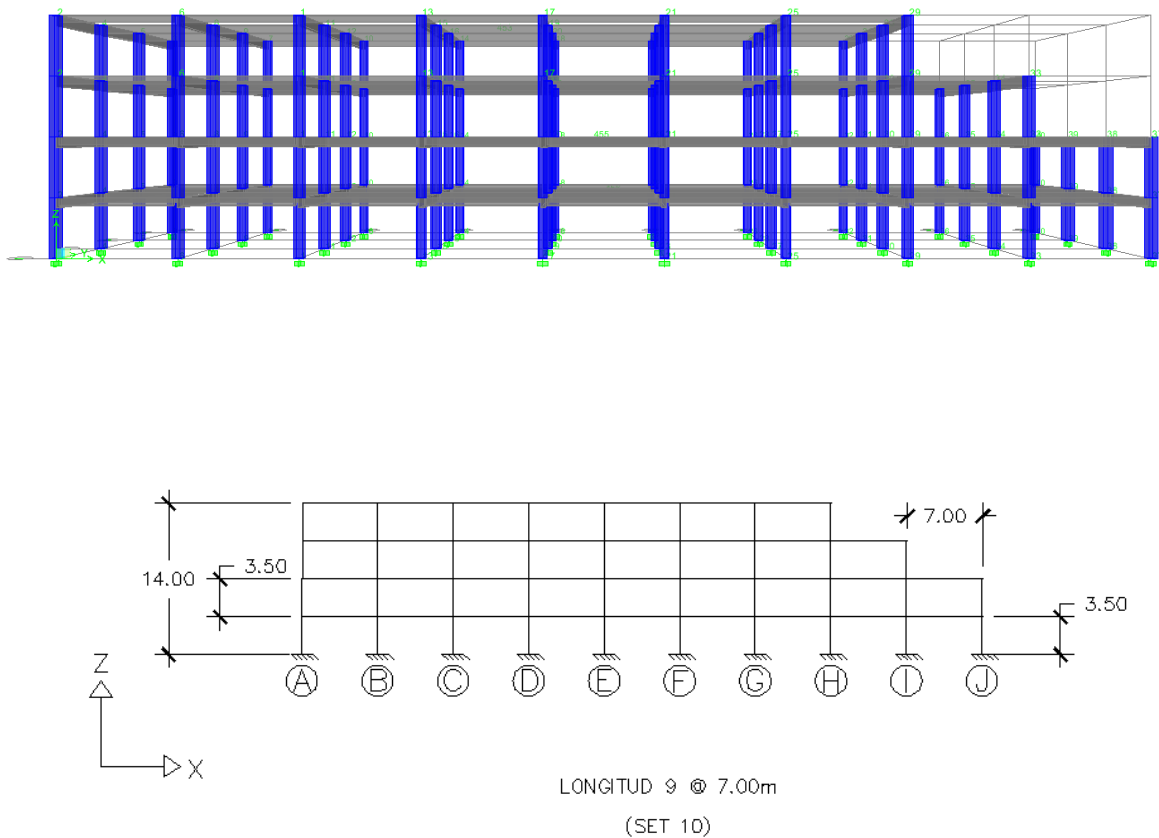


FIG. 4.3 SET BACK BUILDING ON PLAIN GROUND (MODELO 3)

Todos los modelos poseen tres (3) tramos en dirección Y, mientras que en dirección X cantidad de tramos varía en función del modelo estructural, tal y como se muestra en las Figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

Las estructuras constituyen edificios de uso comercial de baja ocupación, lo cual según la clasificación presentada en el Capítulo 6 de la Norma COVENIN 1756-01 corresponde al grupo B2, ubicado en una zona sísmica 5 y que requiere un nivel de diseño ND3. Adicionalmente a esto, el sistema resistente a sismos está comprendido por vigas y columnas de concreto armado, pudiéndose clasificar como estructuras Tipo I según la Norma antes mencionada.



GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Válido para edificaciones de hasta 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8 metros de altura.

TABLA 4.1 NIVEL DE DISEÑO (Norma COVENIN 1756-2001)

Predimensionado de Elementos Estructurales

Predimensionado de losas

Predimensionado Según el Criterio de Rigidez

Para el predimensionado de losas se usó el criterio de que las mismas cumplieran con el criterio de rigidez establecido en la Tabla 9.6.1 de la Norma COVENIN 1753-06:

Miembro	Altura o espesor mínimo h			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18,5	L/21	L/10

TABLA 4.2 ESPESORES MÍNIMOS NORMATIVOS PARA NO CHEQUEAR DEFLEXIONES (NORMA COVENIN 1753-06)

Para los modelos estructurales analizados se cuentan con losas nervadas armadas en una dirección, cuyas luces en el sentido del armado

(Luces más cortas) son de 5 metros según lo indicado en la siguiente imagen:

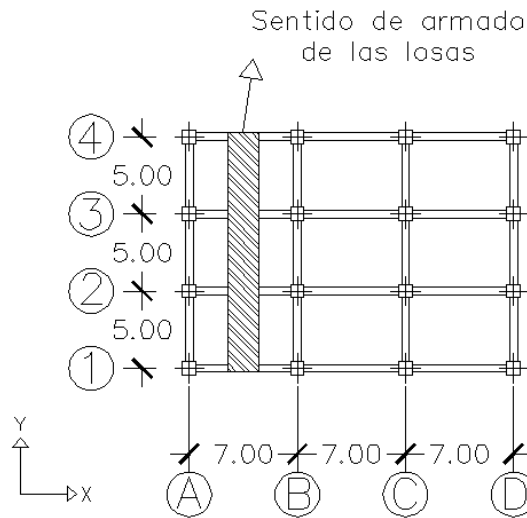
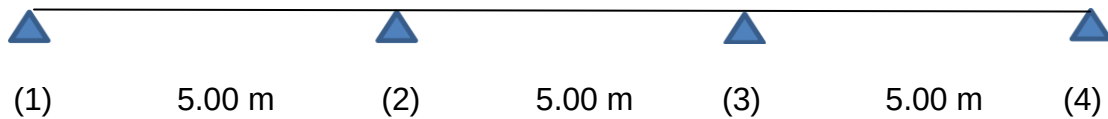


FIG. 4.4 SENTIDO DE ARMADO DE LAS LOSAS

El modelo matemático que representa a las losas es el siguiente:



Cálculo de la altura mínima de las losas, para no chequear deformaciones:

Tramo	Longitud (cm)	Altura mínima (cm)
1-2	500	$L/18.5 = 27.02$
2-3	500	$L/21 = 23.81$
3-4	500	$L/18.5 = 27.02$

TABLA 4.3 ESPESORES MÍNIMOS DE DISEÑO (SÁNCHEZ, 2012)

Se seleccionará una altura uniforme para todos los tramos de las losas de 30 cm.

Dimensionado final de las losas según el criterio de resistencia

Análisis de cargas

Para establecer las cargas variables de diseño se usó como referencia la Tabla 5.1 de la Norma COVENIN MINDUR 2002-88 “CRITERIOS Y ACCIONES MÍNIMAS PARA EL PROYECTO DE EDIFICACIONES”:

Carga Variable:

- Edificaciones Comerciales = 250 kgf/m^2

Por otra parte las cargas permanentes se establecieron según lo indicado en la Tabla 4.3 de la misma Norma:

Carga Permanente:

- Peso Losas Nervadas:

Armada en 1 dirección de 30 cm de espesor = 365 kgf/m^2

- Peso de Friso:

Asumiendo la siguiente distribución:

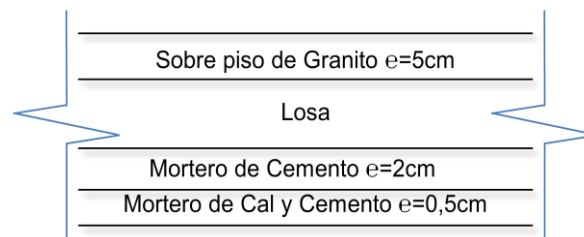


FIG. 4.5 DISTRIBUCIÓN DE ESPESORES ASUMIDOS EN LOSAS DE ENTREPISO



$$\text{Mortero Cemento} = (22 \text{ kgf/m}^2 \cdot \text{cm}) \cdot 2 \text{ cm} = 44 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Mortero de Cal y Cemento} (19 \text{ kgf/m}^2 \cdot \text{cm}) \cdot 0,5 \text{ cm} = 9,5 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Peso de Friso} = 44 \text{ kgf/m}^2 + 9,5 \text{ kgf/m}^2 = 53,5 \text{ Kg/m}^2 \approx 55 \text{ kgf/m}^2$$

- Acabado superior o pavimento

$$\text{Granito Artificial} = 100 \text{ kgf/m}^2$$

- Tabiquería

Dado que la posición y tipo de los tabiques no está definida y según el Artículo 4.4 de la Norma COVENIN MINDUR 2002-88 se tomará una carga por tabiquería de 150 kgf/m^2 .

- Impermeabilización y pendiente

$$\text{Manto Asfáltico (e=5mm) + Acabado mortero de concreto (Pendiente)} = 100 \text{ kgf/m}^2$$

Cargas losas de entrepiso (Nervada armada en una dirección h=30 cm):

Carga Permanente (CP):

$$CP = \text{Peso Losa} + \text{Friso} + \text{Acabado sup} + \text{Tabiquería}$$

$$\Rightarrow CP = 365 + 55 + 100 + 150 = 670 \text{ kgf/m}^2$$

Carga Variable (CV):

$$\text{Área de oficinas} \Rightarrow Cv = 250 \text{ kgf/m}^2$$

Carga de Servicio (q_{serv})

$$q_{serv} = CP + CV \Rightarrow q_{serv} = 670 + 250 = 920 \text{ kgf/m}^2$$

Cargas losas de techo (Nervada armada en una dirección $h=30$ cm):

Carga Permanente (CP):

CP = Peso Losa + Friso + Impermeabilización y Pendiente

$$\Rightarrow CP = 365 + 55 + 100 = 520 \text{ kgf/m}^2$$

Carga Variable (CV):

$$\text{Techos} \Rightarrow CV = 100 \text{ Kgf/m}^2$$

Carga de Servicio (q_{serv})

$$q_{serv} = CP + CV \Rightarrow q_{serv} = 520 + 100 = 620 \text{ kgf/m}^2$$

Diagrama de momentos

Se determina el diagrama de momentos de la losa de entrepiso para las cargas antes establecidas:

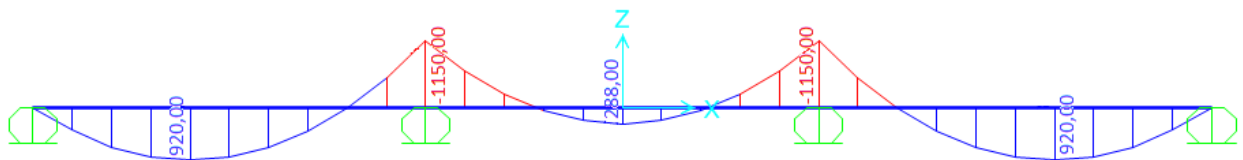


FIG. 4.6 DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LOSAS DE ENTREPISO



Altura mínima de la losa según el criterio de resistencia

Se determina la altura mínima de la losa para que resista los momentos antes calculados con la siguiente ecuación:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{k * f'c * b}}$$

k es un valor que depende de la cuantía mecánica (ω) y el Mu es el momento obtenido del diagrama multiplicado por el factor de mayoración de las cargas.

$$FM = \frac{1,2 * CP + 1,6 * CV}{CP + CV} = \frac{1,2 * 670 + 1,6 * 250}{670 + 250} \rightarrow \boxed{FM = 1,31}$$

$$\omega = 0,50 * \omega b = 0,50 * 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{6300}{6300 + f_y}\right)$$

$$\omega = 0,50 * 0,85 * 85 * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right) \rightarrow \boxed{\omega = 0,2168} \rightarrow \boxed{k = 0,1703}$$

Altura mínima:

$$d = \sqrt{\frac{1150 * 100 * 1,31}{0,1703 * 250 * 10}} = 18,81 \text{ cm} < 30 \text{ cm OK!}$$

Finalmente por cálculo se obtiene que se requiere una altura de 18,81 cm para soportar las solicitaciones de momentos generadas por las cargas, ésta altura es menor a la proporcionada de 30 cm, por lo que el diseño se adapta de manera adecuada a las necesidades de diseño.



LOSA	TIPO	CV (kg/m ²)	CP (kg/m ²)
Entrepiso	Nervada Armada en una Dirección	250	670
Techo	Nervada Armada en una Dirección	100	520

TABLA 4.4 RESUMEN DE CARGAS DE LOSAS (CP INCLUYE EL PESO PROPIO)

Predimensionado de Columnas

Para el predimensionado de las columnas el primer paso es establecer el área tributaria que soportan las mismas. Para ello se ubican en el plano de planta de la siguiente manera:

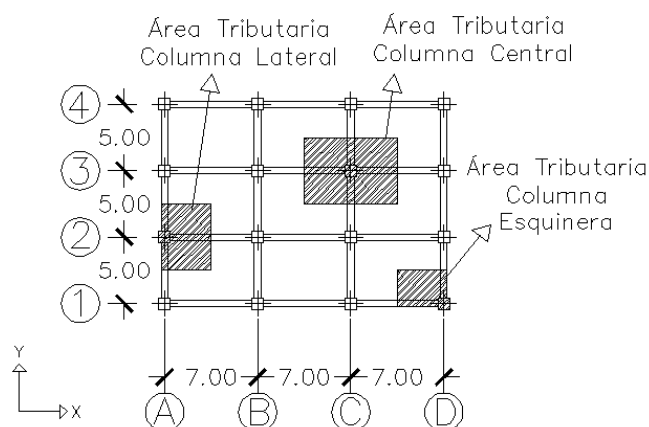


FIG. 4.7 ÁREA TRIBUTARIA DE COLUMNAS

Luego se estimaron las cargas que soportarán las columnas:

Carga Losas de Entrepiso: 920 kgf/m²

Estimación Vigas: 150 kgf/m²

Estimación de Columnas: 100 kgf/m²

$$\boxed{\text{Carga Total de Entrepiso} = 1170 \text{ kgf/m}^2}$$



Carga Losas de Techo: 620 kgf/m²

Estimación Vigas: 150 kgf/m²

Estimación de Columnas: 100 kgf/m²

$$Carga\ Total\ de\ Techo = 870\ kgf/m^2$$

Finalmente se aplicó la ecuación de predimensionado dada a continuación:

$$A = \frac{P}{\alpha * f'_c}$$

El factor de volcamiento “ α ” depende de la ubicación de la columna y su valor se establece en la siguiente tabla:

Ubicación	α
Esquinera	0,20
Lateral o de borde	0,25
Central	0,28

TABLA 4.5 FACTOR DE VOLCAMIENTO PARA COLUMNAS



Tabla 4.6
Predimensionado de Columnas (Modelo Step Back Building on Sloping Ground) (SÁNCHEZ, 2012)

$$A_c = \frac{P}{\alpha * f'_c}$$

Donde:

A_c = Área de la columna $\rightarrow A_c = b * h$

P = Carga Axial

f'_c = Resistencia a la compresión $\rightarrow$

α = Factor de ubicación de la columna, cuyo valor es:

Para Columnas Esquinas =	0.20
Para Columnas Laterales =	0.25
Para Columnas Centrales =	0.28

Carga de columnas (Kg/m2) = 100

Carga de Vigas (Kg/m2) = 150

f'_c (Kg/m2) = 250

Nivel	Columna	Ubicación	α	F'_c (Kg/cm ²)	Área Tributaria (m ²)	q_{serv} (Kg/m2)	P (kgf)	A_c (cm ²)	Dimensiones Mínimas Requeridas			Dimensiones Finales		
									b (cm)	h (cm)		b (cm)	h (cm)	
10	A1, A4, D1, D4	Esquina	0.20	250	8.75	870.00	7,612.50	152.25	30	30		30	30	30
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30		40	40	40
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	870.00	30,450.00	435.00	30	30		40	40	40
9	A1, A4, D1, D4	Esquina	0.20	250	8.75	2,040.00	17,850.00	357.00	30	30		30	30	30
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	2,040.00	35,700.00	571.20	30	30		40	40	40
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	2,040.00	71,400.00	1,020.00	35	35		40	40	40
8	A1, A4, D1, D4	Esquina	0.20	250	8.75	3,210.00	28,087.50	561.75	30	30		30	30	30
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	3,210.00	56,175.00	898.80	30	30		45	45	45
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	3,210.00	112,350.00	1,605.00	45	45		50	50	50

Tabla 4.6 (Cont.)

Nivel	Columna	Ubicación	α	F'_{α} (Kg/cm ²)	Area Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m ²)	P (kgf)	Ac (cm ²)	Dimensiones Mínimas Requeridas			Dimensiones Finales	
									b (cm)	h (cm)		b (cm)	h (cm)
7	A1, A4, D1, D4	Esquinera	0.20	250	8.75	4,380.00	38,325.00	766.50	30	30		30	30
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	4,380.00	76,650.00	1,226.40	40	40		45	45
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	4,380.00	153,300.00	2,190.00	50	50		50	50
6	A1, A4, D1, D4	Esquinera	0.20	250	8.75	5,550.00	48,562.50	971.25	35	35		35	35
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	5,550.00	97,125.00	1,554.00	40	40		50	50
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	5,550.00	194,250.00	2,775.00	55	55		60	60
5	A1, A4, D1, D4	Esquinera	0.20	250	8.75	6,720.00	58,800.00	1,176.00	35	35		35	35
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	6,720.00	117,600.00	1,881.60	45	45		50	50
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	6,720.00	235,200.00	3,360.00	60	60		60	60
4	A1, A4, D1, D4	Esquinera	0.20	250	8.75	7,890.00	69,037.50	1,380.75	40	40		40	40
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	7,890.00	138,075.00	2,209.20	50	50		55	55
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	7,890.00	276,150.00	3,945.00	65	65		70	70
3	A1, A4, D1, D4	Esquinera	0.20	250	8.75	9,060.00	79,275.00	1,585.50	40	40		40	40
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	9,060.00	158,550.00	2,536.80	55	55		55	55
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	9,060.00	317,100.00	4,530.00	70	70		70	70



Tabla 4.6 (Cont.)

Nivel	Columna	Ubicación	α	$F'_{\circ}$ (Kg/cm ²)	Area Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m2)	P (kgf)	Ac (cm ²)	Dimensiones Mínimas Requeridas		Dimensiones Finales	
									b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
2	A1, A4, D1, D4	Esquinera	0.20	250	8.75	10,230.00	89,512.50	1,790.25	45	45	45	45
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	10,230.00	179,025.00	2,864.40	55	55	60	60
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	10,230.00	358,050.00	5,115.00	75	75	80	80
1	A1, A4, D1, D4	Esquinera	0.20	250	8.75	11,400.00	99,750.00	1,995.00	45	45	45	45
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	11,400.00	199,500.00	3,192.00	60	60	60	60
	B2, B3, C2, C3	Central	0.28	250	35.00	11,400.00	399,000.00	5,700.00	80	80	80	80



Tabla 4.7
Predimensionado de Columnas (Modelo Step Back Set Back Building on Sloping Ground) (SÁNCHEZ, 2012)

$$A_c = \frac{P}{\alpha * f'_c}$$

Donde:

A_c = Área de la columna $\rightarrow A_c = b * h$

P = Carga Axial

f'_c = Resistencia a la compresión $\rightarrow f'_c \text{ (Kg/m}^2\text{)} = 250$

α = Factor de ubicación de la columna, cuyo valor es:

Para Columnas Esquinas	=	0.20
Para Columnas Laterales	=	0.25
Para Columnas Centrales	=	0.28

Carga de columnas (Kg/m2) = 100

Carga de Vigas (Kg/m2) = 150

Asumiendo:

Nivel	Columna	Ubicación	α	$F'_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	Área Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m2)	P (kgf)	Ac (cm ²)	Dimensiones Mínimas Requeridas		Dimensiones de Predimensionado	
									b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
10	A1, A4	Esquina	0.20	250	8.75	870.00	7,612.50	152.25	30	30	30	30
	A2, A3	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30	30	30
	B1, B4	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30	30	30
	B2, B3	Central	0.28	250	35.00	870.00	30,450.00	435.00	30	30	35	35
	C1, C4	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30	30	30
	C2, C3	Central	0.28	250	35.00	870.00	30,450.00	435.00	30	30	40	40
	D1, D4	Esquina	0.20	250	8.75	870.00	7,612.50	152.25	30	30	30	30
	D2, D3	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30	30	30
9	A1, A4	Esquina	0.20	250	8.75	2,040.00	17,850.00	357.00	30	30	30	30
	A2, A3	Lateral	0.25	250	17.50	2,040.00	35,700.00	571.20	30	30	30	30
	B1, B4	Lateral	0.25	250	17.50	2,040.00	35,700.00	571.20	30	30	30	30
	B2, B3	Central	0.28	250	35.00	2,040.00	71,400.00	1,020.00	35	35	35	35
	C1, C4	Lateral	0.25	250	17.50	2,040.00	35,700.00	571.20	30	30	30	30
	C2, C3	Central	0.28	250	35.00	2,040.00	71,400.00	1,020.00	35	35	40	40
	D1, D4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	28,087.50	449.40	30	30	30	30
	D2, D3	Central	0.28	250	36.00	1,170.00	57,345.00	819.21	30	30	40	40



Tabla 4.7 (Cont.)

Nivel	Columna	Ubicación	α	$F'_{\circ}$ (Kg/cm ²)	Área Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m ²)	P (kgf)	Ac (cm ²)	Dimensiones Mínimas Requeridas			Dimensiones de Predimensionado	
									b (cm)	h (cm)		b (cm)	h (cm)
8	B1, B4	Lateral	0.25	250	17.50	3,210.00	56,175.00	898.80	30	30		30	30
	B2, B3	Central	0.28	250	35.00	3,210.00	112,350.00	1,605.00	45	45		45	45
	C1, C4	Lateral	0.25	250	17.50	3,210.00	56,175.00	898.80	30	30		30	30
	C2, C3	Central	0.28	250	35.00	3,210.00	112,350.00	1,605.00	45	45		50	50
	D1, D4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	48,562.50	777.00	30	30		30	30
	D2, D3	Central	0.28	250	36.00	1,170.00	99,465.00	1,420.93	40	40		40	40
7	Columna		Ubicación	α	$F'_{\circ}$ (Kg/cm ²)	Área Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m ²)	P (kgf)	Ac (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	C1, C4	Lateral	0.25	250	17.50	4,380.00	76,650.00	1,226.40	40	40		40	40
	C2, C3	Central	0.28	250	35.00	4,380.00	153,300.00	2,190.00	50	50		50	50
	D1, D4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	69,037.50	1,104.60	35	35		40	40
6	Columna		Ubicación	α	$F'_{\circ}$ (Kg/cm ²)	Área Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m ²)	P (kgf)	Ac (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	D1, D4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	89,512.50	1,432.20	40	40		40	40
	D2, D3	Central	0.28	250	17.50	1,170.00	162,060.00	2,315.14	50	50		50	50
4	Columna		Ubicación	α	$F'_{\circ}$ (Kg/cm ²)	Área Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m ²)	P (kgf)	Ac (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	J1, J4	Esquinera	0.20	250	8.75	870.00	7,612.50	152.25	30	30		30	30
	J2, J3	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30		30	30
3	Columna		Ubicación	α	$F'_{\circ}$ (Kg/cm ²)	Área Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m ²)	P (kgf)	Ac (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	J1, J4	Esquinera	0.20	250	8.75	2,040.00	17,850.00	357.00	30	30		30	30
	J2, J3	Lateral	0.25	250	17.50	2,040.00	35,700.00	571.20	30	30		30	30



Tabla 4.7 (Cont.)

Nivel	Columna	Ubicación	α	F'_{α} (Kg/cm ²)	Area Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m ²)	P (kgf)	Ac (cm ²)	Dimensiones Mínimas Requeridas			Dimensiones de Predimensionado	
									b (cm)	h (cm)		b (cm)	h (cm)
2	J1, J4	Esquinera	0.20	250	8.75	3,210.00	28,087.50	561.75	30	30		30	30
	J2, J3	Lateral	0.25	250	17.50	3,210.00	56,175.00	898.80	30	30		40	40
1	J1, J4	Esquinera	0.20	250	8.75	4,380.00	38,325.00	766.50	30	30		30	30
	J2, J3	Lateral	0.25	250	17.50	4,380.00	76,650.00	1,226.40	40	40		40	40

NOTA: Las columnas de los ejes E, F, H, I son equivalentes a las columnas del eje D.



Tabla 4.8

Predimensionado de Columnas (Modelo Set Back Building on Plain Ground) (SANCHEZ, 2012)

$$A_c = \frac{P}{\alpha * f'_c}$$

Donde:

A_c = Area de la columna $\rightarrow A_c = b * h$

P = Carga Axial

f'_c = Resistencia a la compresión

α = Factor de ubicación de la columna, cuyo valor es:

Para Columnas Esquinas = 0.20

Para Columnas Laterales = 0.25

Para Columnas Centrales = 0.28

f'_c (Kg/m²) = 250

Carga de columnas (Kg/m²) = 100

Carga de Vigas (Kg/m²) = 150

Nivel	Columna	Ubicación	α	F'_c (Kg/cm ²)	Area Tributaria (m ²)	q_{serv} (Kg/m ²)	P (kgf)	A_c (cm ²)	Dimensiones Mínimas Requeridas		Dimensiones Finales	
									b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
4	A1, A4	Esquinera	0.20	250	8.75	870.00	7,612.50	152.25	30	30	30	30
	H1, H4	Esquinera	0.20	250	8.75	870.00	7,612.50	152.25	30	30	30	30
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D1, D4, E1, E4, F1, F4, G1, G4	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30	30	30
	H2, H3	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30	30	30
	B2, B3, C2, C3, D2, D3, E2, E3, F2, F3, G2, G3	Central	0.28	250	35.00	870.00	30,450.00	435.00	30	30	40	40
3	A1, A4	Esquinera	0.20	250	8.75	2,040.00	17,850.00	357.00	30	30	30	30
	H1, H4	Esquinera	0.20	250	8.75	870.00	7,612.50	152.25	30	30	30	30
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D1, D4, E1, E4, F1, F4, G1, G4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	28,087.50	449.40	30	30	30	30
	H2, H3	Lateral	0.25	250	17.50	2,040.00	35,700.00	571.20	30	30	30	30
	B2, B3, C2, C3, D2, D3, E2, E3, F2, F3, G2, G3	Central	0.28	250	35.00	1,170.00	56,175.00	802.50	30	30	40	40
									35	35	40	40

107

Tabla 4.8 (Cont.)

Nivel	Columna	Ubicación	α	F'_{ϕ} (Kg/cm ²)	Area Tributaria (m ²)	qserv (Kg/m ²)	P (kgf)	Ac (cm ²)	Dimensiones Mínimas Requeridas			Dimensiones Finales	
									b (cm)	h (cm)		b (cm)	h (cm)
2	A1, A4	Esquinera	0.20	250	8.75	3,210.00	28,087.50	561.75	30	30		30	30
	J1, J4	Esquinera	0.20	250	8.75	870.00	7,612.50	152.25	30	30		30	30
	I1, I4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	28,087.50	449.40	30	30		30	30
	H1, H4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	48,562.50	777.00	30	30		30	30
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D1, D4, E1, E4, F1, F4, G1, G4	Lateral	0.25	250	17.50	3,210.00	56,175.00	898.80	30	30		40	40
	J2, J3	Lateral	0.25	250	17.50	870.00	15,225.00	243.60	30	30		30	30
	I2, I3	Central	0.28	250	17.50	1,170.00	35,700.00	510.00	30	30		30	30
	H2, H3	Central	0.28	250	35.00	1,170.00	97,125.00	1,387.50	40	40		40	40
	B2, B3, C2, C3, D2, D3, E2, E2, F2, F3, G2, G3	Central	0.28	250	35.00	3,210.00	112,350.00	1,605.00	45	45		50	50
1	A1, A4	Esquinera	0.20	250	8.75	4,380.00	38,325.00	766.50	30	30		30	30
	J1, J4	Esquinera	0.20	250	8.75	1,170.00	17,850.00	357.00	30	30		30	30
	I1, I4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	48,562.50	777.00	30	30		30	30
	H1, H4	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	69,037.50	1,104.60	35	35		40	40
	A2, A3, B1, B4, C1, C4, D1, D4, E1, E4, F1, F4, G1, G4	Lateral	0.25	250	17.50	4,380.00	76,650.00	1,226.40	40	40		40	40
	J2, J3	Lateral	0.25	250	17.50	1,170.00	35,700.00	571.20	30	30		30	30
	I2, I3	Central	0.28	250	17.50	1,170.00	56,175.00	802.50	30	30		30	30
	H2, H3	Central	0.28	250	35.00	1,170.00	138,075.00	1,972.50	45	45		50	50
	B2, B3, C2, C3, D2, D3, E2, E2, F2, F3, G2, G3	Central	0.28	250	35.00	4,380.00	153,300.00	2,190.00	50	50		50	50

Predimensionado de Vigas

Vigas de carga (Vigas en dirección “X”)

El primer paso para el predimensionado de las vigas al igual que para el predimensionado de las columnas, es establecer el ancho tributario de las mismas para así poder determinar las cargas verticales que son transmitidas por las losas.

El ancho tributario de las vigas corresponde a la mitad de la luz en sentido perpendicular a la misma y hacia ambos lados. Se puede determinar de manera gráfica de la siguiente manera:

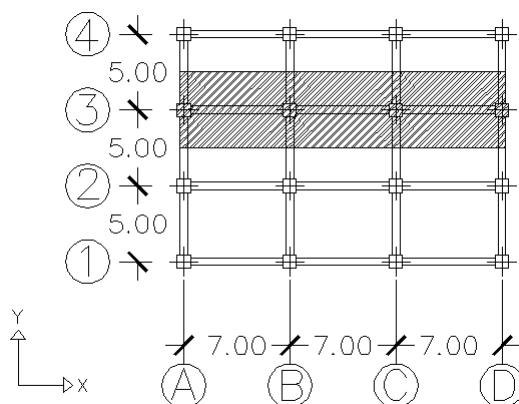


FIG. 4.8 ÁREA TRIBUTARIA DE VIGAS EN DIRECCIÓN X

Posteriormente, una vez establecido el ancho tributario se procedió a estimar la carga que soportará la viga:

Carga Losas de Entrepiso: 920 kgf/m^2

Estimación Vigas: 150 kgf/m^2

$$\boxed{\text{Carga Total Vigas de Entrepiso} = 1070 \text{ kgf/m}^2}$$



Carga Losas de Techo: 620 kgf/m²

Estimación Vigas: 150 kgf/m²

$$\boxed{\text{Carga Total Vigas de Entrepiso} = 770 \text{ kgf/m}^2}$$

Seguidamente una vez obtenida la carga de diseño, se obtuvo el momento máximo de las vigas aplicando la siguiente fórmula:

$$M_{max} = \frac{q * L^2}{12}$$

“q” es la Carga Total por metro lineal sobre la viga, es decir la Carga Total de las vigas de entrepiso multiplicada por el ancho tributario de la misma.

Para determinar la altura útil de las vigas, se aplicó la formula de predimensionado dada a continuación:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * \rho * Fy * (1 - 0,59 * \rho * \frac{Fy}{f'c})}}$$

Mu es el momento mayorado ó momento último de diseño, resulta de la multiplicación del momento máximo por un factor de mayoración, éste último se determina de la siguiente forma:

$$FM = \frac{1,2 * Cp + 1,6 * Cv}{Cp + Cv}$$

El valor de cuantía máxima se obtuvo de la siguiente manera:

$$\rho_{max} = 0,50 * \rho_{balanceada} = 0,50 * \beta_1 * \frac{0,85 * f'c}{Fy} * \left(\frac{6300}{6300 + Fy}\right)$$



Para: $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ y $Fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$$\rho_{max} = 0,013$$

El valor de cuantía asumida fue de $\rho = 0,01$

Finalmente para obtener la altura total de las vigas, a la altura útil obtenida anteriormente se le sumó el valor del recubrimiento. Para éste caso el recubrimiento asumido fue de 5 cm.

Una vez obtenida la altura total de la viga, se comparó con la altura mínima requerida establecida en la Tabla 9.6.1 de la Norma COVENIN 1753-06 de manera de no chequear deflexiones, al igual como se hizo en la sección anterior para las losas.

Vigas antisísmicas (Vigas en dirección “Y”)

En vista de que las vigas en dirección “Y” sólo soportan cargas verticales de peso propio y de la tabiquería que pueda estar sobre ellas y que sus principales solicitaciones son debido a acciones sísmicas, no conviene realizar un predimensionado de las mismas en función del criterio de resistencia, un criterio más acertado sería realizar el predimensionado por medio de un criterio de rigidez, a fin de limitar la desplazabilidad de la estructura.

Para lograr limitar las desplazabilidades, primero se debe calcular un cortante basal aproximado a través de la siguiente ecuación establecida en el Artículo 9.3.1 de la Norma COVENIN 1756-2001:

$$Vo = \mu * Ad * W$$



Donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño para el periodo T de la estructura

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de la base

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 * \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad \text{ó} \quad \mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$$

Donde:

N = Número de Pisos

T = Periodo fundamental

T^* = Periodo que depende de la forma espectral

Luego de haber calculado el cortante basal aproximado, se puede aplicar la fórmula de predimensionado para obtener las dimensiones de las vigas:

$$\sum R_v = \frac{\sum R_c}{\frac{\delta}{\delta_{\infty}} - 1} \quad \delta_{\infty} = \frac{\Delta_{min}}{h} = \frac{V * h}{12E \left[\sum R_c \right]}$$

R_v = Rigideces de las Vigas

R_c = Rigideces de las Columnas

E = Módulo de elasticidad del concreto

δ = Valor de deriva elástica 0.002

δ_{∞} = Valor de deriva máxima (Para estructuras Tipo B2 susceptibles a sufrir daños por deformaciones en la estructura éste valor debe ser menor a 0.018)



Tabla 4.9
Predimensionado de Vigas (SÁNCHEZ, 2012)

b

h

$$\rho_{max} = 0,50 * \rho_{balanceada} = 0,50 * \beta_1 * \frac{0,85 * f'_c}{F_y} * \left(\frac{6300}{6300 + F_y} \right)$$
$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * b * \rho * F_y * (1 - 0,59 * \rho * \frac{F_y}{f'_c})}}$$

$f'_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$

250

$F_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$

4200

$\rho_{max} =$

0.013

$\rho_{asumida} =$

0.01

PREDIMENSIONADO DE VIGAS DE ENTREPISO (DIRECCIÓN X)									
Fy (Kg/cm2) =		4200	f'c (Kg/cm2) =		250	Cuantía p =		0.01	$\phi =$ 0.9
Nombre	Luz (m)	CP (Kg/m2)	CV (Kg/m2)	Ancho Tributario (m)	Factor de Mayoración	Momento (Kg*m)	Momento Último (Kg*m)	Ancho de Viga Asumido (cm)	Altura Útil Calculada (cm)
V1, V4	7.00	820.00	250	2.50	1.29	10922.92	14128.33	30.00	37.19
V2, V3	7.00	820.00	250	5.00	1.29	21845.83	28256.67	30.00	52.59

PREDIMENSIONADO DE VIGAS DE TECHO (DIRECCIÓN X)									
Fy (Kg/cm2) =		4200	f'c (Kg/cm2) =		250	Cuantía p =		0.01	$\phi =$ 0.9
Nombre	Luz (m)	CP (Kg/m2)	CV (Kg/m2)	Ancho Tributario (m)	Factor de Mayoración	Momento (Kg*m)	Momento Último (Kg*m)	Ancho de Viga Asumido (cm)	Altura Útil Calculada (cm)
V1, V4	7.00	670.00	100	2.50	1.25	7860.42	9840.83	30.00	31.04
V2, V3	7.00	670.00	100	5.00	1.25	15720.83	19681.67	30.00	43.89

Vigas de Entrepiso en Dirección X

V1, V4 = 30X45 cm
V2, V3 = 30X60 cm

Vigas de Techo en Dirección X

V1, V4 = 30X40 cm
V2, V3 = 30X50 cm

Vigas en Dirección Y

VA, VB, VC, VD = 30X60 cm

Para luces de 5 metros:

Simplemente Apoyadas = 33.33 cm
Un Extremo Continuo = 27.03 cm
Ambos Extremos Continuos = 23.81 cm

Para luces de 7 metros:

Simplemente Apoyadas = 46.67 cm
Un Extremo Continuo = 37.84 cm
Ambos Extremos Continuos = 33.33 cm

Todas las alturas calculadas, cumplen con las alturas mínimas requeridas por la Norma COVENIN 1753-06.

La altura mínima de las vigas según la tabla 9.6.1 de la Norma COVENIN 1753-06 a menos que se chequeen deflexiones, son las siguientes:



Definición de las Combinaciones de Carga Utilizadas en el Diseño

Para los efectos de diseño, como hipótesis de solicitaciones para el estado límite de agotamiento resistente, se considerarán solicitaciones mayoradas actuando sobre la estructura, sus miembros y juntas, utilizando la hipótesis de solicitación que produzca el efecto más desfavorable de las siguientes combinaciones de carga, mostradas a continuación:

- $COMB1 = 1.40CP$
- $COMB2 = 1.20CP + 1.60 CV + 0.50CVt$
- $COMB3 = 1.20CP + \gamma CV + 1.60CVt$
- $COMB4 = 1.20CP + \gamma CV + 1.00Sx + 0.30Sy$
- $COMB5 = 1.20CP + \gamma CV - 1.00Sx + 0.30Sy$
- $COMB6 = 1.20CP + \gamma CV + 1.00Sx - 0.30Sy$
- $COMB7 = 1.20CP + \gamma CV + 0.30Sx + 1.00Sy$
- $COMB8 = 1.20CP + \gamma CV - 0.30Sx + 1.00Sy$
- $COMB9 = 1.20CP + \gamma CV + 0.30Sx - 1.00Sy$
- $COMB10 = 0.90CP + 1.00Sx + 0.30Sy$
- $COMB11 = 0.90CP - 1.00Sx + 0.30Sy$
- $COMB12 = 0.90CP + 1.00Sx - 0.30Sy$
- $COMB13 = 0.90CP + 0.30Sx + 1.00Sy$
- $COMB14 = 0.90CP - 0.30Sx + 1.00Sy$
- $COMB15 = 0.90CP + 0.30Sx - 1.00Sy$

El factor de combinación de solicitaciones (γ) debidas a las acciones variables en las combinaciones será 1.00, según el Art. 9.3 de la Norma COVENIN 1753-2006.

Es importante señalar que para el diseño original se tomó en cuenta los combos de diseño usando el criterio del 100% de la intensidad sísmica en un sentido y el 30% en otro sentido, actuando de manera ortogonal entre sí y paralela a los ejes principales de la estructura. Los resultados obtenidos serán comparados con las respuestas críticas obtenidas a partir de la aplicación del método CQC3.

Definición de los Espectros Sísmicos de Diseño

Para los efectos de diseño, se utilizará un procedimiento de análisis modal espectral con tres grados de libertad por nivel, se generarán dos tipos de espectros de diseño, correspondientes a tipos de suelo S2 y S3. Para ello se hará uso de software SCE SPECTRUM, el cual nos permite generar el espectro de diseño de acuerdo a la Norma COVENIN 1756-01 en un archivo ".txt" que será posteriormente importado desde el software de cálculo estructural SAP2000.

Espectro de respuesta S2

Ubicación: Edo. Carabobo. Venezuela

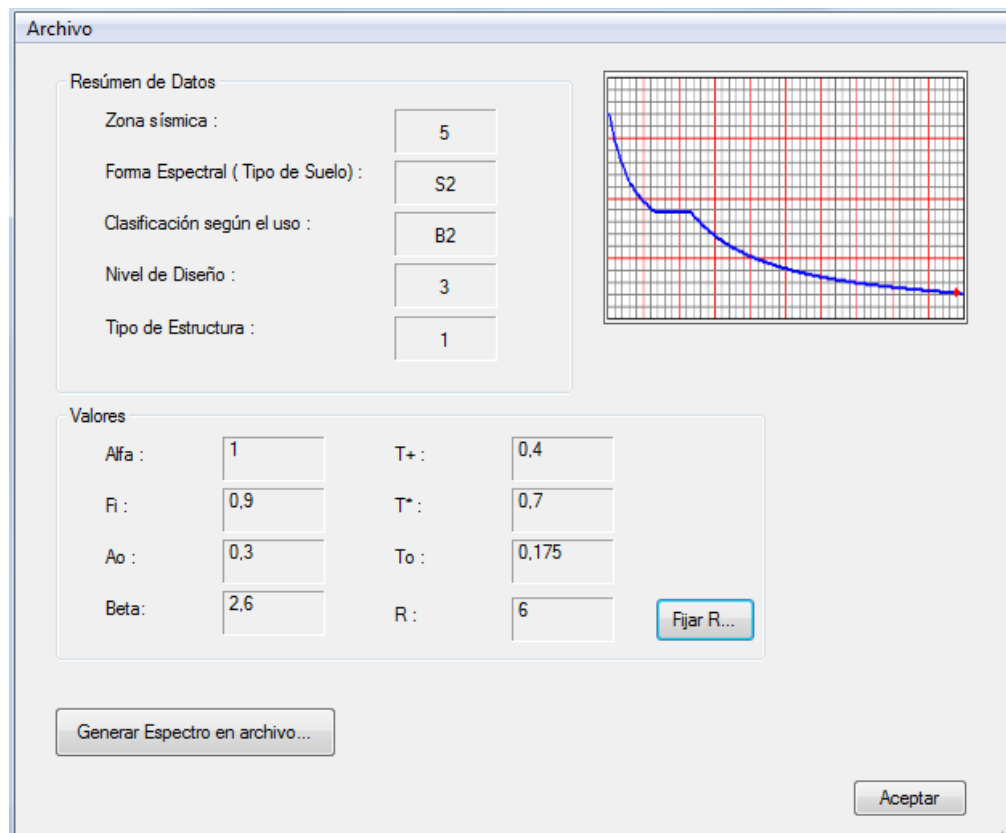


FIG. 4.10 ESPECTRO DE RESPUESTA S2 (SCE SPECTRUM)

Espectro de respuesta S3

Ubicación: Edo. Carabobo. Venezuela

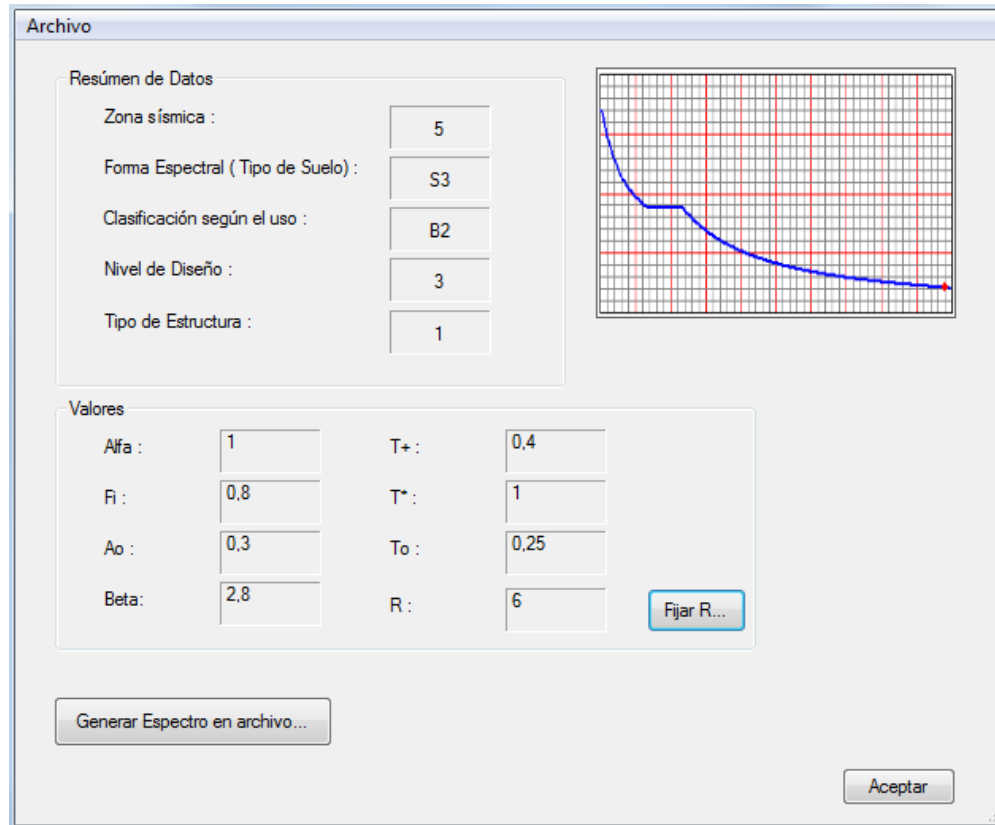


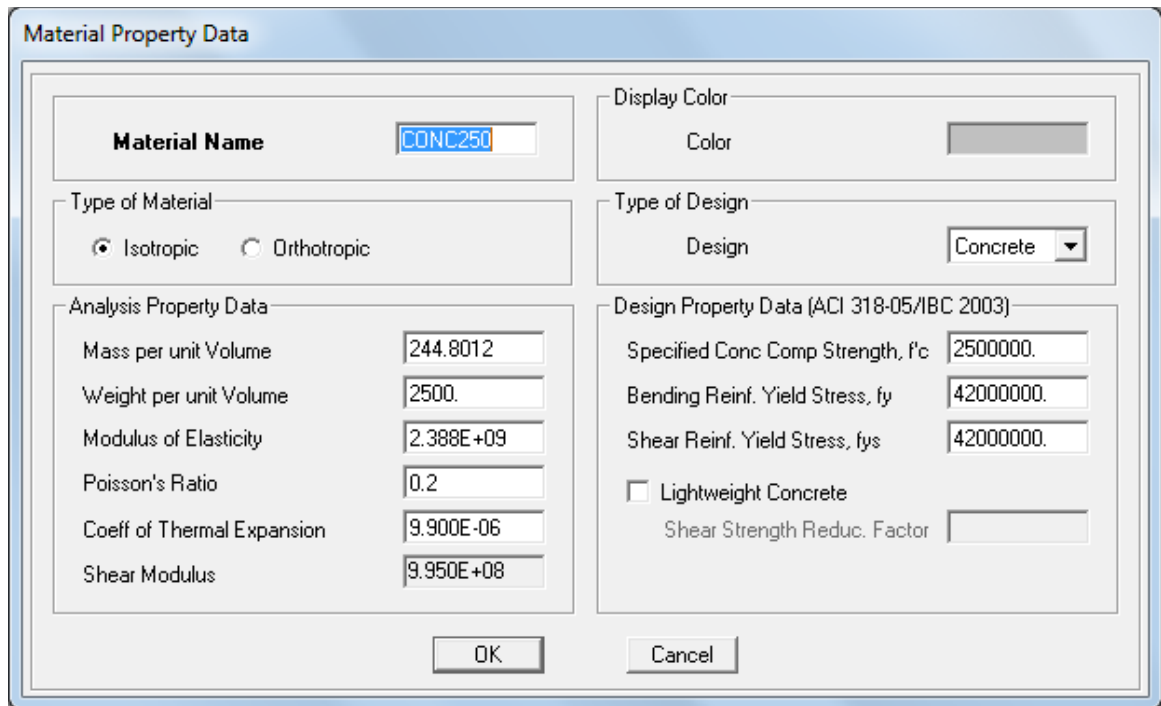
FIG. 4.11 ESPECTRO DE RESPUESTA S3 (SCE SPECTRUM)

Modelaje y Verificación de las Secciones en ETABS

La verificación de los elementos estructurales fue hecha con el uso del software de cálculo estructural (Extended Three Dimensional Analysis of Building) ETABS versión 9.7.3, con el cual se aplicaron todos los criterios de resistencia establecidos por la norma ACI-318 año 2008 y la Norma COVENIN 1753-2006.

Definición de las propiedades de los materiales y casos de carga estáticos

Primeramente se procedió a definir las propiedades de los materiales, de conformidad con lo establecido anteriormente.



Material Property Data	
Material Name	CONC250
Type of Material	☒ Isotropic ☐ Orthotropic
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	244.8012
Weight per unit Volume	2500.
Modulus of Elasticity	2.388E+09
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	9.950E+08
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	2500000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys	42000000.
☐ Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
Display Color	Color
Type of Design	Design: Concrete
OK Cancel	

FIG. 4.12 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES (ETABS)

Seguidamente se definieron los casos de carga estáticos, los cuales son Carga Permanente (DEAD), Sobrecarga Permanente (SCP), Carga Variable (CV) y Carga Variable de Techo (CVt), se consideró para el caso de carga DEAD un factor multiplicador del peso propio de 1 (uno).

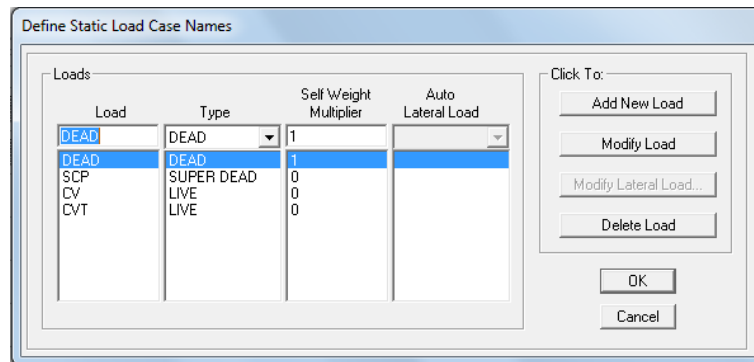


FIG. 4.13 DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA (ETABS)

Definición de los espectros de diseño

Una vez definidos los patrones de carga del punto anterior, se establecieron las funciones que representan los espectros de diseño S2 y S3, y que fueron introducidos como un archivo de texto (.txt), se seleccionó por defecto los valores de Período Vs. Valor.

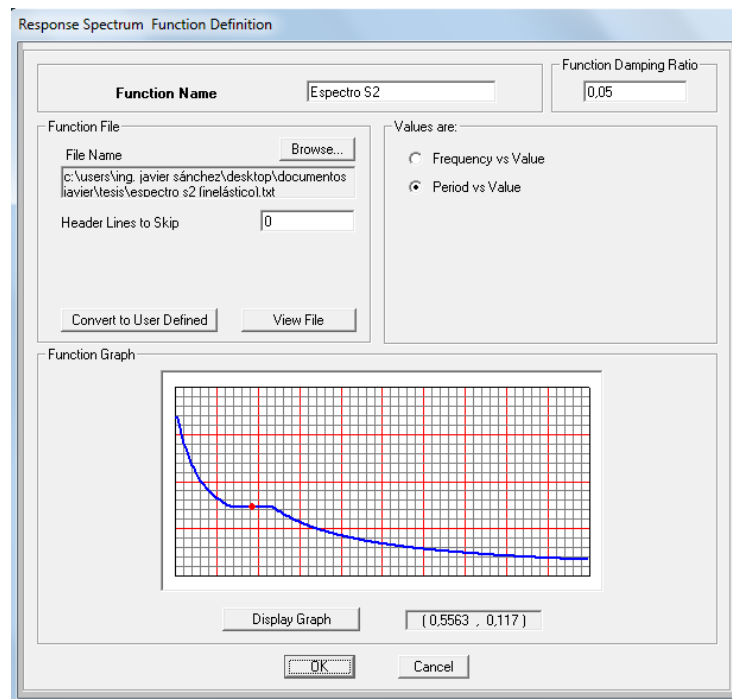
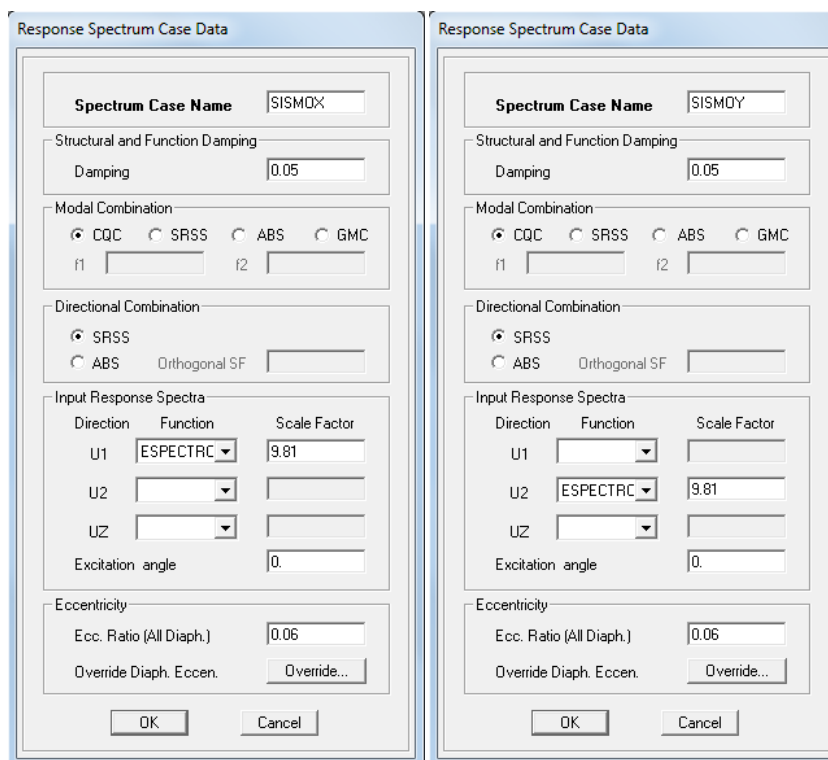


FIG. 4.14 DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SUELO S2 (ETABS)

Definición de los casos de respuesta espectral

Por otra parte para los casos de análisis correspondientes al sismo, se tomó en consideración una combinación modal del tipo CQC (Combinación Cuadrática Completa), en conformidad con el artículo 9.5 de la Norma COVENIN 1756-2001, se estableció una excentricidad accidental del 6% en cada dirección de análisis, aplicada sobre los diafragmas a definir, posterior a esto se definieron las direcciones de actuación U1 para la dirección X y U2 para la dirección Y. Se escogieron las funciones definidas (Espectro S2 y S3) aplicadas cada una de manera independiente en las direcciones de actuación antes mencionadas, se estableció un factor de escala por el cual multiplica las ordenadas espectrales, en este caso $9,81 \text{ m/s}^2$. Finalmente según lo establecido en el artículo 9.6 de la misma Norma, se estableció un valor de amortiguamiento de la estructura igual al 5%.



The figure displays two side-by-side screenshots of the 'Response Spectrum Case Data' dialog box in ETABS. Both dialog boxes are for 'SISMOX' and 'SISMOY' cases respectively. The settings are as follows:

- Spectrum Case Name:** SISMOX (left) and SISMOY (right).
- Structural and Function Damping:** Damping is set to 0.05.
- Modal Combination:** CQC is selected. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS is selected. Orthogonal SF is empty.
- Input Response Spectra:**
 - Direction: U1 (left) and U2 (right).
 - Function: ESPECTRC (left) and ESPECTRC (right).
 - Scale Factor: 9.81 (left) and 9.81 (right).
 - Excitation angle: 0. (left) and 0. (right).
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.) is 0.06. Override Diaph. Eccen. is 'Override...'.

Both dialog boxes have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

FIG. 4.15 DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA ESPECTRAL (ETABS)

Definición de las cargas sísmicas y combos de diseño

Según lo establecido en el artículo 7.1 de la Norma COVENIN 1756-2001 se estableció como carga sísmica de diseño para la determinación del peso total de la estructura, el 100% de la Carga Permanente y el 25% de la Carga Variable.

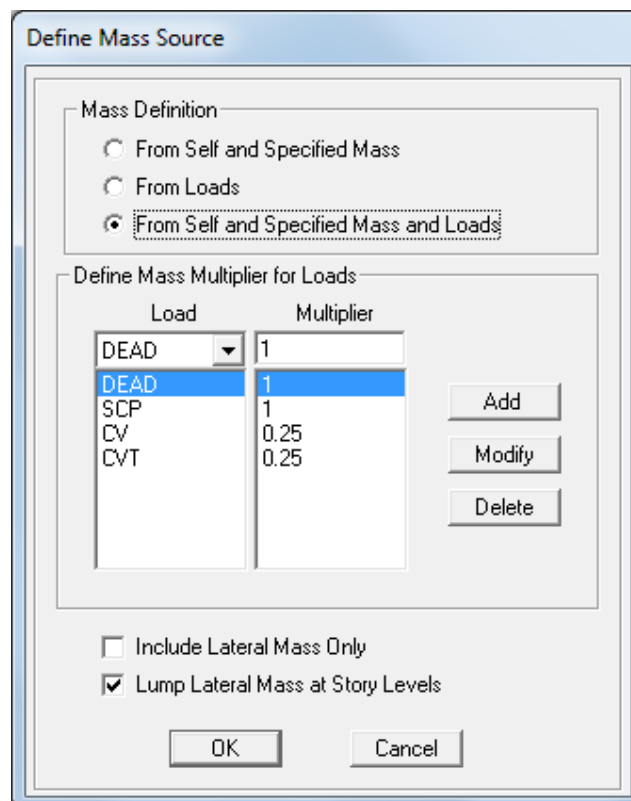


FIG. 4.16 DEFINICIÓN DE LAS CARGAS SÍSMICAS (ETABS)

Luego se definieron los combos de diseño establecidos anteriormente en este trabajo.

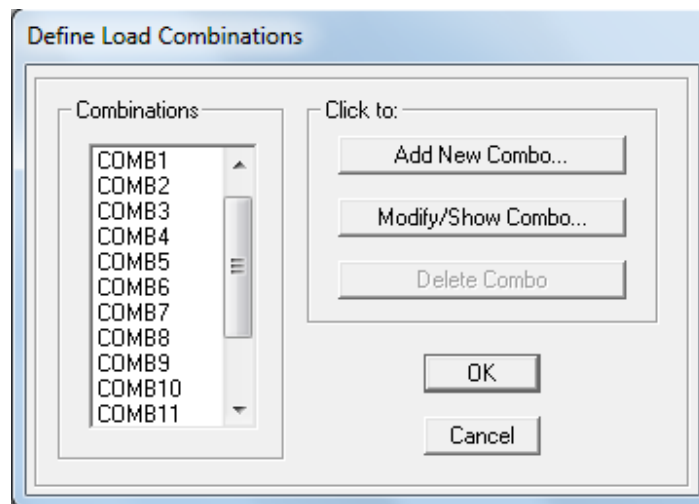


FIG. 4.17 DEFINICIÓN DE LOS COMBOS DE DISEÑO (ETABS)

Definición de los parámetros de análisis dinámicos

Para el caso de análisis modal, se seleccionaron 3 grados de libertad por nivel según el Análisis Dinámico Espacial, asignándose a su vez el tipo de modos expresados por Eigenvectores. A cada modelo se le definieron sus respectivos modos, los cuales corresponden a los siguientes valores:

MODELO	NÚMERO DE PISOS	GDL
STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND	10	30
STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND	10	30
STEP BACK BUILDING ON PLAIN GROUND	4	12

TABLA 4.10 NÚMERO DE GRADOS DE LIBERTAD SEGÚN EL MODELO Y EL NÚMERO DE PISOS

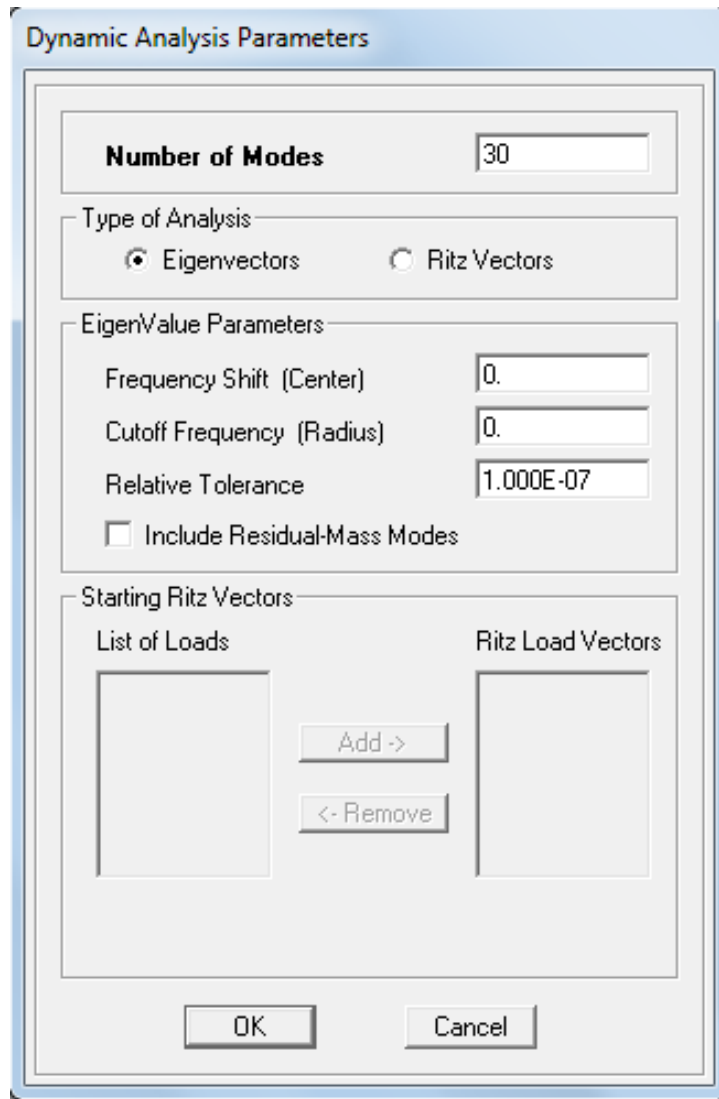
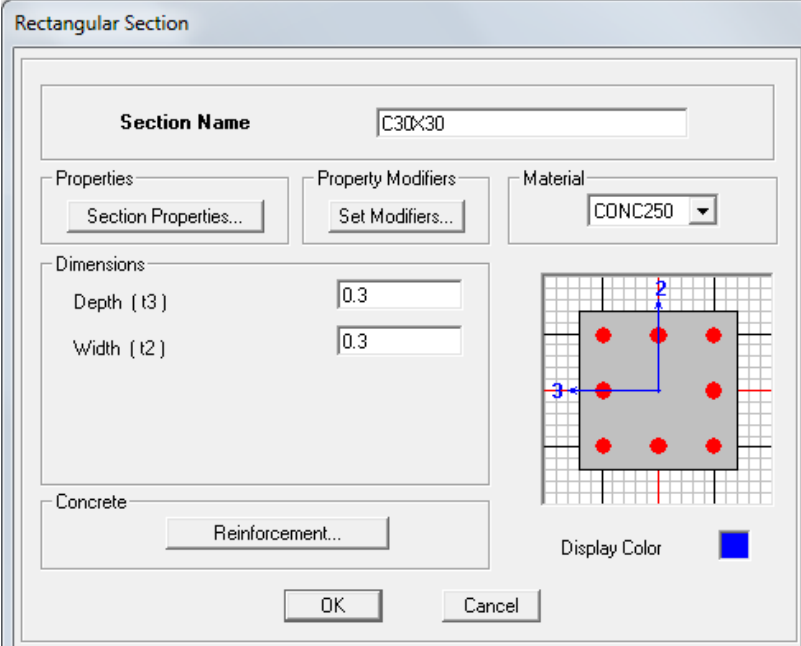


FIG. 4.18 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ANÁLISIS DINÁMICO (ETABS)

Definición de la geometría de los elementos estructurales

Se definieron las secciones de los elementos estructurales correspondiente a vigas y columnas y provenientes de la primera parte del predimensionado y de los pórticos de análisis.



Rectangular Section

Section Name C30X30

Properties Section Properties...

Property Modifiers Set Modifiers...

Material CONC250

Dimensions

Depth (t3) 0.3

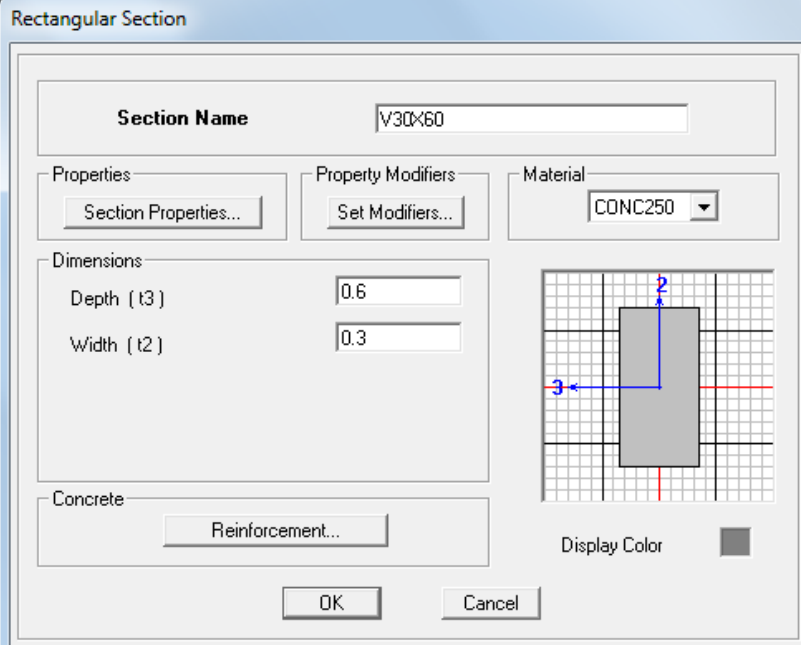
Width (t2) 0.3

Concrete Reinforcement...

Display Color [Blue Square]

OK Cancel

FIG. 4.19 DEFINICIÓN DE LAS DECCIONES DE LAS COLUMNAS (ETABS)



Rectangular Section

Section Name V30X60

Properties Section Properties...

Property Modifiers Set Modifiers...

Material CONC250

Dimensions

Depth (t3) 0.6

Width (t2) 0.3

Concrete Reinforcement...

Display Color [Grey Square]

OK Cancel

FIG. 4.20 DEFINICIÓN DE LAS DECCIONES DE LAS VIGAS (ETABS)

Posteriormente se realizó el modelado global de la estructura.

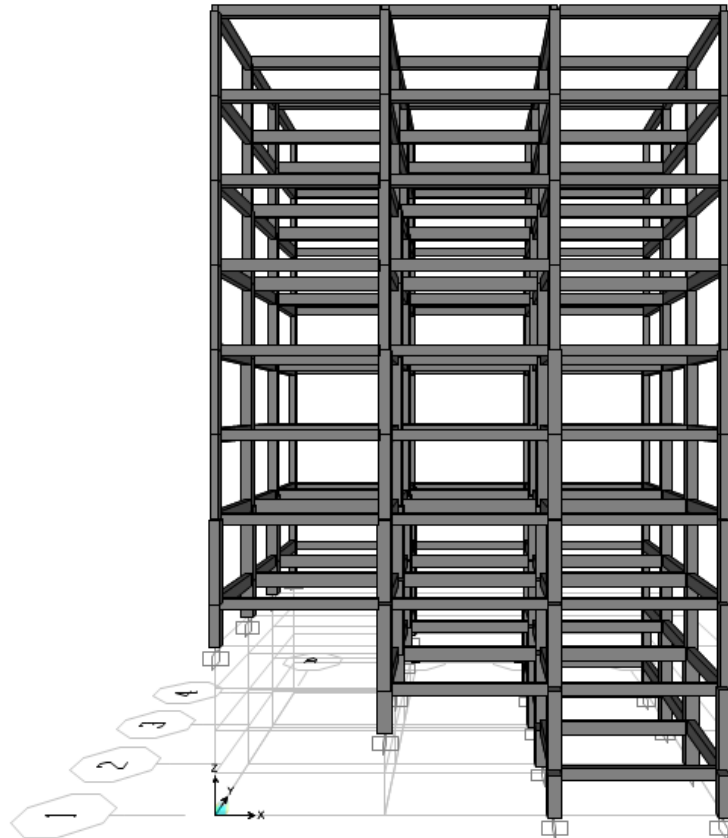


FIG. 4.21 ESQUEMA DEL MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND (ETABS)

Asignación de diafragmas rígidos y cargas

Una vez definida la geometría se procedió a asignar los diafragmas por nivel, para realizar este procedimiento se seleccionan todas las juntas pertenecientes a un nivel y se le asigna una interacción tipo diafragma.

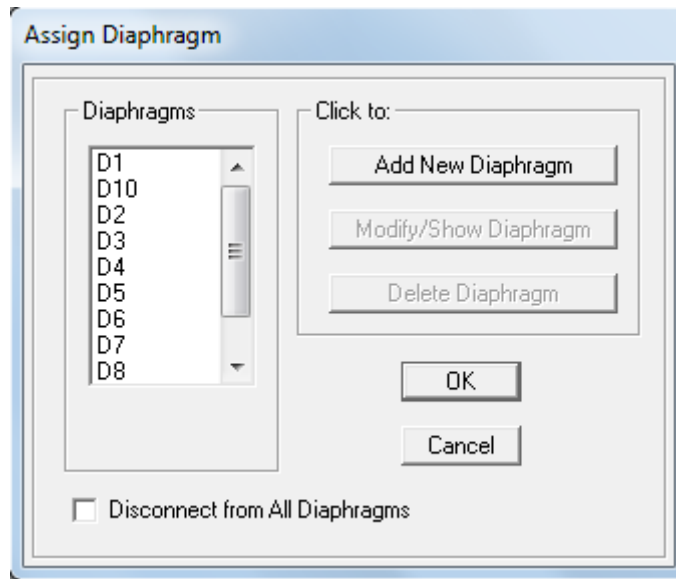


FIG. 4.22 ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS (ETABS)

Seguidamente se asignan las cargas actuando en cada pórtico por cada caso de carga estático definido anteriormente, en las Figuras 4.23, 4.24 y 4.25 se muestra un ejemplo de la visualización de este tipo de cargas en el programa ETABS.

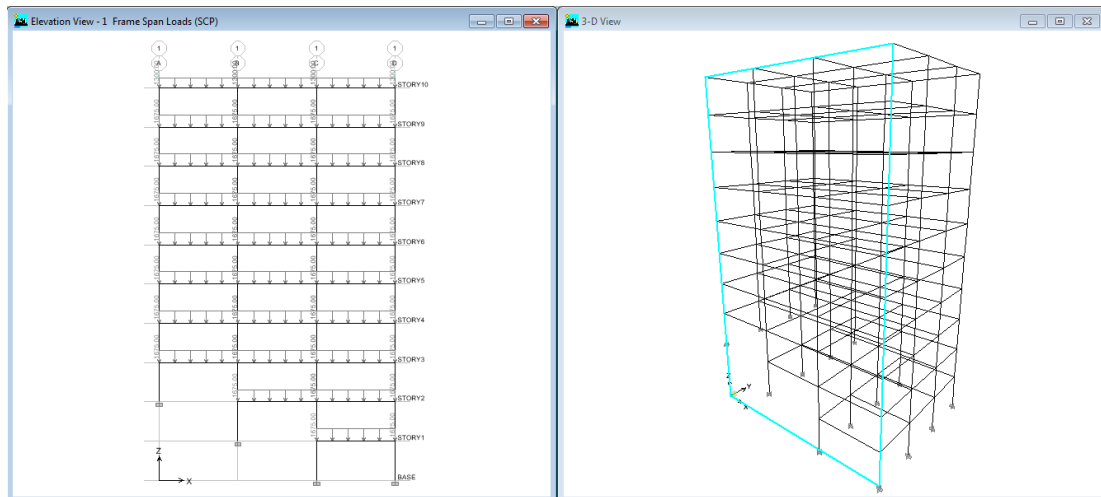


FIG. 4.23 ASIGNACIÓN DE LA SOBRECARGA PERMANENTE (SCP) MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND PÓRTICO 1 (ETABS)

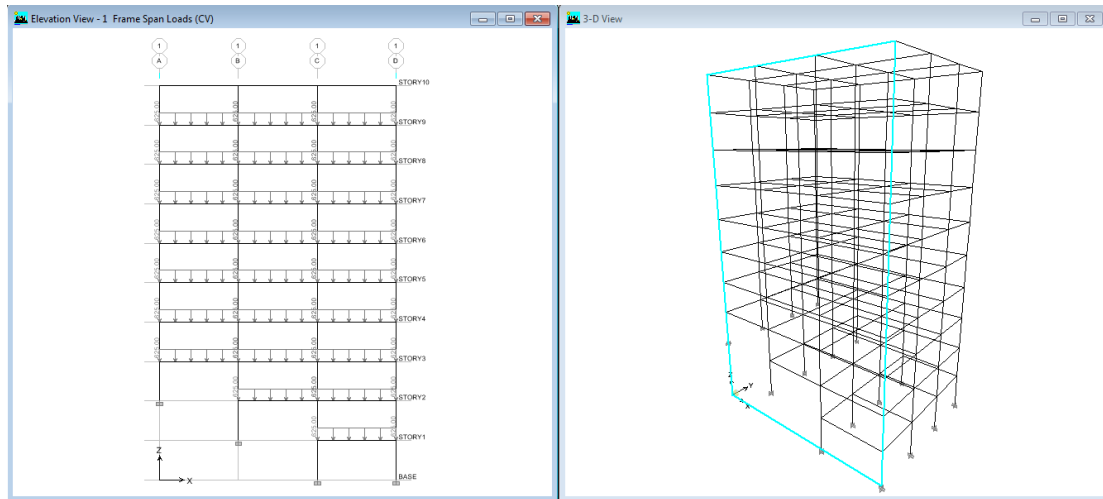


FIG. 4.24 ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA (CV) MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND PÓRTICO 1 (ETABS)

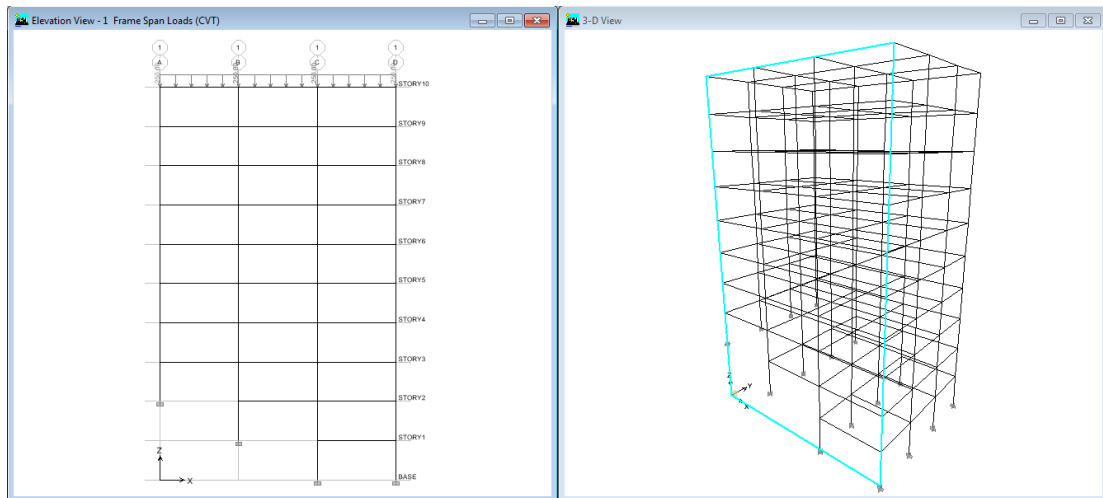


FIG. 4.25 ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA DE TECHO (CVt) MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND PÓRTICO 1 (ETABS)



Verificaciones en las estructuras

Una vez que se establecieron todos los parámetros antes mencionados, se procedió a realizar el análisis con el uso del software ETABS. Obtenidos los resultados, se realizaron una serie de chequeos a fin de lograr estructuras con diseños óptimos y que cumplan con los requerimientos establecidos en la Norma COVENIN 1753-06 y la Norma COVENIN 1756-2001.

Verificación del riesgo torsional

Para evaluar el riesgo torsional en los modelos seleccionados, se verificó según lo establecido en la Norma COVENIN 1756-2001 lo siguiente:

Existe riesgo torsional elevado si en algún piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

- a) El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r .
- b) La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección.

Tabla 4.10
Verificación del Riesgo Torsional (Modelo Step Back Building on Sloping Ground) (SÁNCHEZ, 2012)

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN				
Nivel	r (m)	r _x (m)	r _y (m)	Verificación
10	10.57	10.09	8.29	OK
9	10.57	9.19	8.41	OK
8	10.57	8.97	8.61	OK
7	10.57	9.10	8.75	OK
6	10.57	9.22	8.87	OK
5	10.57	9.34	9.02	OK
4	10.57	9.45	9.15	OK
3	10.57	9.69	9.43	OK
2	9.56	7.32	7.13	OK
1	8.89	5.68	5.58	OK

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN									
Nivel	Xcc	Ycc	Xcr	Ycr	Xcc-Xcr	Ycc-Ycr	r _x (m)	r _y (m)	Verificación
1	17.53	7.50	15.749	7.5	1.78	0.00	5.68	5.58	NO
2	14.01	7.50	8.334	7.5	5.68	0.00	7.32	7.13	NO
3	10.35	7.50	4.348	7.5	6.00	0.00	9.69	9.43	NO
4	10.38	7.50	7.101	7.5	3.28	0.00	9.45	9.15	NO
5	10.41	7.50	8.288	7.5	2.12	0.00	9.34	9.02	OK
6	10.44	7.50	8.851	7.5	1.59	0.00	9.22	8.87	OK
7	10.46	7.50	9.197	7.5	1.26	0.00	9.10	8.75	OK
8	10.48	7.50	9.404	7.5	1.08	0.00	8.97	8.61	OK
9	10.50	7.50	9.577	7.5	0.92	0.00	9.19	8.41	OK
10	10.50	7.50	9.701	7.5	0.80	0.00	10.09	8.29	OK

Tabla 4.11
Verificación del Riesgo Torsional (Modelo Step Back Set Back Building on Sloping Ground) (SÁNCHEZ, 2012)

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN				
Nivel	r (m)	r _x (m)	r _y (m)	Verificación
10	7.45	10.58	8.76	OK
9	7.45	11.40	10.75	OK
8	7.45	9.64	11.61	OK
7	7.45	11.59	12.39	OK
6	7.45	11.25	12.17	OK
5	7.45	11.38	12.70	OK
4	7.45	11.22	10.56	OK
3	7.45	9.73	9.28	OK
2	5.92	7.78	7.46	OK
1	4.78	5.99	5.71	OK

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN									
Nivel	X _{cc}	Y _{cc}	X _{cr}	Y _{cr}	X _{cc} -X _{cr}	Y _{cc} -Y _{cr}	r _x (m)	r _y (m)	Verificación
1	59.47	7.50	57.917	7.5	1.55	0.00	5.99	5.71	OK
2	56.00	7.50	51.447	7.5	4.56	0.00	7.78	7.46	NO
3	52.51	7.50	44.953	7.5	7.56	0.00	9.73	9.28	NO
4	48.37	7.50	39.01	7.5	9.36	0.00	11.22	10.56	NO
5	41.35	7.50	32.71	7.5	8.64	0.00	11.38	12.70	NO
6	34.30	7.50	25.675	7.5	8.63	0.00	11.25	12.17	NO
7	27.09	7.50	16.318	7.5	10.77	0.00	11.59	12.39	NO
8	20.10	7.50	10.19	7.5	9.91	0.00	9.64	11.61	NO
9	13.07	7.50	6.361	7.5	6.71	0.00	11.40	10.75	NO
10	10.36	7.50	8.627	7.5	1.73	0.00	10.58	8.76	OK



Tabla 4.12
Verificación del Riesgo Torsional (Modelo Set Back Building on Plain Ground) (SÁNCHEZ, 2012)

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN				
Nivel	r (m)	r _{ix} (m)	r _{iy} (m)	Verificación
4	14.79	20.95	17.56	OK
3	16.74	19.29	18.79	OK
2	18.69	20.49	20.80	OK
1	18.69	21.32	22.03	OK

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN							
Nivel	X _{cc}	Y _{cc}	X _{cr}	Y _{cr}	X _{cc} -X _{cr}	Y _{cc} -Y _{cr}	Verificación
1	31.55	7.50	32.07	7.50	-0.52	0.00	OK
2	30.79	7.50	31.80	7.50	-1.02	0.00	OK
3	27.27	7.50	30.57	7.50	-3.30	0.00	OK
4	24.50	7.50	28.64	7.50	-4.14	0.00	OK



Como se pudo observar los dos modelos estructurales apoyados en pendiente (Step Back Building on Sloping Ground y Step Back Set Back Building on Sloping Ground), poseen un riesgo torsional elevado, lo cual era de esperarse en éste tipo de estructuras debido a la distribución irregular en las masas de los niveles continuos, además de la irregularidad en la configuración estructural propiamente. Por otra parte, el modelo apoyado en planicie (Set Back Building on Plain Ground) posee un comportamiento adecuado sin presentar riesgo torsional.

Observando los resultados y en función de lo establecido en el Artículo 6.4.1 de la Norma COVENIN 1756-2001, se procedió a minorar el factor de reducción de respuesta “R” de las dos estructuras apoyadas en pendiente, multiplicándolo por un factor de 0,75.

Verificación de derivas

Posterior a la verificación del riesgo torsional en las estructuras, se procedió a realizar un control o verificación de derivas en cada nivel de la edificación.

Primeramente se calcularon los desplazamientos laterales totales de cada nivel, con la siguiente fórmula:

$$\Delta i = 0.8 * R * \Delta_{ei}$$

Donde

R = Factor de reducción dado en el Artículo 6.4 de la Norma COVENIN 1756-2001, incluidas las eventuales modificaciones establecidas en la Sección 6.4.1 de la misma Norma.

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.



Luego de esto se calcularon las derivas δ en cada nivel, entendiéndose estas últimas como la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

Finalmente se verificaron los valores límites permitidos en el punto más alejado del centro de rigidez. Estos valores límites están expresados por el siguiente cociente:

$$\frac{\delta i}{h_i - h_{i-1}}$$

Donde

$h_i - h_{i-1}$ = Separación entre pisos o niveles consecutivos

El cociente no debe exceder en ningún nivel los valores dados en la siguiente tabla:

Valores Límite de : $\frac{\delta i}{h_i - h_{i-1}}$			
Tipo y Disposición de los Elementos No Estructurales	Edificaciones		
	Grupo A	Grupo B1	Grupo B2
Susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

TABLA 4.13 VALORES MÍNIMOS NORMATIVOS DEL COCIENTE $\delta_i / (h_i - h_{i-1})$

(NORMA COVENIN 1756-2001)

**Tabla 4.14**

Verificación de Derivas (Modelo Step Back Building on Sloping Ground)
 (SÁNCHEZ , 2012)

Nº de Pisos = 10	XCR = 8.962 m	YCR = 7.500 m
------------------	---------------	---------------

Clasificación según el uso de la estructura = B2	Relación máxima de $\delta_i / (h_i - h_{i-1}) = 0.018$
--	---

Altura de Entrepiso = 3.50 m	R = 4.5
------------------------------	---------

Punto más alejado de CR (Nivel 10) = Nodo D1
--

Nivel	Δ_{eix}	Δ_{eiy}	Δ_{ix}	Δ_{iy}
10	0.0772	0.1143	0.2779	0.4115
9	0.0732	0.1101	0.2635	0.3964
8	0.0671	0.1031	0.2416	0.3712
7	0.0589	0.0932	0.2120	0.3355
6	0.0488	0.0809	0.1757	0.2912
5	0.0372	0.0664	0.1339	0.2390
4	0.0243	0.0500	0.0875	0.1800
3	0.0114	0.0332	0.0410	0.1195
2	0.0070	0.0187	0.0252	0.0673
1	0.0030	0.0076	0.0108	0.0274

Nivel	δ_{ix}	δ_{iy}	$\delta_{ix} / (h_i - h_{i-1})$	$\delta_{iy} / (h_i - h_{i-1})$	Verificación
10	0.0144	0.0151	0.0041	0.0043	OK
9	0.0220	0.0252	0.0063	0.0072	OK
8	0.0295	0.0356	0.0084	0.0102	OK
7	0.0364	0.0443	0.0104	0.0127	OK
6	0.0418	0.0522	0.0119	0.0149	OK
5	0.0464	0.0590	0.0133	0.0169	OK
4	0.0464	0.0605	0.0133	0.0173	OK
3	0.0158	0.0522	0.0045	0.0149	OK
2	0.0144	0.0400	0.0041	0.0114	OK
1	0.0108	0.0274	0.0031	0.0078	OK

**Tabla 4.15**

Verificación de Derivas (Modelo Step Back Set Back Building on Sloping Ground) (SÁNCHEZ, 2012)

Nº de Pisos =	10	XCR =	9.064 m	YCR =	7.500 m
---------------	----	-------	---------	-------	---------

Clasificación según el uso de la estructura	=	B2	Relación máxima de $\delta_i / (h_i - h_{i-1})$	=	0.018
---	---	----	---	---	-------

Altura de Entrepiso =	3.50 m	R =	4.5
-----------------------	--------	-----	-----

Punto más alejado de CR (Nivel 10) =	Nodo D1
--------------------------------------	---------

Nivel	Δ_{eix}	Δ_{eiy}	Δ_{ix}	Δ_{iy}
10	0.0206	0.0207	0.0742	0.0745
9	0.0132	0.0236	0.0475	0.0850
8	0.0089	0.0259	0.0320	0.0932
7	0.0085	0.0275	0.0306	0.0990
6	0.0089	0.0285	0.0320	0.1026
5	0.0087	0.0281	0.0313	0.1012
4	0.0069	0.0220	0.0248	0.0792
3	0.0058	0.0159	0.0209	0.0572
2	0.0043	0.0135	0.0155	0.0486
1	0.0022	0.0055	0.0079	0.0198

Nivel	δ_{ix}	δ_{iy}	$\delta_{ix} / (h_i - h_{i-1})$	$\delta_{iy} / (h_i - h_{i-1})$	Verificación
10	0.0266	-0.0104	0.0076	0.0030	OK
9	0.0155	-0.0083	0.0044	0.0024	OK
8	0.0014	-0.0058	0.0004	0.0016	OK
7	-0.0014	-0.0036	0.0004	0.0010	OK
6	0.0007	0.0014	0.0002	0.0004	OK
5	0.0065	0.0220	0.0019	0.0063	OK
4	0.0040	0.0220	0.0011	0.0063	OK
3	0.0054	0.0086	0.0015	0.0025	OK
2	0.0076	0.0288	0.0022	0.0082	OK
1	0.0079	0.0198	0.0023	0.0057	OK

**Tabla 4.16**

Verificación de Derivas (Modelo Set Back Building on Plain Ground)
(SÁNCHEZ, 2012)

Nº de Pisos =	4	XCR =	28.637 m	YCR =	7.500 m
---------------	---	-------	----------	-------	---------

Clasificación según el uso de la estructura	=	B2	Relación máxima de $\delta_i / (h_i - h_{i-1})$	=	0.018
---	---	----	---	---	-------

Altura de Entrepiso =	3.50 m	R =	6
-----------------------	--------	-----	---

Punto más alejado de CR (Nivel 10) =	Nodo A1
--------------------------------------	---------

Nivel	Δ_{eix}	Δ_{eiy}	Δ_{ix}	Δ_{iy}
4	0.0241	0.0320	0.1157	0.1536
3	0.0196	0.0273	0.0941	0.1310
2	0.0130	0.0188	0.0624	0.0902
1	0.0052	0.0079	0.0250	0.0379

Nivel	δ_{ix}	δ_{iy}	$\delta_{ix} / (h_i - h_{i-1})$	$\delta_{iy} / (h_i - h_{i-1})$	Verificación
4	0.0216	0.0226	0.0062	0.0064	OK
3	0.0317	0.0408	0.0091	0.0117	OK
2	0.0374	0.0523	0.0107	0.0149	OK
1	0.0250	0.0379	0.0071	0.0108	OK



Los valores de derivas obtenidos luego de aplicar el criterio de combinación 100% y 30% se compararon con los valores límites del grupo B2, grupa al cual pertenecen las estructuras y aunque una de las estructuras (Step Back Building on Sloping Ground) se acercó al límite, no lo sobrepasó, cumpliendo con éste requerimiento.

Verificación del coeficiente sísmico

Para la verificación del Coeficiente Sísmico, se calculó primero el peso total de las edificaciones, considerando según lo establecido en el Artículo 7.1 de la Norma COVENIN 1756-2001 el 100% de la carga permanente y el 25% de la carga variable.

Posteriormente usando los resultados obtenidos del análisis dinámico en ETABS se procedió a realizar la siguiente verificación:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R}$$

Donde

V_o = Cortante basal (Obtenido a través de ETABS)

W = Peso Total de la Edificación

α = Factor de Importancia (Depende del Grupo de las Estructuras)

A_o = Coeficiente de Aceleración Horizontal del suelo (Depende de la zona)

R = Factor de Reducción de Respuesta de las Estructuras.



Tabla 4.17

Coeficiente Sísmico Mínimo (Modelo Step Back Building on Sloping Ground)
(SÁNCHEZ, 2012)

Clasificación según el uso de la estructura = B2	Factor de Importancia α = 1.00
--	---------------------------------------

$$R = 4.5$$

$$A_0 = 0.30 \text{ g}$$

Peso de la Edificación (W)

Cargas Permanentes

Vigas-Columnas					
Elementos	Cantidad	b (m)	h (m)	L (m)	w (kg)
C30x30	0	0.30	0.30	3.50	0.00
C35X35	0	0.35	0.35	3.50	0.00
C40X40	24	0.40	0.40	3.50	33600.00
C45X45	0	0.45	0.45	3.50	0.00
C50X50	66	0.50	0.50	3.50	144375.00
C55X55	42	0.55	0.55	3.50	111168.75
C60X60	8	0.60	0.60	3.50	25200.00
C65X65	4	0.65	0.65	3.50	14787.50
C70X70	4	0.70	0.70	3.50	17150.00
C75X75	0	0.75	0.75	3.50	0.00
C80X80	0	0.80	0.80	3.50	0.00
V30X40	6	0.30	0.40	7.00	12600.00
V30X45	0	0.30	0.45	7.00	0.00
V30X50	6	0.30	0.50	7.00	15750.00
V30X60	48	0.30	0.60	7.00	151200.00
V30X60	111	0.30	0.60	5.00	249750.00
				$\Sigma =$	775581.25

Losas			
Elementos	Área	Peso (kg/m ²)	W (kg)
Nervada Entrepiso	2520	670	1688400.00
Nervada Techo	315	520	163800.00
		$\Sigma =$	1852200.00

**Tabla 4.17 (Cont.)**

Cargas Variables

Losas			
Elementos	Área	Peso (kg/m ²)	W (kg)
Nervada Entrepiso	2520	250	630000.00
Nervada Techo	315	100	31500.00
		$\Sigma =$	661500.00

Peso Total de la Edificación	
Carga Permanente (100%)	2627781.25
Carga Variable (25%)	165375.00
$\Sigma =$	2793156.25

Cortante Basal Mínimo

$$V_0 = 187382.41 \text{ kg}$$

V_0 / W	$(\alpha * A_0) / R$	Verificación
0.0671	0.0667	OK

**Tabla 4.18**

Coeficiente Sísmico Mínimo (Modelo Step Back Set Back Building on Sloping Ground) (SÁNCHEZ, 2012)

Clasificación según el uso de la estructura = B2	Factor de Importancia α = 1.00
--	---------------------------------------

$$R = 4.5$$

$$A_0 = 0.30 \text{ g}$$

Peso de la Edificación (W)

Cargas Permanentes

Vigas-Columnas					
Elementos	Cantidad	b (m)	h (m)	L (m)	w (kg)
C30x30	0	0.30	0.30	3.50	0.00
C35X35	0	0.35	0.35	3.50	0.00
C40X40	0	0.40	0.40	3.50	0.00
C45X45	18	0.45	0.45	3.50	31893.75
C50X50	66	0.50	0.50	3.50	144375.00
C55X55	36	0.55	0.55	3.50	95287.50
C60X60	38	0.60	0.60	3.50	119700.00
C65X65	14	0.65	0.65	3.50	51756.25
C70X70	0	0.70	0.70	3.50	0.00
C75X75	0	0.75	0.75	3.50	0.00
C80X80	0	0.80	0.80	3.50	0.00
V30X40	6	0.30	0.40	7.00	12600.00
V30X45	18	0.30	0.45	7.00	42525.00
V30X50	6	0.30	0.50	7.00	15750.00
V30X60	54	0.30	0.60	7.00	170100.00
V30X60	135	0.30	0.60	5.00	303750.00
				$\Sigma =$	987737.50

Losas			
Elementos	Área	Peso (kg/m ²)	W (kg)
Nervada Entrepiso	3150	670	2110500.00
Nervada Techo	315	520	163800.00
		$\Sigma =$	2274300.00

**Tabla 4.18 (Cont.)**

Cargas Variables

Losas			
Elementos	Área	Peso (kg/m ²)	W (kg)
Nervada Entrepiso	3150	250	787500.00
Nervada Techo	315	100	31500.00
		$\Sigma =$	819000.00

Peso Total de la Edificación	
Carga Permanente (100%)	3262037.50
Carga Variable (25%)	204750.00
$\Sigma =$	3466787.50

Cortante Basal Mínimo

$$V_o = 480864.62 \text{ kg}$$

V_o / W	$(\alpha * A_o) / R$	Verificación
0.1387	0.0667	OK

**Tabla 4.19**

Coeficiente Sísmico Mínimo (Modelo Set Back Building on Plain Ground)
(SÁNCHEZ, 2012)

Clasificación según el uso de la estructura	=	B2	Factor de Importancia α	=	1.00
R	=	6	Ao	=	0.30 g

Peso de la Edificación (W)

Cargas Permanentes

Vigas-Columnas					
Elementos	Cantidad	b (m)	h (m)	L (m)	w (kg)
C30x30	0	0.30	0.30	3.50	0.00
C35X35	0	0.35	0.35	3.50	0.00
C40X40	0	0.40	0.40	3.50	0.00
C45X45	0	0.45	0.45	3.50	0.00
C50X50	74	0.50	0.50	3.50	161875.00
C55X55	70	0.55	0.55	3.50	185281.25
C60X60	4	0.60	0.60	3.50	12600.00
C65X65	0	0.65	0.65	3.50	0.00
C70X70	0	0.70	0.70	3.50	0.00
C75X75	0	0.75	0.75	3.50	0.00
C80X80	0	0.80	0.80	3.50	0.00
V30X40	14	0.30	0.40	7.00	29400.00
V30X45	52	0.30	0.45	7.00	122850.00
V30X50	14	0.30	0.50	7.00	36750.00
V30X60	52	0.30	0.60	7.00	163800.00
V30X60	111	0.30	0.60	5.00	249750.00
				$\Sigma =$	962306.25

Losas			
Elementos	Área	Peso (kg/m ²)	W (kg)
Nervada Entrepiso	2730	670	1829100.00
Nervada Techo	735	520	382200.00
		$\Sigma =$	2211300.00

**Tabla 4.19 (Cont.)**

Cargas Variables

Losas			
Elementos	Área	Peso (kg/m ²)	W (kg)
Nervada Entrepiso	2730	250	682500.00
Nervada Techo	735	100	73500.00
		$\Sigma =$	756000.00

Peso Total de la Edificación	
Carga Permanente (100 %)	3173606.25
Carga Variable (25 %)	189000.00
$\Sigma =$	3362606.25

Cortante Basal Mínimo

$$V_0 = 343466.57 \text{ kg}$$

V_0 / W	$(\alpha * A_0) / R$	Verificación
0.1021	0.0500	OK



Dados los resultados, se pudo confirmar que todas las estructuras cumplen con los valores mínimos de coeficiente sísmico, incluso superando éste valor por mucho.

Es importante señalar que a través del ETABS se realizó una última verificación, la cual fue el criterio de Columna Fuerte – Viga Débil. Éste criterio se cumple a través de la siguiente fórmula:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nv}$$

Donde:

M_{nc} = Momento nominal en la Columna

M_{nv} = Momentos nominales de la Vigas que llegan la Columna

Todos los criterios y verificaciones descritos anteriormente sirvieron para conseguir configuraciones óptimas con un buen desempeño estructural, a fin de garantizar la seguridad y durabilidad en el tiempo de las mismas, además de brindar confort a todas las personas que se desenvuelven en su entorno.

Dimensiones Finales de los Modelos Estructurales

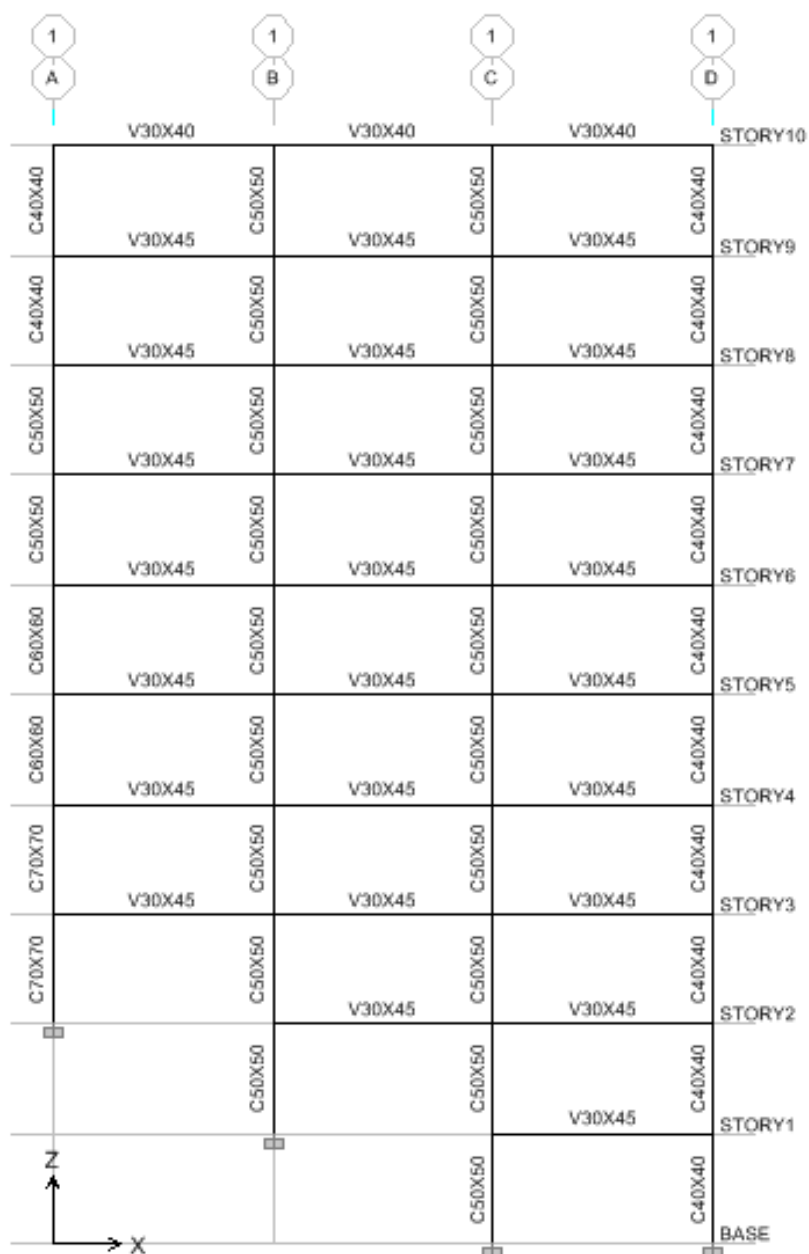


FIG. 4.26 PÓRTICO 1 Y 4 (MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

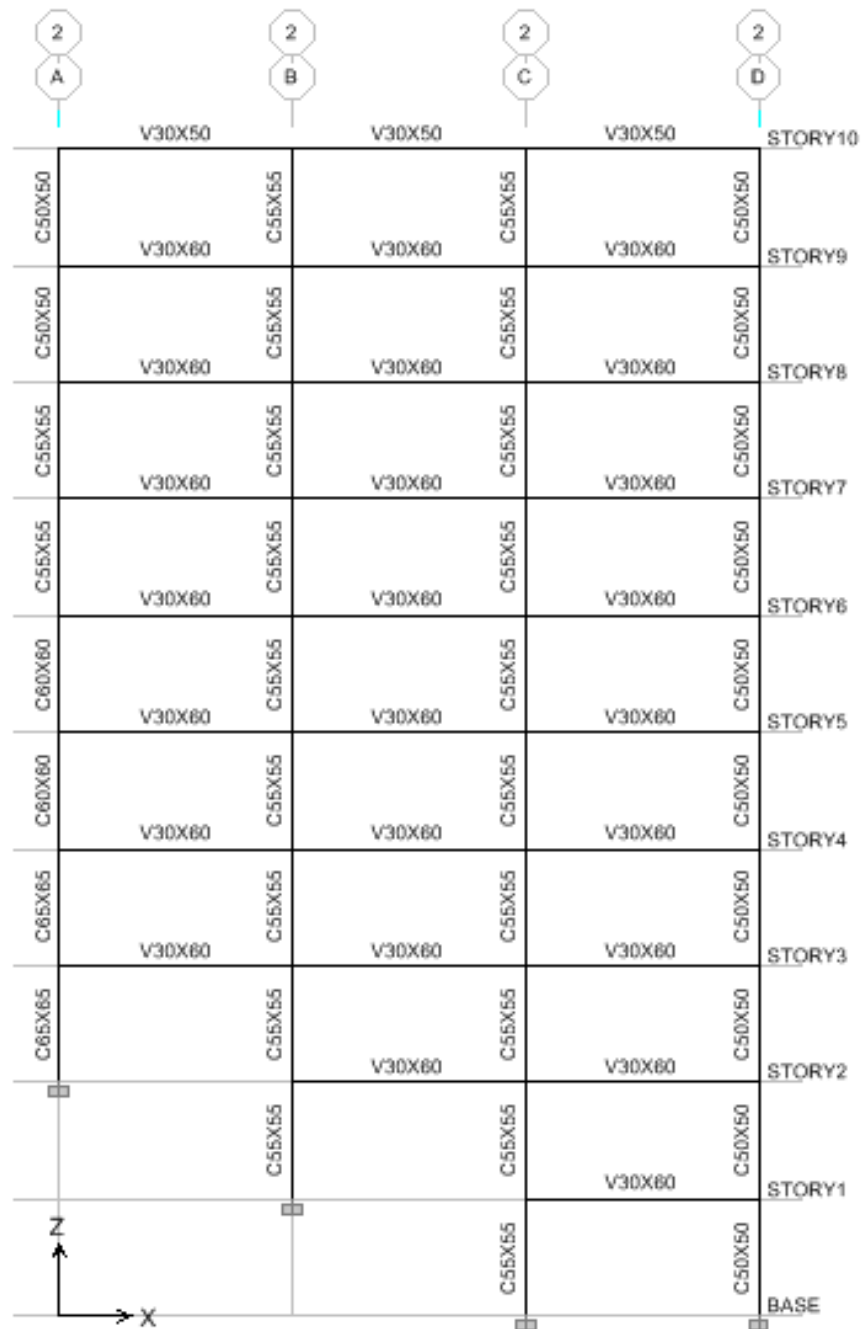


FIG. 4.27 PÓRTICO 2 Y 3 (MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

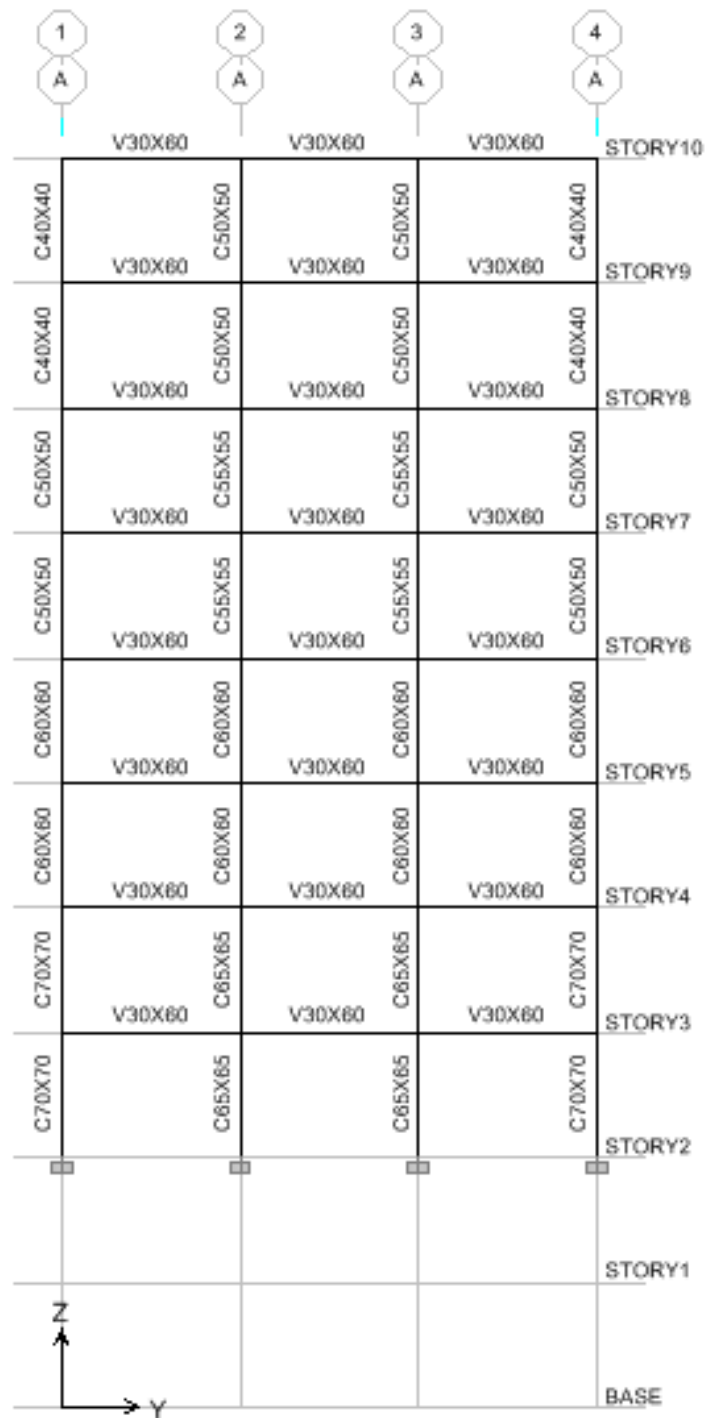


FIG. 4.28 PÓRTICO A (MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

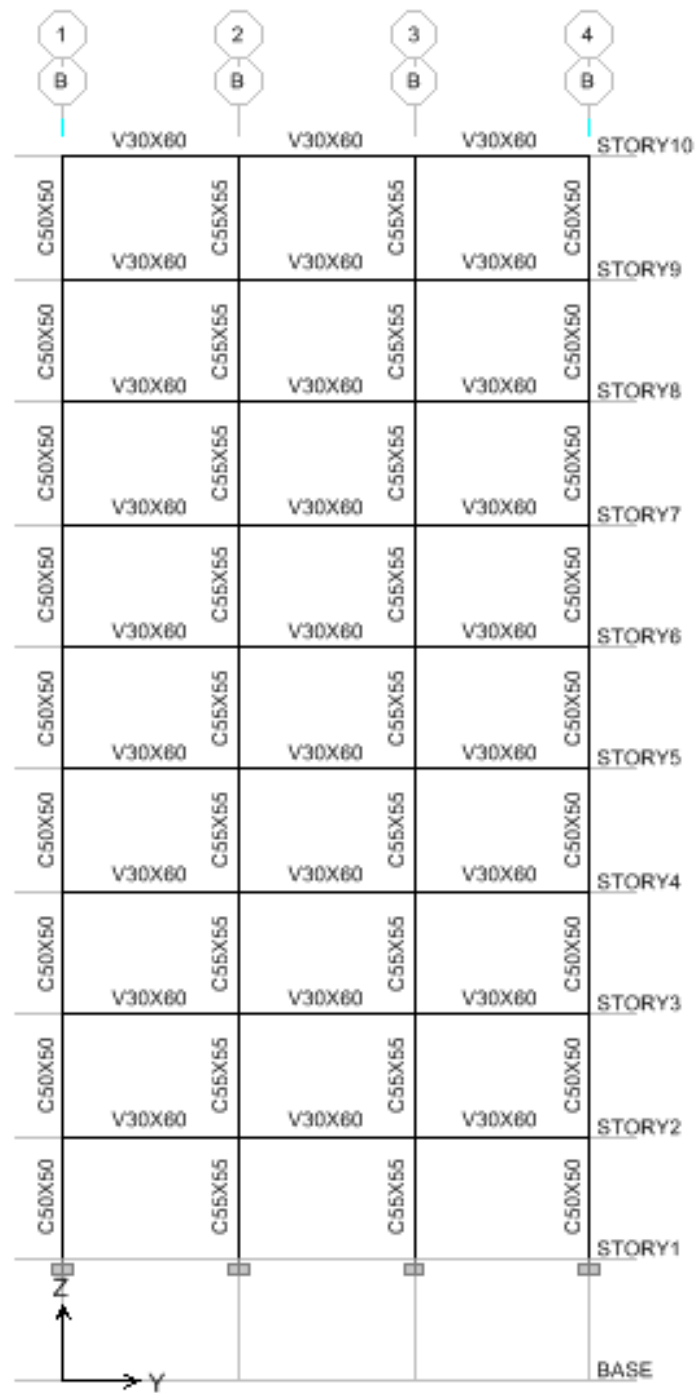


FIG. 4.29 PÓRTICO B (MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

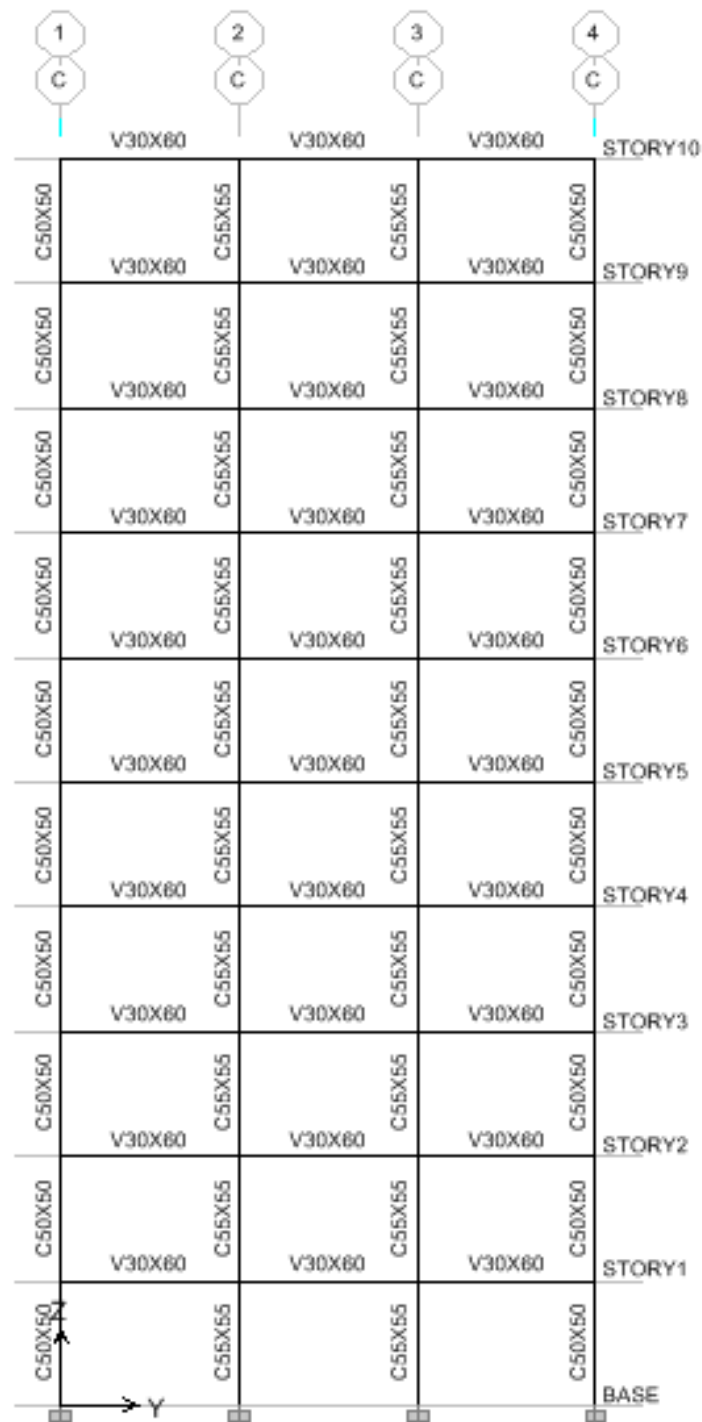


FIG. 4.30 PÓRTICO C (MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

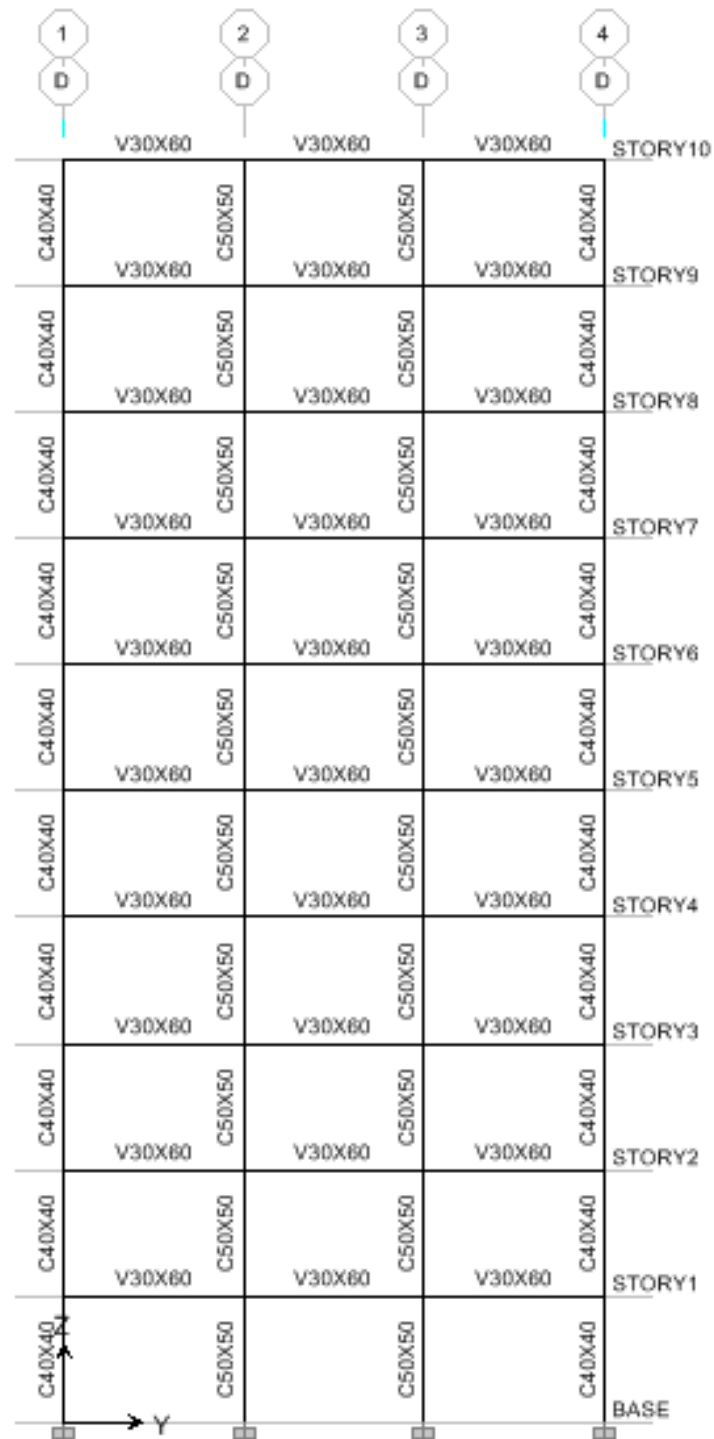
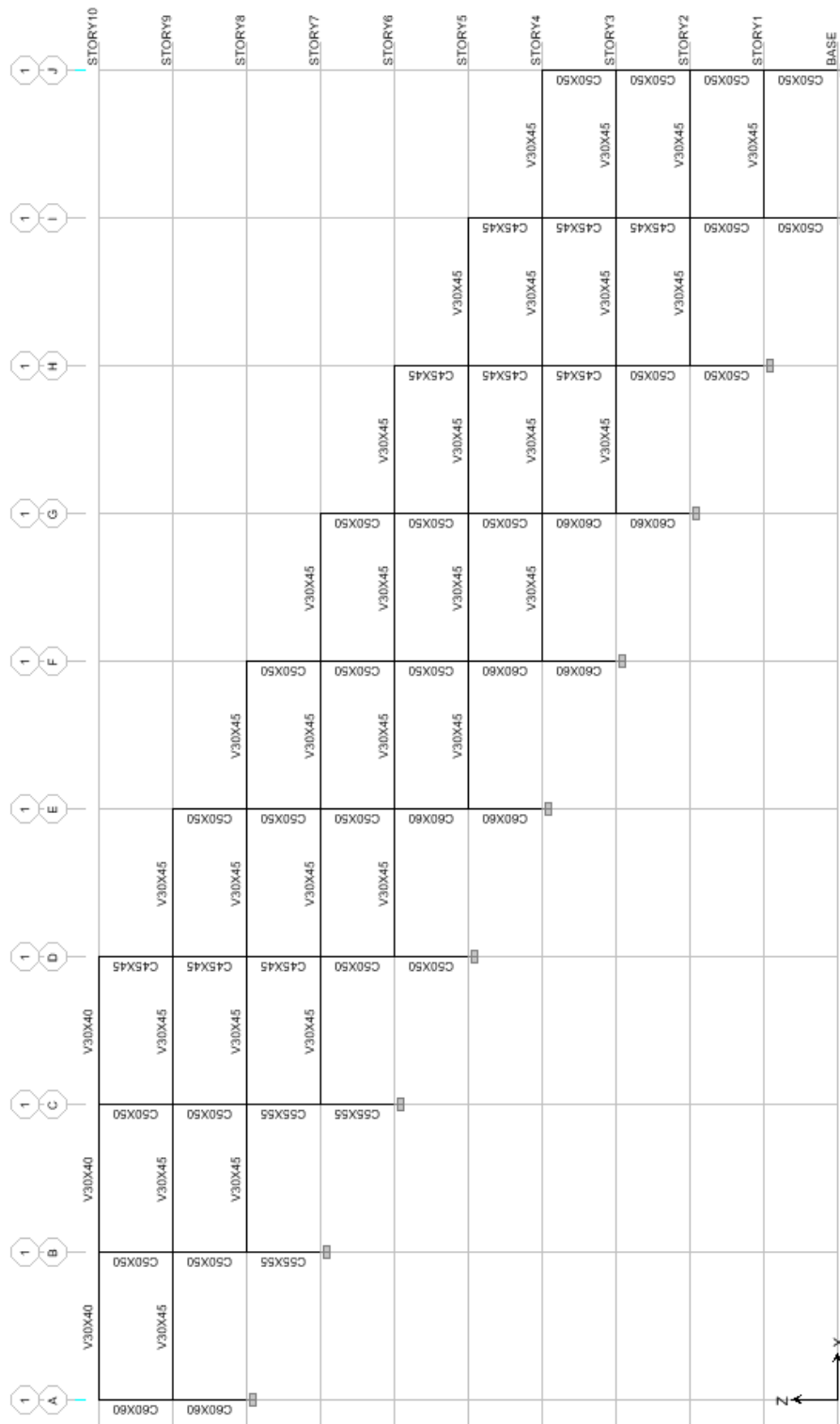


FIG. 4.31 PÓRTICO D (MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)



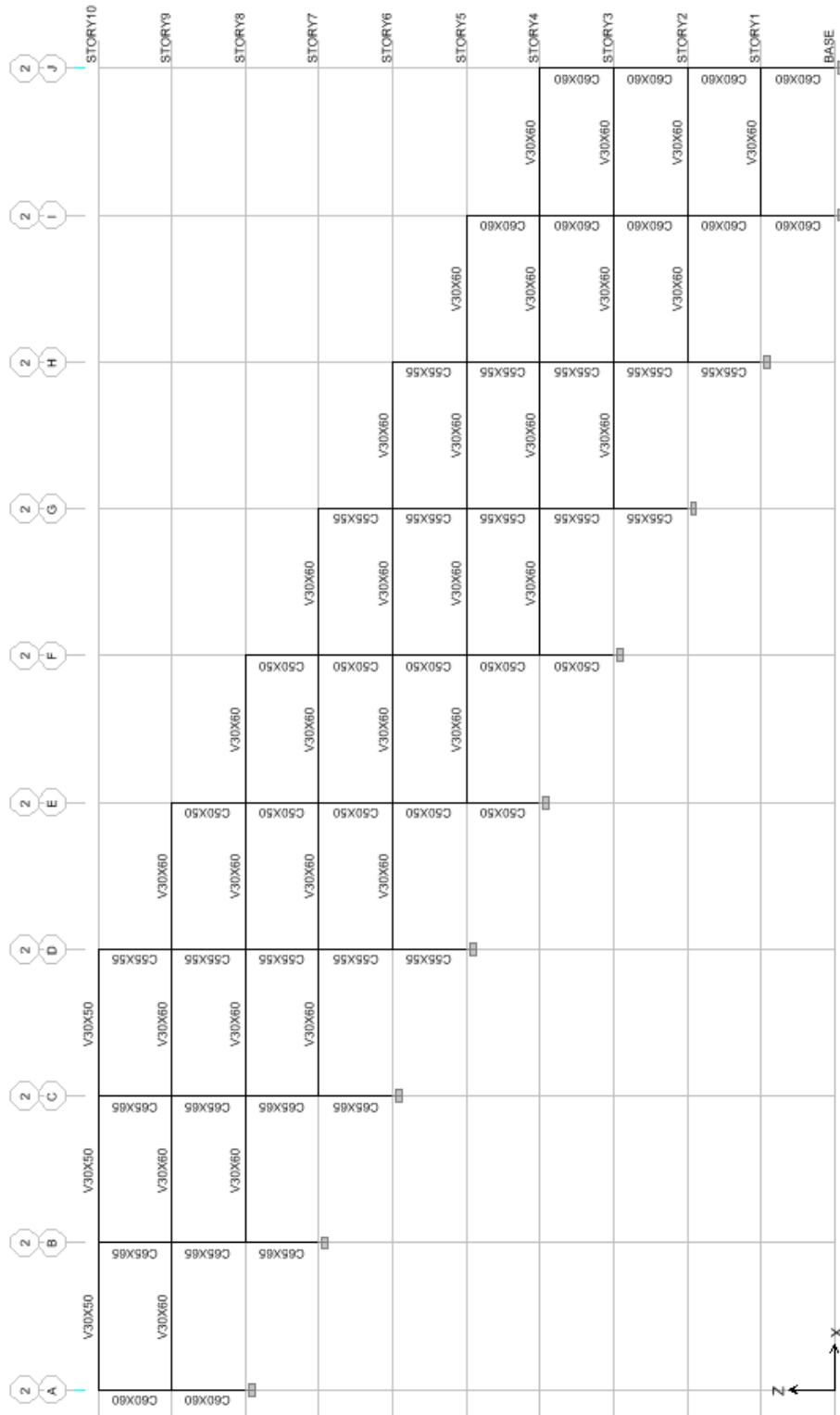


FIG. 4.33 PÓRTICO 2 Y 3 (MODELO STEP BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

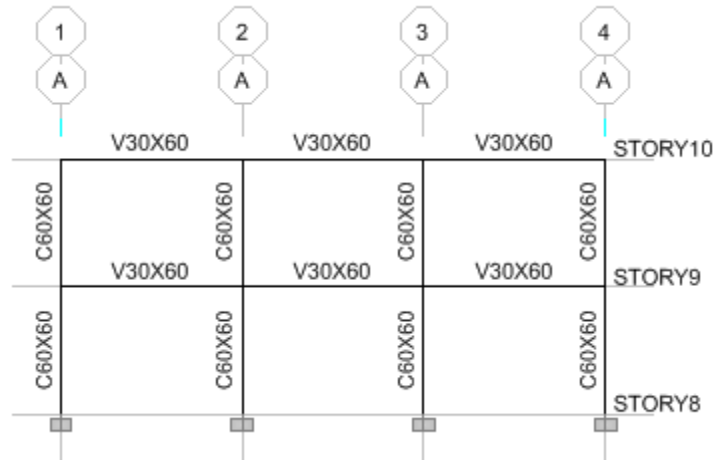


FIG. 4.34 PÓRTICO A (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

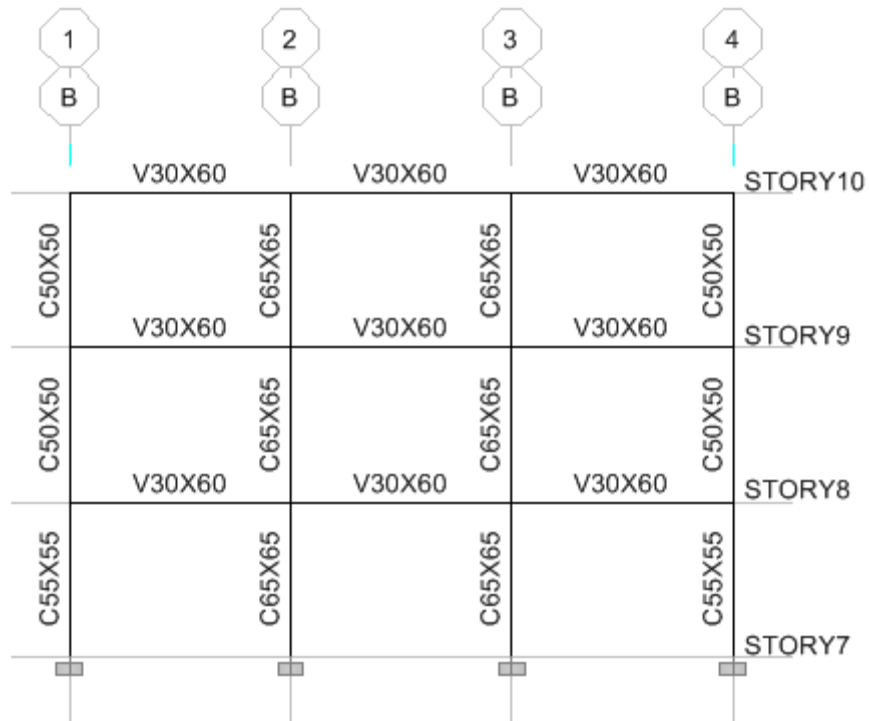


FIG. 4.35 PÓRTICO B (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

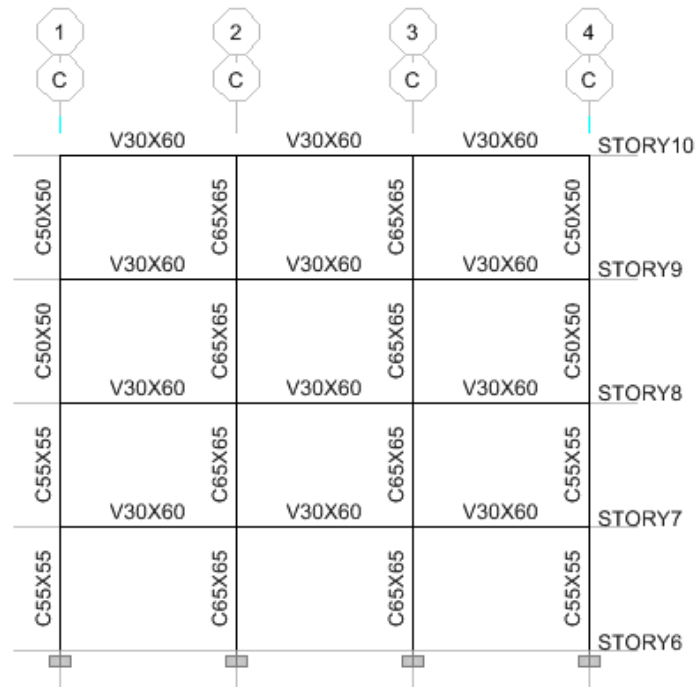


FIG. 4.36 PÓRTICO C (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

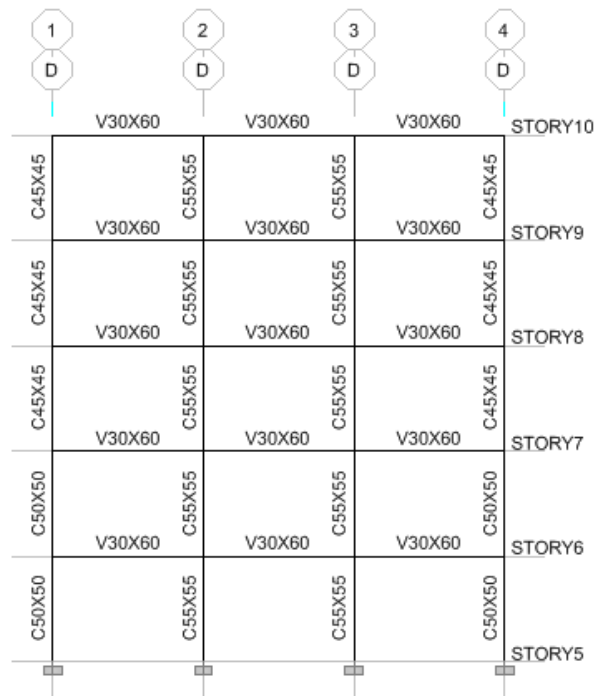


FIG. 4.36 PÓRTICO D (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

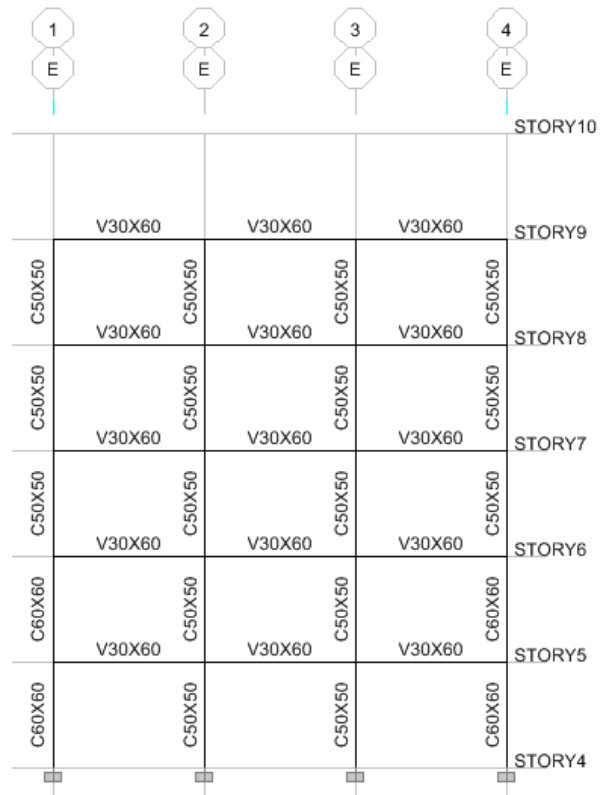


FIG. 4.37 PÓRTICO E y F (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

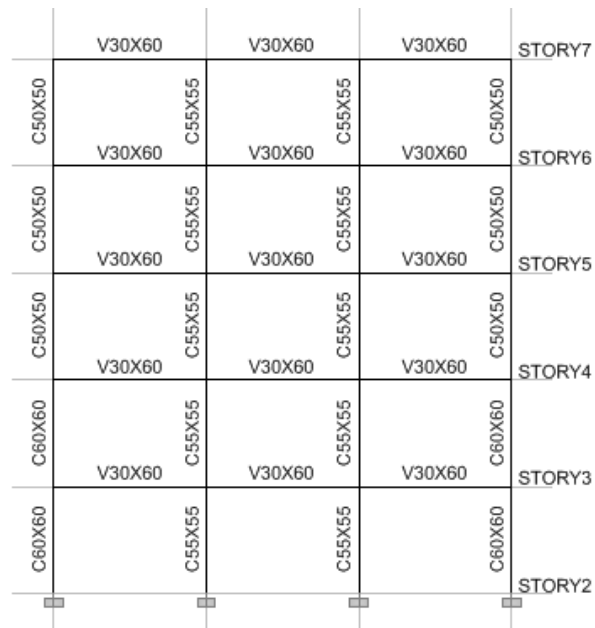


FIG. 4.38 PÓRTICO G (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)



	V30X60	V30X60	V30X60	STORY6
C45X45	V30X60	V30X60	V30X60	STORY5
C45X45	V30X60	V30X60	V30X60	STORY4
C45X45	V30X60	V30X60	V30X60	STORY3
C50X50	V30X60	V30X60	V30X60	STORY2
C50X50				STORY1

FIG. 4.39 PÓRTICO H (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

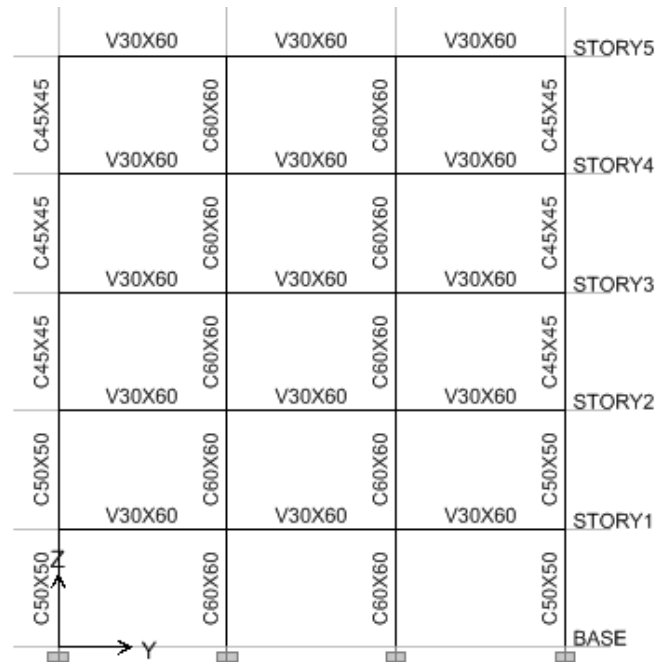


FIG. 4.40 PÓRTICO I (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)



FIG. 4.41 PÓRTICO I (MODELO STEP BACK SET BACK BUILDING ON SLOPING GROUND)

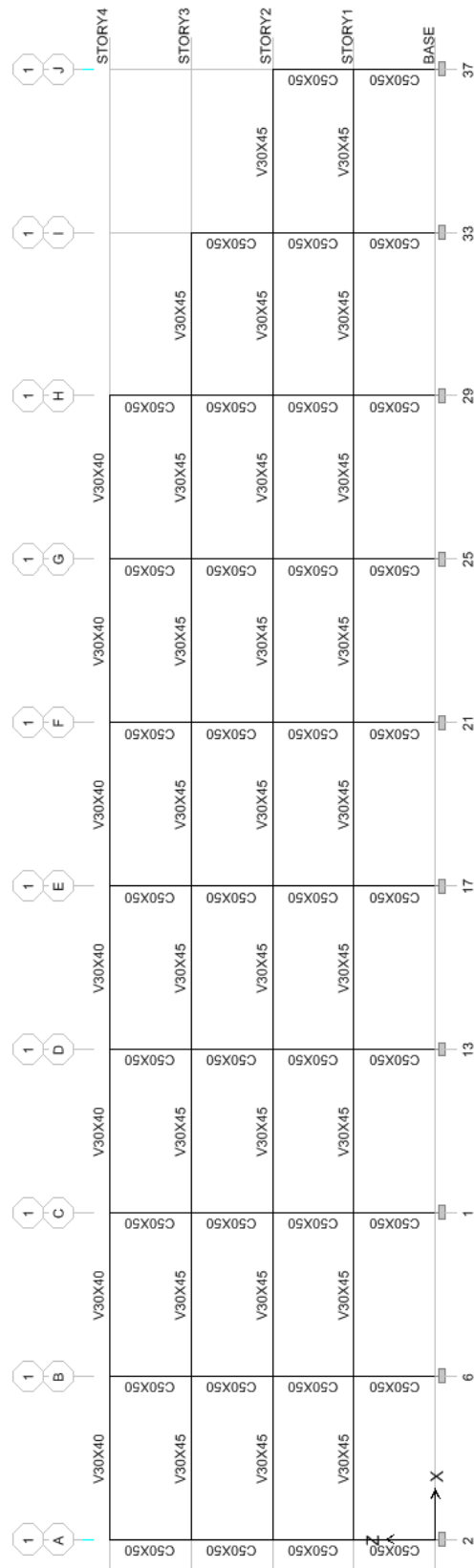


FIG. 4.42 PÓTICO 1 Y 4 (MODELO SET BACK BUILDING ON PLAIN GROUND)

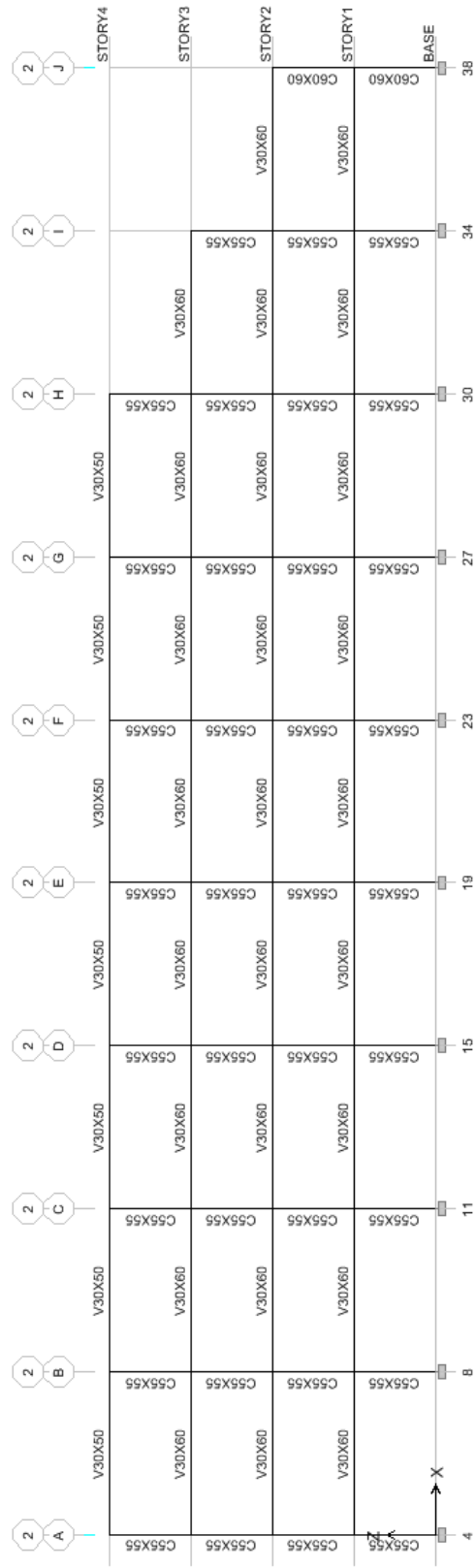


FIG. 4.43 PÓRTICO 2 Y 3 (MODELO SET BACK BUILDING ON PLAIN GROUND)

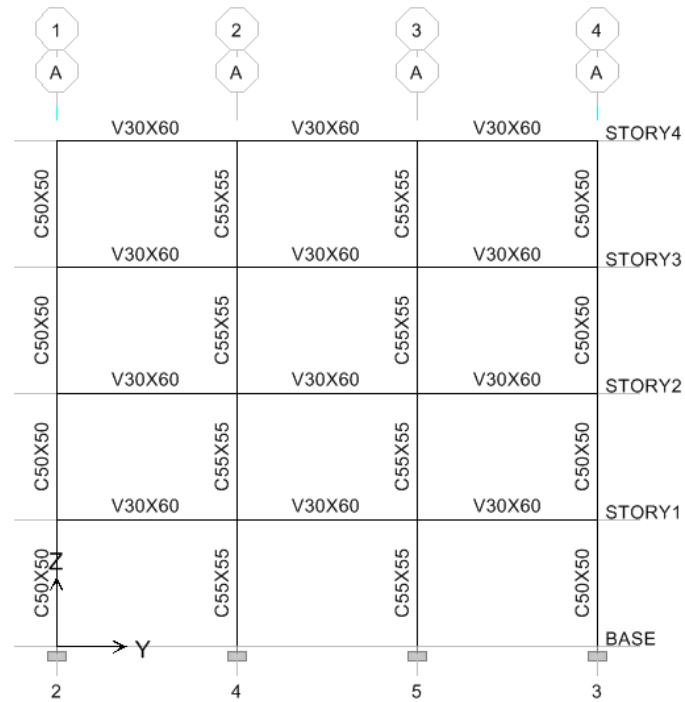


FIG. 4.44 PÓRTICOS A, B, C, D, E, F, G Y H (MODELO SET BACK BUILDING ON PLAIN GROUND)

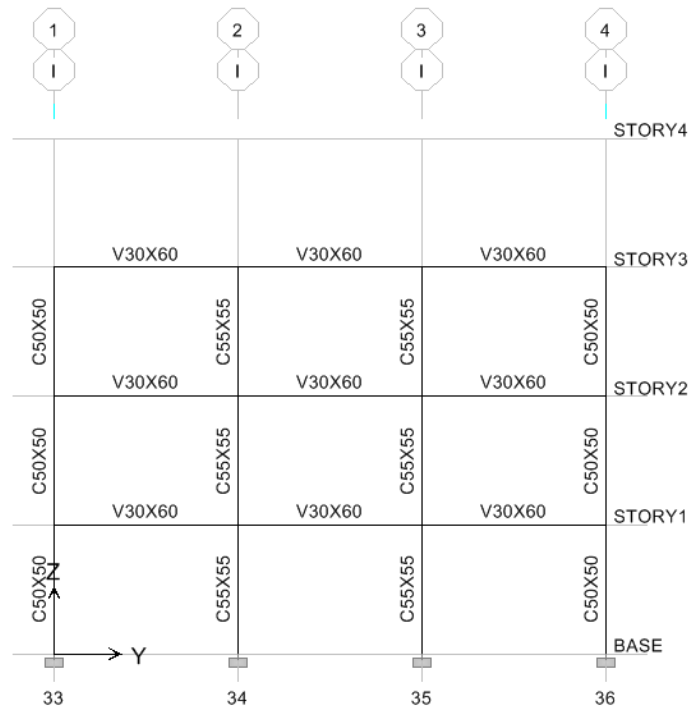


FIG. 4.45 PÓRTICO I (MODELO SET BACK BUILDING ON PLAIN GROUND)

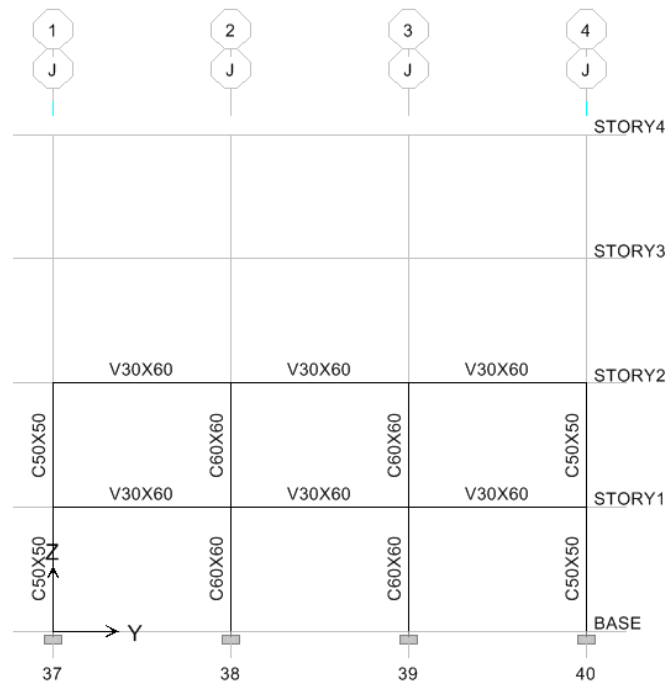


FIG. 4.46 PÓRTICO J (MODELO SET BACK BUILDING ON PLAIN GROUND)

Método CQC3

Una vez obtenidas las dimensiones finales para todos los modelos estructurales a partir del criterio de diseño del 100% y el 30%, se puede determinar la respuesta crítica empleando el método CQC3 que considera todos los posibles ángulos de incidencia del sismo.

La respuesta crítica a evaluar serán los desplazamientos de los últimos niveles de las edificaciones, los cuales representan los desplazamientos máximos.



Respuesta Crítica

Modelo : Step Back Building on Sloping Ground

Elemento ó Nodo :

Nodo D1

1.- Respuestas estructurales para el espectro S2 (Análisis Modal)

$$r_{1x} = 7.03 \text{ cm}$$

$$r_{1y} = 8.51 \text{ cm}$$

$$r_{1xy} = 1.080 \text{ cm}$$

2.- Respuestas estructurales para el espectro S3 (Análisis Modal)

$$r_{2x} = 9.43 \text{ cm}$$

$$r_{2y} = 11.43 \text{ cm}$$

$$r_{2xy} = 1.199 \text{ cm}$$

3.- Cálculo del ángulo crítico

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2(r_{2xy} - r_{1xy})}{(r_{1y}^2 - r_{1x}^2) - (r_{2y}^2 - r_{2x}^2)} \right\}$$

$$\theta_{cr} = -0.37^\circ$$

$$\theta_{cr} = -0.01 \text{ radianes}$$

4.- Cálculo de la respuesta crítica (Desplazamiento Crítico)

$$r(\theta) = \left\{ (r_{1x}^2 + r_{2y}^2) \cos^2 \theta + (r_{1y}^2 + r_{2x}^2) \sin^2 \theta + 2 \sin \theta \cos \theta [r_{1xy} - r_{2xy}] \right\}^{1/2}$$

$$r(\theta)_{cr} = 13.418 \text{ cm}$$



Respuesta Crítica

Modelo : Step Back Building on Sloping Ground

Elemento ó Nodo :

Nodo D1

1.- Respuestas estructurales para el espectro S2 (Análisis Modal)

$$r_{1x} = 1.65 \text{ cm}$$

$$r_{1y} = 2.12 \text{ cm}$$

$$r_{1xy} = 0.143 \text{ cm}$$

2.- Respuestas estructurales para el espectro S3 (Análisis Modal)

$$r_{2x} = 1.58 \text{ cm}$$

$$r_{2y} = 2.03 \text{ cm}$$

$$r_{2xy} = 0.137 \text{ cm}$$

3.- Cálculo del ángulo crítico

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2(r_{2xy} - r_{1xy})}{(r_{1y}^2 - r_{1x}^2) - (r_{2y}^2 - r_{2x}^2)} \right\}$$

$$\theta_{cr} = -2.47^\circ$$

$$\theta_{cr} = -0.04 \text{ radianes}$$

4.- Cálculo de la respuesta crítica (Desplazamiento Crítico)

$$r(\theta) = \left\{ (r_{1x}^2 + r_{2y}^2) \cos^2 \theta + (r_{1y} + r_{2x})^2 \sin^2 \theta + 2 \sin \theta \cos \theta [r_{1xy} - r_{2xy}] \right\}^{1/2}$$

$$r(\theta)_{cr} = 2.613 \text{ cm}$$



Respuesta Crítica

Modelo : Set Back Building on Plain Ground

Elemento ó Nodo :

Nodo A1

1.- Respuestas estructurales para el espectro S2 (Análisis Modal)

$$r_{1x} = 2.27 \text{ cm}$$

$$r_{1y} = 3.18 \text{ cm}$$

$$r_{1xy} = 0.136 \text{ cm}$$

2.- Respuestas estructurales para el espectro S3 (Análisis Modal)

$$r_{2x} = 2.48 \text{ cm}$$

$$r_{2y} = 3.16 \text{ cm}$$

$$r_{2xy} = 0.143 \text{ cm}$$

3.- Cálculo del ángulo crítico

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2(r_{2xy} - r_{1xy})}{(r_{1y}^2 - r_{1x}^2) - (r_{2y}^2 - r_{2x}^2)} \right\}$$

$$\theta_{cr} = 0.33^\circ$$

$$\theta_{cr} = 0.01 \text{ radianes}$$

4.- Cálculo de la respuesta crítica (Desplazamiento Crítico)

$$r(\theta) = \left\{ (r_{1x}^2 + r_{2y}^2) \cos^2 \theta + (r_{1y}^2 + r_{2x}^2) \sin^2 \theta + 2 \sin \theta \cos \theta [r_{1xy} - r_{2xy}] \right\}^{1/2}$$

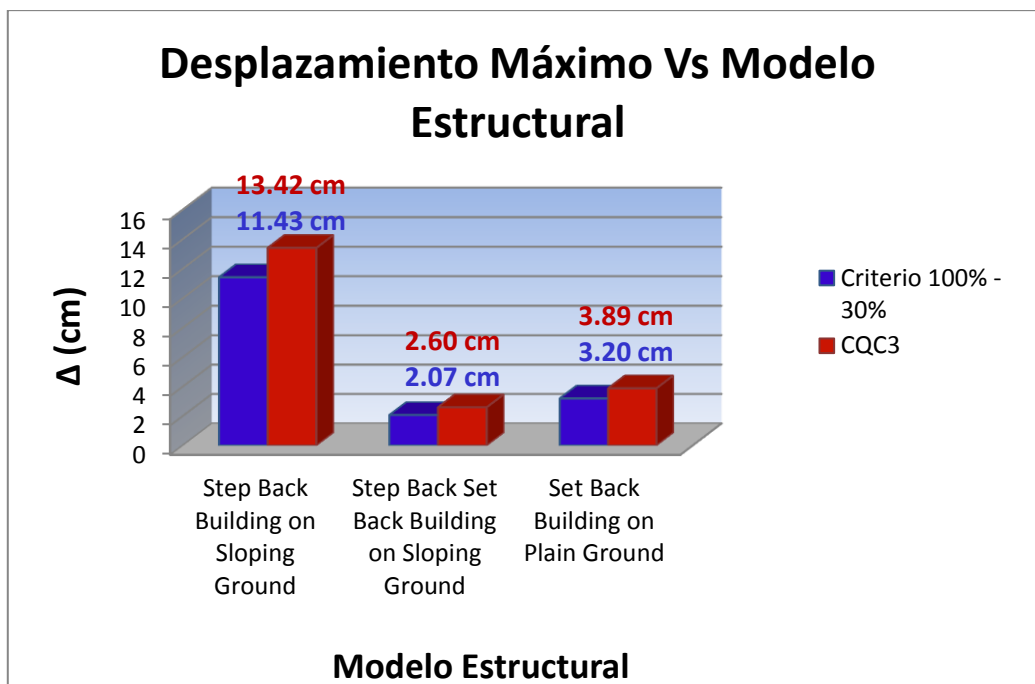
$$r(\theta)_{cr} = 3.889 \text{ cm}$$

Análisis de Resultados

Después de haber obtenido los resultados tanto del programa ETABS, como del método CQC3, se elaboró una comparación de distintos puntos para los diferentes modelos, obteniendo los siguientes gráficos:

GRÁFICO N° 1

Desplazamiento Máximo Vs Modelo Estructural



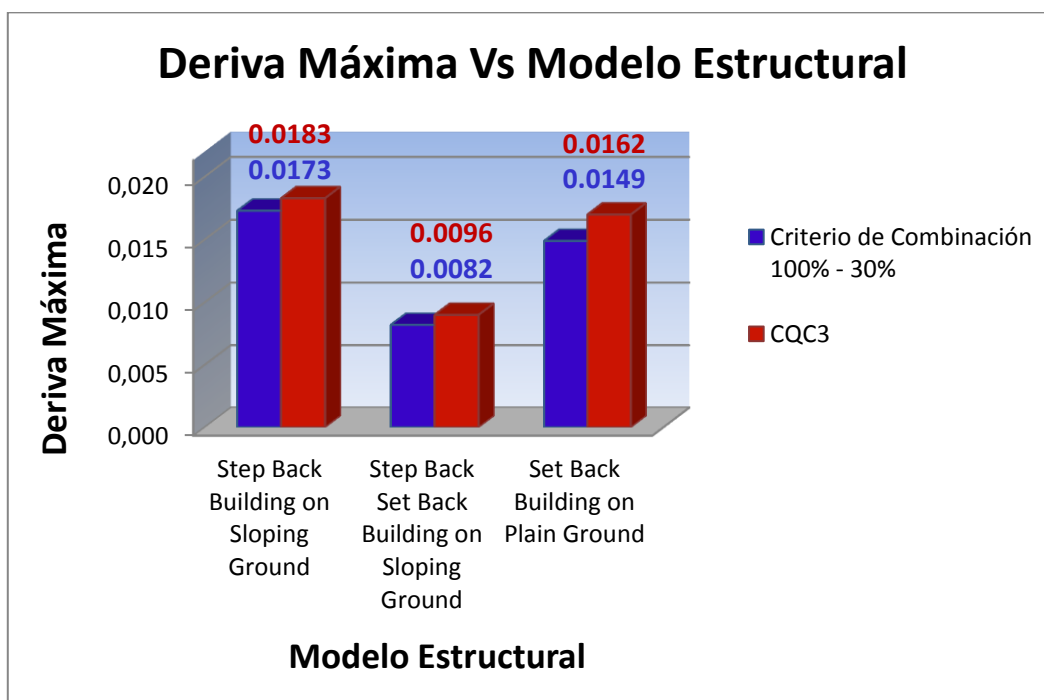
En el gráfico se observan dos resultados interesantes. En primer lugar los mayores desplazamientos ocurren en el modelo Step Back, lo cual no es de extrañar pues es el modelo con mayor altura medida desde el último nivel restringido hasta el techo, seguidamente se encuentra el modelo Set Back y con los menores desplazamientos el modelo Step Back Set Back.

Por otro lado se puede observar una diferencia apreciable entre los desplazamientos obtenidos a través del criterio de combinación del



100% - 30% con respecto al método CQC3, siendo siempre las respuestas obtenidas con éste último método mayores a las iniciales y con diferencias que van desde casi el 15% para el modelo Step Back, hasta poco más del 20% para el modelo Set Back.

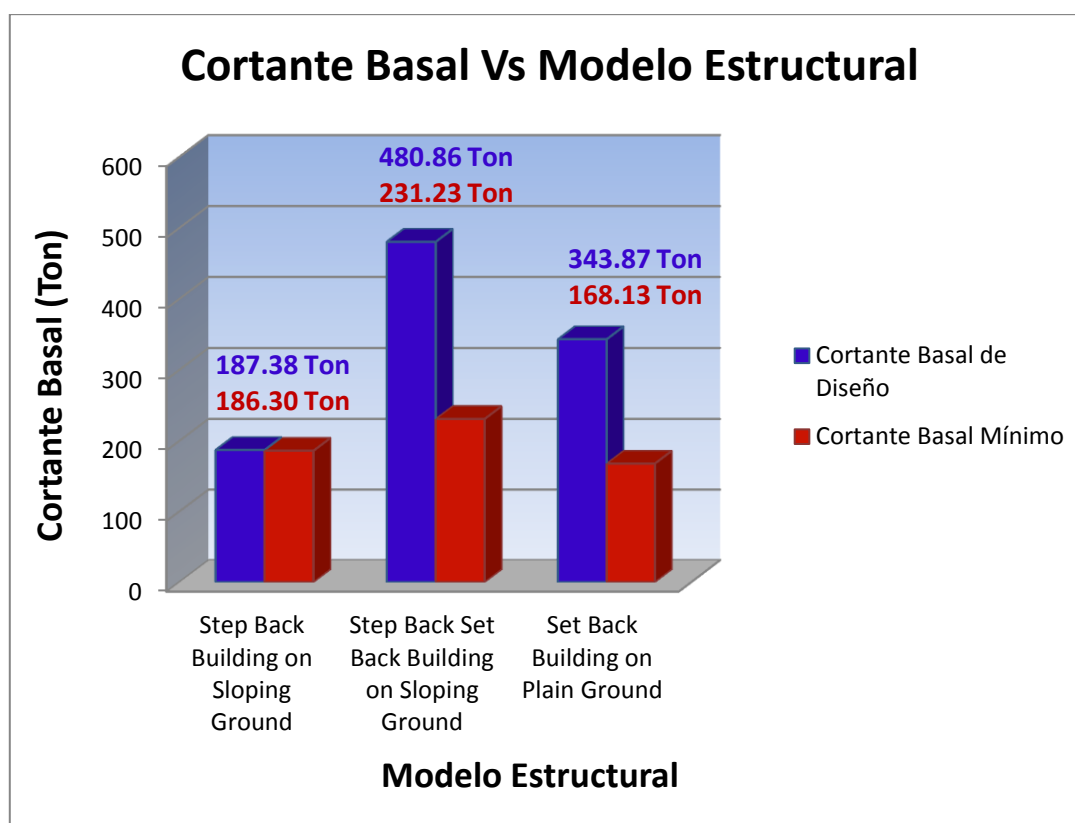
GRÁFICO N° 2
Derivas Máximas Vs. Modelo Estructural



En un comportamiento consistente, las derivas máximas para cada modelo estructural mantienen la misma tendencia que los desplazamientos, siendo el modelo que presenta los valores más altos el Step Back. Es importante señalar que para el método de combinación del 100% - 30% todos los modelos cumplen con los valores establecidos en la Norma COVENIN, que para estructuras pertenecientes al Grupo B2 y que son susceptibles a deformaciones es de 0.018, sin embargo éste valor límite no se cumple para el modelo Step Back cuando se determinan las derivas por

medio del método CQC3, lo que implica que la determinación de las respuestas estructurales con éste método nos permite observar que existe un incumplimiento en los valores normativos.

GRÁFICO N° 3
Cortante Basal Vs. Modelo Estructural

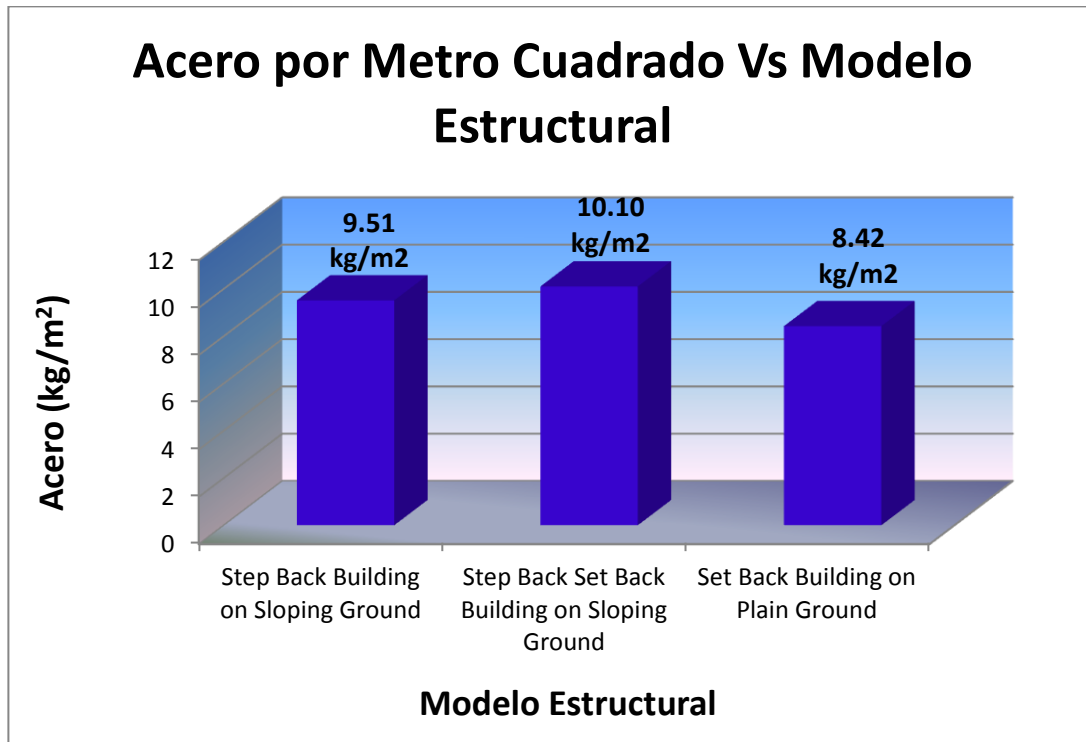


Observando el gráfico se destaca que a pesar de que el modelo Step Back es el más alto de todos, presenta el valor de Cortante Basal más bajo.

Comparando el modelo Step Back Set Back y el modelo Set Back, se puede apreciar que éste último que es un edificio apoyado en planicie presenta un cortante basal menor al apoyado en pendiente.

Adicionalmente todos los modelos cumplen con el cortante basal mínimo exigido por la Norma COVENIN 1756-2001.

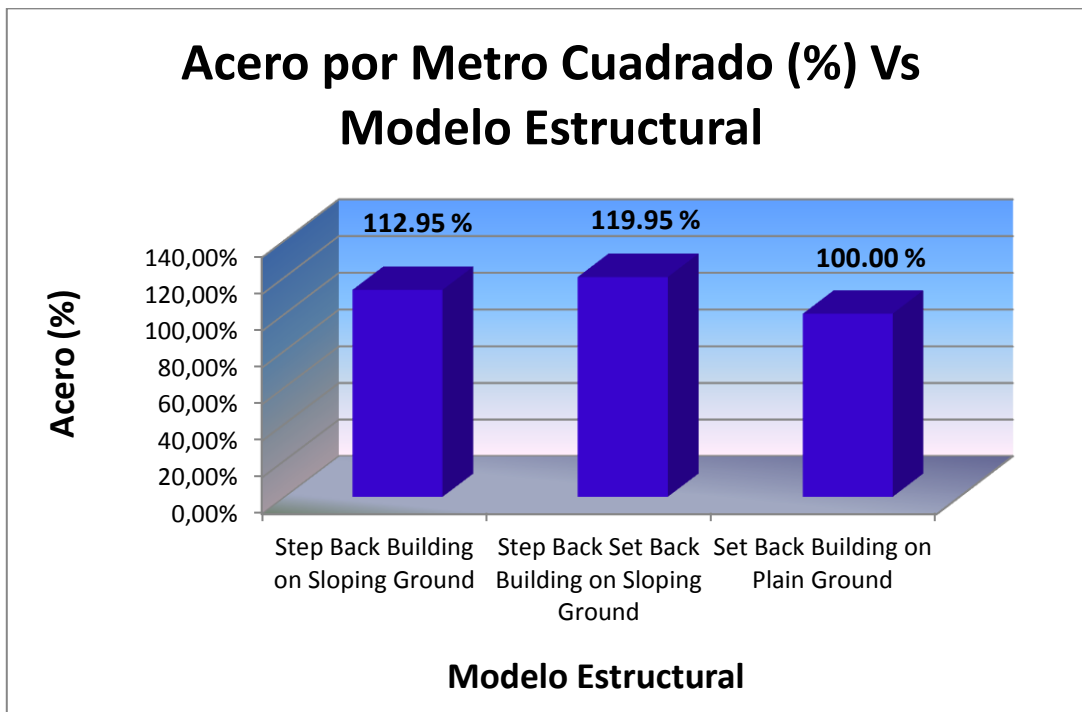
GRÁFICO N° 4
Acero por m² Vs. Modelo Estructural



Considerando los resultados, se tiene que el edificio Set Back apoyado en planicie, requiere la menor cantidad de acero de todas las edificaciones evaluadas, lo cual representa un comportamiento consistente y podría ser indicativo de que las edificaciones con configuraciones apoyadas en pendiente podrían ser más costosas.

Comparando el modelo Step Back y el modelo Step Back Set Back, ambos apoyados en pendiente se puede apreciar como este último requiere una mayor cantidad de acero por metro cuadrado, por lo que podemos decir que el mismo podría representar la opción menos óptima desde el punto de vista económico.

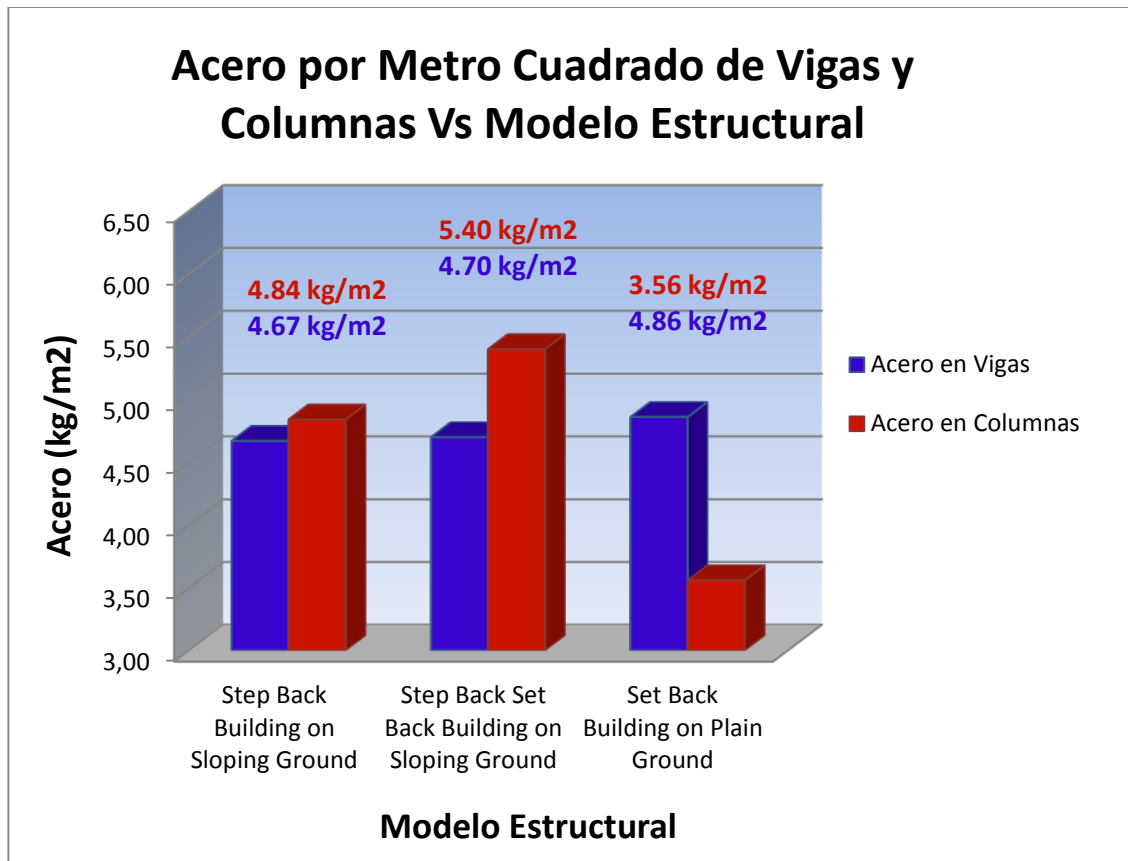
GRÁFICO N° 5
Acero por m² (%) Vs. Modelo Estructural



Examinando la gráfica y comparando los valores porcentuales de las cantidades de acero para cada configuración estructural, tomando como base el modelo Set Back el cual está apoyado en planicie, podemos observar como ambos modelos apoyados en pendiente poseen una diferencia significativa por encima del modelo apoyado en planicie, con valores de excedencia que van de 12.95 % para el modelo Step Back a 19.95 % para el modelo Step Back Set Back, por lo que se podría pensar que las estructuras apoyadas en pendiente constituyen un gasto mayor.

GRÁFICO N° 6

Acero por Metro Cuadrado de Vigas y Columnas Vs. Modelo Estructural

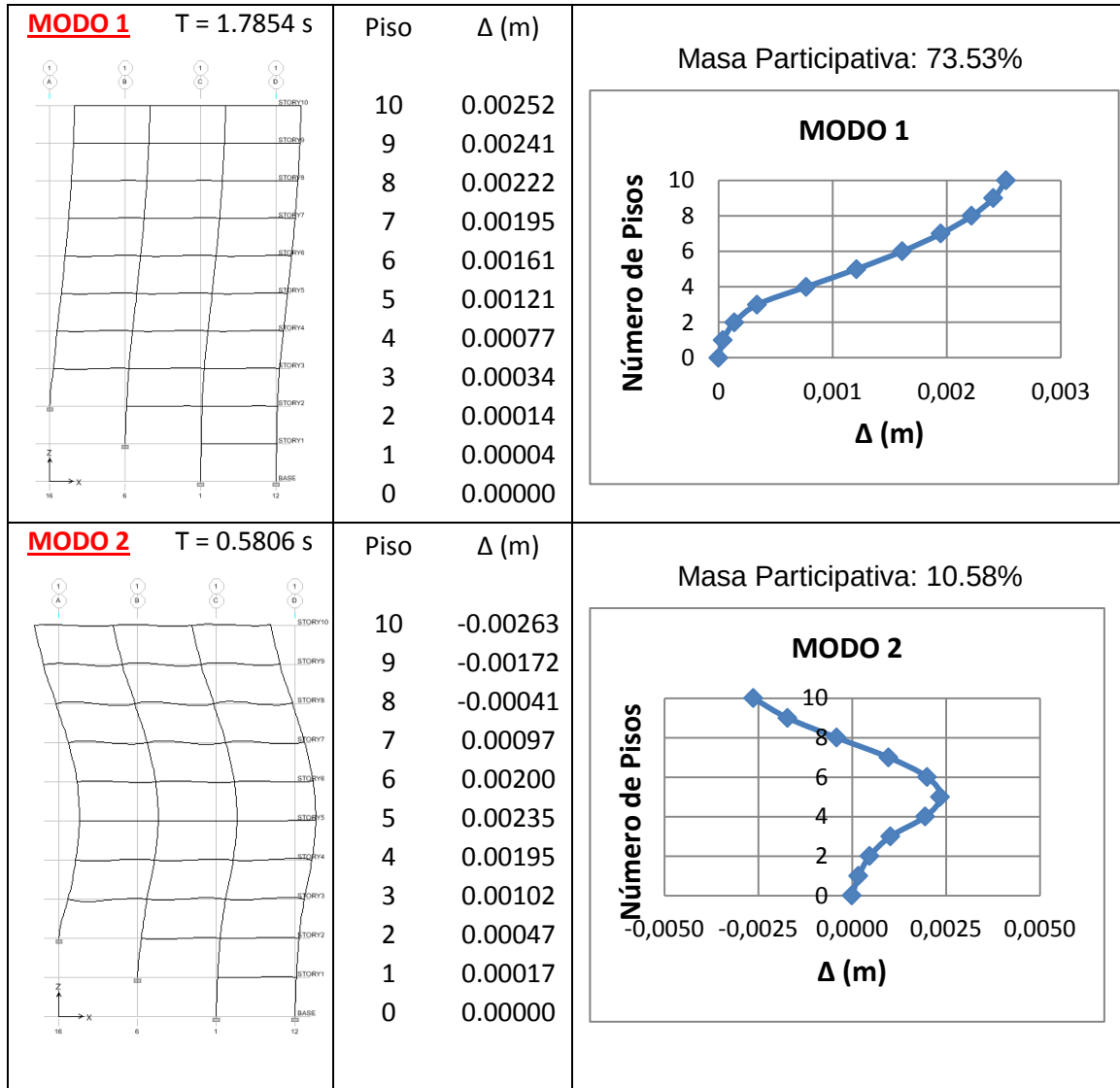


En el gráfico presentado se puede apreciar como existe un comportamiento un tanto consistente para las cantidades de acero en las vigas, siendo el modelo con los mayores requerimientos para éste tópico el modelo Set Back el cual está apoyado en planicie, sin embargo cuando se observan las cantidades de acero requerido en las columnas ambos modelos apoyados en pendiente superan con creces los requerimientos del modelo apoyado en planicie excediéndolo hasta por un 51.69 % para el modelo Step Back Set Back.



Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X

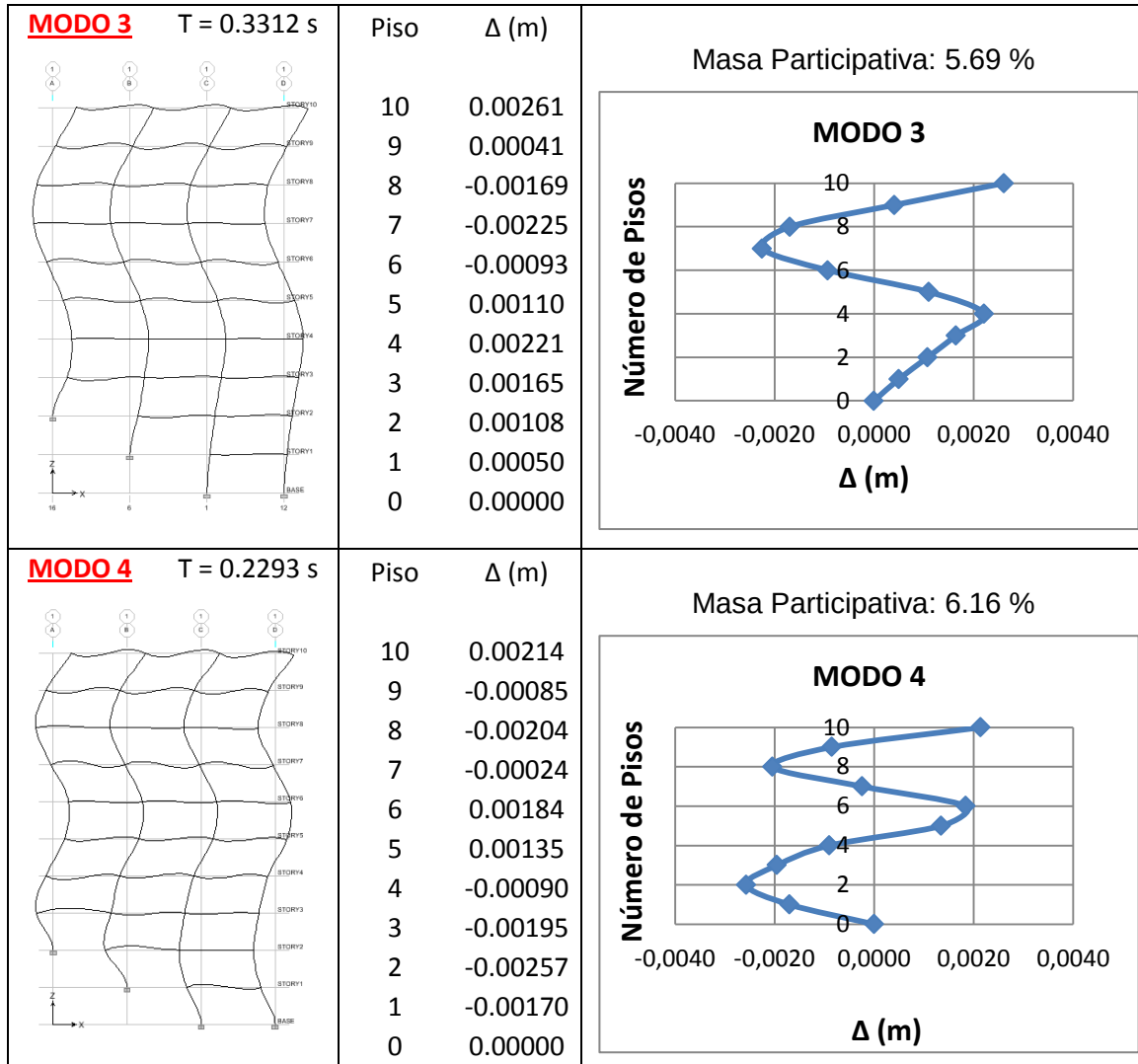
Modelo: Step Back Building on Sloping Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X

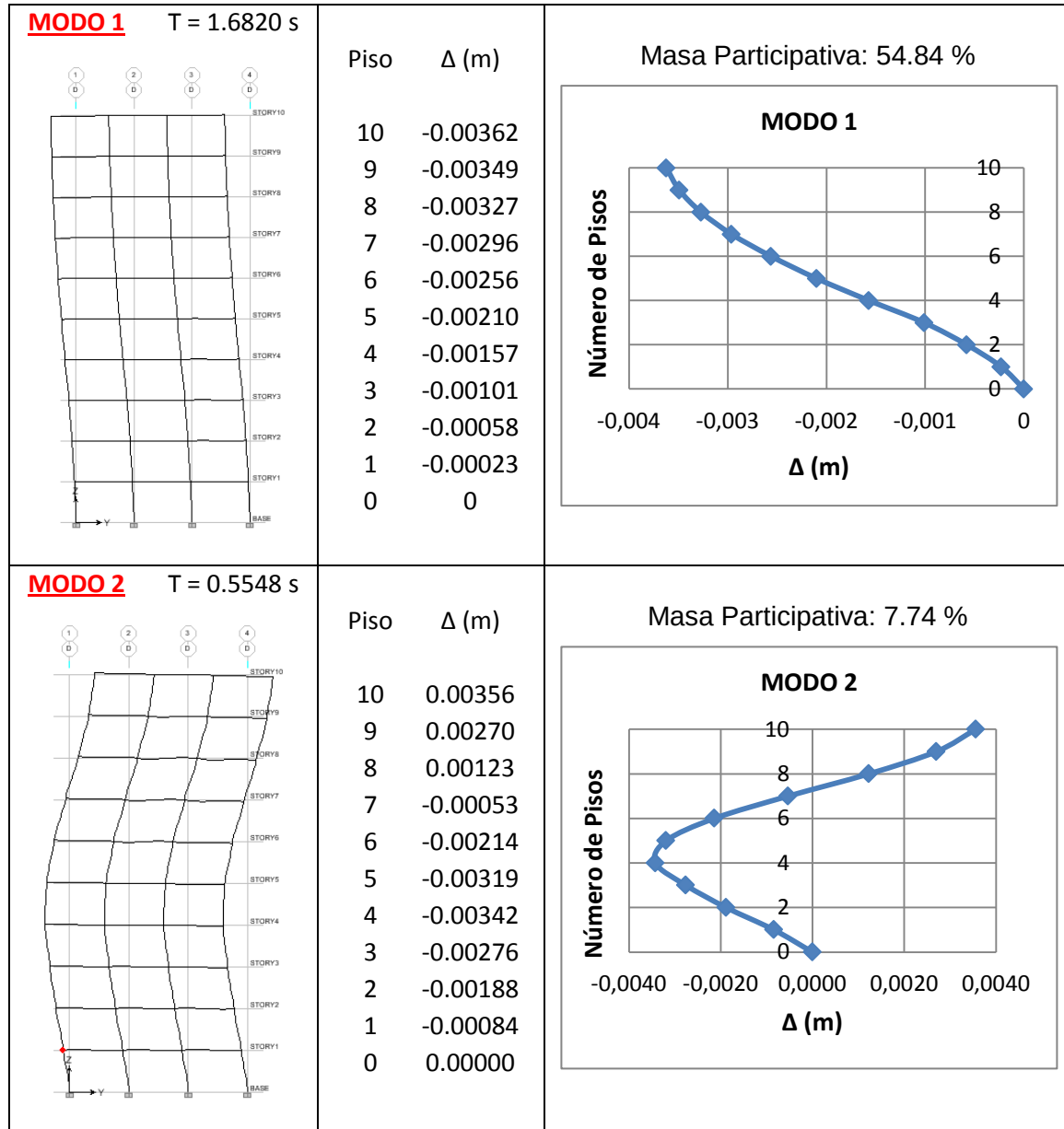
Modelo: Step Back Building on Sloping Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y

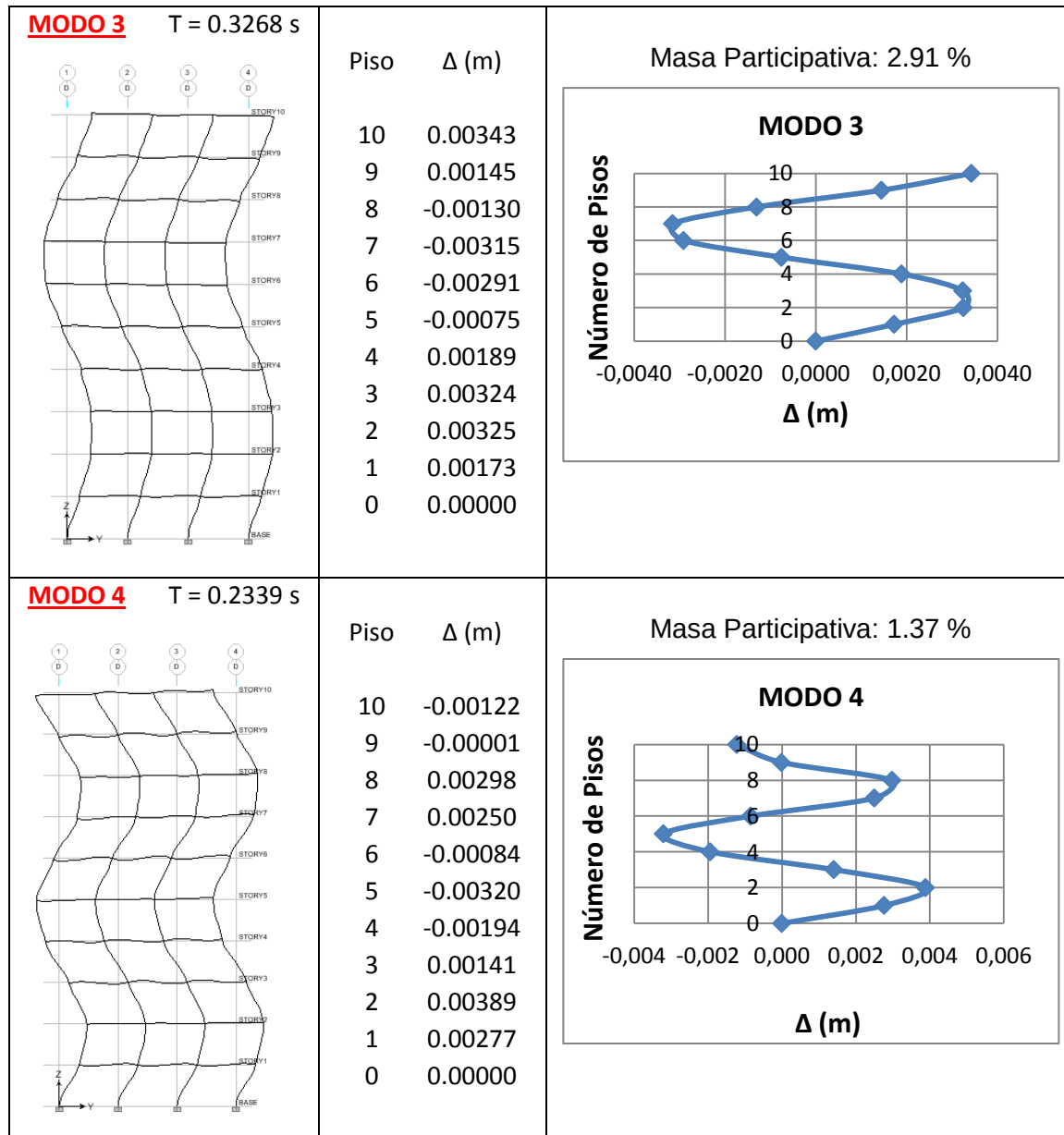
Modelo: Step Back Building on Sloping Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y

Modelo: Step Back Building on Sloping Ground

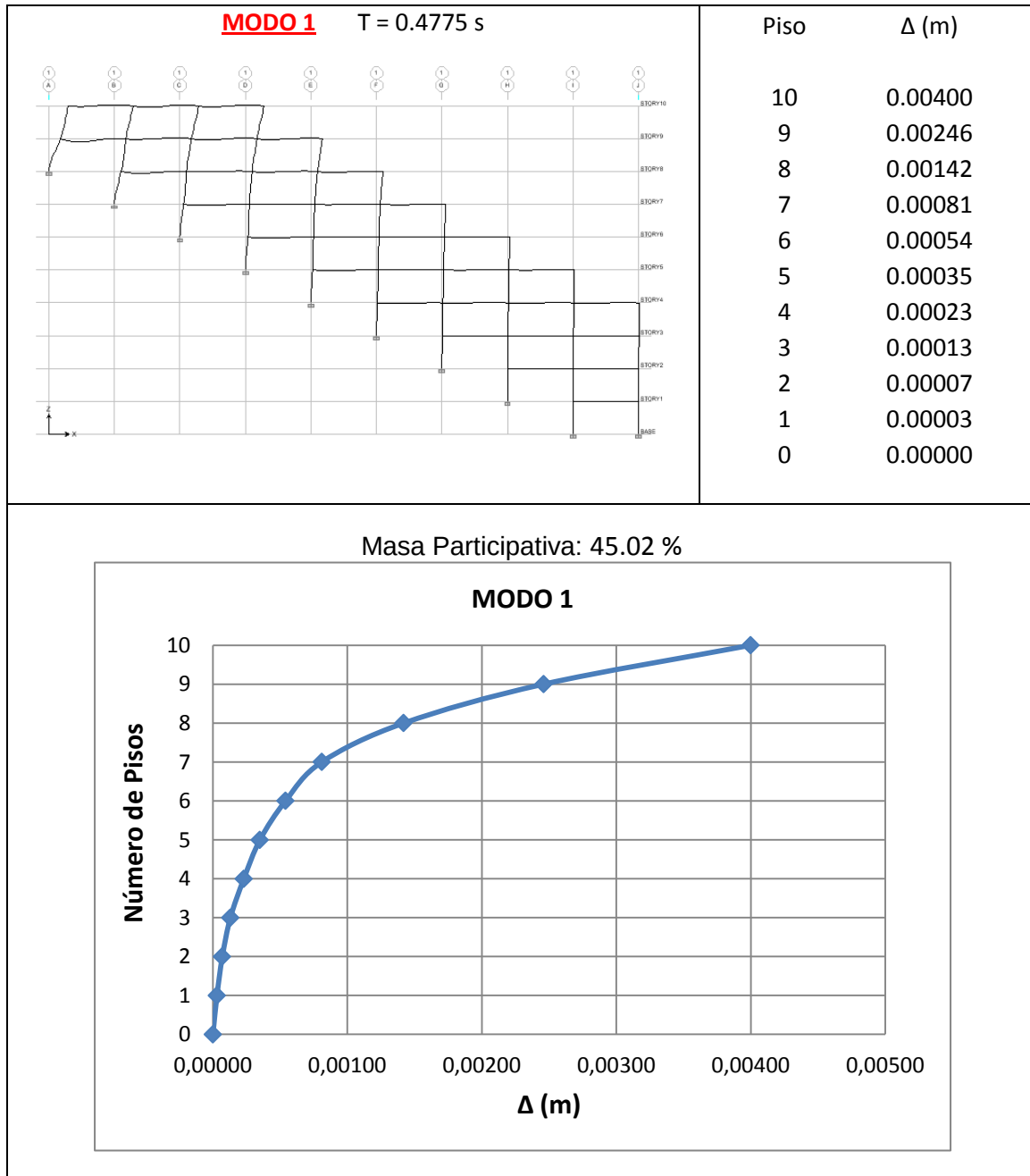


De acuerdo a los resultados obtenidos del modelo Step Back, aún siendo irregular sus formas modales en la dirección X e Y son consistentes con los modos de vibración, porque cortan el eje vertical el mismo número de



veces que el modo indica. Esto podría ser un indicativo que este comportamiento no pertenece sólo a estructuras regulares.

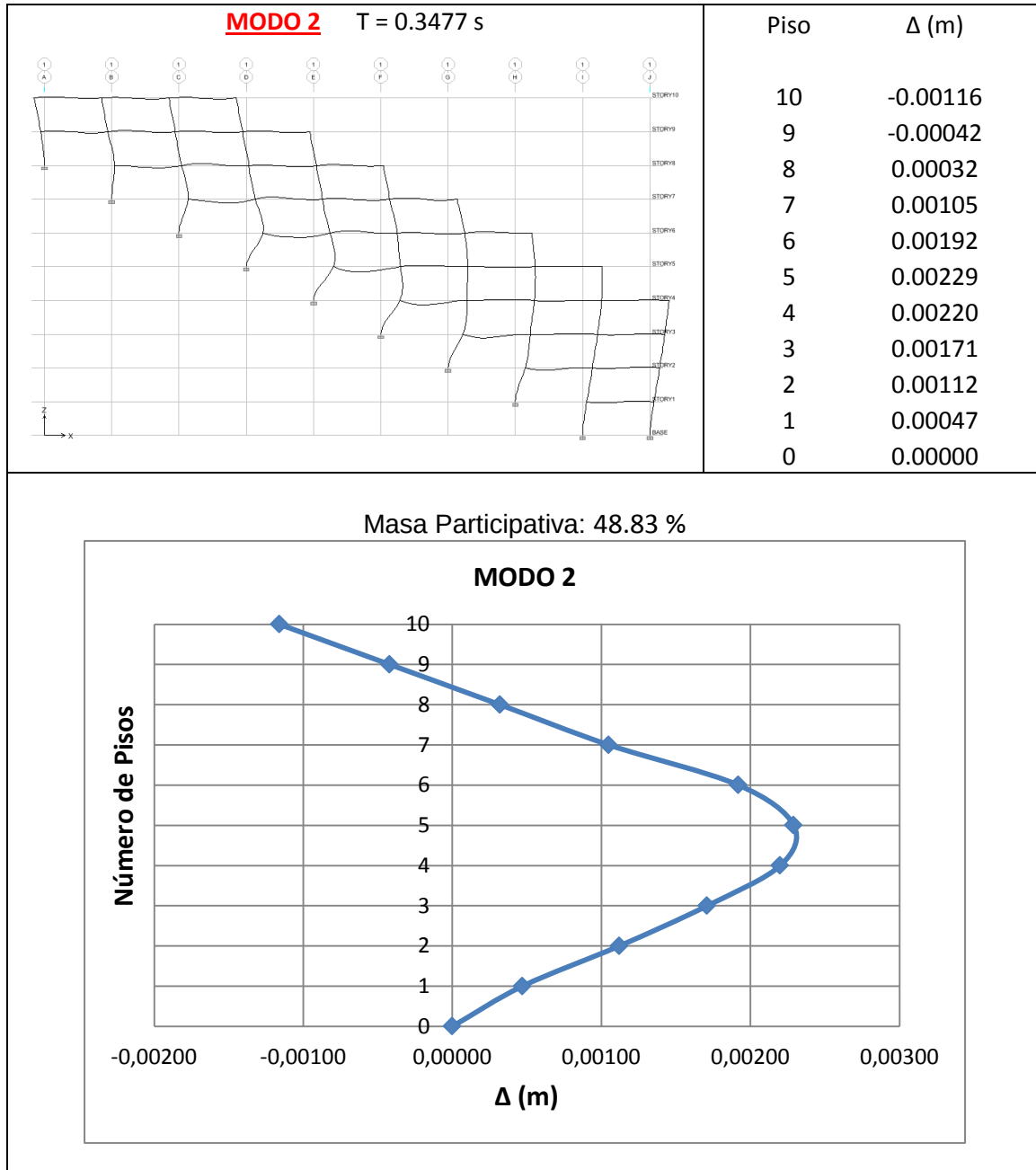
Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X Modelo: Step Back Set Back Building on Sloping Ground





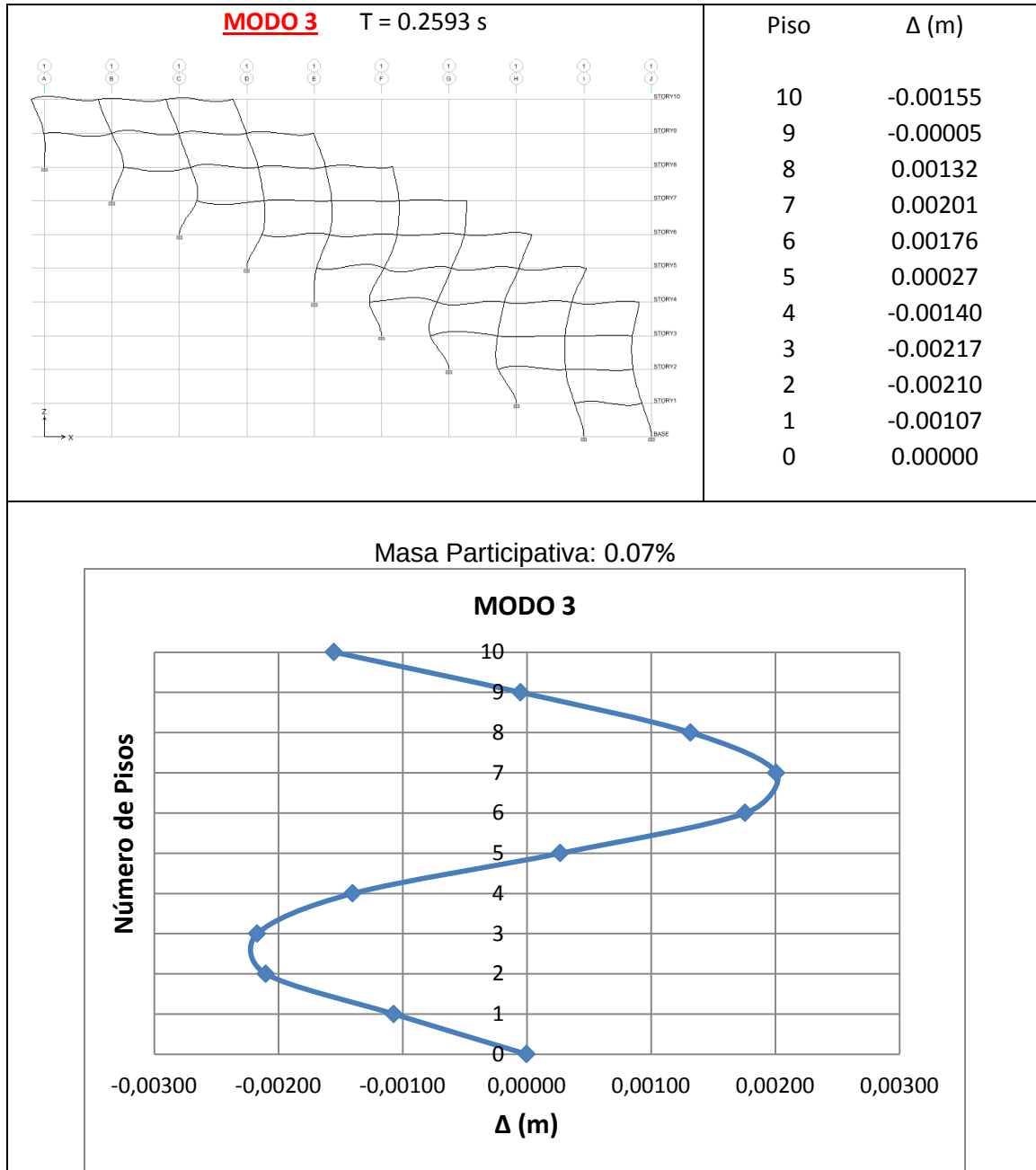
Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X

Modelo: Step Back Set Back Building on Sloping Ground



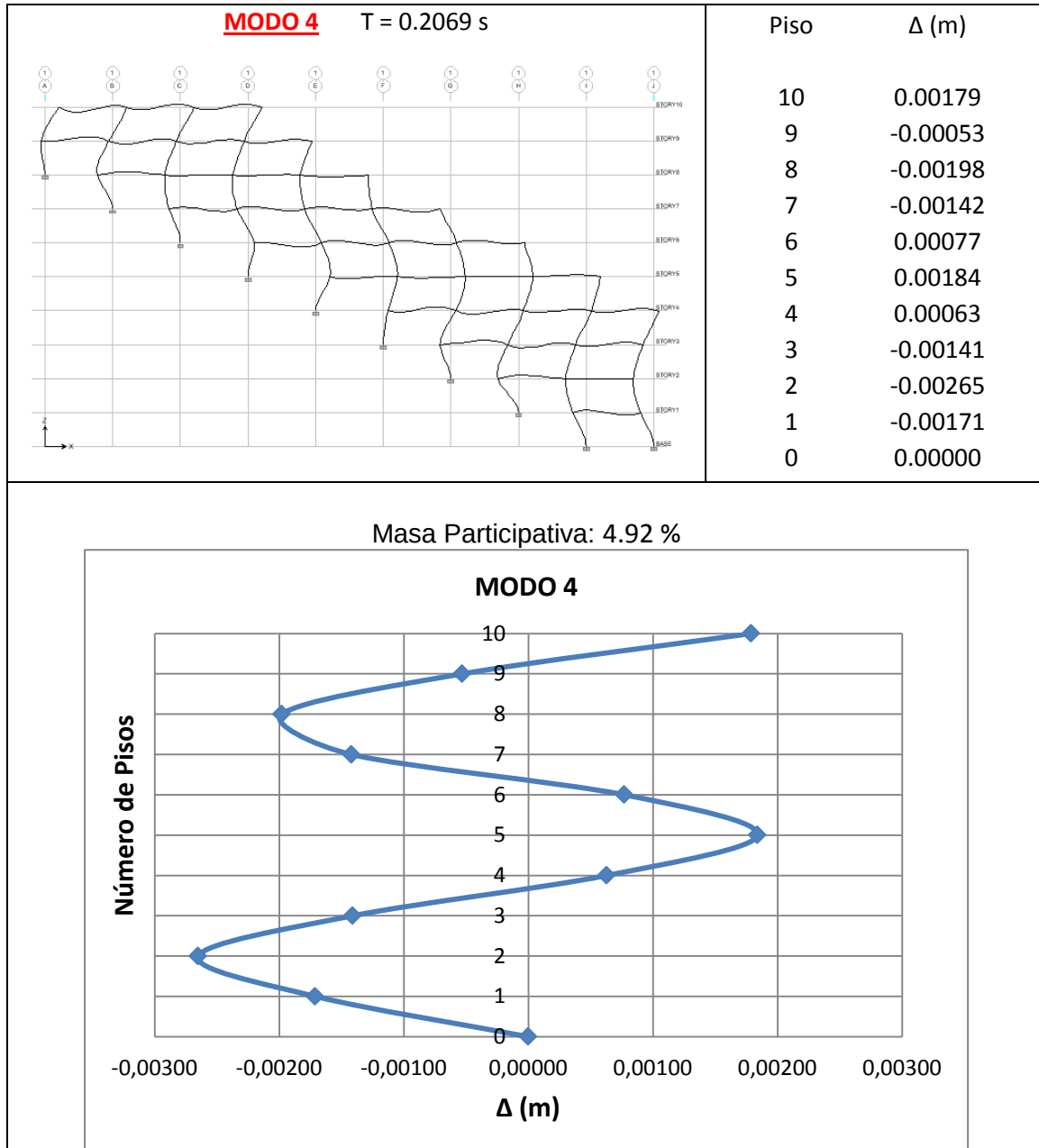


Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X
Modelo: Step Back Set Back Building on Sloping Ground



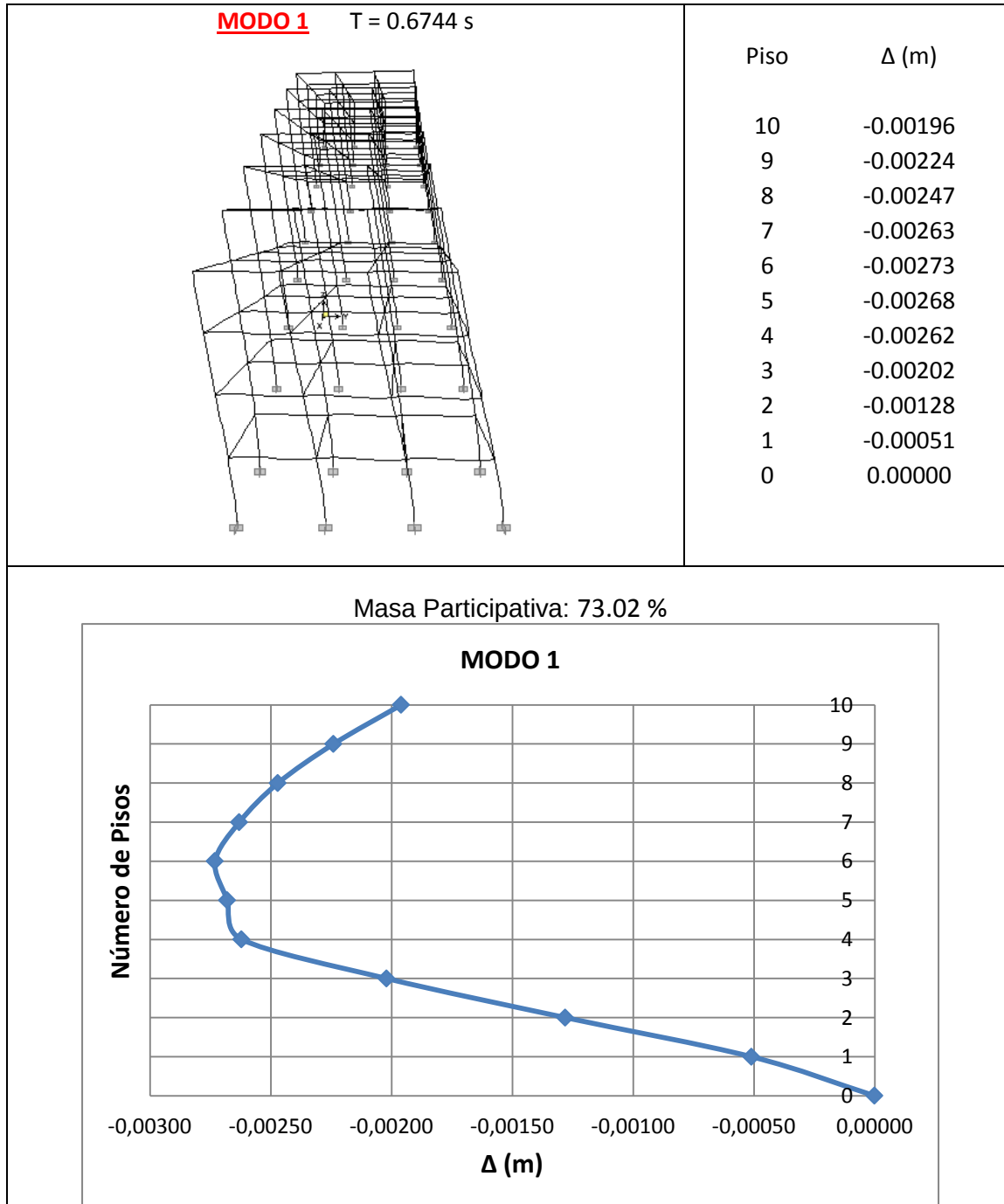


Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X
Modelo: Step Back Set Back Building on Sloping Ground





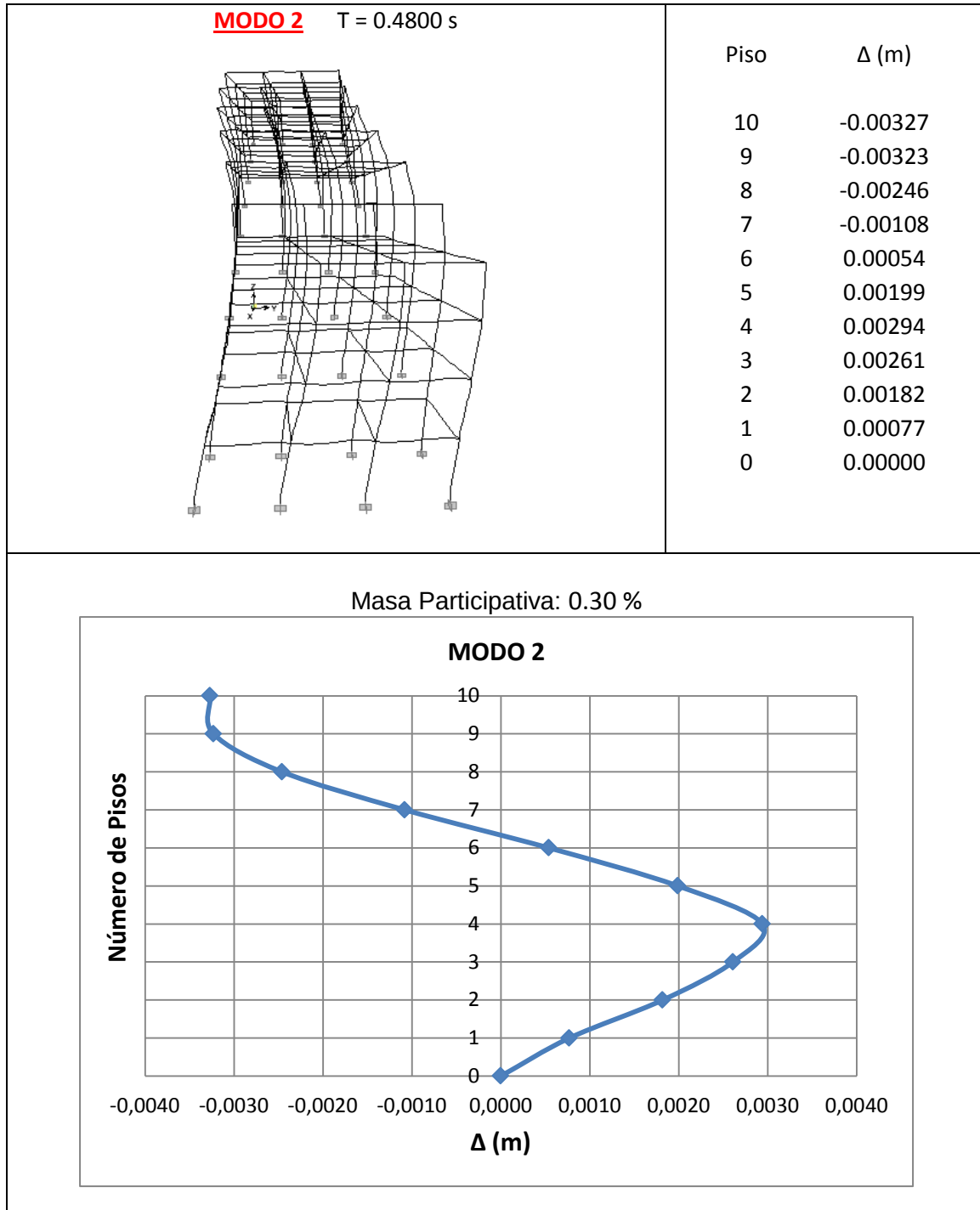
Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y
Modelo: Step Back Set Back Building on Sloping Ground





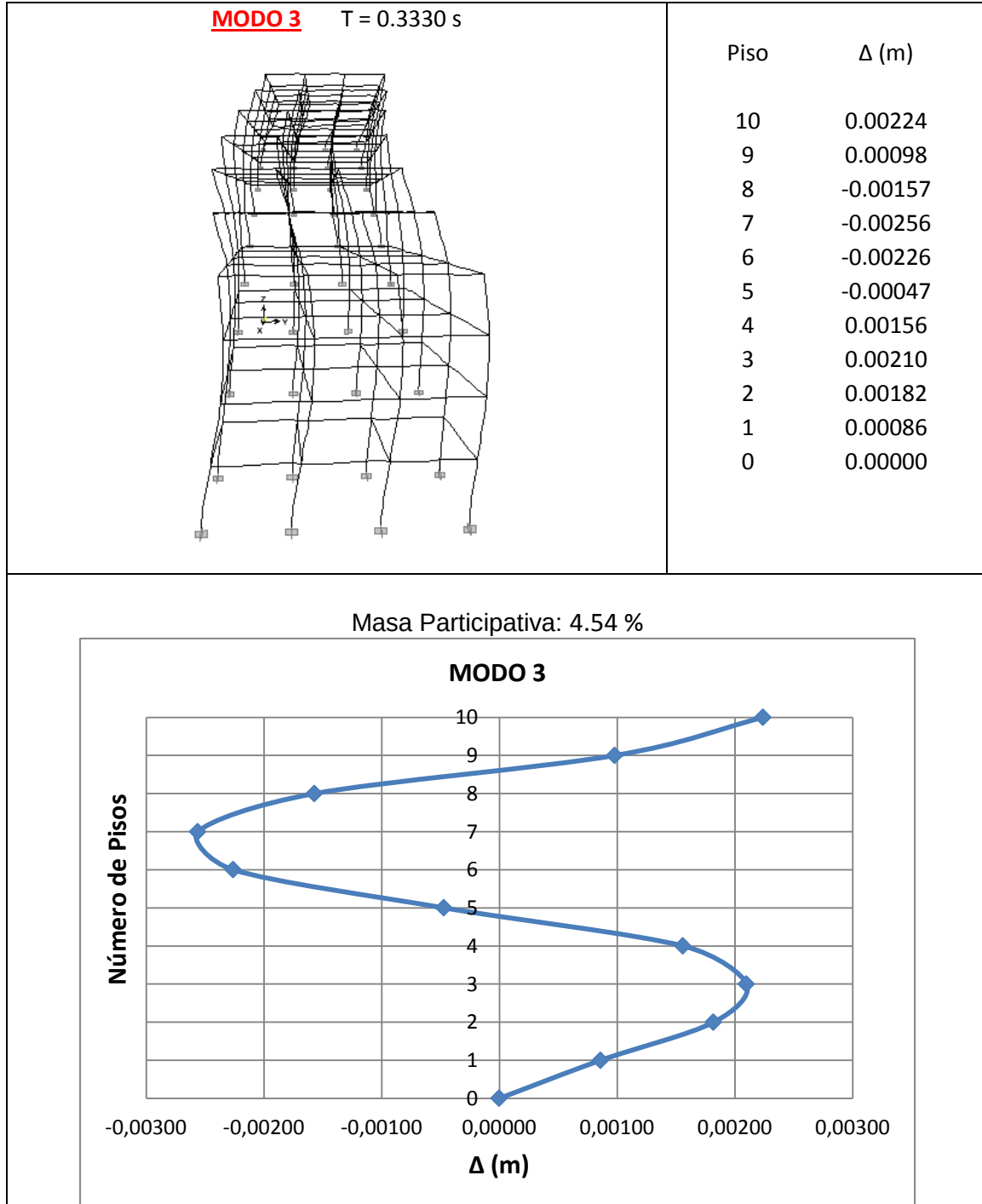
Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y

Modelo: Step Back Set Back Building on Sloping Ground



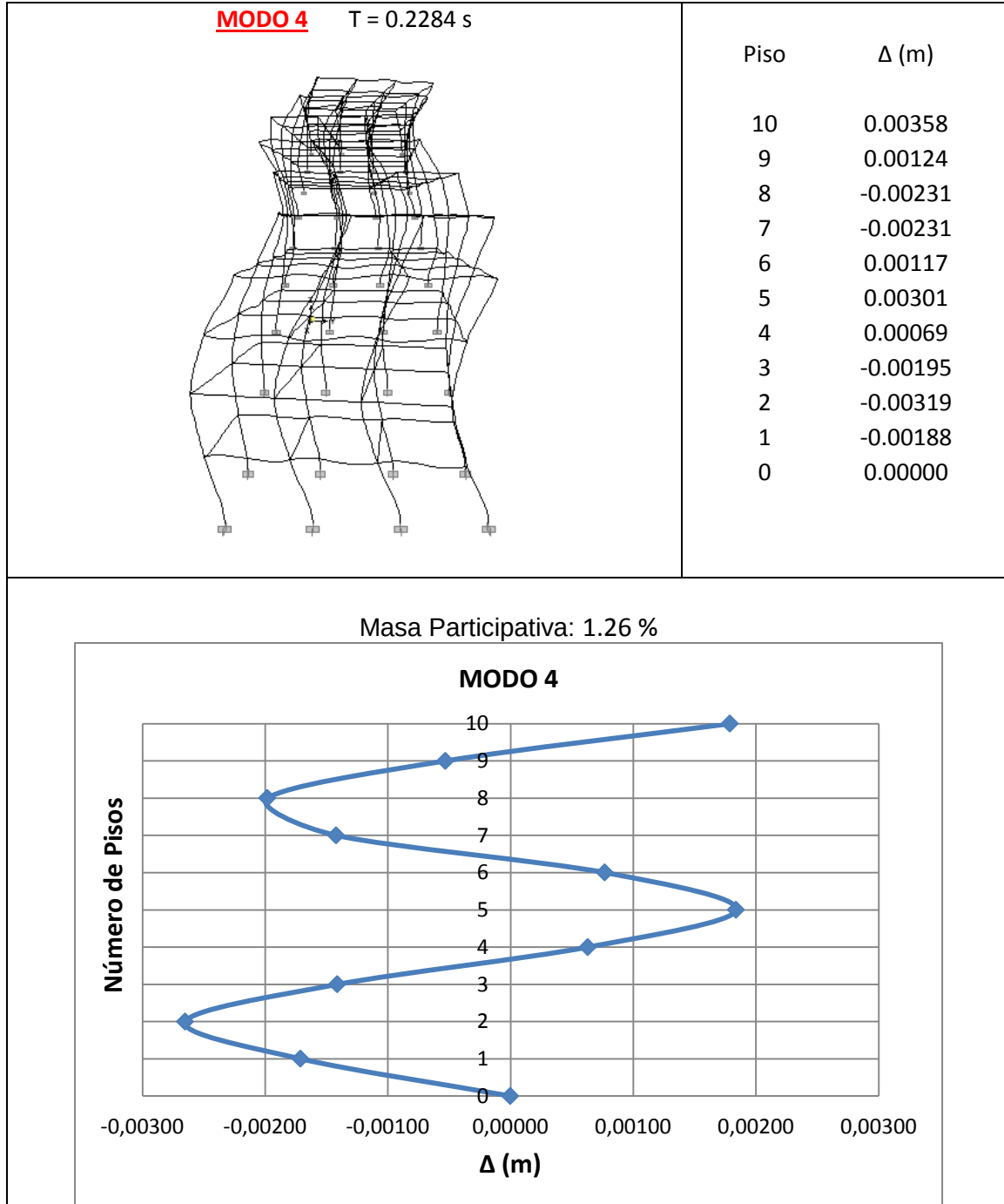


Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X
Modelo: Step Back Set Back Building on Sloping Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y
Modelo: Step Back Set Back Building on Sloping Ground





Al igual que para el modelo anterior, los resultados obtenidos en modelo Step Back Set Back son consistentes con los modos de vibración, cortando al eje el número de veces que los modos lo indican. Uno de los resultados más apreciables es que el modo con mayor masa participativa es el modo 1 en dirección Y con un 73.02%.

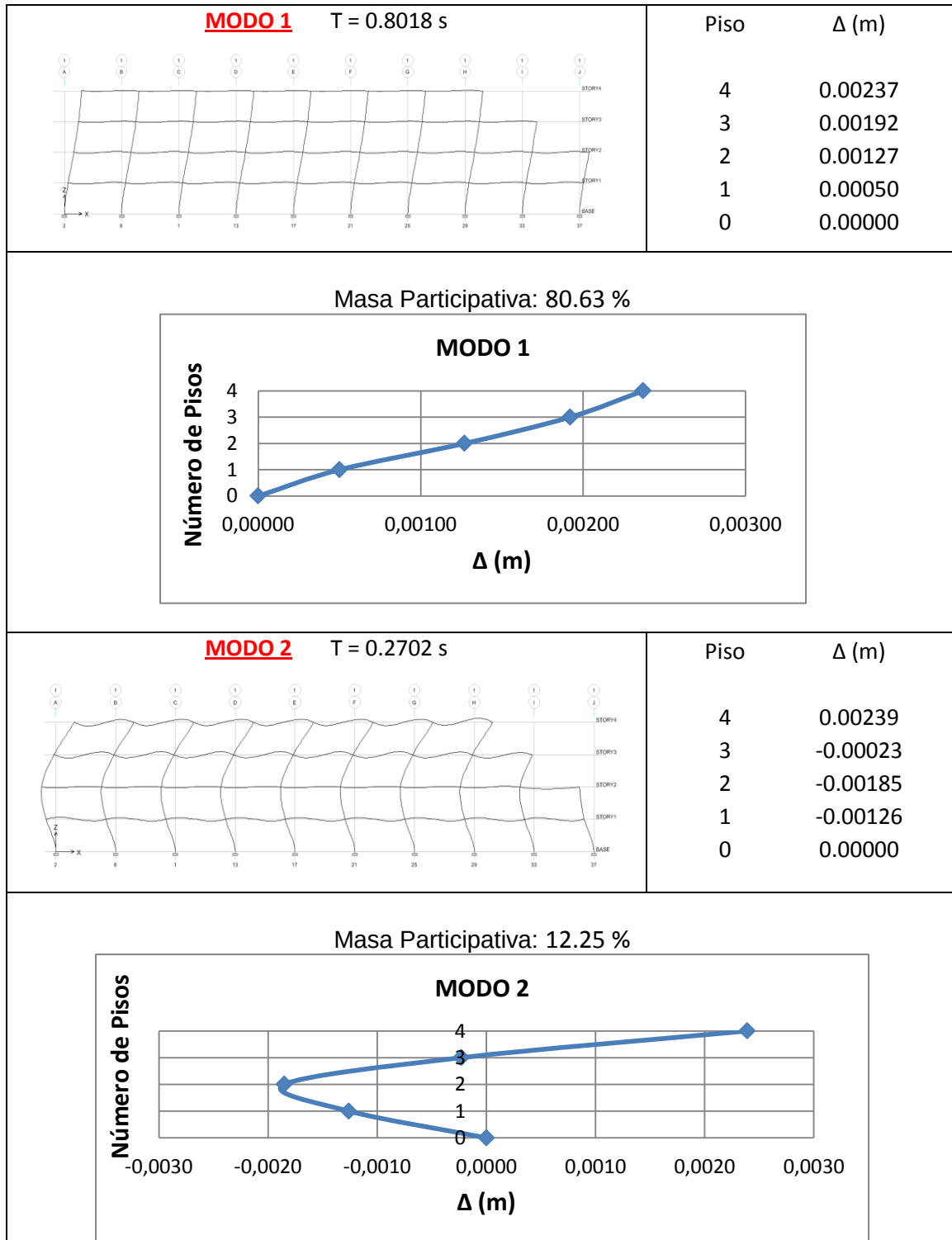
Por otro lado se puede observar como en el primer modo de vibración en sentido X, los desplazamientos de los pisos superiores son mucho mayores a los desplazamientos de los pisos inferiores, esto produce que las columnas inferiores del pórtico A tengan una acumulación de tensiones a corte, requiriendo así secciones más robustas para soportar dichas solicitaciones.

Finalmente se observa como para el modo 1 en dirección Y (Modo de vibración más largo), los desplazamientos de los niveles superiores e inferiores en dicha dirección se encuentran más restringidos obteniéndose los menores valores, mientras que para los pisos intermedios los desplazamientos son mayores, lo cual representa un comportamiento irregular de dicho modo de vibración.



Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X

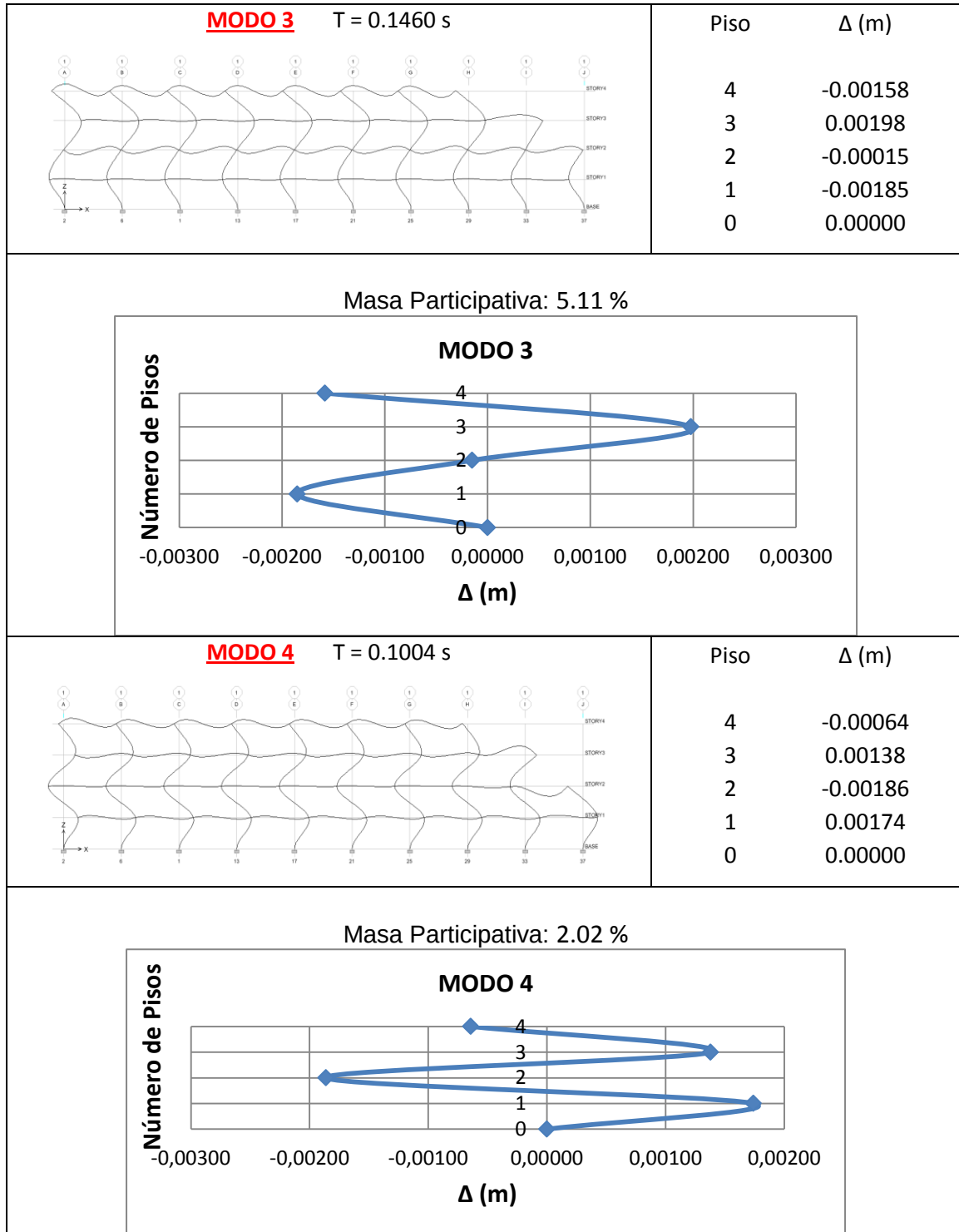
Modelo: Set Back Building on Plain Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección X

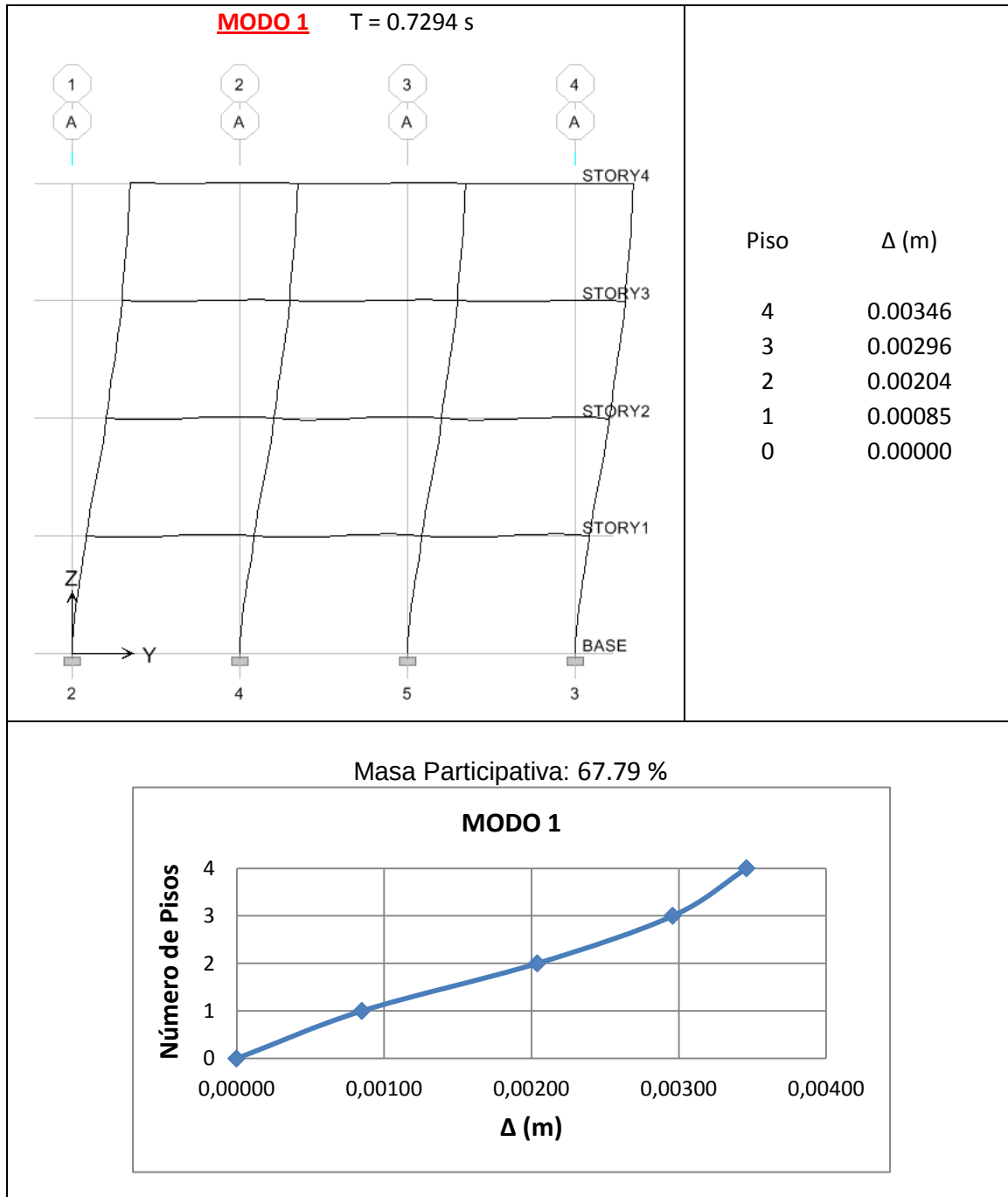
Modelo: Set Back Building on Plain Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y

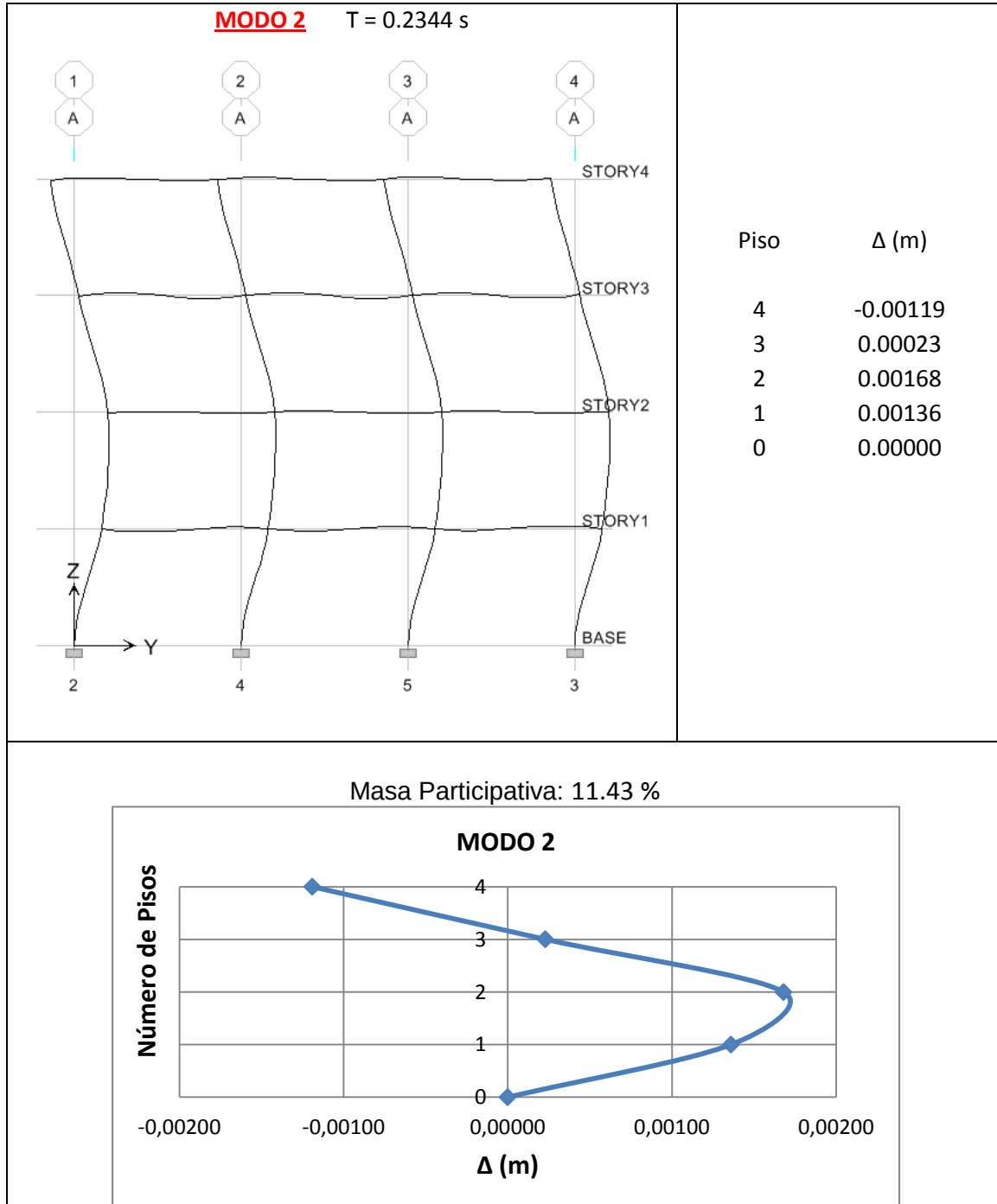
Modelo: Set Back Building on Plain Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y

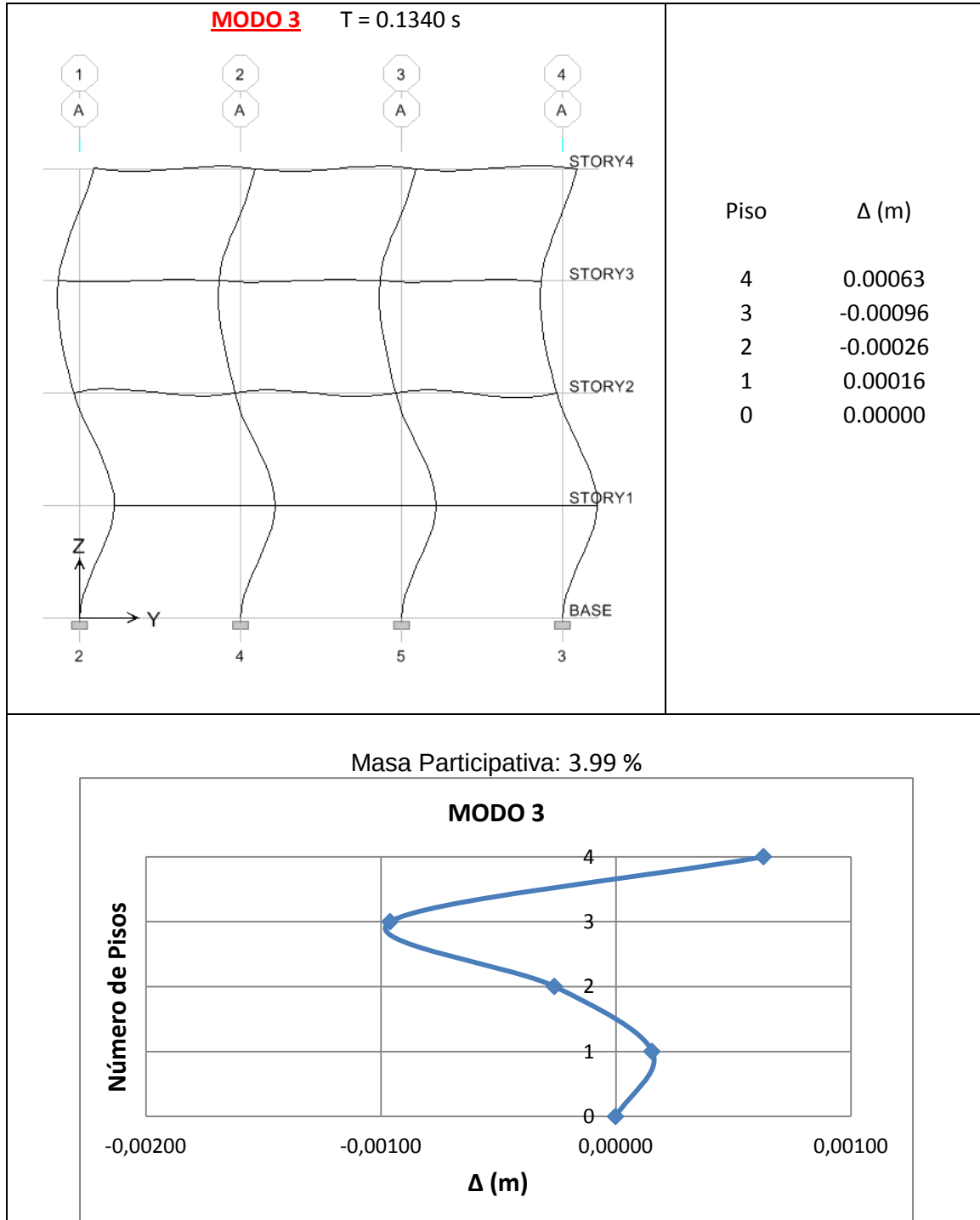
Modelo: Set Back Building on Plain Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y

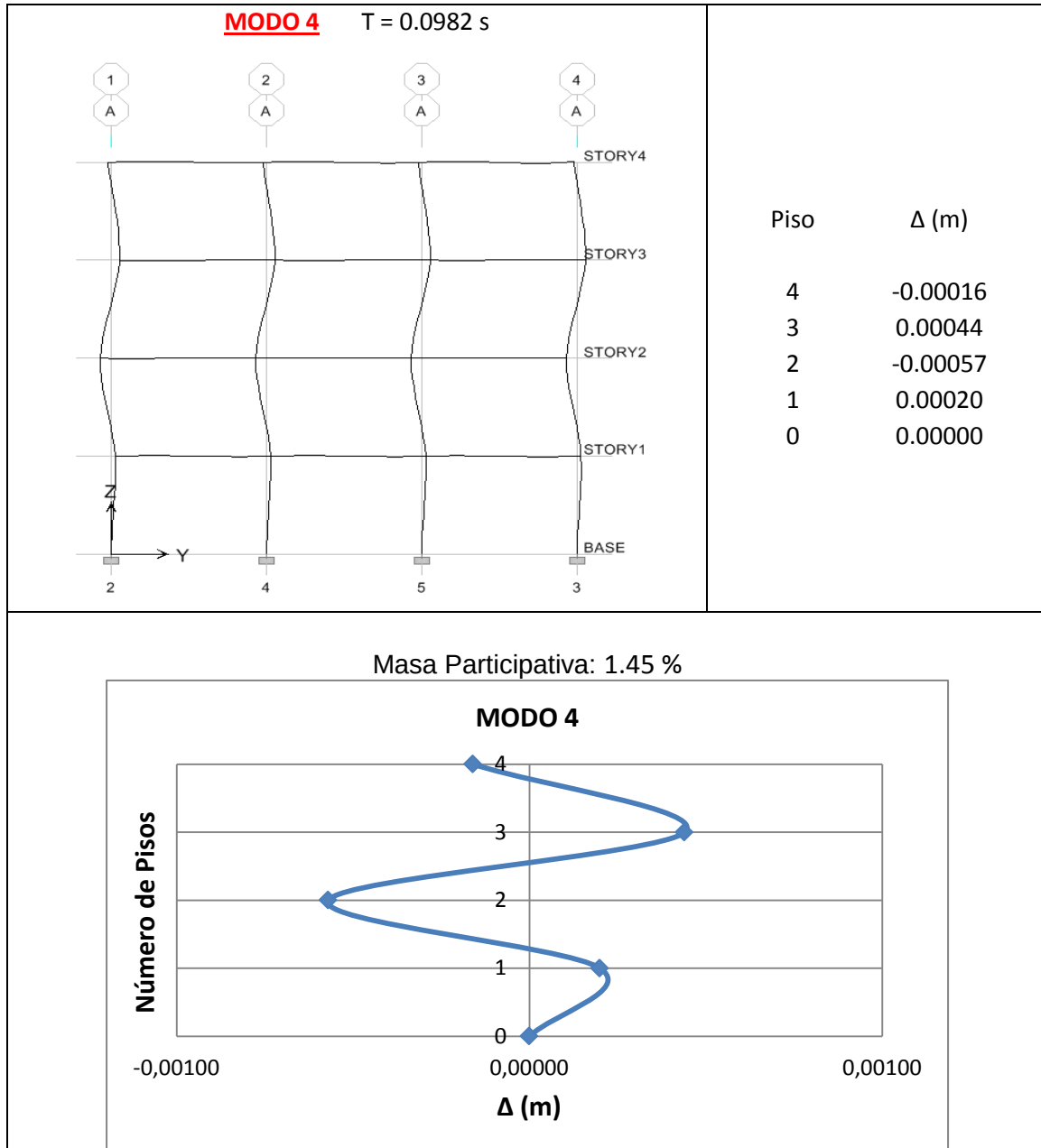
Modelo: Set Back Building on Plain Ground





Formas Modales de Desplazamiento en Dirección Y

Modelo: Set Back Building on Plain Ground



Finalmente tal y como se esperaba, el modelo Set Back apoyado en planicie, posee un comportamiento adecuado y regular en ambos sentidos de estudio, cortando al eje la cantidad de veces que los modos indican.



CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Las estructuras apoyadas en pendiente tienen una gran cantidad de irregulares tanto en planta como en elevación, como lo son las grandes excentricidades entre el centro de rigidez y el centro de cortante, además de la distribución irregular de las masas, esto produce que las mismas posean un riesgo torsional elevado y las hace más vulnerables ante un evento sísmico en comparación a estructuras apoyadas en planicie.
- Las tensiones de corte producidos en las estructuras apoyadas en pendiente, principalmente en las columnas inferiores del pórtico A, fueron considerablemente mayores a los obtenidos en las columnas de la estructura apoyada en planicie, por lo que se debieron usar elementos más robustos con cantidades de acero más elevadas. Éstos resultados podrían llevar a pensar que las estructuras apoyadas en pendiente pueden representar un costo más elevado en comparación con estructuras apoyadas en planicies.
- Para los modelos estructurales evaluados en la presente investigación se pudo verificar que el ángulo de incidencia crítico determinado a través del



método CQC3, no se encuentra paralelo a los ejes principales de las estructuras sino que por el contrario no coincide con ellos en ninguno de los casos, con variaciones que van de -2.47° a 0.33° .

- Las respuestas obtenidas empleando el criterio de combinación del 100% de la intensidad del sismo en un sentido y el 30% en el sentido ortogonal y paralelos ambos a los ejes principales de las estructuras, fueron subestimadas entre un 15% y un 20% en comparación con la respuesta crítica obtenida con el método CQC3, pudiéndose aseverar que éste último representa el método más óptimo.
- Finalmente es importante señalar que actualmente en Venezuela existen una gran cantidad de edificaciones apoyadas en pendiente que presentan características similares a las evaluadas en el presente estudio y que por sus configuraciones estructurales son más vulnerables ante eventos sísmicos, es por ello que es importante usar métodos de análisis que permitan aproximar de manera más exacta el comportamiento de dichas estructuras ante los factores de carga externo tal como es el caso del método CQC3, para así lograr diseños más seguros y óptimos.

Recomendaciones

- Se recomienda para estructuras con relación en planta de $b / h > 4$ tal y como es el caso de los modelos Step Back Set Back Building on Sloping Ground y Set Back Building on Plain Ground, dividir las en dos o más estructuras independientes con periodos de vibración similares, para garantizar un comportamiento regular de toda la edificación y evitar colisiones entre ellas.
- Para futuras investigaciones, evaluar los costos totales de edificaciones apoyadas en pendiente y edificaciones apoyadas en planicies, a fin de determinar cual configuración estructural representa la opción más óptima desde el punto de vista económico.



- A la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo, específicamente al Departamento de Ingeniería Estructural de la escuela de Ingeniería Civil se recomienda agregar al programa de estudios, materias donde se puedan impartir conocimientos acerca del comportamiento de sistemas estructurales dentro del contenido del análisis dinámico de estructuras a aquellos estudiantes interesados en la rama de Ingeniería Estructural, debido a la importancia del mismo en la evaluación de cualquier tipo de edificación y en pro de contribuir con el desarrollo intelectual de los futuros profesionales egresados de dicha casa de estudio.



BIBLIOGRAFÍAS

- Hernández Sampieri, R. (1991). *Metodología de la Investigación*. México: McGRAW-HILL
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural. Teoría y Cálculo*. Estados Unidos: Editorial Reverté, S.A.
- Chopra, A. (1989). *Dynamics of Structures*. Estados Unidos: PRENTICE HALL.
- Valdés González, J. y Ordaz Schroeder, M. (2008). Análisis de Efectos Sísmicos Ortogonales Horizontales en Terreno Blando. *Revista de Ingeniería Sísmica* N° 79.
- Birajdar, B y Nalawade, S. *Análisis Sísmico de Edificaciones Apoyadas en Pendiente*. Paper N°. 1472.
- Casadey, R. (2008). *Método CQC3. Cálculo de la Dirección más Desfavorable del Sismo en Edificio Irregular*. Barquisimeto: Clase práctica, Especialización en Ingeniería Estructural.
- Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS). (2012). Website: www.funvisis.gob.ve

ANÁLISIS DE EFECTOS SÍSMICOS ORTOGONALES HORIZONTALES EN TERRENO BLANDO

Jesús Valdés González ⁽¹⁾ y Mario Ordaz Schroeder ⁽²⁾

RESUMEN

En este artículo se estudia el problema que representa la combinación de los efectos sísmicos en las estructuras causados por la acción simultánea de los dos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo. Mediante el uso de la teoría de vibraciones aleatorias se desarrollan algunas expresiones analíticas que permiten combinar los efectos sísmicos causados por la acción de ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo con el propósito de estimar la máxima respuesta elástica, bi-direccional de la estructura. La principal hipótesis que se hace en el desarrollo de estas expresiones, se refiere a la representación del espectro de amplitudes de Fourier de ambos componentes del movimiento del suelo mediante funciones tipo delta de Dirac. Por medio del análisis elástico bi-direccional, paso a paso de distintos modelos estructurales, se verifica la precisión del planteamiento de combinación propuesto. El procedimiento desarrollado es aplicable exclusivamente al caso de suelo blando y considera explícitamente el ángulo de incidencia del temblor y el tipo de respuesta que se analiza (ortogonal o colineal).

ABSTRACT

This work studies the problem that represents the combination of the seismic effects on structures caused by the action of two horizontal orthogonal components of the ground motion. By using random vibrations some analytical expressions were developed to combine the two horizontal orthogonal seismic effects in order to estimate the elastic bi-directional peak response. The main hypothesis made in the development of these expressions was to represent the Fourier's spectrum for the two orthogonal components of the ground motion by a Dirac's delta. Through the fully bi-directional elastic "step by step" analysis of some structural models, it is verified the accuracy of the proposed method. The exposed procedure is exclusively applicable to soft soil. It considers explicitly the angle of earthquake incidence and the kind of response in terms of the direction of its components (orthogonal or collinear).

INTRODUCCIÓN

Durante la ocurrencia de un temblor, las estructuras se ven sometidas a un campo complejo del movimiento del suelo. Sin embargo, en la práctica es común analizarlas, únicamente, bajo la acción de dos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo. En algunos casos (regiones cerca del epicentro del temblor, por ejemplo) se incluye un tercer componente ortogonal, el cual actúa en la dirección vertical.

Artículo recibido el 14 de noviembre de 2007 y aprobado para su publicación el 20 de noviembre de 2008. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación

⁽¹⁾ Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México, Cerro de Coatepec S/N, Ciudad Universitaria, Toluca, México, CP. 50130, jvaldes@uaemex.mx.

⁽²⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F. 04510, mors@pumas.iingen.unam.mx

Cuando el análisis de la estructura se lleva a cabo mediante técnicas espectrales, la mayoría de los códigos recomiendan analizar la estructura en forma independiente en dos direcciones ortogonales para obtener las máximas respuestas unidireccionales que interesen (máximas respuestas unidireccionales). Bajo este criterio, el principal problema es cómo combinar las máximas respuestas unidireccionales ($R_{x\ max}$ y $R_{y\ max}$ en la figura 1) para estimar la máxima respuesta bi-direccional ($R_{xy\ max}$ en la figura 1).

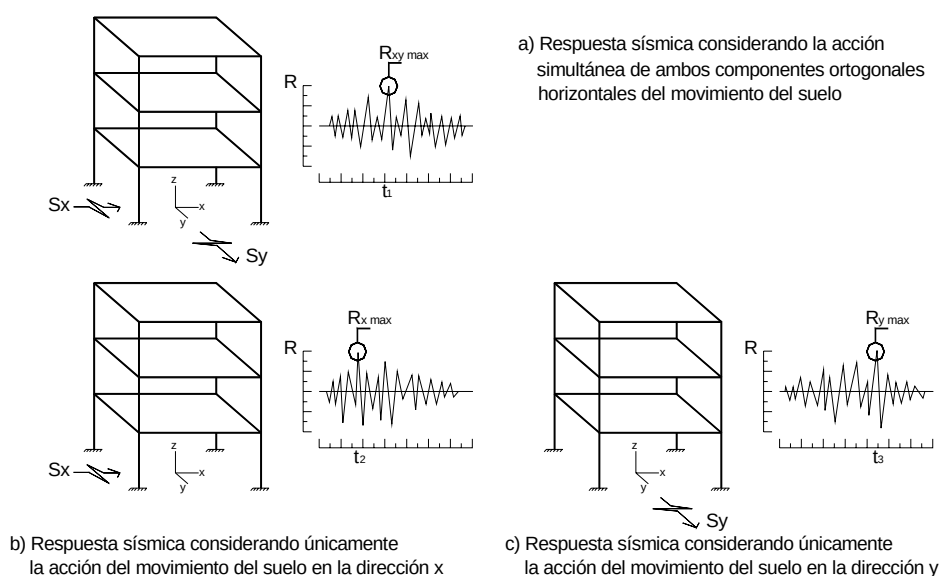


Figura 1. Respuesta sísmica unidireccional y bi-direccional

Los códigos de diseño especifican diferentes procedimientos para estimar la máxima respuesta bi-direccional a partir de la combinación de las máximas respuestas unidireccionales calculadas mediante métodos espectrales. Los de mayor uso son las reglas de combinación de porcentajes α . En estos métodos, la máxima respuesta bi-direccional se estima combinando los efectos del 100% de la máxima respuesta causada por la acción del sismo en una dirección (respuesta unidireccional), y α veces la máxima respuesta causada por la acción del sismo en la dirección ortogonal.

Rosenblueth y Contreras (1977) propusieron un valor de $\alpha=30\%$, valor que ha sido adoptado por distintos códigos de diseño (NEHRP, 1997; COVENIN, 1998; Caltrans, 1990; RDF, 1993). Por su parte, Newmark (1975) propuso un valor de $\alpha=40\%$, el cual fue adoptado por otros códigos o especificaciones de diseño (ASCE, 1986; Nutt, 1996). Adicionalmente, algunos códigos especifican una tercer regla, la cual estima la máxima respuesta bi-direccional como la raíz cuadrada de la suma de las máximas respuestas unidireccionales elevadas al cuadrado (SRSS) (ASCE, 1986; ICBO, 1997).

Con base en el trabajo de Smeby y Der Kiureghian (1985), Menun y Der Kiureghian (1998) propusieron una regla de combinación modal para sistemas elásticos (regla CQC3), la cual toma en cuenta explícitamente la correlación entre las respuestas modales y la correlación entre los componentes horizontales del movimiento del suelo. La ecuación que proporciona esta regla para estimar la respuesta es función del ángulo de incidencia del temblor. López y Torres (1997) desarrollaron una ecuación que permite obtener el ángulo de incidencia que produce la máxima respuesta, al utilizar esta regla.

López, Chopra y Hernández (2000) desarrollaron una fórmula para calcular la respuesta crítica, la cual no requiere de la evaluación explícita del ángulo crítico en la regla original CQC3. Esta fórmula depende de la relación entre las formas de los espectros, de la relación entre los componentes de la respuesta y de la correlación entre los componentes de la respuesta causados por la acción de los componentes ortogonales del movimiento del suelo. Para los propósitos de este trabajo, esta fórmula simplificada será referida como regla CQC3.

Ninguna de las reglas de combinación mencionadas (α , SRSS y CQC3) considera el tipo de respuesta que se analiza en relación a la dirección de sus componentes (colineal u ortogonal), ni las condiciones del tipo de suelo. Algunos estudios (Heredia-Zavoni y Machicao-Barrionuevo, 2004; Valdés, 1999) han demostrado la relevancia de estas variables en la respuesta sísmica de las estructuras. Heredia-Zavoni y Machicao-Barrionuevo (2004) analizaron el efecto de los componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo en la respuesta elástica de sistemas con torsión, rígidos y flexibles, en dos tipos de suelo (duro y blando). En este estudio se demostró que la respuesta bi-direccional era diferente en función de las propiedades dinámicas del sistema, así como de las condiciones del suelo. También examinaron las reglas de combinación de porcentajes y encontraron que en algunos casos dichas reglas pueden sobrestimar las fuerzas de diseño y en otros subestimarlas.

Por su parte, Reyes-Salazar *et al.* (2004) evaluaron las reglas SRSS y la de combinación de porcentajes ($\alpha=30\%$) a partir del análisis elástico e inelástico de cuatro marcos tridimensionales de acero resistentes a momento, sometidos a la acción simultánea de ambos componentes ortogonales horizontales de distintos registros sísmicos. Analizaron diferentes tipos de respuesta como la fuerza cortante basal (ortogonal) y la carga axial en columnas interiores, exteriores y de esquina (colineal). Los resultados mostraron que ambas reglas pueden subestimar el efecto combinado de ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo. Las mayores subestimaciones se presentaron al utilizar la regla SRSS y fueron más importantes al analizar la respuesta inelástica de las estructuras. Concluyen que se deben modificar los requerimientos de diseño sísmico para estimar la respuesta combinada, que se basen en dichas reglas. Proponen utilizar una regla de combinación de porcentajes con $\alpha=40\%$.

La importancia de diferenciar el tipo de respuesta (colineal u ortogonal) en la combinación de efectos sísmicos ortogonales ha sido estudiada y reconocida en diferentes trabajos (Reed y Kennedy, 1996; Valdés, 2004).

Otra variable que influye en la respuesta estructural, es la orientación de los ejes a lo largo de los cuales se consideran actuando ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo. Wilson *et al.* (1995) demostraron que las fuerzas de diseño que resultan al utilizar las reglas de combinación de porcentajes ($\alpha=30\%$ o 40%), dependen de la orientación de dichos ejes. Sin que las propias reglas proporcionen una recomendación para elegir esta orientación. A su vez, demostraron que la regla SRSS proporciona fuerzas de diseño que no dependen de la orientación de los ejes de la estructura, por lo que recomiendan utilizar dicha regla en lugar de las de combinación de porcentajes. Esta otra variable, al igual que los tipos de terreno y respuesta se consideran explícitamente en el procedimiento que a continuación se presenta.

TIPOS DE RESPUESTA (ORTOGONALES O COLINEALES)

De acuerdo a la dirección de sus componentes, las distintas respuestas estructurales se pueden clasificar en dos tipos; ortogonales o colineales. Las respuestas ortogonales corresponden a aquellos casos donde los dos componentes de la respuesta actúan de manera ortogonal, uno respecto al otro (figura 2a).

El término componente se refiere a la respuesta estructural (fuerza, esfuerzo o deformación) generada por la acción unidireccional del movimiento del suelo asociado a uno de los dos ejes ortogonales de la estructura, x o y (R_x y R_y respectivamente).

Las respuestas colineales corresponden a aquellos casos donde ambos componentes de la respuesta estructural actúan en la misma dirección (figura 2b). La forma en que se calcula la respuesta bi-direccional (R_{xy}) de la estructura ocasionada por la acción simultánea de ambos componentes (R_x y R_y) es diferente en cada caso.

Algunos ejemplos de respuestas de tipo ortogonal son: la fuerza cortante basal, el desplazamiento absoluto de un nodo, la fuerza cortante que actúa en columnas circulares o tornillos, etc. Como ejemplos de respuesta colineal están los siguientes: la fuerza axial en columnas, el momento flexionante alrededor de un mismo eje en vigas y columnas, el momento de torsión en vigas y columnas, la fuerza axial en arriostramientos, etc.

La respuesta bi-direccional considerando la acción simultánea de ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo en cualquier instante t , $R_{xy}(t)$, se obtiene mediante las siguientes expresiones. Cuando ambos componentes de la respuesta estructural son ortogonales (figura 2a):

$$R_{xy}(t) = \sqrt{R_x^2(t) + R_y^2(t)} \quad (1)$$

Cuando los componentes de la respuesta estructural son colineales (figura 2b):

$$R_{xy}(t) = R_x(t) + R_y(t) \quad (2)$$

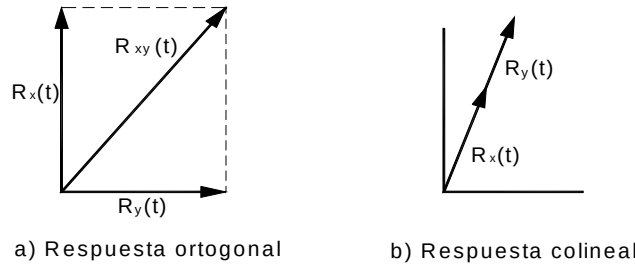


Figura 2. Tipos de respuesta; t denota al tiempo

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Se estudian dos variables. Una de estas variables es γ , la cual se define como el cociente de la máxima respuesta bi-direccional considerando la acción simultánea de ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo ($R_{xy}(t)_{max}$) entre la máxima respuesta unidireccional considerando la acción de un solo componente ortogonal horizontal del movimiento del suelo ($R_x(t)_{max}$ o $R_y(t)_{max}$) (Valdés, 1999).

$$\gamma = \text{Min} \left\{ \frac{R_{xy}(t)_{max}}{R_x(t)_{max}}, \frac{R_{xy}(t)_{max}}{R_y(t)_{max}} \right\} \quad (3)$$

La otra variable es α , la cual se calcula de la siguiente forma

$$\alpha = \text{Min} \left\{ \frac{R_{xy}(t)_{\max} - R_x(t)_{\max}}{R_y(t)_{\max}}, \frac{R_{xy}(t)_{\max} - R_y(t)_{\max}}{R_x(t)_{\max}} \right\} \quad (4)$$

$\text{Min}\{.\}$ denota la mínima de las cantidades indicadas.

VIBRACIONES ALEATORIAS

En el dominio de la frecuencia, cualquier respuesta de interés de una estructura sometida a la acción simultánea de ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo puede calcularse de la siguiente forma: Si los componentes de la respuesta son colineales, entonces

$$R_{xy}(\omega) = g_1(\omega)x_s(\omega) + g_2(\omega)y_s(\omega) \quad (5)$$

Si los componentes son ortogonales

$$R_{xy}(\omega) = \sqrt{g_1^2(\omega)x_s^2(\omega) + g_2^2(\omega)y_s^2(\omega)} \quad (6)$$

donde $g_1(\omega)$ y $g_2(\omega)$ son funciones deterministas que dependen de las características de la estructura (rigidez, amortiguamiento, geometría, distribución de masa, etc.), así como de la respuesta que en particular se calcule. $x_s(\omega)$ y $y_s(\omega)$ son las transformadas de Fourier de los componentes ortogonales horizontales de la aceleración del suelo.

En general, $R_{xy}(\omega)$ es un número complejo cuya amplitud al cuadrado está dada por:

$$|R_{xy}(\omega)|^2 = R_{xy}(\omega)R_{xy}^*(\omega) \quad (7)$$

donde el símbolo * denota al conjugado de un número complejo.

Reemplazando las ecs. 5 o 6 en la ec. 7, resulta que, para el caso de componentes colineales

$$|R_{xy}(\omega)|^2 = g_1^2(\omega)|x_s(\omega)|^2 + g_2^2(\omega)|y_s(\omega)|^2 + 2g_1(\omega)g_2(\omega)|x_s(\omega)||y_s(\omega)|\text{real}[\phi(\omega)] \quad (8)$$

y para componentes ortogonales:

$$|R_{xy}(\omega)|^4 = g_1^4(\omega)|x_s(\omega)|^4 + g_2^4(\omega)|y_s(\omega)|^4 + 2g_1^2(\omega)g_2^2(\omega)|x_s(\omega)|^2|y_s(\omega)|^2\text{real}^2[\phi(\omega)] \quad (9)$$

donde $\phi(\omega)$ es la función de coherencia entre los componentes ortogonales horizontales de la aceleración del suelo. En general, los valores de la amplitud de la coherencia suavizada son bajos. Se ubican en un intervalo que va de 0.4 a 0.6, aproximadamente (Santa-Cruz *et al.*, 1999a, b; Valdés, 1999 y 2003).

Debido a que el interés de este trabajo se centra en analizar el movimiento del suelo en terreno blando, se asume que el espectro de amplitudes de Fourier de ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo se puede aproximar mediante una delta de Dirac localizada en la frecuencia predominante del suelo. En la figura 3 se muestra el espectro de amplitudes de Fourier del movimiento del suelo registrado durante el sismo de 1985 en la estación SCT de la ciudad de México (terreno blando). La forma que tienen estos espectros justifica su aproximación mediante deltas de Dirac. Esta hipótesis implica que los dos componentes horizontales del movimiento del suelo sean caracterizados mediante señales cuyos espectros de Fourier tienen la misma forma (deltas de Dirac), pero cuyas amplitudes no son necesariamente las mismas. Es decir, se asume que

$$k = \frac{|y_s(\omega)|}{|x_s(\omega)|} \quad (10)$$

donde k varía de 0.4 a 1.0 aproximadamente y depende de la orientación de los ejes que se utilicen para descomponer el movimiento del suelo (Valdés, 2004).

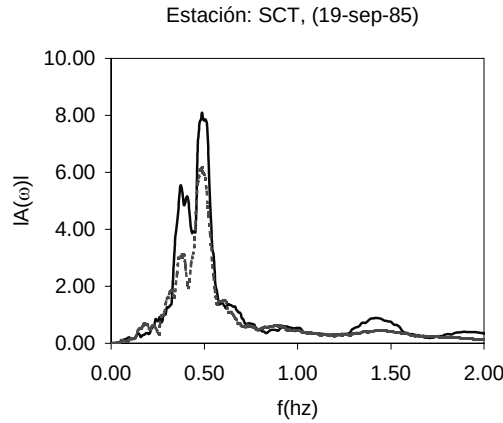


Figura 3. Espectro de amplitudes de Fourier correspondiente al registro obtenido durante el temblor del 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT de terreno blando en la ciudad de México

Bajo estas consideraciones, las ecs. 8 y 9 pueden describirse de la siguiente forma. Para el caso de componentes colineales (ec. 8):

$$|R_{xy}(\omega_s)|^2 = g_1^2(\omega_s) + k^2 g_2^2(\omega_s) + 2k g_1(\omega_s) g_2(\omega_s) \text{real}[\phi(\omega_s)] \quad (11)$$

Para componentes ortogonales (ec. 9):

$$|R_{xy}(\omega_s)|^4 = g_1^4(\omega_s) + k^4 g_2^4(\omega_s) + 2k^2 g_1^2(\omega_s) g_2^2(\omega_s) \text{real}^2[\phi(\omega_s)] \quad (12)$$

De acuerdo a la teoría de vibraciones aleatorias (Vanmarcke, 1976), el valor esperado de la máxima respuesta cuadrática considerando la acción simultánea de ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo puede calcularse con la siguiente expresión:

$$E(R_{xy \max}^2) = \frac{F_p}{2\pi T_s} \int_{-\infty}^{\infty} |R_{xy}(\omega)|^2 d\omega \quad (13)$$

donde F_p es el factor pico y T_s la duración de la fase intensa del movimiento del suelo.

Evalutando la ec. 13 para el caso donde los componentes de la respuesta son colineales (ec. 11) resulta:

$$E(R_{xy \max}^2) = \frac{F_p (g_1^2(\omega_s) + k^2 g_2^2(\omega_s) + 2k g_1(\omega_s) g_2(\omega_s) \text{real}[\phi(\omega_s)])}{2\pi T_s} \quad (14)$$

Para el caso de componentes ortogonales (ec. 12):

$$E(R_{xy \max}^4) = \frac{F_p (g_1^4(\omega_s) + k^4 g_2^4(\omega_s) + 2k^2 g_1^2(\omega_s) g_2^2(\omega_s) \text{real}^2[\phi(\omega_s)])}{2\pi T_s} \quad (15)$$

Nótese que la integral de la ec. 13 ha desaparecido de las ecs. 14 y 15 debido a que los espectros de amplitudes de Fourier del movimiento del suelo son deltas de Dirac.

Sí sólo actúa un componente del movimiento del suelo, entonces la respuesta puede calcularse como sigue. Para la acción del temblor en la dirección x :

$$R_x(\omega) = g_1(\omega) x_s(\omega) \quad (16)$$

para la acción del sismo en la dirección y ,

$$R_y(\omega) = g_2(\omega) k y_s(\omega) \quad (17)$$

El valor esperado de la respuesta cuadrática pico, considerando la acción individual de un componente del movimiento del suelo se puede calcular de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$E(R_{x \max}^2) = \frac{F_{px} g_1^2(\omega_s)}{2\pi T_{sx}} \quad (18)$$

$$E(R_{y \max}^2) = \frac{F_{py} k^2 g_2^2(\omega_s)}{2\pi T_{sy}} \quad (19)$$

donde T_{sx} y T_{sy} son las duraciones de las fases intensas del movimiento del suelo en cada dirección. Bajo estas condiciones, el cociente γ (ec. 3) puede calcularse como sigue:

Si los componentes de la respuesta son colineales

$$\gamma_c = \frac{F_1 \sqrt{E(R_{xy\max}^2)}}{F_2 \sqrt{E(R_{x\max}^2)}} = \frac{E(R_{xy\max})}{E(R_{x\max})} \quad (20)$$

$$\gamma_c = \frac{F_1}{F_2} \sqrt{\frac{F_p \left(g_1^2(\omega_s) + k^2 g_2^2(\omega_s) + 2k g_1(\omega_s) g_2(\omega_s) \text{real}[\phi(\omega_s)] \right)}{2\pi T_s}}{\frac{F_{px} g_1^2(\omega_s)}{2\pi T_{sx}}}$$

Si los componentes de la respuesta son ortogonales, entonces:

$$\gamma_o = \frac{F_1 \sqrt[4]{E(R_{xy\max}^4)}}{F_2 \sqrt[4]{E(R_{x\max}^4)}} = \frac{E(R_{xy\max})}{E(R_{x\max})} \quad (21)$$

$$\gamma_o = \frac{F_1}{F_2} \sqrt[4]{\frac{F_p \left(g_1^4(\omega_s) + k^4 g_2^4(\omega_s) + 2k^2 g_1^2(\omega_s) g_2^2(\omega_s) \text{real}^2[\phi(\omega_s)] \right)}{2\pi T_s}}{\frac{F_{px} g_1^4(\omega_s)}{2\pi T_{sx}}}$$

Las ecs. 20 y 21 fueron formuladas considerando que la respuesta individual debida a la acción del sismo en x es mayor que la correspondiente a y ($R_{x\max} > R_{y\max}$).

F_1 y F_2 son funciones que dependen de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias que se estudian. El propósito de estas funciones es transformar la raíz cuadrada de los valores esperados de las máximas respuestas cuadráticas al valor esperado de la máxima respuesta. Para simplificar las ecs. 20 y 21, se asume que $F_1/F_2=1$. Además, se considera que los factores pico (F_p, F_{px}) y las duraciones de las fases intensas (T_s, T_{sx}) son los mismos, tanto para los efectos bi-direccionales como para los unidireccionales. De esta forma, la variable γ puede calcularse de acuerdo a las siguientes expresiones. Si los componentes de la respuesta son colineales

$$\gamma_c = \pm \sqrt{1 + \beta^2 + 2\beta \text{real}[\phi(\omega_s)]} \quad (22)$$

Si los componentes de la respuesta son ortogonales

$$\gamma_o = \pm \sqrt[4]{1 + \beta^4 + 2\beta^2 \text{real}^2[\phi(\omega_s)]} \quad (23)$$

donde

$$\beta = \frac{k g_2(\omega_s)}{g_1(\omega_s)} \quad (24)$$

Estas expresiones consideran que la respuesta unidireccional máxima ocurre para la acción del sismo en la dirección x . Por ello, γ deberá multiplicarse por la máxima respuesta unidireccional relacionada a esta dirección, con el propósito de estimar la máxima respuesta considerando la acción bi-direccional del sismo.

El signo $\pm$ que aparece en las raíces de las ecs. 22 y 23 toma en consideración la posible ocurrencia del temblor en uno u otro sentido. La máxima respuesta bi-direccional deberá calcularse considerando ambas raíces de γ .

Es indispensable considerar la acción de ambos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo actuando en ambos sentidos (+ o -). Por ello, deberán analizarse las cuatro combinaciones de signo que resultan al combinar ambos componentes ortogonales del movimiento del suelo. Esto representa dos posibilidades de signo para β (+ o -).

Cuando los componentes de la respuesta son colineales, el valor de γ que resulta al considerar β con signo positivo no es el mismo que resulta al considerarlo con signo negativo. Para fines de diseño solo interesa el máximo valor de la respuesta bi-direccional, el cual ocurre cuando β es positivo (figura 4a).

La máxima respuesta bi-direccional que resulta al considerar diferentes posibles orientaciones de los ejes en los que se descompone el movimiento del suelo (ejes de la estructura), se obtiene maximizando las ecs. 22 y 23 respecto a k , la cual aparece en el cálculo de β . (ec. 24). Se puede observar que la condición crítica ocurre para $k=1$. Este resultado es evidente tomando en consideración que la máxima correlación cruzada entre los componentes del movimiento del suelo corresponde a $k=1$ (Valdés, 2004).

Las figuras 4a y 4b muestran la variación de γ en función de β , para diferentes valores de la parte real de la coherencia y $k=1$. En el caso donde los componentes de la respuesta son colineales (figura 4a), se observa lo siguiente: i) γ no es simétrica respecto a $\beta=0$ y en todos los casos los mayores valores de γ se obtienen para valores positivos de β . ii) Algunos valores de γ son menores a uno. Esto significa que bajo ciertas combinaciones de signo para los componentes de la excitación, los efectos sísmicos bi-direccionales resultan favorables. Sin embargo, si el objetivo es encontrar la máxima respuesta (fines de diseño), siempre existe una combinación de signos que garantiza un valor de $\gamma \geq 1.0$. iii) Los valores de γ crecen en la medida que también crece el valor de la parte real de la coherencia. De igual forma, γ crece o decrece conforme β tiende a 1 o -1, respectivamente.

En el caso donde los componentes de la respuesta son ortogonales (figura 4b), se observa lo siguiente: i) γ es simétrica respecto a $\beta = 0$. ii) γ crece conforme β tiende a 1 o -1. iii) γ crece en la medida en que la parte real de la coherencia también crece. iv) γ es siempre mayor a uno.

Comparando ambas gráficas (figuras 4a y 4b) se observa que los mayores valores de γ se presentan cuando los componentes de la respuesta son colineales.

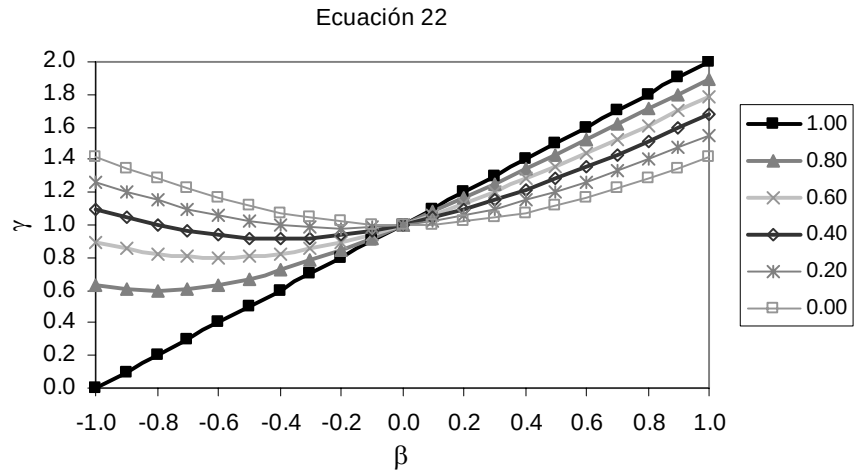
En los casos donde se prefiera utilizar una regla de combinación de porcentajes que considere el 100% del componente de la respuesta debido a la acción del sismo en una dirección (x) y un porcentaje α del componente de la respuesta debido a la acción del sismo en la otra dirección (y) (ec. 4), entonces α puede calcularse de la siguiente forma.

Si los componentes de la respuesta son colineales

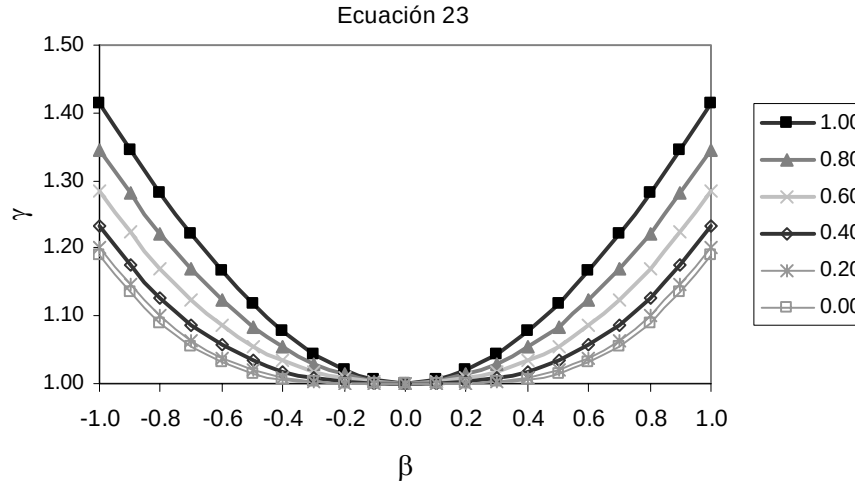
$$\alpha_c = \frac{\pm \sqrt{1 + \beta^2 + 2\beta \text{real}[\phi(\omega_s)]} - 1}{\beta} \quad (25)$$

Si los componentes de la respuesta son ortogonales

$$\alpha_o = \pm \sqrt{\frac{\pm \sqrt{1 + \beta^4 + 2\beta^2 \text{real}^2[\phi(\omega_s)]} - 1}{\beta^2}} \quad (26)$$



a) Componentes colineales de la respuesta

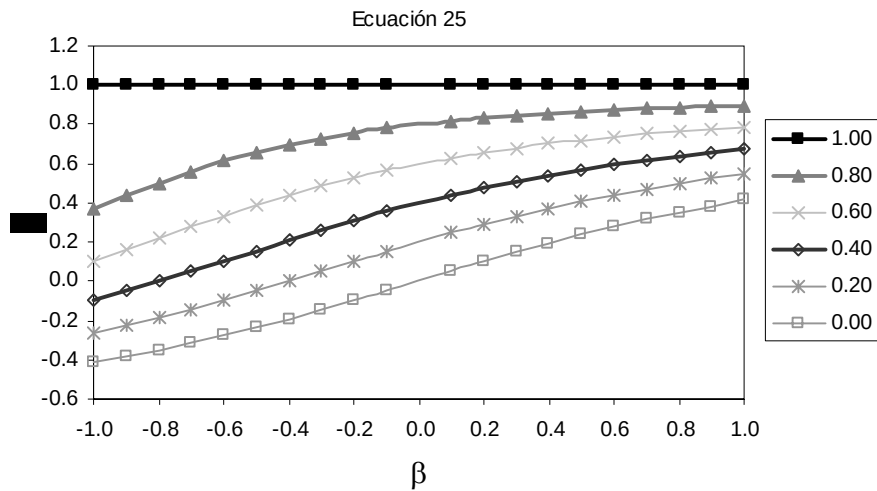


b) Componentes ortogonales de la respuesta

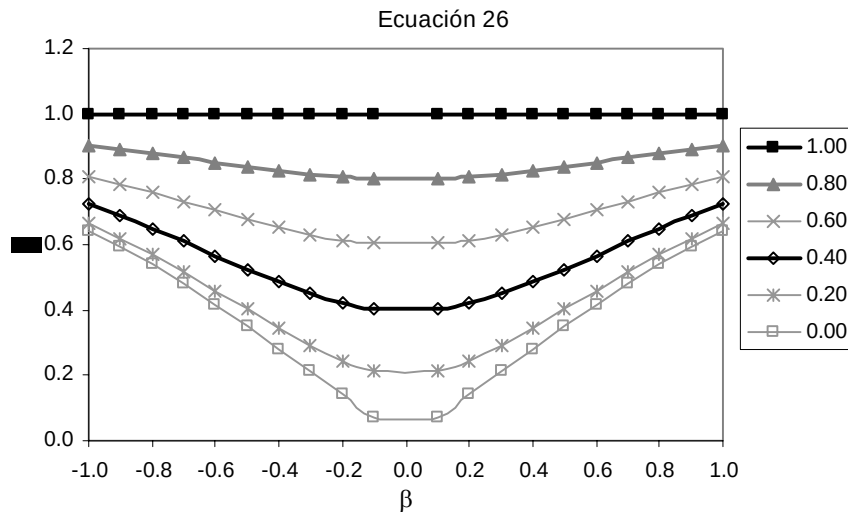
Figura 4. Variación de γ en función de β . Los valores que se analizan de la parte real de la coherencia son: 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 y 1.0. En todos los casos $k=1$

Estas expresiones (ecs. 25 y 26) se obtuvieron bajo las mismas consideraciones y en forma similar a las ecs. 22 y 23. En este caso, se substituyeron las ecs. 14, 15, 18 y 19 en la ec. 4.

Las figuras 5a y 5b muestran la variación de α en función de β para diferentes valores de la parte real de la coherencia $\varphi(\omega)$ y $k = 1$. Se observa que α crece conforme β tiende a 1 en el caso de componentes colineales (figura 5a) y a 1 o -1 para componentes ortogonales (figura 5b). También se observa un incremento de α cuando la parte real de la coherencia aumenta.



a) Componentes colineales de la respuesta



b) Componentes ortogonales de la respuesta

Figura 5. Variación de α en función de β . Los valores que se analizan de la parte real de la coherencia son: 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 y 1.0. En todos los casos $k=1$

Para el caso de componentes colineales, α varía de 0 a 1. Para el caso de componentes ortogonales, α varía de 0.64 a 1. Los mayores valores de α se presentan cuando los componentes de la respuesta son colineales.

CÁLCULO DE LAS FUNCIONES $g_1(\omega)$ y $g_2(\omega)$

De acuerdo con las ecs. 18 y 19, el cociente de las máximas respuestas considerando la acción unidireccional del movimiento del suelo es el siguiente:

$$\frac{E(R_{x\max})}{E(R_{y\max})} = \frac{F_x}{F_y} \left(\frac{\sqrt{E(R_{x\max}^2)}}{\sqrt{E(R_{y\max}^2)}} \right) = \frac{F_x}{F_y} \sqrt{\frac{\frac{F_{px} g_1^2(\omega_s)}{2\pi T_{sx}}}{\frac{F_{py} k^2 g_2^2(\omega_s)}{2\pi T_{sy}}}} \quad (27)$$

donde F_x y F_y son funciones que transforman la raíz cuadrada del valor esperado de la máxima respuesta cuadrática en el valor esperado de la máxima respuesta. Si se considera que los factores pico y la duración de la fase intensa del movimiento del suelo son los mismos en el numerador y en el denominador, además de que $F_x/F_y = 1$, entonces

$$\frac{E(R_{x\max})}{E(R_{y\max})} = \frac{g_1(\omega_s)}{g_2(\omega_s) k} = \beta \quad (28)$$

De esta forma, β es el cociente de las respuestas unidireccionales pico debidas a la acción individual del sismo en la dirección x o y . Esta conclusión es importante, ya que las respuestas individuales pico (x o y) pueden calcularse por medio de las técnicas usuales de espectros de respuesta..

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Se resuelven dos ejemplos para verificar la precisión del procedimiento expuesto en este trabajo. En el primer ejemplo se analiza un modelo de tres grados de libertad (dos desplazamientos ortogonales horizontales y un giro). En el segundo ejemplo se analiza un edificio de concreto reforzado de cuatro niveles. El principal objetivo de estos ejemplos es comparar los resultados obtenidos utilizando el procedimiento expuesto en este trabajo y las reglas de combinación existentes, respecto a la respuesta bi-direccional “exacta”, la cual corresponde a un análisis elástico, bi-direccional, paso a paso. Los acelerogramas que se utilizan corresponden a distintas estaciones de terreno blando de la ciudad de México.

Ejemplo 1

La figura 6 muestra el modelo de tres grados de libertad que se analiza en este ejemplo. Las variables que definen el modelo son: a , m , K_x , $B_x = e_x/a$, $B_y = e_y/ar$, $r = b/a$ y $\lambda = K_y/K_x$. Donde K_x y K_y son las rigideces de traslación en las direcciones ortogonales, e_x y e_y la excentricidad en cada dirección, a y b las dimensiones en planta del modelo y m la masa traslacional.

Se analizan tres juegos de parámetros representativos de edificios convencionales: Modelo A ($\lambda = r = 1/2$, $B_x = 0.2$), Modelo B ($\lambda = r = 1/5$, $B_x = 0.35$) y Modelo C ($\lambda = r = 1$, $B_x = 0$). Para los tres modelos se asume $m = 1.00 \text{ Ton/m/s}^2$, $a = 1.00 \text{ m}$, $K_x = 9.8696 \text{ Ton/m}$ ($T_x = 2.00 \text{ s}$), $\xi = 0.05$ (relación de amortiguamiento crítico), $k = 1$ y $0 \leq B_y \leq 0.5$. La respuesta estructural que se analiza corresponde a la fuerza cortante que actúa en alguno de los marcos del modelo. Para el modelo A se analiza el marco 4, para el modelo B el marco 1 y para el modelo C el marco 2 (figura 6).

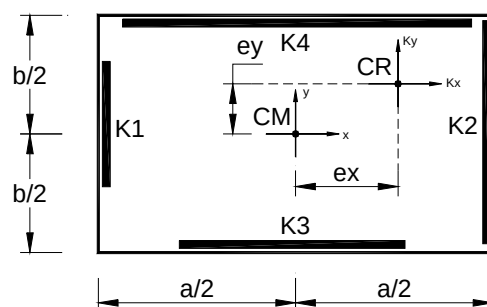


Figura 6. Vista en planta del modelo que se analiza en el ejemplo 1

Primero, se muestra la aplicación del procedimiento propuesto en este artículo mediante el análisis de un caso especial para el modelo B, en el cual $B_y = 0.0527$. Como resultado del análisis modal unidireccional para el acelerograma del temblor del 19 de septiembre de 1985 ($M_s=8.1$), obtenido en suelo blando de la ciudad de México (estación SCT, $T_s = 2.0 \text{ s}$), se obtienen los siguientes resultados correspondientes a la fuerza cortante que actúa sobre el marco 1: $V_1 = \pm 0.604 \text{ Ton}$ (sismo en la dirección x) y $V_1 = \pm 0.602 \text{ Ton}$ (sismo en la dirección y). Por otra parte, los resultados obtenidos del análisis elástico, bi-direccional, paso a paso, son los siguientes: $V_1=1.02 \text{ Ton}$ (sismo actuando en la direcciones x y y , simultáneamente), $V_1 = 0.757 \text{ Ton}$ (sismo actuando en x y $-y$), $V_1 = -0.757 \text{ Ton}$ (sismo en $-x$ y y) y $V_1 = 1.02 \text{ Ton}$ (sismo en $-x$ y $-y$).

El objetivo es combinar los resultados del análisis modal unidireccional para obtener una estimación de los resultados obtenidos en el análisis elástico, bi-direccional, paso a paso. Para fines de diseño el resultado bi-direccional que interesa es $V_1 = \pm 1.02 \text{ Ton}$.

De acuerdo al método SRSS, la máxima fuerza cortante bi-direccional que se obtiene es $V_{MAX,SRSS} = \sqrt{(0.604)^2 + (0.602)^2} = 0.8527 \text{ Ton}$. Si se utiliza una regla de combinación para $\alpha = 0.30$ (RDF 1993), entonces $V_{MAX,\alpha=0.30} = 0.604 + (0.3)(0.602) = 0.7846 \text{ Ton}$.

La regla CQC3 es otra regla que puede utilizarse para calcular los efectos sísmicos bi-direccionales (Menun y Der Kiureghian, 1998; Smeby y Der Kiureghian, 1985). Esta regla toma en consideración, explícitamente, la correlación entre las respuestas modales, además de la correlación entre los componentes del movimiento del suelo. Esta regla permite calcular la respuesta bi-direccional máxima, como función del ángulo de incidencia del temblor. Para simplificar su aplicación, se ha propuesto una fórmula simplificada que permite calcular en forma directa la máxima respuesta bi-direccional (r_{cr}), sin necesidad de calcular explícitamente el ángulo crítico de incidencia del temblor (López y Torres, 1997; López *et al.*, 2000). Para fines de este artículo, la regla CQC3 se define mediante la expresión simplificada que se comenta.

$$r_{cr} = r_x \left((1+k^2) \left(\frac{1+\beta_{CQC}^2}{2} \right) + (1-k^2) \sqrt{\left(\frac{1-\beta_{CQC}^2}{2} \right)^2 + \left(\frac{r_{xy}}{r_x r_y} \right)^2 \beta_{CQC}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (29)$$

donde k es el cociente del espectro de respuesta que se utilice para el análisis en la dirección x , dividido entre el espectro de respuesta para la dirección y , $\beta_{CQC} = r_y/r_x$, r_x y r_y son las respuestas unidireccionales en las direcciones indicadas y r_{xy} la covarianza entre las respuestas unidireccionales r_x y r_y , la cual se calcula de la siguiente forma

$$r_{xy} = \sum_i \sum_j \rho_{ij} r_{xi} r_{yj} \quad (30)$$

donde

$$r_k = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} r_{ki} r_{kj} \right)^{\frac{1}{2}} ; \quad k = x, y \quad (31)$$

r_{ij} es el coeficiente de correlación modal entre los modos i y j .

Analizando el intervalo que contiene a los distintos valores de la respuesta crítica (r_{cr}), que se pueden calcular con la ec. 29, para todos los posibles valores de β_{CQC} , k y $r_{xy}/r_x r_y$, se observa que: $r_x \leq r_{cr} \leq \sqrt{2} r_x$, lo cual en términos de γ representa una variación de $1 \leq \gamma \leq \sqrt{2}$. Los máximos valores para la respuesta crítica bi-direccional que se pueden calcular con la ec. 29, son los mismos que se pueden calcular mediante la regla SRSS. La regla CQC3 (ec. 29) nunca dará mayores valores para la respuesta crítica bi-direccional que los que se obtengan con la regla SRSS. Para este caso particular, la mayor fuerza cortante que puede calcularse aplicando la ec. 29, se obtiene para los siguientes valores de las variables involucradas en el cálculo, $k = 1$, $\beta_{CQC} = 0.602/0.604 = 0.996$ y $r_{xy}/r_x r_y = 1$, los cuales hacen que: $V_{CQC3} = (\sqrt{1+(0.996)^2})(0.604) = 0.8527$ Ton.

La regla SRSS arroja un error al comparar la estimación de la máxima respuesta bi-direccional calculada con esta regla, respecto a la máxima respuesta bi-direccional calculada mediante el análisis elástico, bi-direccional, paso a paso, de 19.6%. La regla de combinación de porcentajes para $\alpha = 0.3$ arroja un error de 30%. El error de la estimación hecha con la ec. 29 es el mismo que el de la regla SRSS. Todas las reglas subestiman la respuesta bi-direccional crítica.

Si se utiliza el procedimiento que se presenta en este artículo, el cálculo de la máxima respuesta bi-direccional se lleva a cabo de la siguiente forma. Primero se calcula el cociente β (ec. 24) a partir de las máximas respuestas unidireccionales $\beta_1 = 0.602/0.604 = 0.9966$ y $\beta_2 = -0.9966$. Como en este caso los componentes de la respuesta son colineales, entonces se utiliza la ec. 22, la cual para un valor de la parte real de la coherencia de 0.4 proporciona un valor de $\gamma_1 = 1.6704$ y $\gamma_2 = 1.09$. La máxima fuerza cortante

para el marco 1 del modelo B, considerando la acción simultánea de ambos componentes ortogonales, horizontales del movimiento del suelo, se calcula multiplicando a γ por la mayor de las dos respuestas unidireccionales. De donde resulta: $V_{\gamma 1} = 1.6704(0.604) = 1.009$ Ton y $V_{\gamma 2} = 1.09(0.604) = 0.658$ Ton. En este caso, para $V_{\gamma 1}$, el error de la estimación es de 1%. $V_{\gamma 2}$ corresponde a la máxima respuesta bi-direccional para la otra posible combinación de signos de los componentes del movimiento del suelo y no tiene importancia para fines de diseño.

A continuación se muestran los resultados paramétricos de los casos analizados. La figura 7 muestra los resultados para los tres modelos analizados en el caso 1, en el cual se utilizan los registros sísmicos del 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$) registrados en la estación SCT ($T_s = 2.0$ s). Los resultados se presentan en términos del error de las estimaciones hechas con las distintas reglas consideradas, incluyendo la desarrollada en este trabajo; respecto a los resultados de los análisis, elásticos, bi-direccionales, paso a paso (“respuesta verdadera”).

Para el modelo A (figura 7a), se observa que el error que resulta al aplicar el procedimiento γ es menor al 5% para todos los valores de B_y , mientras que los errores de las reglas SRSS y $\alpha = 0.3$ pueden llegar a ser de hasta 15% y 10%, respectivamente. Un signo negativo del error, significa que la máxima respuesta bi-direccional se subestima.

Para el modelo B (figura 7b), se observa que el error para las reglas SRSS y $\alpha = 0.3$ son mayores a los que se obtienen para el modelo A (figura 7a). El mayor error para la regla SRSS es de alrededor del 20% y para la regla $\alpha = 0.3$ de 30%. Los errores que resultan en este modelo al utilizar el procedimiento γ son similares a los del modelo A.

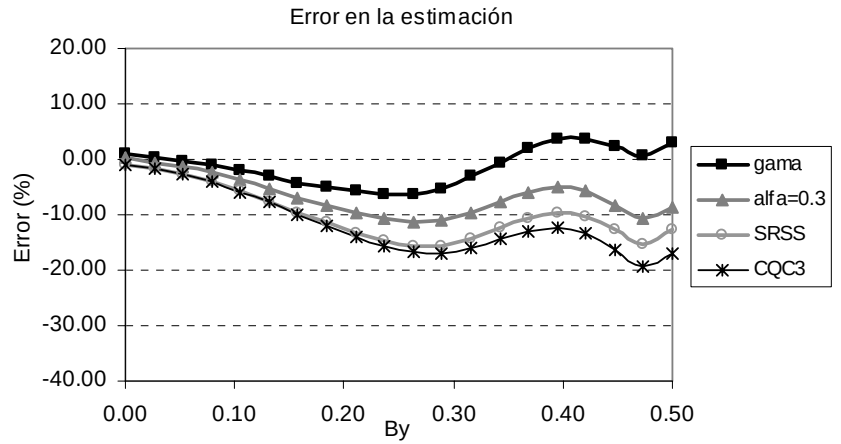
La figura 7c muestra los resultados para el modelo C. En este modelo el error que resulta al utilizar el procedimiento γ es prácticamente de cero. Las otras reglas alcanzan errores de hasta 20%.

En la figura 8a se presentan los resultados para el modelo C correspondientes al caso de análisis 2. En este caso se analizan los registros sísmicos del mismo temblor que en el caso anterior pero registrados en distinto sitio (Central de abastos, $T_s = 4.0$ s). Los parámetros estructurales del modelo son los mismos, solo se modifica el periodo desacoplado de traslación en la dirección x , siendo en este caso $T_x = 4.0$ s

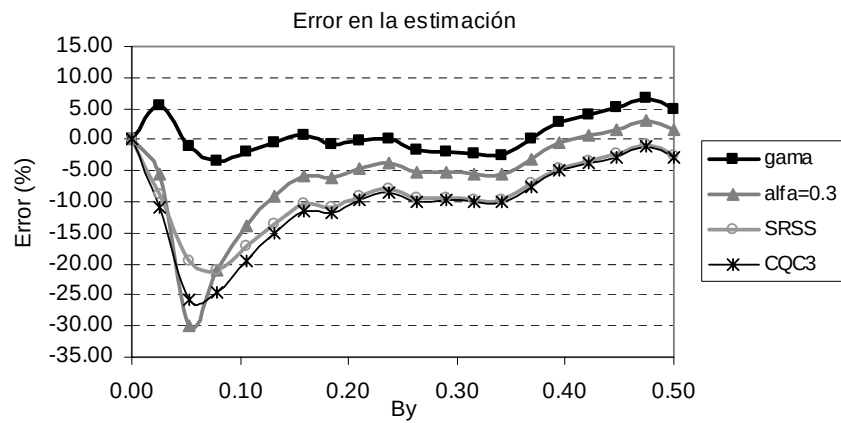
En la figura 8b se muestran los resultados del caso 3 (estación 11, $T_s = 4.3$ s). Los acelerogramas que se analizan en este caso corresponden al temblor del 25 de abril de 1989 ($M_s = 6.9$). El modelo y sus propiedades estructurales son las mismas que en el caso 2.

Para estos dos casos de análisis (2 y 3) el error en la estimación de la máxima respuesta bi-direccional estimada mediante el procedimiento γ resulta menor al 5%.

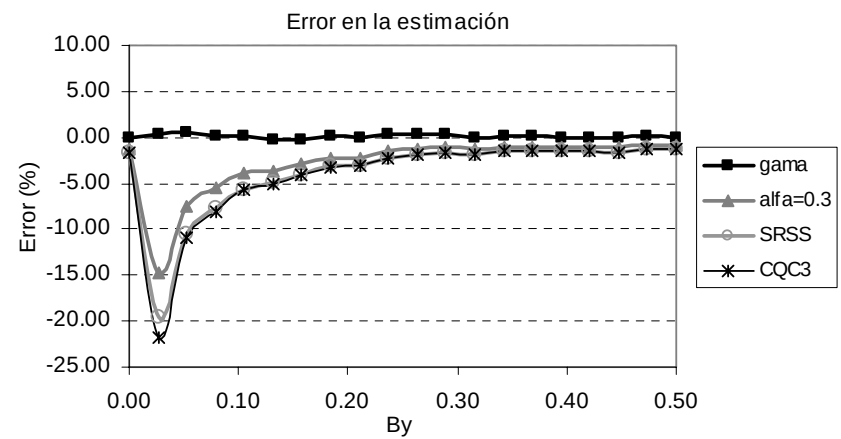
Se observa para este ejemplo, que el procedimiento γ proporciona menores errores en la estimación de la máxima respuesta bi-direccional, en comparación a las reglas existentes. Para estos cálculos se ha considerado que la parte real de la coherencia entre los componentes del movimiento del suelo es de 0.6 (Valdés, 1999 y 2003; Santa-Cruz *et al.*, 1999).



a) Modelo A, marco 4

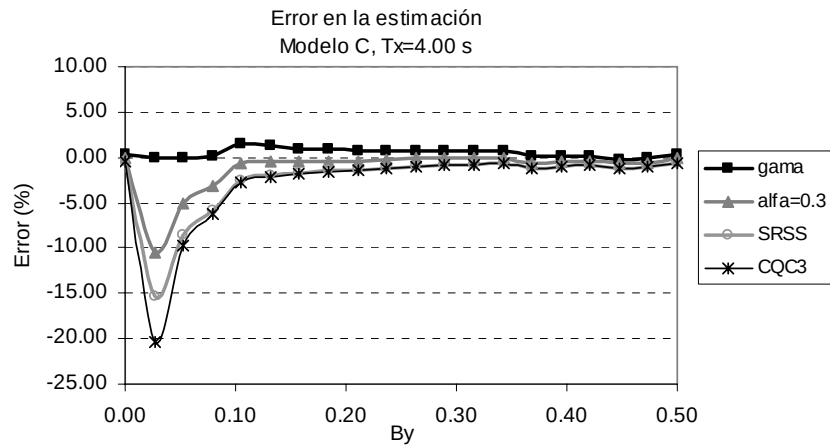


b) Modelo B, marco 1

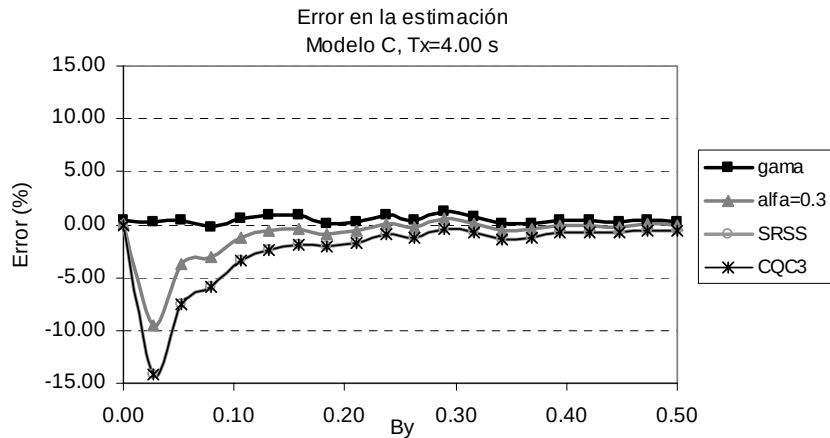


c) Modelo C, marco 2

Figura 7. Errores en la estimación de la máxima fuerza cortante bi-direccional que actúa en algún marco estructural de los modelos analizados en el ejemplo 1, para diferentes reglas de combinación



a) Caso 2 (Central de Abastos, $T_s = 4.00$ s)



b) Caso 3 (estación 11, $T_s = 4.30$ s)

Figura 8. Errores en la estimación de la máxima fuerza cortante bi-direccional que actúa en el marco 2 del modelo C, utilizando acelerogramas registrados en diferentes sitios de terreno blando

Ejemplo 2

En la figura 9 se muestra la estructura que se analiza en este ejemplo, la cual corresponde a un edificio de concreto reforzado de cuatro niveles. Se analizan dos respuestas, el esfuerzo normal en la columna de esquina identificada como columna A, y el cortante basal. Se utilizan los acelerogramas registrados en la estación SCT de la ciudad de México ($T_s = 2.0$ s) registrados durante el temblor del 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$), los cuales se rotaron para analizar la dirección de máxima correlación cruzada entre los componentes del movimiento del suelo ($k = 1$). Se analizaron todas las posibles combinaciones de signo para la excitación y se consideró una parte real de la coherencia de 0.6.

El esfuerzo normal en la columna A es ocasionado por la acción de la fuerza axial y por el momento de flexión bi-direccional. En este caso el tipo de respuesta que se analiza es colineal. En el caso de la fuerza cortante basal, el tipo de respuesta es ortogonal.

Los resultados de este ejemplo muestran que el error en la estimación del esfuerzo normal en la columna A, al utilizar la regla $100\%+30\%$ es de -32.55% , mientras que con la regla *SRSS*, el error es de -27.51% . Por su parte, el error que resulta al utilizar el procedimiento γ es de -8.23% .

Para otras respuestas cuya estimación individual no tiene utilidad práctica (carga axial y momentos flexionantes), pero que permiten comparar las diferentes reglas de combinación, se observa que los errores en la estimación de la carga axial bi-direccional son similares a los correspondientes al esfuerzo normal, mientras que para el caso del momento flexionante alrededor del eje x de la columna (M_x), los errores que resultan al aplicar los tres procedimientos son del mismo orden (menores a -2.3%). Para M_y , el mayor error resulta al aplicar la regla *SRSS* (-15.70%) mientras que el menor al utilizar el procedimiento γ (-4.33%).

En todos los casos, el menor error en la estimación de la máxima respuesta bi-direccional se obtiene al utilizar el procedimiento γ .

Respecto a la fuerza cortante basal bi-direccional, los errores en las estimaciones que se obtuvieron al aplicar las distintas reglas fueron de -4.72% para el procedimiento γ y de -18.51% para la regla $100\%+30\%$. La regla *SRSS* arrojó un error similar al del procedimiento γ , solo que con signo positivo, lo cual indica que la respuesta se sobreestima. En caso de utilizar la regla *CQC3* y seleccionar apropiadamente los parámetros involucrados en esta fórmula, se puede llegar a alcanzar un error de hasta 0% en la estimación del cortante basal bi-direccional.

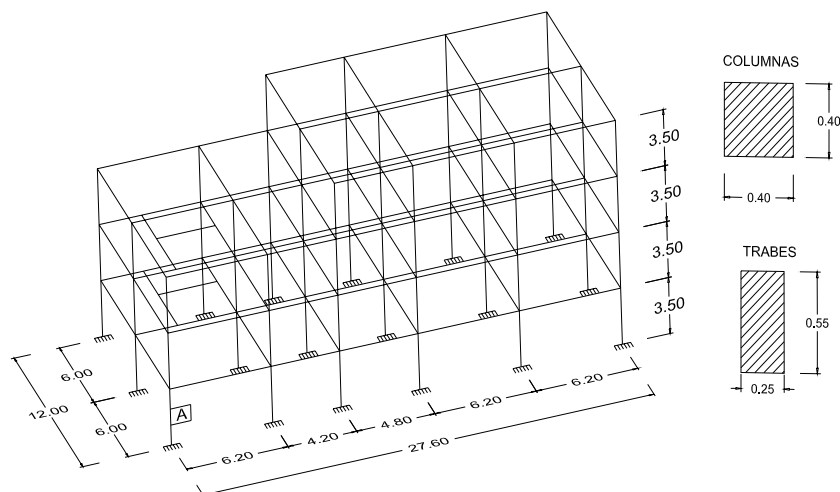


Figura 9. Modelo del edificio que se analiza en el ejemplo 2

CONCLUSIONES

Se desarrolló un procedimiento para estimar la máxima respuesta bi-direccional de las estructuras desplantadas en terreno blando. Las estimaciones hechas con este procedimiento se compararon respecto a

los resultados de un análisis elástico, bi-direccional, paso a paso para diferentes casos de estudio. El procedimiento toma en cuenta el tipo de respuesta de que se trate (colineal u ortogonal), así como la orientación de los ejes ortogonales de la estructura a lo largo de los cuales se descompone el movimiento del terreno. La principal hipótesis que se hizo en la formulación del procedimiento expuesto, fue utilizar deltas de Dirac para representar los espectros de amplitudes de Fourier correspondientes a los dos componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo.

Las expresiones desarrolladas que permiten estimar la máxima respuesta bi-direccional de la estructura que se analiza (ecs. 22 a 26), son función de dos variables: β la cual representa al cociente de las respuestas máximas individuales para la acción unidireccional del movimiento del suelo, y φ que representa la parte real de la coherencia suavizada entre los componentes ortogonales horizontales del movimiento del suelo. La orientación de los ejes de la estructura se toma en cuenta por medio de la variable k , la cual se define como el cociente de las amplitudes de Fourier correspondientes a ambos componentes del movimiento del suelo. k afecta el cálculo de β (ec. 24).

En general, se observa que la respuesta sísmica bi-direccional depende de las características dinámicas de la estructura, de las características del movimiento del suelo y del tipo de respuesta que se analice (ortogonal o colineal). Ninguno de los procedimientos existentes toma en cuenta explícitamente, ni las características del movimiento del suelo (duro o blando), ni el tipo de respuesta. Para los dos ejemplos analizados en este artículo, las fuerzas de diseño estimadas mediante las reglas existentes resultaron sistemáticamente menores a las fuerzas que se obtuvieron de los análisis elásticos, bi-direccionales, paso a paso realizados. Por su parte, el método propuesto, el cual involucra el cálculo de γ (α alternativamente), proporciona errores menores en las estimaciones hechas para las diferentes respuestas analizadas, en comparación a los procedimientos existentes (tabla 1). Es importante tomar en cuenta que el procedimiento propuesto, es aplicable en forma exclusiva al caso de terreno blando.

Tomando en cuenta los dos ejemplos analizados en este trabajo, se observa que las reglas existentes consideran solo algunos casos que pueden presentarse al tratar de combinar los efectos sísmicos ortogonales. En general, la regla SRSS sobreestima la respuesta máxima bi-direccional cuando los componentes de la respuesta son ortogonales y la subestima cuando son colineales. La mayor respuesta bi-direccional que se puede calcular utilizando la regla CQC3 es la misma que se obtiene de la regla SRSS. Por lo tanto, cuando se combinan componentes ortogonales de la respuesta, la regla CQC3 puede ser exacta en el cálculo de la máxima respuesta bi-direccional, pero en el caso de componentes colineales, la regla CQC3 puede subestimar la respuesta (Ejemplo 1).

Las reglas de combinación de porcentajes (100%+30% y 100%+40%) representan algunos casos para valores particulares de γ y φ , dependiendo del tipo de respuesta que se analice. Todos los casos y tipos de respuesta pueden representarse en forma razonable y práctica, mediante el procedimiento propuesto en este artículo.

Tabla 1. Errores en las estimaciones de las máximas respuestas elásticas, bi-direccionales

Regla propuesta	Regla 100%+30%	Regla SRSS	Modelo y respuesta estructural que se analiza
- 8.30 %	-32.50 %	-27.50 %	Esfuerzo normal en una columna de esquina de un edificio de cuatro niveles (ejemplo 2).
-5.00 %	-18.50 %	5.00 %	Fuerza cortante basal en un edificio de cuatro niveles (ejemplo 2).
-1.00 %	- 30.00 %	-20.00 %	Fuerza cortante en un marco estructural de un modelo de tres grados de libertad (ejemplo 1, caso 1)

REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers (ASCE), 1986. "Seismic Analysis of Safety Nuclear Structures and Commentary on Standard for Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures", New York.
- Building Seismic Safety Council. NEHRP, 1997. "Recommended provisions for seismic regulations for new buildings". *FEMA302*, Washington, DC.
- California Department of Transportation (Caltrans), 1990. "Bridge Design Specifications", Sacramento, CA.
- COVENIN, 1998. Edificaciones Sismorresistentes. "Norma Venezolana COVENIN 1756".
- Heredia-Zavoni, E y R Machicao-Barrionuevo (2004), "Response to orthogonal components of ground motion and assessment of percentage combination rules". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, pp. 271-284.
- International Conference of Building Officials (ICBO), 1997. "Uniform Building Code", Vol. 2, Structural Engineering Design Provisions, Whittier, CA., 492 pp
- López, O A y R Torres (1997), "The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 881-894.
- López, O A, A K Chopra, y J J Hernández (2000), "Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29(12), pp. 1759-1778.
- Menun, C y A Der Kiureghian (1998), "A replacement for the 30%, 40% and SRSS rules for multicomponent seismic analysis". *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 1, pp. 153-156.
- Newmark, N M (1975), "Seismic design criteria for structures and facilities, trans-Alaska pipeline system". *Proceedings of the U.S. National Conference Earthquake Engineering*, EERI, pp. 94-103.
- Nutt, R V (1996), "ATC-32: Provisional recommendations for the seismic design of bridges". *Proceedings of the 4th Caltrans Seismic Workshop*, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- Reed, J W y R P Kennedy (1996), "Discussion of "A Clarification of Orthogonal Effects in a Tree-Dimensional Seismic Analysis" by E.L. Wilson, I. Suharwardy, and A. Habibullah". *Earthquake Spectra* Vol. 12, No. 2, pp. 353-356.
- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF)", 1993. Departamento del Distrito Federal, México.
- Reyes-Salazar, A, J A Juárez-Duarte, A López-Barraza, y J I Velázquez-Dimas (2004), "Combined effect of the horizontal components of earthquakes for moment resisting steel frames". *Steel and Composite Structure An International Journal*, Vol. 4, No 3, pp. 189-209.
- Rosenblueth, E y H Contreras (1977). "Approximate design for multicomponent earthquakes". *Journal of the Engineering Mechanics*, Division (ASCE), Vol. 103, pp. 881-893.
- Santa Cruz, S, E Heredia-Zavoni, y R S Harichandran (1999), "Variación de la coherencia del movimiento sísmico del terreno en frecuencias bajas y modelos para el Valle de México", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. 1, Morelia- Michoacán, México, pp. 197-206.

- Santa Cruz, S C (1999), "Simulación condicional de campos aleatorios: aplicaciones al movimiento sísmico del terreno", *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Smeby, W y A Der Kiureghian (1985), "Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp.1-12
- Valdés, J (1999), "Análisis de efectos sísmicos ortogonales horizontales". *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.
- Valdés, J (2004), "Análisis de efectos sísmicos ortogonales horizontales en terreno blando de la ciudad de México". *Tesis de Doctorado*, Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.
- Valdés, J (2003), "Análisis de la coherencia entre los componentes ortogonales horizontales del movimiento sísmico del terreno en el valle de México y en la costa del Pacífico mexicano", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León-Guanajuato, México, pp. 27-39.
- Vanmarcke, E H (1976), *Seismic risk and engineering decisions (Structural response to earthquakes)*, C. Lomnitz and E. Rosenblueth, Editors. Elsevier Publishing Co., pp. 287-337. Amsterdam.
- Wilson, E L, I Suharwardy, y A Habibulla (1995), "A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis". *Earthquake Spectra*, Vol. 11, No. 4, pp. 659-666

Fundamentos de Vibración de Fundaciones

Seminario UCV, Mayo 2004

Respuesta dinámica de fundaciones

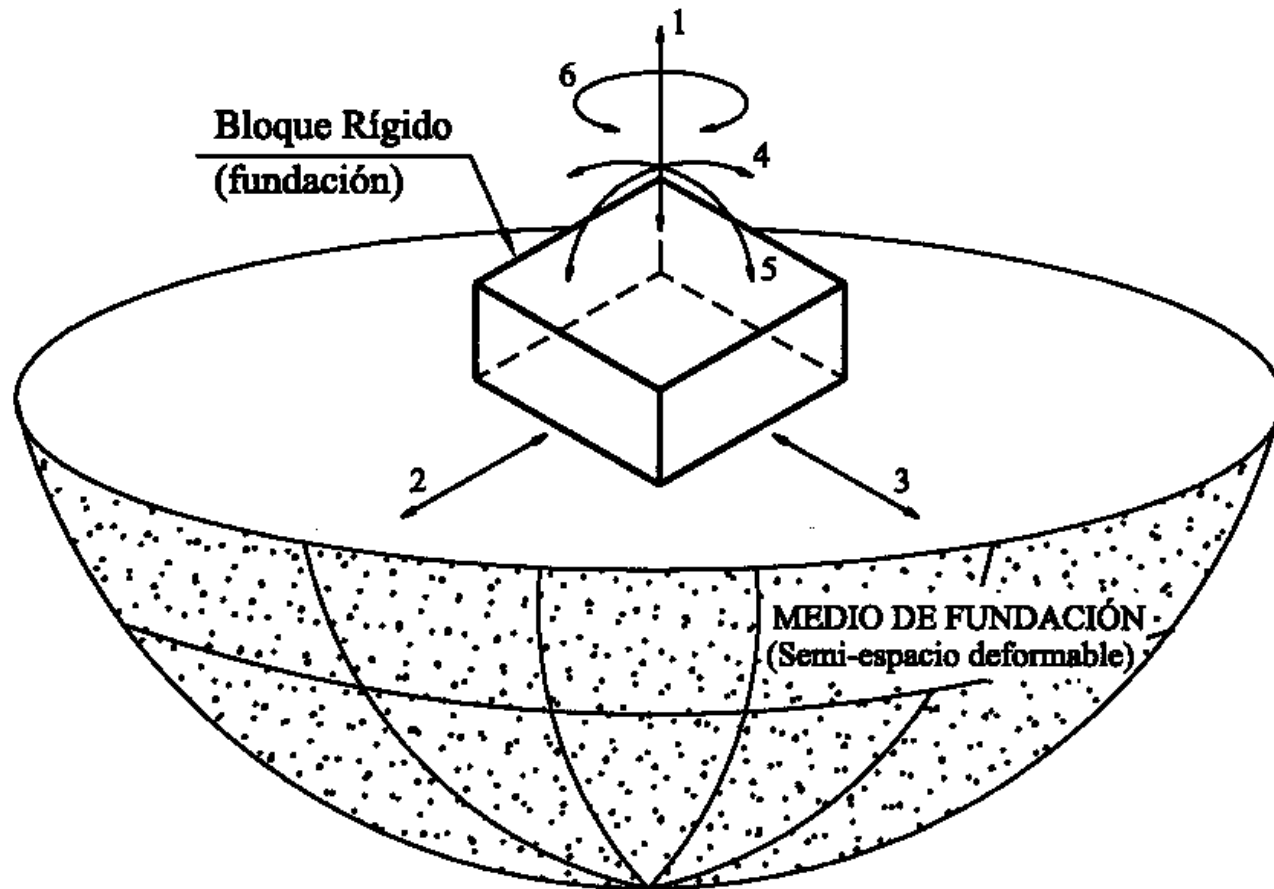


FIG. A.IV.1. COMPONENTES DE MOVIMIENTO DE UN BLOQUE RÍGIDO APOYADO EN LA SUPERFICIE DE UN SEMI-ESPACIO DEFORMABLE

Para cada excitación armónica de frecuencia ω , se define la IMPEDANCIA DINÁMICA K , como la relación en régimen estacionario entre la fuerza aplicada y el desplazamiento resultante de un bloque rígido de geometría equivalente pero sin masa.

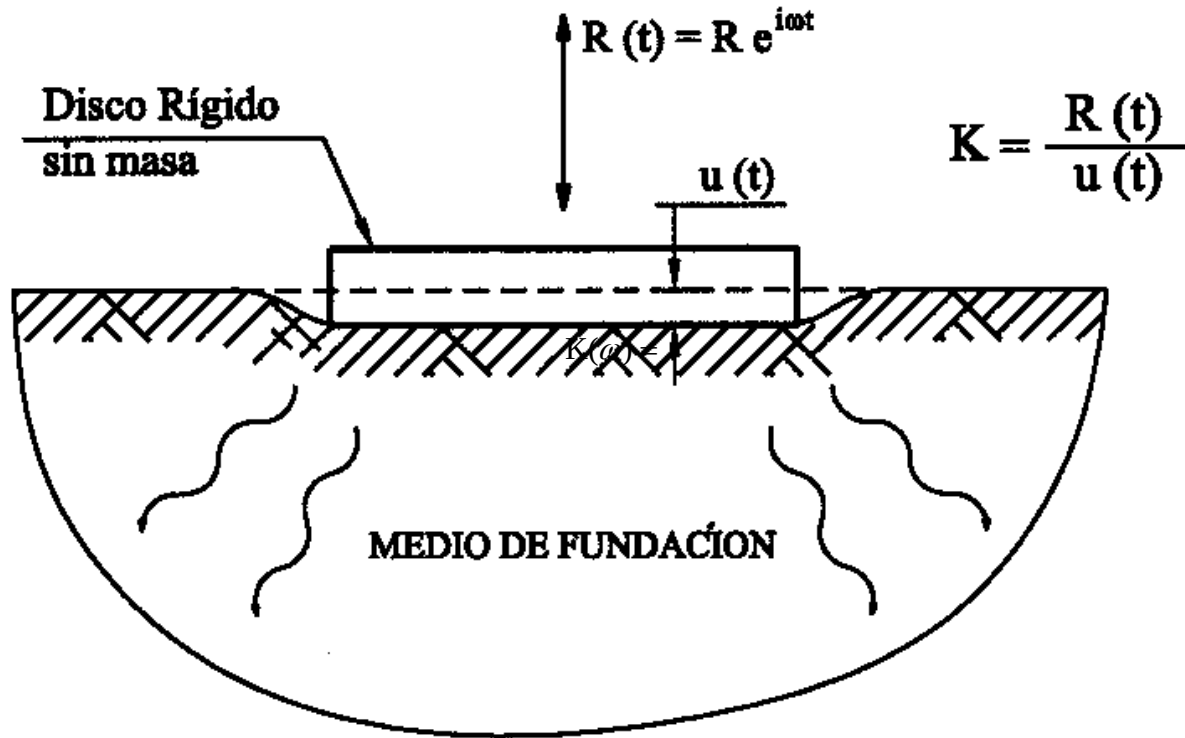


FIG. A.IV.2. DISCO RÍGIDO SIN MASA APOYADO EN LA SUPERFICIE DE UN SEMI-ESPACIO DEFORMABLE

Función de Impedancia Dinámica $K(\omega) = K_1(\omega) + i K_2(\omega)$

K_1 ... Rigidez Dinámica

- Refleja la rigidez e Inercia del medio de fundación
- Depende de la frecuencia debido a la influencia de esta sobre la inercia, ya que las propiedades del suelo son esencialmente independientes de la frecuencia de excitación

K_2 ... Amortiguamiento dinámico (ωC)

- Es el producto de la frecuencia por el coeficiente de amortiguamiento
- Representa el amortiguamiento del sistema tanto por radiación de ondas como por el propio amortiguamiento del material
- La radiación refleja la energía disipada por la propagación de ondas en el medio de fundación y es dependiente de la frecuencia.
- El amortiguamiento del material cuantifica la energía disipada debido al comportamiento histerético del suelo, que es independiente de la frecuencia.

Analogía con oscilador de 1 gdl:

$$K_1(\omega) = K - \omega^2 m = K k(\omega)$$

$$K_2(\omega) = K \omega c_s$$

$$K(\omega) = K_1(\omega) + i K_2(\omega) = K (k + i \omega c_s)$$

K ... Rigidez estática del sistema

k ... Coeficiente adimensional de rigidez dinámica

c_s ... Coeficiente adimensional de amortiguamiento

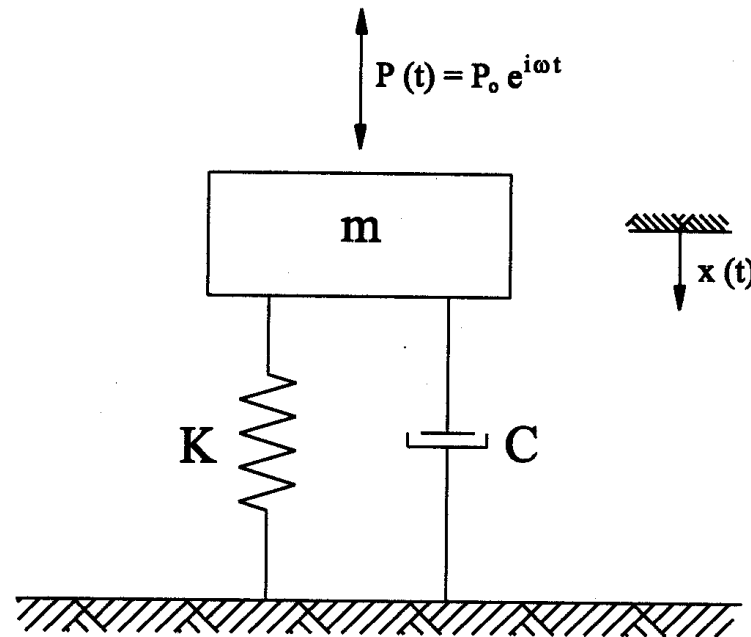


FIG. A.IV.3. OSCILADOR SIMPLE DE 1 G.D.L.

Coeficientes equivalentes de rigidez y amortiguamiento:

$$K_{eq} = K k$$

$$C_{eq} = K c_s$$

Si se considera un amortiguamiento histerético en paralelo ξ , el amortiguamiento efectivo del sistema se obtiene con una simple regla de adición de ambos amortiguamientos.

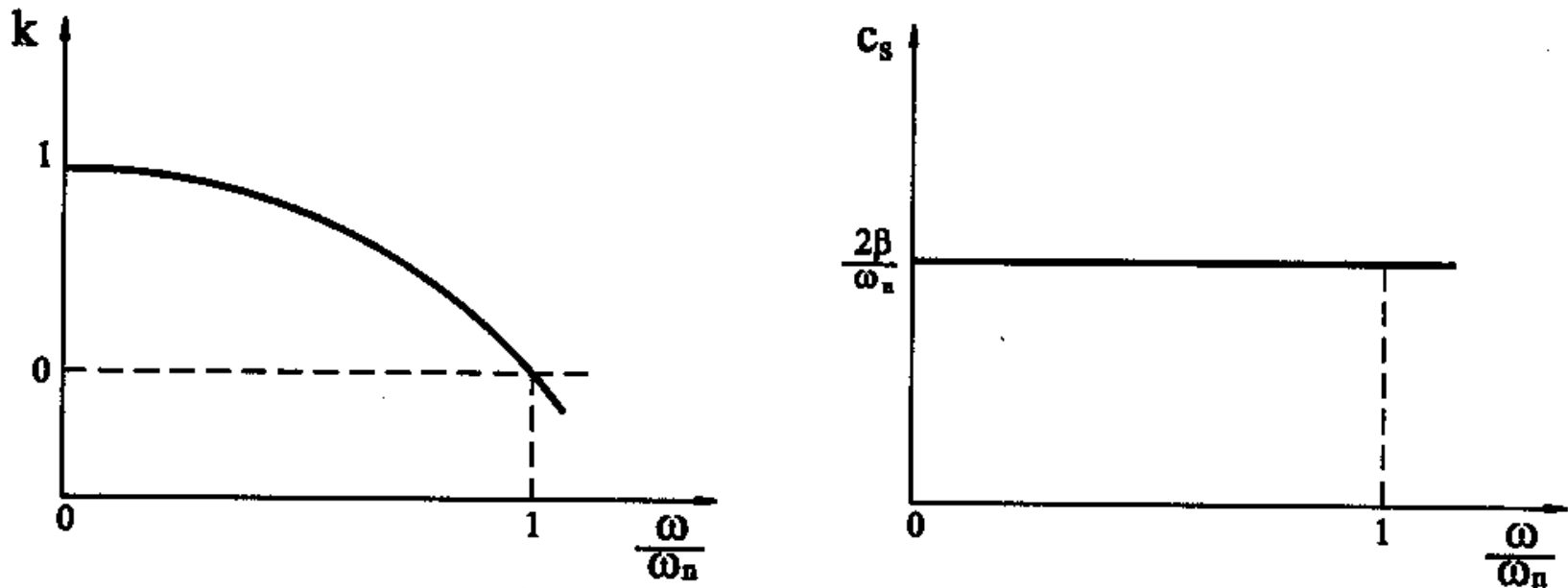


FIG. A.IV.4. VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES ADIMENSIONALES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO PARA EL OSCILADOR DE 1 G.D.L.

La variación de los coeficientes adimensionales de rigidez (k) y amortiguamiento (c_s) para el sistema fundación-suelo es mucho más compleja que las obtenidas para un oscilador de 1 gdl, pues dependen del modo de vibración considerado, la geometría de la fundación, las propiedades dinámicas del suelo, etc.

Generalmente se expresan en términos del llamado factor adimensional de frecuencia

$$a_0 = \omega B/V_s$$

Así, para un suelo con capacidad de amortiguamiento histerético ξ , los coeficientes equivalentes de rigidez y amortiguamiento son:

$$K_{eq} = K k$$

$$C_{eq} = C_{eq}^{rad} + C_{eq}^{hist} \quad (\text{simple regla de adición})$$

$$\text{donde} \quad C_{eq}^{rad} = K c B/V_s$$

$$C_{eq}^{hist} = 2K_{eq} \xi / \omega$$

IMPORTANTE: Para la determinación de las funciones de impedancia se recurre a métodos analíticos, semi-analíticos, numéricos, aproximados, empíricos e incluso experimentales.

Generalmente el coeficiente de rigidez estático K se representa a través de expresiones analíticas de fácil aplicación mientras que los coeficientes adimensionales de rigidez y amortiguamiento (k y c) a través de gráficos, pues las pocas soluciones cerradas son sumamente complejas.

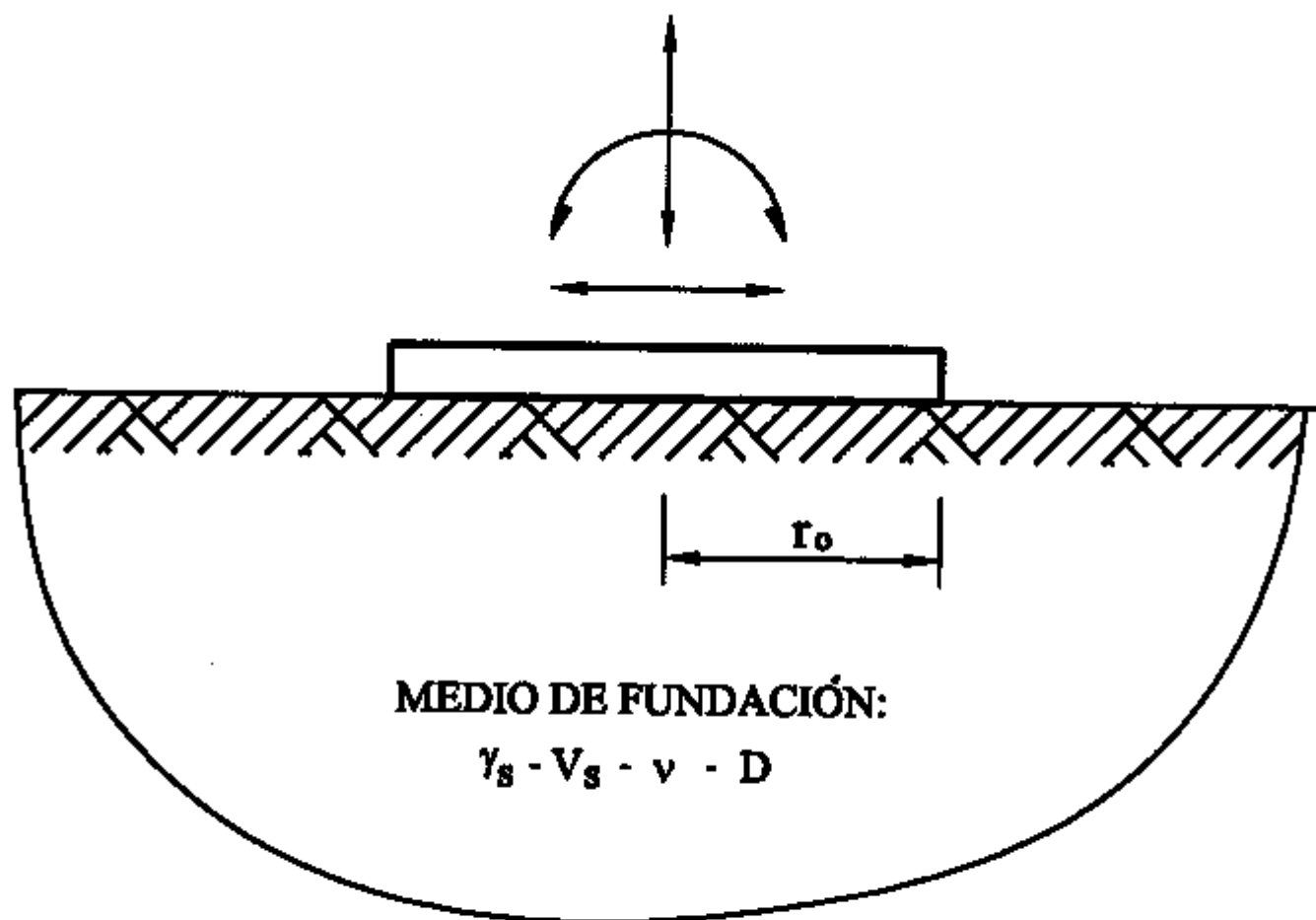
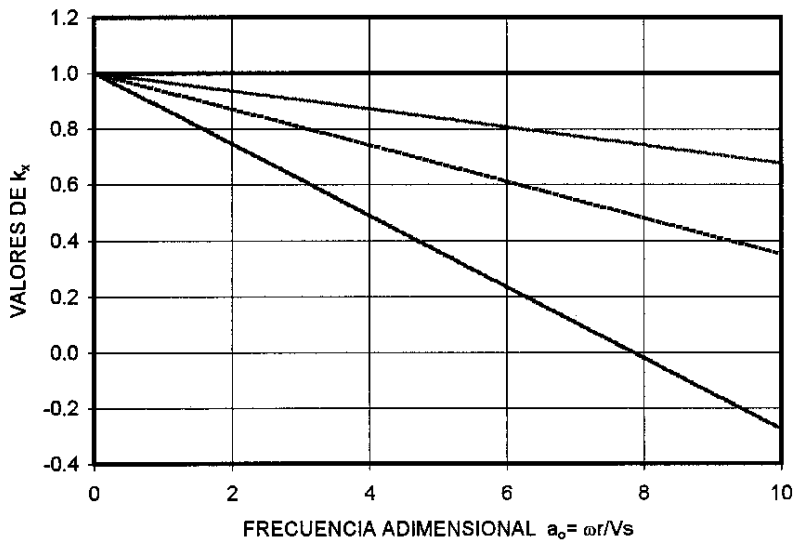


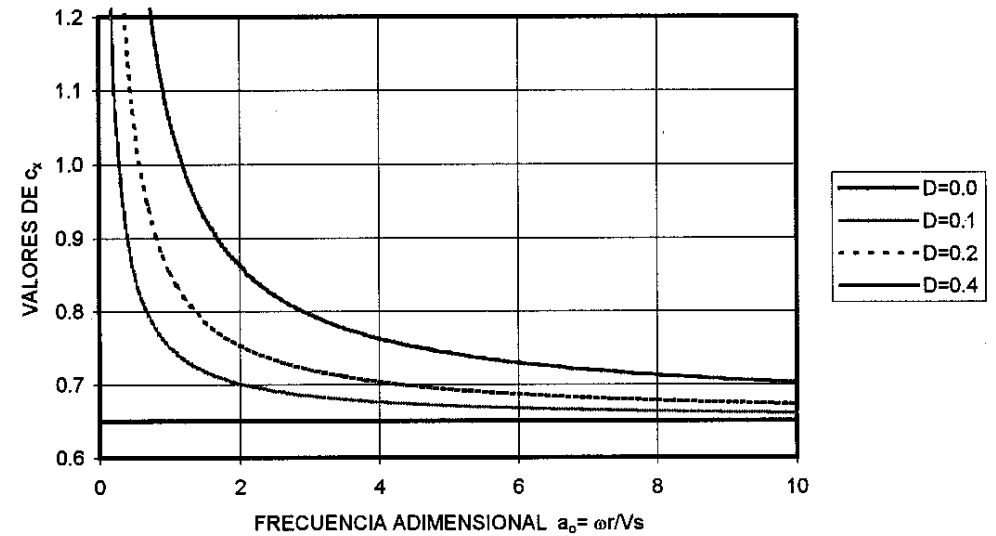
FIG. A.V.1. DISCO RÍGIDO EN LA SUPERFICIE DE UN SEMI-ESPACIO VISCOELÁSTICO

Desplazamiento horizontal (dirección x)

**FIG. A.V.3.a. COEFICIENTE ADIMENSIONAL
DE RIGIDEZ k_x**
 $\nu = 0.33$



**FIF. A.V.3.b. COEFICIENTE ADIMENSIONAL
DE AMORTIGUAMIENTO c_x**
 $\nu = 0.33$



Rigidez estática $K_x = 8Gr_o / (2-\nu)$

Desplazamiento vertical (dirección z)

FIG. A.V.3.e. COEFICIENTE ADIMENSIONAL
DE RIGIDEZ k_z
 $\nu = 0.33$

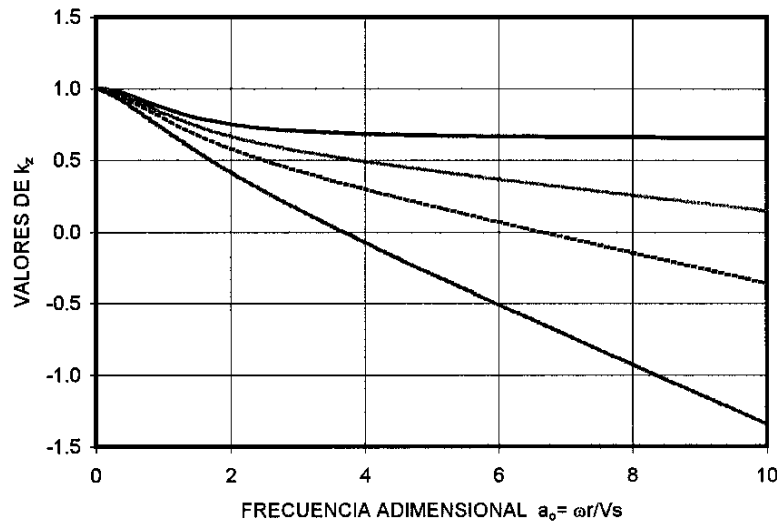
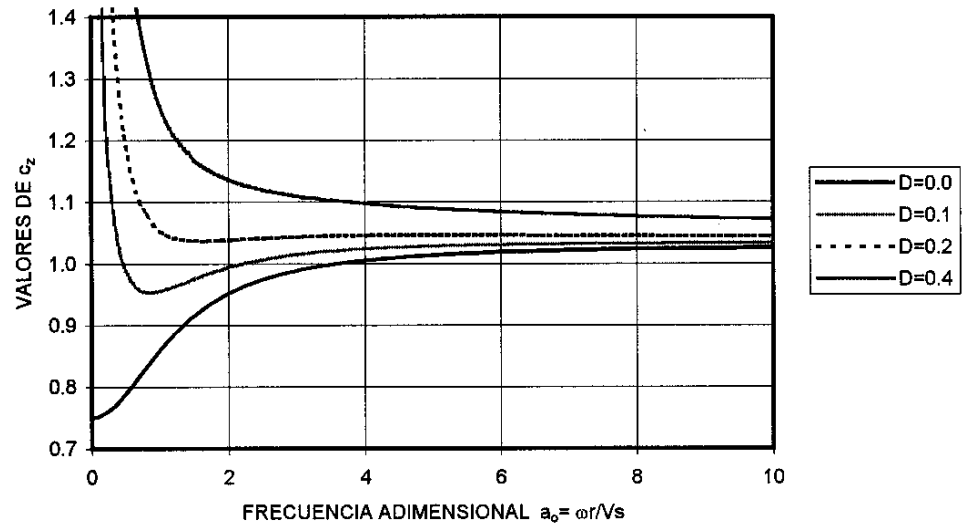


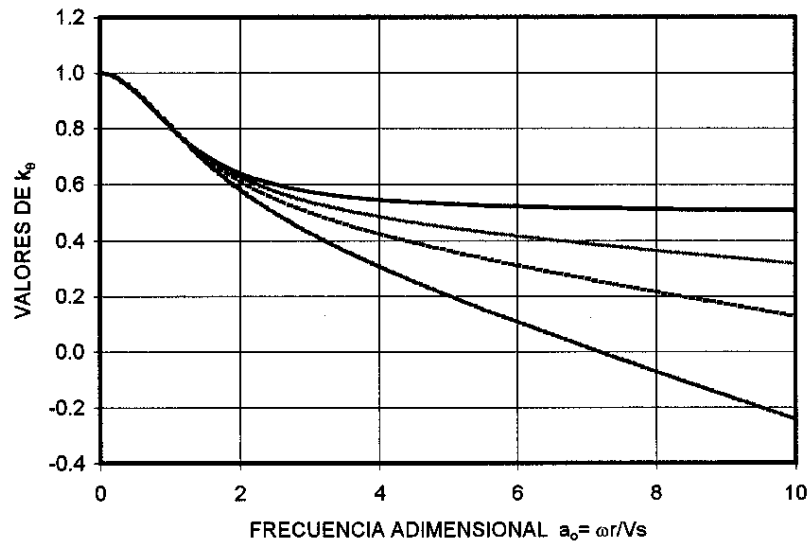
FIG. A.V.3.f. COEFICIENTE ADIMENSIONAL
DE AMORTIGUAMIENTO c_z
 $\nu = 0.33$



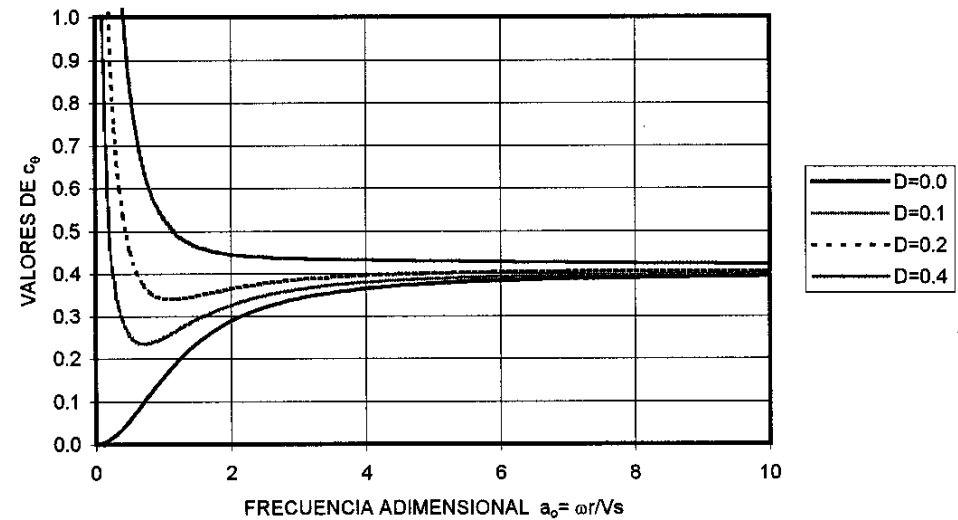
Rigidez estática $K_z = 4Gr_o/(1-\nu)$

Rotación o cabeceo

**FIG. A.V.3.c. COEFICIENTE ADIMENSIONAL
DE RIGIDEZ k_θ**
 $\nu = 0.33$

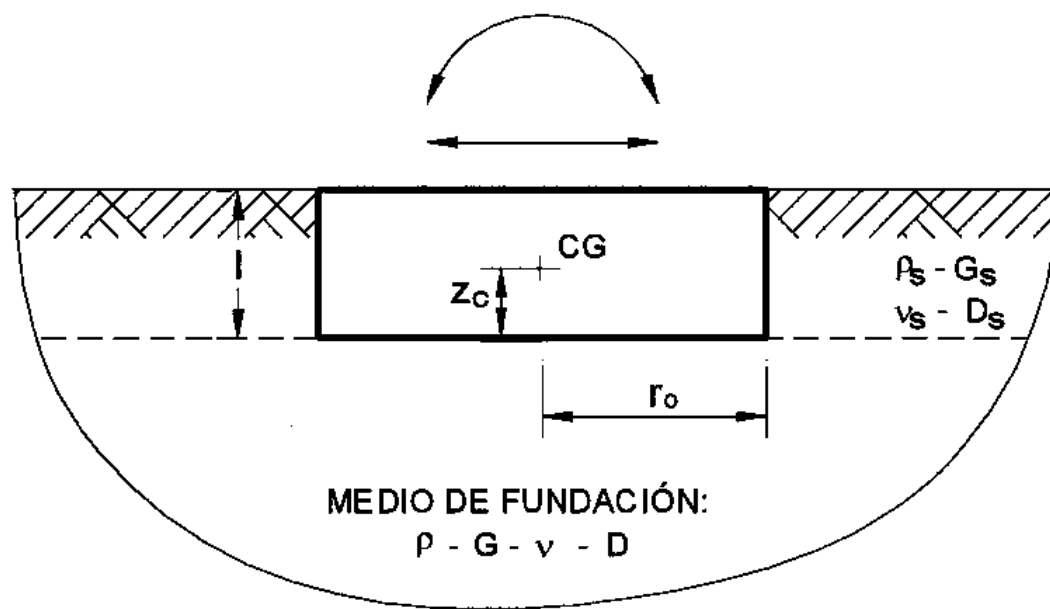


**FIG. A.V.3.d. COEFICIENTE ADIMENSIONAL
DE AMORTIGUAMIENTO c_θ**
 $\nu = 0.33$

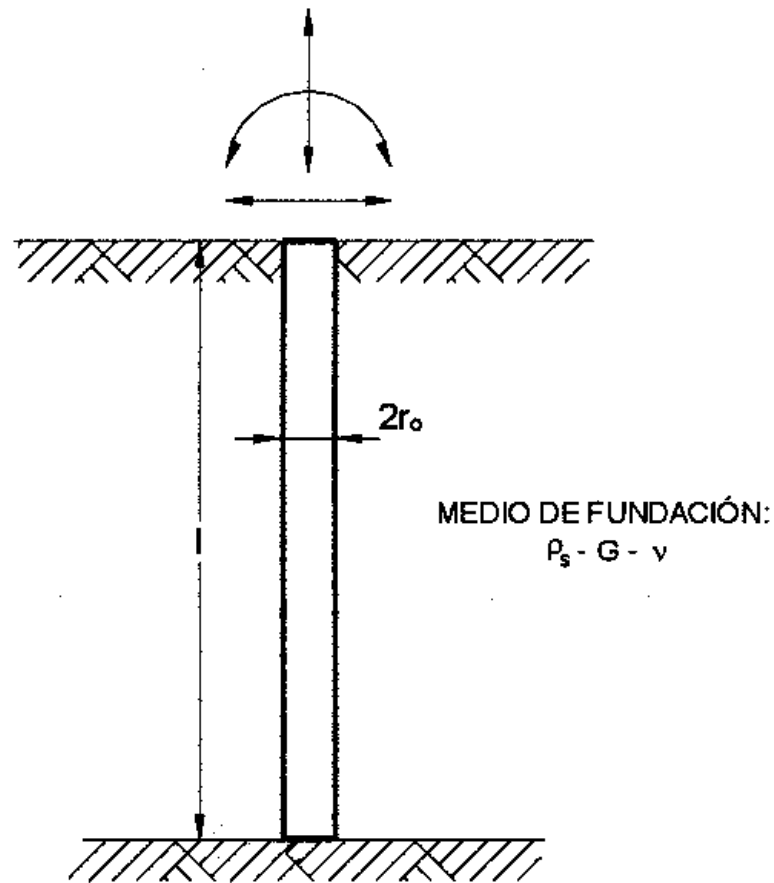


Rigidez estática $K_\theta = 8Gr_o^3/3(1-\nu)$

FIG. A.V.4. CILINDRO RÍGIDO EMBEBIDO EN UN SEMI-ESPACIO VISCOELÁSTICO



**FIG. A.V.6. PILOTE EMBEBIDO EN UN
ESTRATO HOMOGÉNEO**

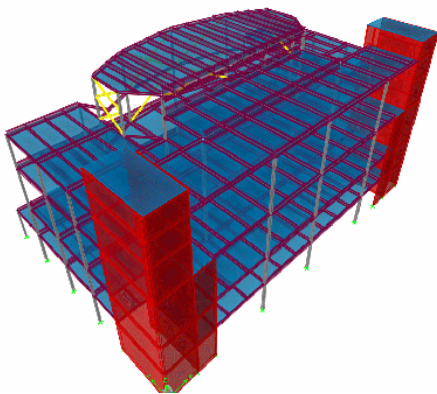


ETABS

Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems
Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones

- ETABS v9 -

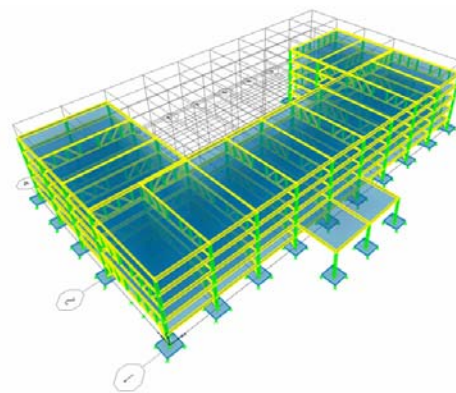
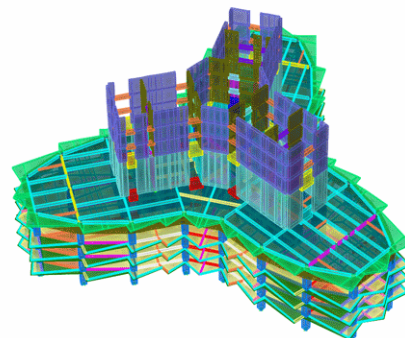
Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones



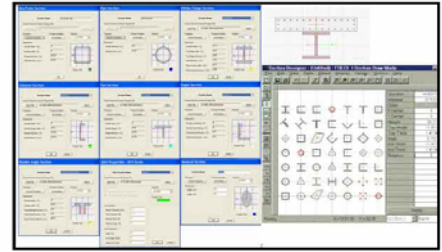
ETABS es un programa de análisis y diseño con un propósito especial, sofisticado y fácil de usar, desarrollado específicamente para sistemas de edificaciones. ETABS versión 9 posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño sin igual, todos integrados usando una base de datos común. Aunque fácil y sencillo para estructuras simples, ETABS también puede manejar los más grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

ETABS ofrece la mayor cantidad de herramientas de análisis y diseño disponibles para el ingeniero estructural que trabaja con estructuras de edificios. La siguiente lista representa solo una muestra de los tipos de sistemas y análisis que ETABS puede manejar fácilmente:

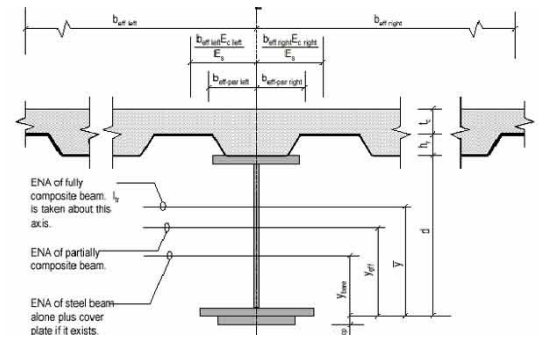
- Facilidades en el modelaje de edificios comerciales de múltiples pisos.
- Estacionamientos con rampas lineales y circulares.
- Edificios con pisos de acero, concreto, compuestos o cerchas.
- Posee un poderoso diseño en acero estructural y concreto armado, incluyendo muros de corte, completamente integrado, todos disponibles desde la misma interfaz usada para modelar y analizar el modelo.
- El diseño de miembros de acero permite el predimensionado inicial y una optimización interactiva, y el diseño de elementos de concreto incluye el cálculo de la cantidad de acero de refuerzo requerido, considerando incluso condición sismorresistente.
- Edificios basados en sistemas de líneas de referencia (Grid Lines)
- Edificios de losas planas o reticulares de concreto.
- Edificios sujetos a cualquier cantidad de casos de carga y combinaciones, tanto lateral como vertical. Incluyendo carga automática por viento y sismo.
- Múltiples casos de carga por espectros de respuesta, con curvas predeterminadas.
- Transferencia automática de cargas verticales de pisos a vigas y muros.



- Análisis P-Delta con análisis dinámicos o estáticos.
- Análisis de cargas por secuencia de construcción.
- Múltiples casos de carga por funciones en el dominio del tiempo lineal y no lineal en cualquier dirección.
- Apoyo de fundación / soporte.
- Análisis de grandes desplazamientos.
- Pushover estático no lineal.
- Edificios con aisladores y amortiguadores de base.
- Modelaje de pisos con diafragmas rígidos o semi-rígidos.
- Reducción automática de carga viva vertical.



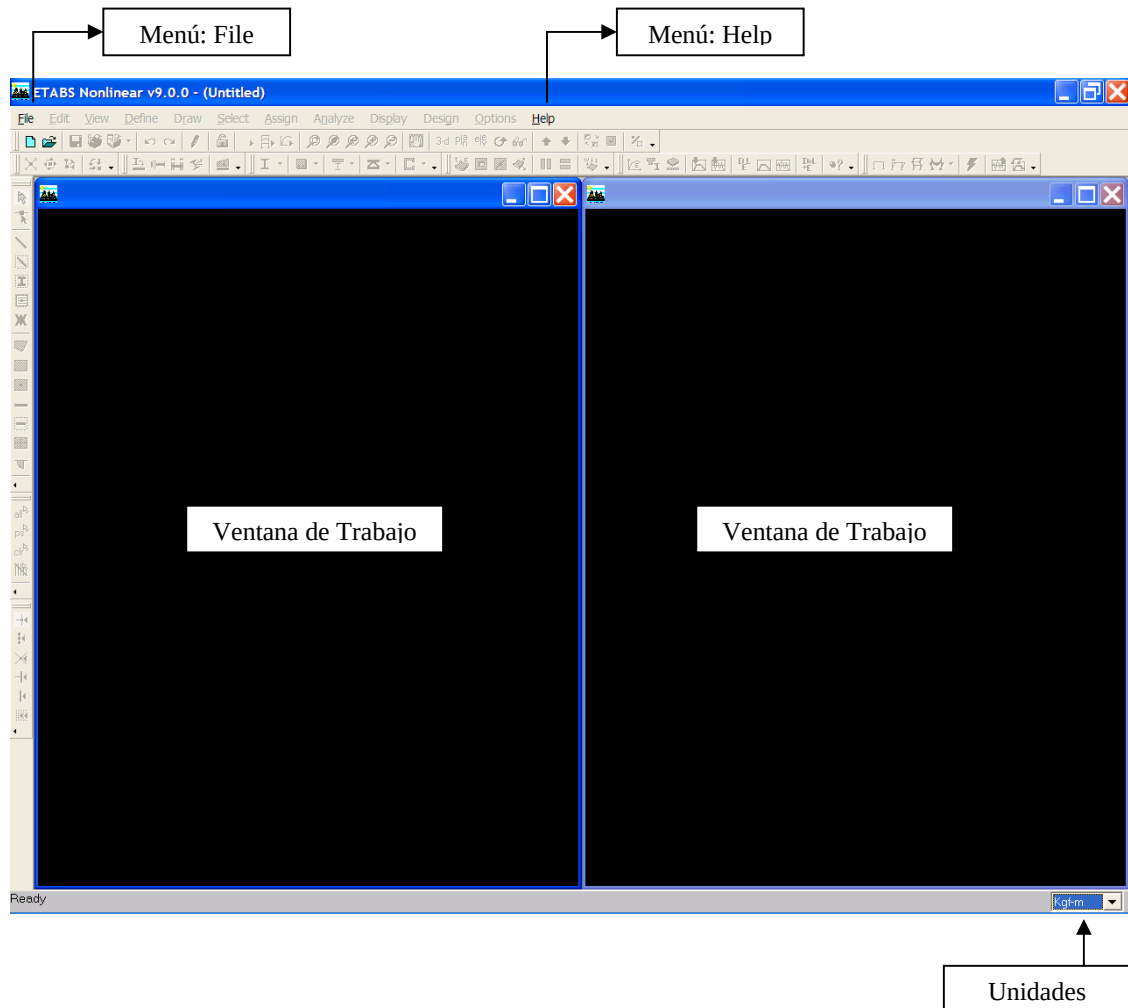
Por otra parte, el programa tiene la capacidad de importar el modelo desde Autocad y exportar los resultados a diferentes programas tales como SAP2000, SAFE, Microsoft Access, Microsoft Excel, Microsoft Word, Autocad, y otros.



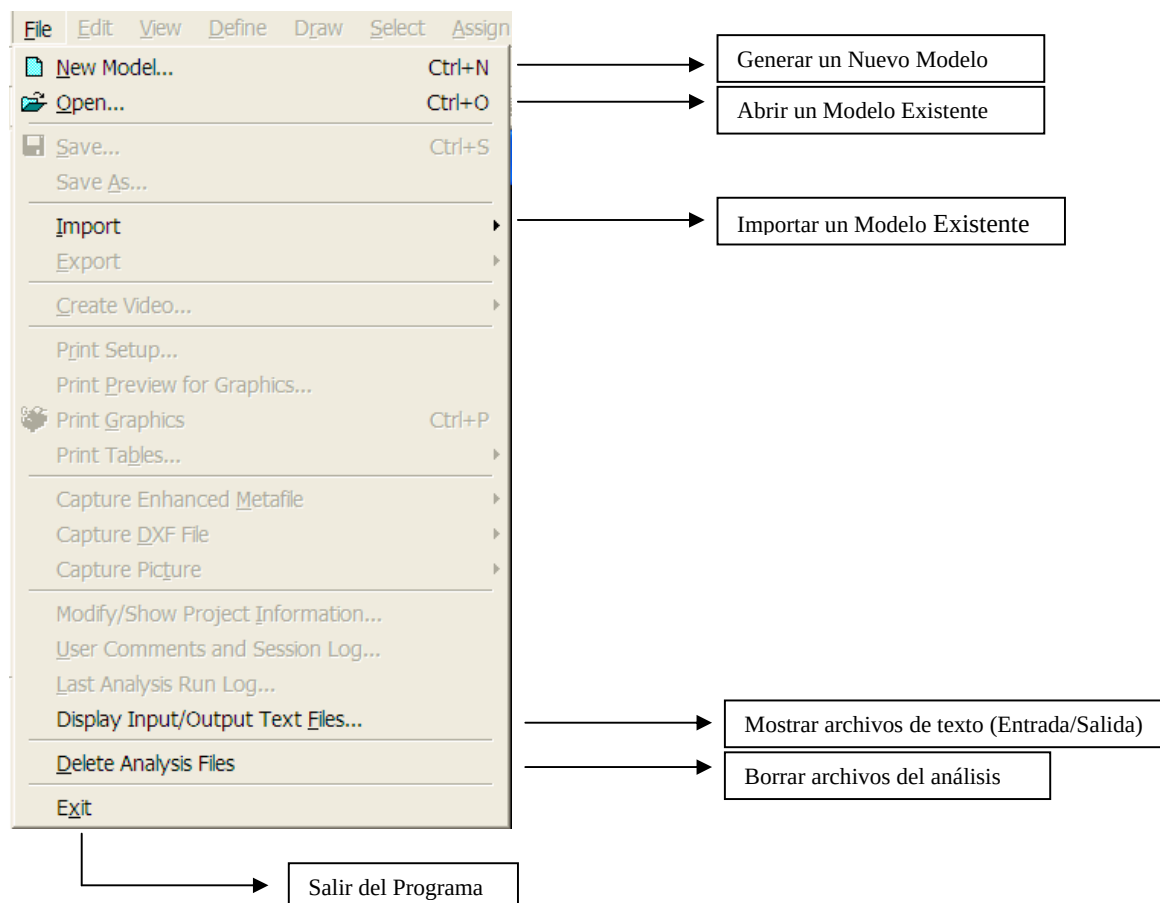
En conclusión, el programa ETABS agrega una interfaz gráfica fácil y completa, vinculada con poderosas herramientas, ofreciéndole al ingeniero estructural, un programa de análisis y diseño de edificaciones sin igual en eficiencia y productividad.

1. DESARROLLO

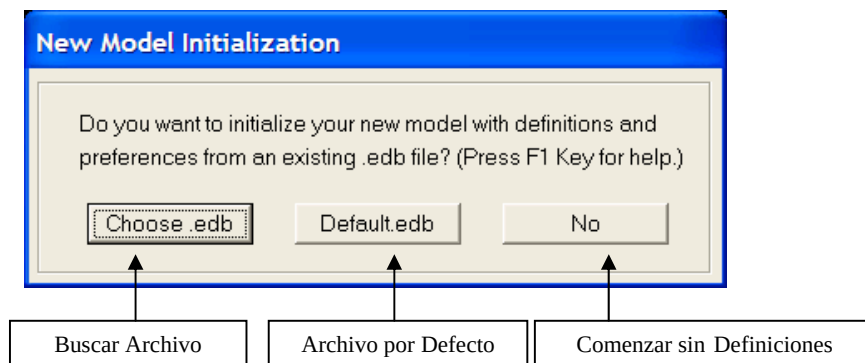
Al entrar al programa se nos presenta una pantalla de fondo negro con dos ventanas separadas verticalmente. Allí en la parte inferior derecha se despliega un menú con las unidades a utilizar en la generación del modelo estructural, mientras que en la parte superior izquierda se encuentra activo el menú File donde se puede abrir o importar un modelo existente, o bien, generar un nuevo modelo. Por otra parte, en la parte superior se encuentra el menú Help.



Al entrar al menú File, se presentan las siguientes opciones activas:



Si se elige iniciar un nuevo modelo, se tiene la opción de comenzar con las definiciones y/o preferencias de algún archivo existente, es decir, sus materiales, secciones, combinaciones, colores, etc.



Una vez seleccionada alguna de las opciones se presenta una ventana con una serie de plantillas predeterminadas con el fin de generar la edificación correspondiente a partir de variables debidamente definidas.

Para definir una identificación particular de los grid (Ejes) en X e Y se tiene el siguiente formulario.

Grid Labeling Options

X Grid

Beginning X ID

☒ Label Left to Right

☐ Label Right to Left

Y Grid

Beginning Y ID

☒ Label Bottom to Top

☐ Label Top to Bottom

→ Grid (Ejes) en X

→ Primera Variable de Identificación

→ Identificar de Izquierda a Derecha

→ Identificar de Derecha a Izquierda

→ Grid (Ejes) en Y

→ Primera Variable de Identificación

→ Identificar de Izquierda a Derecha

→ Identificar de Derecha a Izquierda

Para definir distancias y/o aplicaciones particulares entre los grid (Ejes) en X e Y, se tiene el siguiente cuadro.

Ubicación del Eje

Colores por Ejes

Vista general

Edit
Format
Opciones de Edición

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	6.	Primary	Show	Top	
3	C	12.	Primary	Show	Top	
4	D	18.	Primary	Show	Top	
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	6.	Primary	Show	Left	
3	3	12.	Primary	Show	Left	
4	4	18.	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						

Unidades

Units: Kgf-m

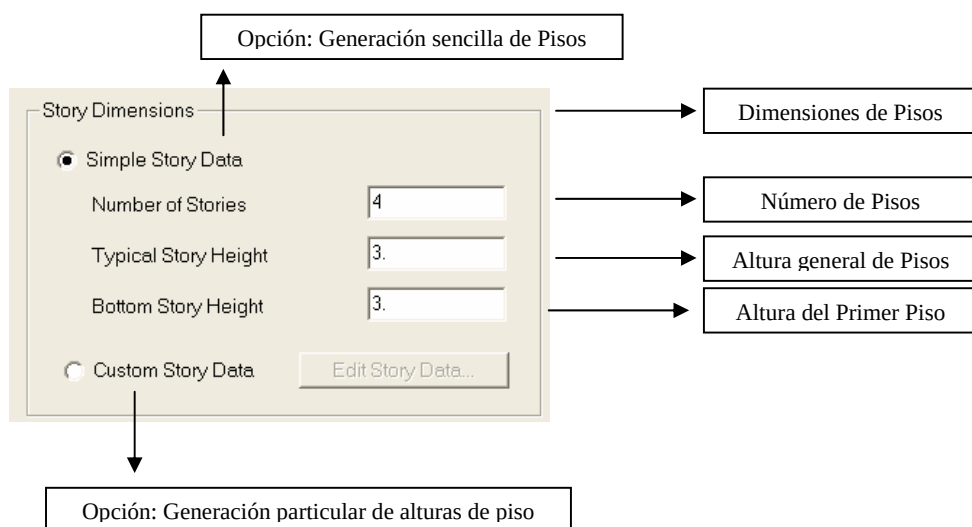
Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble: 1.25

- **Line Type:** permite definir el tipo de Eje, es decir, si se va a considerar Primario o Secundario.
- **Visibility:** permite definir si el grid se quiere mostrar en el modelo estructural.
- **Bubble Loc:** Permite cambiar la orientación del Eje.
- **Grid Color:** Permite asignarle a cada Eje un color particular.
- **Hide All Grid Lines:** Ocultar todos los ejes.
- **Blue To Grid Lines:** Unir las líneas al Grid.



Para definir alturas y/o aplicaciones particulares entre los pisos del modelo estructural, se tiene el siguiente cuadro.

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
5	STORY4	3.	12.	No	STORY1	No	0.
4	STORY3	3.	9.	No	STORY4	No	0.
3	STORY2	3.	6.	No	STORY4	No	0.
2	STORY1	3.	3.	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Nombre de cada Piso

Altura de cada Piso

Altura del Nivel Base

Definición de Pisos similares

Definición de Piso Maestro

Unidades: Kg-m

Reset Selected Rows

Height: 3. [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

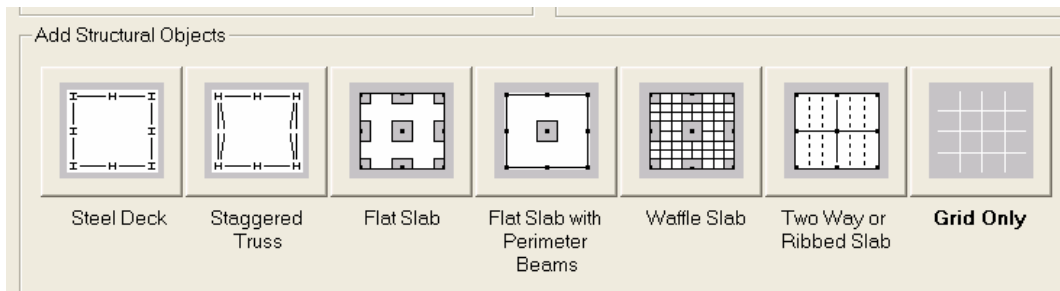
Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Change Units: [Kg-m]

OK Cancel

- **Master Story:** Piso Maestro (Nivel de Referencia)
- **Similar To:** Indica que el piso es similar a alguno definido como Piso Maestro. Esto implica que al cambiar cualquier aspecto en el piso maestro automáticamente se modifica en sus similares



- **Steel Deck:** Estructura de pórticos en Acero
- **Staggered Truss:** Estructura de Acero utilizando armaduras espaciales.
- **Flat Slab:** Estructura de Concreto armado utilizando losas macizas sobre capiteles.
- **Flat Slab with Perimeter Beams:** Estructura de Concreto armado utilizando losas macizas sobre capiteles y vigas perimetrales.
- **Waffle Slab:** Estructura de Concreto Armado utilizando losas reticulares y capiteles.
- **Two Way or Ribbed Slab:** Estructura de concreto armado con vigas en dos direcciones y losa nervada.
- **Grid Only:** Plantilla de Grid (3D)

1.1.- Steel Deck: En esta opción puede generarse una estructura de pórticos ortogonales en acero y correas uniformemente espaciadas. Adicionalmente, puede darse la condición de considerar volados en ambas direcciones, tipo de rigidez en las uniones de elementos resistentes, establecer el tipo de vinculación en el nivel base, predimensionado de vigas, correas y columnas, definir diafragma rígido y el sistema de cargas a considerar

Steel Floor System

Overhangs → Volados de la losa en dirección X e Y

Along X Direction
 Left Edge Distance: 0.15
 Right Edge Distance: 0.15

Along Y Direction
 Top Edge Distance: 0.15
 Bottom Edge Distance: 0.15

Secondary Beams → Vigas Secundarias

☒ Secondary Beams
 Direction: X
☐ Max Spacing
☒ Number: 3

Moment Frame Type → Consideraciones de momentos

☐ None ☐ Perimeter ☒ Intersecting
☒ Special Moment Beams [Specify Type...]

Restraints at Bottom → Restricciones en La Base

☐ None ☒ Pinned ☐ Fixed

☒ Create Rigid Floor Diaphragm → Crear Diafragma Rígido

Structural System Properties → Propiedades del sistema estructural

Lateral Column: A-LatCol
 Lateral Beam: A-LatBm
 Gravity Column: A-GravCol
 Gravity Beam: A-GravBm
 Secondary Beam: A-CompBm
 Deck/Floor: DECK1 → Tipo de Losa

Load → Sistema de Cargas

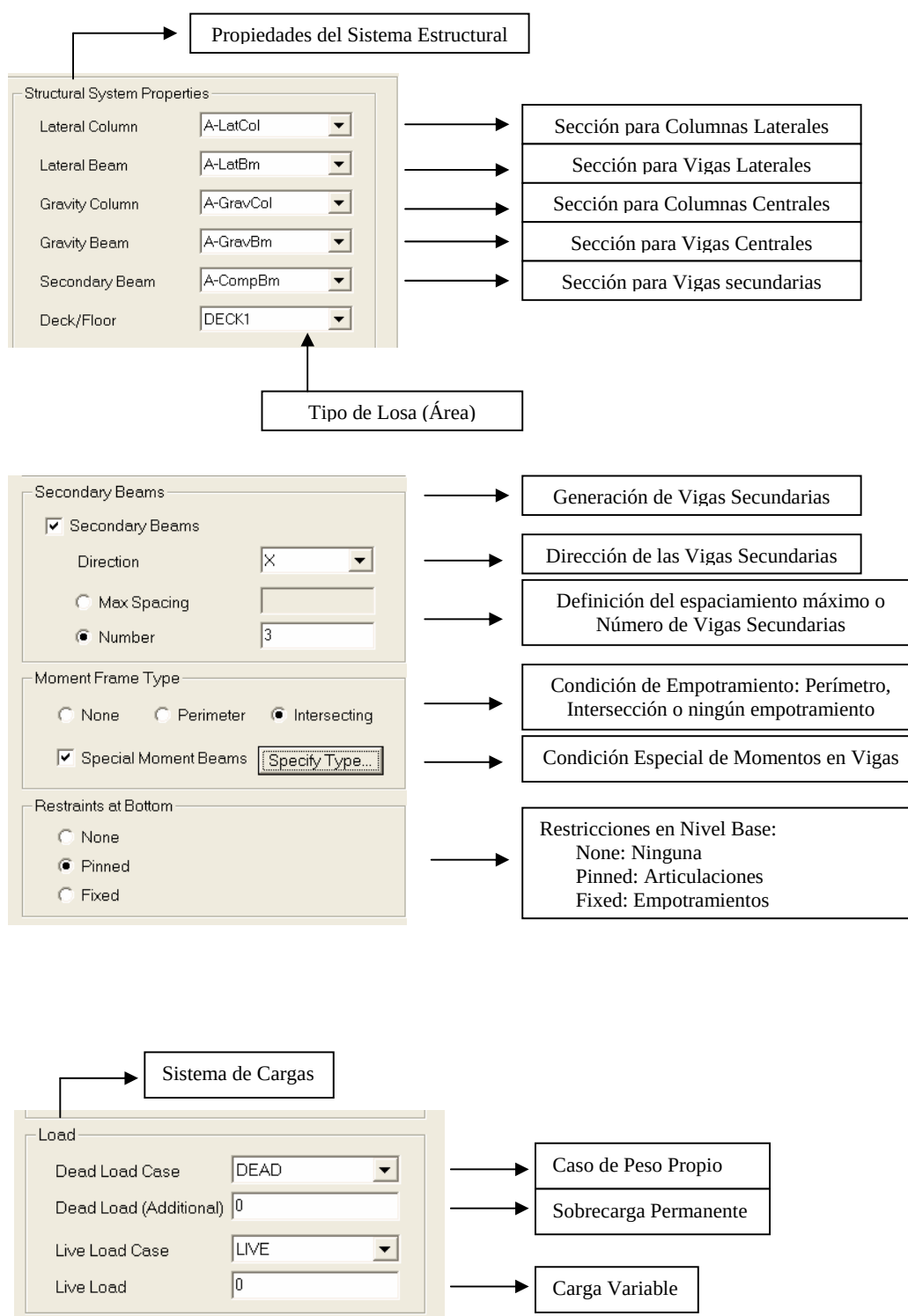
Dead Load Case: DEAD
 Dead Load (Additional): 0
 Live Load Case: LIVE
 Live Load: 0

Overhangs → Volados de la losa en dirección X e Y

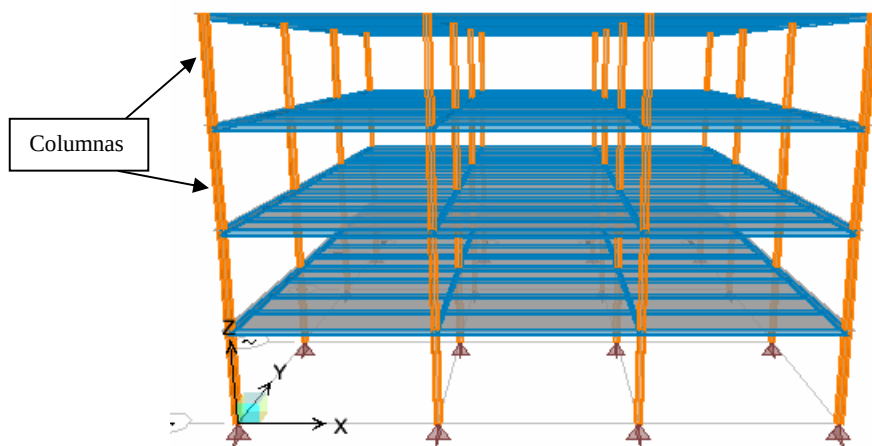
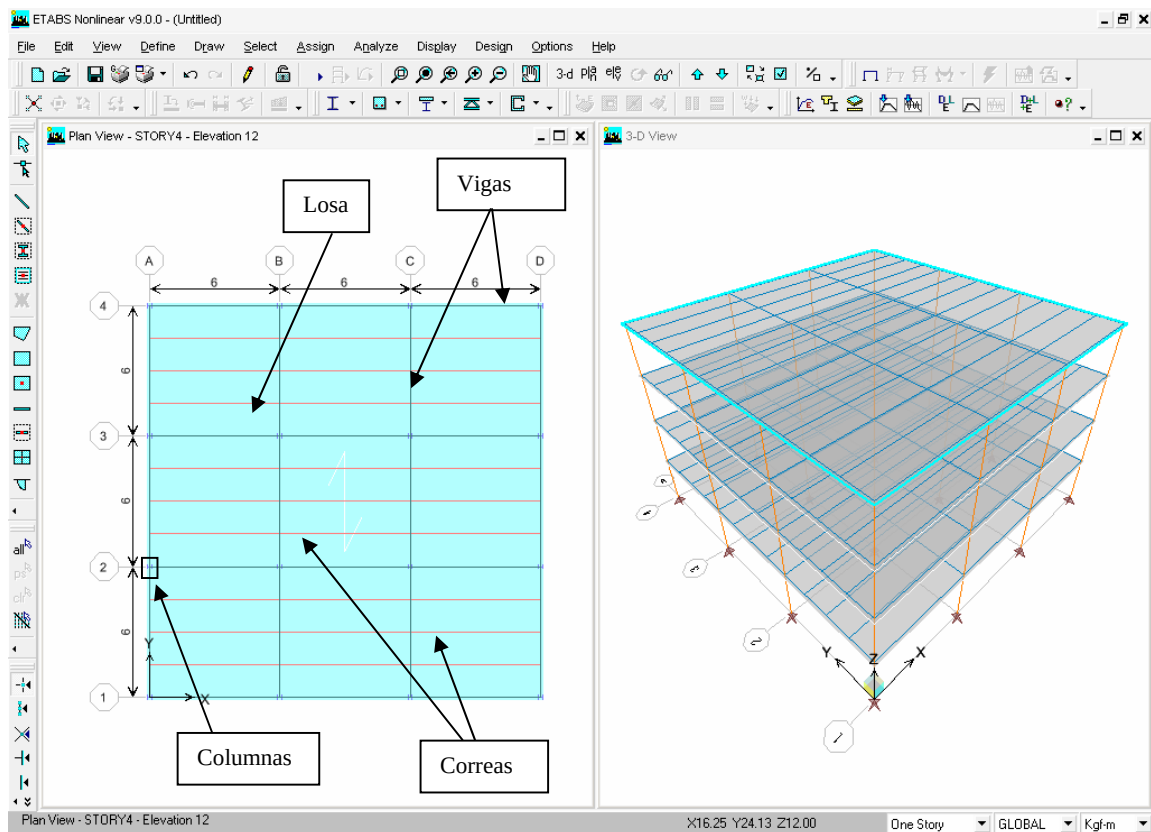
Along X Direction
 Left Edge Distance: 0.15
 Right Edge Distance: 0.15

Along Y Direction
 Top Edge Distance: 0.15
 Bottom Edge Distance: 0.15

Longitud del volado a la izquierda en X
 Longitud del volado a la Derecha en X
 Longitud del volado arriba en Y
 Longitud del volado a Abajo en Y



Representación gráfica del Modelo Generado



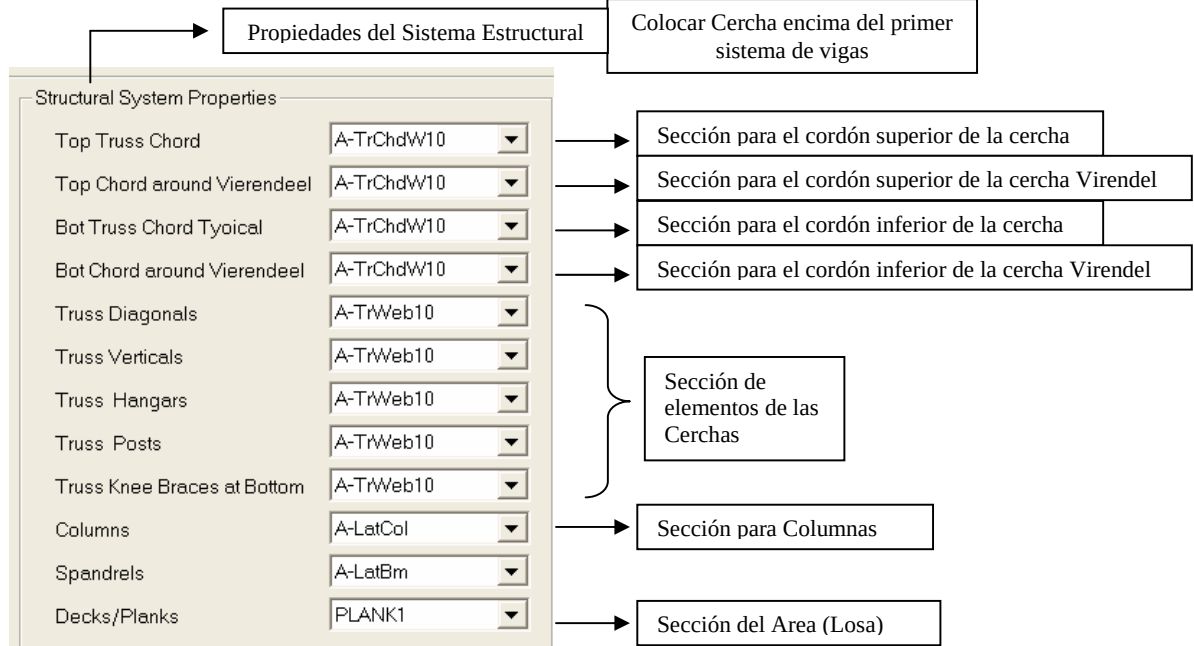
1.2.- Staggered Truss: En esta opción puede generarse una estructura de acero con un sistema de vigas y cerchas en direcciones ortogonales y correas uniformemente espaciadas. Adicionalmente, puede darse la condición de considerar volados en ambas direcciones, establecer el tipo de vinculación en el nivel base, predimensionado de vigas, correas, cordones, diagonales, montantes, columnas, definición de diafragma rígido y el sistema de cargas a considerar

The screenshot shows the 'Staggered Truss System' dialog box with the following sections and callouts:

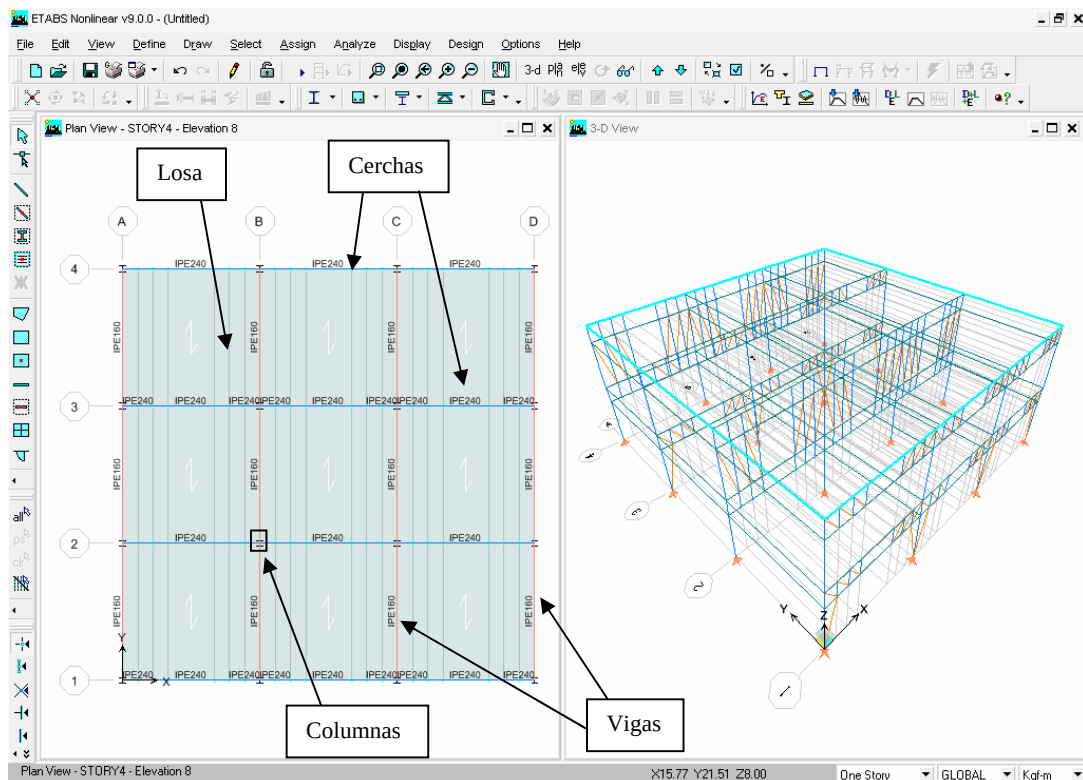
- Definición de la Cercha:** Points to the 'Truss Location' section, which includes:
 - Vierendeel Panel Width: 2.
 - No. of Panels Before Vierendeel: 3
 - No. of Panels After Vierendeel: 3
 - ☒ First Bay has Truss at Top Level
- Volados de la losa en dirección X e Y:** Points to the 'Deck Overhangs' section, which includes:
 - Along X Direction:
 - Left Edge Distance: 0
 - Right Edge Distance: 0
 - Along Y Direction:
 - Top Edge Distance: 0
 - Bottom Edge Distance: 0
- Restricciones en La Base:** Points to the 'Restrains at Bottom' section, which includes:
 - ☐ None
 - ☒ Pinned
 - ☐ Fixed
- Propiedades del sistema Estructural:** Points to the 'Structural System Properties' section, which includes:
 - Top Truss Chord: A-TrChdW10
 - Top Chord around Vierendeel: A-TrChdW10
 - Bot Truss Chord Typical: A-TrChdW10
 - Bot Chord around Vierendeel: A-TrChdW10
 - Truss Diagonals: A-TrWeb10
 - Truss Verticals: A-TrWeb10
 - Truss Hangars: A-TrWeb10
 - Truss Posts: A-TrWeb10
 - Truss Knee Braces at Bottom: A-TrWeb10
 - Columns: A-LatCol
 - Spandrels: A-LatBm
 - Decks/Planks: PLANK1
- Tipo de Area:** Points to the 'Decks/Planks' dropdown menu.
- Sistema de Cargas:** Points to the 'Load' section, which includes:
 - Dead Load Case: DEAD
 - Dead Load: 0
 - Live Load Case: LIVE
 - Live Load: 0
- Crear Diafragma Rígido:** Points to the ☐ Create Rigid Floor Diaphragm checkbox.

Below the main dialog, a detailed view of the 'Definición de la Cercha' section is shown with arrows pointing to specific input fields:

- Definición de la Cercha:**
 - Truss Location:
 - Vierendeel Panel Width: 2. → Ancho de Cercha Virendel
 - No. of Panels Before Vierendeel: 3 → Numero de tramos antes de la cercha virendel
 - No. of Panels After Vierendeel: 3 → Numero de tramos después de la cercha virendel
 - ☒ First Bay has Truss at Top Level



Representación gráfica del Modelo Generado



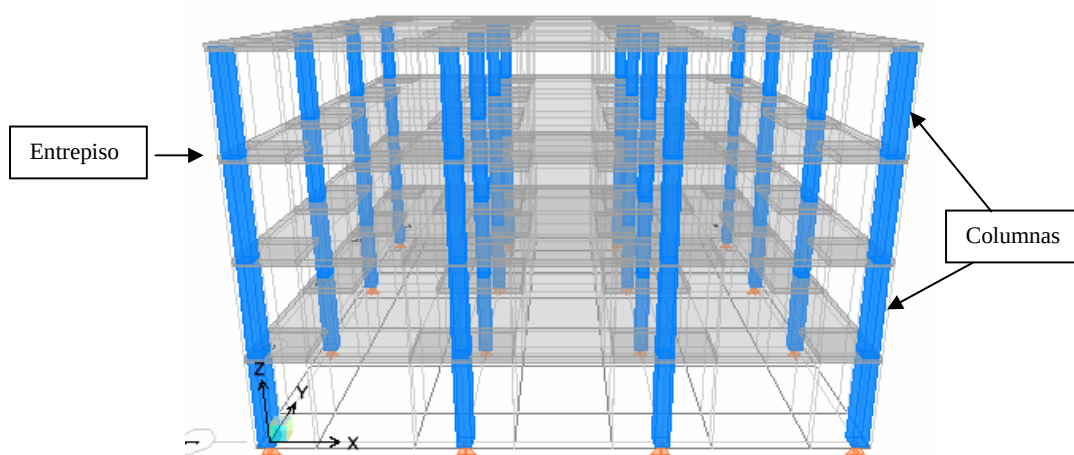
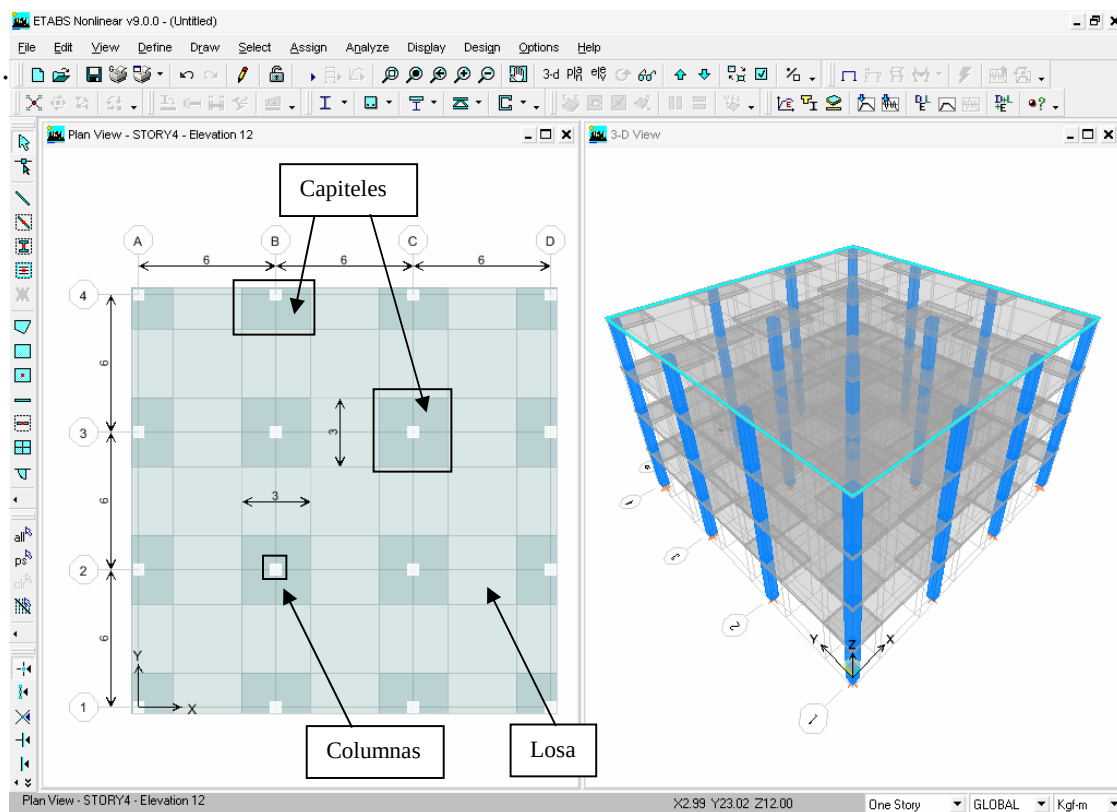
1.3.- Flat Slab: En esta opción puede generarse una estructura de concreto armado con a base de una losa maciza y columnas con capiteles. Adicionalmente, puede darse la condición de considerar volados en ambas direcciones, establecer el tipo de vinculación en el nivel base, predimensionado de columnas, losa y capiteles, definición de diafragma rígido y el sistema de cargas a considerar.

The screenshot shows the 'Flat Slab' dialog box with several annotations in Spanish:

- Volados de la losa en dirección X e Y:** Points to the 'Overhangs' section, which includes 'Along X Direction' (Left Edge Distance: 0.3, Right Edge Distance: 0.3) and 'Along Y Direction' (Top Edge Distance: 0.3, Bottom Edge Distance: 0.3).
- Propiedades del sistema estructural:** Points to the 'Structural System Properties' section, which includes 'Column' (ConcCol), 'Slab' (SLAB1), and 'Drop' (SLAB1).
- Capiteles:** Points to the 'Drop Panels' section, which includes 'Drop Panels' (checked) and 'Size' (3).
- Dimensión de los Capiteles:** Points to the 'Size' input field in the 'Drop Panels' section.
- Restricciones en La Base:** Points to the 'Restrains at Bottom' section, which includes 'None', 'Pinned' (selected), and 'Fixed'.
- Sistema de Cargas:** Points to the 'Load' section, which includes 'Dead Load Case' (DEAD), 'Dead Load (Additional)' (0), 'Live Load Case' (LIVE), and 'Live Load' (0).
- Crear Diafragma Rígido:** Points to the 'Create Rigid Floor Diaphragm' checkbox, which is checked.

The dialog box also includes 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom, and a preview of the slab structure on the right.

Representación gráfica del Modelo Generado

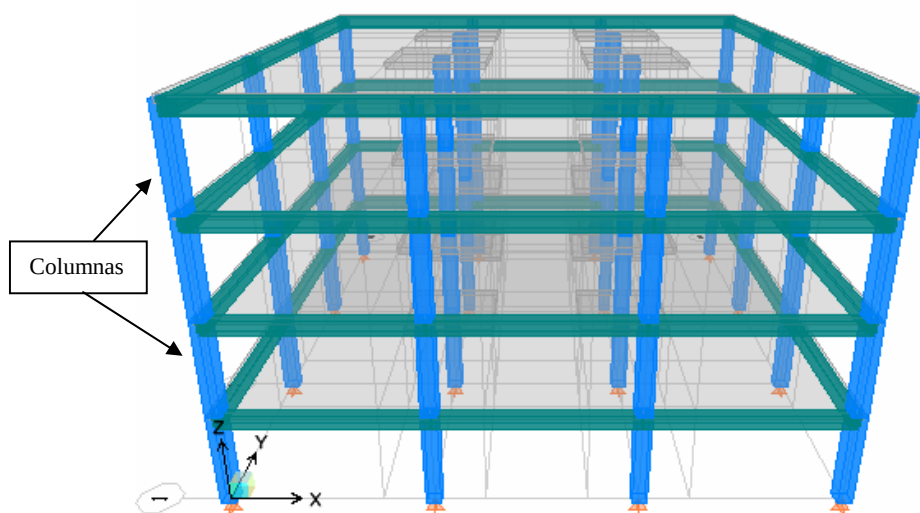
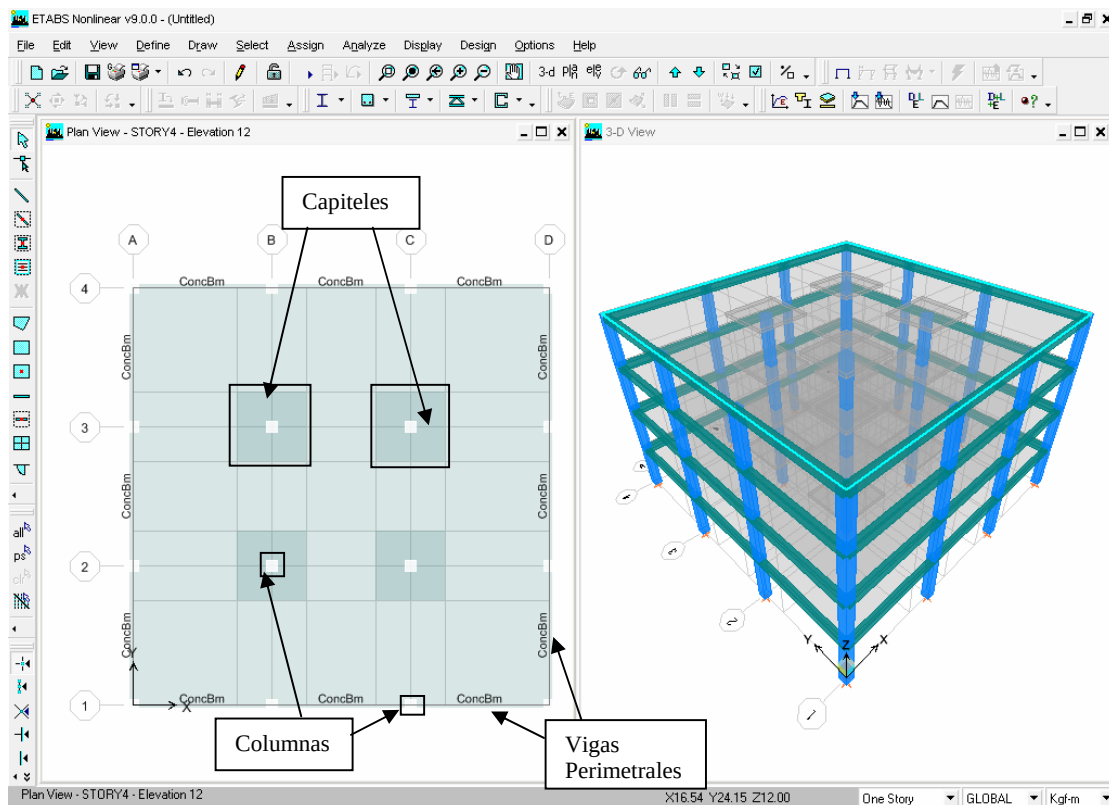


1.4.- Flat Slab with Perimeters Beams: En esta opción puede generarse una estructura de concreto armado a base de una losa maciza, columnas, capiteles y vigas perimetrales. Adicionalmente, puede darse la condición de considerar volados en ambas direcciones, establecer el tipo de vinculación en el nivel base, predimensionado de columnas, losa, vigas y capiteles, definición de diafragma rígido y el sistema de cargas a considerar

The screenshot shows the 'Flat Slab with Perimeter Beams' dialog box with the following components and annotations:

- Overhangs:**
 - Along X Direction:** Left Edge Distance (0.15), Right Edge Distance (0.15). An annotation 'Volados de la losa en dirección X e Y' points to this section.
 - Along Y Direction:** Top Edge Distance (0.15), Bottom Edge Distance (0.15).
- Drop Panels:**
 - ☒ Drop Panels
 - Size: 3. An annotation 'Capiteles' points to this section, and another 'Dimensión de los capiteles' points to the size value.
- Restraints at Bottom:**
 - ☐ None
 - ☒ Pinned (Annotated with 'Restricciones en La Base')
 - ☐ Fixed
- Structural System Properties:**
 - Column: C40X40
 - Beam: V40X55
 - Slab: LN
 - Drop: TL (Annotated with 'Propiedades del sistema estructural')
- Load:**
 - Dead Load Case: PP
 - Dead Load (Additional): 0
 - Live Load Case: CV
 - Live Load: 0
 An annotation 'Sistema de Cargas' points to this section.
- Other Options:**
 - ☒ Create Rigid Floor Diaphragm (Annotated with 'Crear Diafragma Rígido')
- Buttons:** OK, Cancel
- Diagram:** A small schematic diagram of a slab with perimeter beams is located at the bottom right.

Representación gráfica del Modelo Generado



1.5.- Waffle Slab: En esta opción puede generarse una estructura de concreto armado a base de una losa reticular, capiteles, columnas y vigas. Adicionalmente, puede darse la condición de considerar volados en ambas direcciones, establecer el tipo de vinculación en el nivel base, predimensionado de columnas, loseta, nervios, vigas y capiteles, definición de diafragma rígido y el sistema de cargas a considerar

The screenshot shows the 'Waffle Slab' dialog box with the following sections and options:

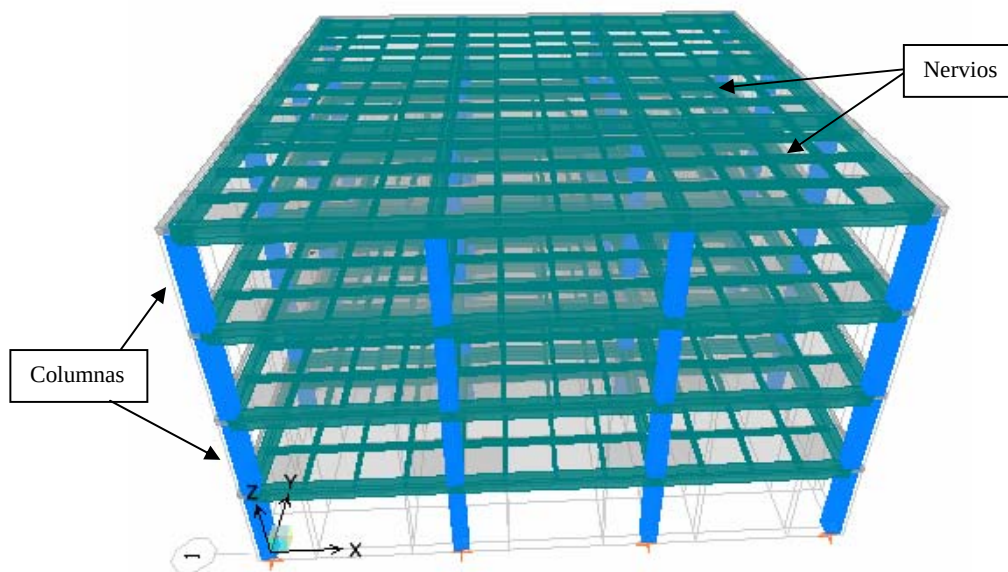
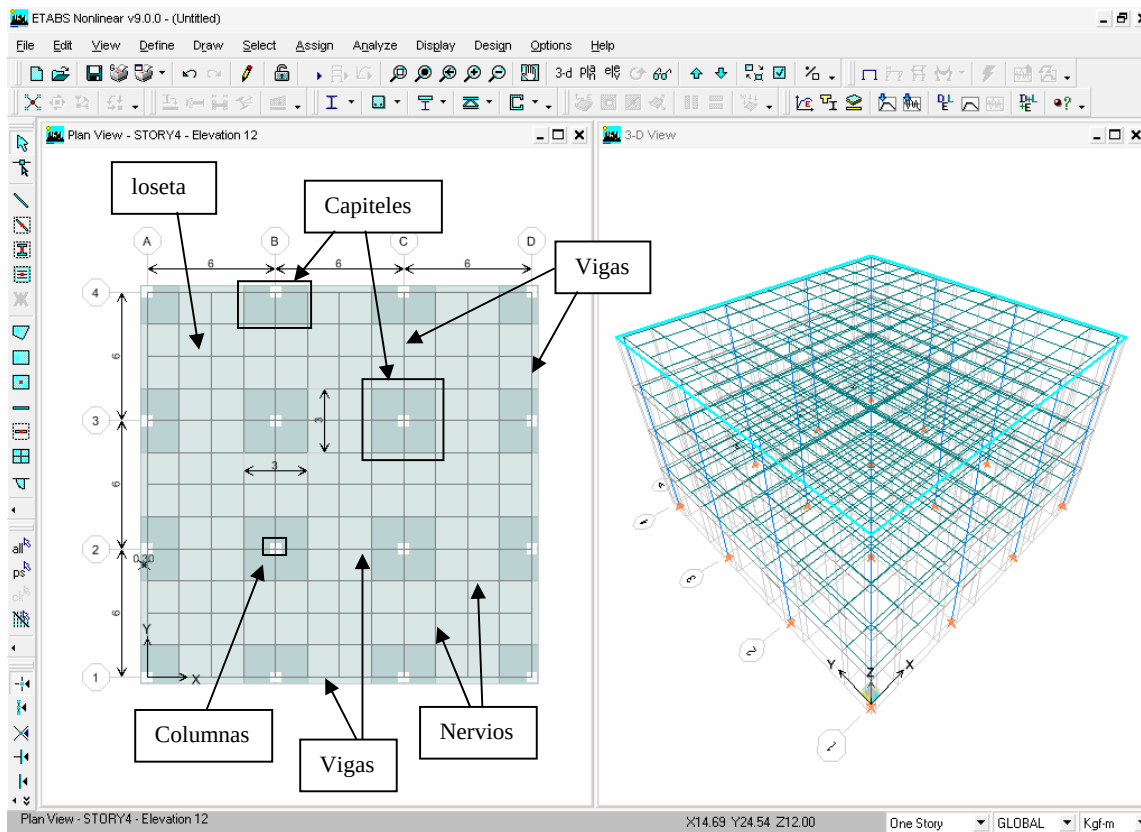
- Overhangs:**
 - Along X Direction:** Left Edge Distance: 0.3, Right Edge Distance: 0.3.
 - Along Y Direction:** Top Edge Distance: 0.3, Bottom Edge Distance: 0.3.
- Drop Panels and Ribs:**
 - ☒ Drop Panels: Size: 3.
 - ☒ Ribs: Rib Spacing: 1.5.
- Restraints at Bottom:**
 - ☐ None
 - ☒ Pinned
 - ☐ Fixed
- Structural System Properties:**
 - Column: C40X40
 - Ribs: C40X40
 - Slab: LN
 - Drop: TL
- Load:**
 - Dead Load Case: PP
 - Dead Load (Additional): 0
 - Live Load Case: CV
 - Live Load: 0
- Other Options:**
 - ☒ Create Rigid Floor Diaphragm

Annotations in the image point to specific fields:

- 'Volados de la losa en dirección X e Y' points to the Overhangs section.
- 'Propiedades del sistema estructural' points to the Structural System Properties section.
- 'Capiteles' points to the Drop Panels Size field.
- 'Dimensión' points to the Ribs Rib Spacing field.
- 'Sistema de Cargas' points to the Load section.
- 'Separación de Nervios' points to the Ribs Rib Spacing field.
- 'Restricciones en La Base' points to the Restraints at Bottom section.
- 'Crear Diafragma Rígido' points to the Create Rigid Floor Diaphragm checkbox.

Buttons at the bottom: OK, Cancel. A small grid icon is visible in the bottom right corner.

Representación gráfica del Modelo Generado

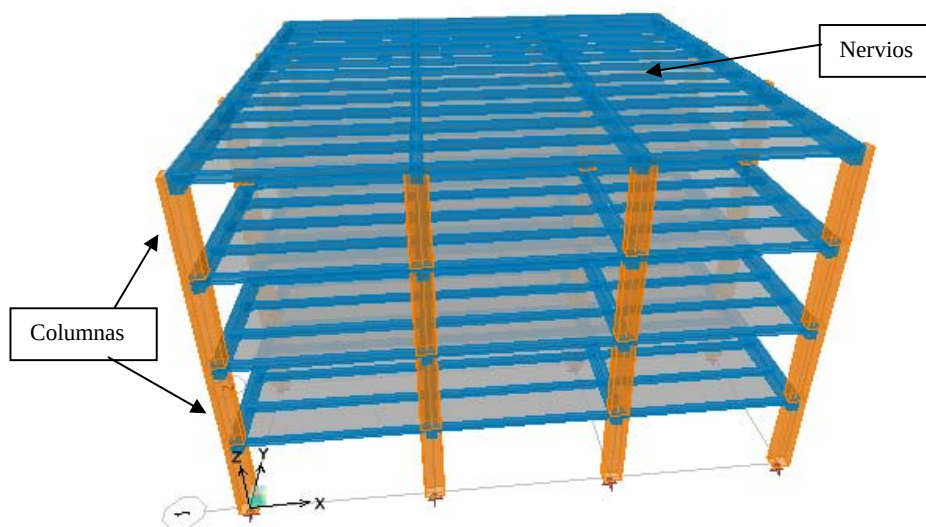
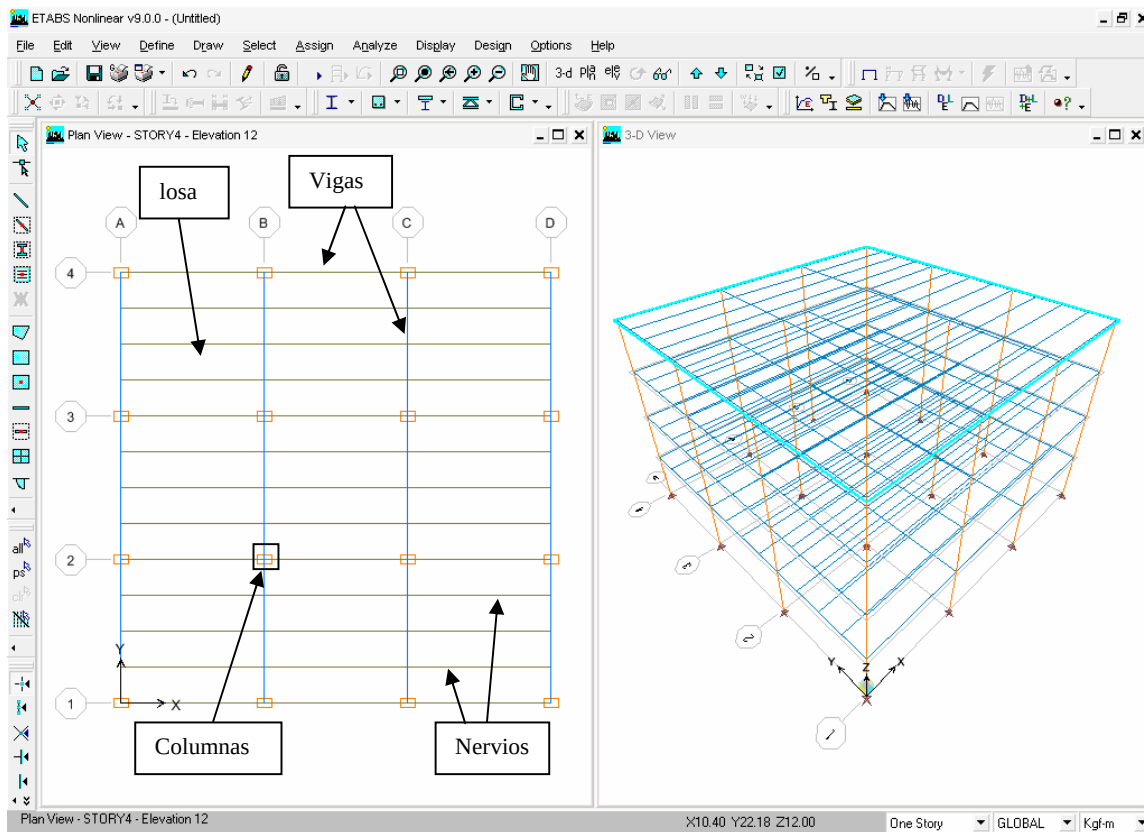


1.6.- Two Way or Ribbed Slab: En esta opción puede generarse una estructura de concreto armado a base de una losa maciza o loseta con nervios en una dirección, columnas y vigas. Adicionalmente, puede darse la condición de considerar volados en ambas direcciones, establecer el tipo de vinculación en el nivel base, predimensionado de columnas, losa o loseta, nervios y vigas, definición de diafragma rígido y el sistema de cargas a considerar

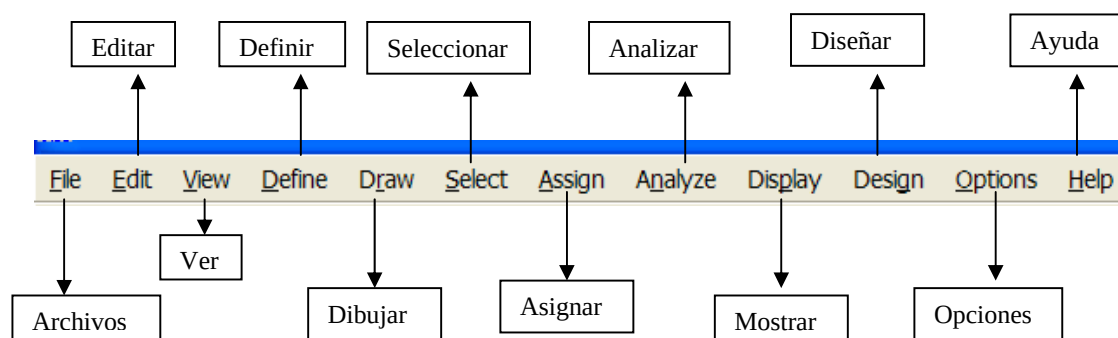
The image shows the 'Ribbed Slab' dialog box with several sections and callouts:

- Overhangs:**
 - Along X Direction:** Left Edge Distance (0.15), Right Edge Distance (0.15). Callout: "Volados de la losa en dirección X e Y".
 - Along Y Direction:** Top Edge Distance (0.15), Bottom Edge Distance (0.15).
- Structural System Properties:**
 - Column: C40x40
 - Beam: V40x55
 - Ribs: N
 - Slab: LN
 - Callout: "Propiedades del sistema estructural".
- Ribs:**
 - ☒ Ribs: Callout: "Nervios".
 - Rib Spacing: 1.5. Callout: "Separación de los Nervios".
 - Direction of Rib: X. Callout: "Dirección de los Nervios".
- Load:**
 - Dead Load Case: PP
 - Dead Load (Additional): 0
 - Live Load Case: CV
 - Live Load: 0
 - Callout: "Sistema de Cargas".
- Restraints at Bottom:**
 - ☐ None
 - ☒ Pinned: Callout: "Restricciones en La Base".
 - ☐ Fixed
- Create Rigid Floor Diaphragm:**
 - ☒ Create Rigid Floor Diaphragm: Callout: "Crear Diafragma Rígido".
- Buttons: OK, Cancel.
- Thumbnail: A small diagram showing a grid of slabs with ribs.

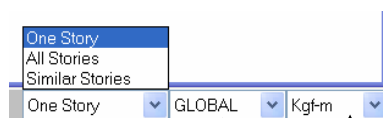
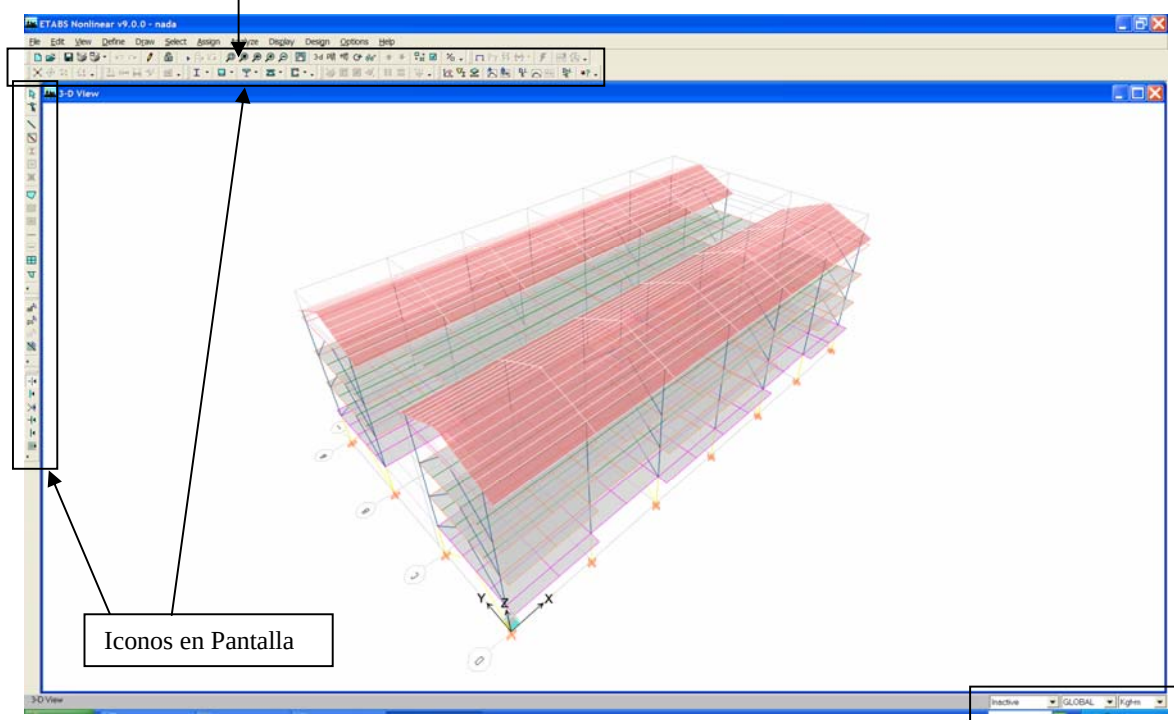
Representación gráfica del Modelo Generado



Lista general de Menu en pantalla



Ubicación de los Menu Desplegables



Sistema de
Coordenadas

Unidades

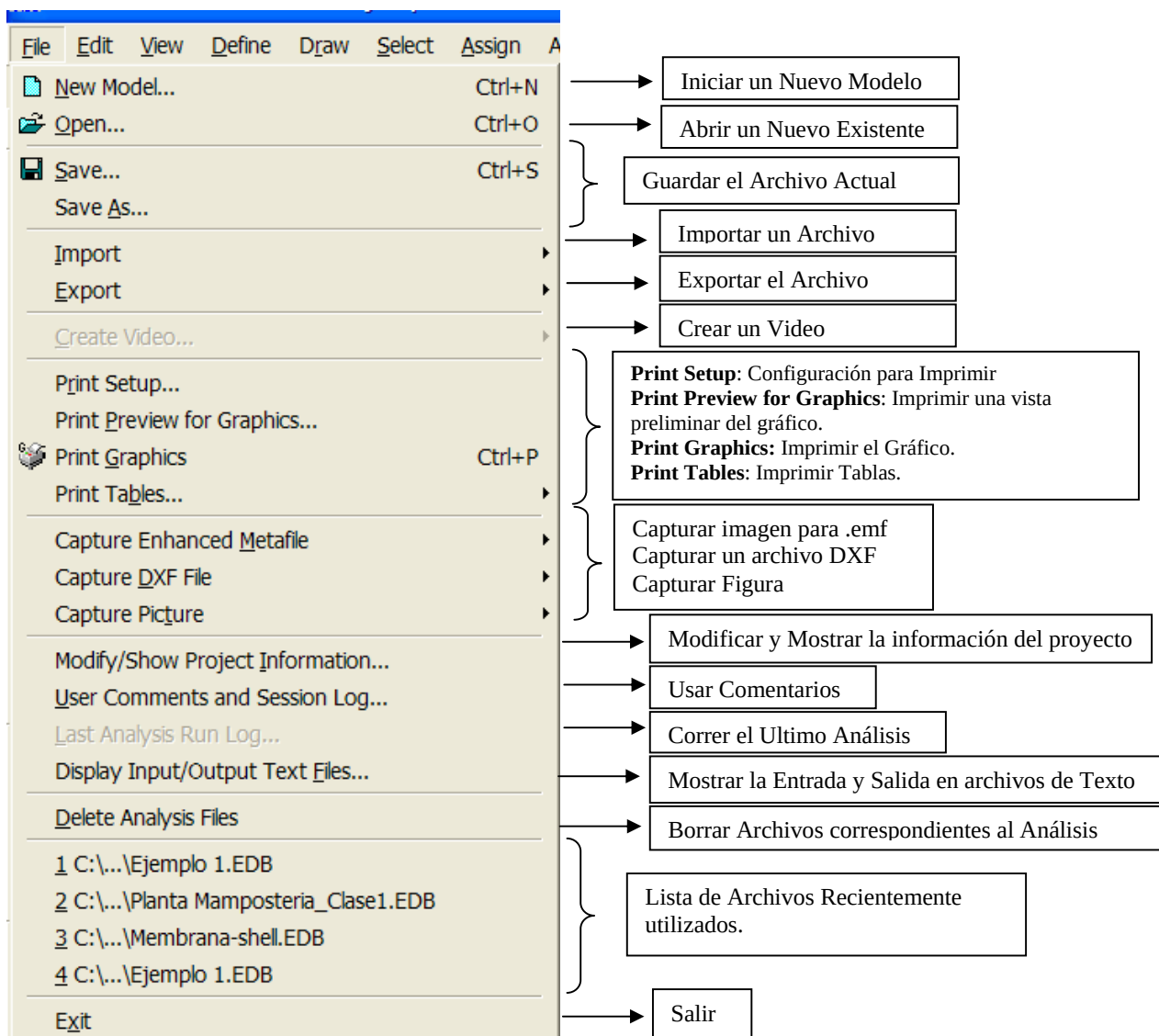
Opción de Selección y aplicación múltiple: Permite hacer cambios, selecciones y asignaciones utilizando Diferentes opciones.

One Story: Aplica sólo al Piso donde se encuentra ubicado

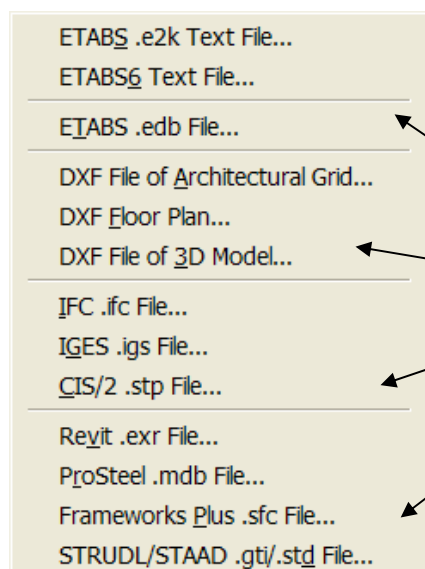
All Stories: Aplica a todos los Pisos del modelo.

Similar Stories: Aplica a los Pisos Similares

Menú File: Archivos.



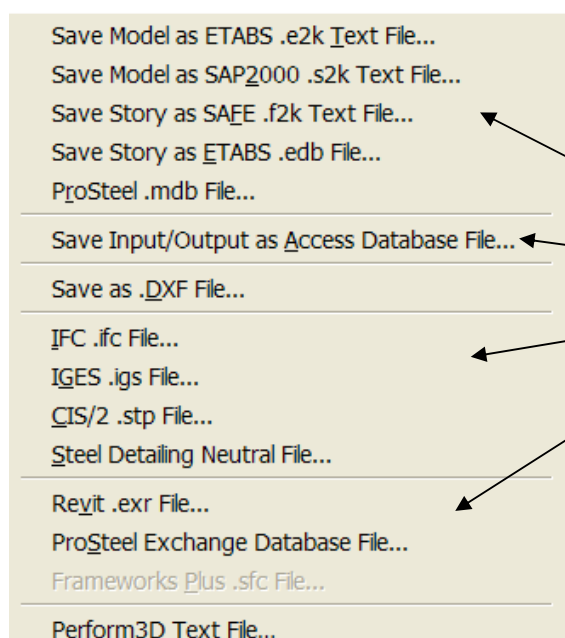
1) Import: Importar



Aquí se presenta cada uno de los programas y tipos de archivos de donde se puede importar la geometría de un modelo estructural.

Se destaca el uso de archivos .dxf de autocad, .mdb de ProSteel, .exr de Revit, .e2k de ETABS, entre otros

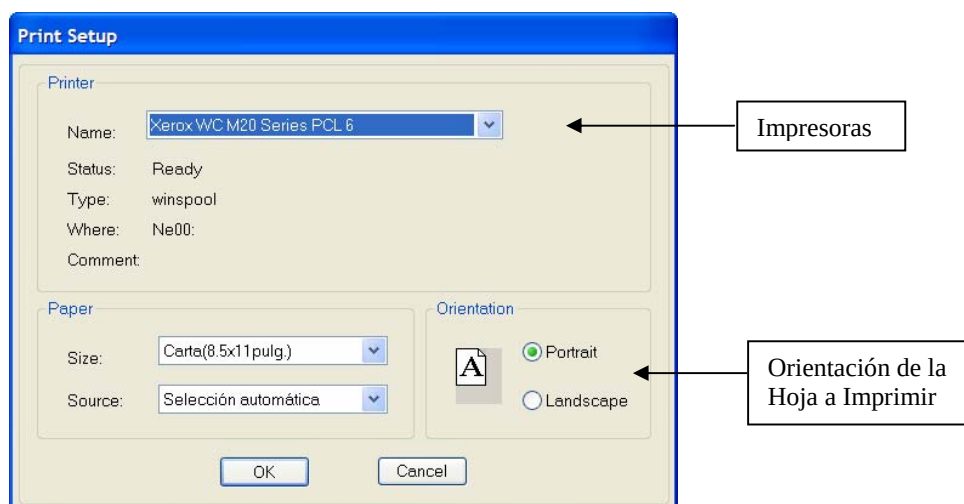
2) Export: Exportar.



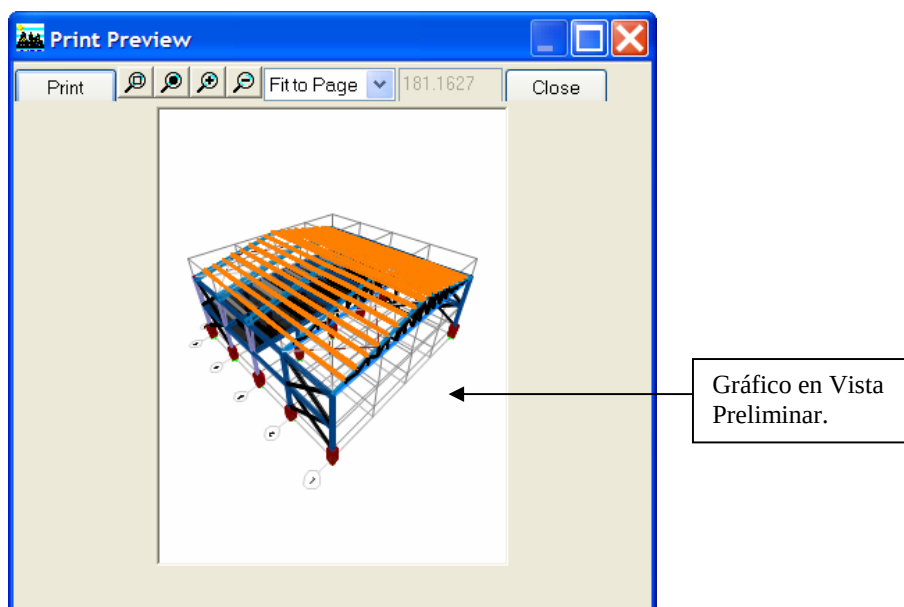
Aquí se presenta cada uno de los programas y tipos de archivos a donde se puede exportar la geometría, análisis y diseño de un modelo estructural.

Se destaca el uso de archivos .dxf de autocad, .mdb de ProSteel, .exr de Revit, .e2k de ETABS, Perform3D, Access, entre otros

3) Print Setup: Configuración para Impresión.



4) Print Preview for Graphics: Imprimir una vista preliminar del gráfico.



4) Print Tables: Imprimir Tablas.

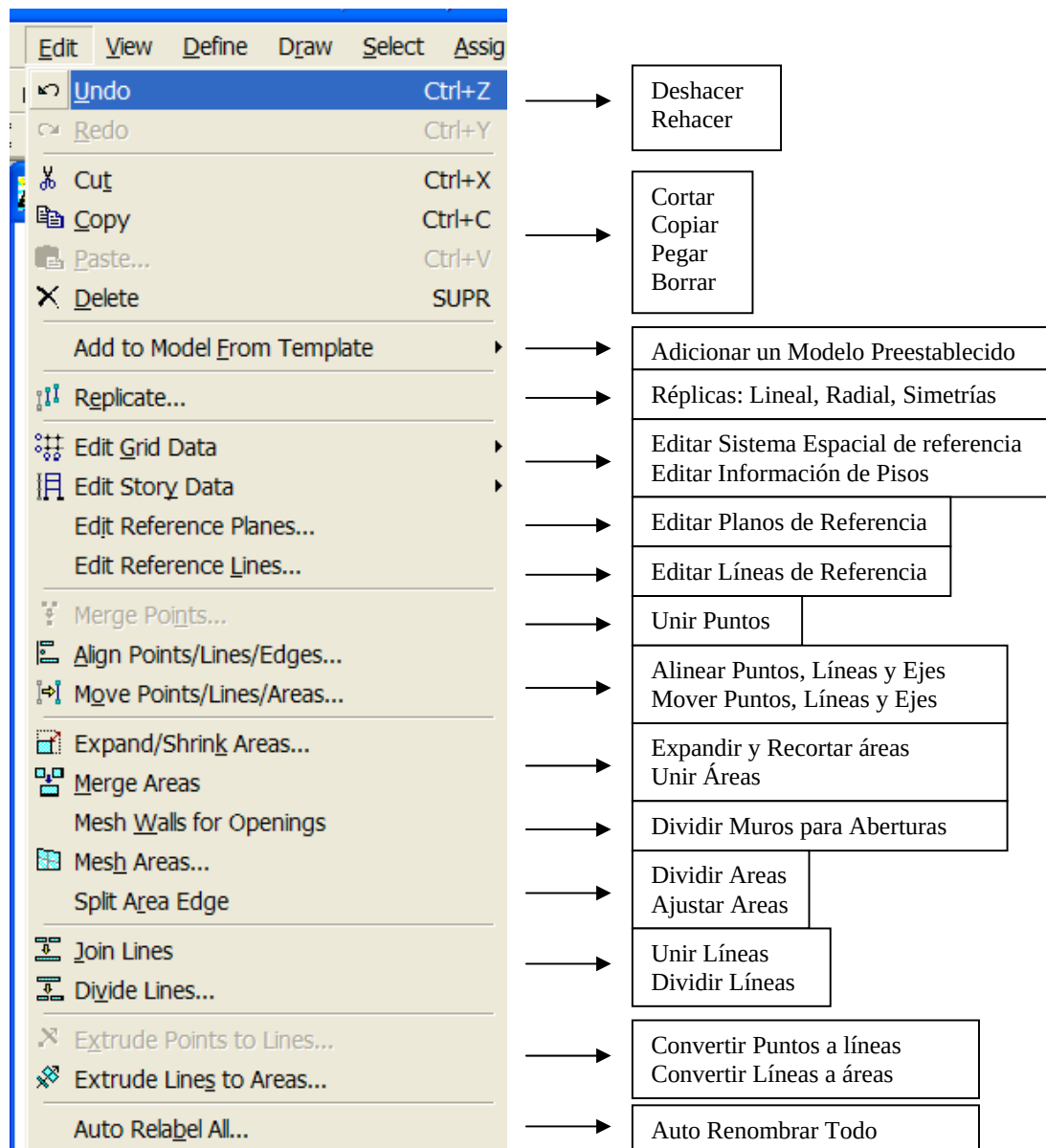


5) **Capture DXF File:** A través de esta opción se puede obtener un Archivo .dxf a partir de la imagen que se tiene en pantalla.

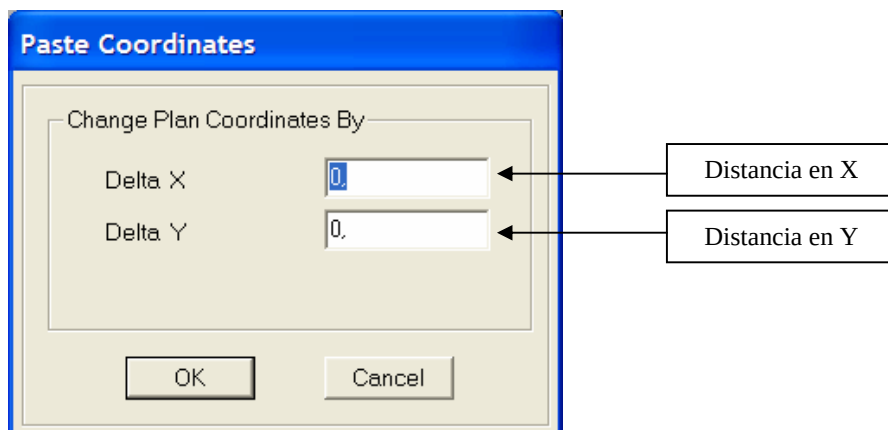
6) **Capture Picture:** Capturar Imagen

Entire Screen	Ctrl+Shift+E	Pantalla Completa Ventana del ETABS Pantalla Actual con Títulos de Barras Pantalla Actual sin Títulos de Barras Usando una región específica
ETABS Main Window	Ctrl+Shift+M	
Current Window w/ Titlebar	Ctrl+Shift+W	
Current Window w/o Titlebar	Ctrl+Shift+O	
User Region in Current Window	Ctrl+Shift+U	

Menú Edit: Edición

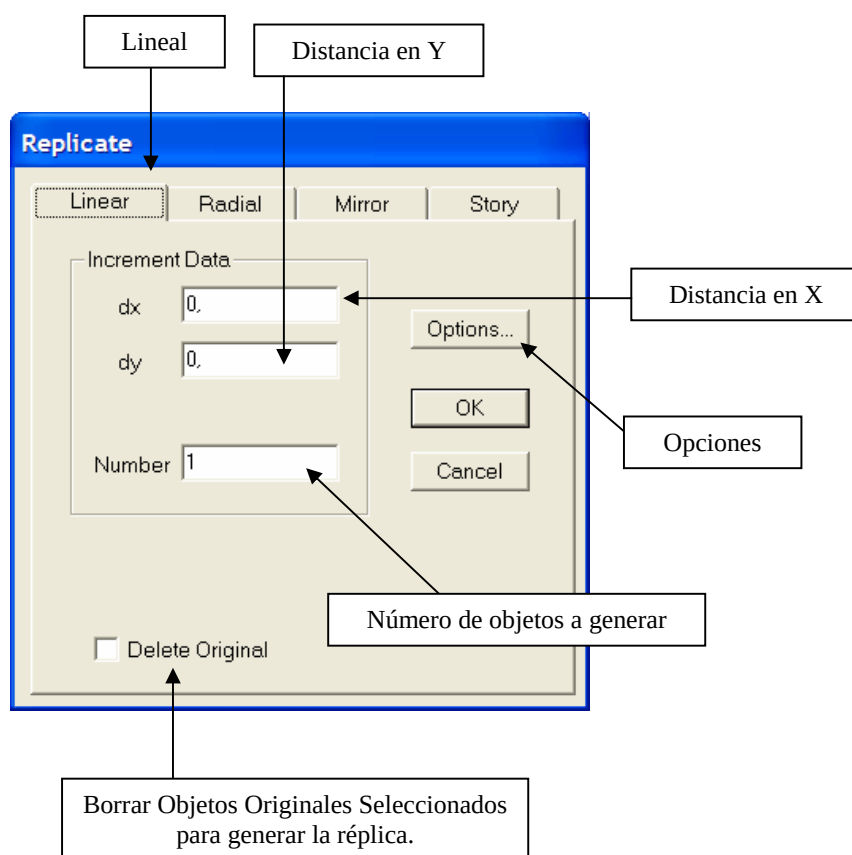


1) Paste Coordinates: Pegar Coordenadas.



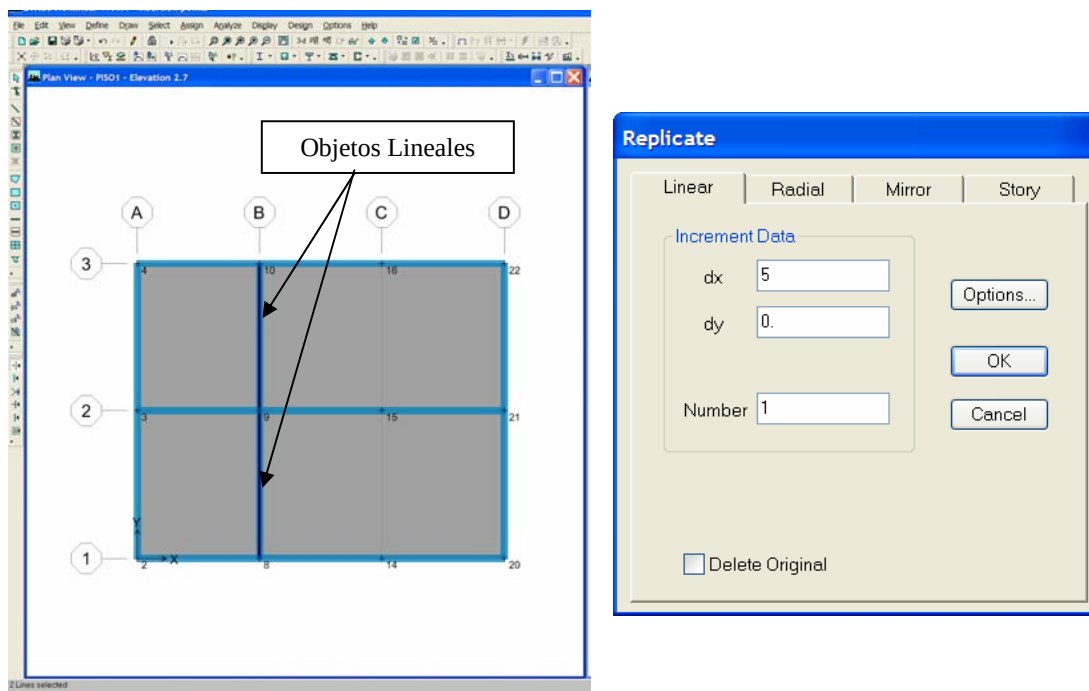
2) Replicate: Réplicas.

2.1) Tipo: Lineal.

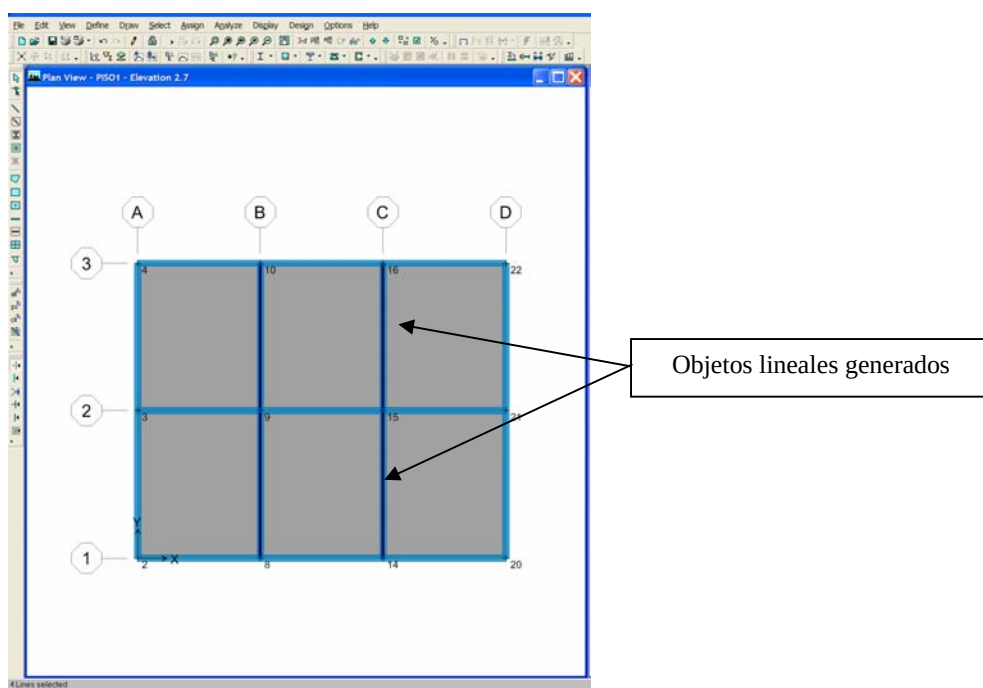


Ejemplo: Consideremos dos objetos lineales en el plano XY. Se seleccionan los mismos, y luego seguimos la ruta:

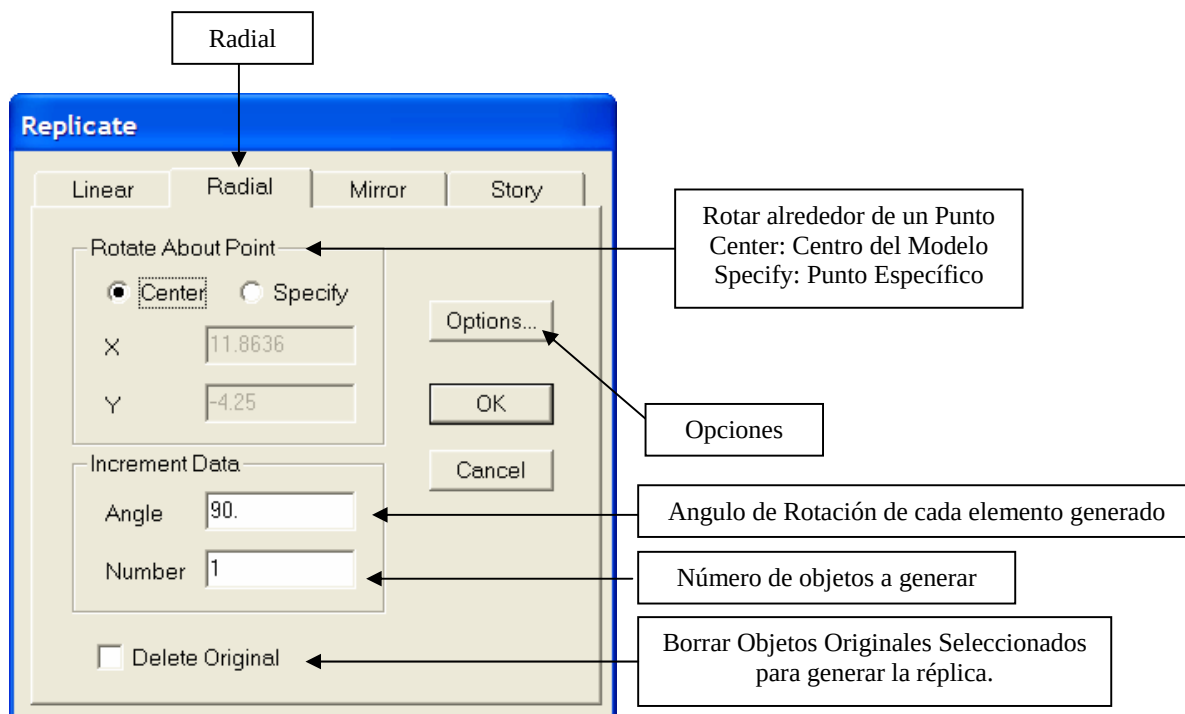
MENU EDIT / REPLICATE / LINEAR



Una vez establecida la opción correspondiente, se obtiene lo siguiente:

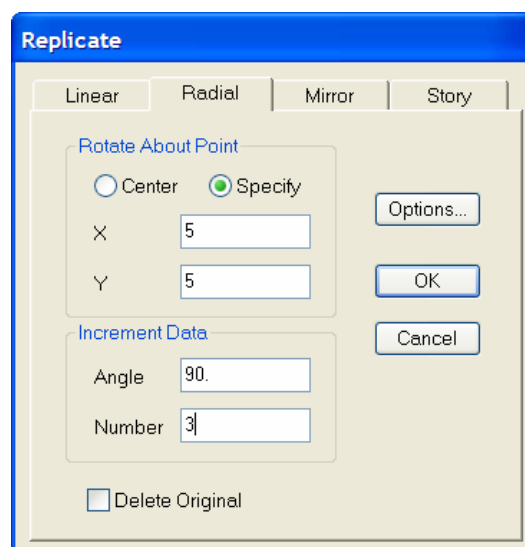
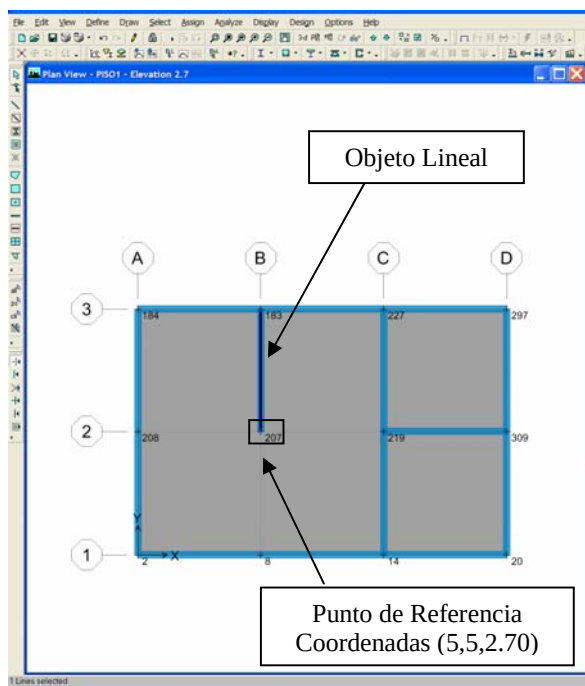


2.2) Tipo: Radial.

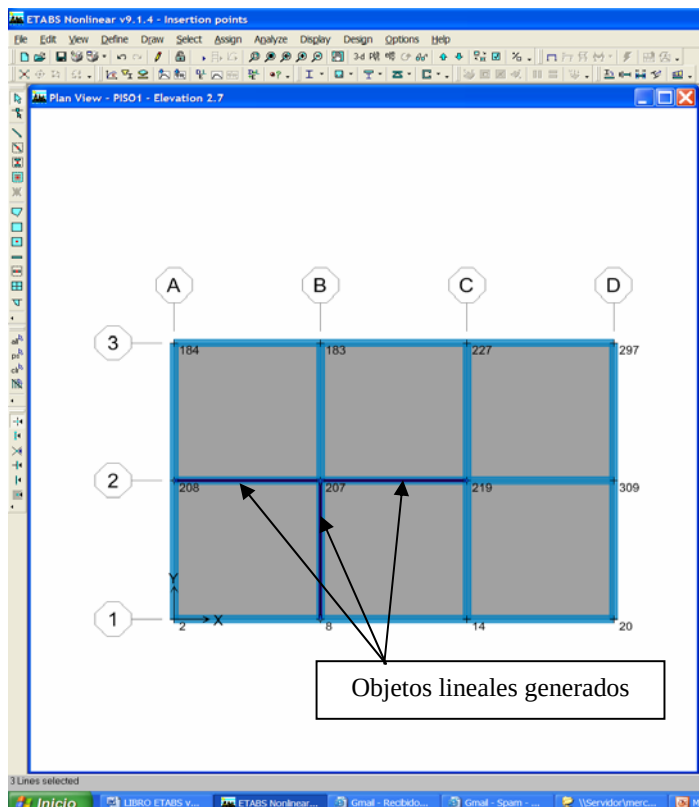


Ejemplo: Consideremos el objeto lineal y el punto de referencia en el plano XY. Se seleccionan el objeto lineal, se obtienen las coordenadas del punto de referencia, y luego seguimos la ruta:

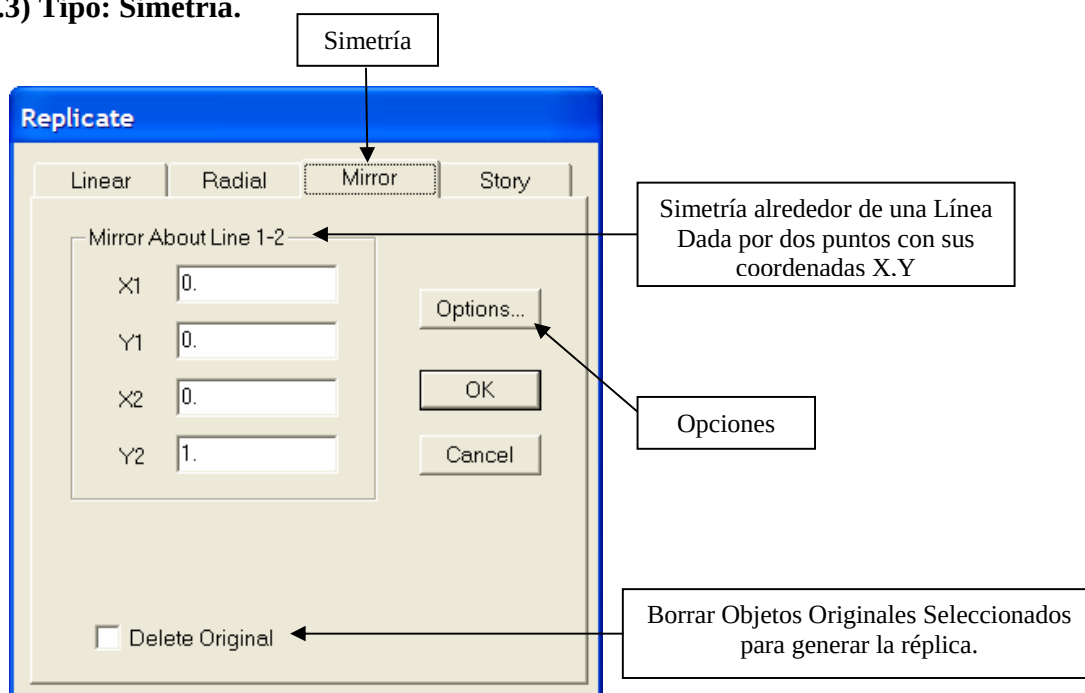
MENU EDIT / REPLICATE / RADIAL



Una vez establecida la opción correspondiente, se obtiene lo siguiente:

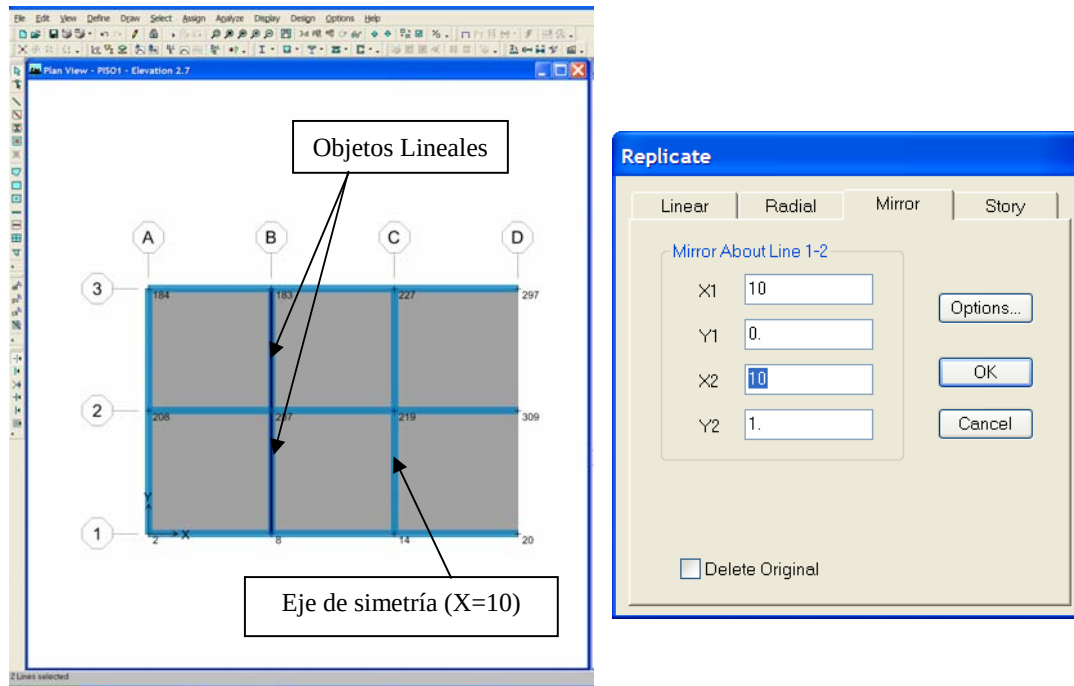


2.3) Tipo: Simetría.

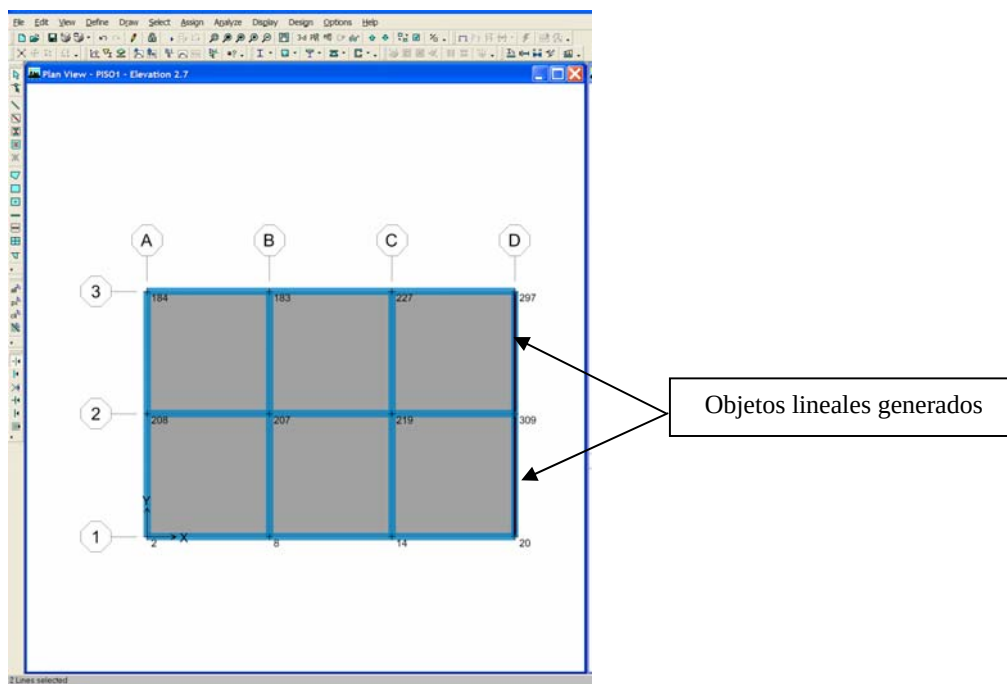


Ejemplo: Consideremos dos objetos lineales y el eje de simetría en el plano XY. Se seleccionan los objetos lineales, se obtienen las coordenadas del eje de referencia, y luego seguimos la ruta:

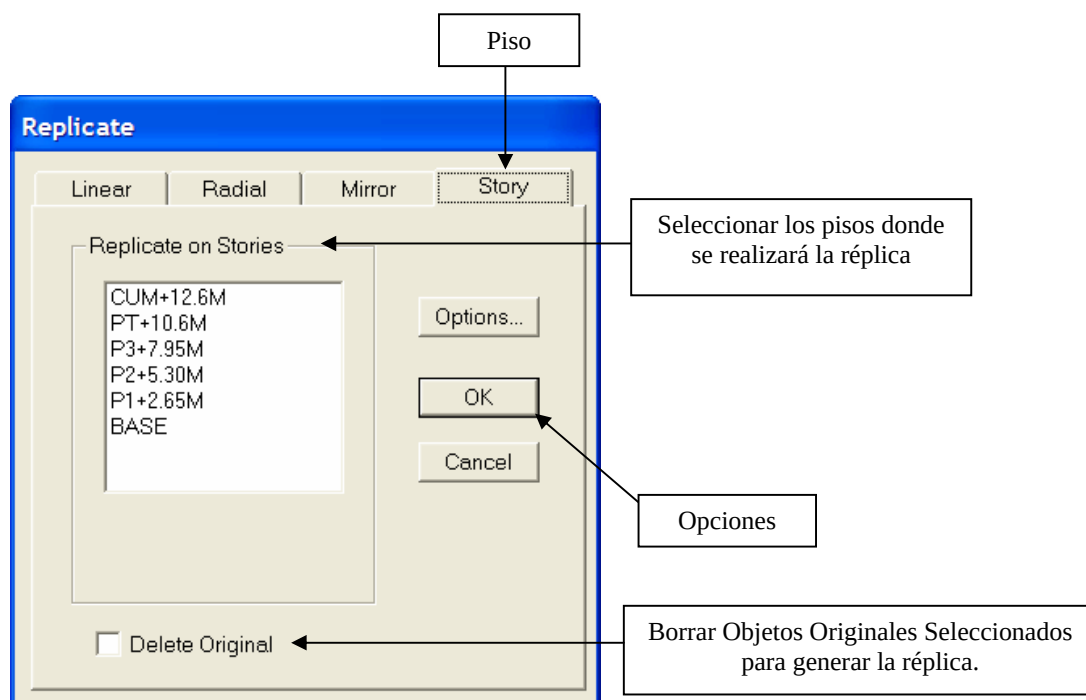
MENU EDIT / REPLICATE / MIRROR



Una vez establecida la opción correspondiente, se obtiene lo siguiente:

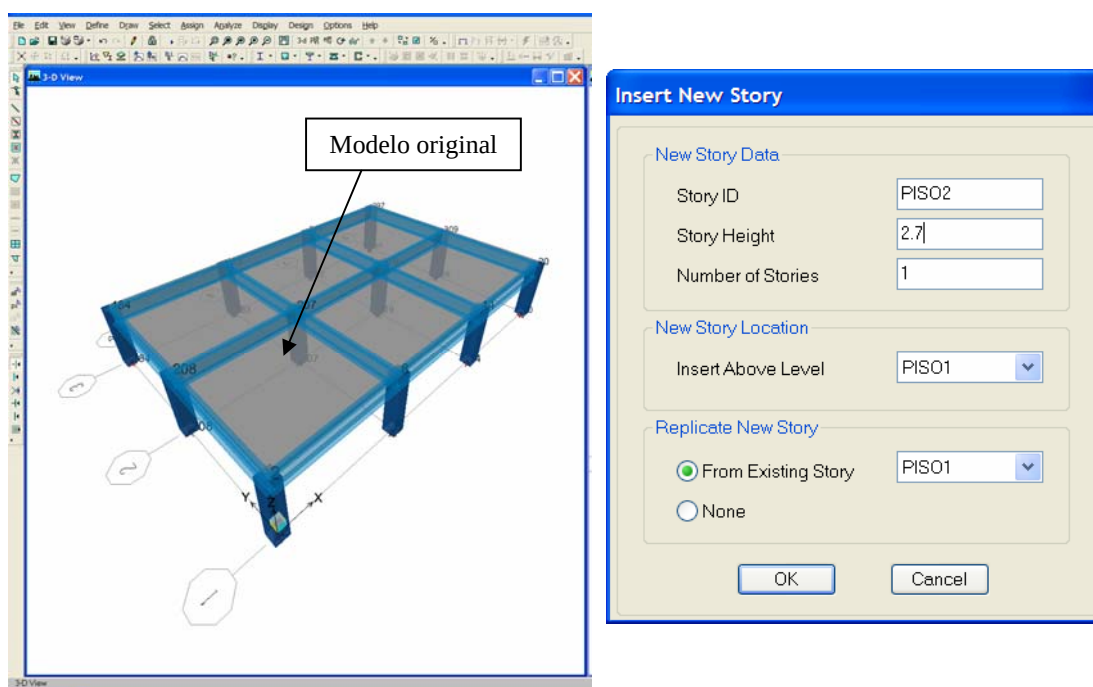


2.4) Tipo: De Piso.

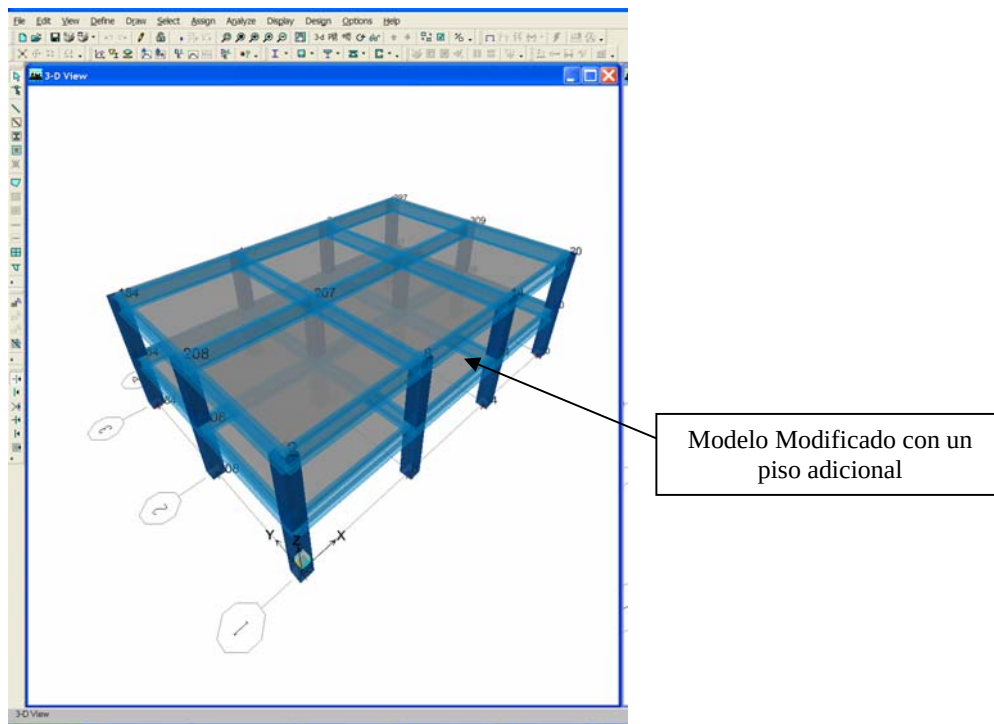


Ejemplo: Consideremos dos objetos lineales y el eje de simetría en el plano XY. Se seleccionan los objetos lineales, se obtienen las coordenadas del eje de referencia, y luego seguimos la ruta:

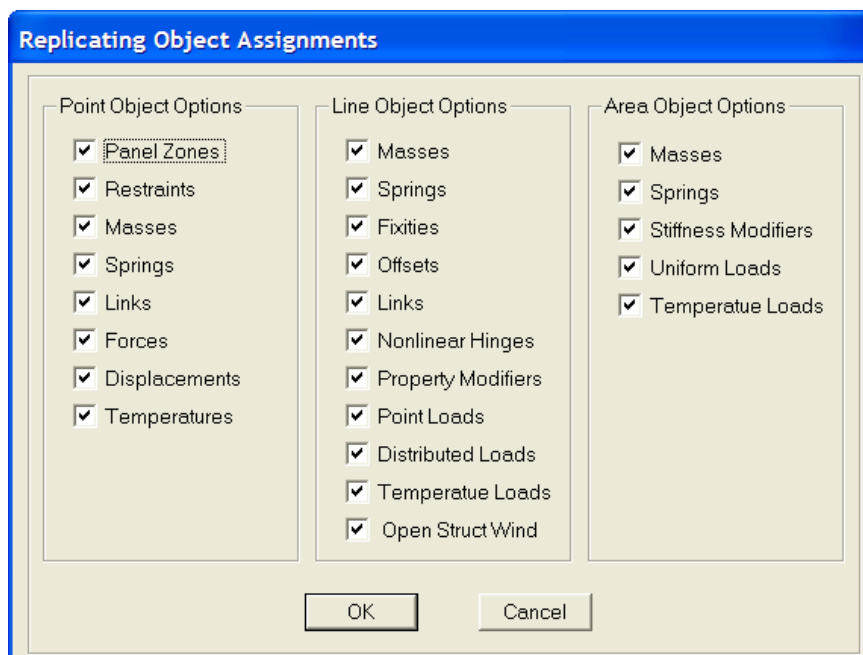
MENU EDIT / REPLICATE / STORY / INSERT



Una vez establecida la opción correspondiente, se obtiene lo siguiente:

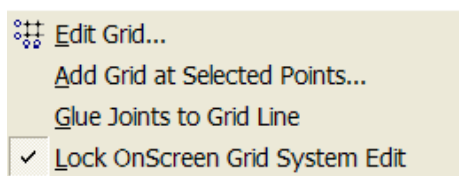


2.5) Opciones de Réplica

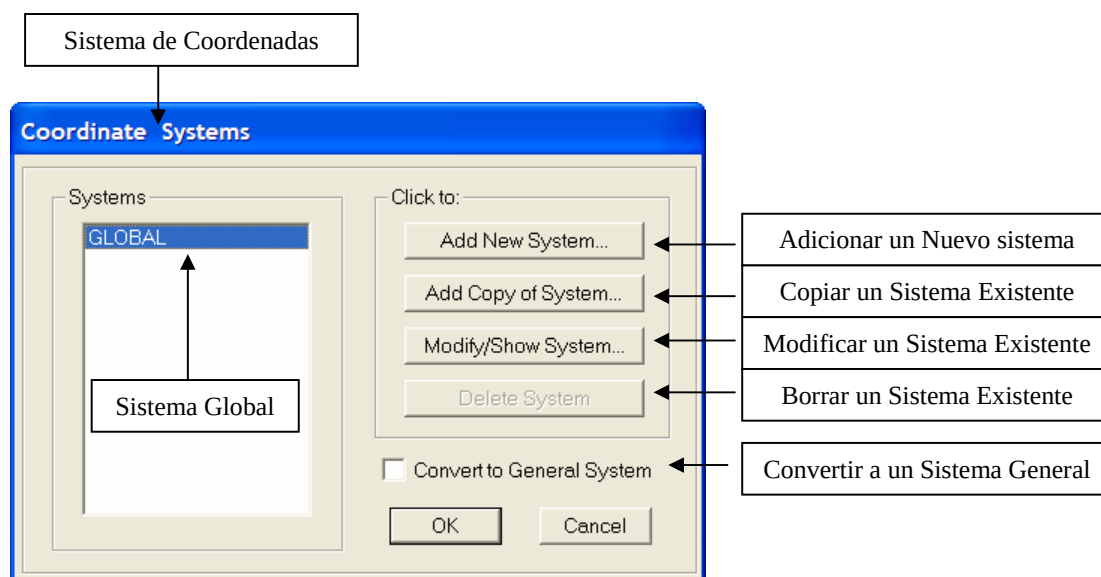


Esta opción permite previamente seleccionar aquellas propiedades que van a pertenecer en los elementos generados en la réplica, a partir de los objetos originales

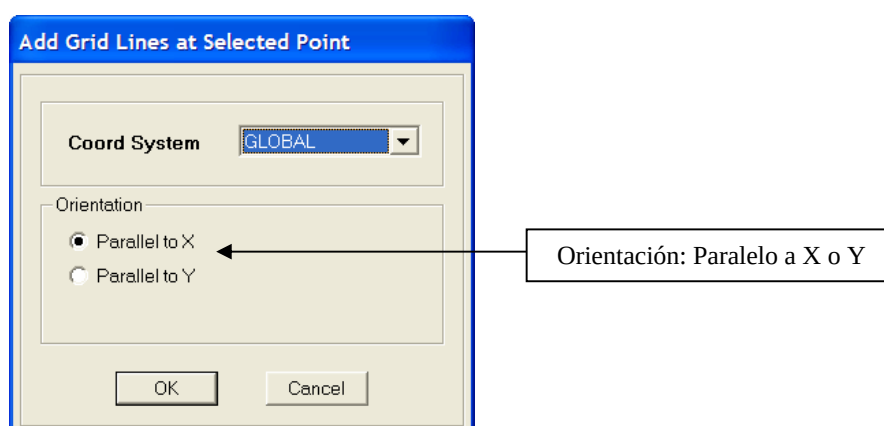
3) Edit Grid Data: Sistema Espacial de Referencia.



3.1) Edit Grid: Edición de Cuadrícula.



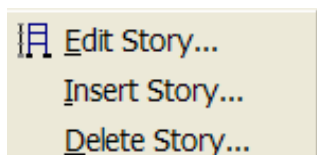
3.2) Add Grid Lines at Selected Point: Agregar Ejes a Puntos Seleccionados.



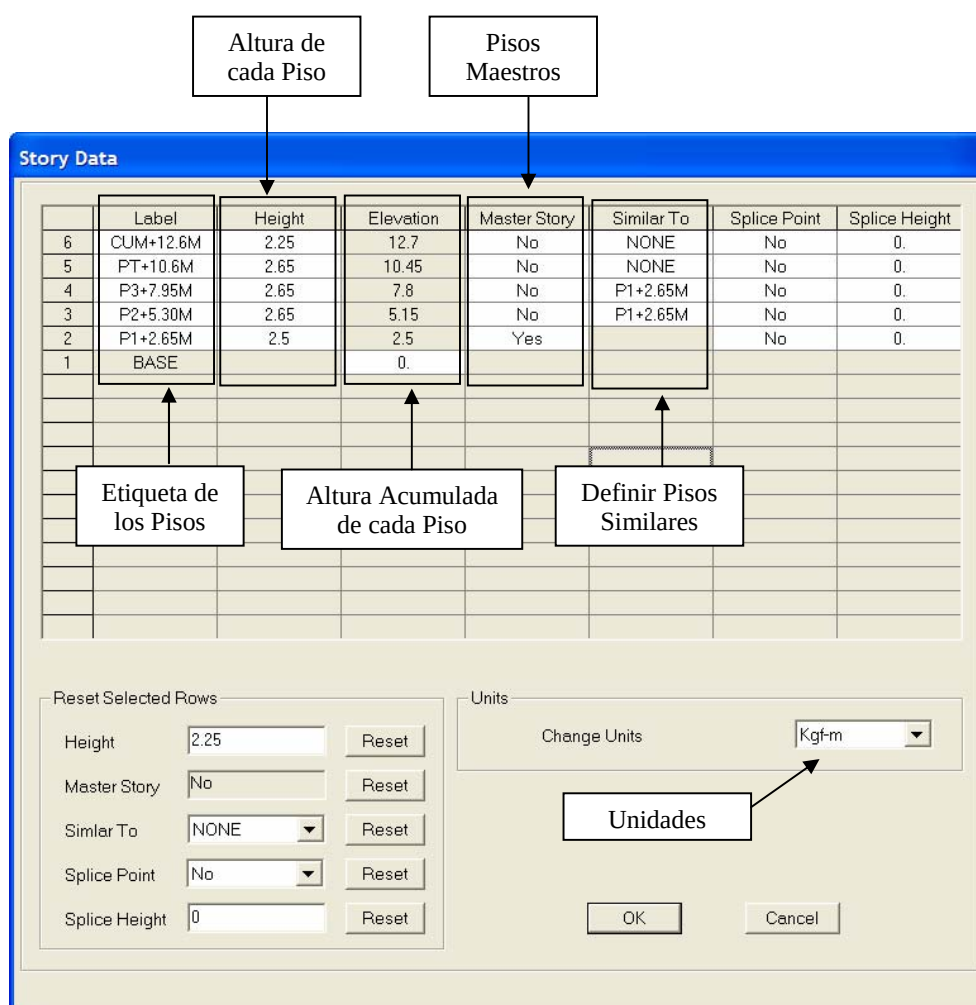
3.3) Glue Joints to Grid lines: Adosar Juntas a Cuadrícula de Líneas.

3.4) Lock On Screen Grid System Edit: Cerrar la edición en Pantalla de la cuadrícula de Líneas.

4) Edit Story Data: Editar Información de Pisos.



4.1) Edit Story: Editar Pisos (Alturas, Nombres, Condiciones de Similitud, etc.)



	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
6	CUM+12.6M	2.25	12.7	No	NONE	No	0.
5	PT+10.6M	2.65	10.45	No	NONE	No	0.
4	P3+7.95M	2.65	7.8	No	P1+2.65M	No	0.
3	P2+5.30M	2.65	5.15	No	P1+2.65M	No	0.
2	P1+2.65M	2.5	2.5	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 2.25 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [Kg-f-m] [Unidades]

OK Cancel

4.2) Insert Story: Insertar Pisos.

Insert New Story

New Story Data

Story ID: CUM+12.6M-1

Story Height: 3

Number of Stories: 1

New Story Location

Insert Above Level: CUM+12.6M

Replicate New Story

☒ From Existing Story: CUM+12.6M

☐ None

OK Cancel

Identificación del Piso

Altura del Piso

Numero de Pisos

Piso Existente desde el cual se va a insertar el Nuevo Nivel

Réplica del Piso Existente

4.3) Delete Story: Borrar Pisos.

Select Story to Delete

Select

CUM+12.6M

PT+10.6M

P3+7.95M

P2+5.30M

P1+2.65M

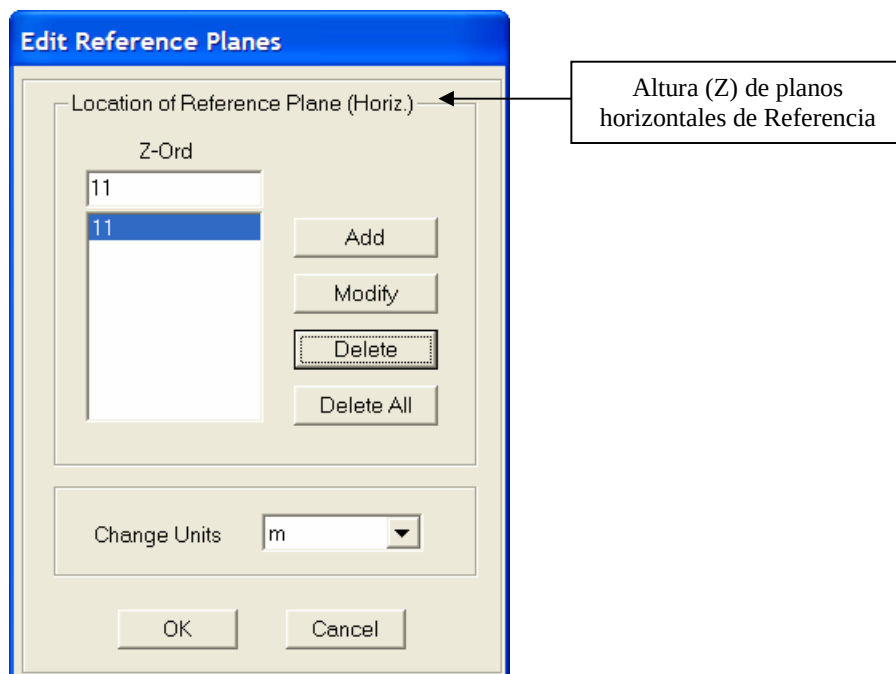
OK

Cancel

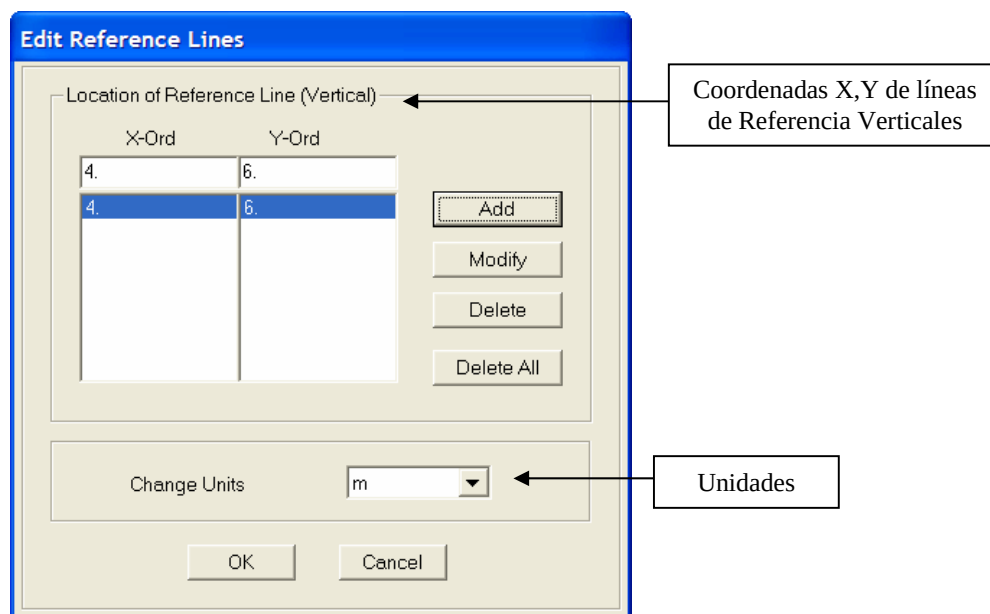
Clear All

Seleccionar el piso o los pisos a Borrar

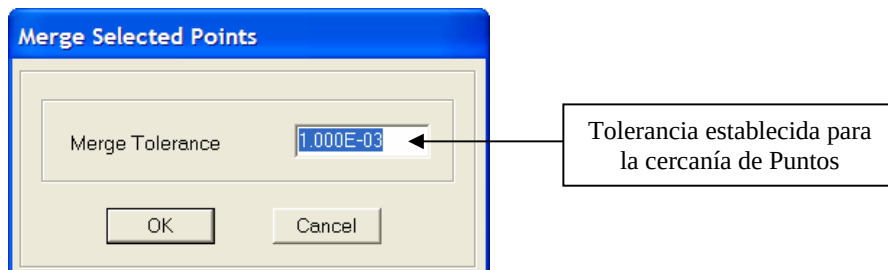
5) Edit Referente Planes: Editar Información de Planos.



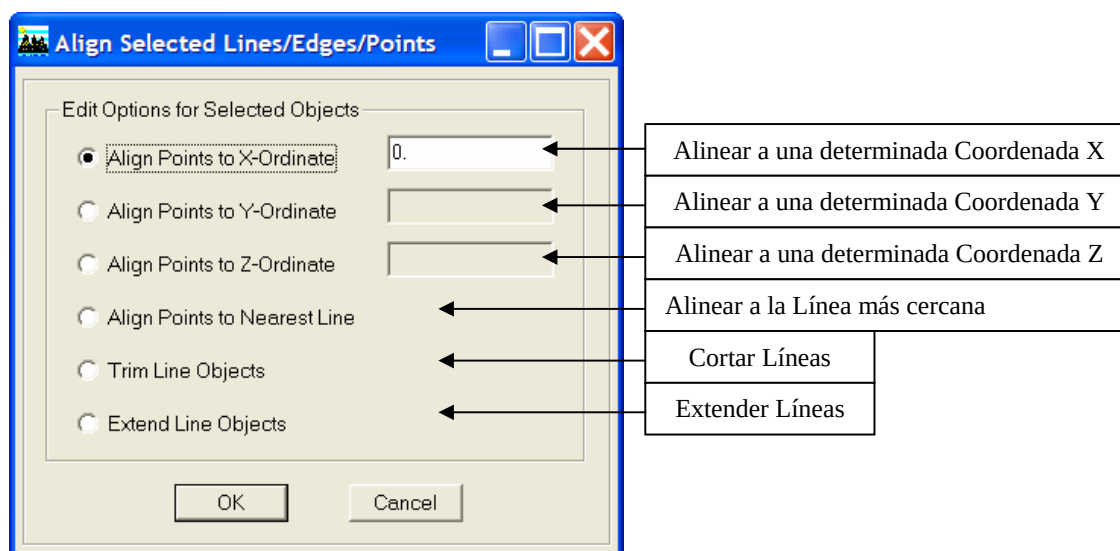
6) Edit Referente Lines: Editar Líneas de Referencia.



7) Merge points: Tolerancia de Puntos.



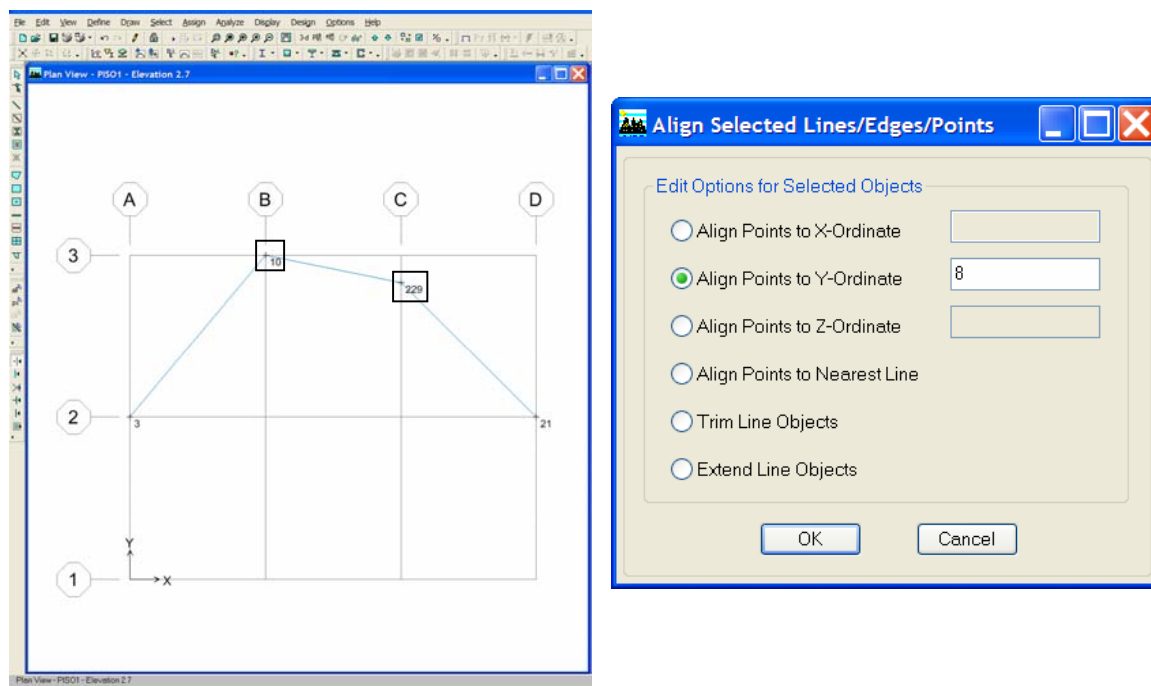
7) Aligned Points/Lines/Edges: Alinear Puntos, Líneas y Ejes.



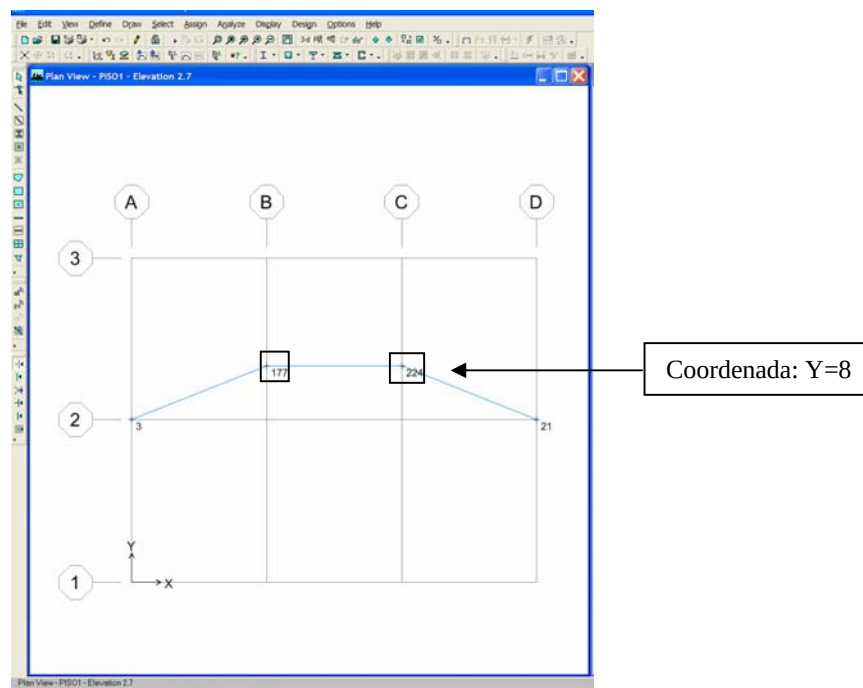
7.1) Align Points To X, Y or Z Ordinate.

Ejemplo: Consideremos tres líneas en el plano XY. Se seleccionan los nodos de las centrales, y luego seguimos la ruta:

MENU EDIT / ALIGN POINTS / LINES / EDGES



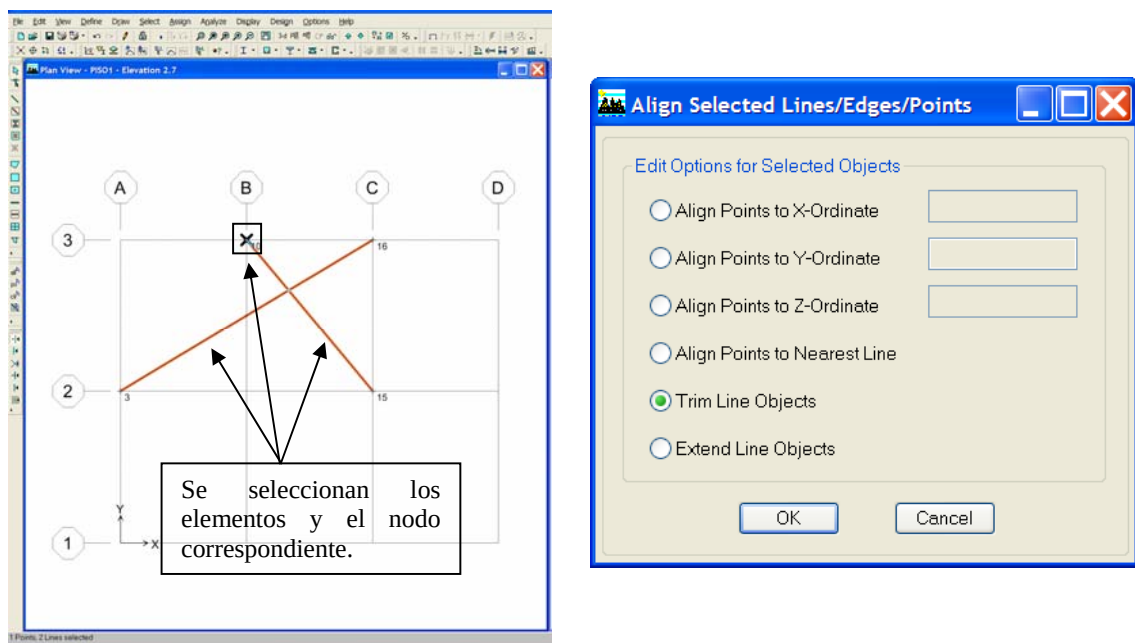
Una vez establecida la opción correspondiente, se obtiene lo siguiente:



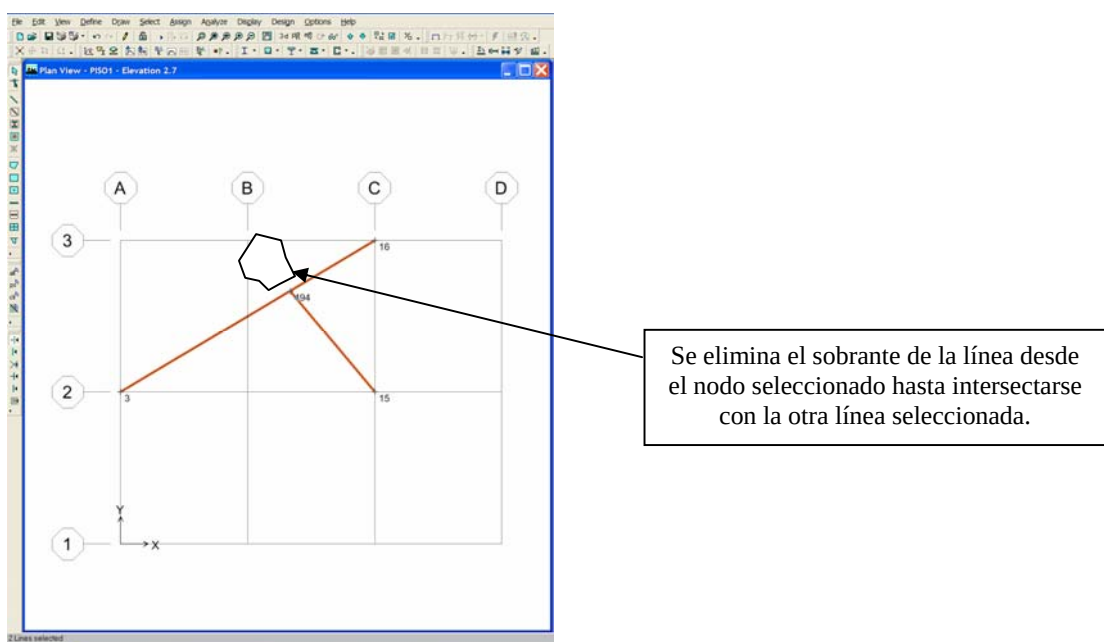
7.2) Trim Objects.

Ejemplo: Consideremos dos objetos lineales en el plano XY. Se seleccionan los mismos y el nodo a partir de donde se quiera eliminar el sobrante, y luego seguimos la ruta:

MENU EDIT / ALIGN POINTS / LINES / EDGES



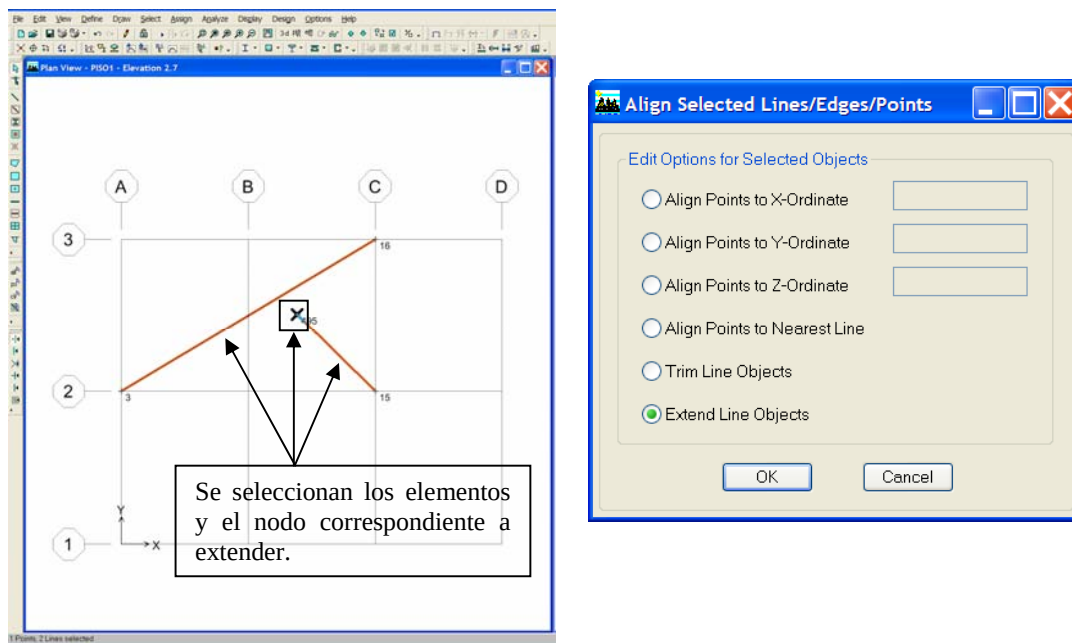
Una vez establecida la opción correspondiente, se obtiene lo siguiente:



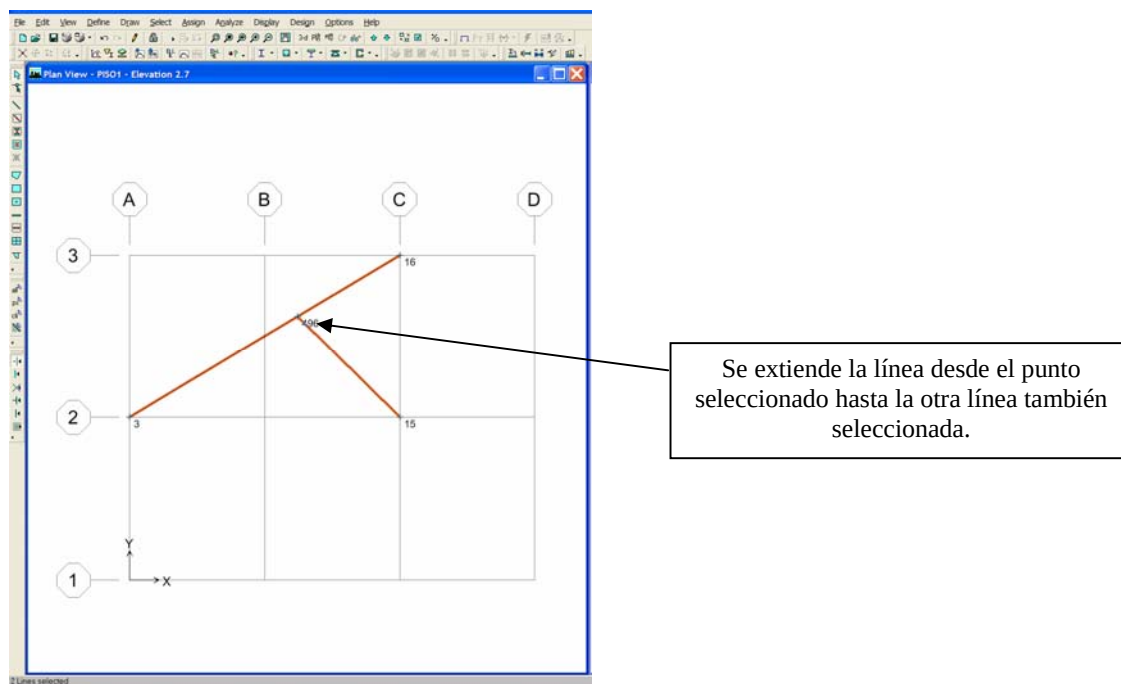
7.3) Extend Objects.

Ejemplo: Consideremos dos objetos lineales en el plano XY. Se seleccionan los mismos y el nodo a partir de donde se quiera eliminar el sobrante, y luego seguimos la ruta:

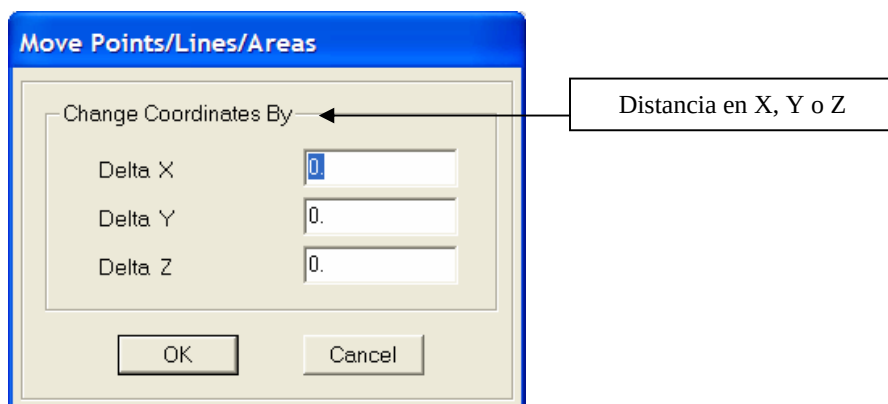
MENU EDIT / ALIGN POINTS / LINES / EDGES



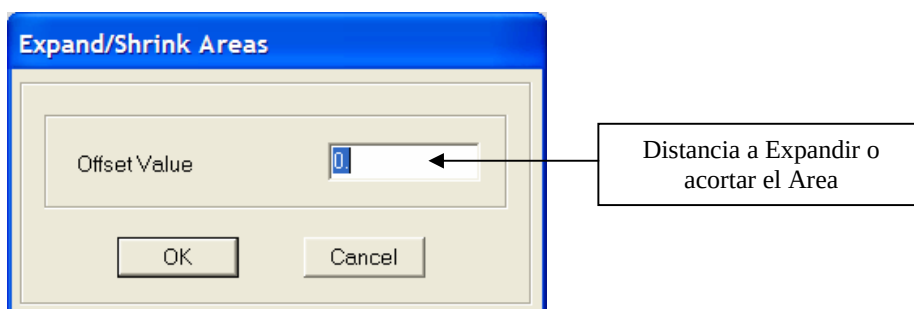
Una vez establecida la opción correspondiente, se obtiene lo siguiente:



8) Move Points/Lines/Areas: Mover Puntos, Líneas y Áreas.

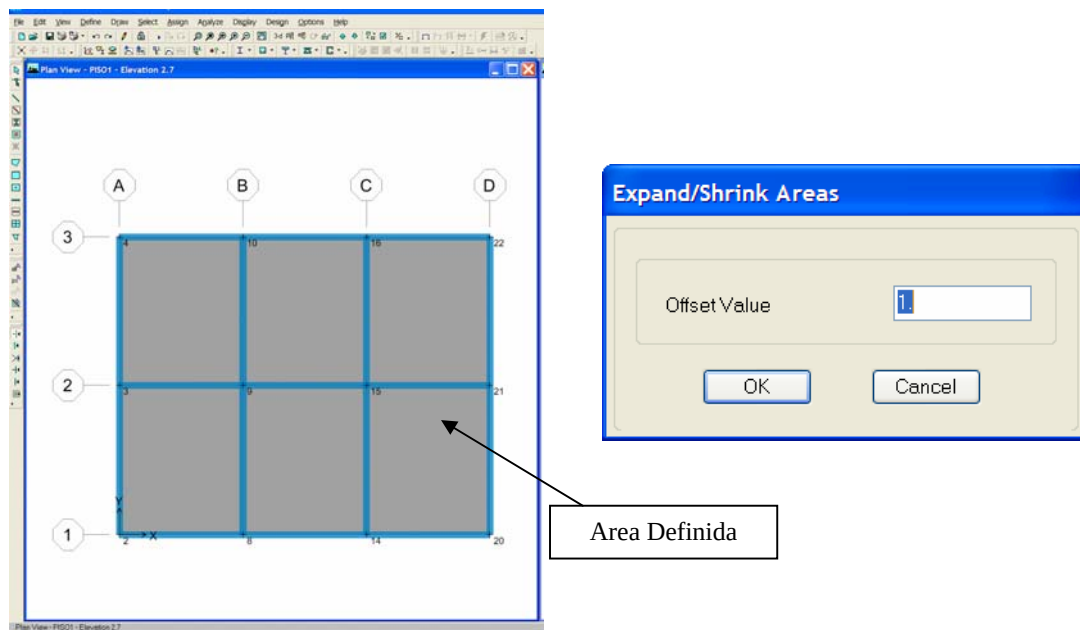


9) Expand/Shrink Areas: Expandir y acortar áreas.

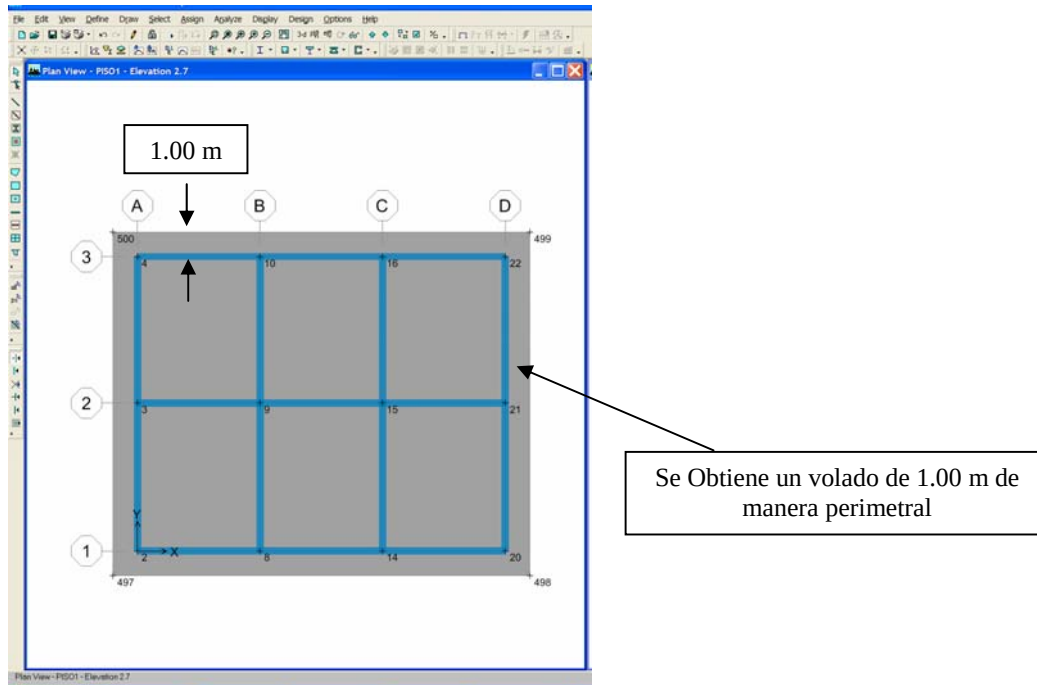


Ejemplo: Consideremos un área específica perteneciente a un entrepiso. Se selecciona la misma, y luego seguimos la ruta:

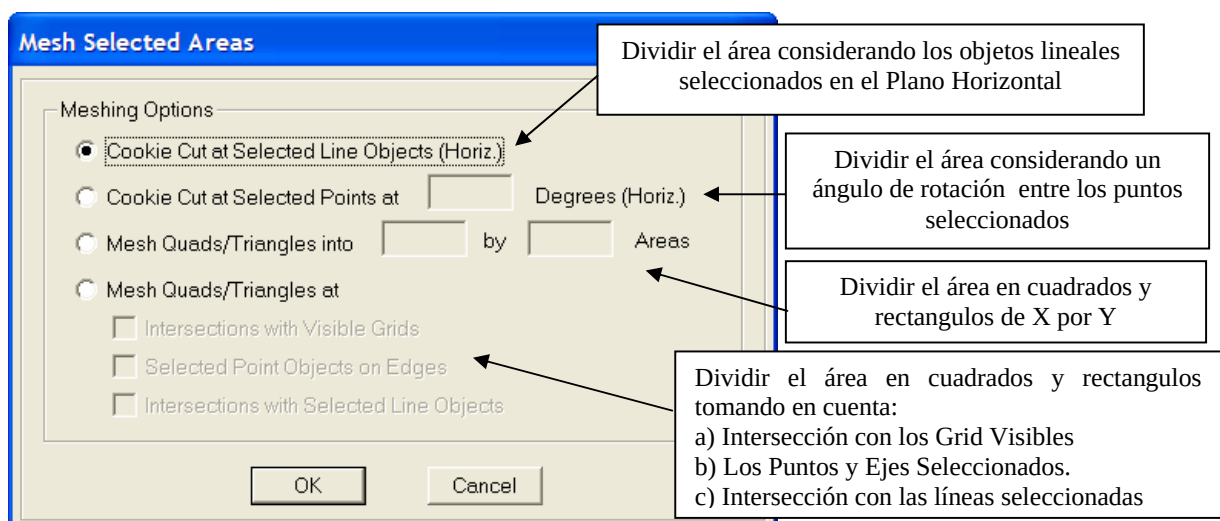
MENU EDIT/ EXPAND /SHRINK AREAS



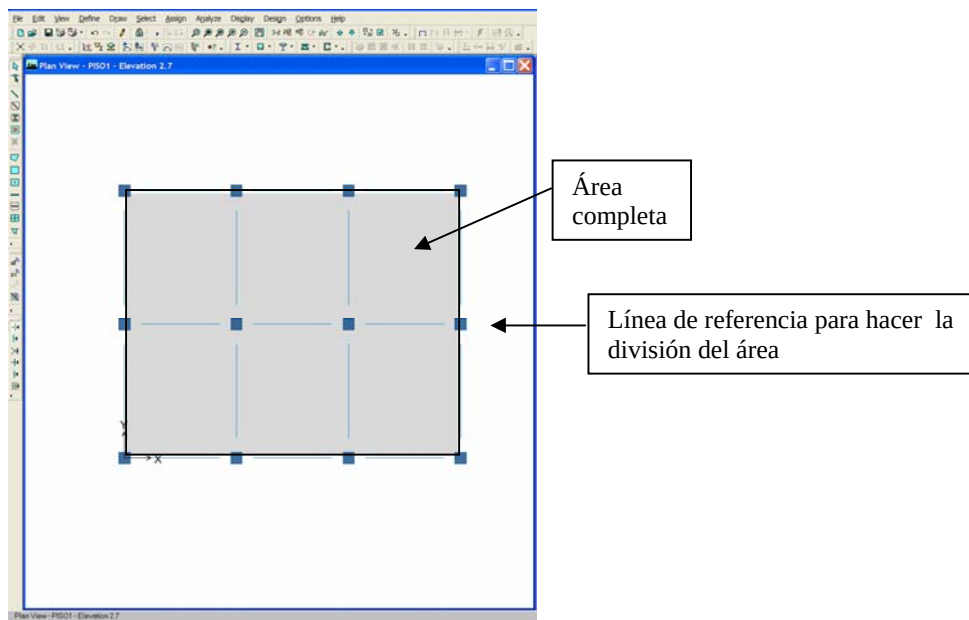
Una vez establecida esta opción con el valor correspondiente al caso, se obtiene lo siguiente:



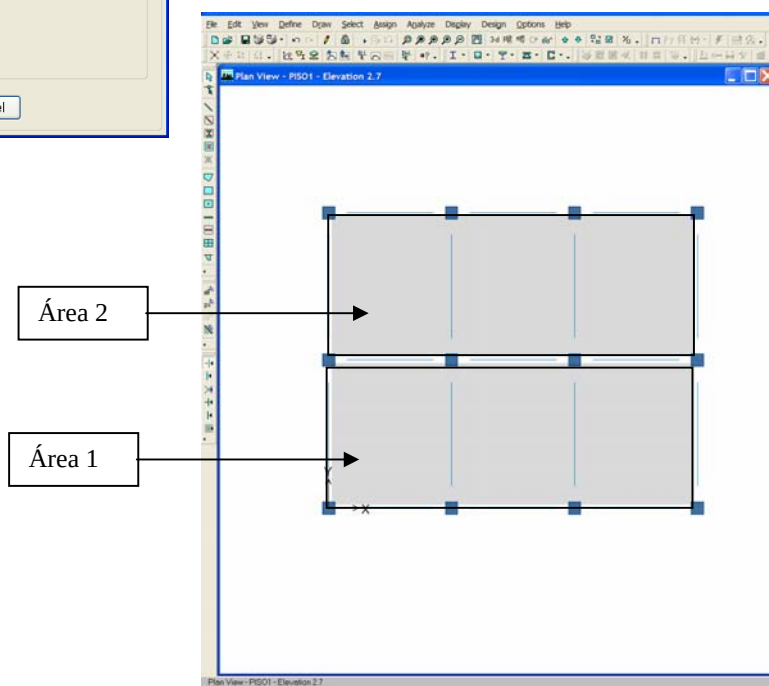
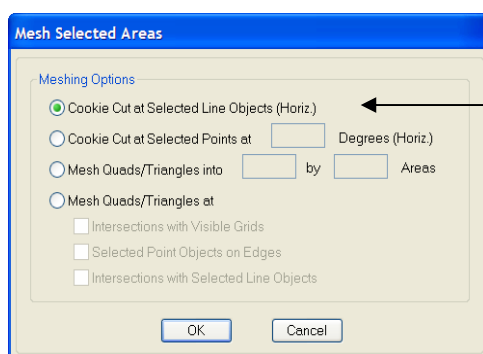
10) Mesh Areas: Dividir Areas.



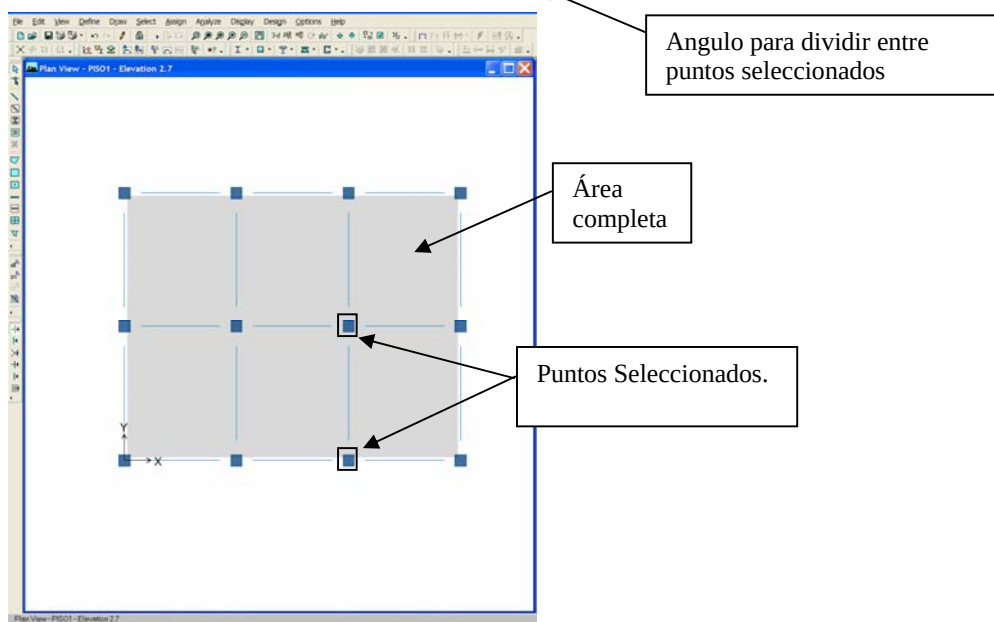
10.1) Cookie Cut at Selected Line Objects (Horiz).



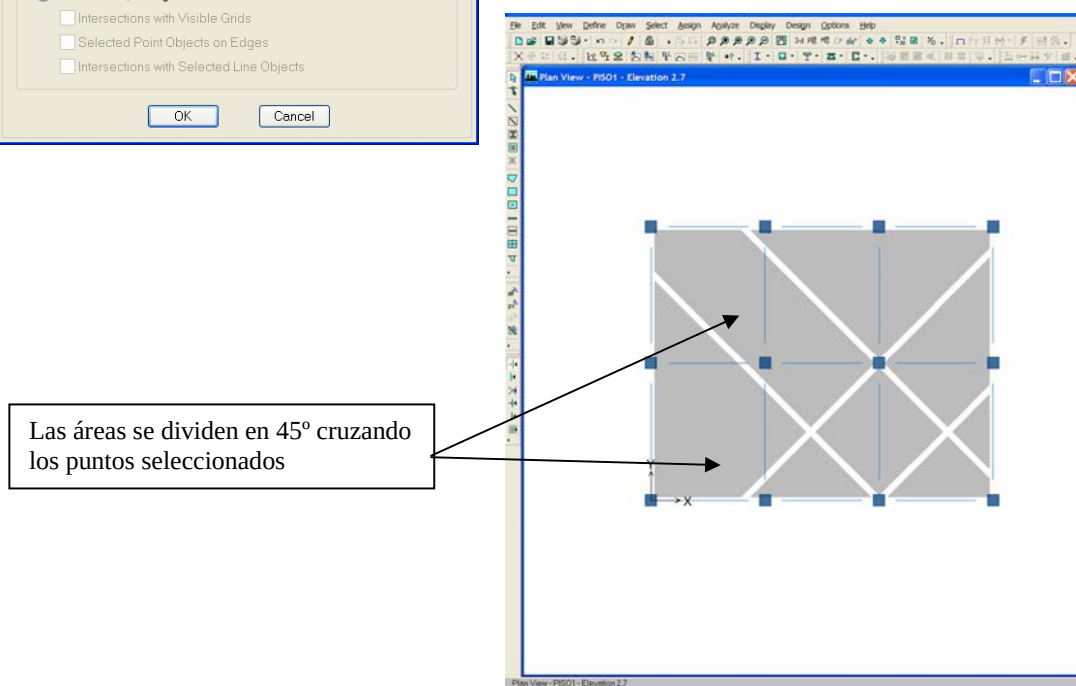
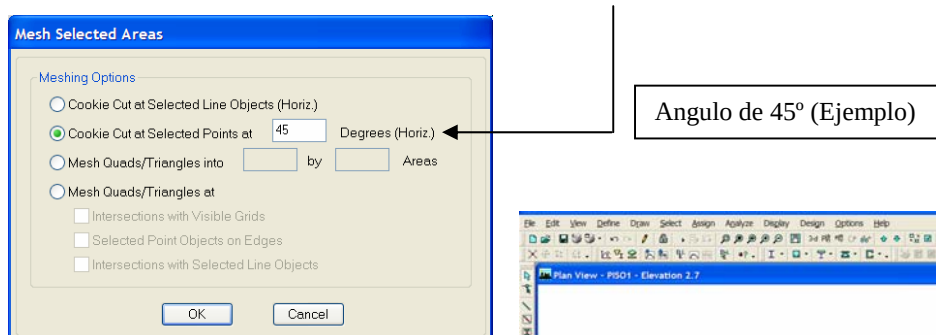
Al seleccionar el área, la línea horizontal y elegir esta opción se tiene lo siguiente...



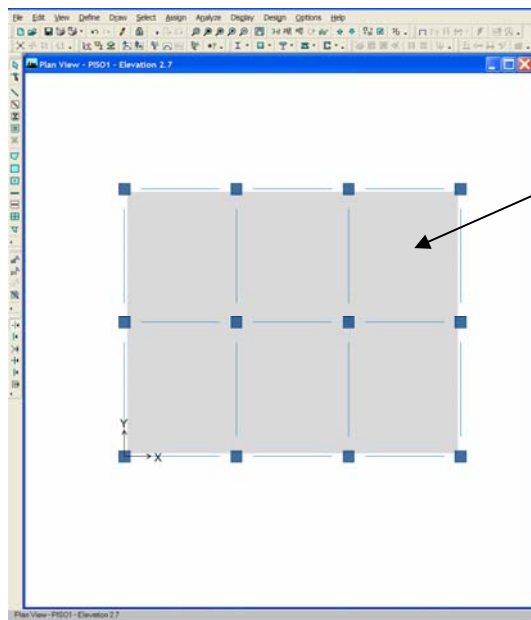
10.2) Cookie Cut at Selected Points at () degrees (Horiz).



Al seleccionar el área, los puntos de referencia y elegir esta opción, se tiene lo siguiente...



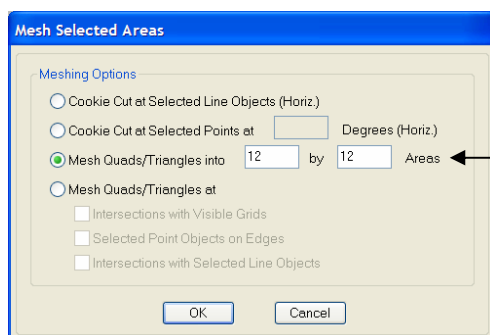
10.3) Mesh Quads/Triangles into () by () areas



Cuadrados y triángulos en X por Y áreas.

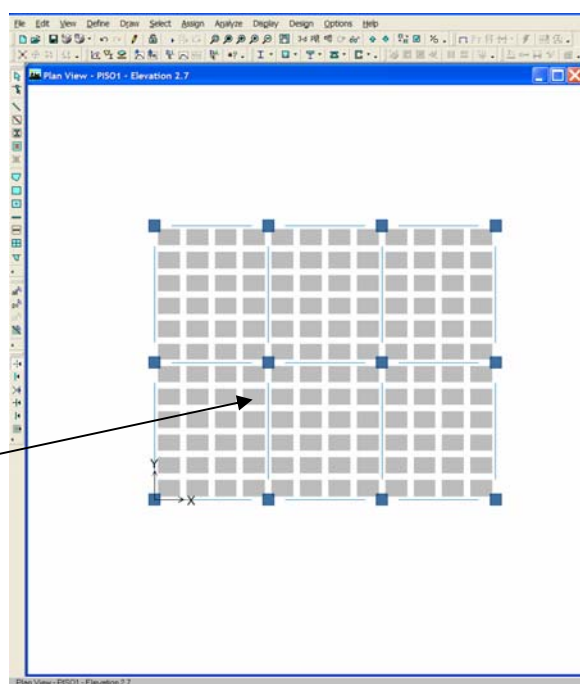
Área completa

Al seleccionar el área y elegir esta opción, se tiene lo siguiente...

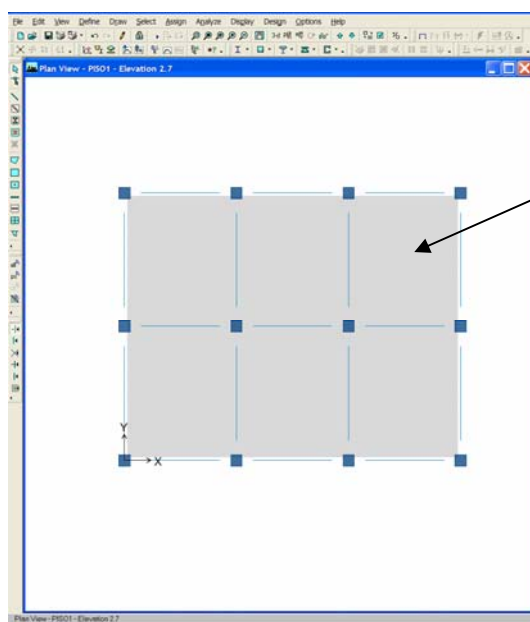


12 x12 (Por Ejemplo)

El Area Total se divide en 12 x 12 áreas, es decir, en 144 partes iguales.



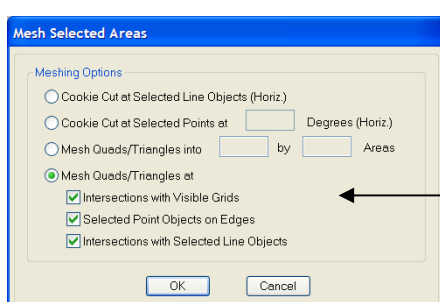
10.4) Mesh Quads/Triangles at



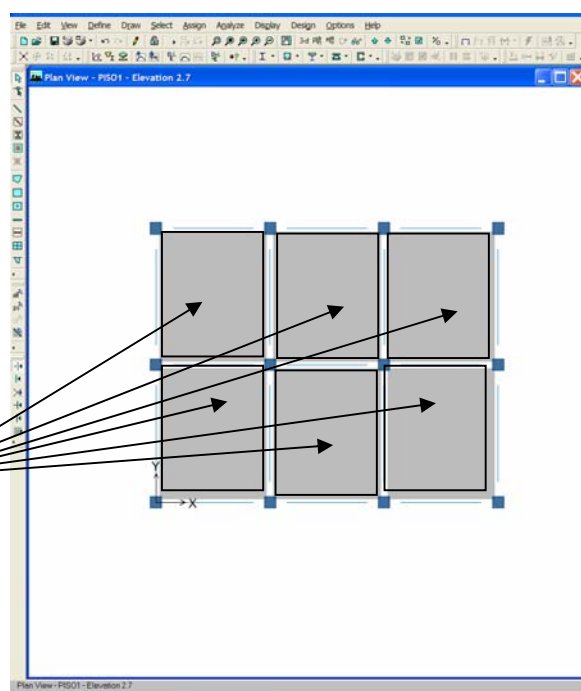
Dividir con Cuadrados y triángulos en X por Y áreas.

Área completa

Al seleccionar el área y elegir esta opción, se tiene lo siguiente...

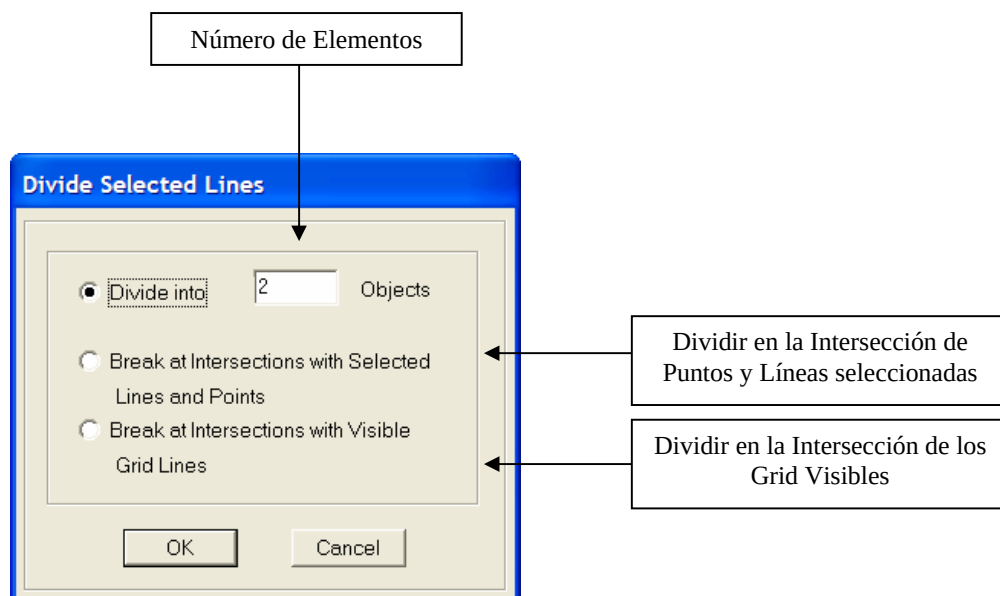


Opción: División tomando en cuenta los Grid, puntos y líneas



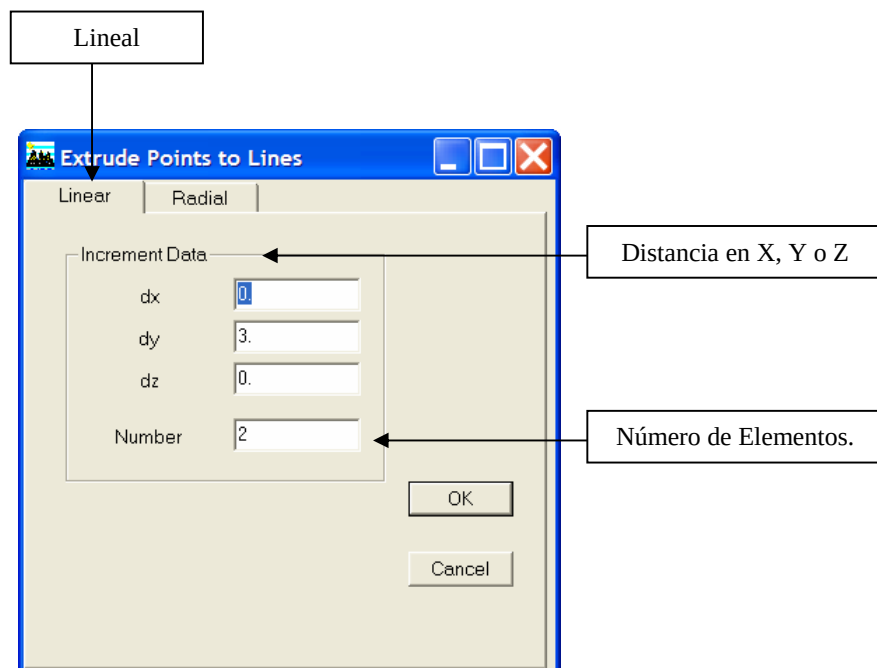
El Area Total se divide en 6 áreas debido a la existencia de 4 ejes en X y tres en Y

11) Divide Frames: Dividir Líneas.



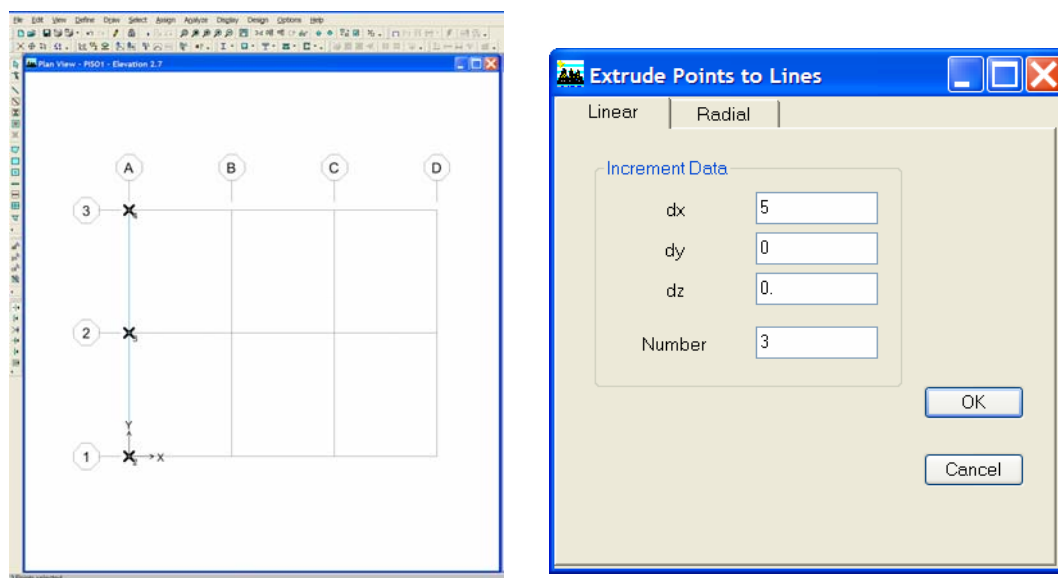
12) Extrude Points to Lines: Convertir puntos a líneas.

12.1) Tipo: Lineal.

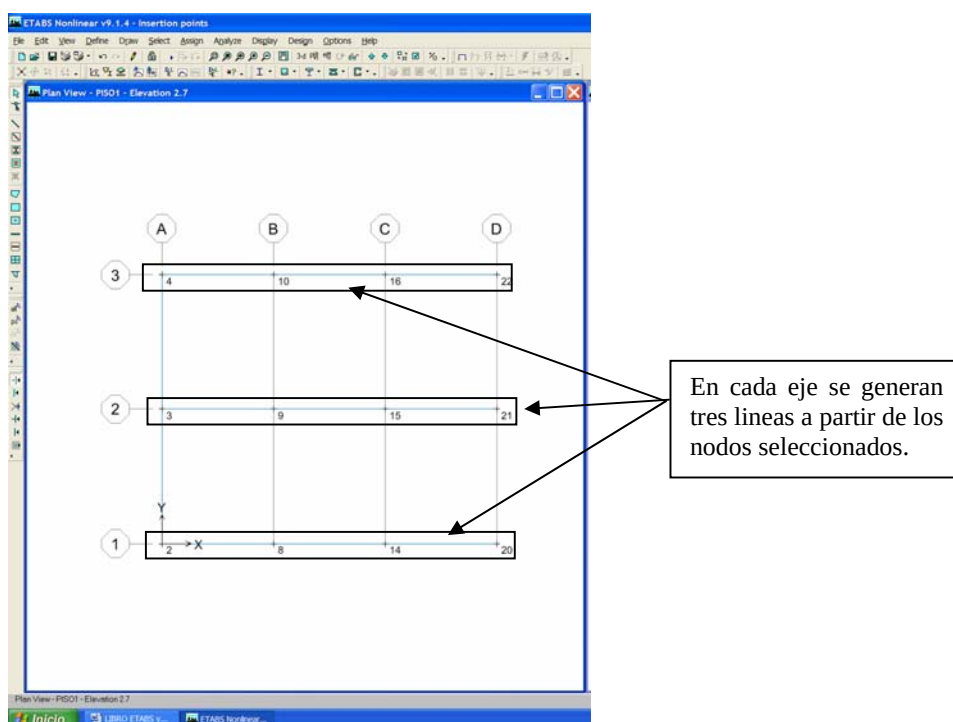


Ejemplo: Consideremos dos objetos lineales en el plano XY. Se seleccionan los nodos de los extremos de las mismas, y luego seguimos la ruta:

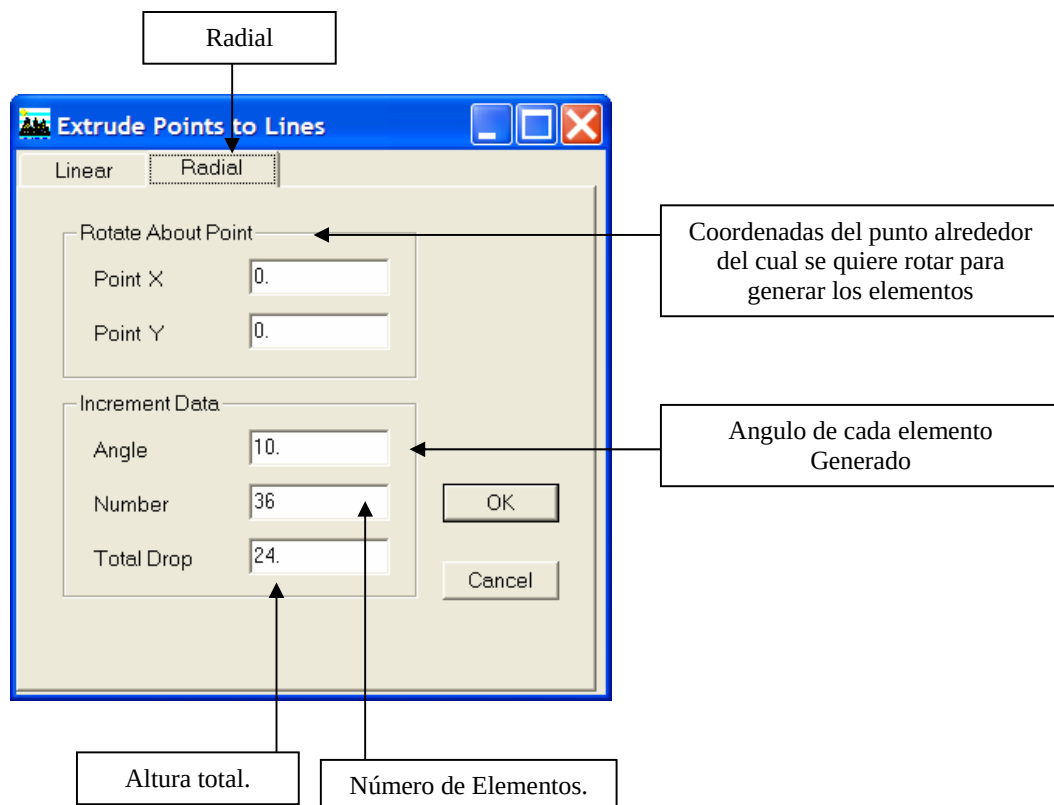
MENU EDIT / EXTRUDE POINTS TO LINES / LINEAR.



Una vez establecida esta opción con los valores correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

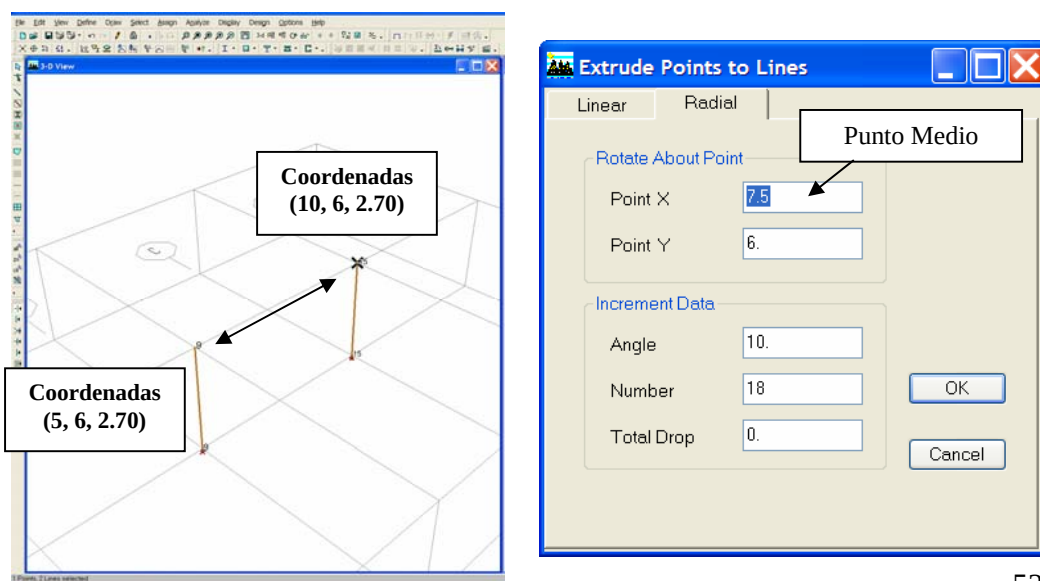


12.2) Tipo: Radial.

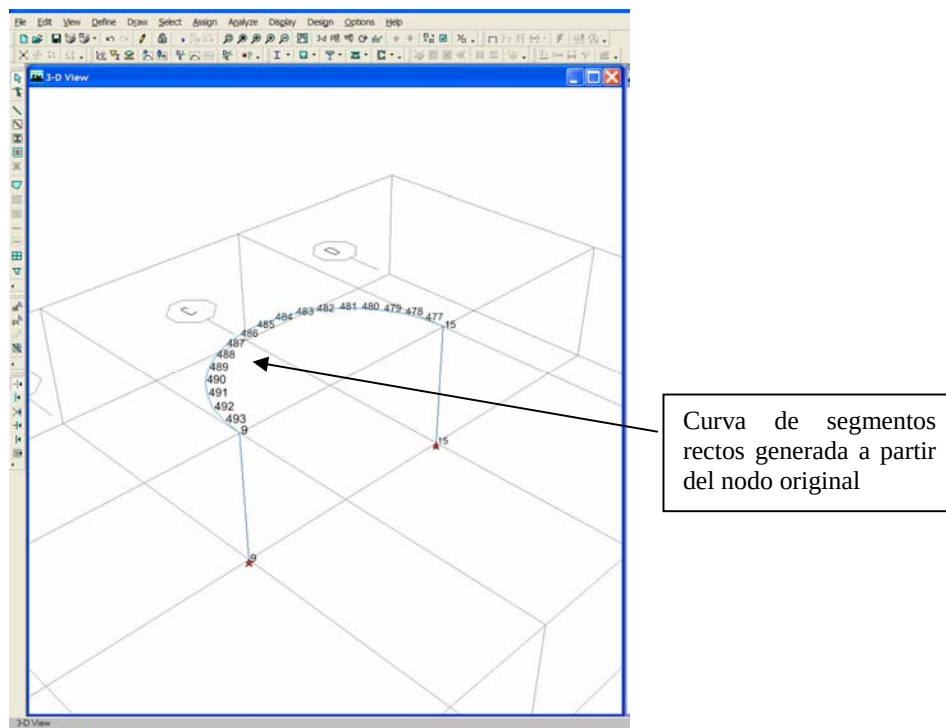


Ejemplo: Consideremos dos objetos lineales en el plano XZ. Se seleccionan el nodo superior de una de ellas, y luego seguimos la ruta:

MENU EDIT / EXTRUDE POINTS TO LINES / RADIAL.

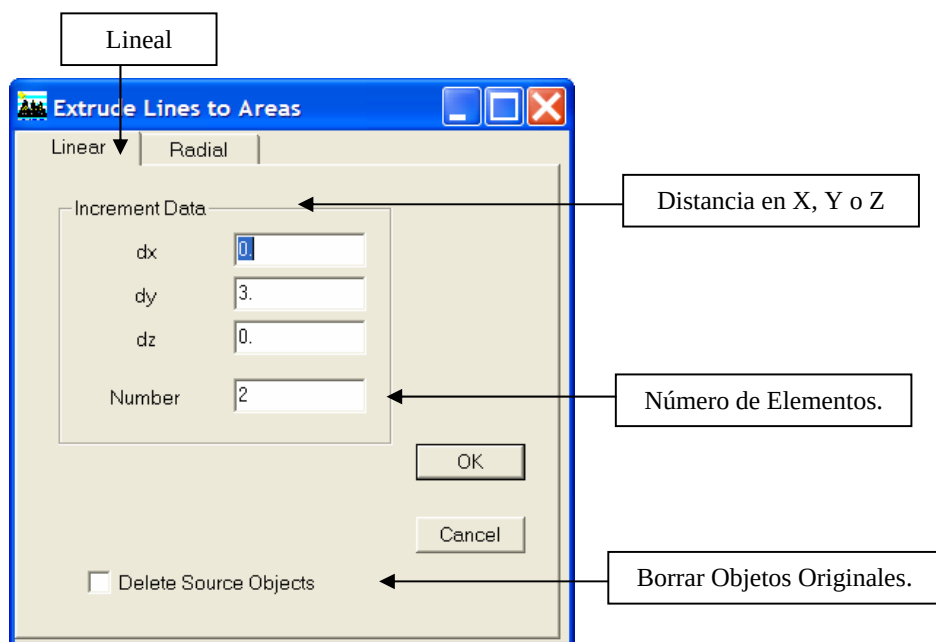


Una vez establecida esta opción con los valores correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:



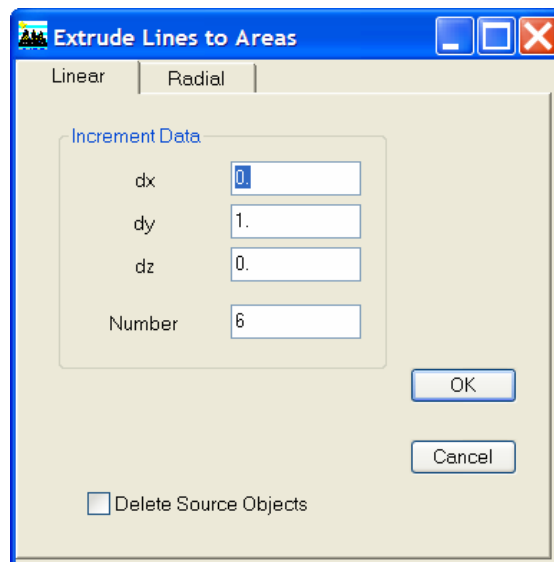
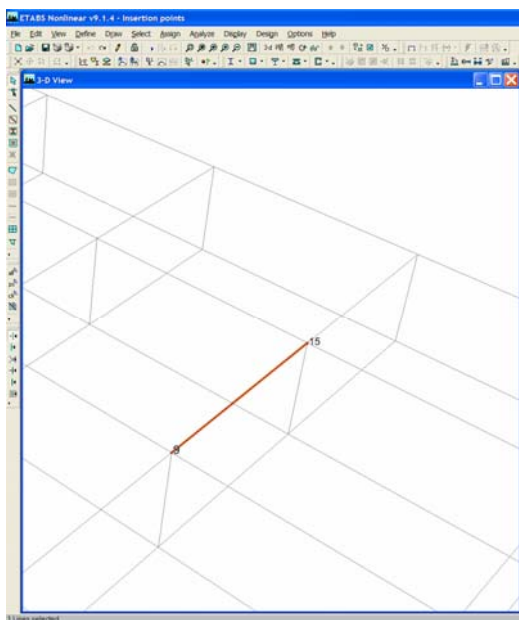
13) Extrude Lines to Areas: Convertir líneas a Areas.

13.1) Tipo: Lineal.

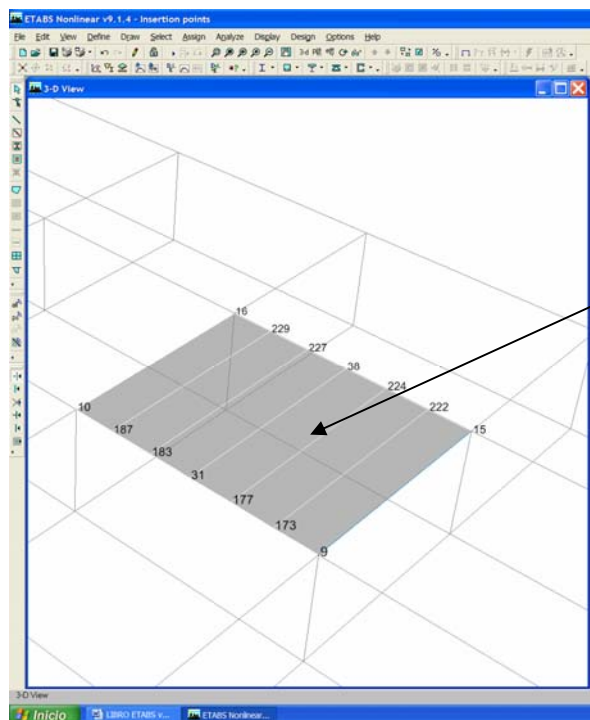


Ejemplo: Consideremos una línea en el plano XY. Se selecciona la misma y luego seguimos la ruta:

MENU EDIT / EXTRUDE LINES TO AREAS / LINEAR.

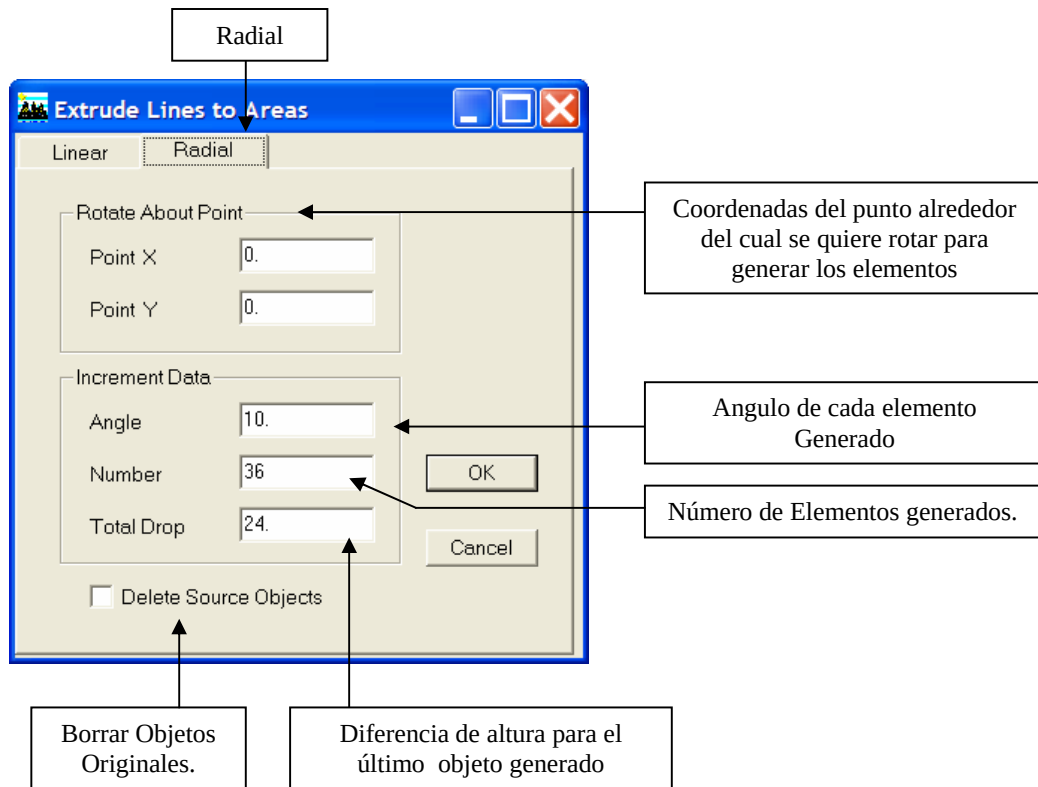


Una vez establecida esta opción con los valores correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:



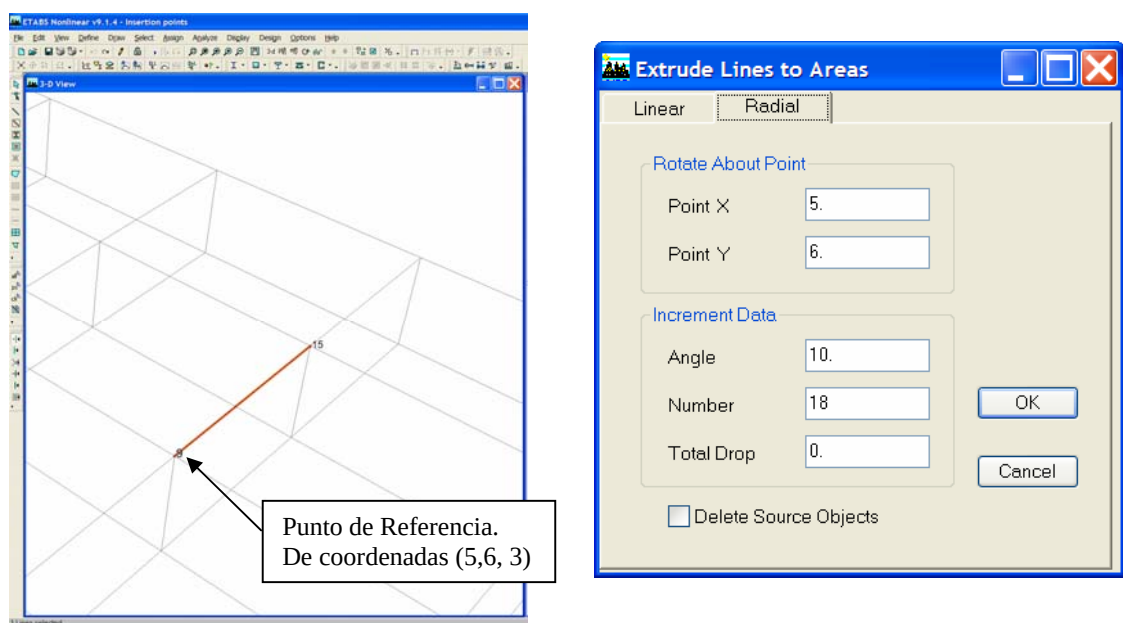
Elementos de área generados a partir de la línea original.

13.2) Tipo: Radial.

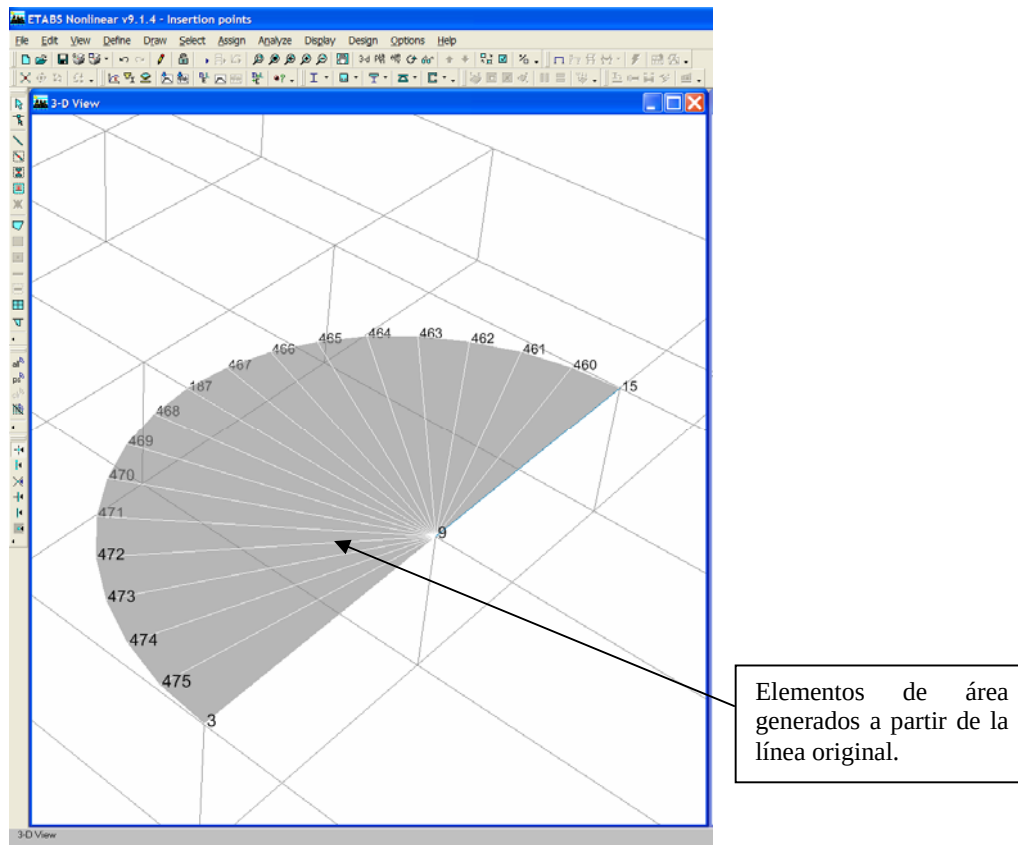


Ejemplo: Consideremos una línea en el plano XY. Se identifica el punto de referencia, se selecciona la misma y luego seguimos la ruta:

MENU EDIT / EXTRUDE LINES TO AREAS / RADIAL.



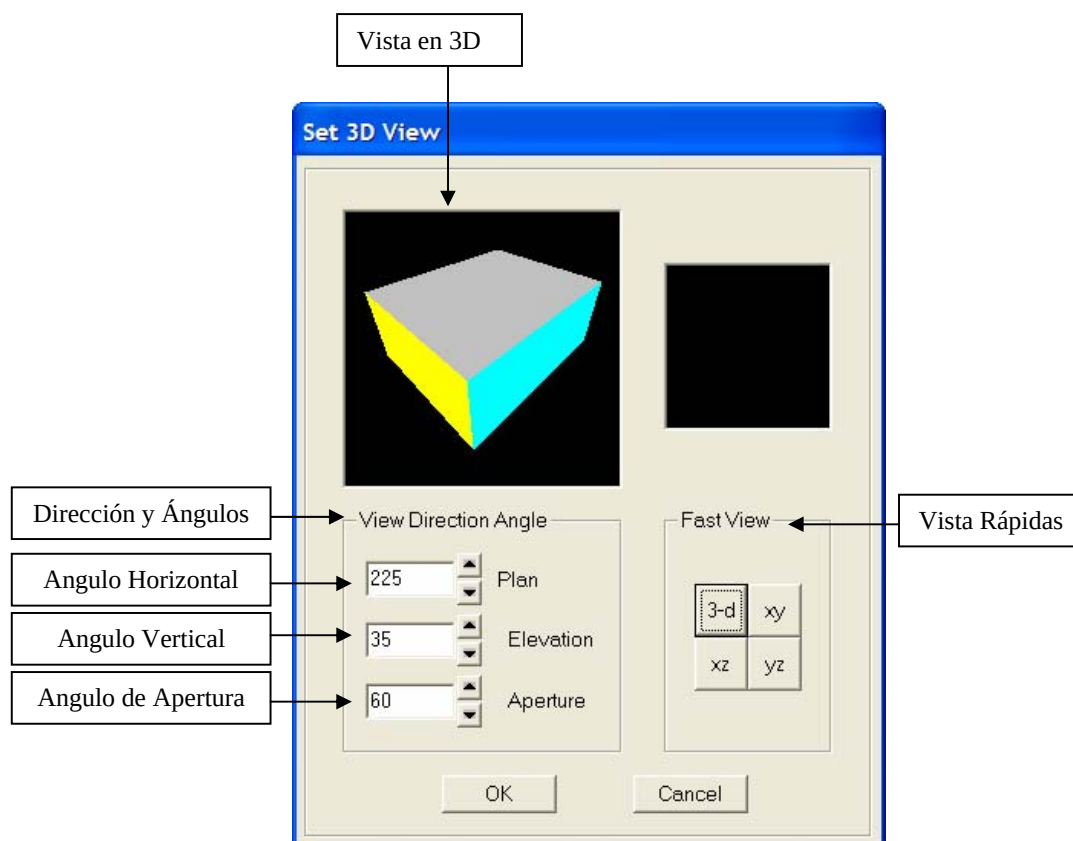
Una vez establecida esta opción con los valores correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:



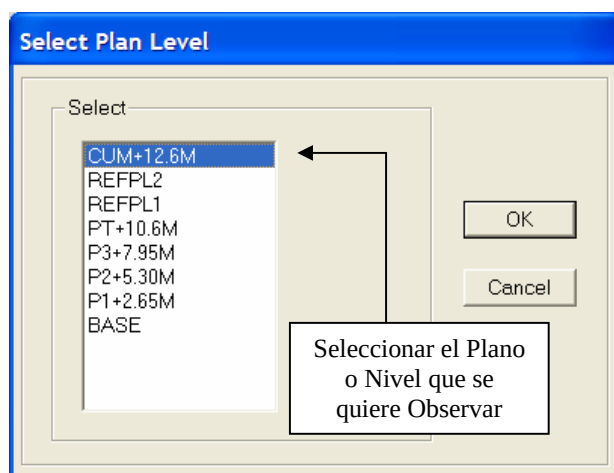
Menú View: Ver

View	Define	Draw	Select	A
Set 3D View...				Vista en 3D
Set Plan View...				Vista en el plano
Set Elevation View...				Vista en Elevaciones
Set Building View Limits...				Vista de Límites del Edificio
☒ Set Building View Options...				Opciones Vista del Edificio
Rubber Band Zoom				Zoom de Ventana
Restore Full View				Máximo Zoom en Pantalla
Previous Zoom				Zoom Anterior
Zoom In One Step				Acercar Zoom en un Paso
Zoom Out One Step				Alejar Zoom en un Paso
Pan				Desplazarse en Pantalla
Measure				Obtener Medidas de Objetos
Change Axes Location...				Cambiar Ubicación de Ejes
Show Selection Only				Mostrar sólo lo Seleccionado
Show All				Mostrar Todo
Save Custom View...				Guardar la Vista Actual
Show Custom View...				Mostrar Vistas
Refresh Window				Actualizar Ventana
Refresh View				Actualizar Vista
Create OpenGL View...				Crear Vista Renderizada

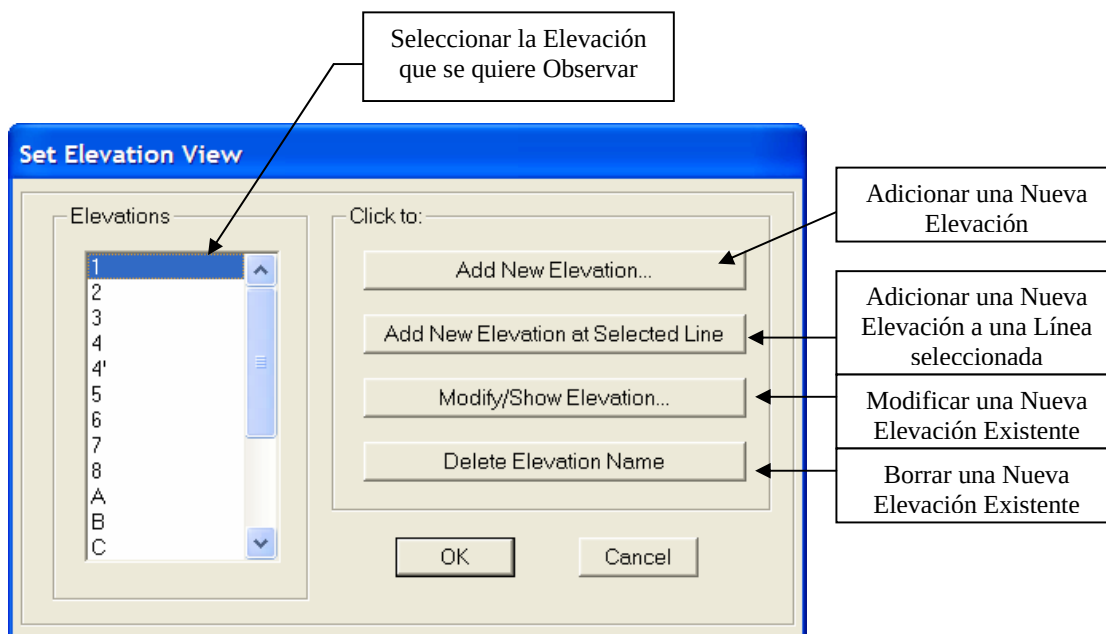
1) Set 3D View: Vistas en 3D.



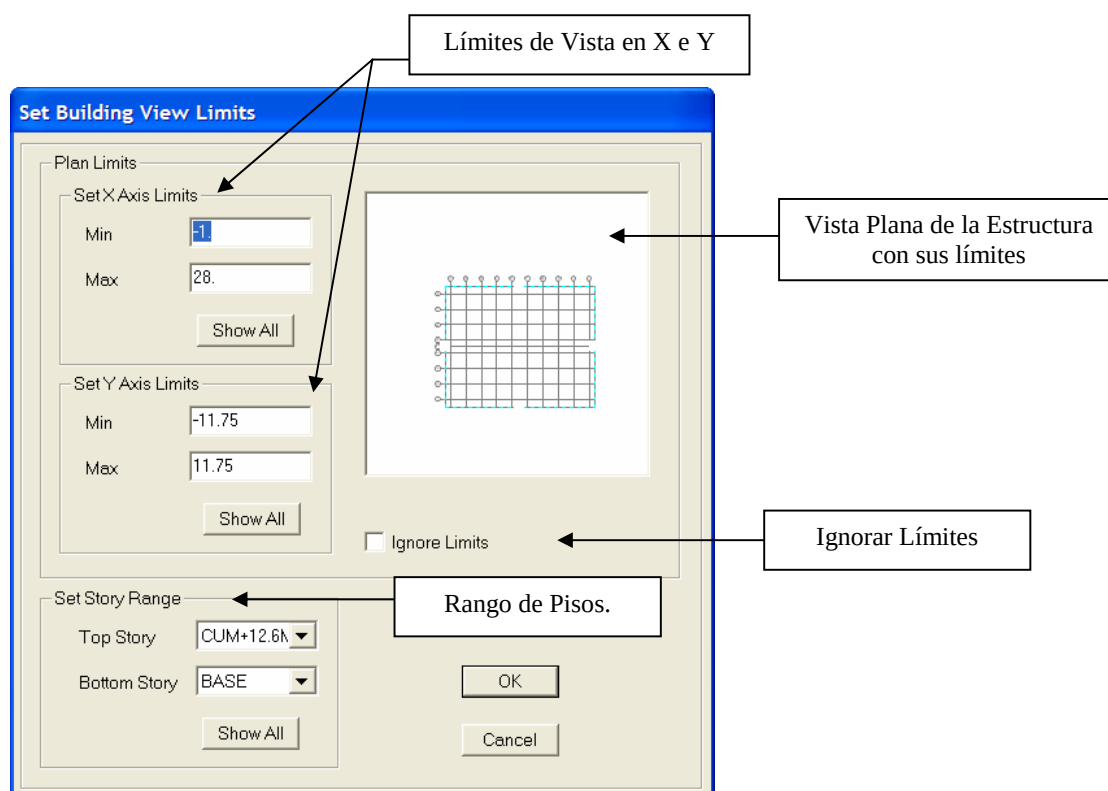
2) Set PlanView: Vistas en el Plano



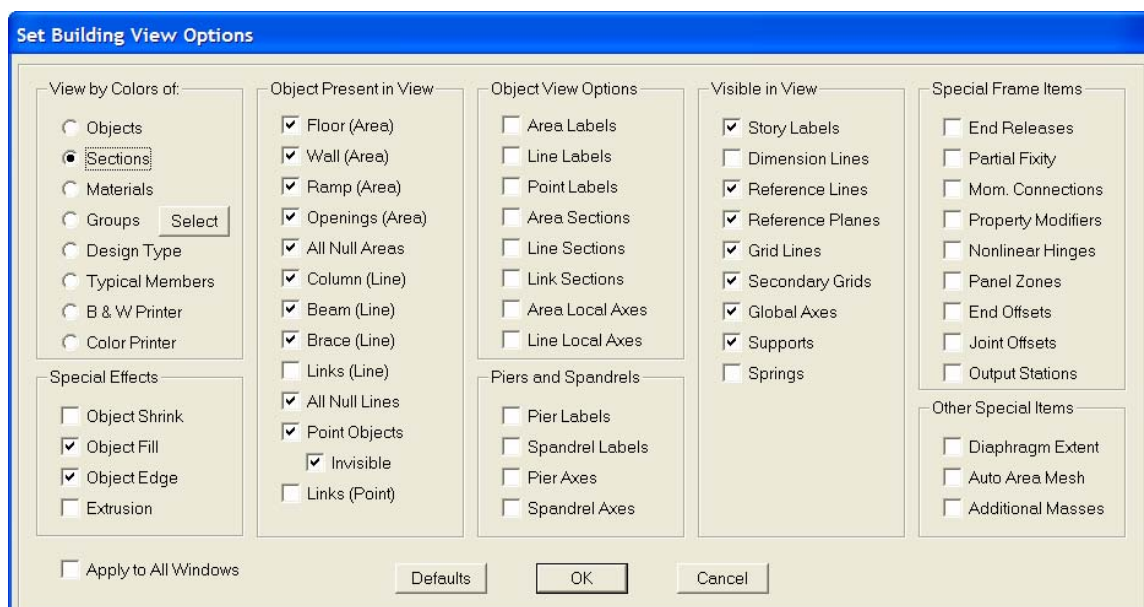
3) Set ElevationsView: Vistas en Elevaciones.



4) Set Buildings View Limits: Vista de Límites del Edificio.



5) Set Buildings View Options: Opciones de Vistas en Pantalla del Edificio. En este caso, se selecciona aquello que se desea aplicar y/o observar en pantalla.



View by Colors of:

☐ Objects

☒ **Sections**

☐ Materials

☐ Groups Select

☐ Design Type

☐ Typical Members

☐ B & W Printer

☐ Color Printer

Ver los colores seleccionando una de las siguientes opciones.

Objetos.

Secciones.

Materiales.

Grupos. (En este Caso se puede elegir el Grupo a observar)

Tipo de Diseño.

Tipo de Miembros.

En impresión de Blanco y Negro.

En impresión a Color.

Special Effects

☐ Object Shrink

☒ Object Fill

☒ Object Edge

☐ Extrusion

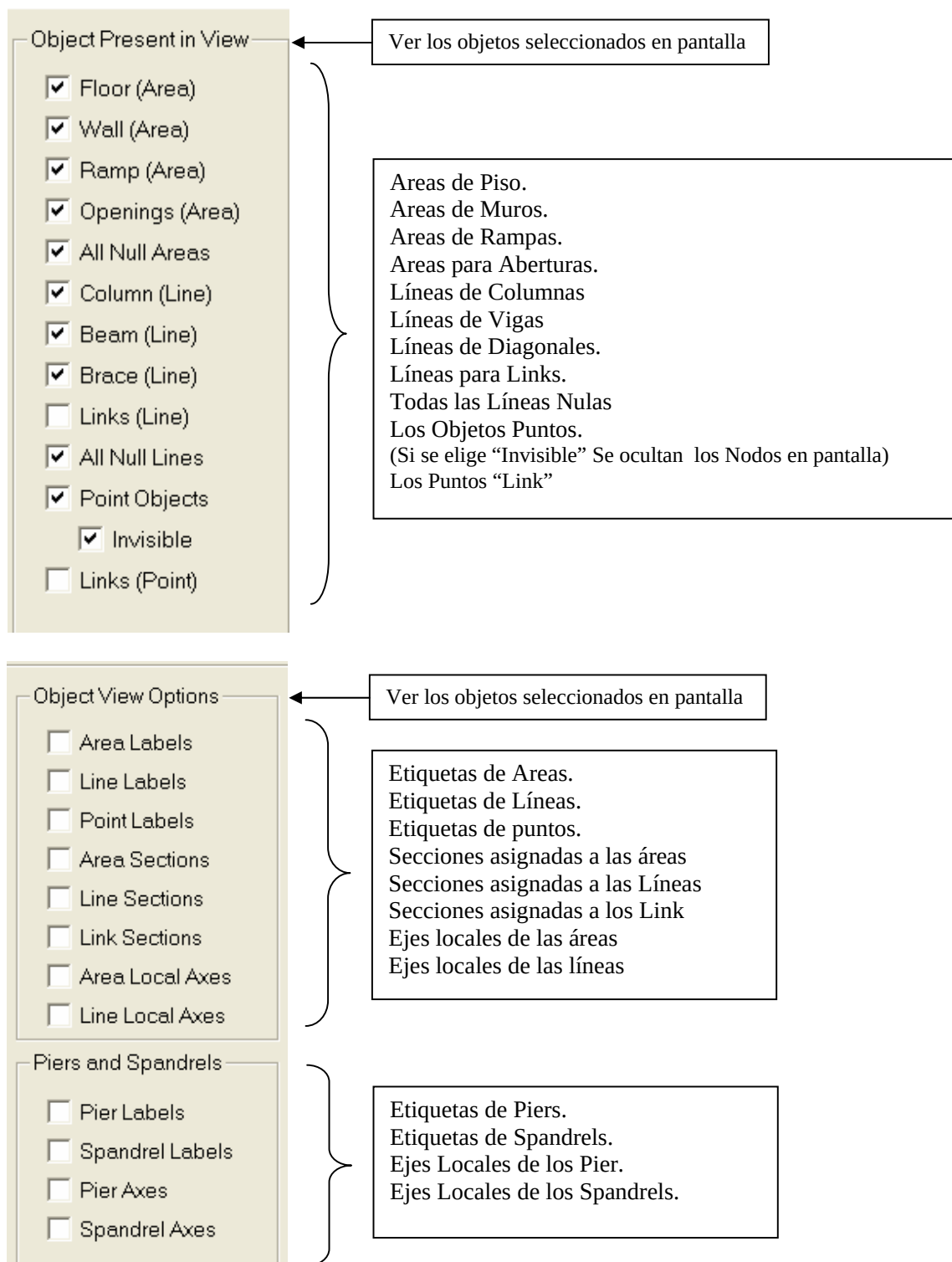
Ver Efectos Especiales en Pantalla

Objetos separados.

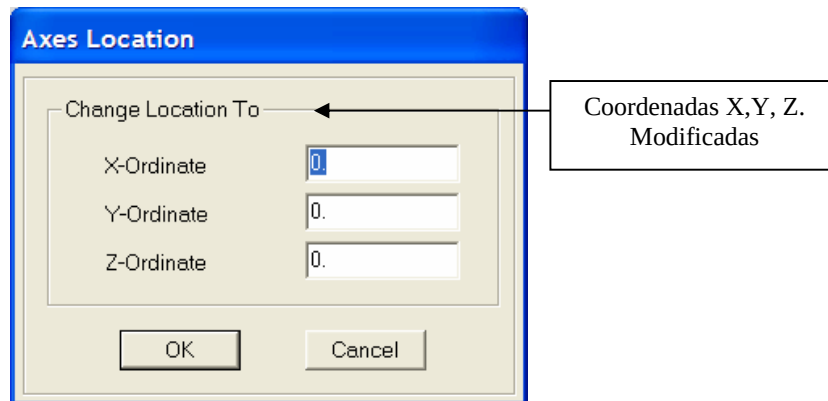
Objetos en expresión Unifilar.

Eje de los Objetos.

Objetos con Volumen (Considerando la sección de los mismos)



6) Changes Axes Location: Cambio de Ubicación de Ejes.

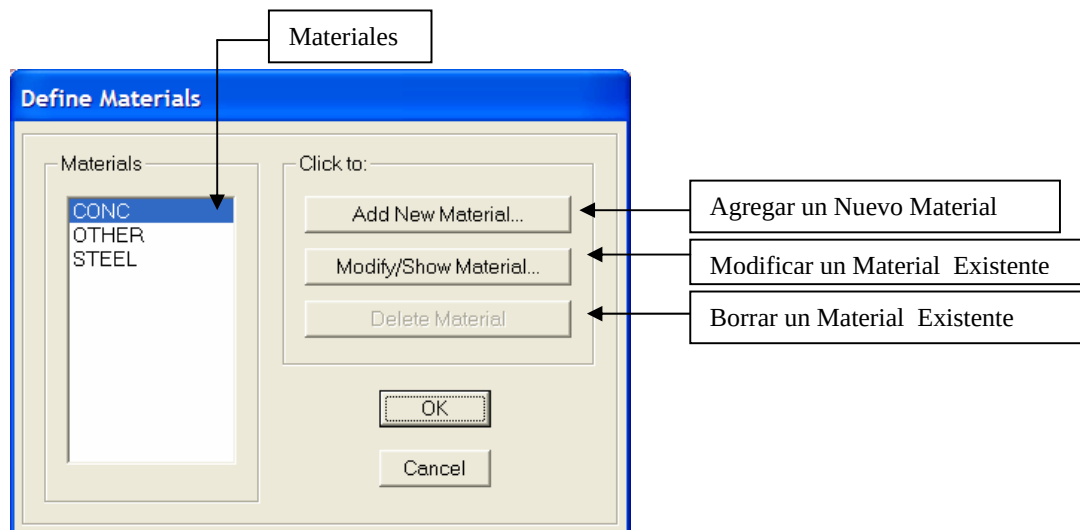


Menú Define: Definir

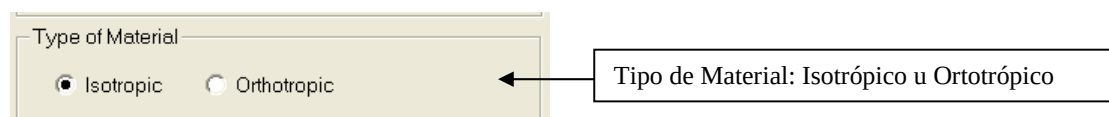
Define	Draw	Select	Assign	Analyze
Material Properties...				
Frame Sections...				
Wall/Slab/Deck Sections...				
Link Properties...				
Frame Nonlinear Hinge Properties...				
Diaphragms...				
Groups...				
Section Cuts...				
Response Spectrum Functions...				
Time History Functions...				
Static Load Cases...				
Response Spectrum Cases...				
Time History Cases...				
Static Nonlinear/Pushover Cases...				
Add Sequential Construction Case				
Load Combinations...				
Add Default Design Combos...				
Convert Combos to Nonlinear Cases...				
Special Seismic Load Effects...				
Mass Source...				

Propiedades de Materiales
Secciones de Líneas
Secciones de Areas
Propiedades de Elementos No Lineales
Propiedades de Rótulas Plásticas
Diafragmas
Grupos
Secciones de Corte
Funciones Tipo Espectrales
Funciones Tipo Histogramas
Casos de Carga Estáticas.
Casos de Análisis utilizando Espectros
Casos de Análisis utilizando Histogramas
Casos de Pushover – Estático No Lineal
Casos se Secuencia Constructiva
Combinaciones de Carga
Agregar Combinaciones de Diseño por Defecto
Convertir Combinaciones a Casos No Lineales
Efectos Especiales de Carga Sísmica
Fuente de masa

1) Materials Properties: Propiedades de Materiales



Tipo: CONC (Concreto)



Propiedades para el Análisis

Analysis Property Data		
Mass per unit Volume	2.550E-06	Masa / Volumen
Weight per unit Volume	2.500E-03	Peso Específico
Modulus of Elasticity	238800.	Módulo de Elasticidad
Poisson's Ratio	0.2	Coef. De Poisson
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Coef. De Dilatación Térmica
Shear Modulus	99500.	Módulo de Corte

Propiedades para el Diseño

Design Property Data (ACI 318-99)		
Specified Conc Comp Strength, f'c	250.	Norma para el Diseño
Bending Reinf. Yield Stress, fy	4200.	Calidad del Concreto
Shear Reinf. Yield Stress, fys	4200.	Calidad del Acero de Refuerzo a Flexión
☐ Lightweight Concrete		Calidad del Acero de Refuerzo a Corte.
Shear Strength Reduc. Factor		Opción de Concreto aligerado.
		Factor de Reducción de Resist. Al Corte

Tipo: STEEL (Acero)

The dialog box 'Material Property Data' for 'STEEL' material includes the following fields:

- Material Name:** STEEL
- Display Color:** Color (Green swatch)
- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Type of Design:** Design (Steel dropdown)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 8.000E-06
 - Weight per unit Volume: 7.850E-03
 - Modulus of Elasticity: 2100000.
 - Poisson's Ratio: 0.3
 - Coeff of Thermal Expansion: 1.125E-05
 - Shear Modulus: 807692.31
- Design Property Data:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 2530.
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 4080.
 - Cost per Unit Weight: 5000
- Buttons:** OK, Cancel

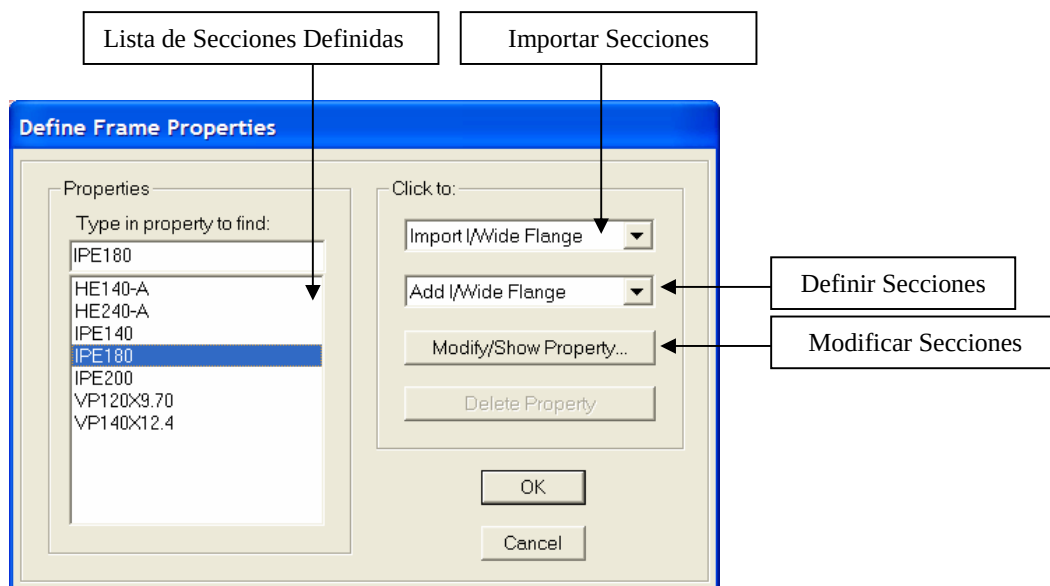
The diagram illustrates the relationship between the material properties and their physical meanings:

- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic. This is labeled as 'Tipo de Material: Isotrópico u Ortotrópico'.
- Propiedades para el Análisis:** This section points to the 'Analysis Property Data' fields:
 - Mass per unit Volume (8.000E-06) is labeled as 'Masa / Volumen'.
 - Weight per unit Volume (7.850E-03) is labeled as 'Peso Específico'.
 - Modulus of Elasticity (2100000.) is labeled as 'Módulo de Elasticidad'.
 - Poisson's Ratio (0.3) is labeled as 'Coef. De Poisson'.
 - Coeff of Thermal Expansion (1.125E-05) is labeled as 'Coef. De Temperatura'.
 - Shear Modulus (807692.31) is labeled as 'Módulo de Corte'.

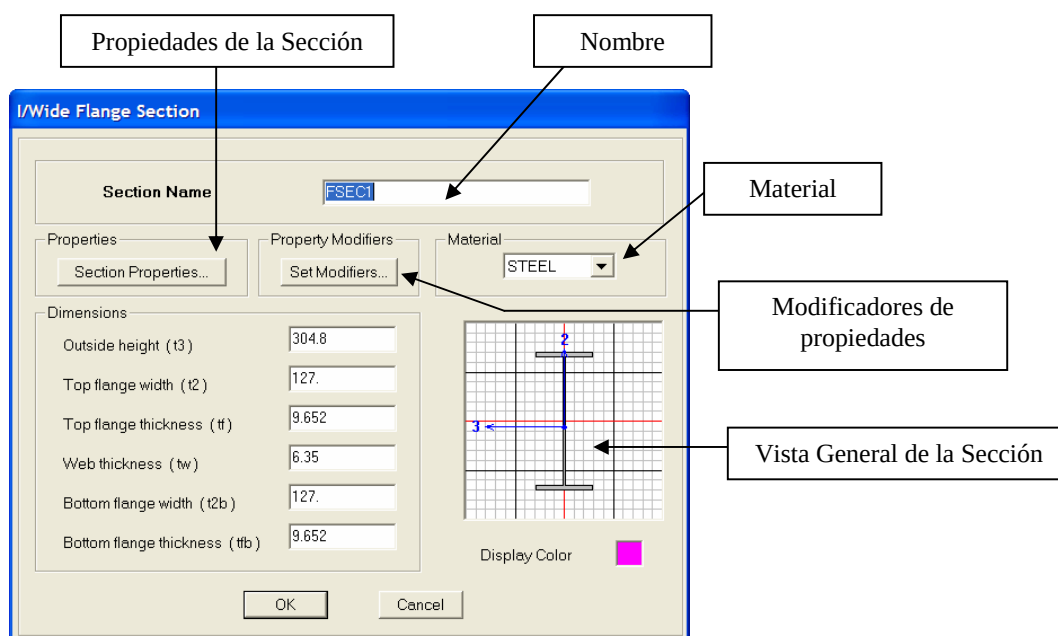
Tipo: OTHER (Otro)

67

2) Frame Sections: Secciones para Líneas.

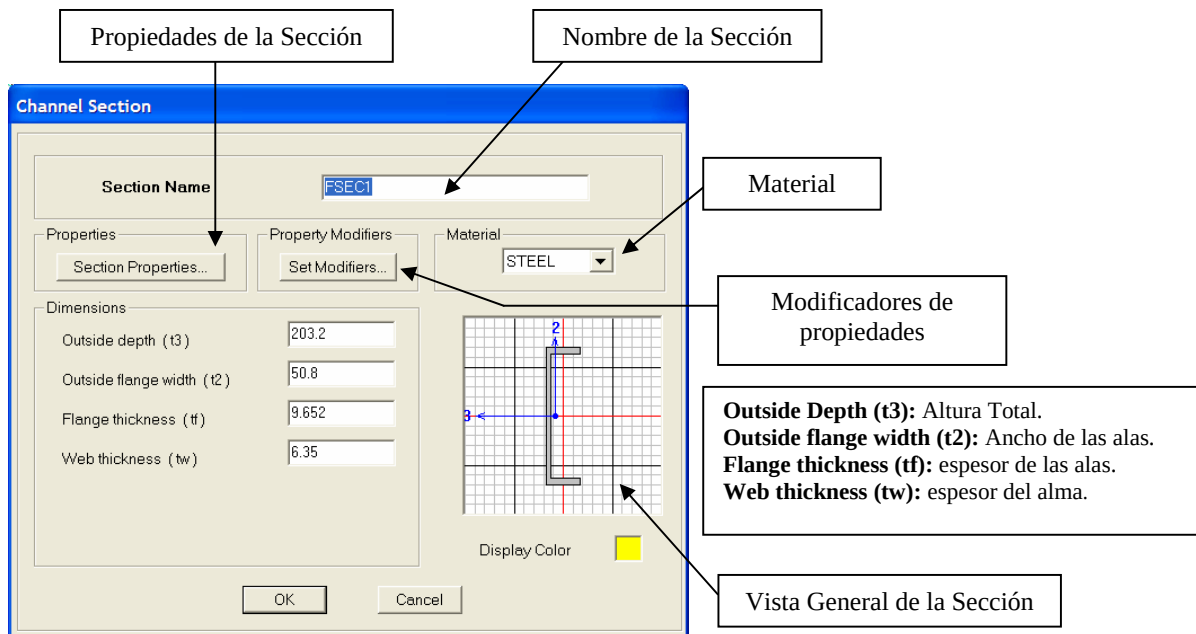


Tipo: I/Wide Flange (Doble T)

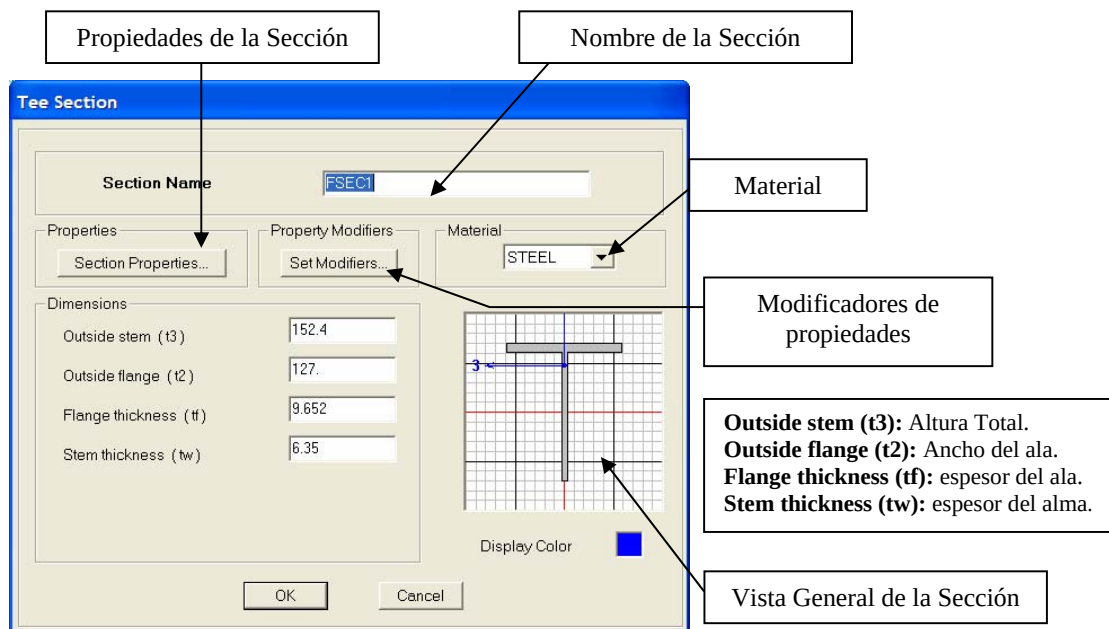


Outside height (t3): Altura Total.
Top flange width (t2): Ancho del ala superior.
Top flange thickness (tf): espesor del ala superior.
Web thickness (tw): espesor del alma.
Bottom flange width (t2b): Ancho del ala inferior.
Bottom flange thickness (tfb): espesor del ala inferior.

Tipo: Channel Section (U)



Tipo: Tee (T)



Tipo: Angle (L)

Propiedades de la Sección

Nombre de la sección

Material

Modificadores de propiedades

Outside vertical leg (t3): Altura del ala vertical.
Outside horizontal leg (t2): Ancho del ala Horizontal.
Horizontal leg thickness (tf): espesor del ala Horizontal.
Vertical leg thickness (tw): espesor del ala vertical

Tipo: Double Angle (2L)

Propiedades de la Sección

Nombre de la Sección

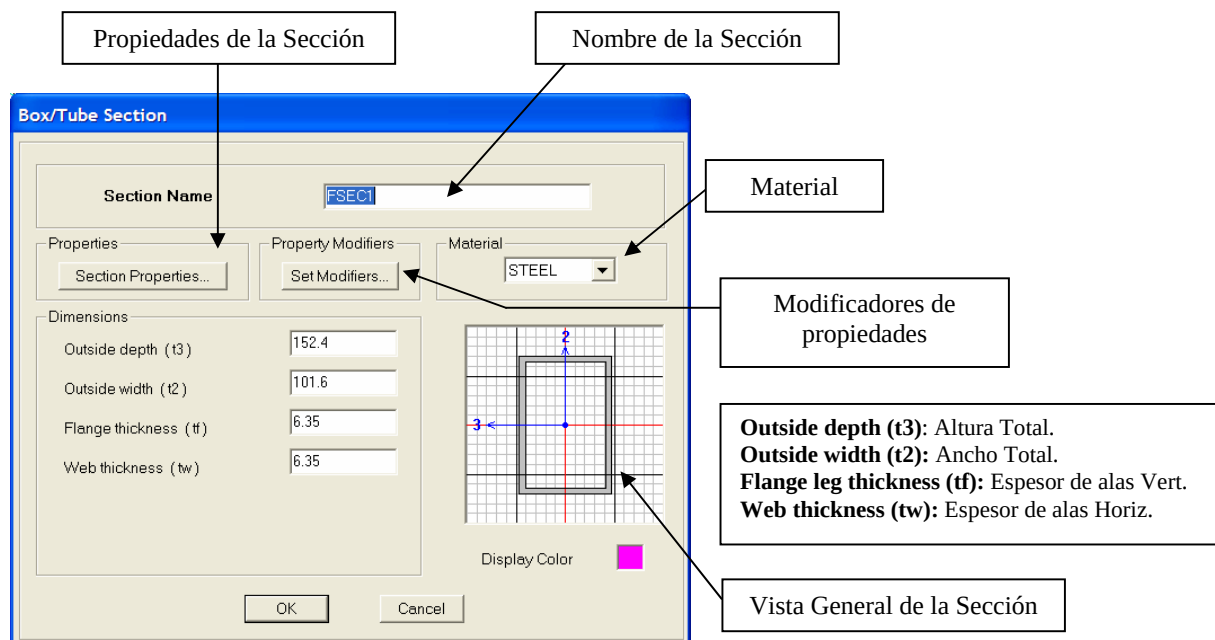
Material

Modificadores de propiedades

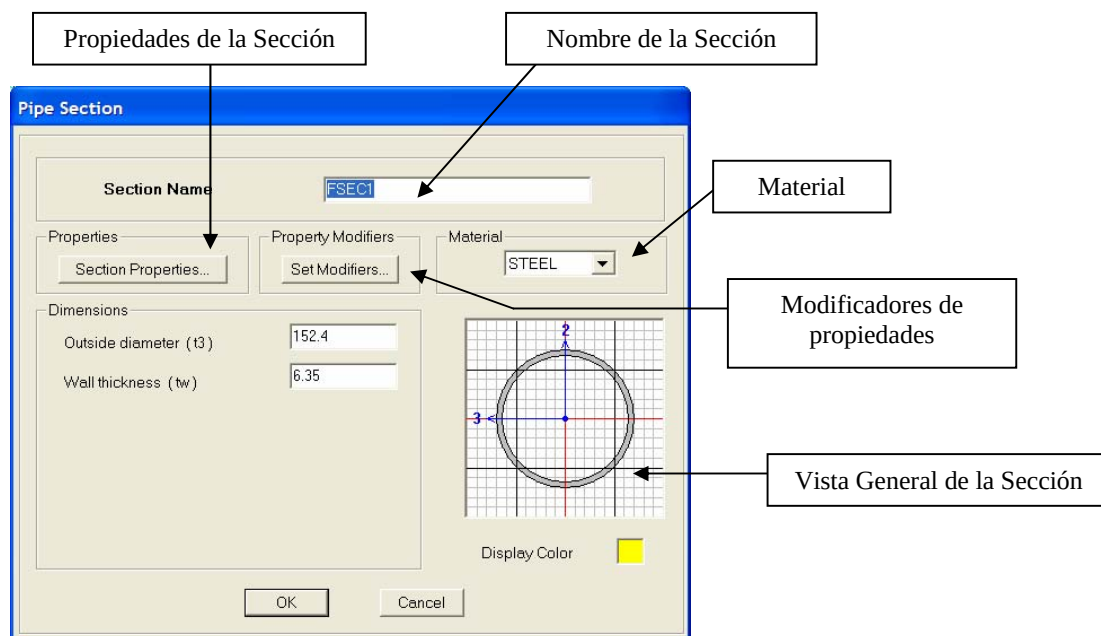
Outside depth (t3): Altura de alas verticales.
Outside width (t2): Ancho del alas horizontales (Incluye espacio central).
Horizontal leg thickness (tf): espesor del ala Horizontal.
Vertical leg thickness (tw): espesor del ala vertical
Back to Back Distance (dis): Distancia libre entre alas verticales

Vista General de la Sección

Tipo: Box Tube (Tubos Rectangulares)



Tipo: Pipe (Tubos Circulares)



Outside diameter (t3): Diámetro Externo.
Wall thickness (tw): Espesor de la lámina.

Tipo: Rectangular (Rectangulares)

Propiedades de la Sección

Nombre de la Sección

Material

Modificadores de propiedades

Depth (t3): Altura de la Sección.
Width (t2): Ancho de la Sección.

Refuerzo

Vista General de la Sección

Diseño Tipo Viga

Recubrimiento en el Tope de la Sección.

Recubrimiento en la parte baja de la Sección.

Refuerzo para Vigas Dúctiles: Permite colocar el refuerzo real a flexión de la sección a fin de obtener un diseño por corte en la misma asociado a un desempeño sismorresistente. Es decir, Diseño por Capacidad (ND3)

Top Left: Refuerzo Arriba en el Extremo izquierdo de la Viga
Top Right: Refuerzo Arriba en el Extremo Derecho de la Viga
Bottom Left: Refuerzo Abajo en el Extremo izquierdo de la Viga
Bottom Right: Refuerzo Abajo en el Extremo Derecho de la Viga

Reinforcement Data

Design Type
☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement
☒ Rectangular ☐ Circular

Lateral Reinforcement
☒ Ties ☐ Spiral

Rectangular Reinforcement
 Cover to Rebar Center: 5.
 Number of Bars in 3-dir: 3
 Number of Bars in 2-dir: 5
 Bar Size: #6

Check/Design
☒ Reinforcement to be Checked
☐ Reinforcement to be Designed

OK Cancel

Diseño Tipo Columna

Configuración: Rectangular o Circular.

Refuerzo lateral:
 Ties (Ligaduras), Spiral (Zunchos)

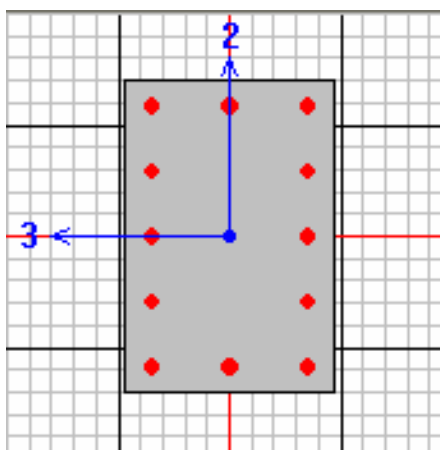
Recubrimiento al Centro de la barra.

Numero de Barras alrededor de la Dirección 3

Numero de Barras alrededor de la Dirección 2

Diámetro de la Barra: Sólo se usa si se va a revisar la sección.

Check: Refuerzo a Revisar a partir de la configuración preestablecida
Design: Refuerzo a diseñar a partir de la configuración preestablecida



Tipo: Circle (Circulares)

Propiedades de la Sección

Nombre

Material

Modificadores de propiedades

Diameter (t3): Diámetro de la Sección.

Reinuerzo

Concrete

Reinforcement...

OK

Cancel

Reinforcement Data

Design Type

☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement

☐ Rectangular ☒ Circular

Lateral Reinforcement

☐ Ties ☒ Spiral

Circular Reinforcement

Cover to Rebar Center: 5

Number of Bars: 8

Bar Size: #6

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked ☐ Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

Diseño Tipo Columna

Configuración: Rectangular o Circular.

Refuerzo lateral: Ties (Ligaduras), Spiral (Zunchos)

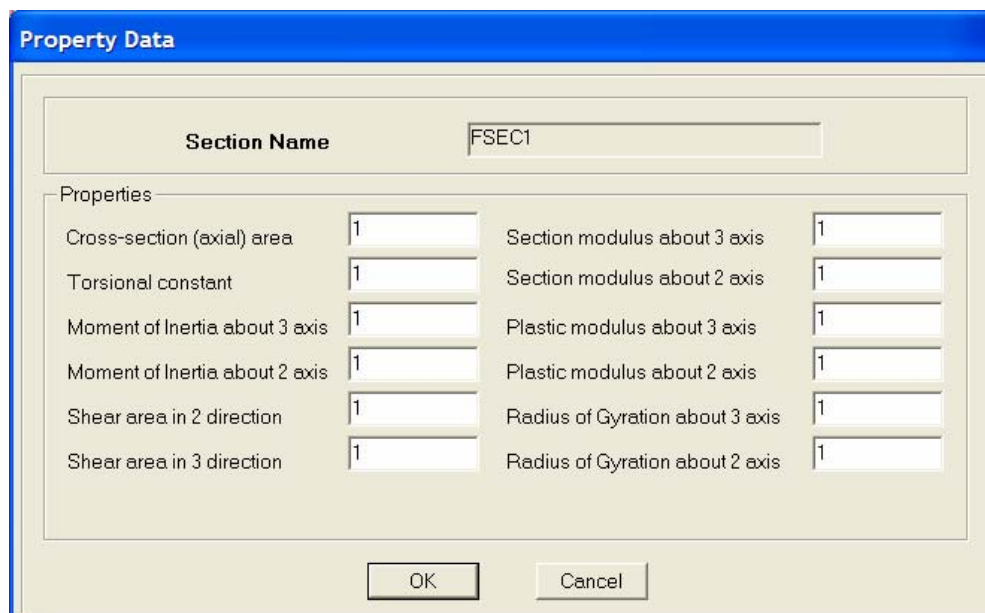
Recubrimiento al Centro de la barra.

Numero de Barras perimetrales

Diámetro de la Barra: Sólo se usa si se va a revisar la sección.

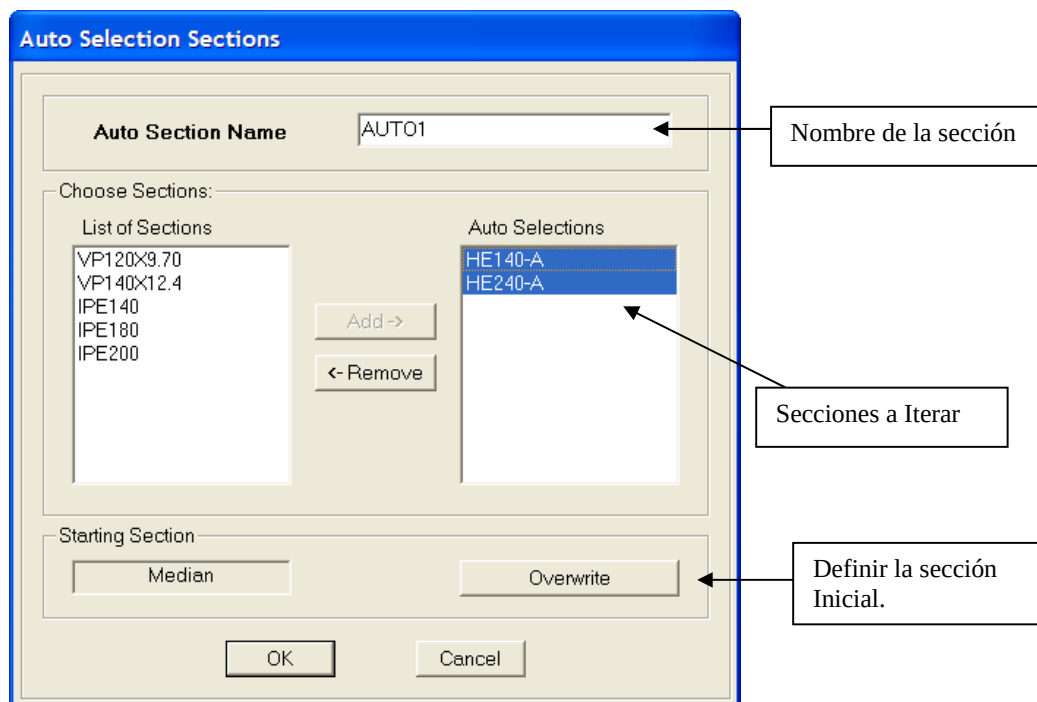
Check: Refuerzo a Revisar a partir de la configuración preestablecida
Design: Refuerzo a diseñar a partir de la configuración preestablecida

Tipo: General: Se introducen las propiedades de la sección manualmente.



The 'Property Data' dialog box is used for manually defining section properties. It features a 'Section Name' field at the top, currently containing 'FSEC1'. Below this, a 'Properties' section contains two columns of input fields, each with a value of '1'. The left column includes: Cross-section (axial) area, Torsional constant, Moment of Inertia about 3 axis, Moment of Inertia about 2 axis, Shear area in 2 direction, and Shear area in 3 direction. The right column includes: Section modulus about 3 axis, Section modulus about 2 axis, Plastic modulus about 3 axis, Plastic modulus about 2 axis, Radius of Gyration about 3 axis, and Radius of Gyration about 2 axis. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Tipo: Auto Select (Auto Selección): Permite definir una lista de secciones a fin de realizar un diseño iterativo en Acero Estructural.



The 'Auto Selection Sections' dialog box is used for defining a list of sections for iterative design. It includes an 'Auto Section Name' field at the top, currently containing 'AUTO1'. Below this, the 'Choose Sections:' section contains a 'List of Sections' (listing VP120X9.70, VP140X12.4, IPE140, IPE180, and IPE200) and an 'Auto Selections' list (currently containing HE140-A and HE240-A). Between these lists are 'Add ->' and '<- Remove' buttons. At the bottom, there is a 'Starting Section' field with 'Median' selected and an 'Overwrite' button. Annotations with arrows point to the 'Auto Section Name' field (labeled 'Nombre de la sección'), the 'Auto Selections' list (labeled 'Secciones a Iterar'), and the 'Overwrite' button (labeled 'Definir la sección Inicial.'). 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Tipo: SD (Diseñador de Secciones): Permite definir secciones de cualquier forma.

The image shows the 'SD Section Data' dialog box and the CSISO software interface. The dialog box is used to define section properties, and the software interface shows the resulting section design on a grid.

SD Section Data Dialog Box:

- Section Name:** FSEC1
- Base Material:** CONC
- Design Type:**
 - ☐ No Check/Design
 - ☐ General Steel Section
 - ☒ Concrete Column
- Concrete Column Check/Design:**
 - ☒ Reinforcement to be Checked
 - ☐ Reinforcement to be Designed
- Define/Edit/Show Section:**
 - Section Designer...
- Display Color:** [Color selection box]
- Buttons:** OK, Cancel

Annotations:

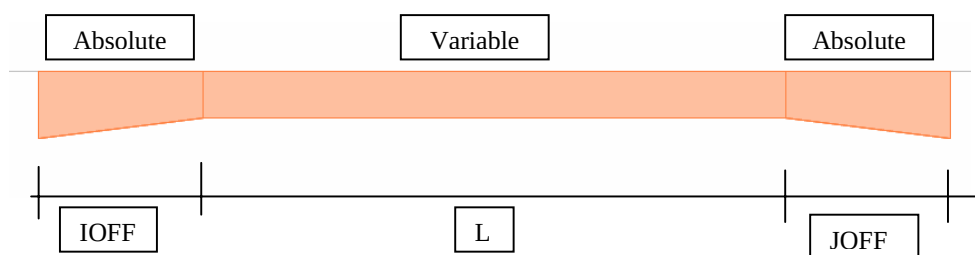
- Nombre de la sección
- Material
- Tipo de Diseño:**
 - No Check/Design: Sección sólo para análisis
 - General Steel Section: Sección general de Acero.
 - Concrete Column: Columna de Concreto Armado.
- Check:** Refuerzo a Revisar a partir de la configuración preestablecida
- Design:** Refuerzo a diseñar a partir de la configuración preestablecida
- Acceso al generador de secciones
- Plantilla cuadriculada para generar cualquier sección destinada al análisis y diseño estructural.

CSISO Software Interface:

- Results (Resultados):**
 - Propiedades Generales.
 - Diagramas de Momento/Curvatura.
 - Diagramas de Interacción.

Tipo: Nonprismatic (No Prismática):

Start Section	End Section	Length	Length Type	EI33 Variation	EI22 Variation
IPE140	IPE200	1	Absolute	Cubic	Cubic
IPE200	IPE140	4	Absolute	Cubic	Cubic
IPE140	IPE200	1	Absolute	Cubic	Cubic



Donde:

- **Absolute:** La distancia se mantiene fija independientemente de la longitud del objeto lineal, es decir, mantiene un valor absoluto fijo.
- **Variable:** La distancia varía en función de la longitud total del objeto lineal y de las distancias absolutas definidas en el elemento..

$$L_{\text{total}} = \text{IOFF} + L + \text{JOFF}$$

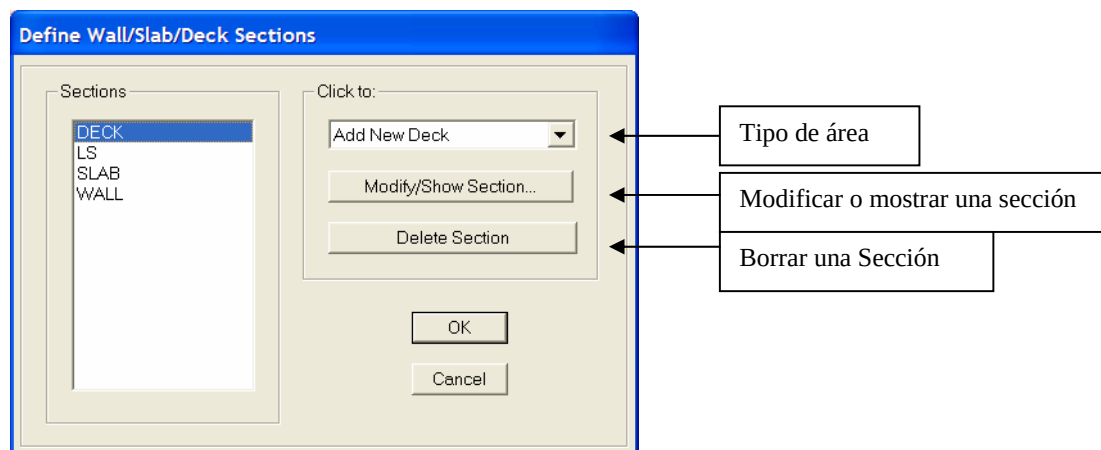
Nota: Si se define sólo una longitud absoluta, las dos restantes se modifican manteniendo su proporcionalidad definida inicialmente

En relación a la variación de inercias EI_{33} y EI_{22} , se tiene que:

- **Linear:** Variación lineal. El valor de EI_{33} varía linealmente a lo largo de la longitud del segmento.
- **Parabolic:** Variación Parabólica. El valor de $\sqrt[2]{EI_{33}}$ varía linealmente a lo largo de la longitud del segmento.
- **Cubic:** Variación Parabólica. El valor de $\sqrt[3]{EI_{33}}$ varía linealmente a lo largo de la longitud del segmento.

Nota: Para EI_{22} aplica de igual manera.

3) Wall/Slab/Deck Sections: Secciones para Muros, Losas y Sofitos Metálicos.



Tipo Deck Sections: Elemento de área Tipo Membrana, que transmite sus acciones en una sola dirección por ancho tributario a sus elementos de apoyo.

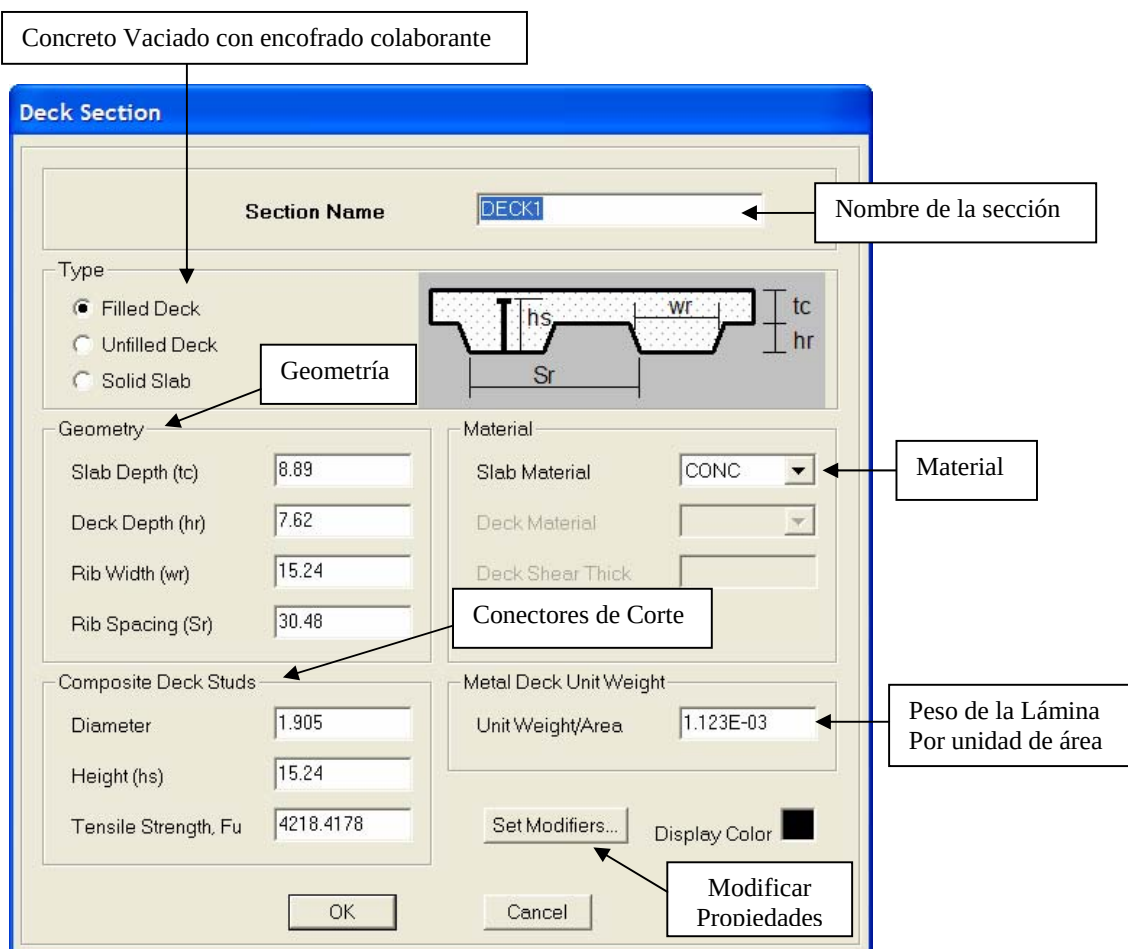


Lámina Metálica

Deck Section

Section Name: DECK1

Type:

- ☐ Filled Deck
- ☒ Unfilled Deck
- ☐ Solid Slab

Geometría

Slab Depth (tc):

Deck Depth (hr): 7.62

Rib Width (wr): 15.24

Rib Spacing (Sr): 30.48

Material

Slab Material:

Deck Material: STEEL

Deck Shear Thick: 0.0889

Composite Deck Studs:

Diameter:

Height (hs):

Tensile Strength, Fu:

Metal Deck Unit Weight:

Unit Weight/Area: 1.123E-03

Set Modifiers...

Display Color: ☐

OK

Cancel

Modificar Propiedades

Material

Espesor de la lámina

Peso de la Lámina

Concreto Vaciado sin encofrado colaborante

Deck Section

Section Name: DECK1

Nombre de la sección

Type:
☐ Filled Deck
☐ Unfilled Deck
☒ Solid Slab

Geometría

Slab Depth (tc): 8.89

Deck Depth (hr):

Rib Width (wr):

Rib Spacing (Sr):

Material:

Slab Material: CONC

Deck Material:

Deck Shear Thick:

Composite Deck Studs:

Diameter: 1.905

Height (hs): 15.24

Tensile Strength, Fu: 4218.4178

Conectores de Corte

Metal Deck Unit Weight:

Unit Weight/Area:

Set Modifiers...

Display Color: [Black]

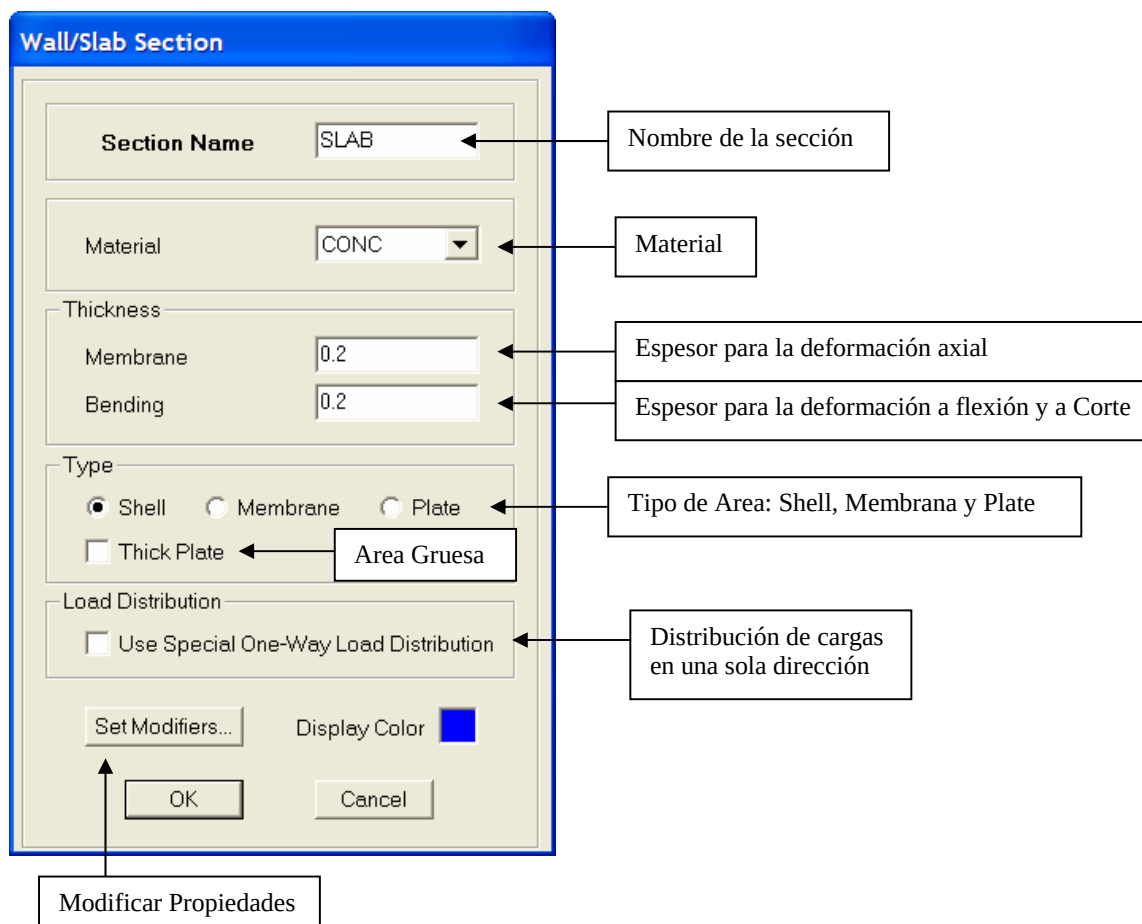
OK

Cancel

Modificar Propiedades

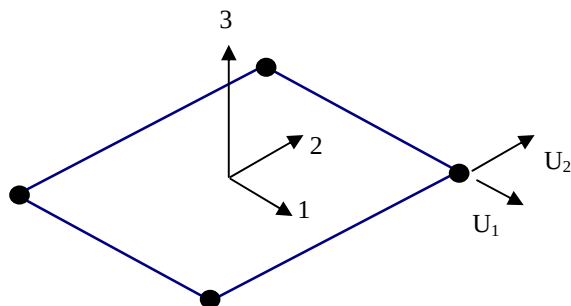
The image shows a screenshot of the 'Deck Section' dialog box in the ETABS software. The dialog box is titled 'Deck Section' and has a blue header. It contains several sections for defining the properties of a deck section. The 'Section Name' field is set to 'DECK1'. The 'Type' section has three radio buttons: 'Filled Deck', 'Unfilled Deck', and 'Solid Slab', with 'Solid Slab' selected. The 'Geometry' section has four input fields: 'Slab Depth (tc)' with the value 8.89, 'Deck Depth (hr)', 'Rib Width (wr)', and 'Rib Spacing (Sr)'. The 'Material' section has three input fields: 'Slab Material' with the value 'CONC', 'Deck Material', and 'Deck Shear Thick'. The 'Composite Deck Studs' section has three input fields: 'Diameter' with the value 1.905, 'Height (hs)' with the value 15.24, and 'Tensile Strength, Fu' with the value 4218.4178. The 'Metal Deck Unit Weight' section has one input field: 'Unit Weight/Area'. There are also buttons for 'Set Modifiers...' and 'Display Color' (with a black color swatch). At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons. Several annotations with arrows point to specific parts of the dialog box: 'Concreto Vaciado sin encofrado colaborante' points to the 'Solid Slab' radio button; 'Nombre de la sección' points to the 'Section Name' field; 'Geometría' points to the 'Slab Depth (tc)' field; 'Material' points to the 'Slab Material' field; 'Conectores de Corte' points to the 'Height (hs)' field; and 'Modificar Propiedades' points to the 'Set Modifiers...' button. A diagram of a slab cross-section is shown in the center, with labels 'hs' for height and 'tc' for thickness.

Tipo SLAB o WALL. Elemento de área Tipo Shell, Membrane o Plate.



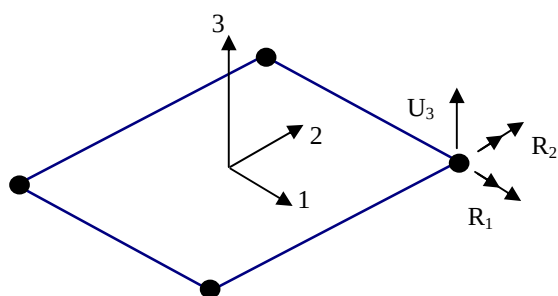
Nota: Si se utiliza la opción **Thick Plate**, se incorpora la deformación por corte en elementos tipo Shell y Plate.

Elemento Tipo Membrane.



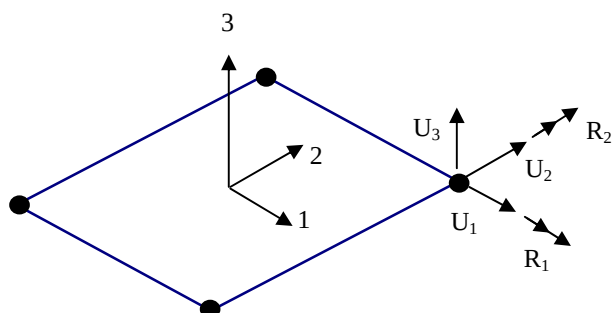
Características: Elementos de área de tres o cuatro nodos. En cada Nodo se obtienen 2 grados de libertad con deformación U_1 y U_2 en el plano del elemento. Son estables de forma independiente sólo ante cargas en su plano. Poseen rigidez infinita a flexión y a corte. Se pueden utilizar para losas simplemente apoyadas sobre vigas y/o correas bajo cargas perpendiculares a su plano, donde la transmisión de dichas cargas a las mismas se hace a través del método de área tributaria. Si la Membrana es usada en un objeto de área inclinada (Rampa) la misma debe subdividirse en varios elementos a fin de que la carga se transmita por ancho tributario de nodos a sus objetos de apoyo.

Elemento Tipo Plate.



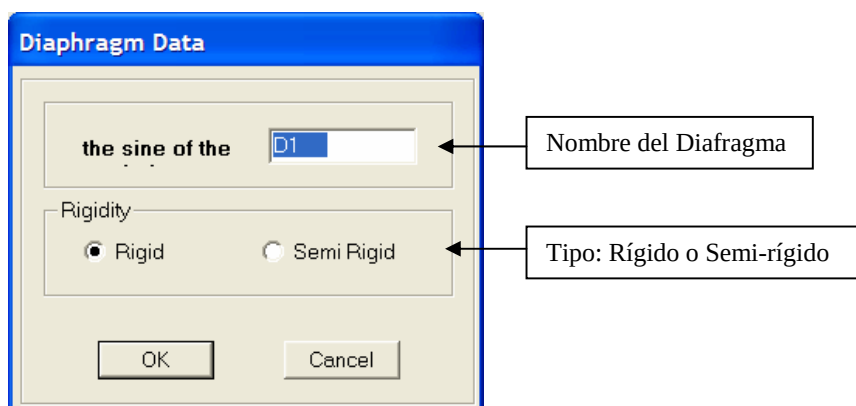
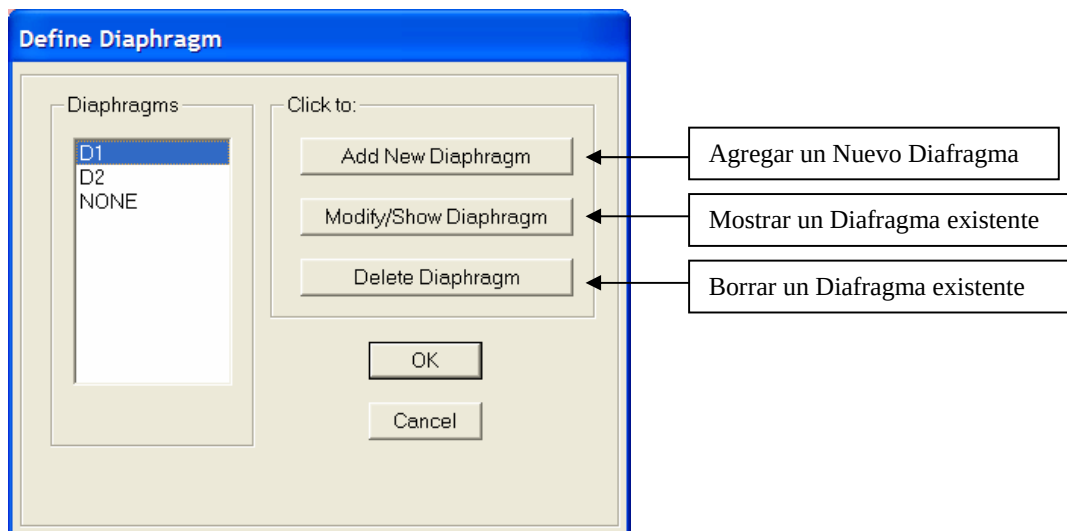
Características: Elementos de área de tres o cuatro nodos. En cada Nodo se obtienen 3 grados de libertad con deformación (Traslación U_3 perpendicular al plano y dos rotaciones R_1 y R_2). Son estables de forma independiente sólo ante cargas perpendiculares a su plano. Poseen rigidez infinita axialmente. Se pueden utilizar para losas, muros o placas sometidas solamente a flexión y a corte.

Elemento Tipo Shell.

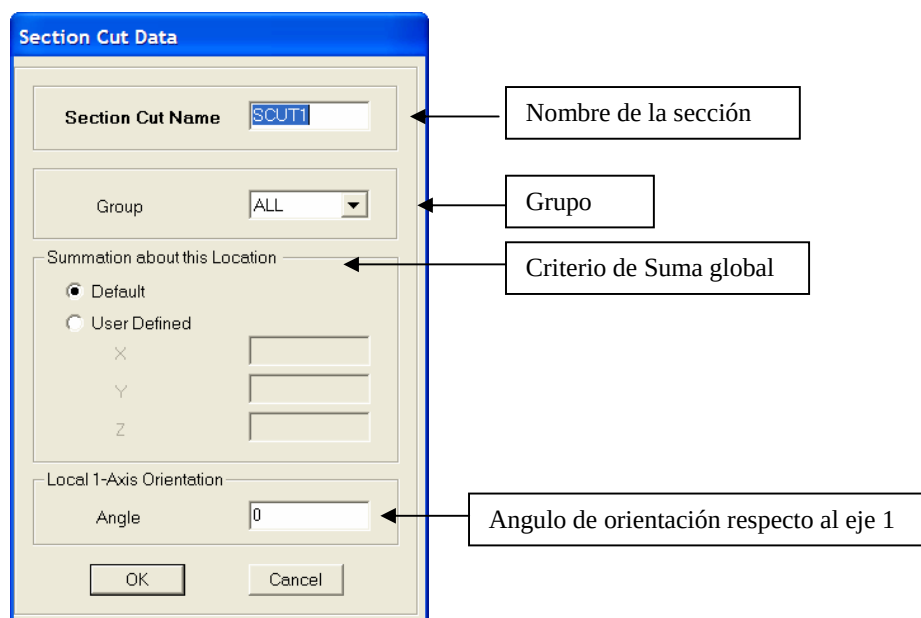


Características: Elementos de área de tres o cuatro nodos. En cada Nodo se obtienen 5 grados de libertad con deformación (tres traslaciones U_1 , U_2 y U_3 y dos rotaciones R_1 , R_2). Son estables de forma independiente ante cargas perpendiculares y en el plano del elemento. Representa la suma de una Membrana con un plate. Se pueden utilizar para losas, muros o placas sometidas a flexión, corte y fuerza axial.

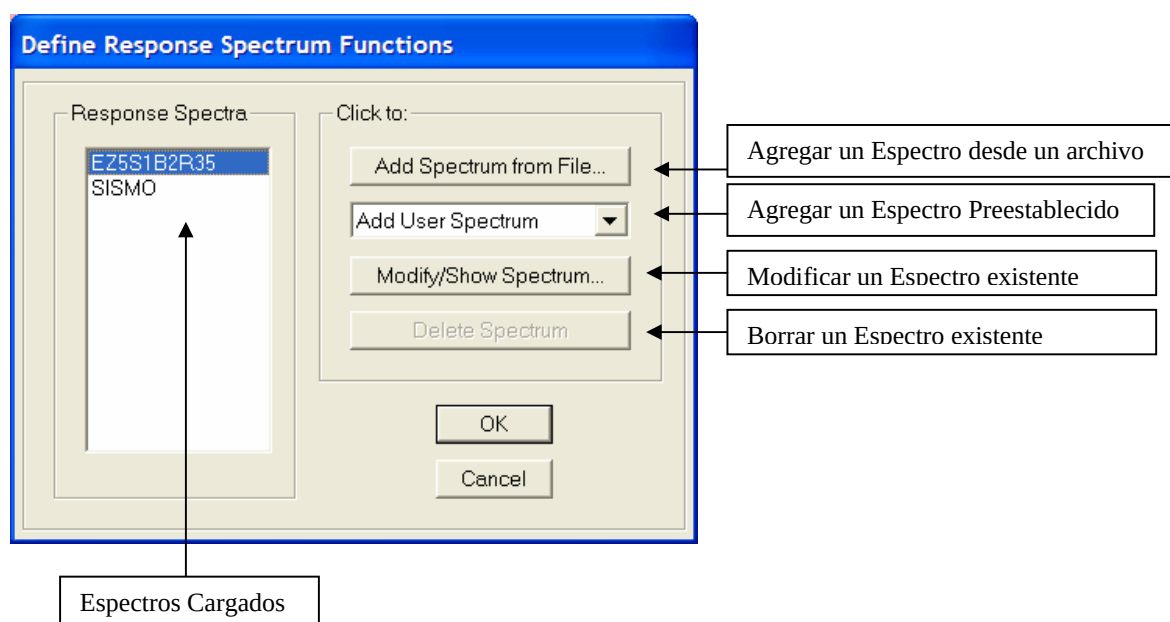
4) Diaphragms: Diafragmas.



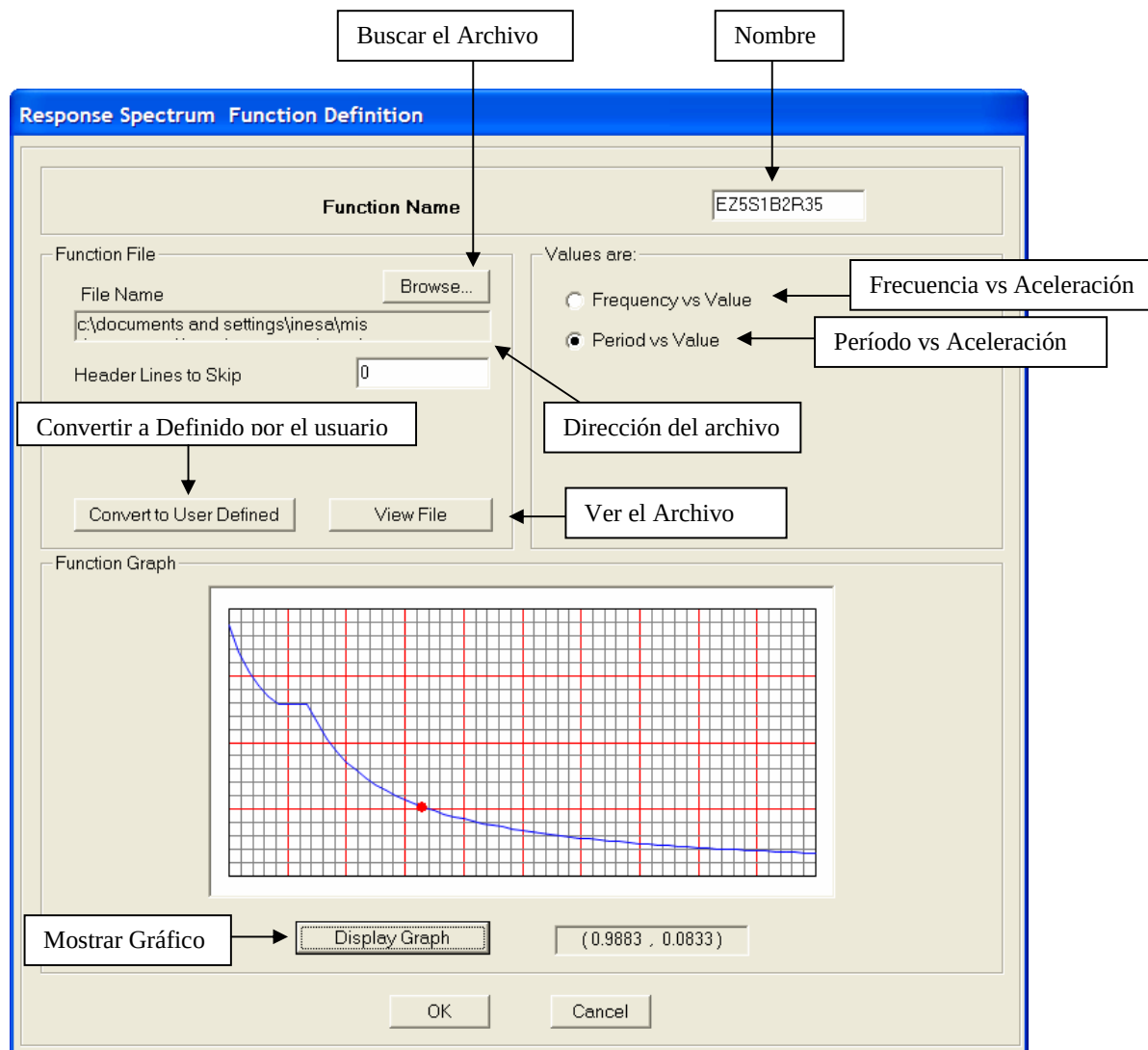
5) Section Cut: Sección de Corte.



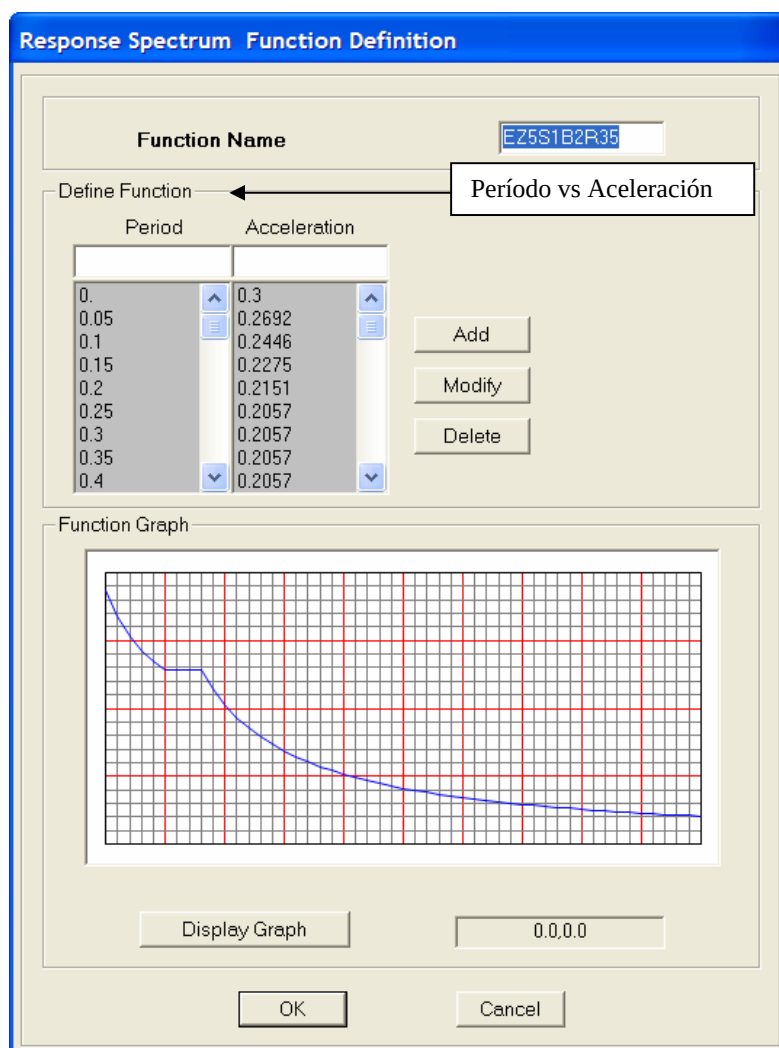
6) Response Spectrum Functions: Funciones Espectrales.



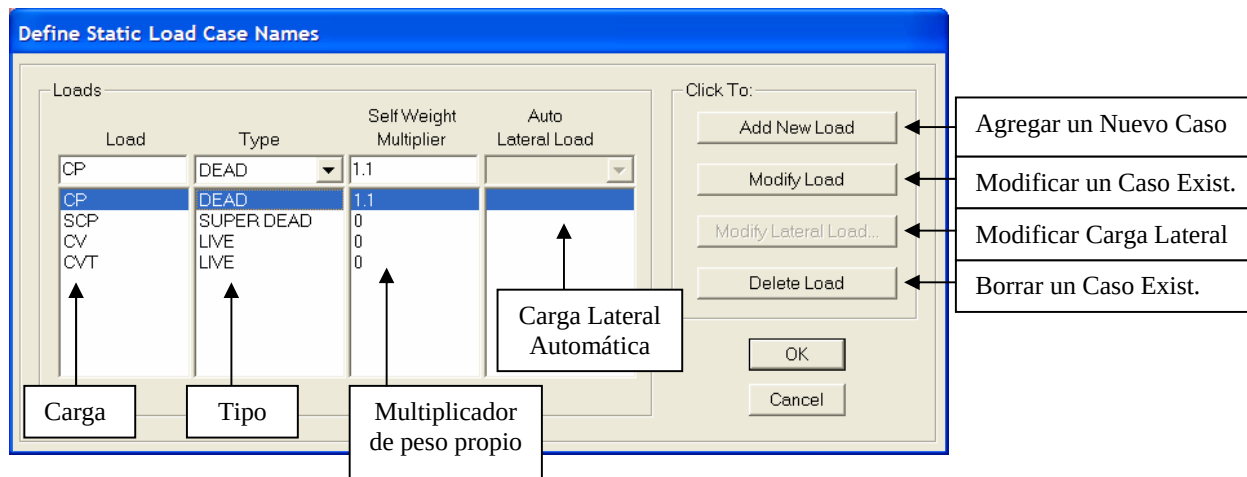
Tipo: Add Spectrum from File (Agregar un espectro desde un archivo.txt)



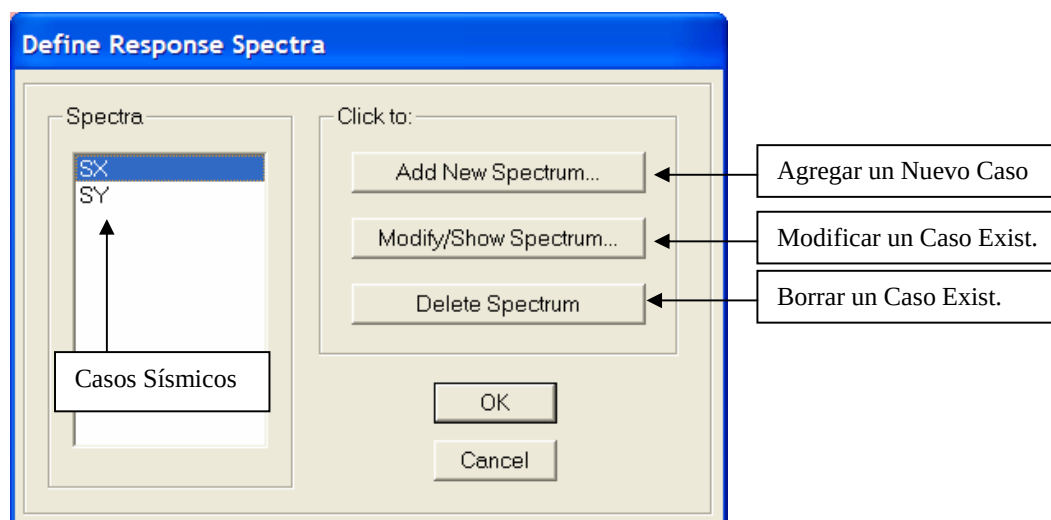
Si se escoge la opción “**Convert to User Defined**” los datos del archivo.txt se agregan de manera permanente al modelo, tal como se muestra a continuación.



7) Static Load Cases: Casos de Carga Estáticas.



8) Response Spectrum Cases: Casos espectrales.



Sismo X (SX).

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name ← Nombre

Structural and Function Damping

Damping ← % de Amortiguamiento

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC ← Método de Combinación Modal

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese) ← Método de Combinación Direccional

Orthogonal SF

Input Response Spectra ← Asignación del Espectro

Direction	Function	Scale Factor
U1	EZ5S1B2R3	9.81
U2		
U3		

Excitation angle ← Factor de Escala (Aceleración de gravedad)

Eccentricity

% Eccentricity ← U1: Dirección X
U2: Dirección Y
U3: Dirección Z

Override Eccentricities ← Angulo de Excitación

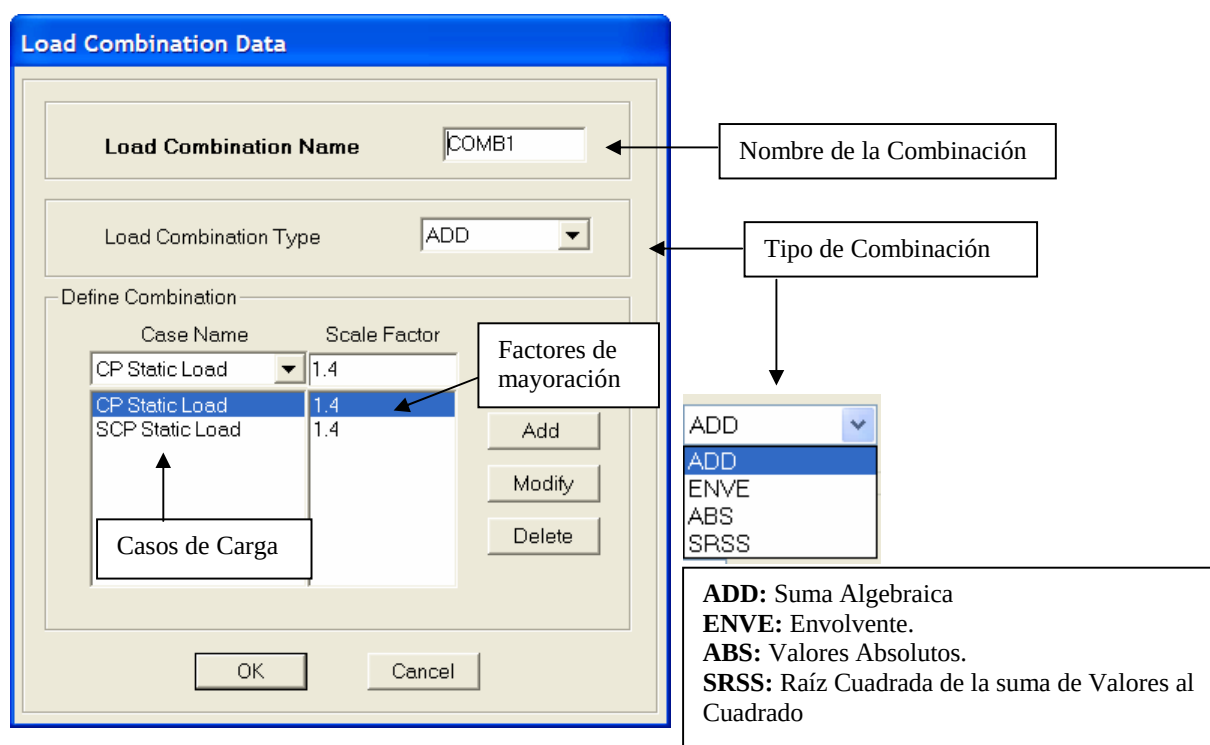
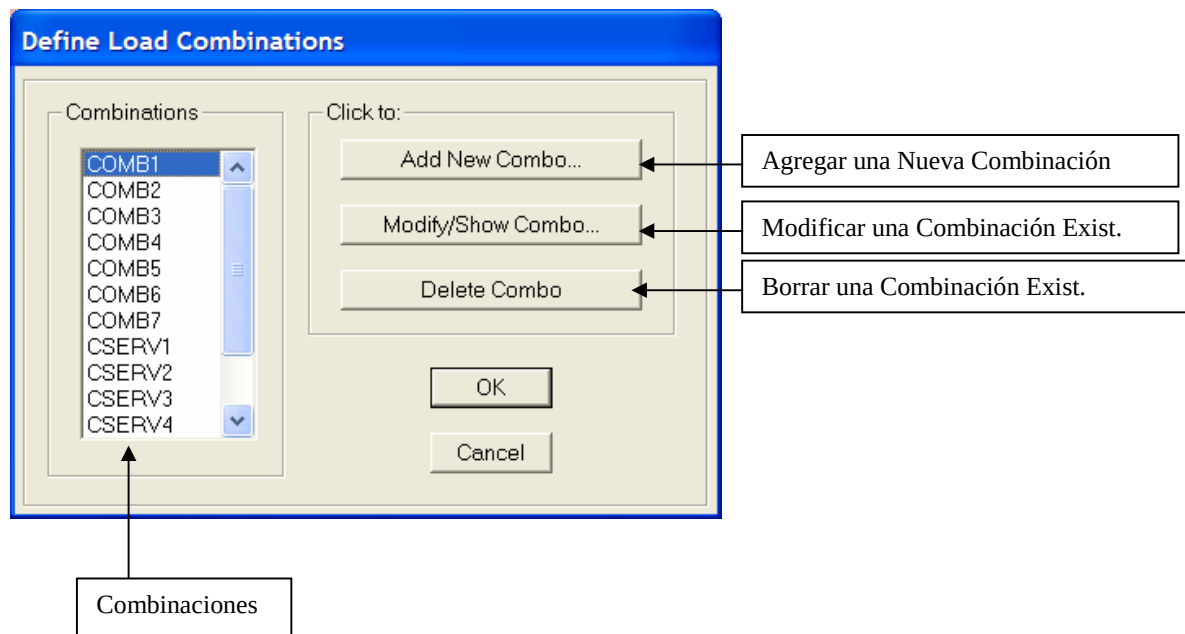
Override Eccentricities ← Reescribir Excentricidades: Definir Excentricidad en Longitud por Diafragma.

Overrides (Eccentricity is Input as an Absolute Length)

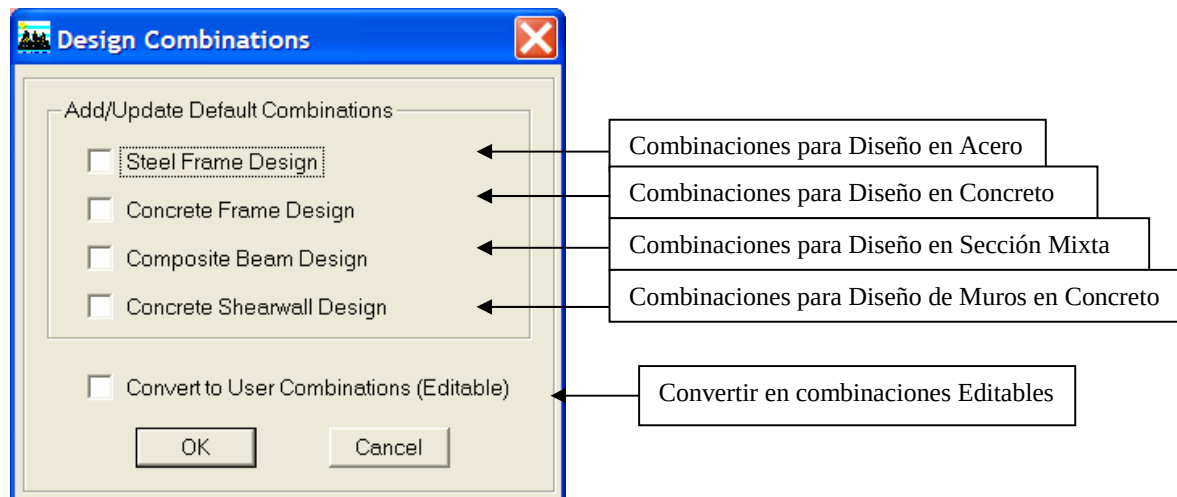
Story	Diaphragm	Ecc Length
PISO1	D1	2
PISO1	D1	2

← Excentricidad en Longitud

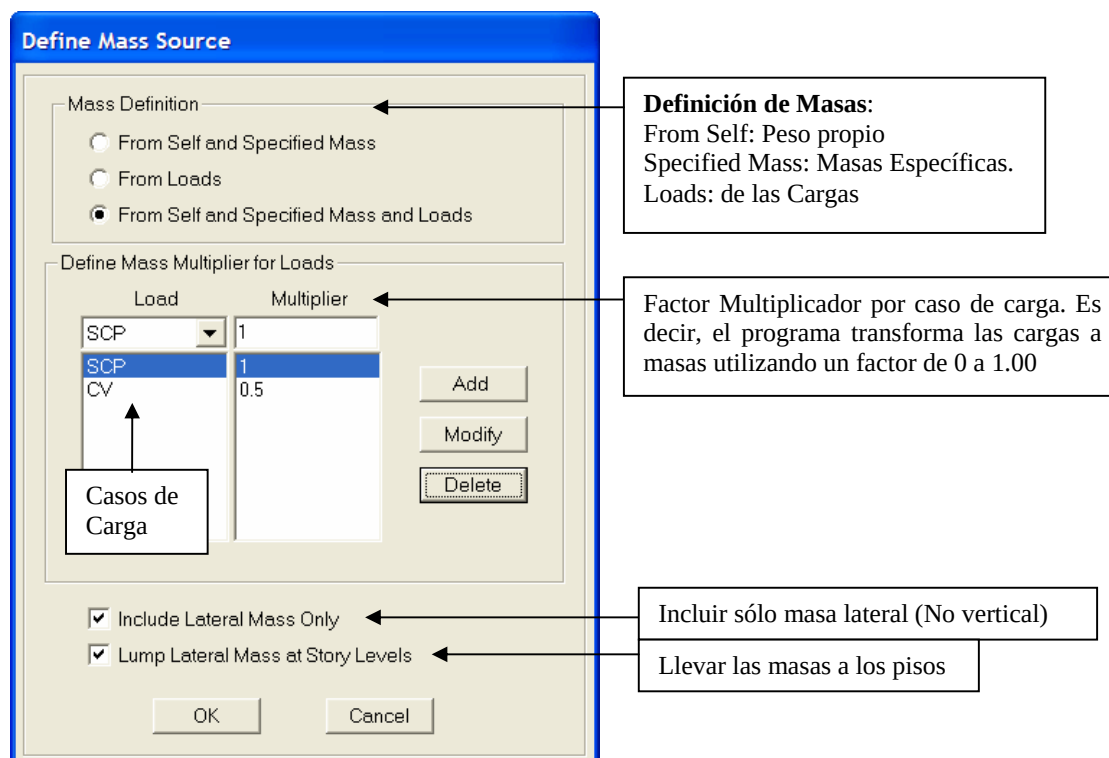
9) Load Combinations: Combinaciones de Carga.



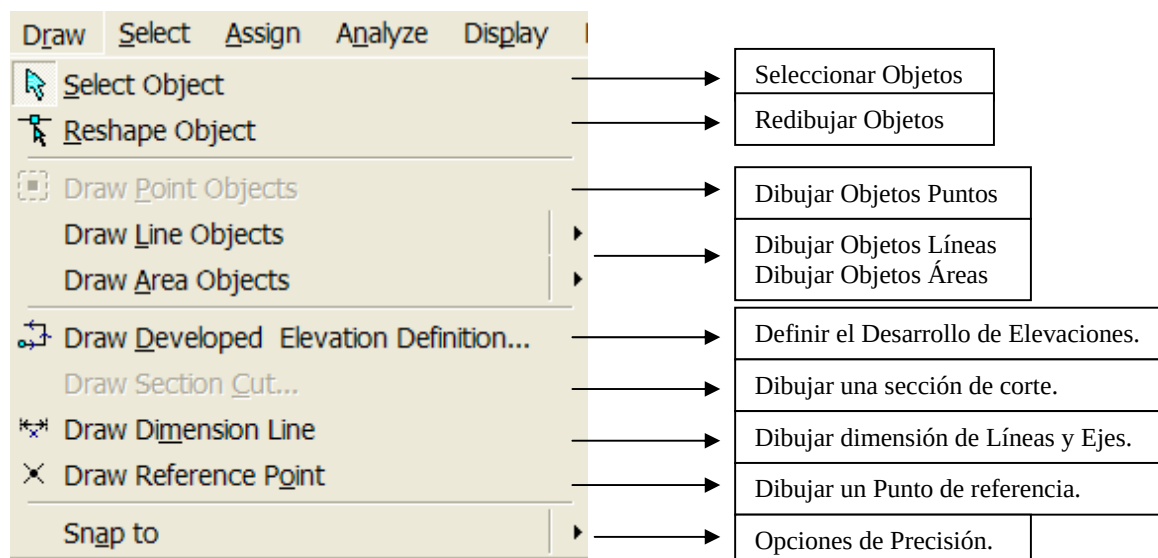
19) Add Default Design Combos: Agregar Combinaciones de Diseño por Defecto.



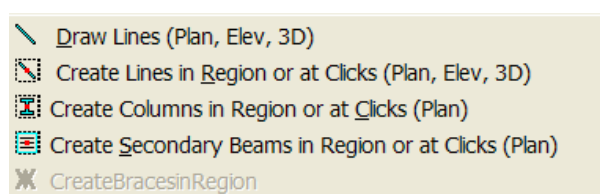
20) Mass Source: Fuente de Masa.



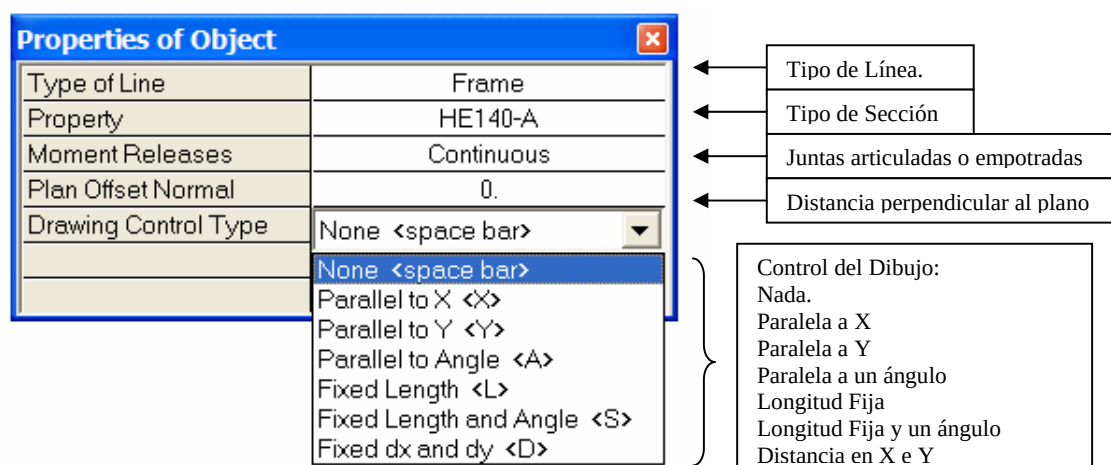
Menú Draw: Dibujar



1) Draw Line Objects: Dibujar Objetos Líneas



1.1) Draw Lines (Plan, Elev, 3D): Dibujar líneas en Plantas, Elevaciones y 3D a partir de dos puntos o dos nodos.



1.2) Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D): Dibujar líneas en una región (grid) haciendo un clic (Plantas, Elevaciones y 3D)

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	HE140-A
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.

Tipo de Línea.

Tipo de Sección

Juntas articuladas o empotradas

Distancia perpendicular al plano

1.3) Create Columns in Region or at Clicks (Plan): Dibujar Columnas en una región (grid) haciendo un clic (Plantas)

Properties of Object	
Property	HE140-A
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

Tipo de Sección

Juntas articuladas o empotradas

Orientación del Eje Local.

Excentricidad en X

Excentricidad en Y

1.4) Create Secondary Beams in Region or at Clicks (Plan): Dibujar Vigas Secundarias en una región (grid) haciendo un clic (Plantas)

Opción 1:

Properties of Object	
Property	HE140-A
Moment Releases	Pinned
Spacing	No. of Beams
No. of Beams	3
Approx. Orientation	Parallel to Y or R

Tipo de Sección

Juntas articuladas o empotradas

Tipo 1: Número de Vigas

Número de Vigas secundarias

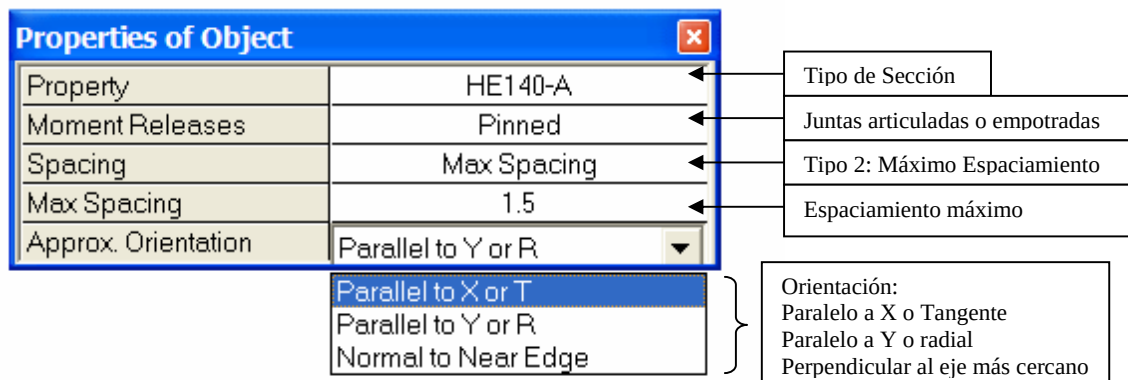
Parallel to X or T

Parallel to Y or R

Normal to Near Edge

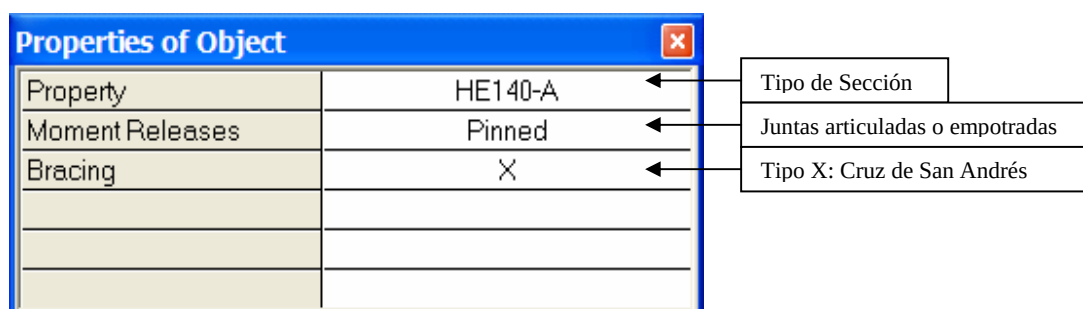
Orientación:
 Paralelo a X o Tangente
 Paralelo a Y o radial
 Perpendicular al eje más cercano

Opción 2:

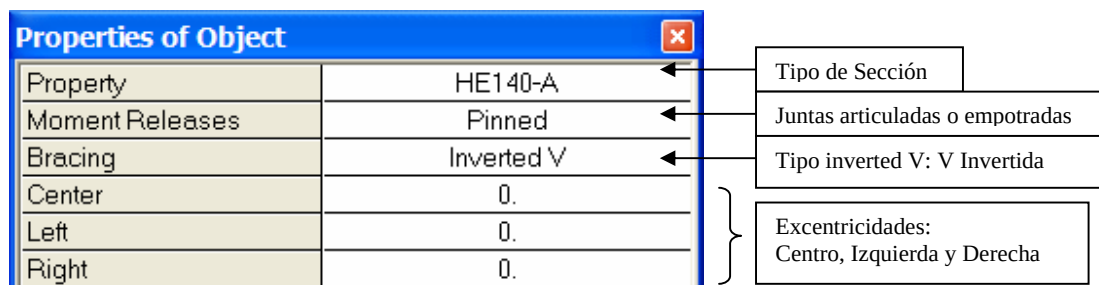


1.5) Create Braces in Region: Dibujar Arriostramientos en una región (grid) haciendo un clic (Elevaciones)

1.5.1) Bracing X: (Cruz de San Andrés)



1.5.2) Bracing Inverted V: (V Invertida)



1.5.3) Bracing V: (V)

Properties of Object		
Property	HE140-A	← Tipo de Sección
Moment Releases	Pinned	← Juntas articuladas o empotradas
Bracing	V	← Tipo V: V
Center Eccen.	0.	} Excentricidades: Centro, Izquierda y Derecha
Left Eccen.	0.	
Right Eccen.	0.	

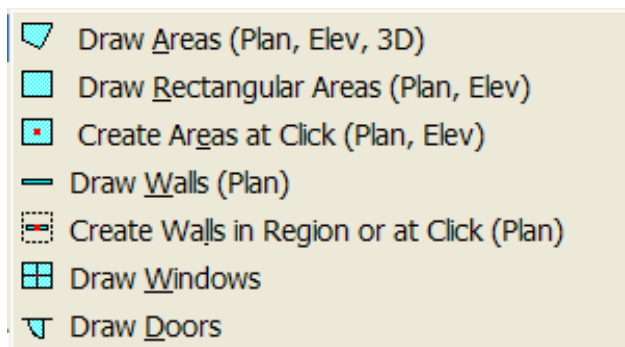
1.5.4) Bracing Eccen Back: (Diagonal hacia la Izquierda)

Properties of Object		
Property	HE140-A	← Tipo de Sección
Moment Releases	Pinned	← Juntas articuladas o empotradas
Bracing	Eccen Back	← Tipo Eccen Back: Diag. Hacia la Izquierda
Left Eccen.	0.	} Excentricidades: Izquierda y Derecha
Right Eccen.	0.	

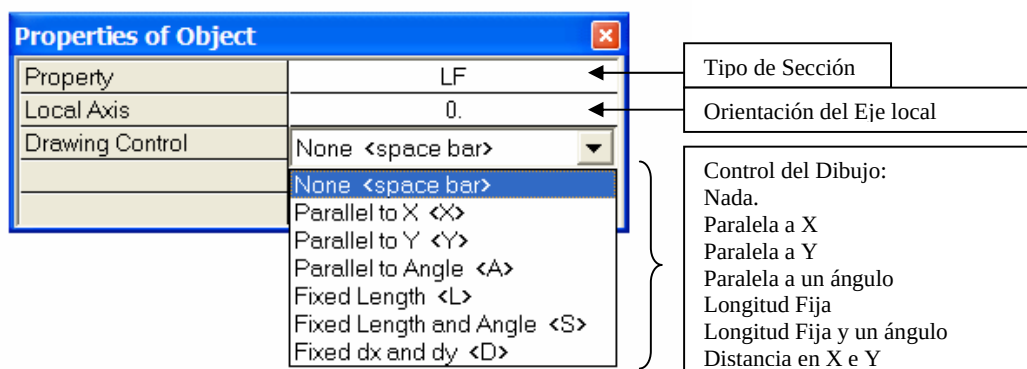
1.5.5) Bracing Eccen Forward: (Diagonal hacia la Derecha)

Properties of Object		
Property	HE140-A	← Tipo de Sección
Moment Releases	Pinned	← Juntas articuladas o empotradas
Bracing	Eccen Forward	← Tipo Eccen Forward: Diag. Hacia la Derecha
Left Eccen.	0.	} Excentricidades: Izquierda y Derecha
Right Eccen.	0.	

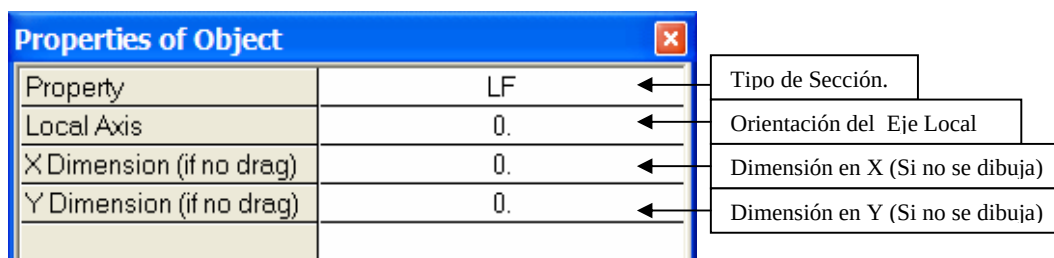
2) Draw Area Objects: Dibujar Objetos Areas.



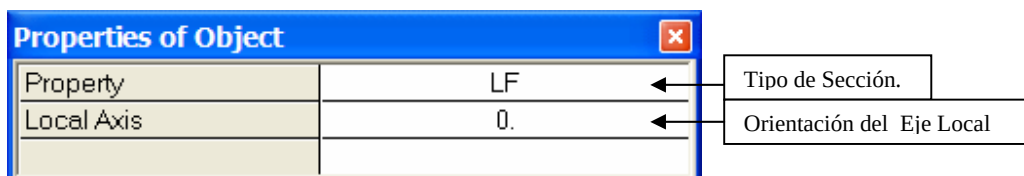
2.1) Draw Areas (Plan, Elev, 3D): Dibujar Areas en Plantas, Elevaciones y modelo 3D a partir de tres puntos o mas puntos.



2.2) Draw Rectangular Areas (Plan, Elev, 3D): Dibujar Areas rectangulares en Plantas y Elevaciones a partir de cuatro puntos.

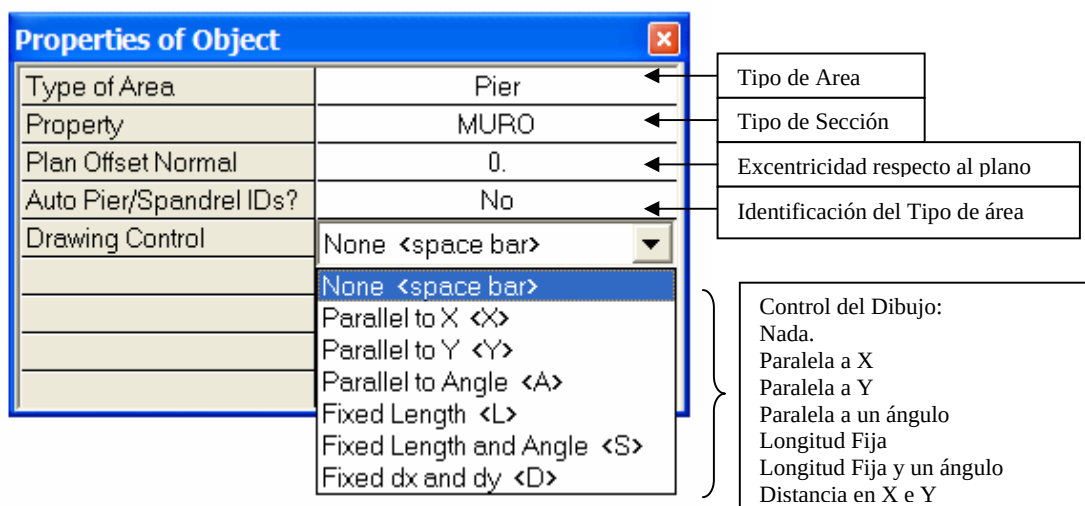


2.3) Create Areas at Click (Plan, Elev): Dibujar Areas rectangulares haciendo un clic en el grid definido en Plantas y Elevaciones.

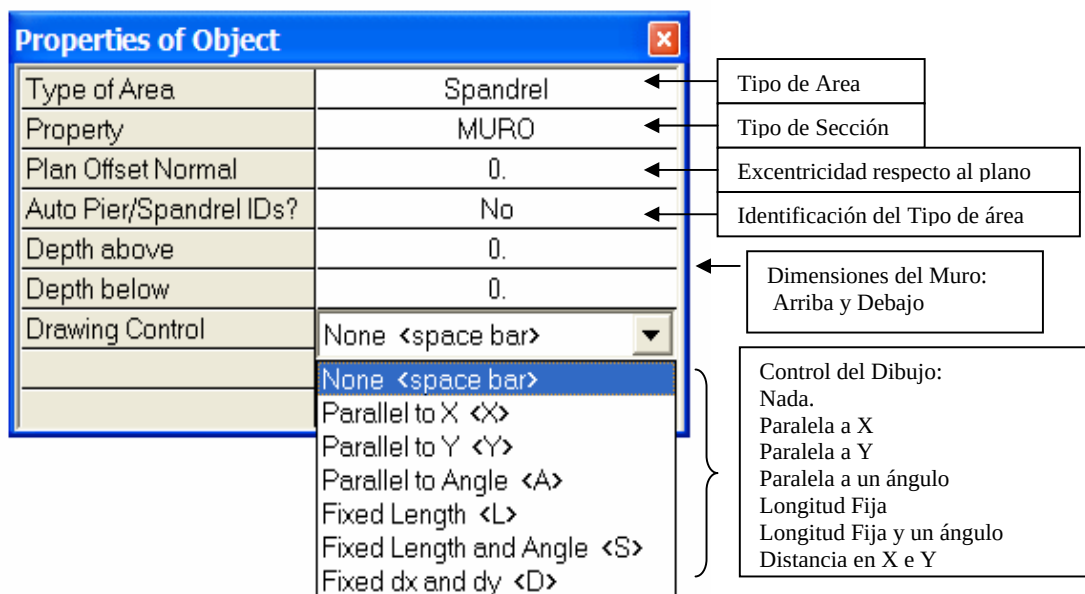


2.4) Draw Walls (Plan): Dibujar Muros desde una planta.

Opción 1: Tipo Pier.



Opción 2: Tipo Spandrel.



2.5) Create Walls in Region or at clic (Plan): Dibujar Muros en una región de grid en una planta haciendo un clic.

Opción 1: Tipo Pier.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	MURO
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

Tipo de Area
Tipo de Sección
Excentricidad respecto al plano
Identificación del Tipo de área

Opción 2: Tipo Spandrel.

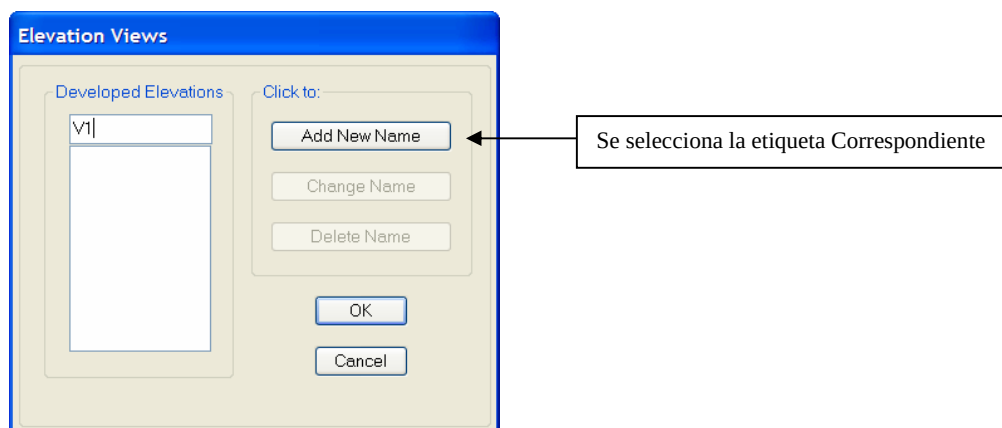
Properties of Object	
Type of Area	Spandrel
Property	MURO
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Depth above	0.
Depth below	0.

Tipo de Area
Tipo de Sección
Excentricidad respecto al plano
Identificación del Tipo de área
Profundidad hacia Arriba
Profundidad hacia Abajo

2.6) Draw Windows: Dibujar Ventanas.

2.7) Draw Doors: Dibujar Puertas.

- 3) **Draw Developed Elevation Definition:** Dibujar una elevación definida por el usuario. En esta opción se puede seleccionar una ruta en planta que permita obtener un pórtico de manera arbitraria

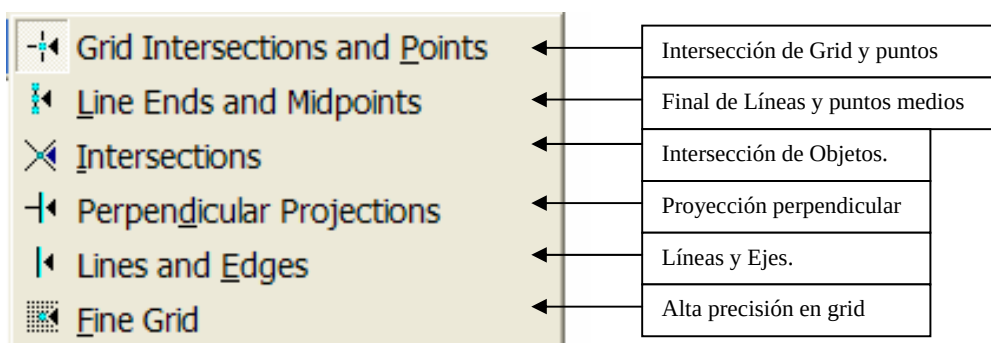


Una vez que se coloca la etiqueta que identifica la vista a generar, se procede a ir marcando punto a punto la ruta para definir una elevación de manera particular. Luego para seleccionar dicha vista se debe ir al Menu View / Set elevation View.

- 4) **Draw Section Cut:** Dibujar una sección de Corte. Esta opción permite obtener los diagramas de solicitaciones en grupos de columnas, vigas y losas, para una determinada carga o combinación.

Para Obtener una sección de corte primero se debe ver en pantalla los diagramas de solicitaciones (el que se requiera) para cualquier régimen de cargas, y luego, ir al menú Draw / Draw Section Cut y pasar una línea que corte los elementos involucrados.

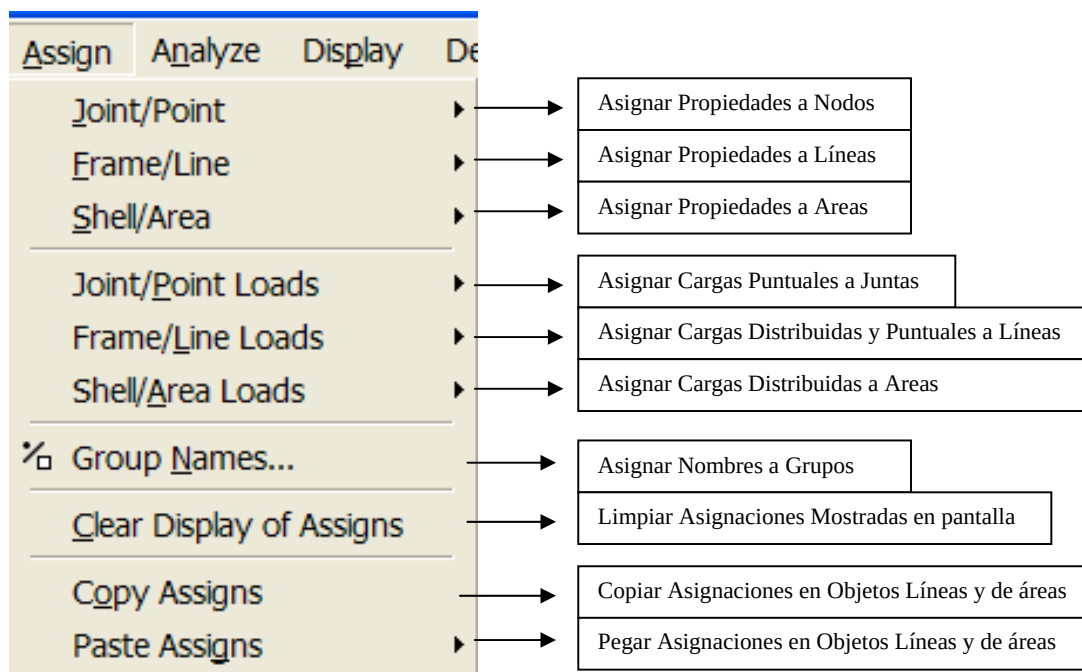
- 5) **Snap To:** Punteros de Precisión.



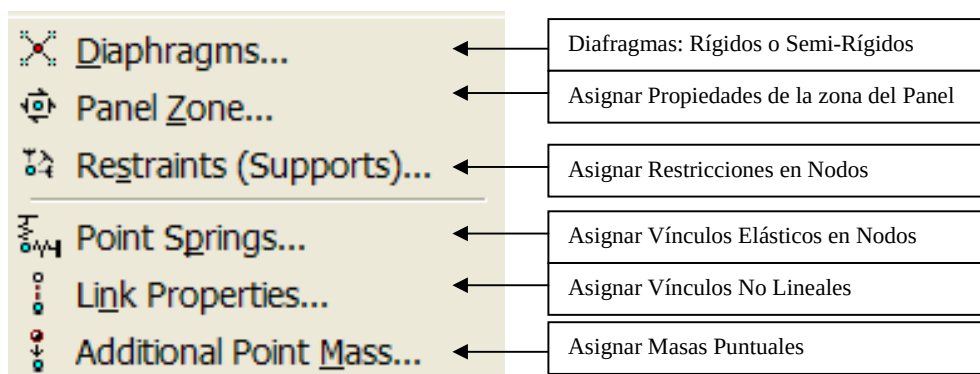
Menú Select

Select	Assign	Analyze	Display	
at Pointer/in Window				Seleccionar un punto en Ventana
 Intersecting Line				Línea de Intersección.
on XY Plane				En Plano XY En Plano XZ En Plano YZ
on XZ Plane				
on YZ Plane				
by Groups...				Seleccionar por Grupos.
by Frame Sections...				Seleccionar por Secciones de Elementos
by Wall/Slab/Deck Sections...				Seleccionar por Secciones de Área.
by Link Properties...				Seleccionar por Propiedades No Lineales
by Line Object Type...				Seleccionar Objetos por Tipo de Líneas
by Area Object Type...				Seleccionar Objetos por Tipo de Área.
by Pier ID...				Seleccionar por Identificación de Pier
by Spandrel ID...				Seleccionar por Identificación de Spandrel
by Story Level...				Seleccionar por el Nivel de Piso
 All			Ctrl+A	Seleccionar Todo
Invert				Invertir Selección
Deselect				Deseleccionar
 Get Previous Selection				Obtener Selección Previa
 Clear Selection				Limpiar Selección

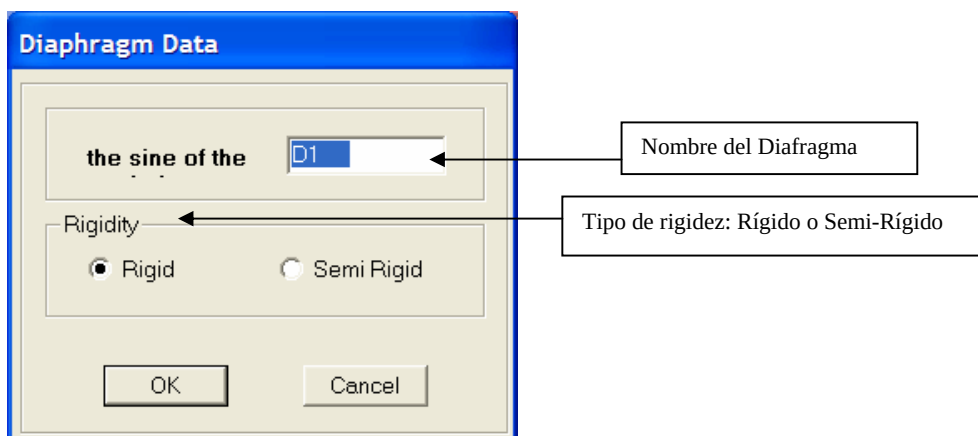
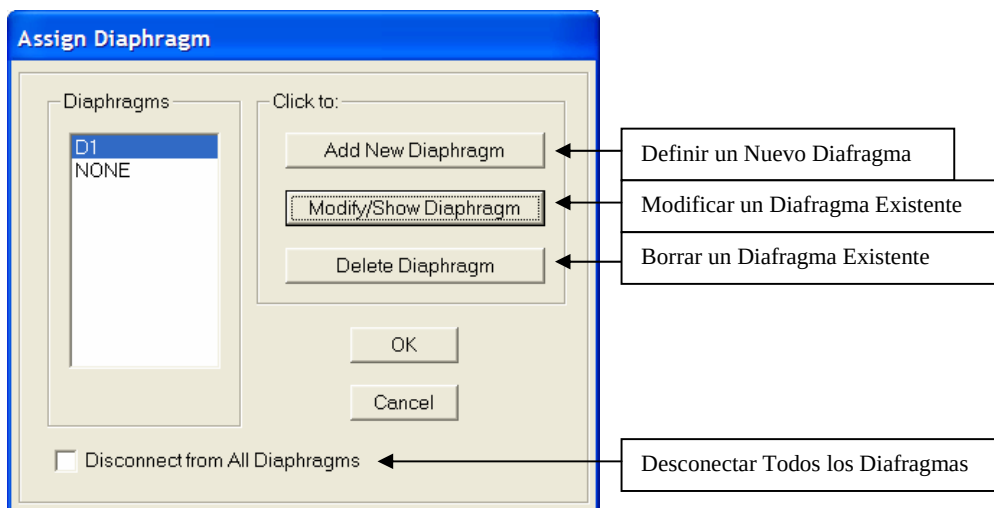
Menú Assign: Asignar.



1) Joint/Point: Asignar a Juntas y Puntos, diferentes propiedades y tipos de restricciones



1.1) Diaphragms: Diafragmas Rígidos y Semi-Rígidos.



1.2) Panel Zone: Zona del Panel (Propiedades y Conectividad).

Assign Panel Zone

Properties

- ☒ Elastic Properties from Column
- ☐ Elastic Properties from Column and Doubler Plate
 - Doubler Plate Thickness:
- ☐ Specified Spring Properties
 - Major Moment/Rotation:
 - Minor Moment/Rotation:
- ☐ Specified Link Property
 - Property:

Connectivity

- ☒ Beam - Column
- ☐ Beam - Brace
- ☐ Brace - Column

Local Axis

- ☒ From Column
- ☐ Angle:

Options

- ☒ Replace Existing Panel Zones
- ☐ Delete Existing Panel Zones

OK Cancel

Properties

- ☒ Elastic Properties from Column → Propiedades Elásticas de la Columna
- ☐ Elastic Properties from Column and Doubler Plate → Propiedades Elásticas de la Columna utilizando planchas Dobles.
- ☐ Specified Spring Properties
 - Major Moment/Rotation: → Propiedades Específicas de Resortes: Rigidez Momento/Rotación.
 - Minor Moment/Rotation:
- ☐ Specified Link Property
 - Property: → Propiedades y Consideraciones No Lineales

Connectivity

- ☒ Beam - Column → Conectividad Analizada: Viga-Columna
- ☐ Beam - Brace → Viga-Arriostamiento
- ☐ Brace - Column → Arriostamiento-Columna

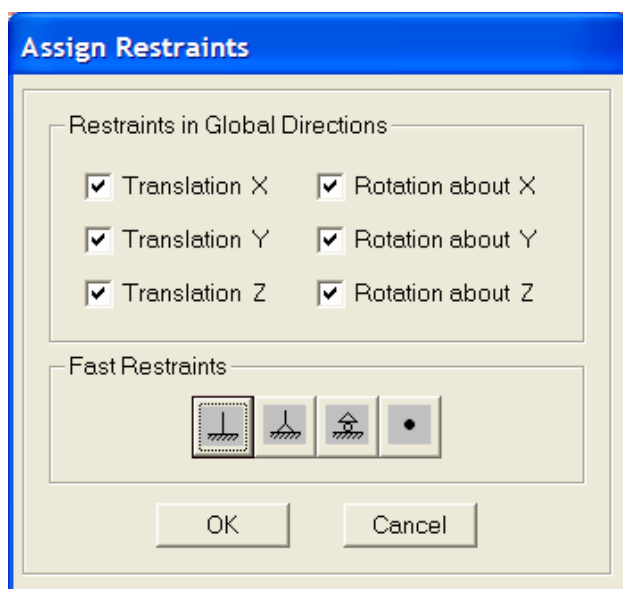
Local Axis

- ☒ From Column → Eje Local: De la Columna o por un Angulo
- ☐ Angle:

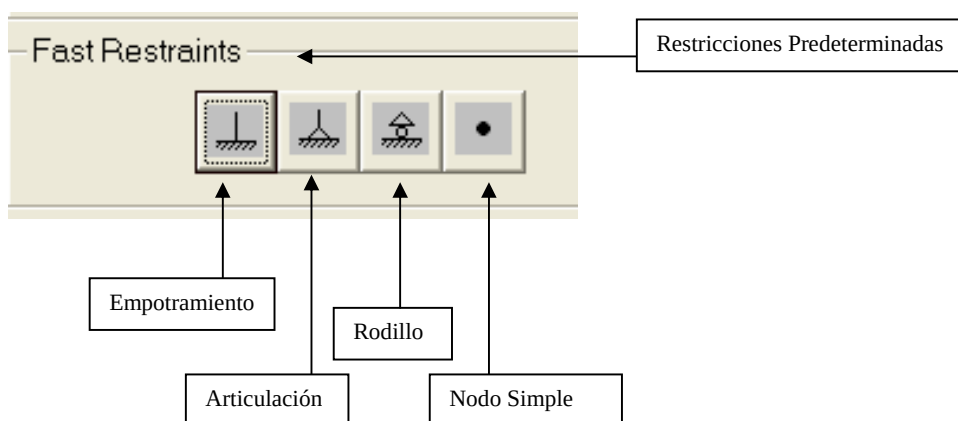
Options

- ☒ Replace Existing Panel Zones → Opciones: Reemplazar o Borrar Zonas de Panel Existentes,
- ☐ Delete Existing Panel Zones

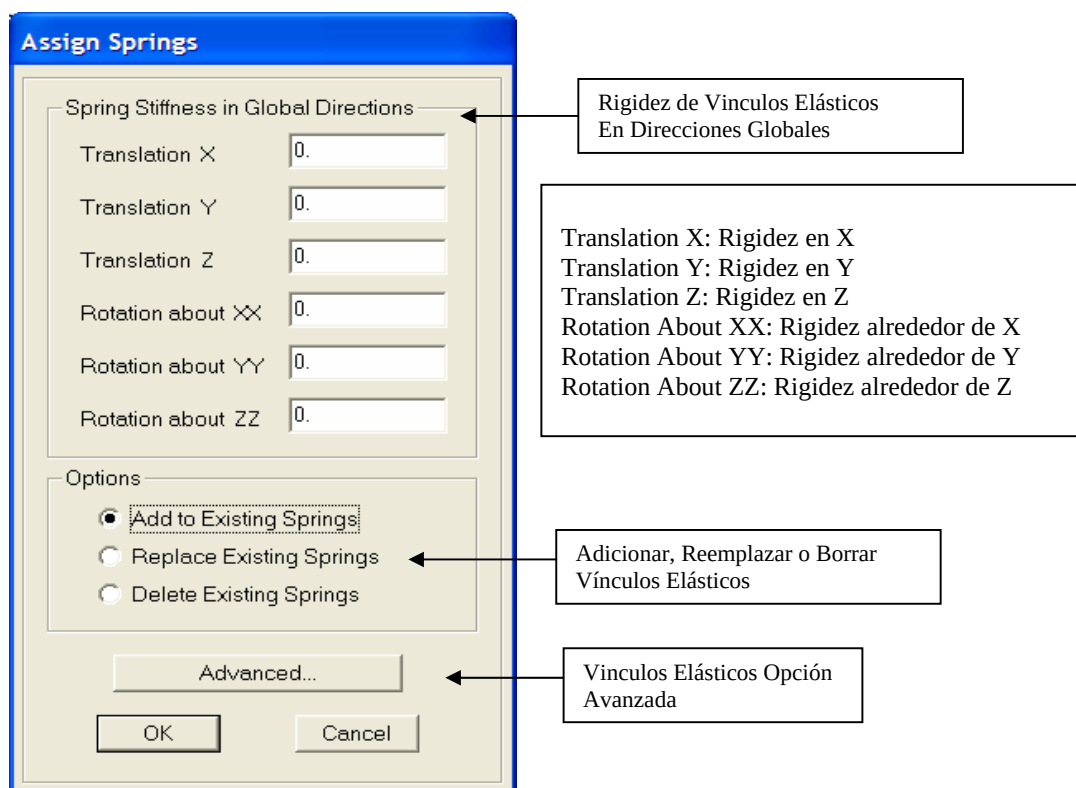
1.3) Restraints: Asignar Restricciones a Nodos.



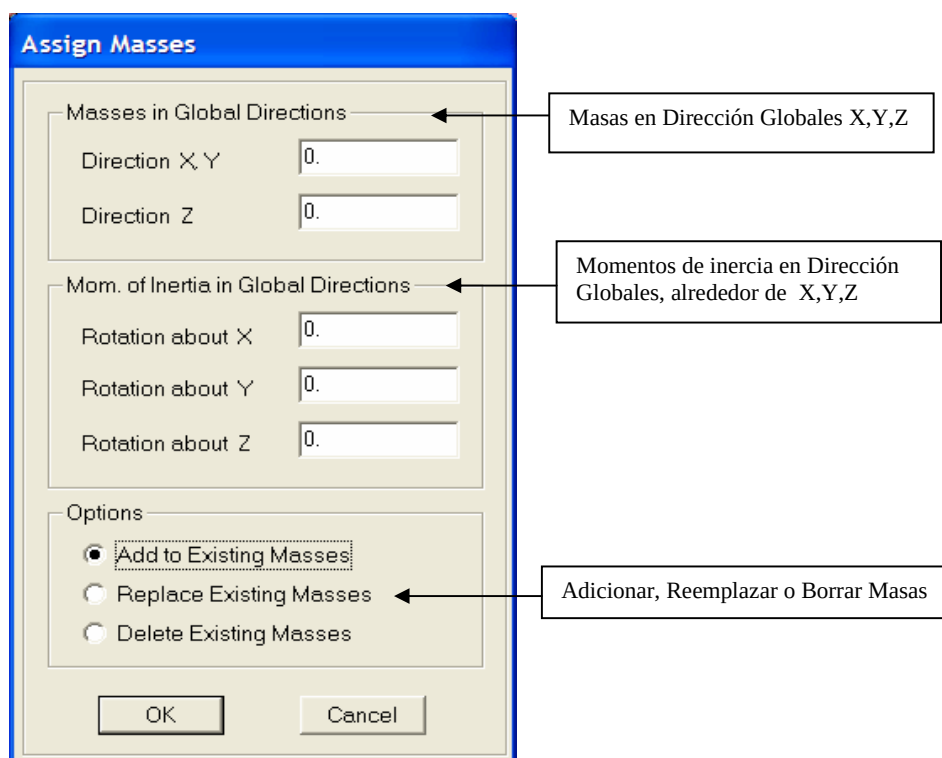
Translation X: Traslación en X
Translation Y: Traslación en Y
Translation Z: Traslación en Z
Rotation About X: Rotación alrededor de X
Rotation About Y: Rotación alrededor de Y
Rotation About Z: Rotación alrededor de Z



1.4) Springs: Vinculos Elásticos (Resortes Lineales).



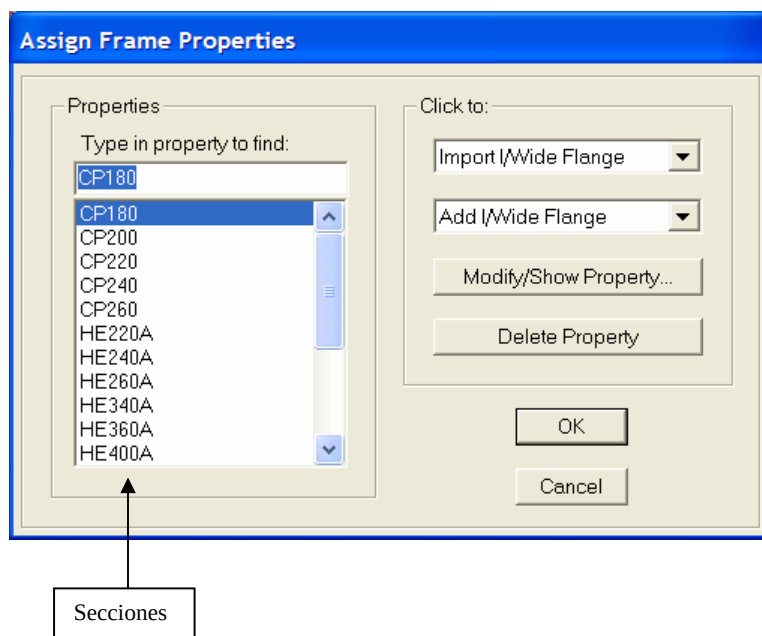
1.5) Additional Points Mass: Masas a Puntos (Lineales y Rotacionales).



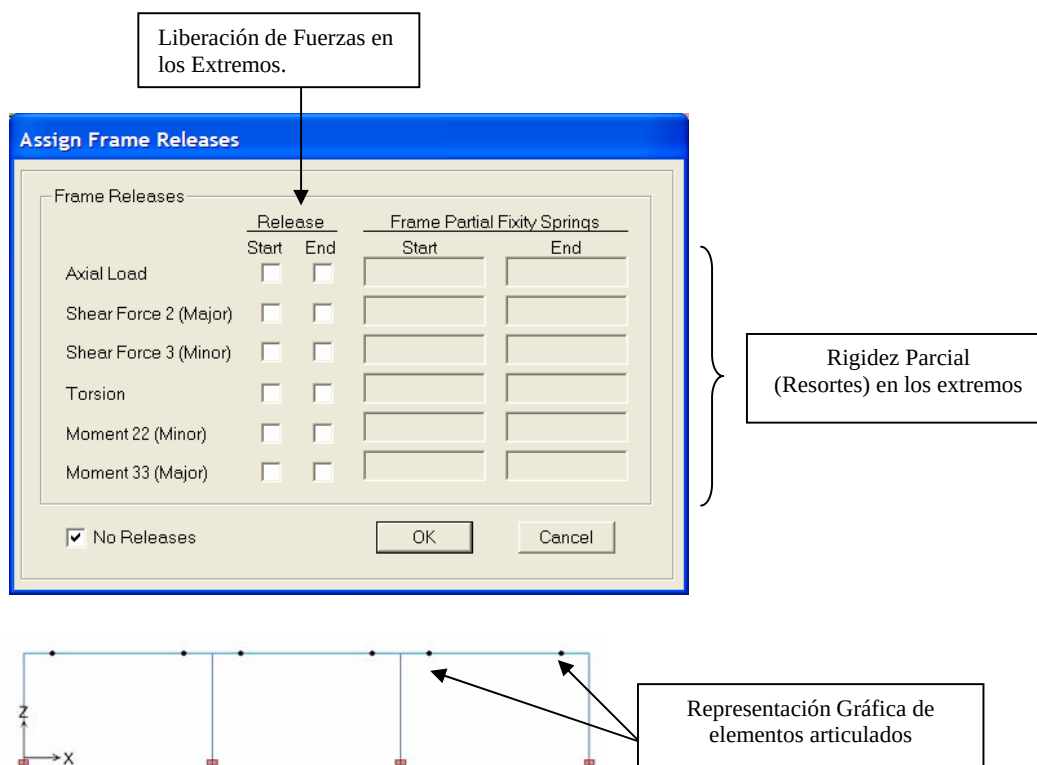
2) Frame/Line: Asignar Propiedades a Objetos Lineales.

 Frame <u>S</u> ection...	→	Secciones a Objetos Lineales
 Frame <u>R</u> eleases/Partial <u>F</u> ixity...	→	Restricción o Liberación de fuerzas en Objetos Lineales / Rigidez parcial en Juntas (Resortes).
Moment Frame <u>B</u> eam Type...	→	Condición de Momentos en los extremos de Vigas.
 End (Length) <u>O</u> ffsets...	→	Longitud Rígida en los Extremos.
<u>I</u> nsertion Point...	→	Punto de Intersección (Excentricidades)
 Frame <u>O</u> utput <u>S</u> tations...	→	Puntos de Salida en Objetos Lineales
 Local <u>A</u> xes...	→	Orientación de Ejes locales
Frame Property <u>M</u> odifiers...	→	Modificar Propiedades de Objetos Lineales
Tension/ <u>C</u> ompression Limits...	→	Límites de Tracción y Compresión
<u>L</u> ink Properties...	→	Propiedades de Elementos No Lineales
Frame NonLinear <u>H</u> inges...	→	Rótulas Plásticas o Objetos Lineales
<u>P</u> ier Label...	→	Nombre o Etiqueta de elementos Pier
<u>S</u> pandrel <u>L</u> abel...	→	Nombre o Etiqueta de elementos Spandrel
 Line <u>S</u> prings...	→	Vinculos Elásticos a objetos Lineales
 Additional Line <u>M</u> ass...	→	Masas a objetos Lineales
<u>A</u> utomatic Frame <u>S</u> ubdivide...	→	Autodividir Objetos Lineales
<u>U</u> se Line for Floor Meshing	→	Usar Líneas para Discretizar Pisos

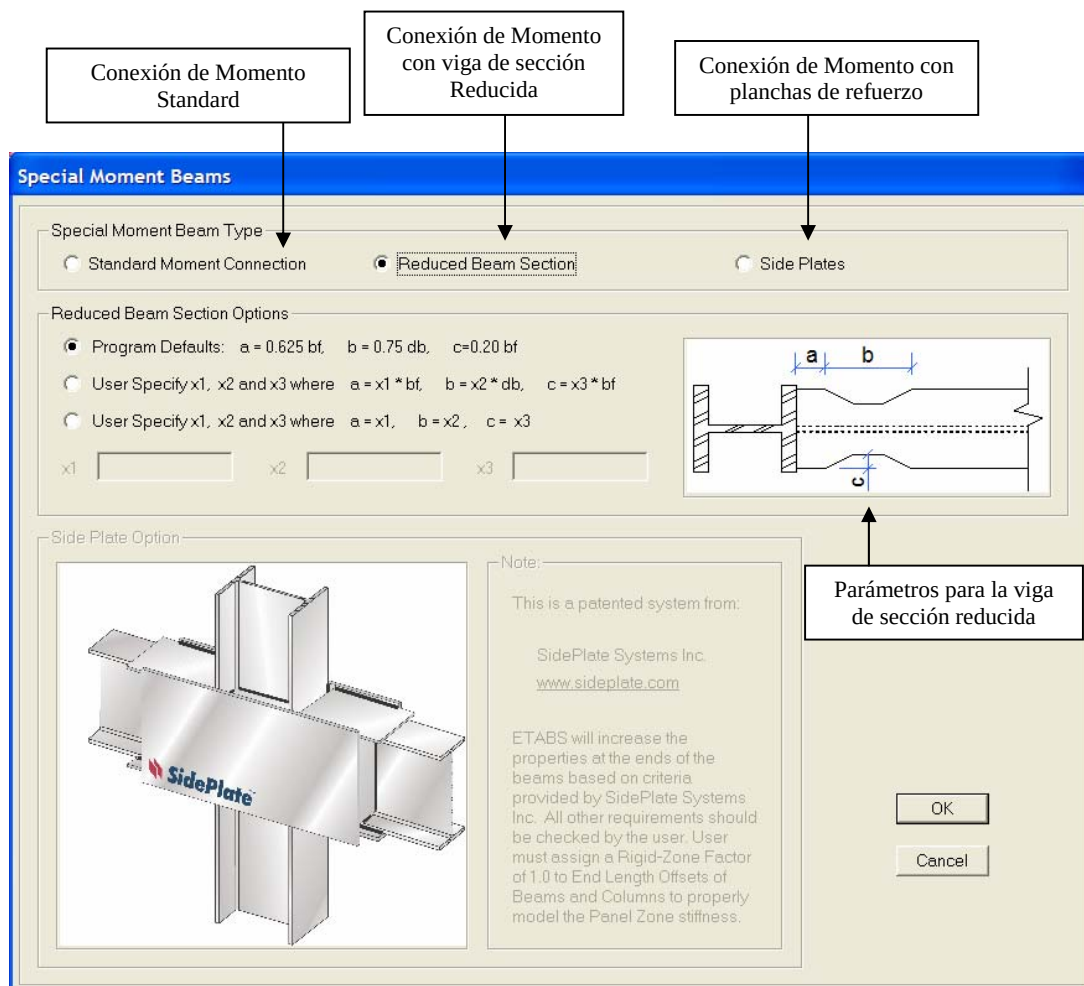
2.1) Frame Section: Secciones a Objetos Lineales.



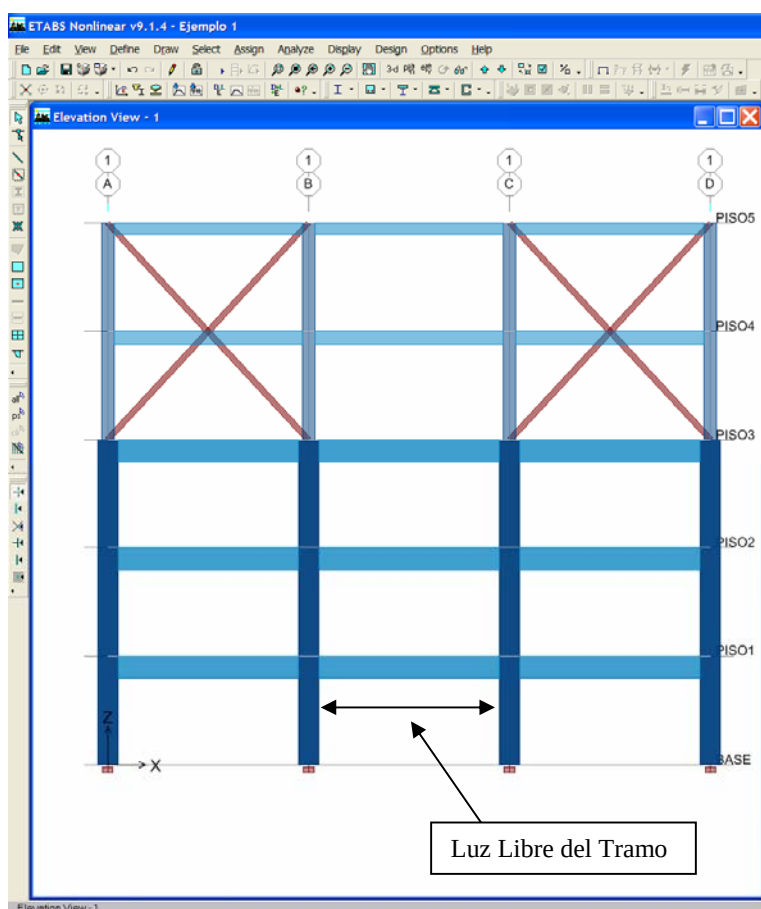
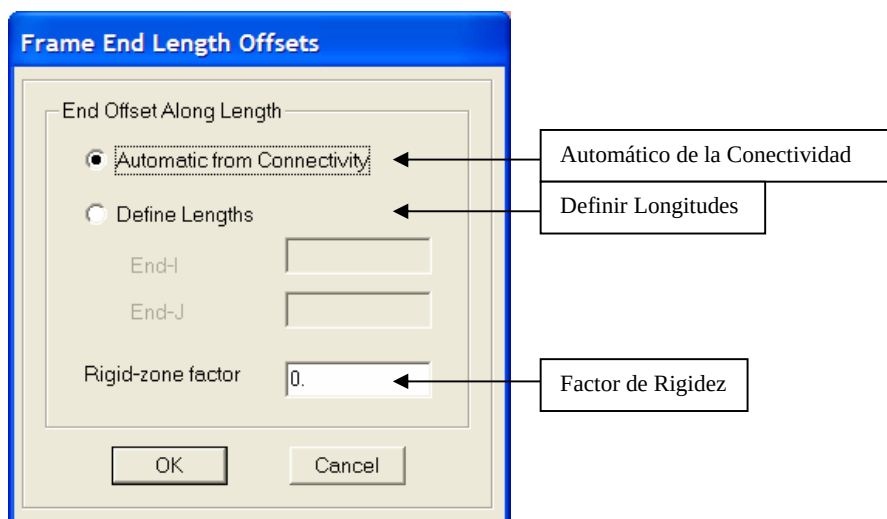
2.2) Frame Release/Partial Fixity: Restricción o Liberación de fuerzas en Objetos Lineales / Rigidez parcial en Juntas a través de resortes.



2.3) Moment Frame Beam Type: Condición de Momentos en los extremos de Vigas.



2.4) End (Length) Offset: Longitud Rígida en los Extremos de un elemento. Esto permite definir la luz libre de cada elemento.



2.5) Insertion Points: Punto de Intersección. Permite modificar la orientación de un elemento respecto a sus ejes locales (Excentricidades)

Punto de Referencia: Permiten alinear el elemento a cualquier punto notable de la sección, por ejemplo, al tope, al centroide, a la derecha, a la izquierda, entre otros

Simetría alrededor del Eje local 2

Excentricidad desde el Punto de Referencia.

Sistema de Coordenada: Local o global

End i: Nodo de Inicio del elemento
End j: Nodo final del Elemento

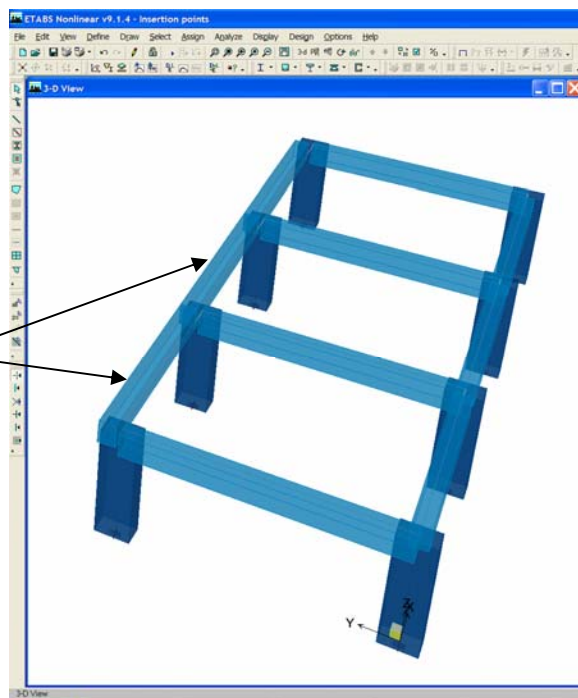
1, 2 y 3 representan a los Ejes locales. Se introduce la distancia de excentricidad en la casilla correspondiente.

No Modificar la Rigidez del Elemento por la excentricidad generada

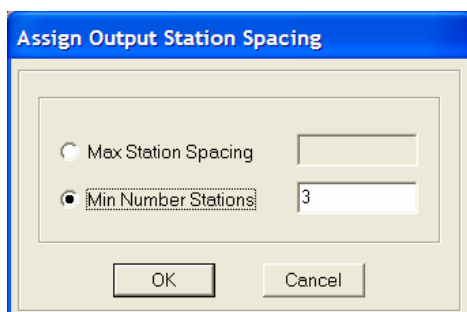
Algunos Puntos Notables

- 8 (Top Center)
- 4 (Middle Left)
- 5 (Middle Center)
- 6 (Middle Right)
- 7 (Top Left)
- 8 (Top Center)
- 9 (Top Right)
- 10 (Centroid)
- 11 (Shear Center)

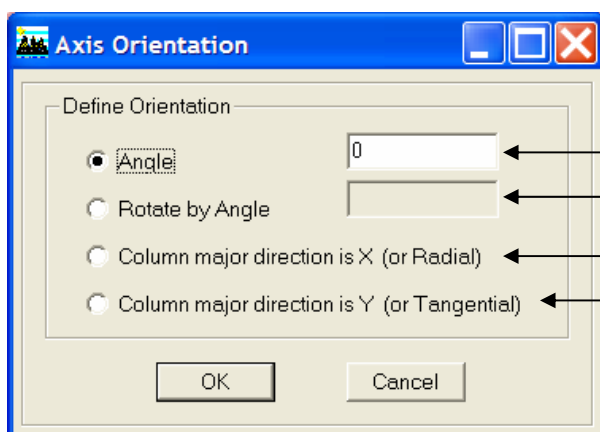
Se Puede Generar un desplazamiento lateral de la viga respecto a la columna indicando una distancia igual en los nodos i y J en su eje 3, y tomando la opción TOP CENTER. Esto lograría alinear la cara de la viga con la fachada y a su vez que la viga se enrase al tope del entrepiso



2.6) Frame Output Station: Número de Puntos de Análisis.



2.7) Local Axes: Ejes Locales.



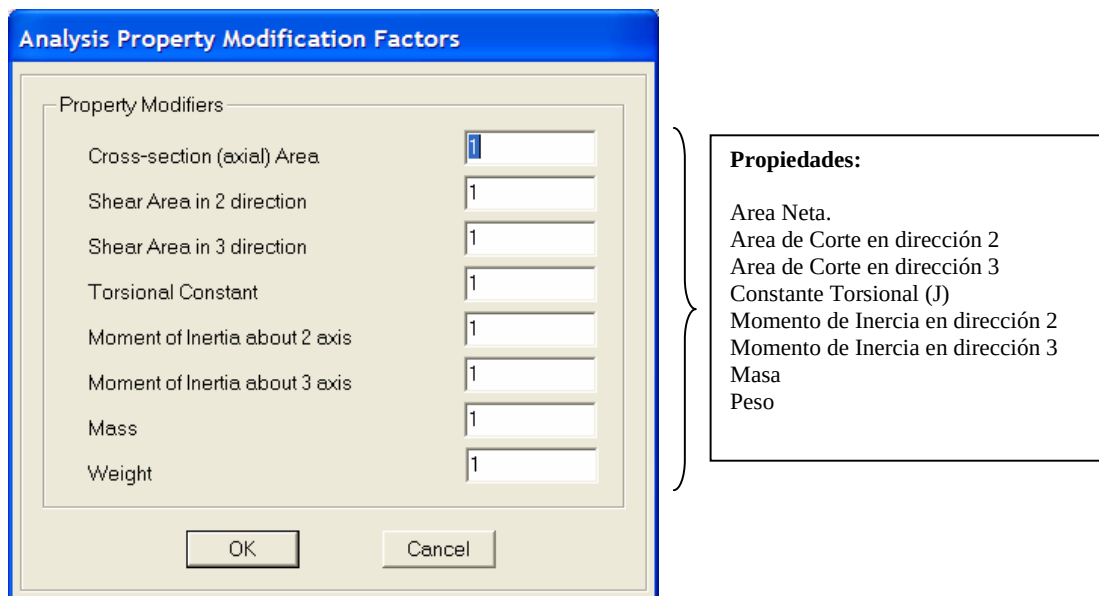
Angulo respecto al Eje Local original

Rotar eje local dando un ángulo

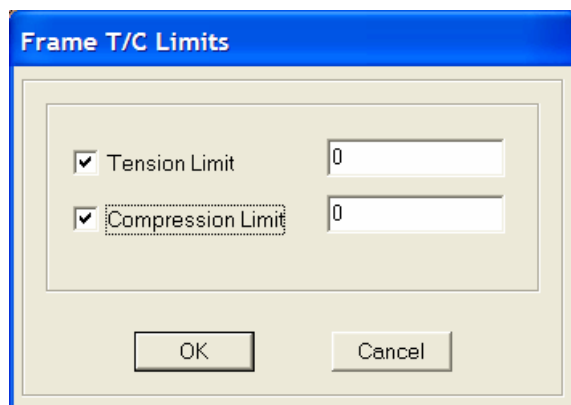
Orientar el Eje Mayor en X o radial

Orientar el Eje Menor en Y o Tangencial

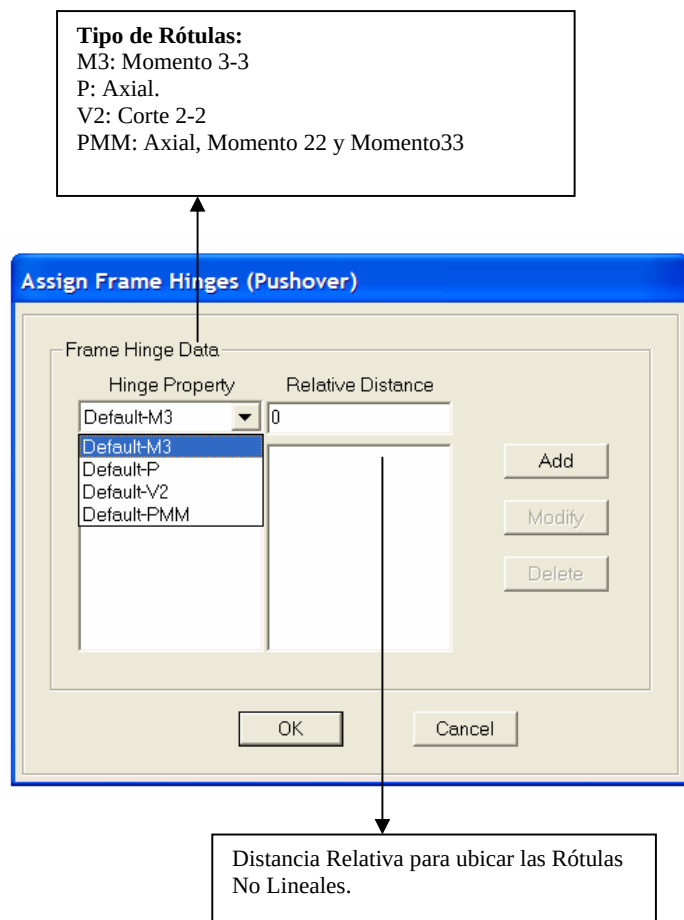
2.8) Frame Property Modifiers: Modificar Propiedades a Objetos Lineales.



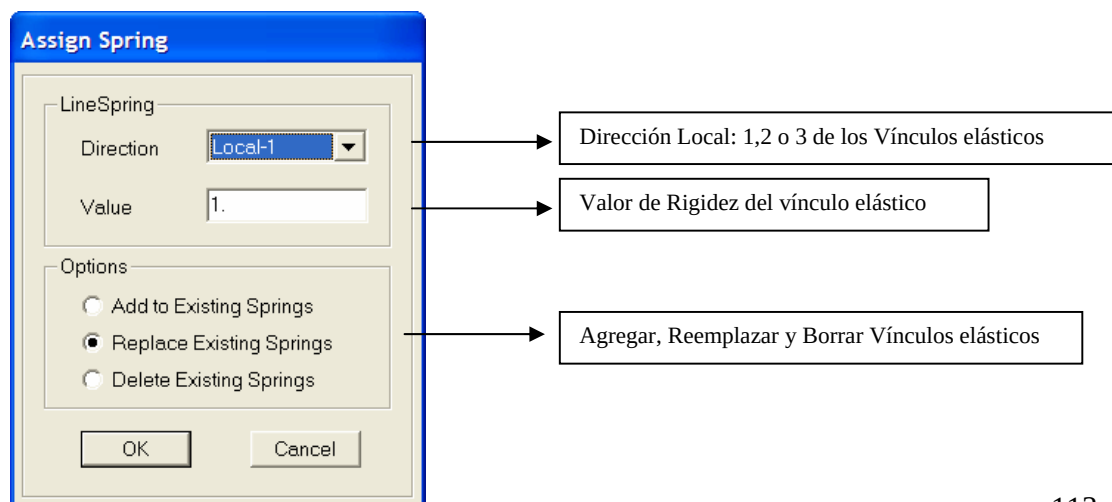
2.9) Tensión/Compresión Limits: Límites de Tracción y Compresión en Objetos Lineales.



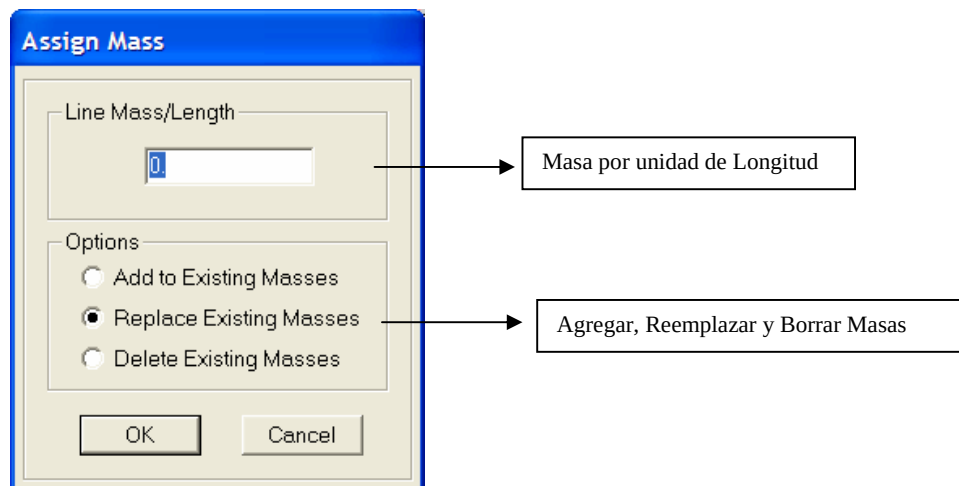
2.10) Frame Nonlinear Hinges: Rótulas No lineales.



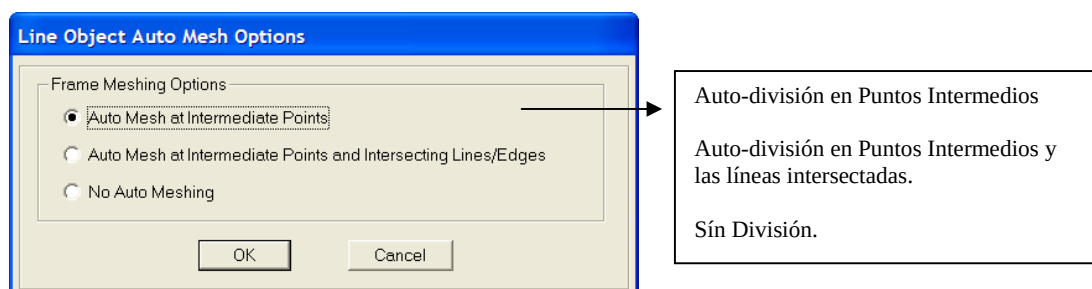
2.11) Line Springs: Vínculos Elásticos (Resortes) uniformemente distribuidos en Objetos lineales.



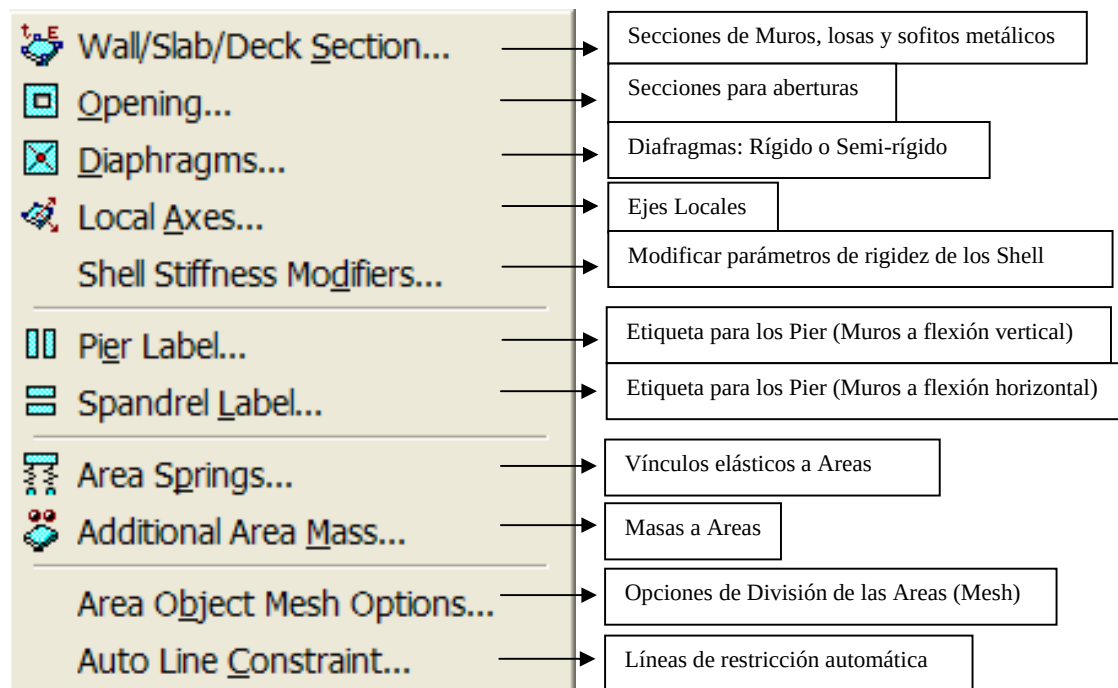
2.12) Line Mass: Masas uniformemente distribuidas en Objetos lineales.



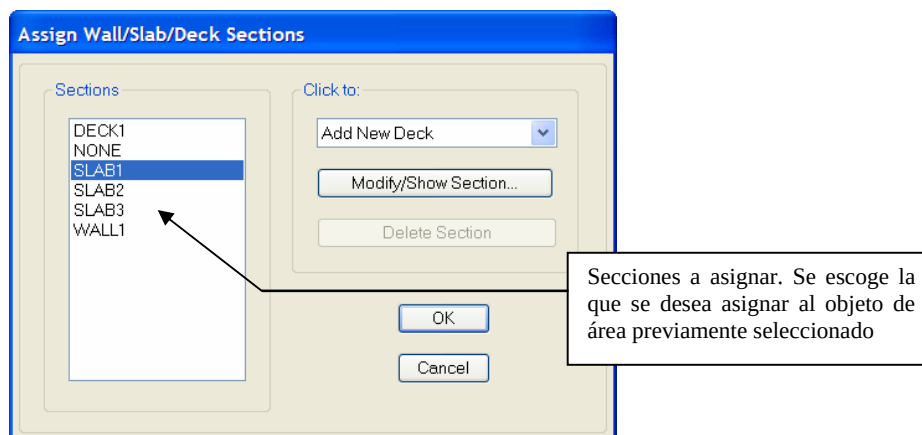
2.13) Automatic Frame Subdivide: Subdividir Objetos Lineales de forma automática



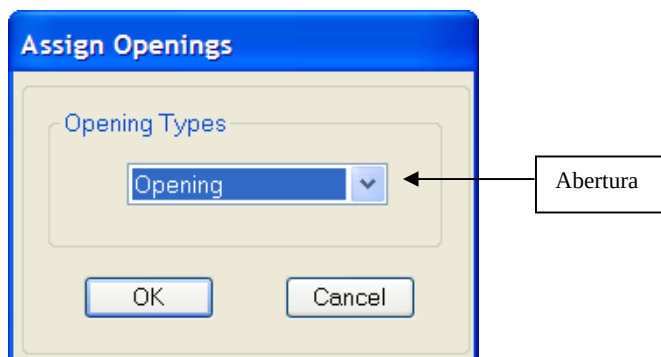
3) Shell/Area: Asignar Propiedades a Objetos de Area.



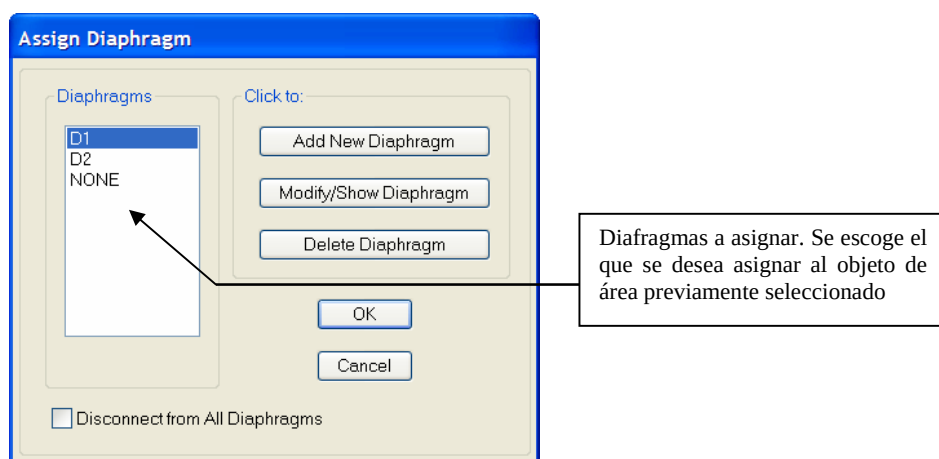
3.1) Wall/Slab/Deck Section: Asignar Secciones de muros, losas y sofitos metálicos



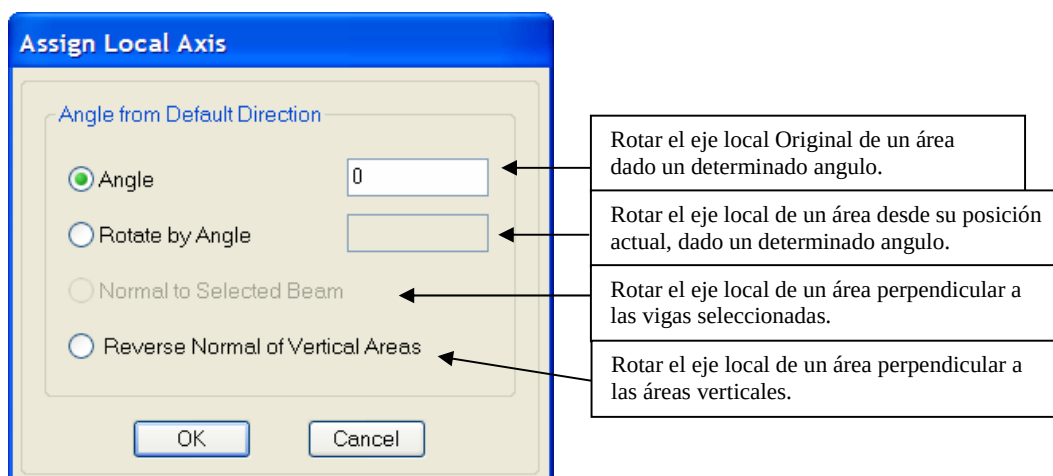
3.2) Opening: Asignar Aberturas.



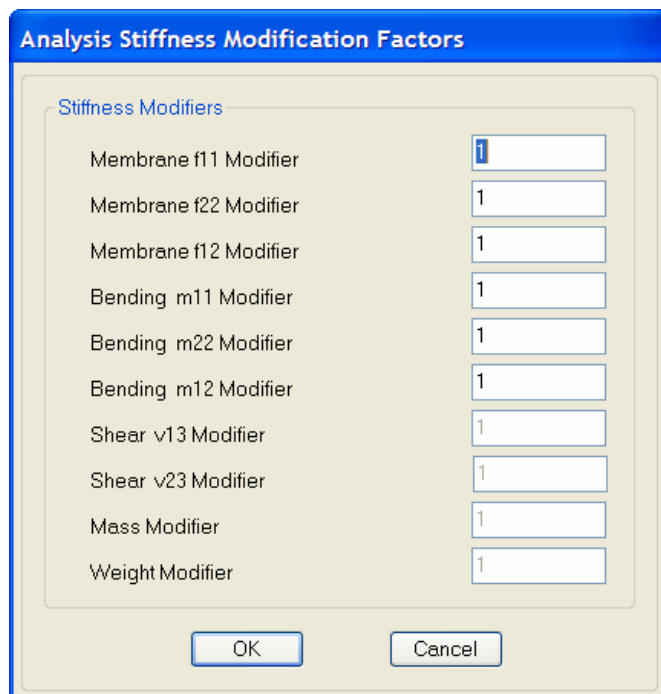
3.3) Diaphragms: Asignar Diafragmas



3.3) Assign Local Axis: Asignar Ejes Locales.



3.4) Shell Stiffness Modifiers: Modificar parámetros de rigidez de los Shell

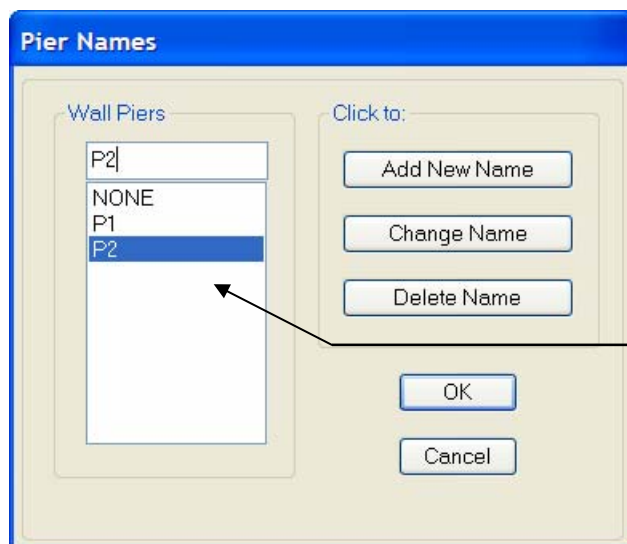


The dialog box titled "Analysis Stiffness Modification Factors" contains a section labeled "Stiffness Modifiers". It lists ten modifiers, each with a corresponding input field. The first field, "Membrane f11 Modifier", is highlighted with a blue selection bar and contains the value "1". The other fields are labeled "Membrane f22 Modifier", "Membrane f12 Modifier", "Bending m11 Modifier", "Bending m22 Modifier", "Bending m12 Modifier", "Shear v13 Modifier", "Shear v23 Modifier", "Mass Modifier", and "Weight Modifier", all containing the value "1". At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Modifier	Value
Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	1
Bending m22 Modifier	1
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

Factores para Modificar cada una de las propiedades de rigidez, masa y peso de los objetos de área

3.5) Pier Label: Etiquetas de Pier

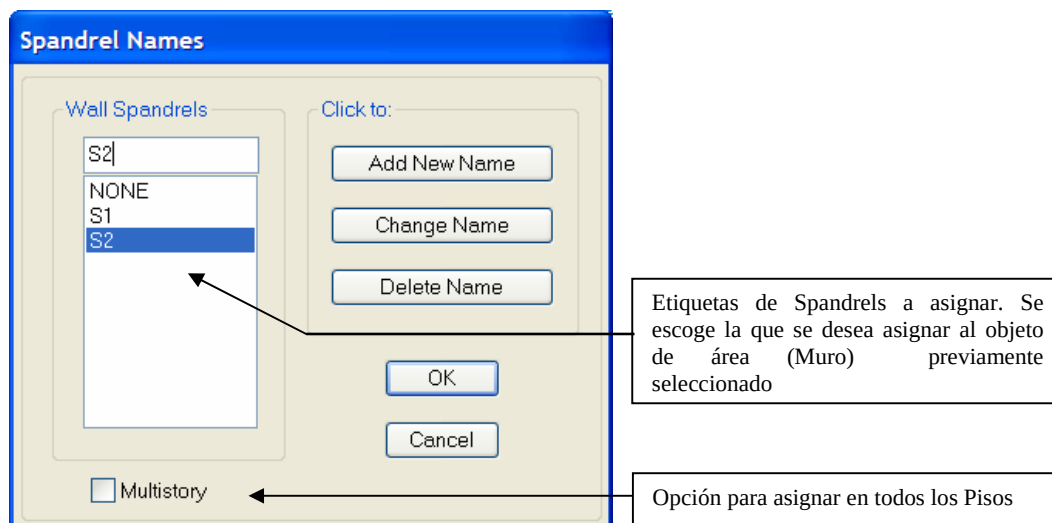


The dialog box titled "Pier Names" has a section labeled "Wall Piers" containing a list box with the items "P2", "NONE", "P1", and "P2". The second "P2" item is selected and highlighted with a blue background. To the right, under the heading "Click to:", are three buttons: "Add New Name", "Change Name", and "Delete Name". At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons. An arrow points from the text box on the right to the list box.

Etiquetas de Pier a asignar. Se escoge la que se desea asignar al objeto de área previamente seleccionado

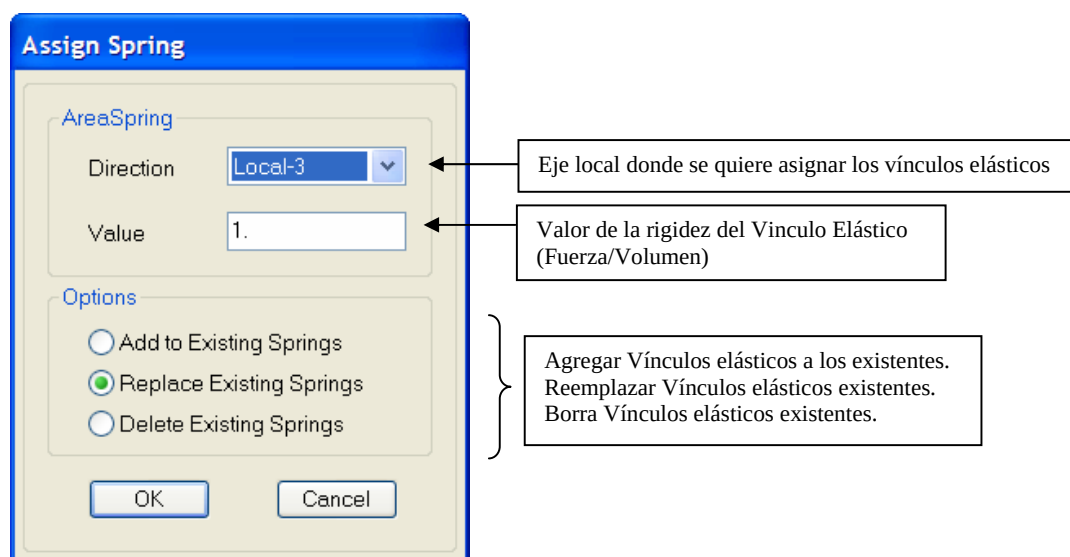
Las etiquetas pier son asignadas a objetos área verticales (muros) y a objetos línea verticales (columnas). Los objetos que están asociados con el mismo nivel de piso y tienen la misma etiqueta de pier son considerados para ser parte de el mismo pier.

3.6) Spandrels Label: Etiquetas de Spandrels

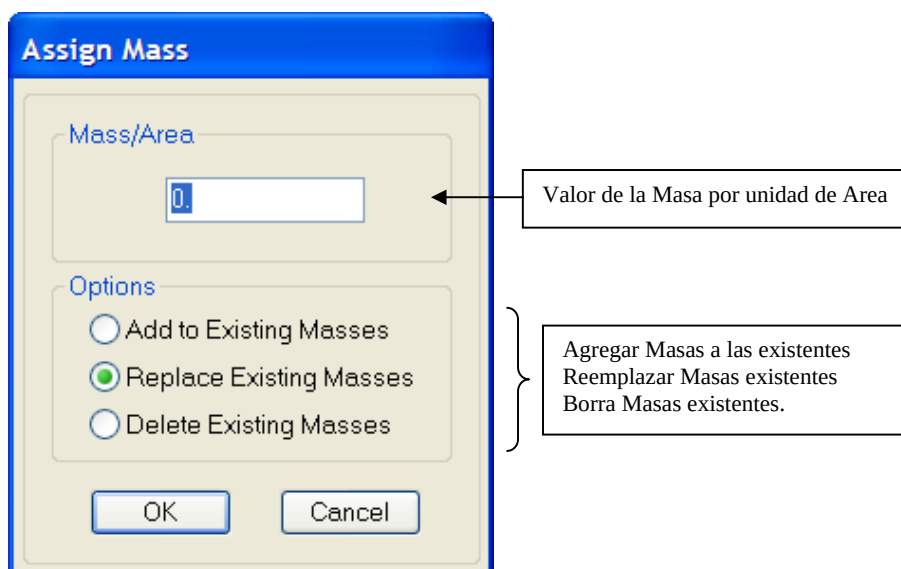


Las etiquetas spandrel son asignadas a objetos área verticales (muros) y a objetos línea horizontales (vigas). A diferencia de los elementos pier, un único elemento de muro spandrel puede ser constituido de objetos a partir de dos (o mas) niveles de piso adyacentes.

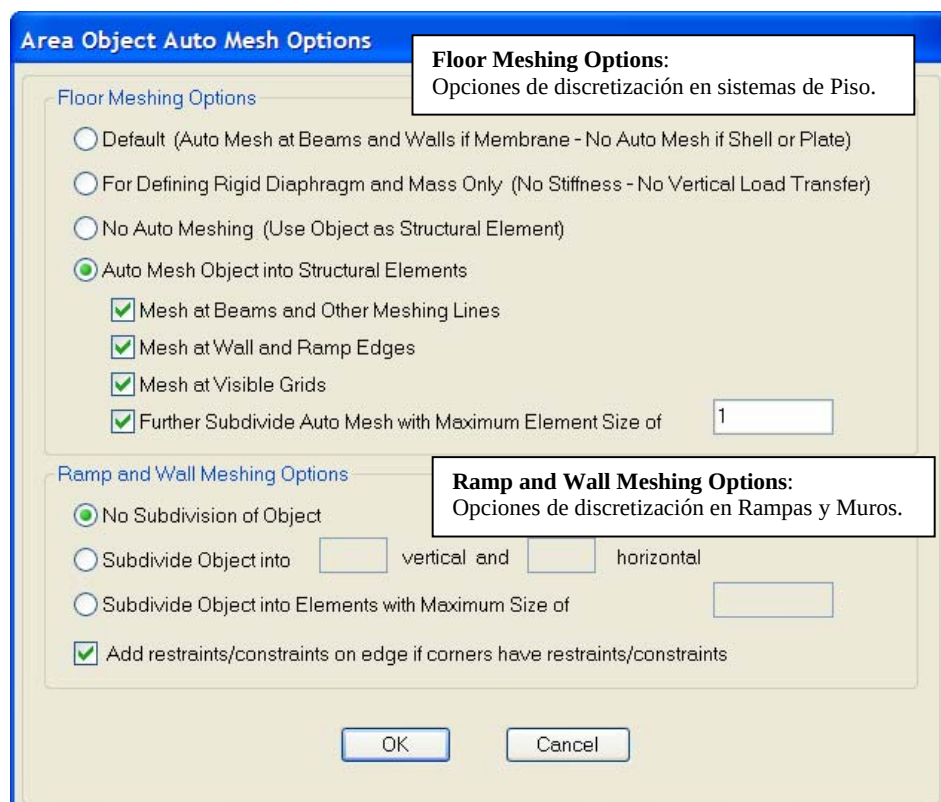
3.7) Area Springs: Vinculos elásticos a Areas



3.8) Additional Area Mass: Masas a Areas.



3.9) Area Object Mesh Options: Opción para la discretización de los objetos de area.



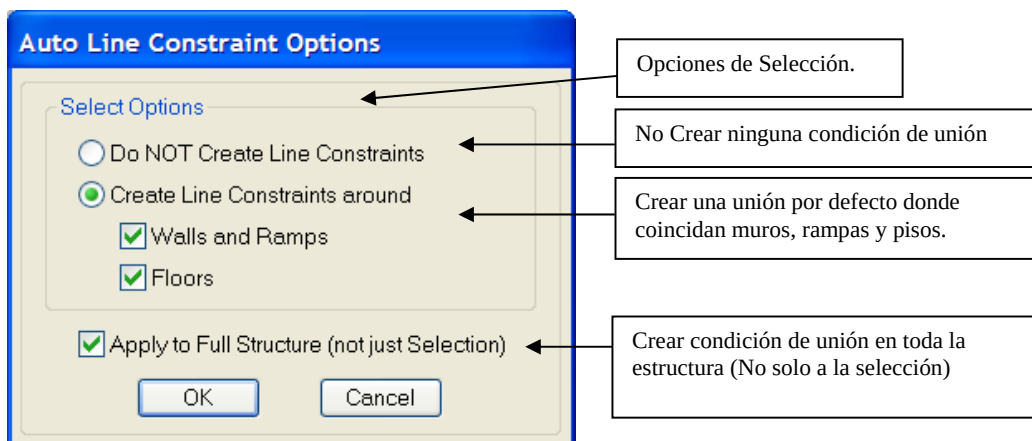
3.9.1) Floor Meshing Options: Opción para la discretización de los objetos de area pertenecientes a sistemas de piso.

- **Default (Auto Mesh at Beams and Wall if Membrane – No Auto mesh if Shell or Plate):** Por defecto, si se elige esta opción se obtiene Discretización automática de los objetos de área Tipo “Membrana” seleccionados considerando las vigas y muros existentes. Si los Objetos de Area son Plate o shell no hay discretización automática. Es importante destacar que un *deck sections* se considera como una membrana.
- **For Defining Rigid Diaphragm and Mass Only (No Stiffness and Load Vertical Transfer):** Si se elige esta opción se obtiene Discretización automática de los objetos de área definidos como diafragma rígidos a fin de considerar la masa de lo mismos sin transferencia de la carga vertical.
- **No Auto-Meshing (Use Object as Structural Element):** Si se elige esta opción no se obtiene una Discretización automática de los objetos de área. Usa los objetos de área sólo como elementos estructurales.
- **Auto Mesh Object into Structural Element:** Si se elige esta opción se obtiene una Discretización automática de los objetos de área considerando varias opciones. Se puede escoger una o varias de las opciones que se muestran a continuación:
 - **Mesh at beam and other meshing lines:** Discretizar en vigas y otras líneas existentes.
 - **Mesh at Wall and Ramp Edges:** Discretizar en Muros y Rampas existentes.
 - **Mesh at Visible Grid:** Discretizar en las líneas de gris visibles.
 - **Futher Subdivide Auto Mesh with Maximun Element Size of (X):** Dividir utilizando un tamaño máximo de (X), es decir, al discretizar el objeto de area se limita a cualquier elemento generado a un tamaño máximo de (X) cms, m, ft, etc.

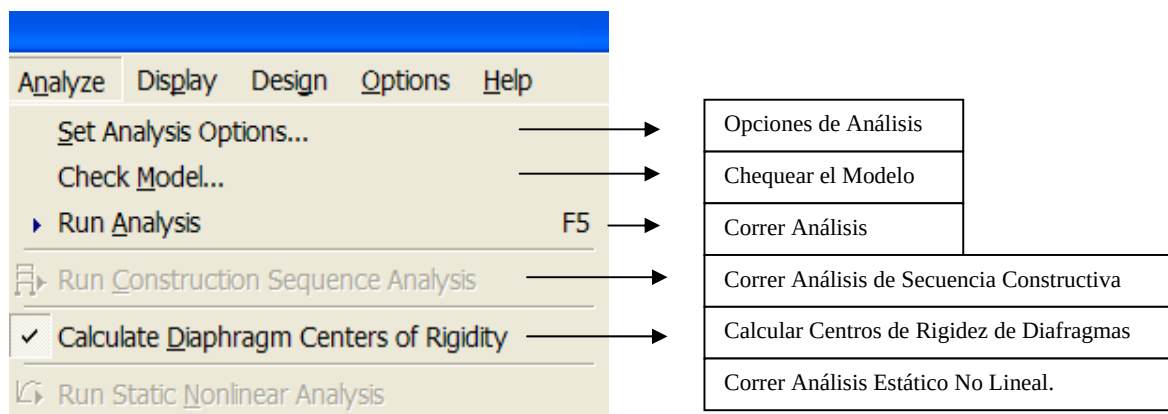
3.9.2) Ramp and Wall Meshing Options: Opción para la discretización de los objetos de area tipo rampas o muros.

- **No Subdivisión of Object:** Si se elige esta opción no se obtiene ninguna discretización.
- **Subdivide Object into (A) vertical and (B) Horizontal:** Si se elige esta opción se obtiene una subdivisión en A x B elementos. Donde A representa el número de elementos verticales y B el número de elementos horizontales.
- **Subdivide Object into Elements with Maximum Sise of (X):** Si se elige esta opción se obtiene una división del objeto de área donde el mayor tamaño de cualquier elemento generado no supera (X) cms, m, ft, etc.

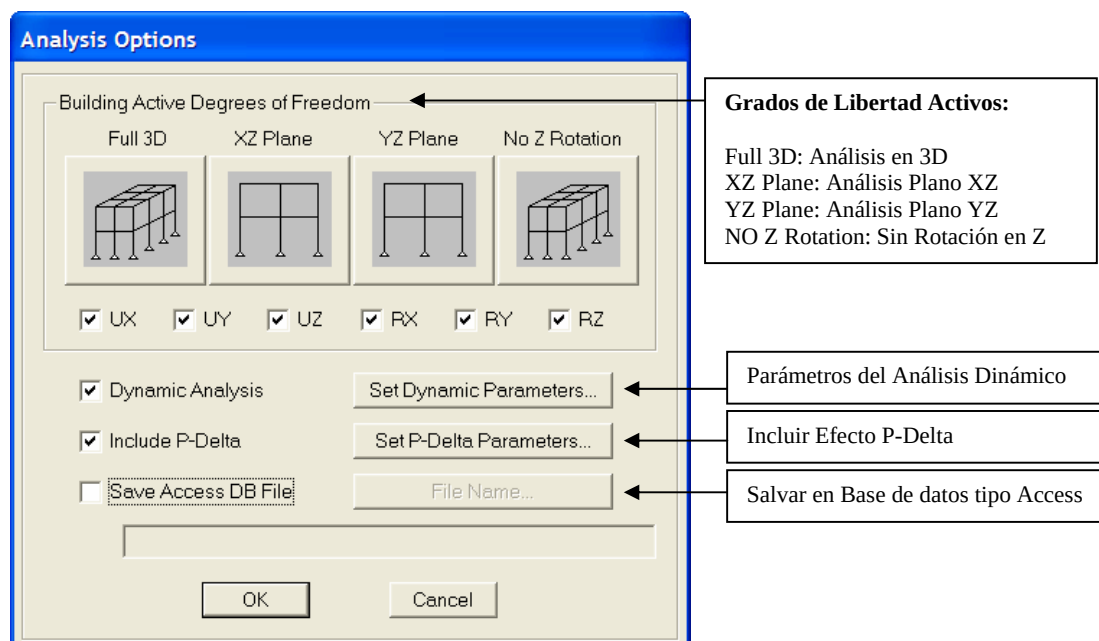
3.10) Auto Line Constraint Options: Opción para generar una unión lineal entre objetos.



Menú Analyse: Analizar.



1) Set Analysis Options: Opciones de Análisis. Análisis Plano o Espacial. Análisis Dinámico, Efecto P-Delta.



1.1) Set Dynamic Parameters: Parámetros Dinámicos.

Dynamic Analysis Parameters

Number of Modes 16

Type of Analysis
☒ Eigenvectors ☐ Ritz Vectors

EigenValue Parameters
Frequency Shift (Center) 0.
Cutoff Frequency (Radius) 0.
Relative Tolerance 1.000E-07
☐ Include Residual-Mass Modes

Starting Ritz Vectors
List of Loads Ritz Load Vectors
Add ->
<- Remove

OK Cancel

Número de Modos a Considerar

Tipo de Análisis Modal:
Eigenvector: Autovalores
Ritz vector: Vectores Ritz

Parámetros de los Autovalores

1.2) P-Delta Parameters: Parámetros para el Efecto P-Delta

P-Delta Parameters

Method

☐ Non-iterative - Based on Mass

☒ Iterative - Based on Load Combination

Iteration Controls

Maximum Iterations: 1

Relative Tolerance - Displacements: 0.001

P-Delta Load Combination

Load Case	Scale Factor
CV	1
CP	1
CV	1
SCP	1

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

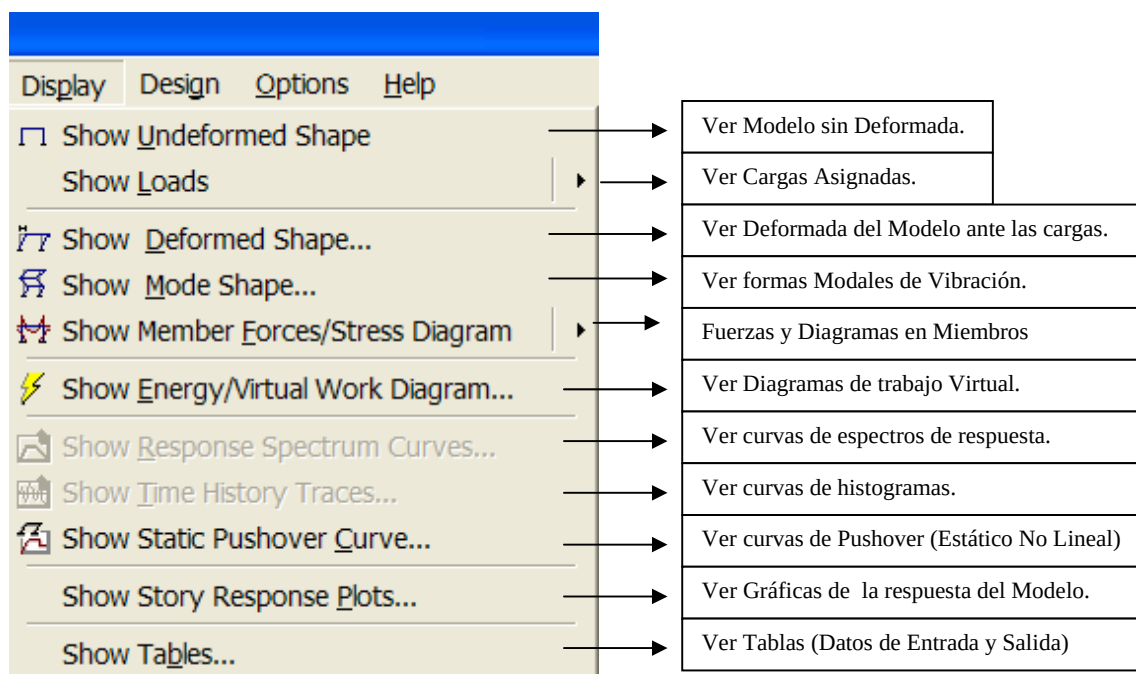
Método a Utilizar:
Non-iterative-Based on Mass: Basado en la Masa (Sin Iteración)
Iterative-Based on Load Combination: Basado en combinaciones de carga (Iterativo)

Control del proceso Iterativo

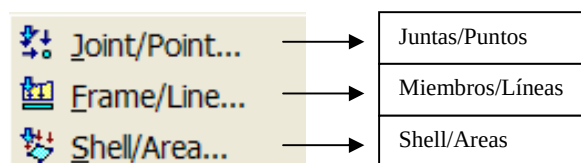
Combinación de Cargas a considerar para el efecto P-Delta.

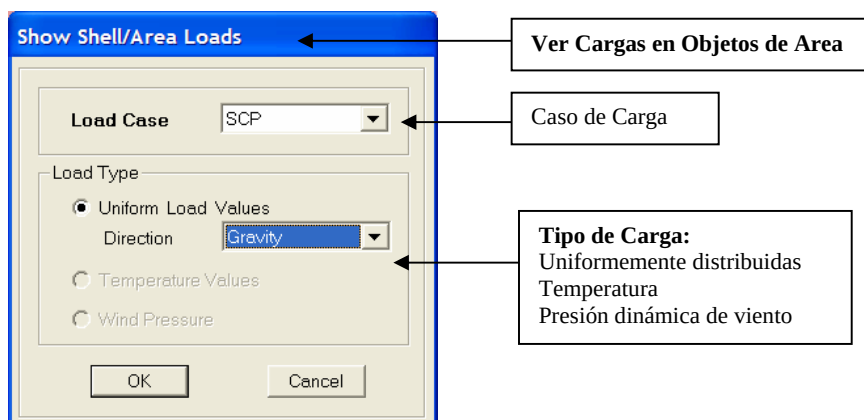
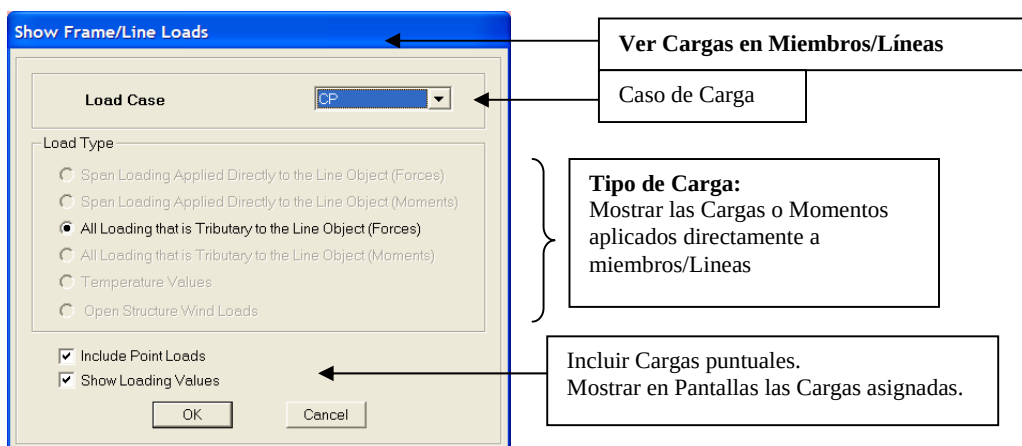
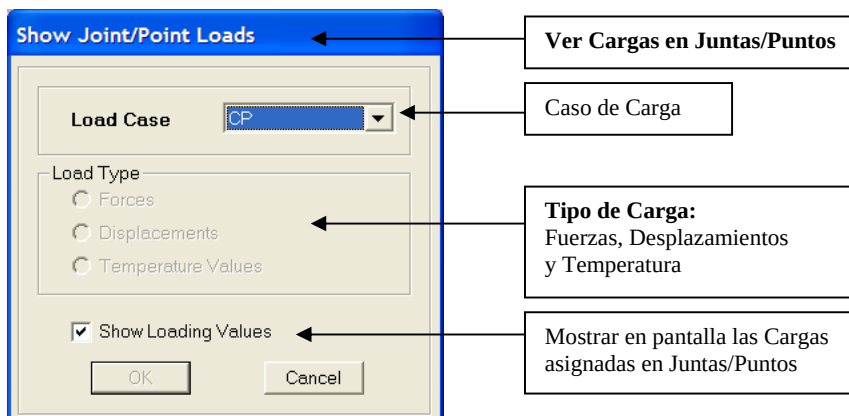
Factores de participación de masa por cada caso de carga.

Menú Display: Mostrar.

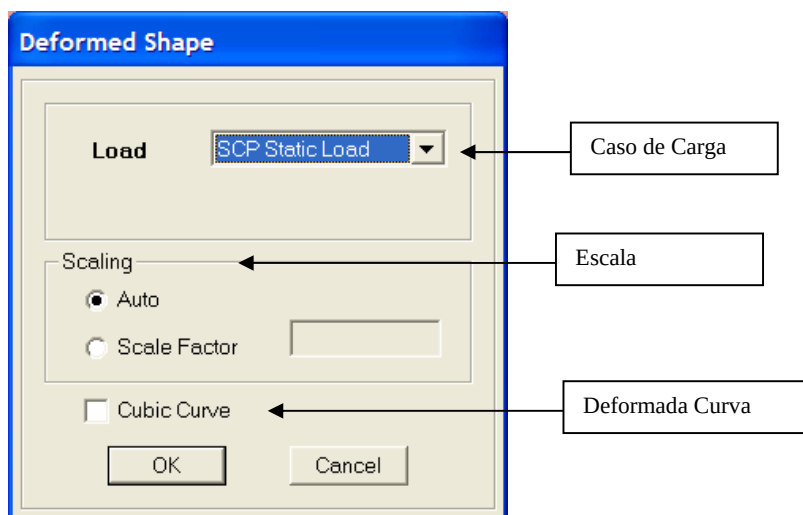


1) Show Loads: Ver Cargas asignadas (Juntas, Objetos Lineales y Objetos de Areas)

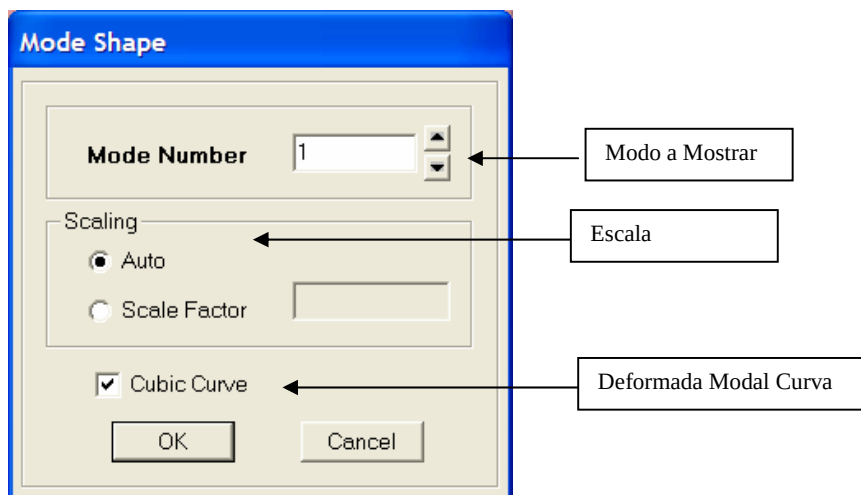




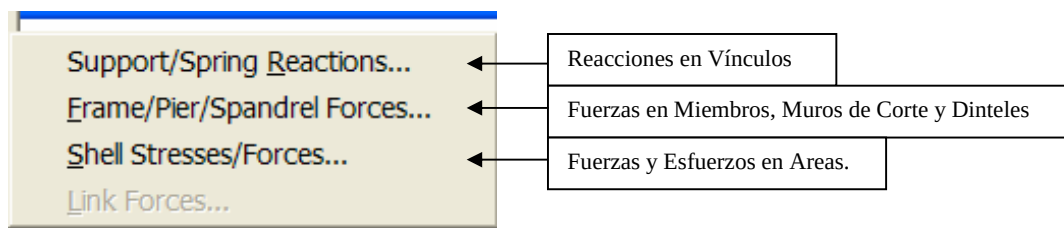
2) **Show Deformed Shape:** Ver deformada del modelo.



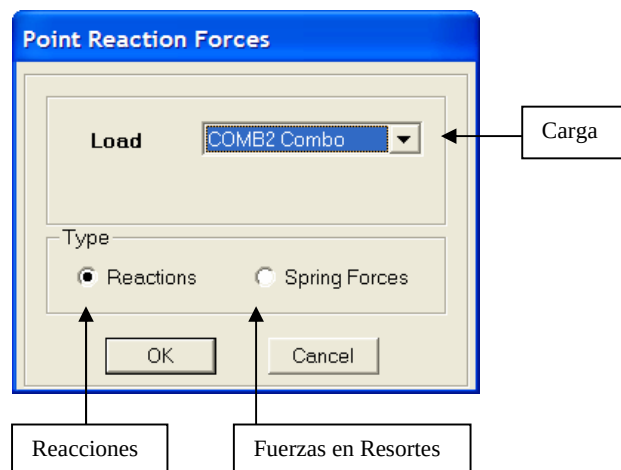
3) **Show Deformed Shape:** Ver deformada del modelo.



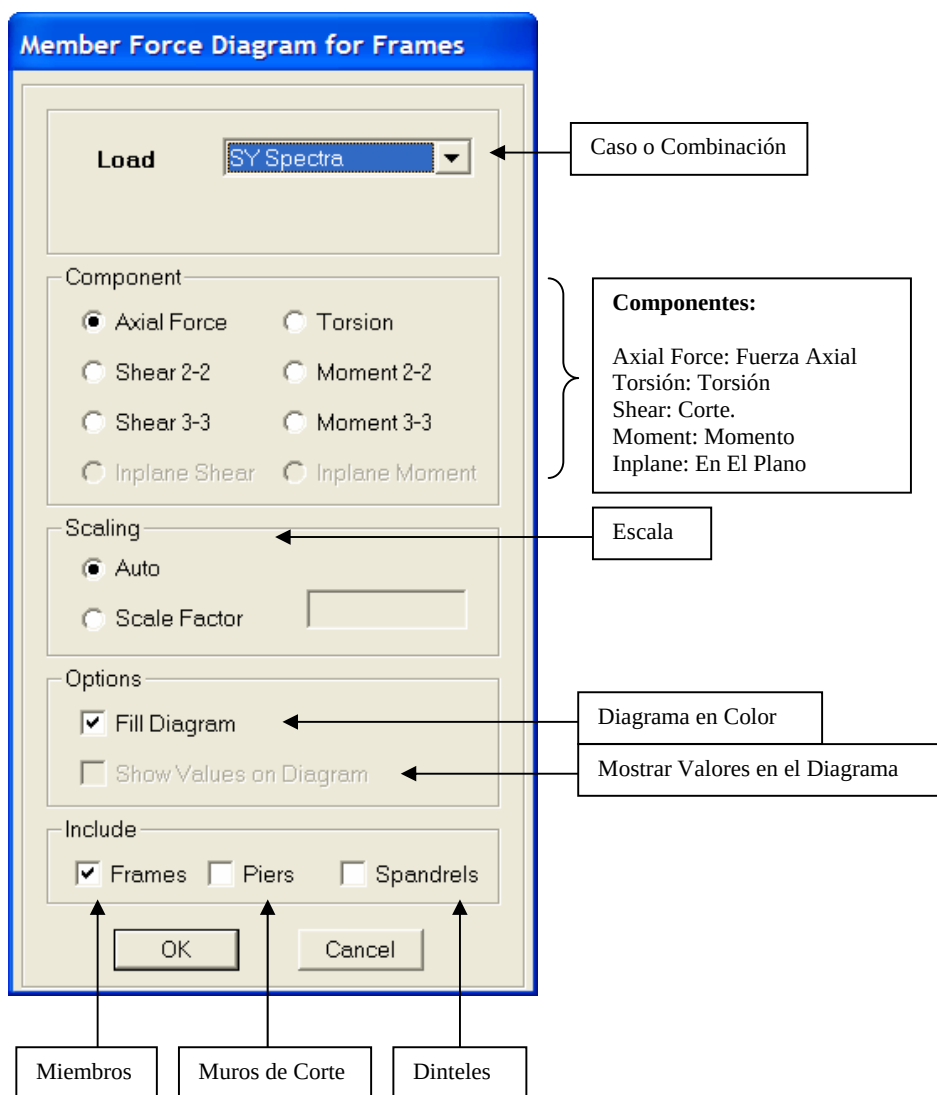
4) Show Members Force/Stress Diagram: Fuerzas y Diagramas en Miembros



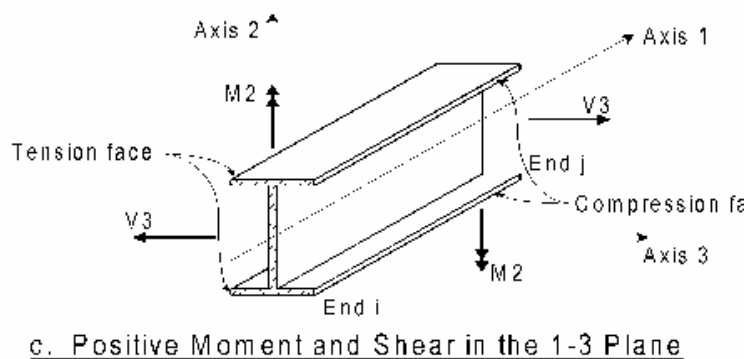
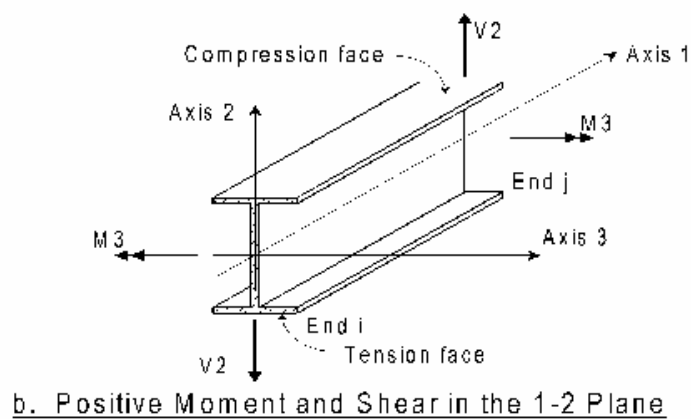
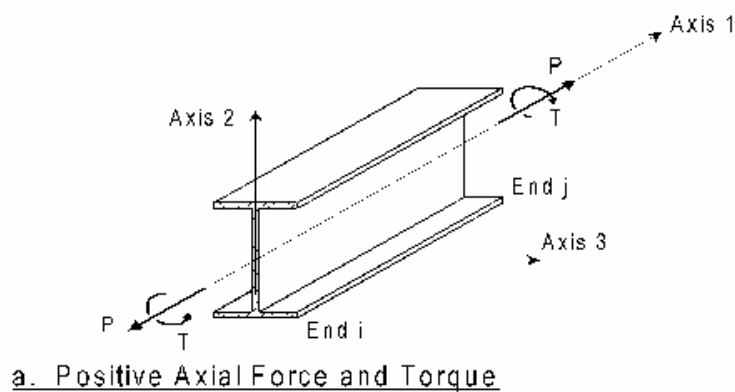
4.1) Support/Spring Reactions: Reacciones y fuerzas en Vínculos.



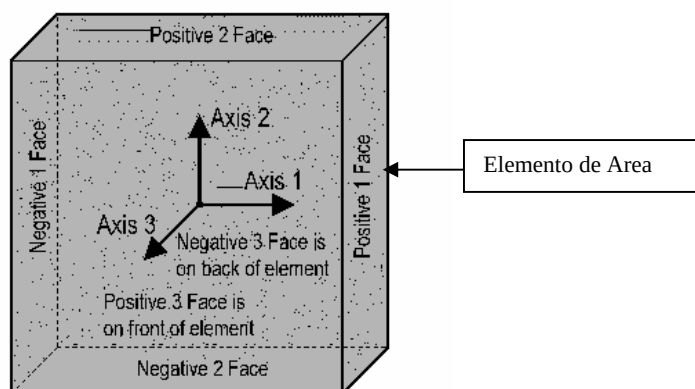
4.2) Frame/Pier/Spandrel Forces: Fuerzas en Miembros, Muros de Corte y Dinteles.



Convención de Signos.-



4.3) Shell/Stress Forces: Fuerzas y Esfuerzos en Areas.



Element Force/Stress Contours for Shells

Load: SY Spectra

Component Type: ☒ Forces ☐ Stresses

Component:

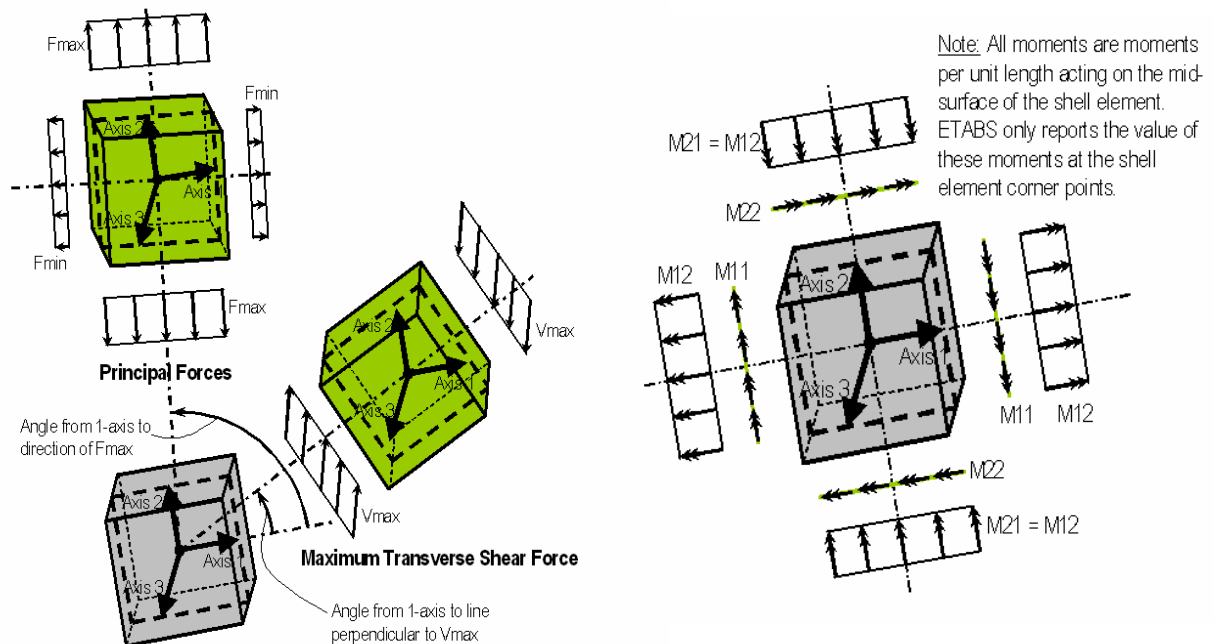
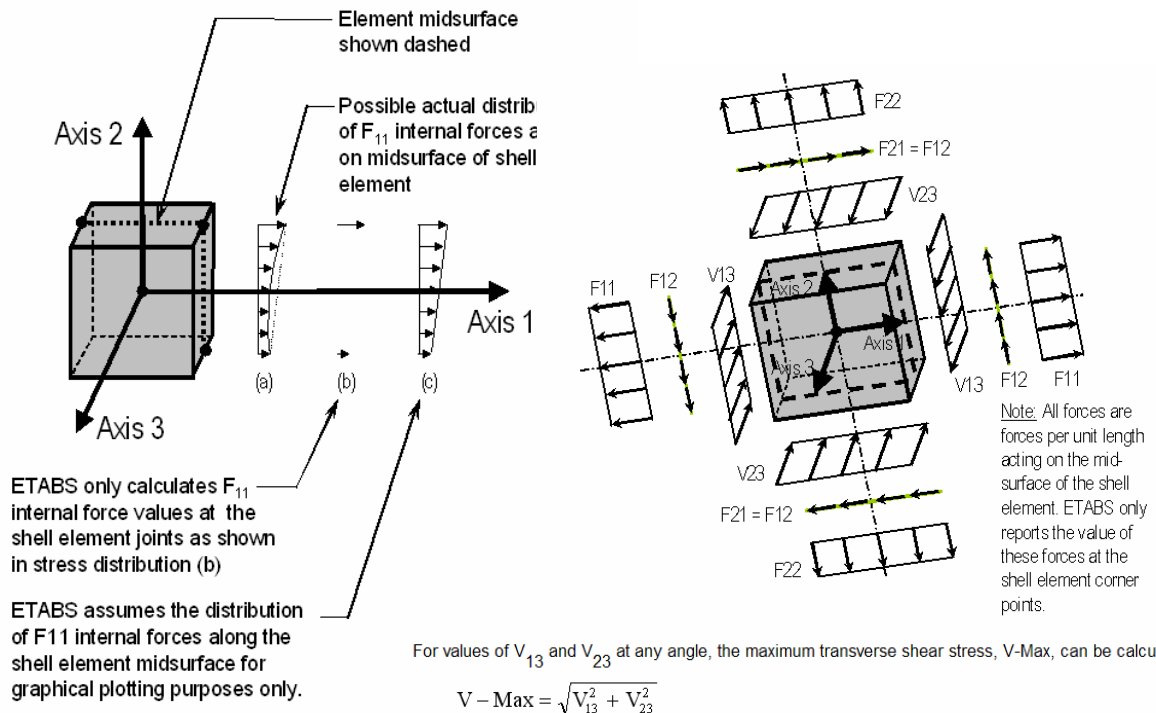
☐ F11	☐ M11	☐ V13
☐ F22	☐ M22	☐ V23
☐ F12	☐ M12	

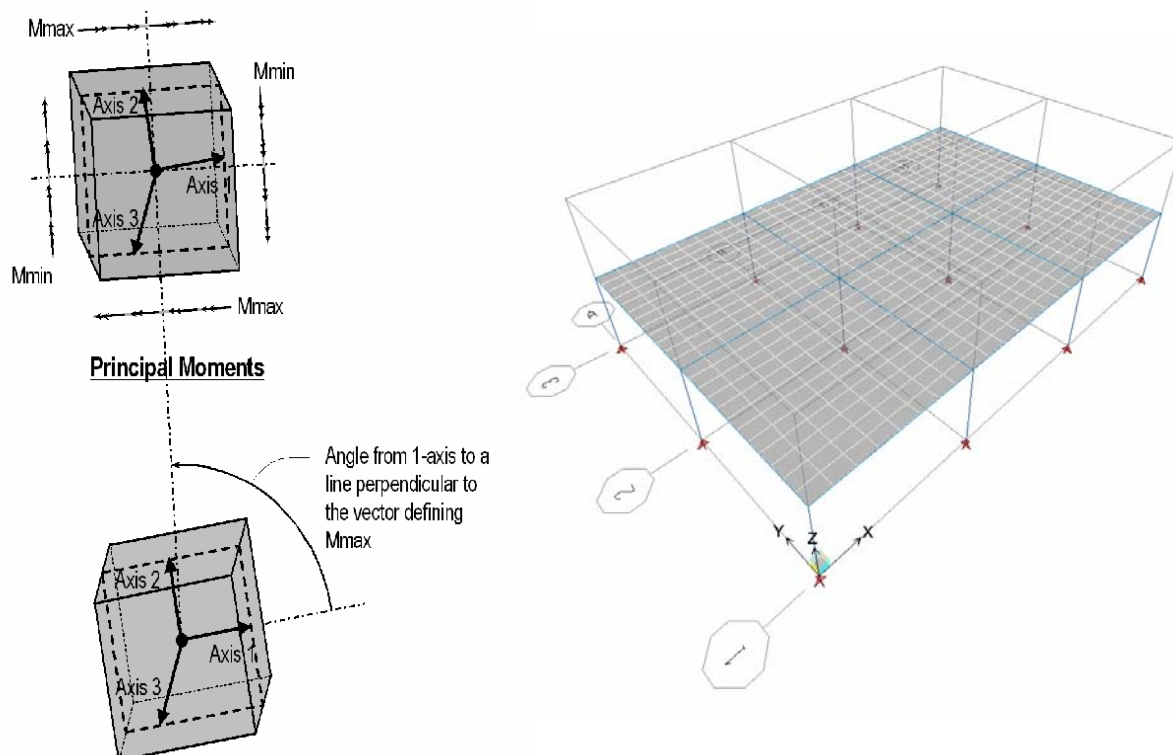
Contour Range: Min 0. Max 0.

Stress Averaging: ☒ None ☐ at All Joints ☐ at Selected Elements

☒ Display on Deformed Shape

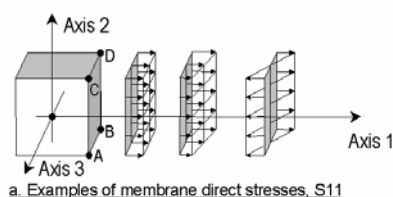
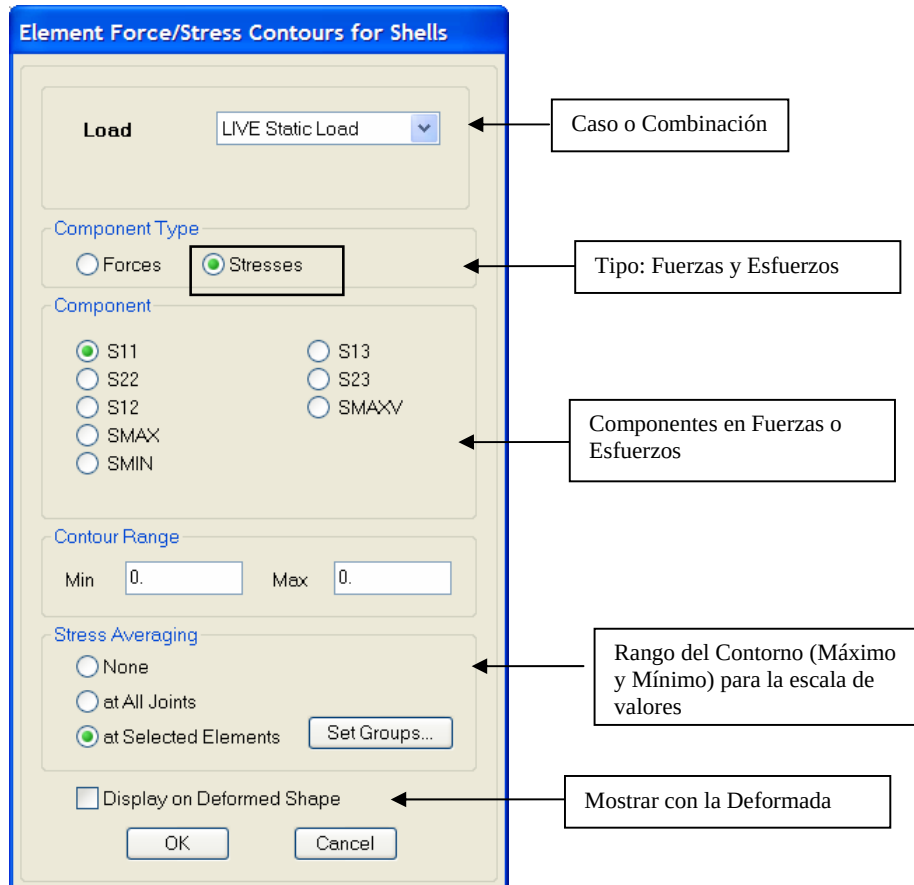
OK Cancel



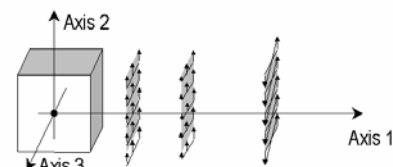


- **F11:** Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- **F22:** Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2.
- **F12:** Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2 y en las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- **FMAX:** Fuerza Máxima principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde la fuerza F12 se hace cero.
- **FMIN:** Fuerza Mínima principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde la fuerza F12 se hace cero.
- **M11:** Momento por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- **M22:** Momento por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2.
- **M12:** Momento Torsor por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2 y en las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- **MMAX:** Momento Máximo principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde el momento M12 se hace cero.
- **MMIN:** Momento Mínimo principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde el momento M12 se hace cero.
- **V13:** Corte por unidad de longitud fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) en dirección 3.
- **V23:** Corte por unidad de longitud fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) en dirección 3.

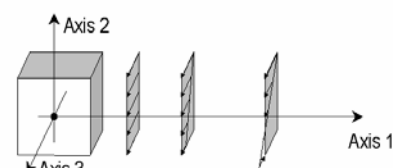
- **VMAX:** Corte Máximo por unidad de longitud fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie en dirección 3.



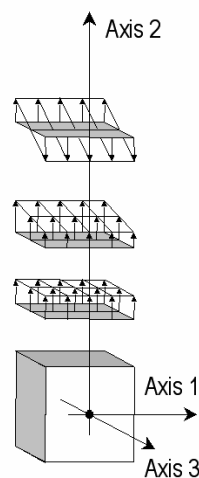
a. Examples of membrane direct stresses, S11



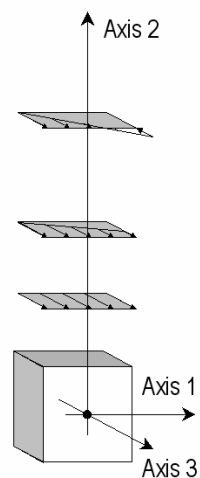
b. Examples of membrane shear Stresses, S12 (S21 stresses similar)



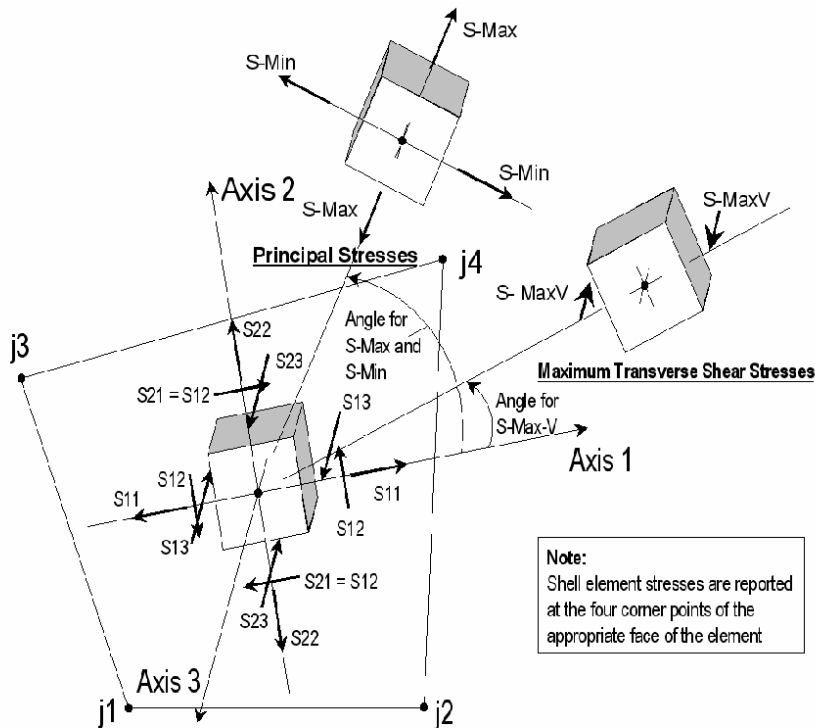
c. Examples of plate transverse shear stresses, S13



d. Examples of membrane direct stresses, S22



e. Examples of plate - transverse shear stresses, S23

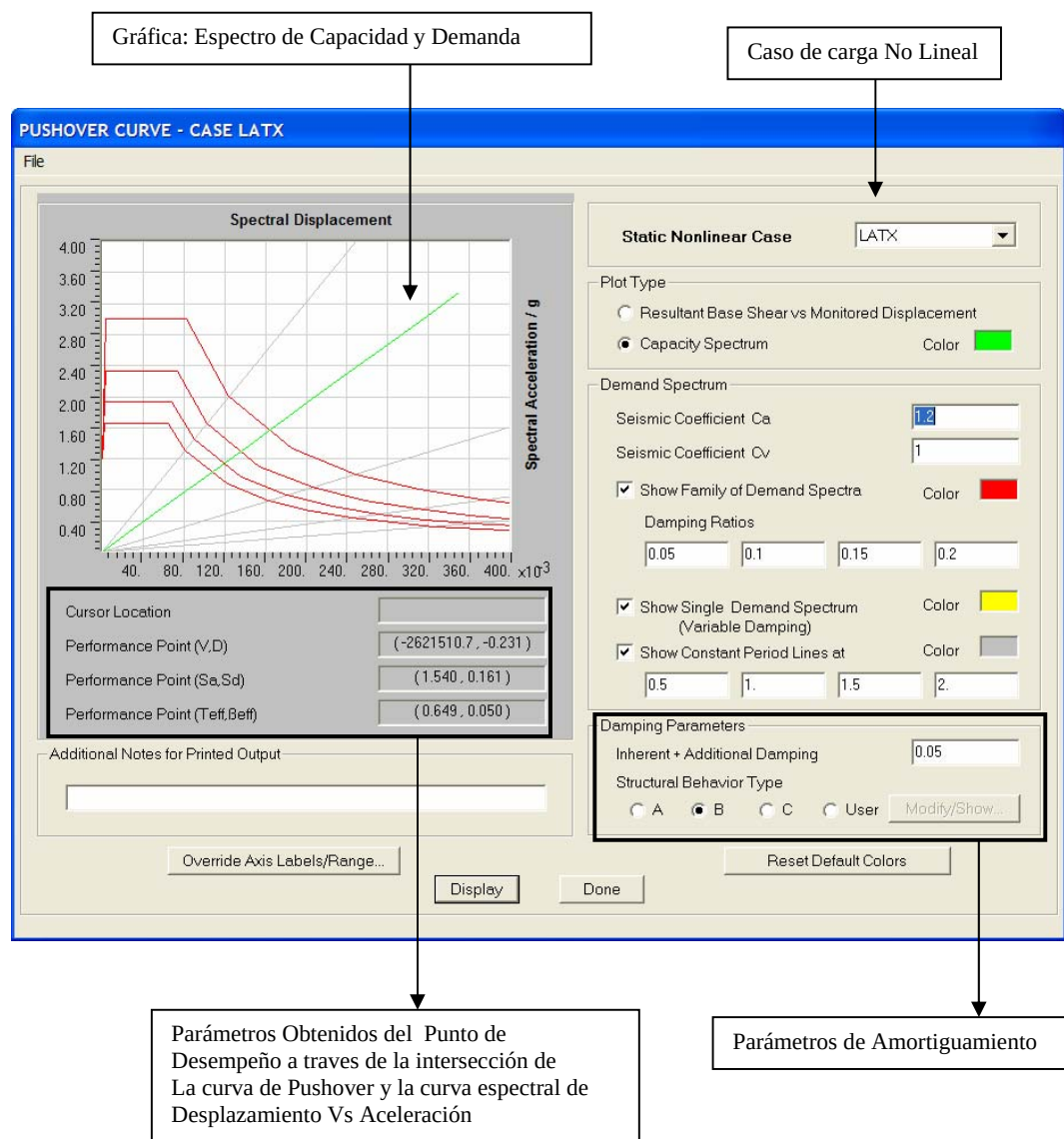


For values of S_{13} and S_{23} at any angle, the maximum transverse shear stress, $S\text{-MaxV}$, can be calculated from:

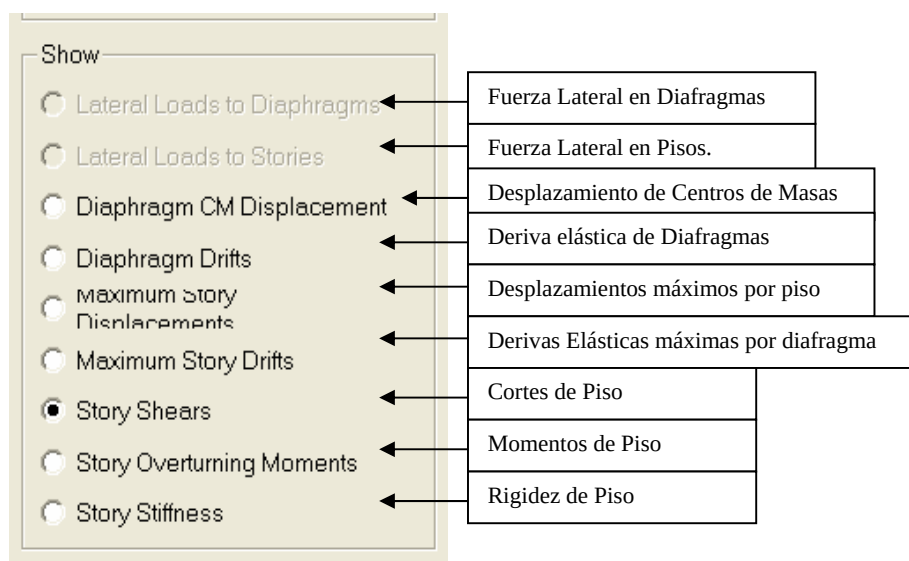
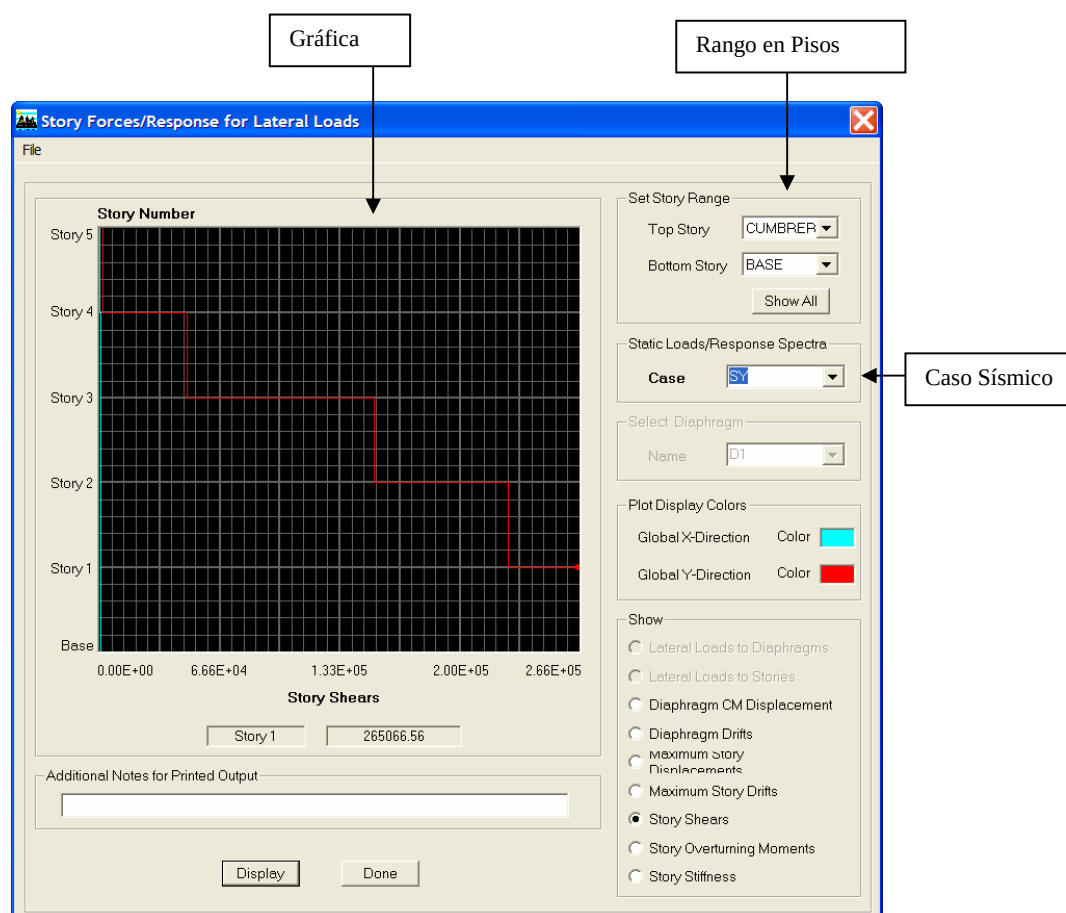
$$S\text{-MaxV} = \sqrt{S_{13}^2 + S_{23}^2}$$

- **S11**: Esfuerzo por unidad de area actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- **S22**: Esfuerzo por unidad de area actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2.
- **S12**: Esfuerzo por unidad de area actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2 y en las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- **S-MAX**: Esfuerzo Máximo principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde la esfuerzo S12 se hace cero.
- **S-MIN**: Esfuerzo Mínimo principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde la esfuerzo S12 se hace cero.
- **S13**: Esfuerzo de Corte por unidad de area fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) en dirección 3.
- **S23**: Esfuerzo de corte por unidad de area fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) en dirección 3.
- **S-MAXV**: Esfuerzo de Corte Máximo por unidad de area fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie en dirección 3.

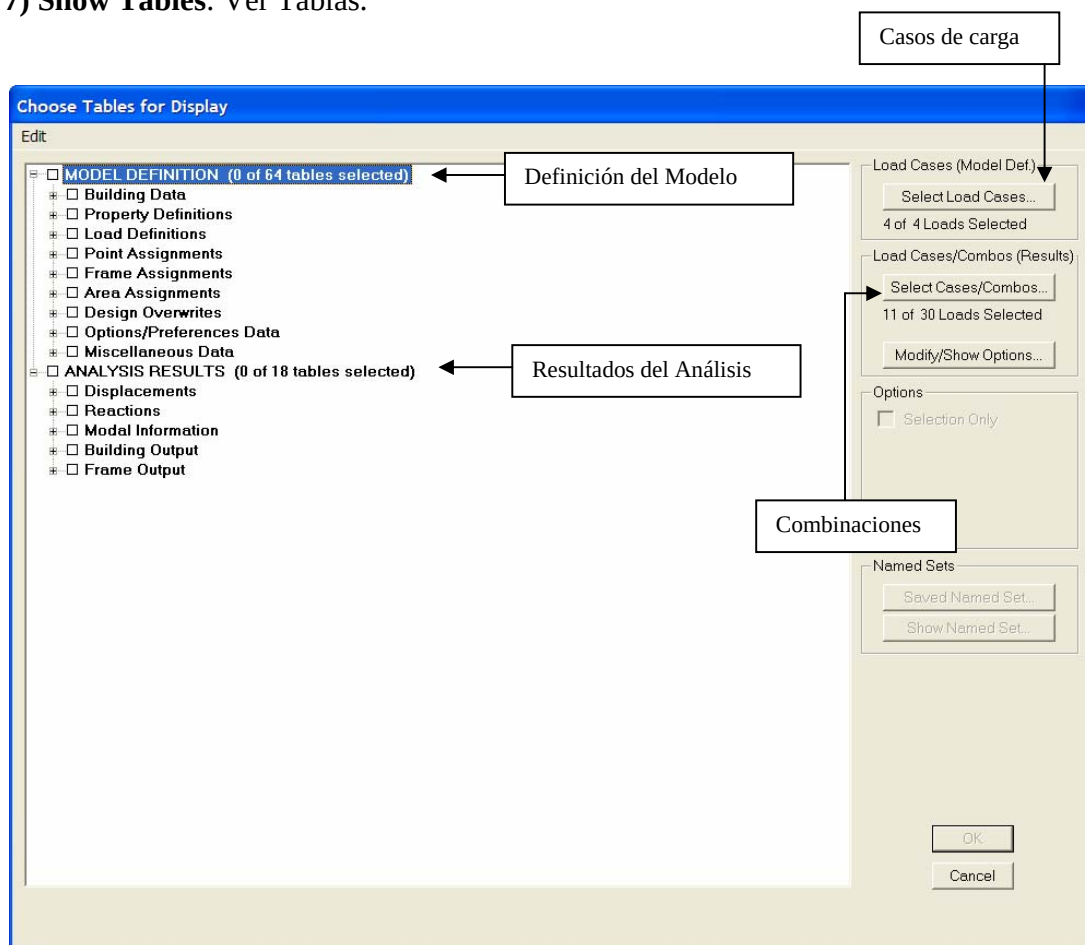
5) Show Static Pushover Curve: Ver la Respuesta del Pushover Estático No Lineal.



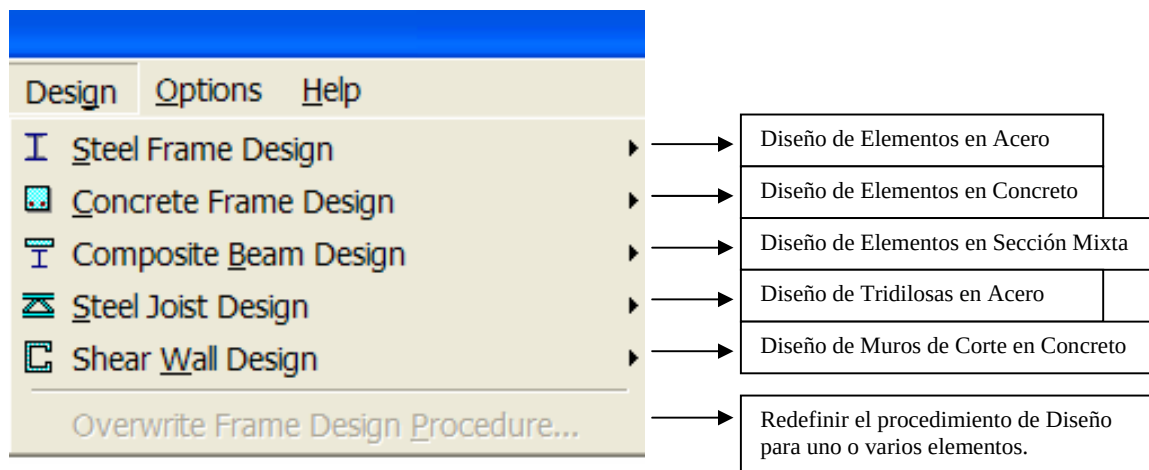
6) Show Story Response Plots: Ver la gráfica de la respuesta por piso ante acciones sísmicas.



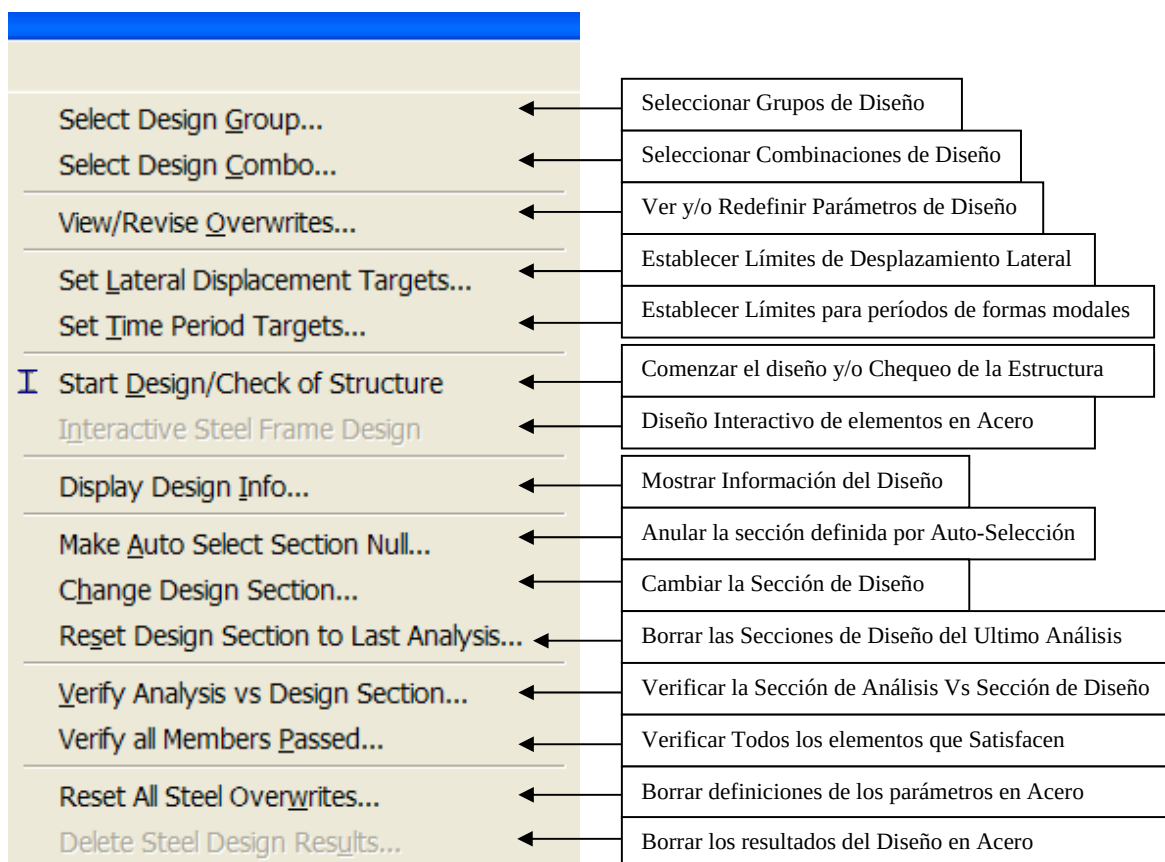
7) Show Tables: Ver Tablas.



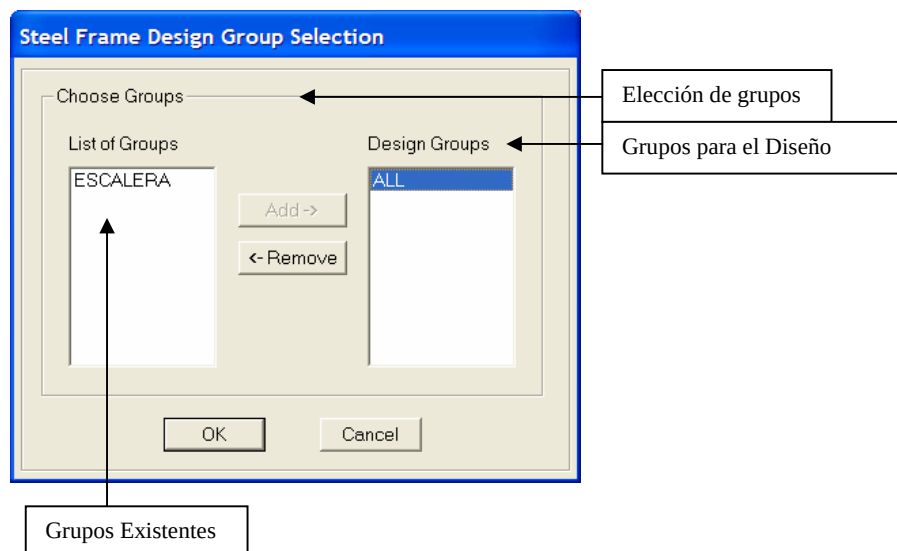
Menú Design: Diseñar.



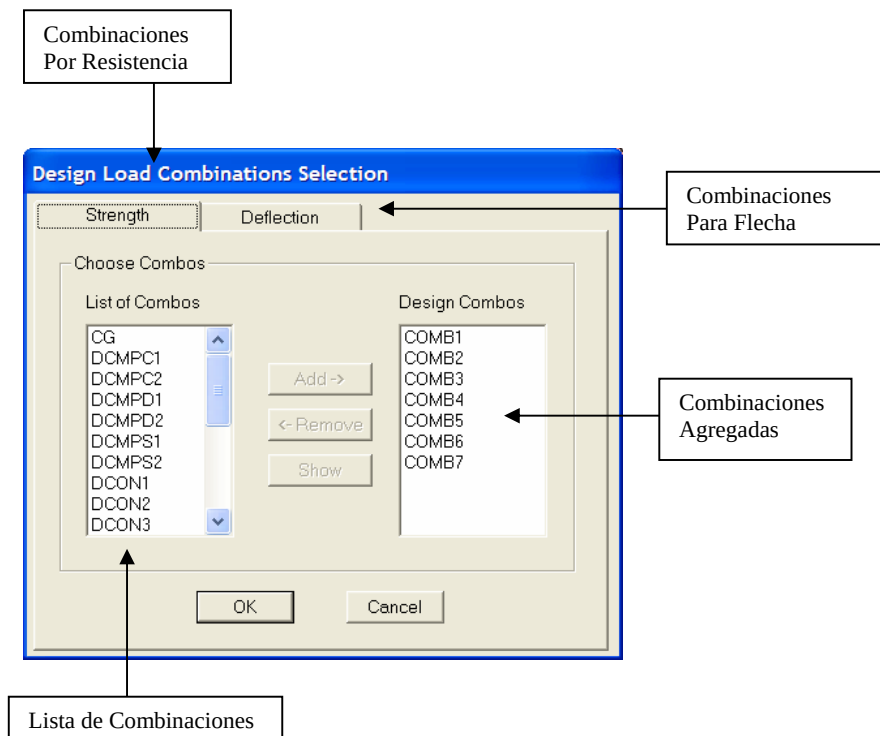
1) Steel Frame Design: Diseño de Elementos en Acero



1.1) Select Design Group: Seleccionar grupos de Diseño



1.2) Select Design Group: Seleccionar grupos de Diseño



1.3) View/Revise Overwrites: Ver y/o Redefinir Parámetros de Diseño.

Steel Frame Design Overwrites (AISC-LRFD93)

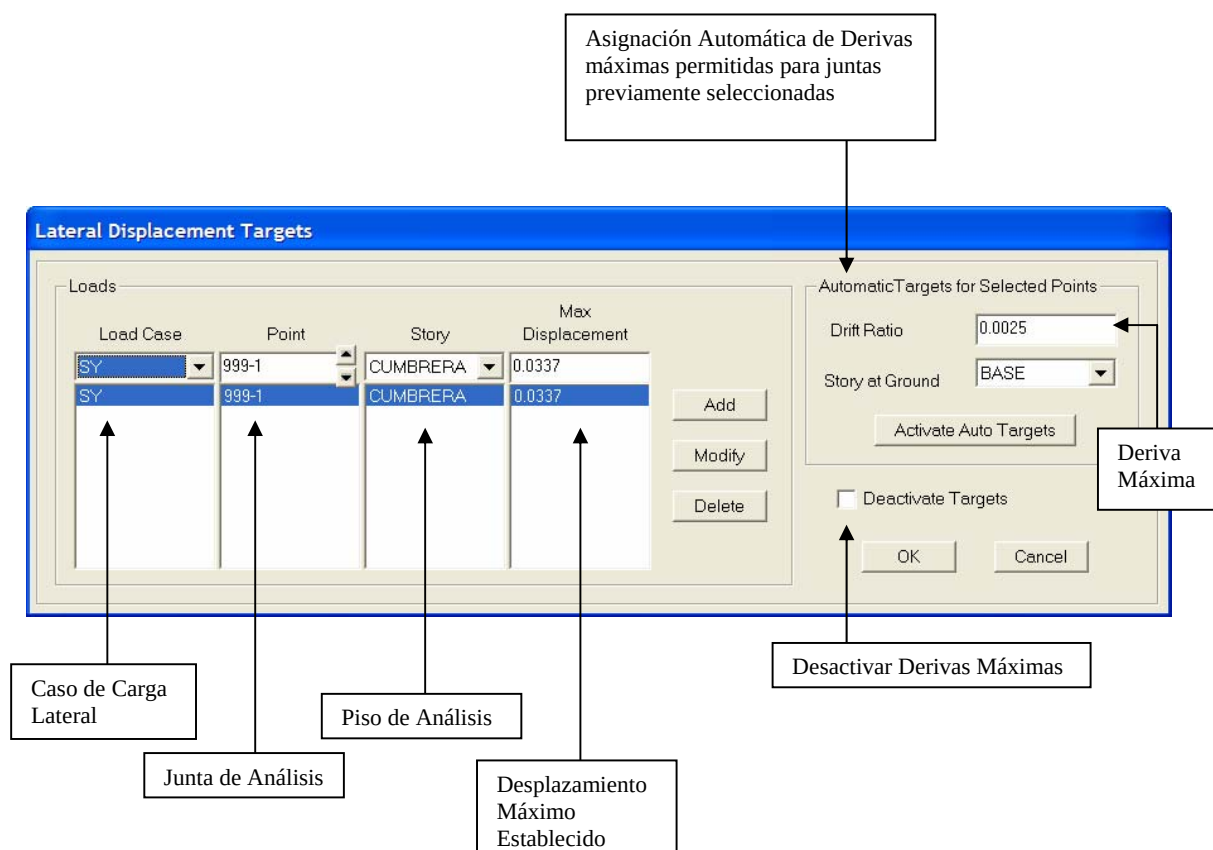
☒	Current Design Section	CP200
☒	Element Type	Moment Frame
☒	Deflection Check Type	Both
☒	DL Limit, L /	120.
☒	Super DL+LL Limit, L /	120.
☒	Live Load Limit, L /	360.
☒	Total Limit, L /	240.
☒	Total-Camber Limit, L /	240.
☒	DL Limit, abs	0.0254
☒	Super DL+LL Limit, abs	0.0254
☒	Live Load Limit, abs	0.0254
☒	Total Limit, abs	0.0254
☒	Total-Camber Limit, abs	0.0254
☒	Specified Camber	0.
☒	Live Load Reduction Factor	1.
☒	Unbraced Length Ratio(Major)	1.
☒	Unbraced Length Ratio(Minor, LTB)	1.
☒	Effective Length Factor (K Major)	1.
☒	Effective Length Factor (K Minor)	1.
☒	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
☒	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
☒	Bending Coefficient (Cb)	1.
☒	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
☒	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
☒	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.
☒	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.
☒	Yield stress, Fy	0.
☒	Compressive Capacity, ϕ^*P_{nc}	0.
☒	Tensile Capacity, ϕ^*P_{nt}	0.
☒	Major Bending Capacity, ϕ^*M_{n3}	0.
☒	Minor Bending Capacity, ϕ^*M_{n2}	0.
☒	Major Shear Capacity, ϕ^*V_{n2}	0.
☒	Minor Shear Capacity, ϕ^*V_{n3}	0.

OK

Cancel

En Este Formulario se puede especificar o redefinir en la casilla correspondiente, la Sección de diseño, Tipo de Elemento, Flechas máximas permitidas, Factores de longitud No arriostrada, Factores de longitud efectiva, Coeficientes, esfuerzo cedente, resistencia a compresión, tracción, flexión, entre otros., tanto para uno o varios elementos de Acero.

1.4) Set Lateral Displacement Targets: Establecer Límites de Desplazamiento Lateral.



A través de este formulario el programa diseña toda la estructura utilizando un parámetro de autoselección en los diferentes elementos de la misma, considerando las derivas o desplazamientos máximos previamente establecidos en las juntas correspondientes, y a su vez cumpliendo con los criterios de resistencia y flechas permitidas. Es decir, La estructura queda diseñada para cumplir con la Resistencia requerida, Flechas máximas permitidas y la Desplazabilidad máxima establecida.

1.5) Set Time Period Targets: Establecer Límites de periodos de formas modales

Mode Number	Target Period	Current Period
1	0.6418	0.6418
2	0.2787	0.2787
3	0.2583	0.2583

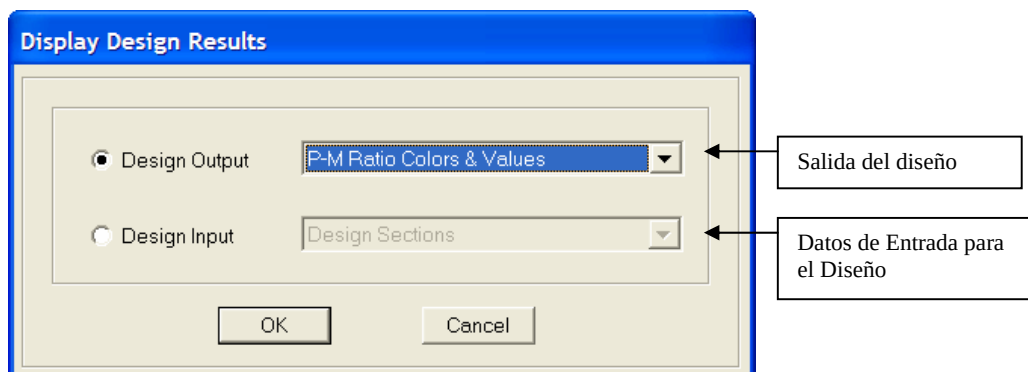
☐ Deactivate Time Period Targets
 OK Cancel

Modos
 Períodos Máximos Por Modos
 Períodos Existentes

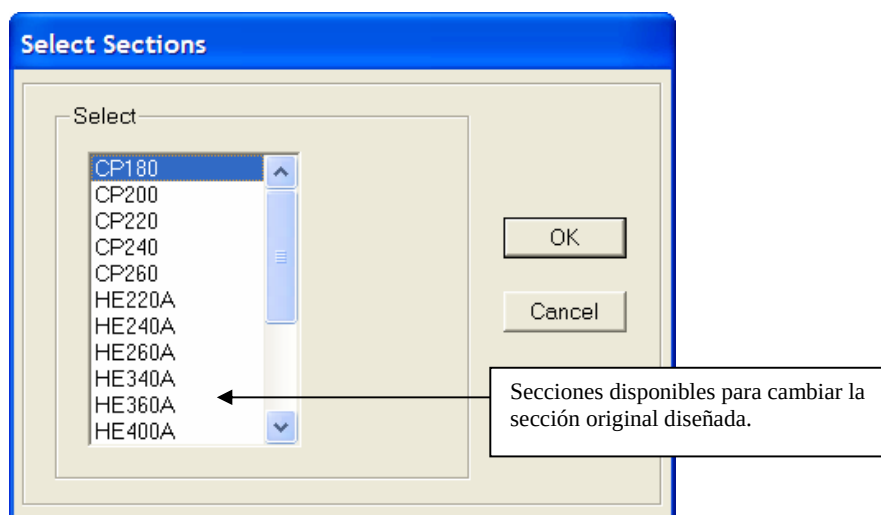
A través de este formulario el programa diseña toda la estructura utilizando un parámetro de autoselección en los diferentes elementos de la misma, considerando los Modos de Vibración previamente establecidos para cada forma modal, y a su vez cumpliendo con los criterios de resistencia y flechas permitidas. Es decir, La estructura queda diseñada para cumplir con la Resistencia requerida, Flechas máximas permitidas y los períodos Máximos Establecidos para cada forma modal.

1.6) Start Design/Check of Structure: Iniciar el Diseño y/o revisar la estructura contemplando los grupos, combinaciones, coeficientes y definiciones particulares realizadas previamente en la misma siguiendo los lineamientos normativos establecidos.

1.7) Display Design Info: Mostrar la información del Diseño de acuerdo a la Norma Aplicada.



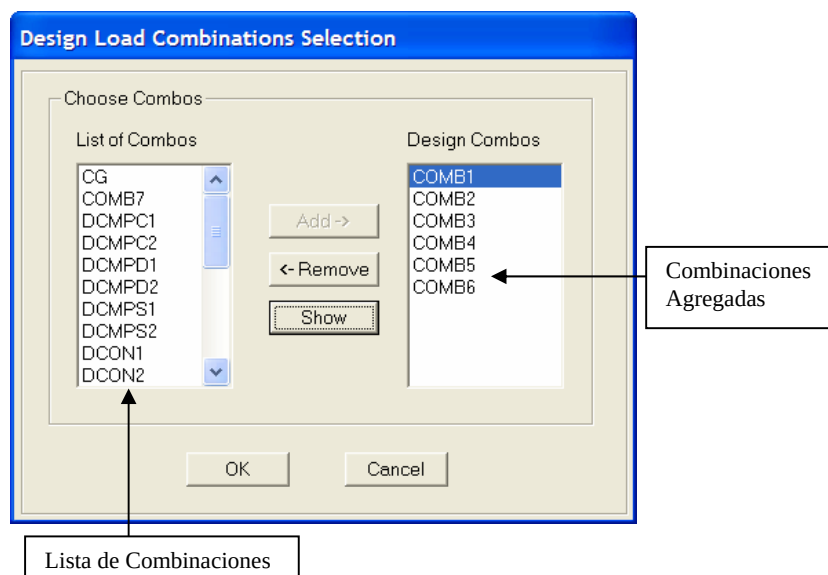
1.8) Change Design Section: Cambiar la sección del Diseño



2) Concrete Frame Design: Diseño de Elementos en Concreto.



2.1) Select Design Combo: Seleccionar Combinaciones para el Diseño.



2.2) View/Revise Overwrites: Ver y/o Redefinir Parámetros de Diseño.

Parameter	Value
Element Section	V30X50
Element Type	Sway Special
Live Load Reduction Factor	1.
Unbraced Length Ratio (Major)	1.
Unbraced Length Ratio (Minor)	1.
Effective Length Factor (K Major)	1.
Effective Length Factor (K Minor)	1.
Moment Coefficient (Cm Major)	1.
Moment Coefficient (Cm Minor)	1.
NonSway Moment Factor(Dns Major)	1.
NonSway Moment Factor(Dns Minor)	1.
Sway Moment Factor(Ds Major)	1.
Sway Moment Factor(Ds Minor)	1.

En Este Formulario se puede especificar o redefinir en la casilla correspondiente, la Sección de diseño, Tipo de Elemento, Factor de reducción de carga viva, Factores de longitud No arriostrada, Factores de longitud efectiva y Coeficientes, tanto para uno o varios elementos de Concreto Armado.

2.3) Start Design/Check of Structure: Iniciar el Diseño y/o revisar la estructura contemplando las combinaciones, coeficientes y definiciones particulares realizadas previamente en la misma siguiendo los lineamientos normativos establecidos.

2.4) Display Design Info: Mostrar la información del Diseño de acuerdo a la Norma Aplicada.

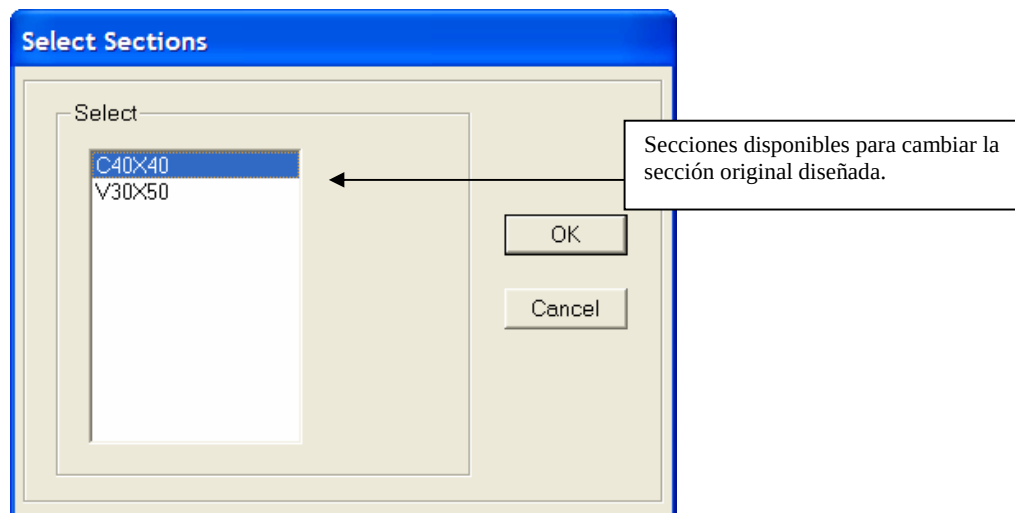
Design Output: Longitudinal Reinforcing

Design Input: Design Sections

Salida del diseño

Datos de Entrada para el Diseño

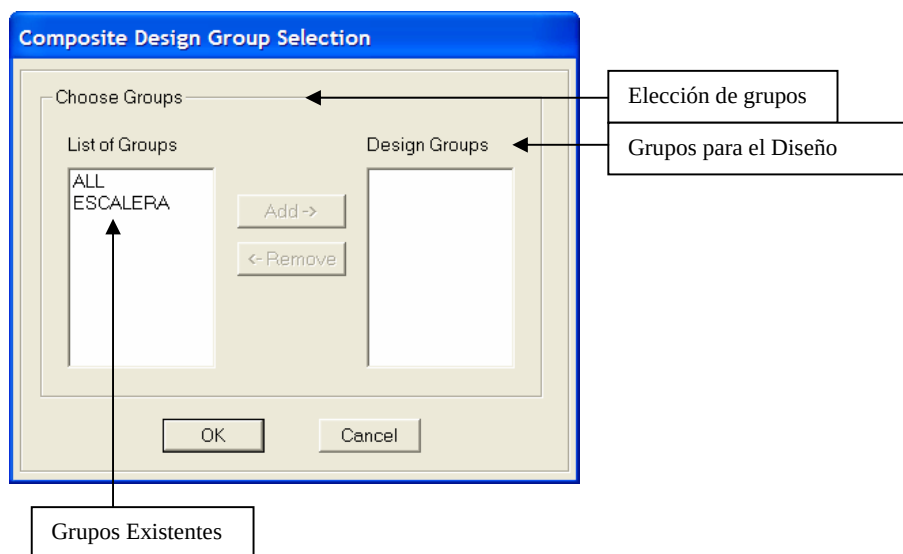
2.5) Change Design Section: Cambiar la sección del Diseño



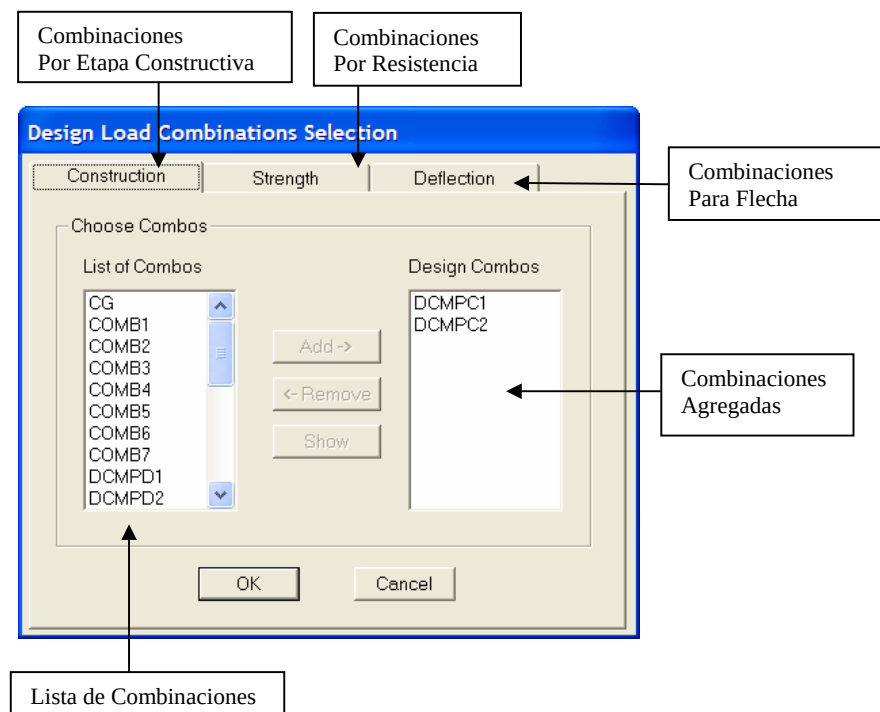
3) Composite Beam Design: Diseño de Vigas Mixtas

Select Design <u>G</u> roup...	←	Seleccionar Grupos de Diseño
Select Design <u>C</u> ombo...	←	Seleccionar Combinaciones de Diseño
View/Revise <u>O</u> verwrites...	←	Ver y/o Redefinir Parámetros de Diseño
 Start Design Using Similarity	←	Comenzar el Diseño con criterios de Uniformidad
Start <u>D</u> esign Without Similarity	←	Comenzar el Diseño sin criterios de uniformidad
<u>I</u> nteractive Composite Beam Design	←	Diseño Interactivo de Vigas Mixtas
Display Design <u>I</u> nfo...	←	Mostrar Información del Diseño
Make <u>A</u> uto Select Section Null...	←	Anular la sección definida por Auto-Selección
<u>C</u> hange Design Section...	←	Cambiar la Sección de Diseño
Reset Design Section to Last Analysis...	←	Borrar las Secciones de Diseño del Ultimo Análisis
<u>V</u> erify Analysis vs Design Section...	←	Verificar la Sección de Análisis Vs Sección de Diseño
Verify all Members <u>P</u> assed...	←	Verificar Todos los elementos que Satisfacen
Reset All Composite Beam <u>O</u> verwrites...	←	Borrar definiciones de los parámetros en Vigas Mixtas
Delete Composite Beam Design <u>R</u> esults...	←	Borrar los resultados del Diseño de Vigas Mixtas

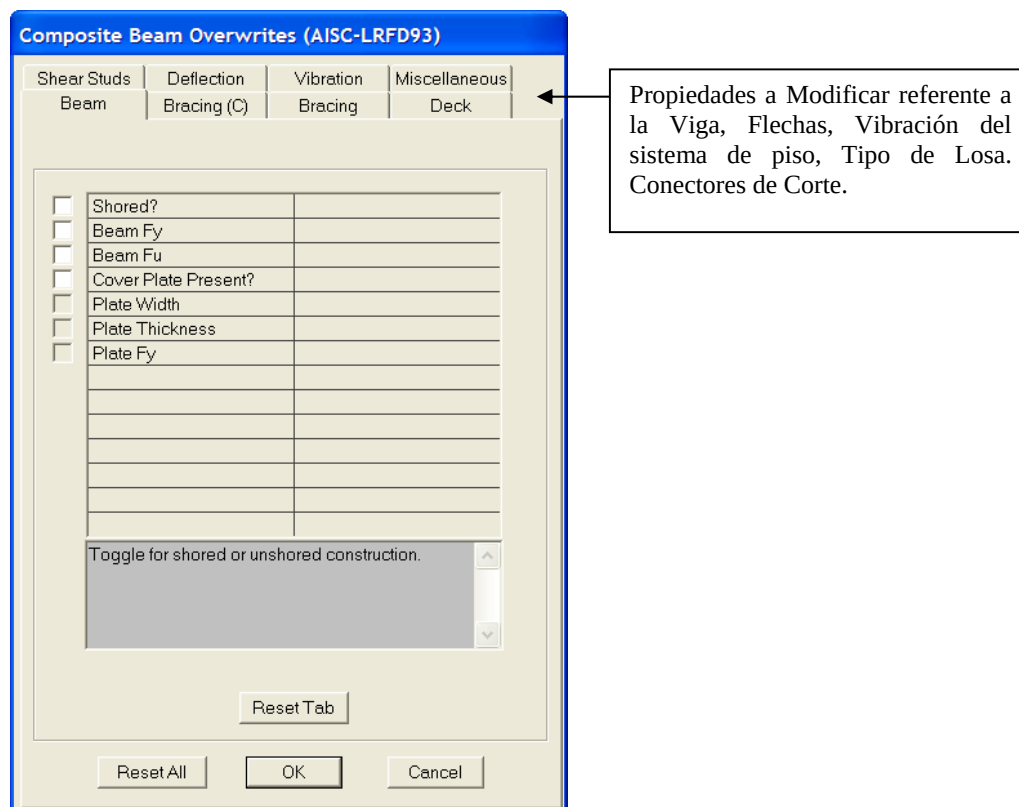
3.1) Select Design Group: Seleccionar grupos de Diseño



3.2) Select Design Group: Seleccionar grupos de Diseño



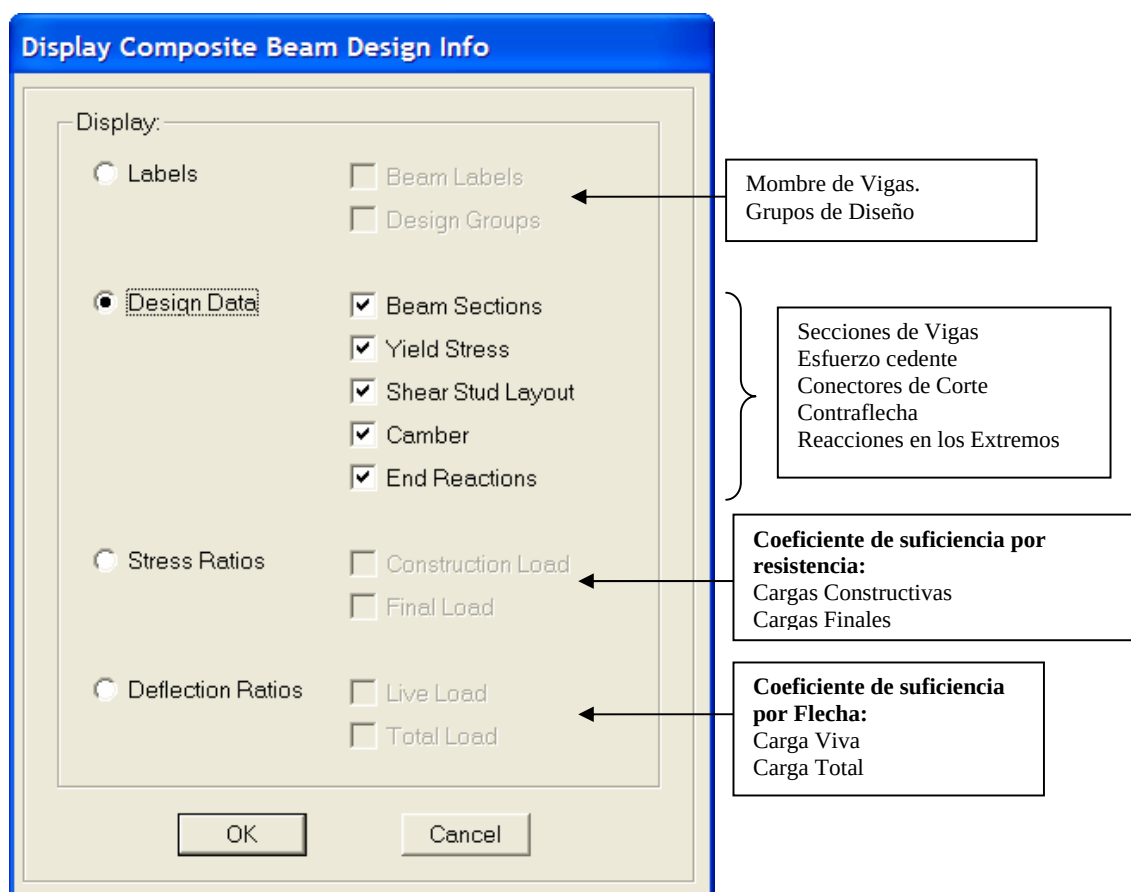
3.3) View/Revise Overwrites: Ver y/o Redefinir Parámetros de Diseño.



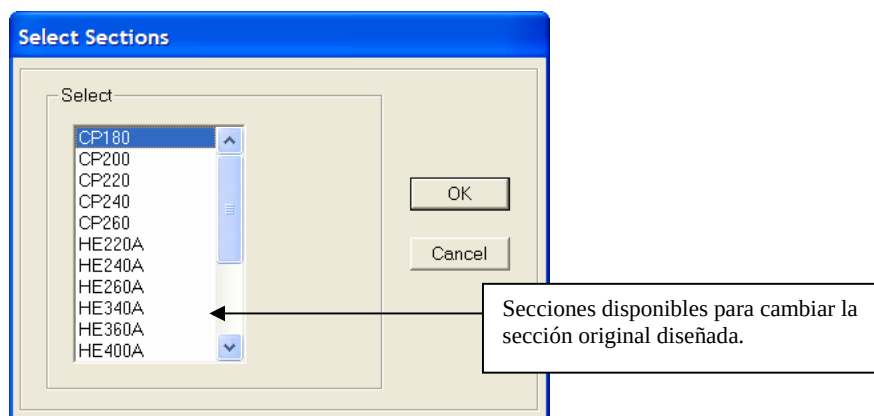
3.4) Start Design Usign Similarity: Comenzar el Diseño con criterios de Uniformidad

3.5) Start Design Without Similarity: Comenzar el Diseño sin criterios de Uniformidad

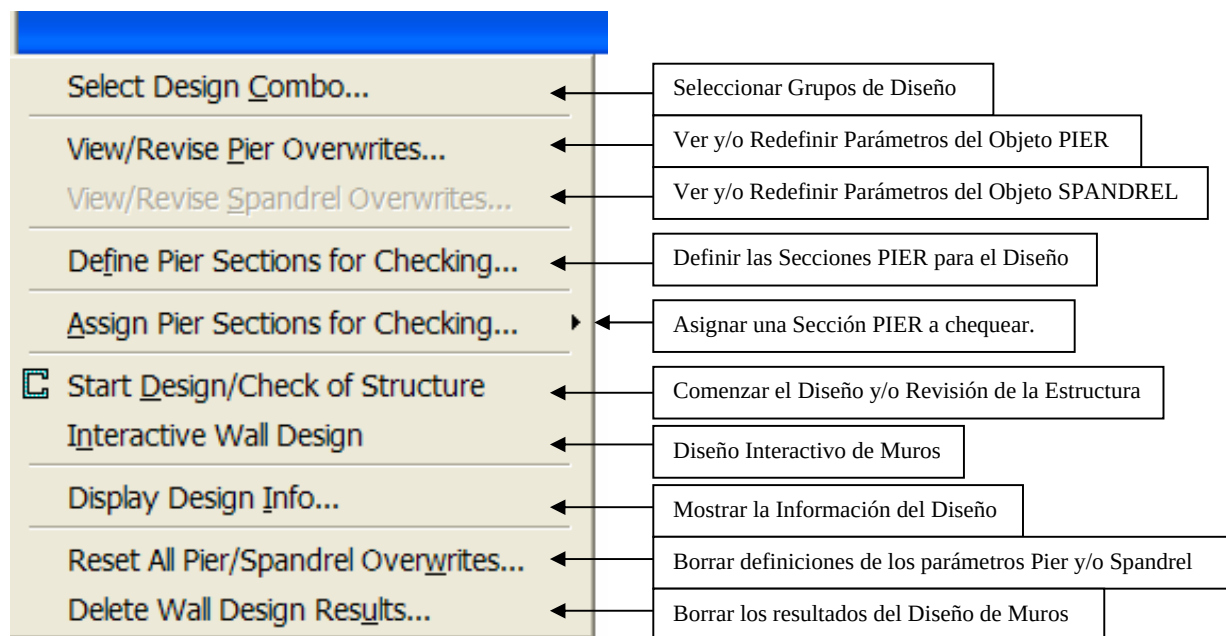
3.6) Display Design Info: Mostrar Información del Diseño.



3.7) Change Design Section: Cambiar la sección del Diseño para Vigas mixtas



4) Shear Wall Design: Diseño de Muros de Corte.



Notas Importantes

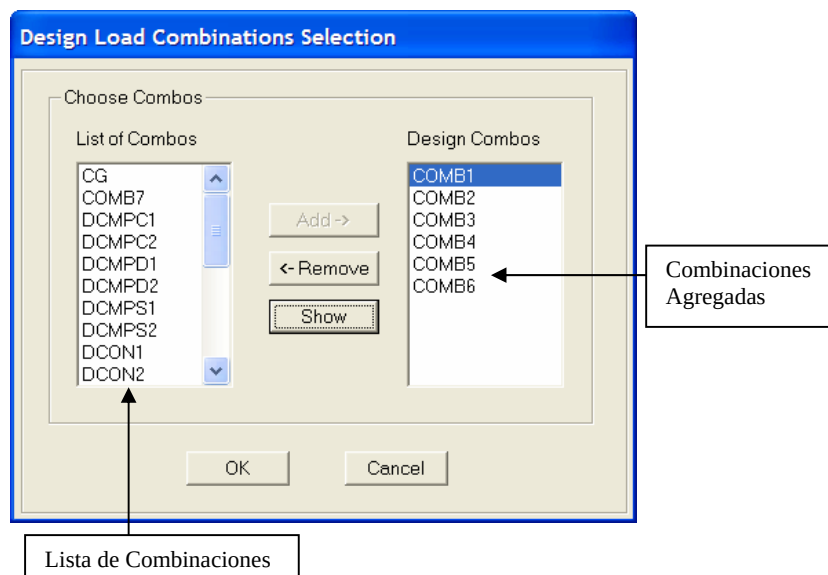
Las fuerzas en muros pier resultan en la parte superior y inferior de los elementos del muro pier. También, el diseño de muros pier es solamente realizado en estaciones ubicadas en la parte superior y inferior de los elementos del muro pier.

El diseño de muros pier es realizado en la parte superior y inferior de cada pier.

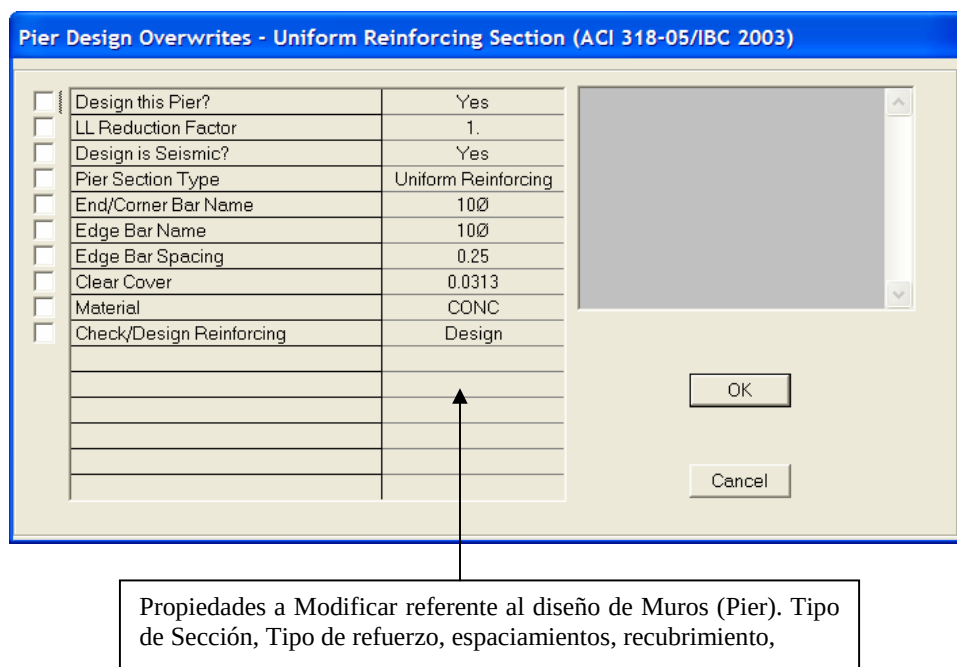
Las fuerzas en muros spandrel son expuestas en los extremos izquierdo y derecho de los elementos de muros spandrel, también, el diseño de muros spandrel es solamente realizado en estaciones ubicadas en los extremos izquierdo y derecho de elementos de muro spandrel.

El diseño de muros spandrel es realizado en el lado izquierdo y derecho de cada spandrel.

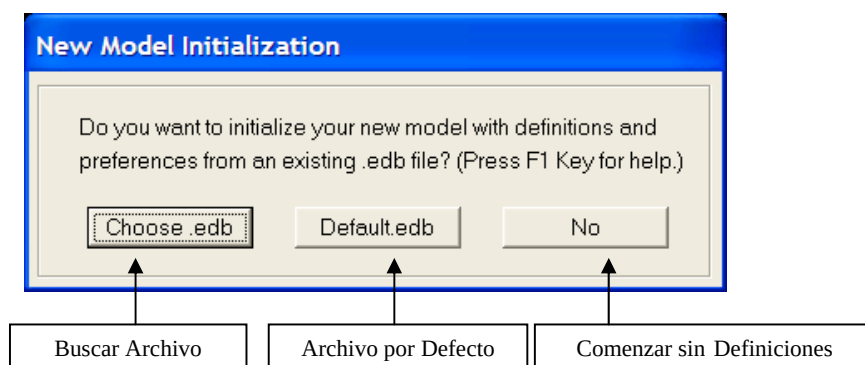
4.1) Select Design Combo: Seleccionar Combinaciones para el Diseño.



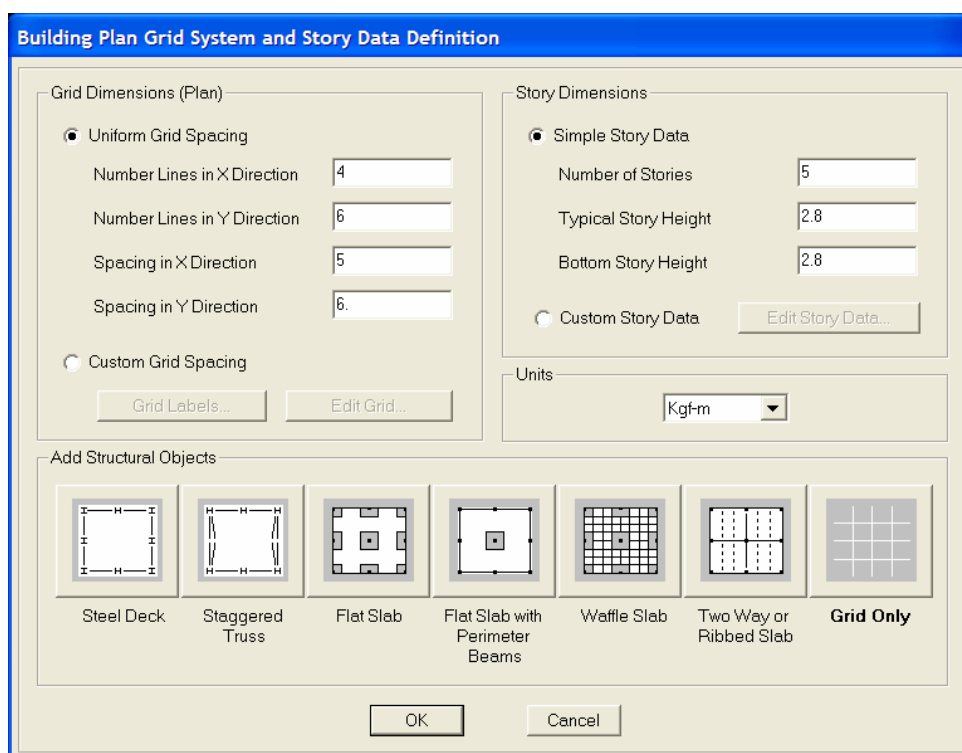
4.2) View/Revise Overwrite: Ver y/o Redefinir parámetros de Diseño.



3) Al Escoger la opción “New Model” se nos presenta un formulario donde se puede decidir comenzar el Modelo con las definiciones y/o preferencias de algún archivo existente, o bien, iniciar el modelo sin ningún tipo de definiciones preestablecidas. En Nuestro caso a modo de ejemplo, utilizaremos la opción “No”, es decir, sin parámetros iniciales.



4) Luego, se nos presenta un formulario para definir Número de Ejes, distancia entre Ejes, Pisos, Altura de Entrepisos y el tipo de estructura predeterminada a utilizar para generar el modelo. En Nuestro utilizaremos “Grid Only” a fin de mostrar el ejemplo paso a paso.



4) Posteriormente, haciendo clic en el botón “**Custom Story Data**” editamos la etiqueta de cada uno de los pisos y definimos los pisos principales (Master Story)

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
6	PISO5	2.8	14.	No	PISO4	No	0.
5	PISO4	2.8	11.2	Yes		No	0.
4	PISO3	2.8	8.4	No	PISO 1	No	0.
3	PISO2	2.8	5.6	No	PISO 1	No	0.
2	PISO 1	2.8	2.8	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

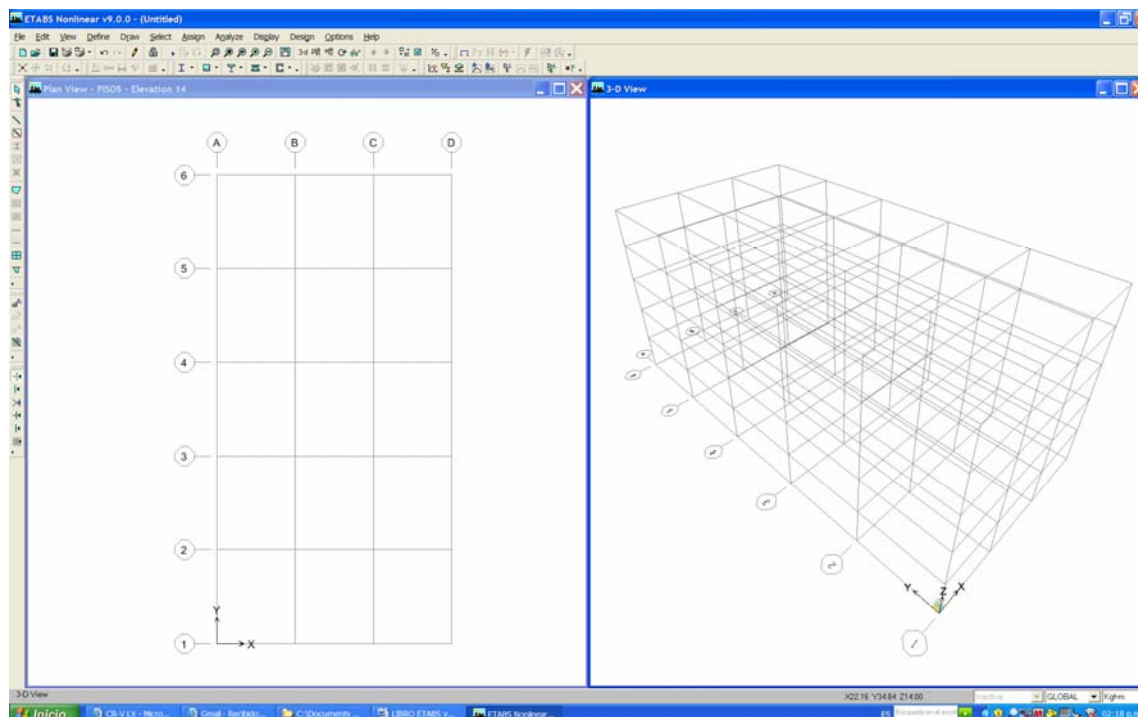
Height	2.8	<button>Reset</button>
Master Story	No	<button>Reset</button>
Similar To	NONE ▼	<button>Reset</button>
Splice Point	No ▼	<button>Reset</button>
Splice Height	0	<button>Reset</button>

Units

Change Units ▼

OK
Cancel

5) Una vez finalizada la configuración geométrica antes realizada, se escoge la opción “Grid Only” obteniéndose en pantalla la definición de ejes y pisos en las dos ventanas activas verticalmente.



6) Guardamos el Modelo. . . siguiendo la ruta (**File / Save as / Ejemplo 1**)

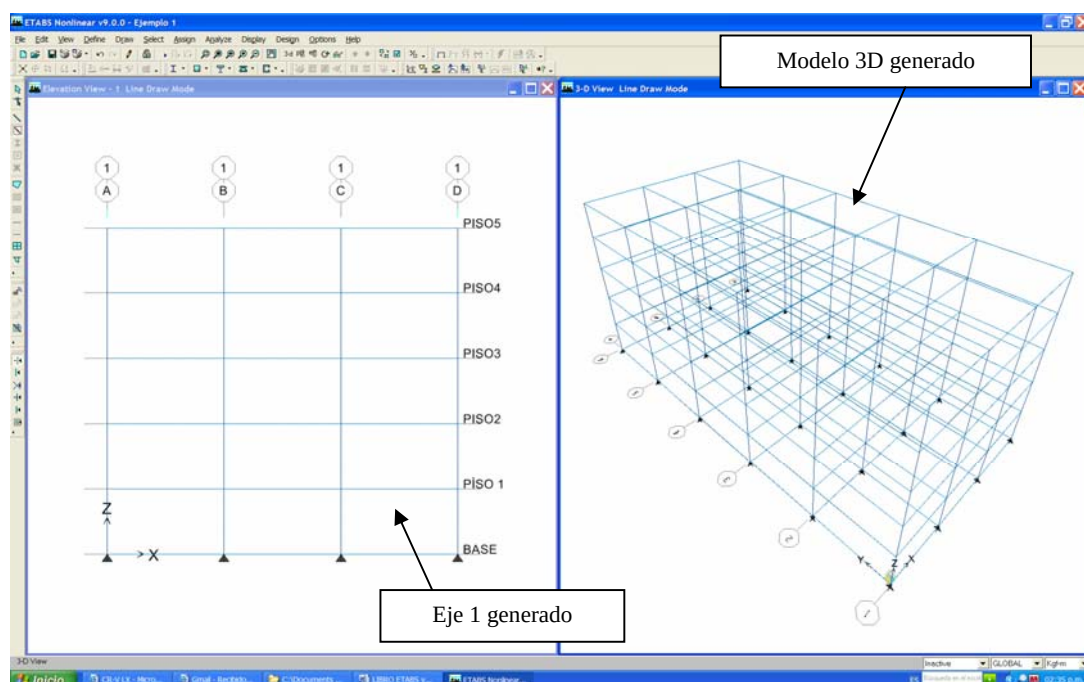
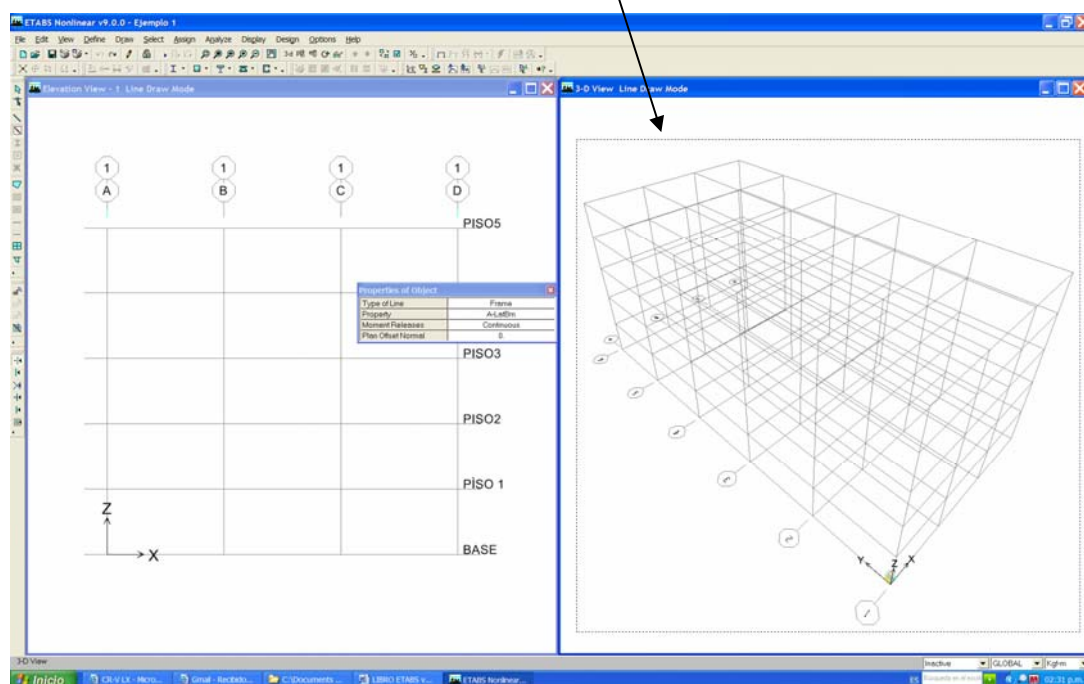
7) Procedemos a dibujar los objetos Lineales (Vigas, Columnas, Arriostramientos) que conforman el Modelo.

8) Todos los objetos Lineales pertenecientes a los ejes principales pueden dibujarse simultáneamente siguiendo la ruta:

(Draw / Draw Lines Objects /Create Lines in región or at clicks)

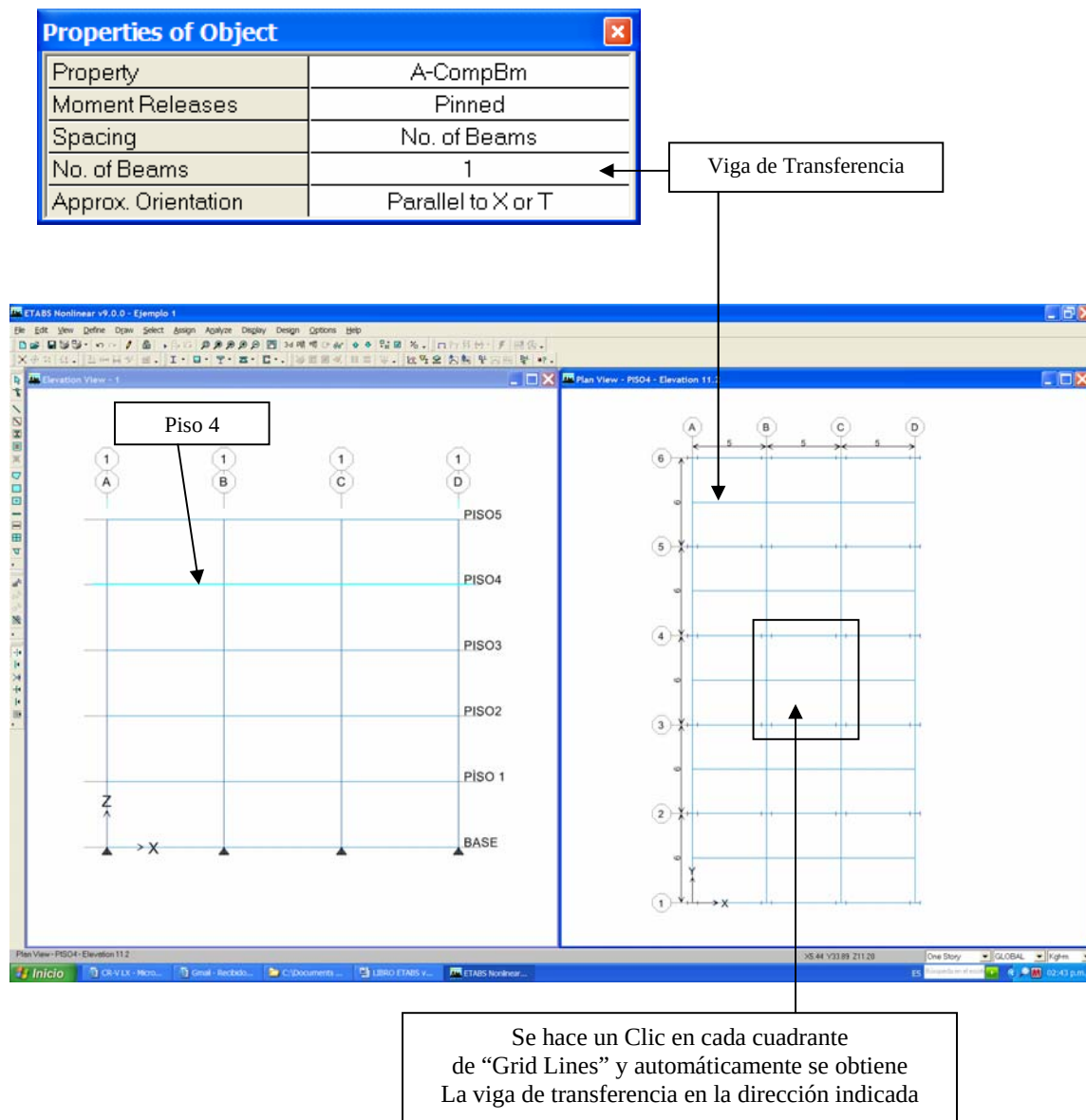
Al escoger esta opción se encierra utilizando el Mouse toda la estructura y se generan cada uno de los elementos.

Debe generarse un cuadro donde la estructura quede encerrada



9) Nos ubicamos en el piso 4 y dibujamos las vigas secundarias.

(Draw / Draw Lines Objects / Create Secondary Beams in región or at clicks)



10) Ahora, procedemos de igual forma con las correas.

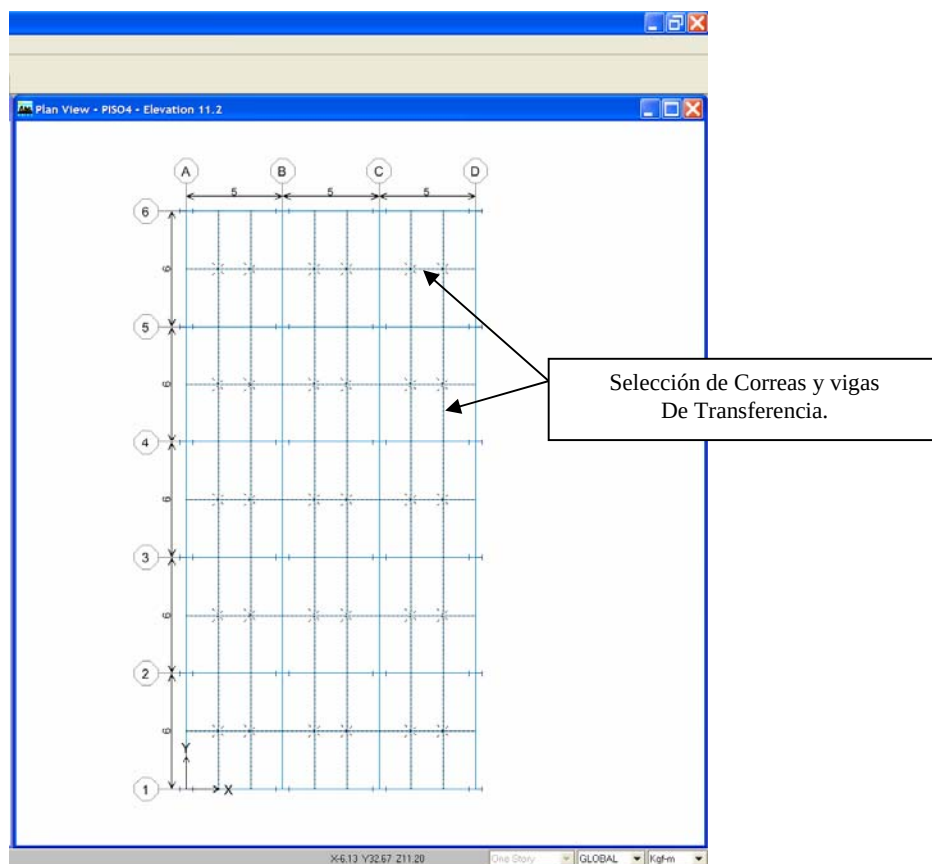
Properties of Object

Property	A-CompBm
Moment Releases	Pinned
Spacing	No. of Beams
No. of Beams	2
Approx. Orientation	Parallel to Y or R

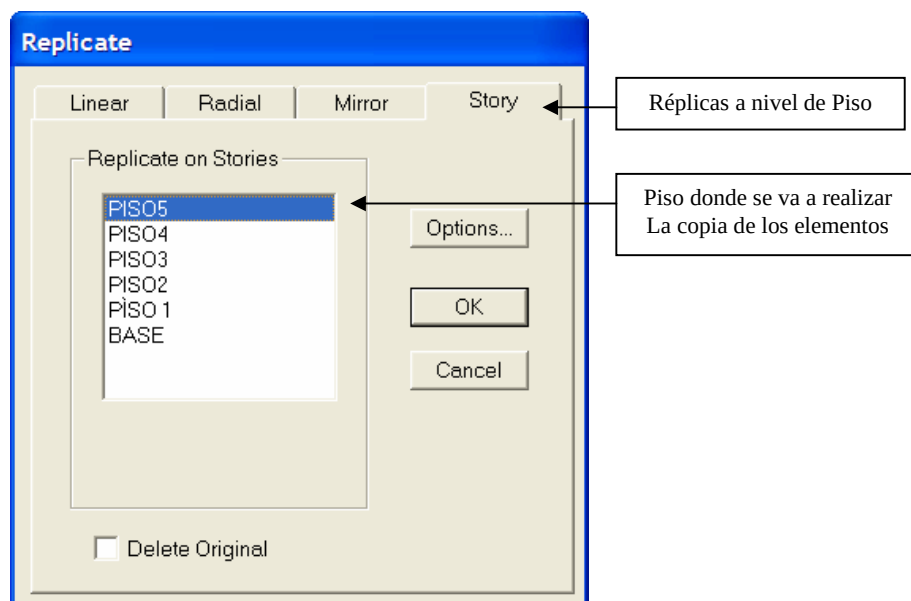
Número de Correas

Se hace un Clic en cada cuadrante de "Grid Lines" y automáticamente se obtienen las correas en la dirección indicada

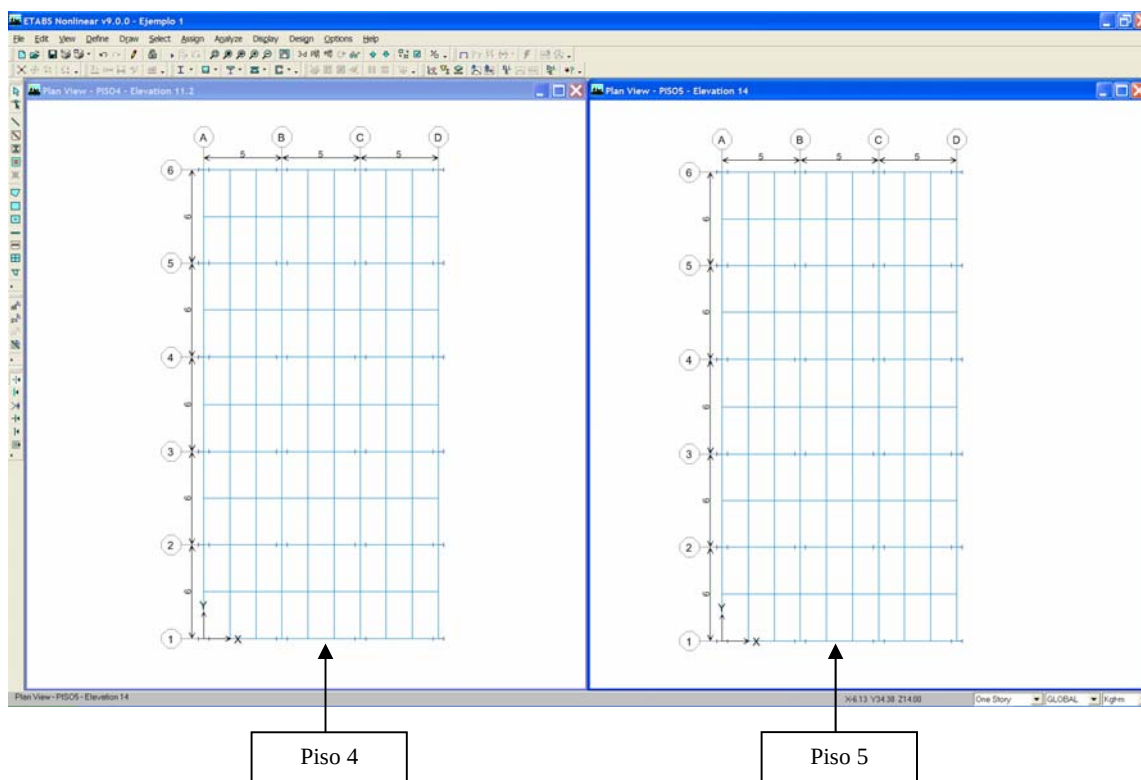
11) Seleccionamos las Vigas de transferencia y las correas ya ubicadas en el Piso 4



12) Una vez seleccionadas se sigue la ruta:
(Edit / Replicate)



A continuación se muestra la disposición de vigas de transferencia y correas en los pisos 4 y 5, una vez realizada la réplica correspondiente.

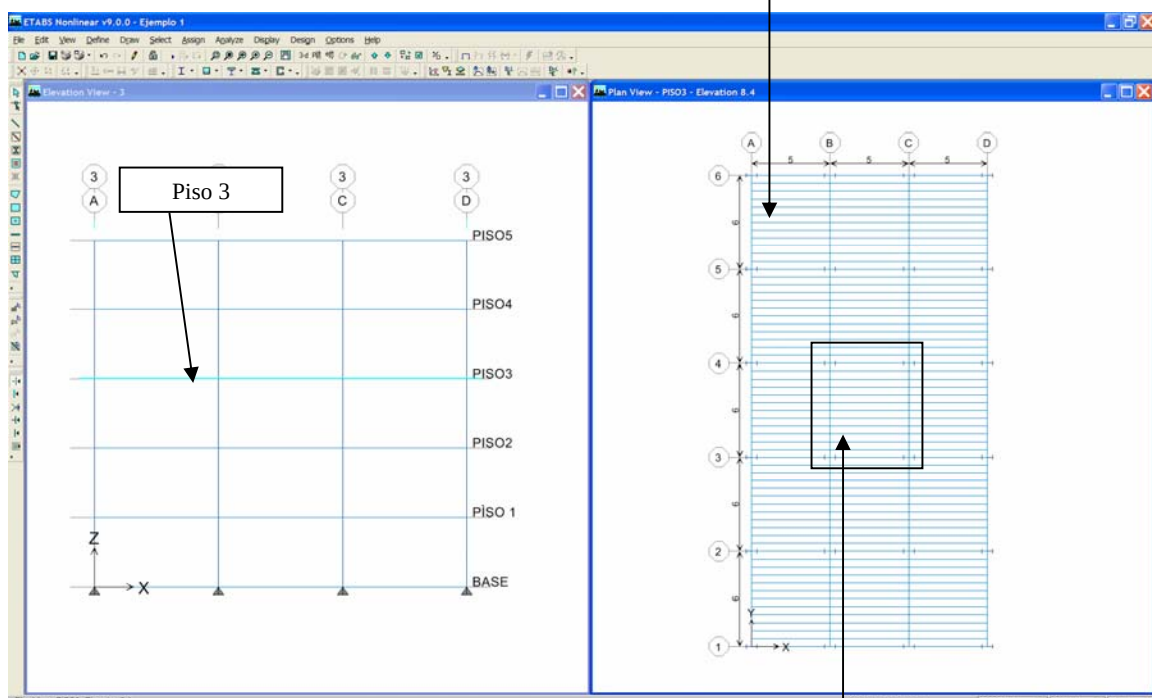


13) Nos ubicamos en el piso 3 y dibujamos los nervios para idealizar la Losa nervada.

(Draw / Draw Lines Objects / Create Secondary Beams in region or at clicks)

Properties of Object	
Property	A-CompBm
Moment Releases	Continuous
Spacing	No. of Beams
No. of Beams	11
Approx. Orientation	Parallel to X or T

Nervios T



Se hace un Click en cada cuadrante de "Grid Lines" y automáticamente se obtienen los Nervios "T" en la dirección indicada

14) Procedemos a colocar los arriostramientos concéntricos en los Ejes 1 y 6, siguiendo la Ruta: (**Draw / Draw Lines Objects / Create Braces in región or at clicks**)

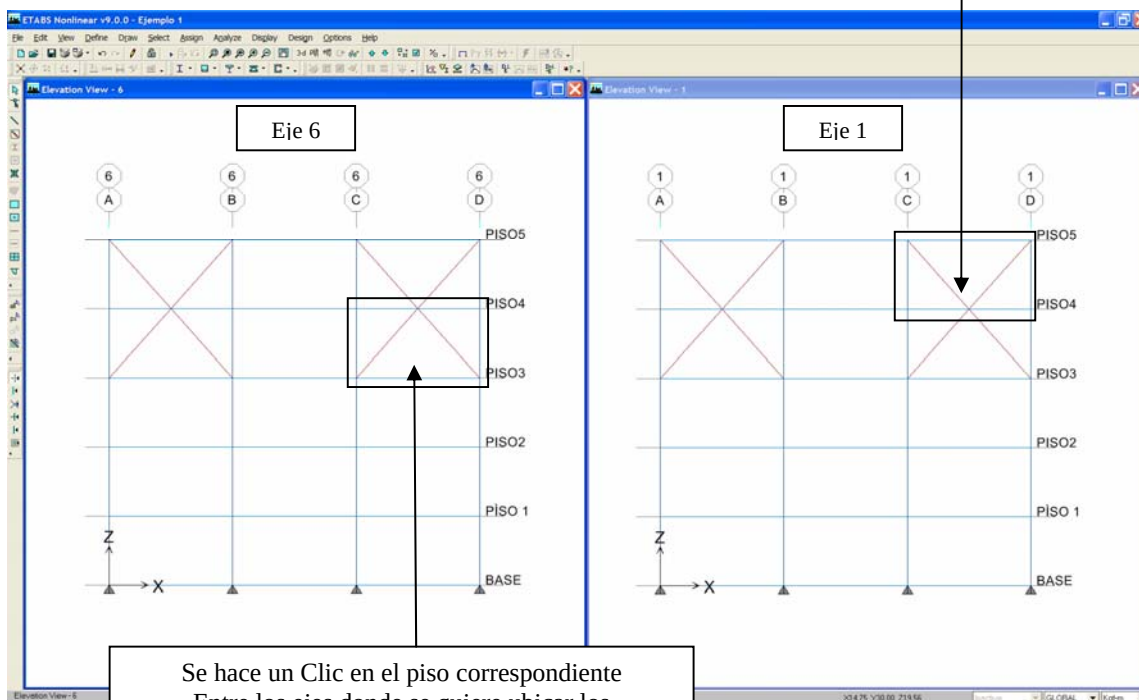
Properties of Object	
Property	A-LatCol
Moment Releases	Pinned
Bracing	Inverted V
Center Eccen.	0.
Left Eccen.	0.
Right Eccen.	0.

Tipo V Invertida

Properties of Object	
Property	A-LatCol
Moment Releases	Pinned
Bracing	V
Center	0.
Left	0.
Right	0.

Tipo V Simple

Se hace un Clic en el piso correspondiente
Entre los ejes donde se quiere ubicar los
arriostramientos Tipo V Simple.

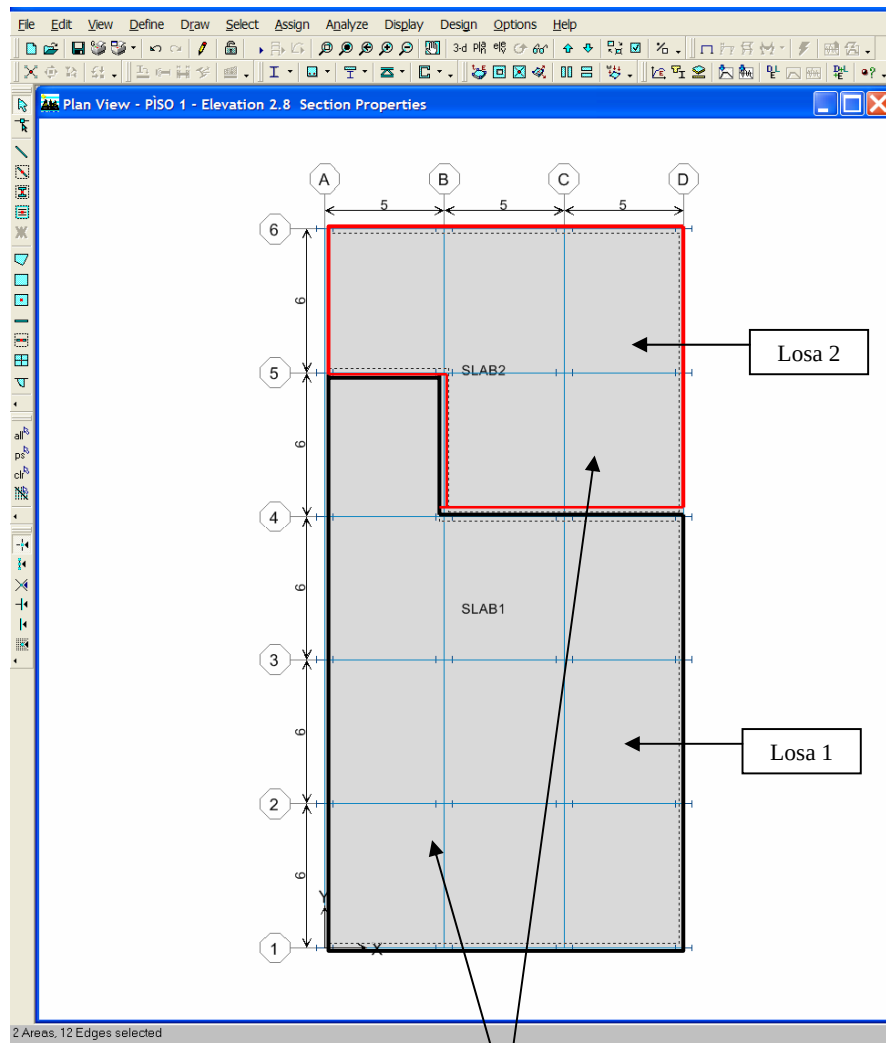


Se hace un Clic en el piso correspondiente
Entre los ejes donde se quiere ubicar los
arriostramientos Tipo V Invertida

15) Una vez modelados los objetos lineales procedemos a modelar las losas de cada uno de los entresijos, tomando en cuenta el cambio de uso que se tiene por zona.

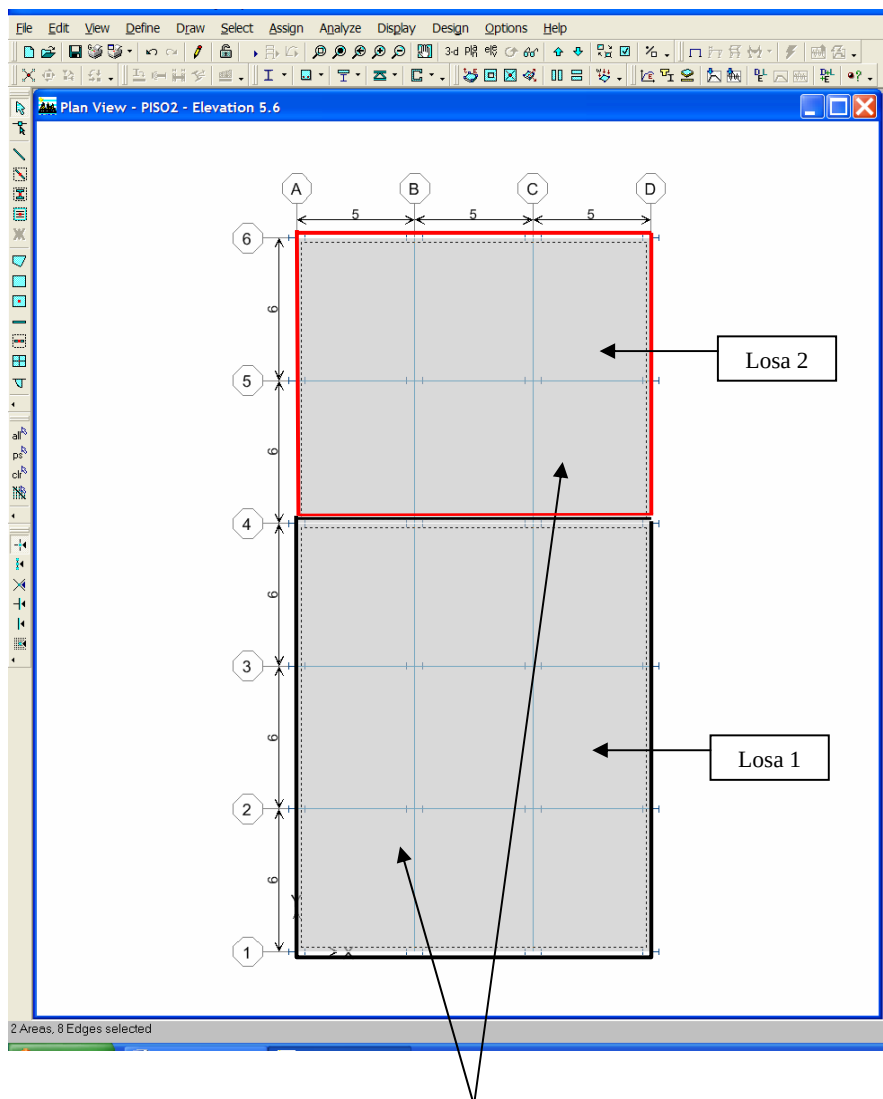
(Draw / Draw Area Objects / Draw Area)

Entrepiso Nivel 1



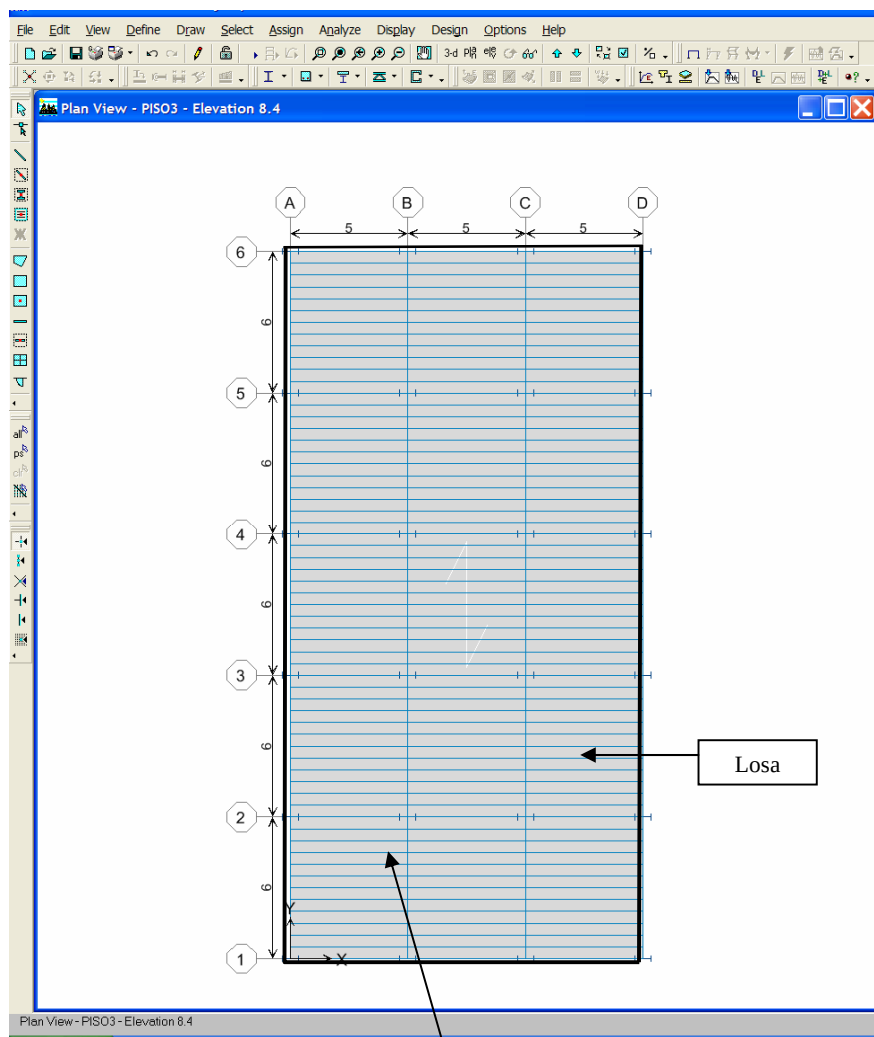
Se modelan las losas marcando el perímetro correspondiente para cada una, es decir, haciendo clic en los puntos límites de las mismas.

Entrepiso Nivel 2



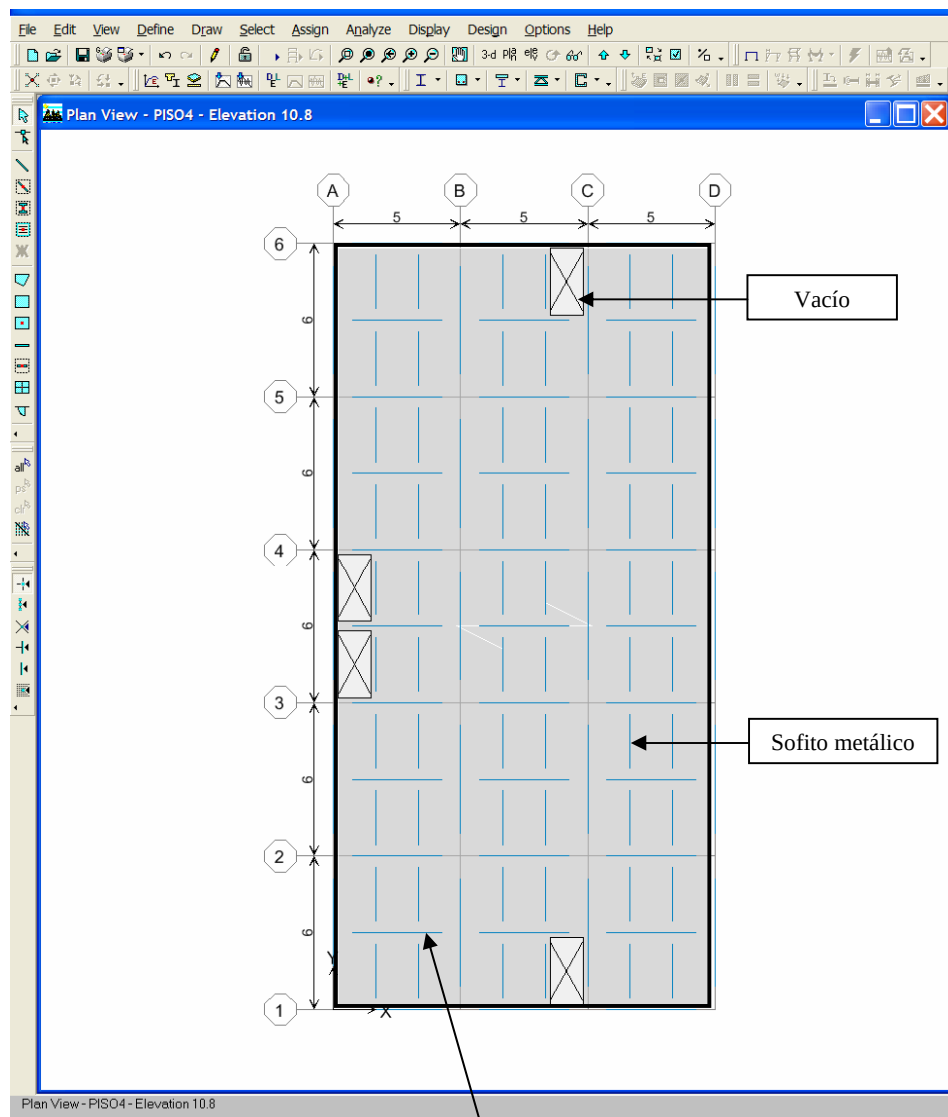
Se modelan las losas marcando el perímetro correspondiente para cada una, es decir, haciendo clic en los puntos límites de las mismas.

Entrepiso Nivel 3

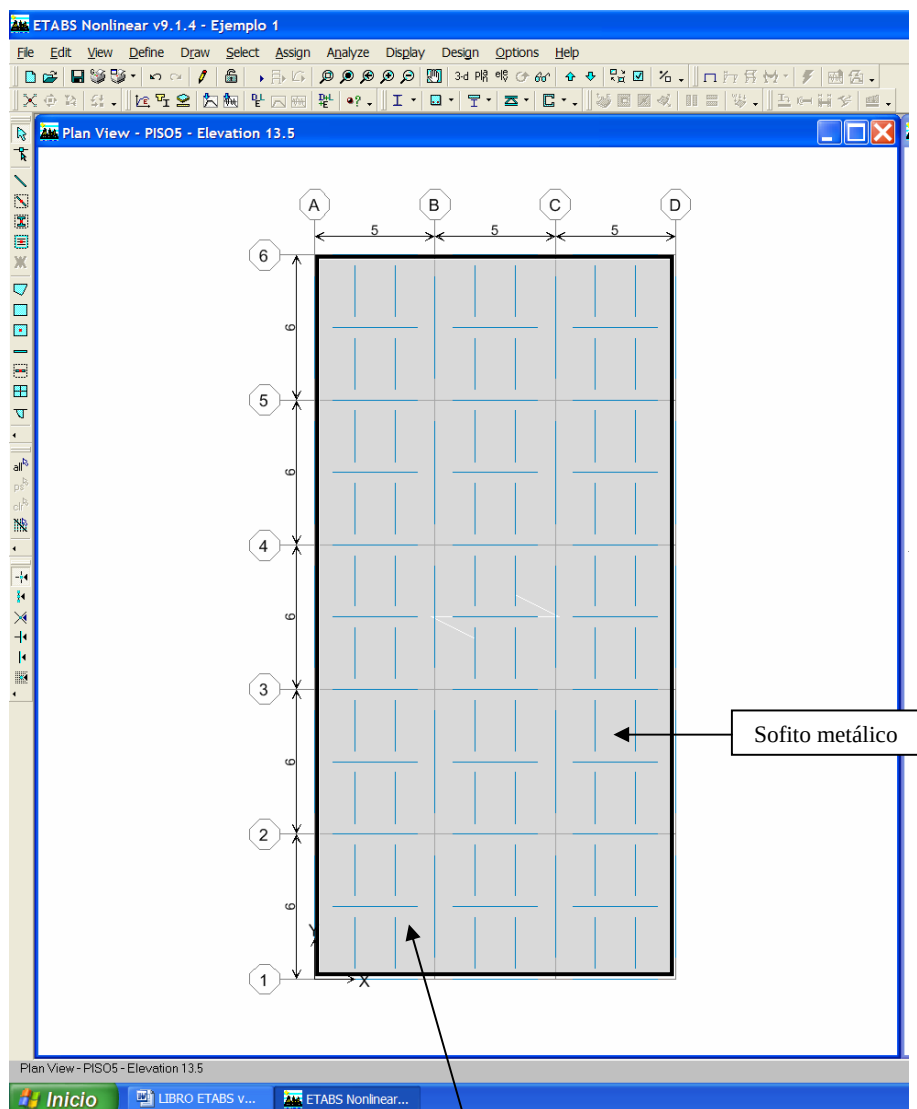


Se modelan las losas marcando el perímetro correspondiente para cada una, es decir, haciendo clic en los puntos límites de las mismas.

Entrepiso Nivel 4



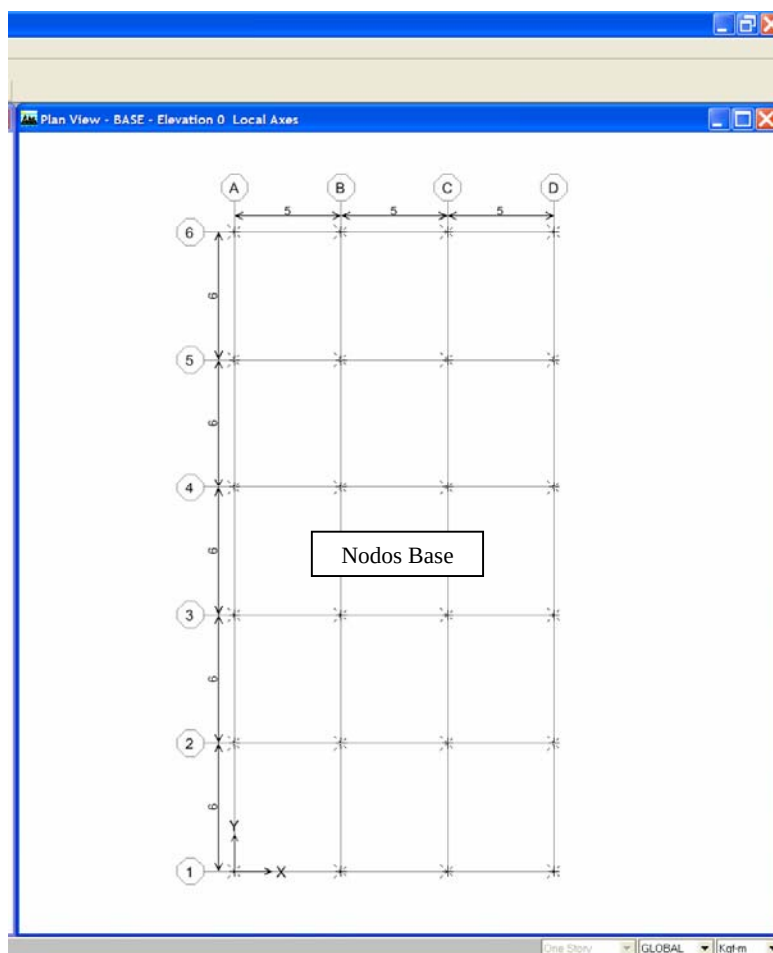
Entrepiso Nivel 5



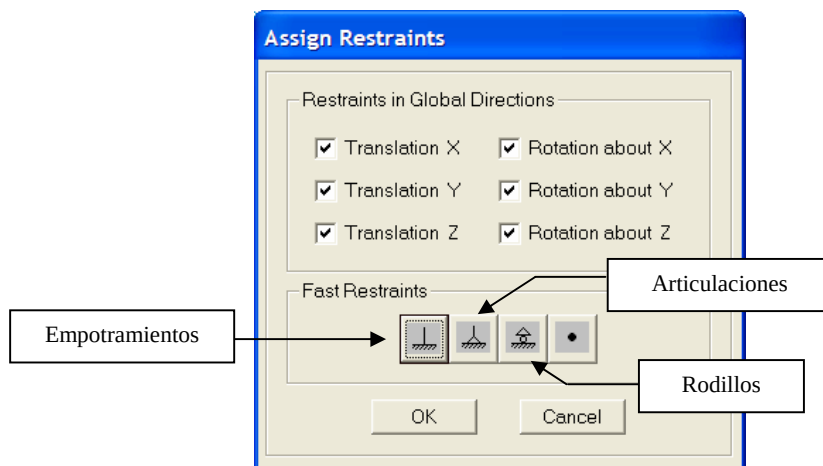
Se modela el sofito metálico marcando el perímetro correspondiente, es decir, haciendo clic en los puntos límites del mismo.

16) Disponer de Vínculos tipo Arriostramiento en los Nodos Base.

16.1) Seleccionamos los Nodos Base.

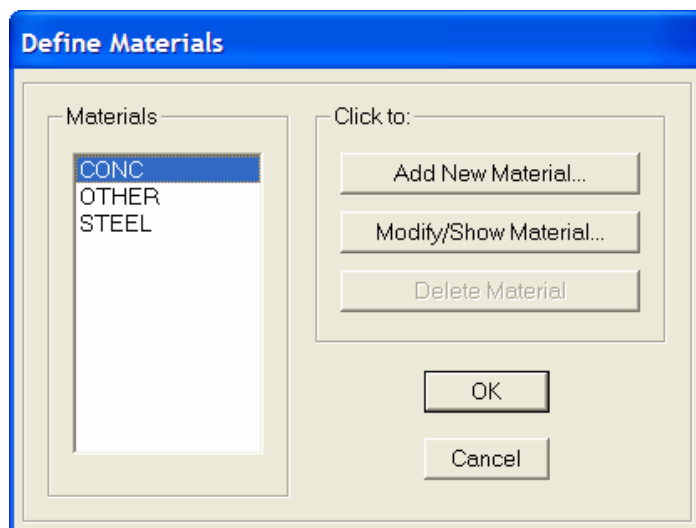


16.2) Luego, seguimos la Ruta: **Assign / Joint/Point / Restraints (Supports)**

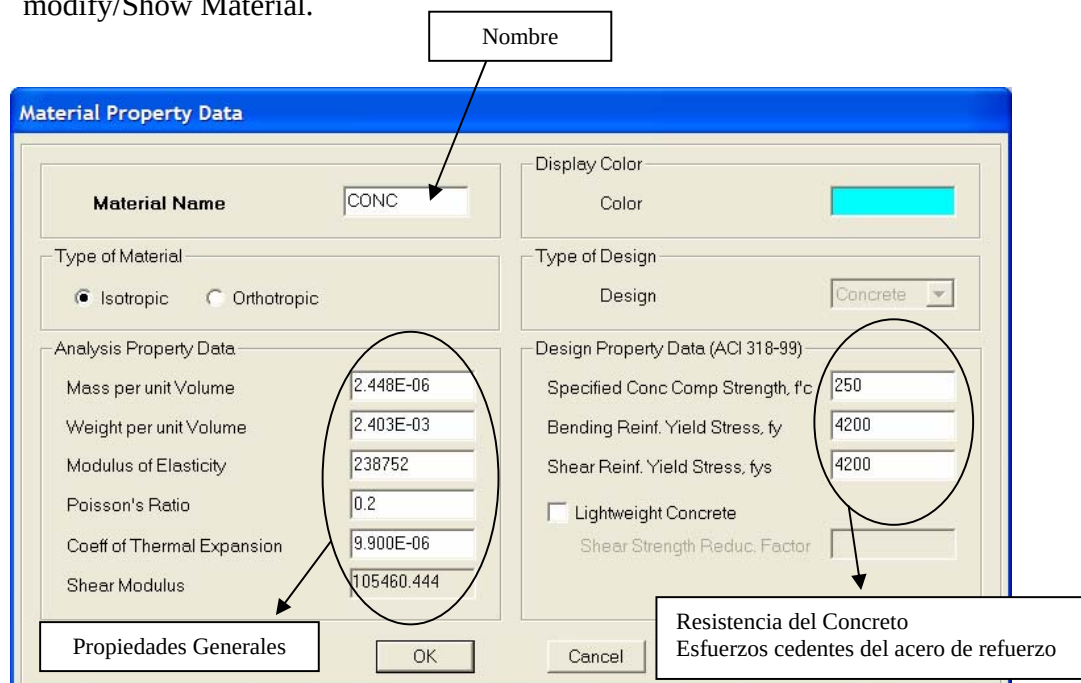


17) Definimos Los Materiales a utilizar en el Proyecto.

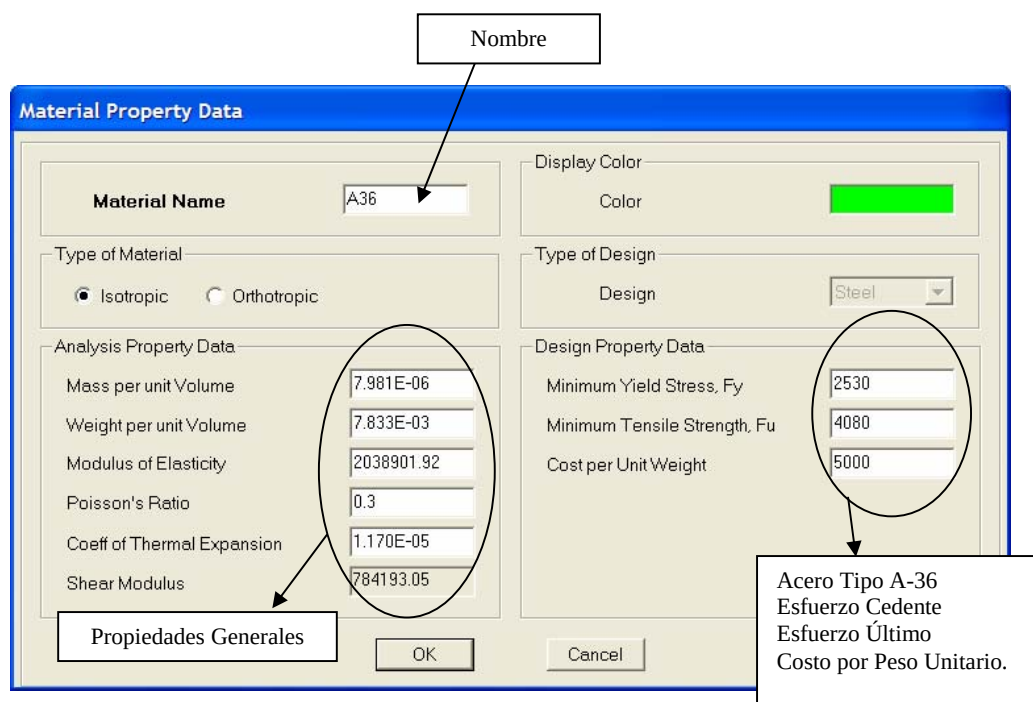
Ruta: (Define / Material Properties)



17.1) Definimos la calidad del Concreto y el esfuerzo cedente del acero de Refuerzo longitudinal y transversal. Seleccionamos CONC y elegimos la opción modify/Show Material.



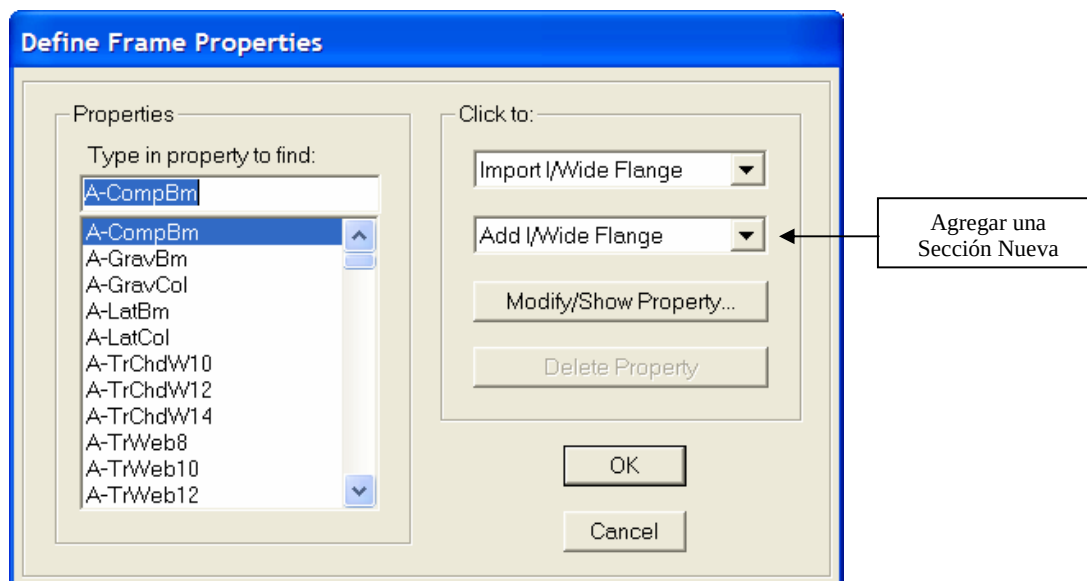
17.2) Definimos la Calidad del Acero Estructural. Seleccionamos STEEL y elegimos la opción modify/Show Material.



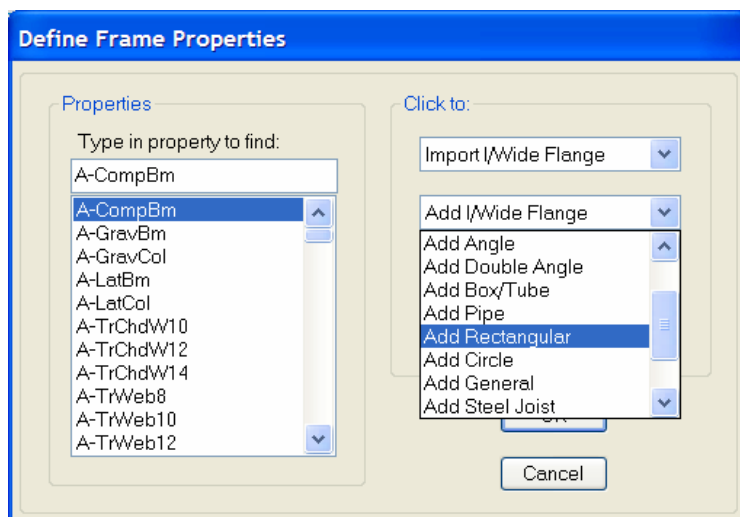
18) Definimos las secciones y perfiles a Utilizar en la Estructura.

Nota: Para ello elegimos las unidades en cms ubicadas en la parte inferior derecha

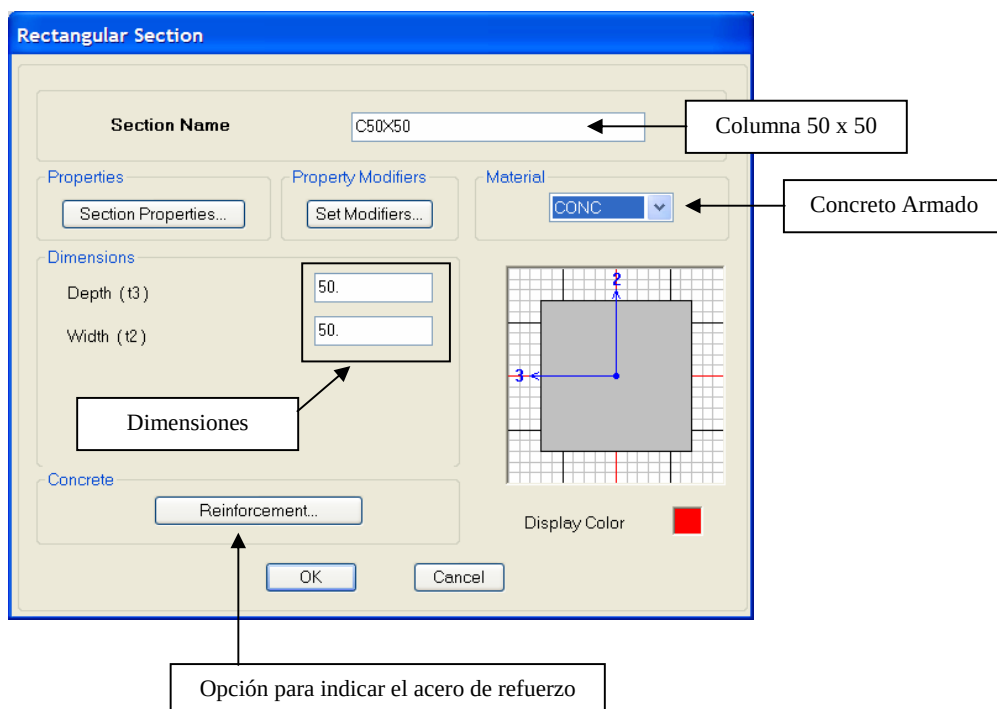
Ruta: (Define / Frame Sections)



A fin de definir las secciones de columnas, nervios y vigas de concreto armado, utilizamos la opción “**Add Rectangular**”



18.1) Generamos la sección de columna de concreto armado C50x50



Al seleccionar la opción “**Reinforcement...**”, se tiene lo siguiente:

The **Reinforcement Data** dialog box is shown with the following settings and annotations:

- Design Type:** ☒ Column (Annotated: Diseño Tipo: Columna)
- Configuration of Reinforcement:** ☒ Rectangular (Annotated: Configuración del Refuerzo: Rectangular)
- Lateral Reinforcement:** ☒ Ties (Annotated: Tipo de refuerzo lateral: Ligaduras)
- Rectangular Reinforcement:**
 - Cover to Rebar Center: 5 (Annotated: Recubrimiento)
 - Number of Bars in 3-dir: 5
 - Number of Bars in 2-dir: 5 (Annotated: Número de barras en las dos direcciones)
 - Bar Size: #6 (Annotated: Designación de barras en la cara y en las esquinas)
 - Corner Bar Size: #6
- Check/Design:** ☒ Reinforcement to be Checked (Annotated: Especificamos que la sección va a ser chequeada y no diseñada)

Buttons: OK, Cancel

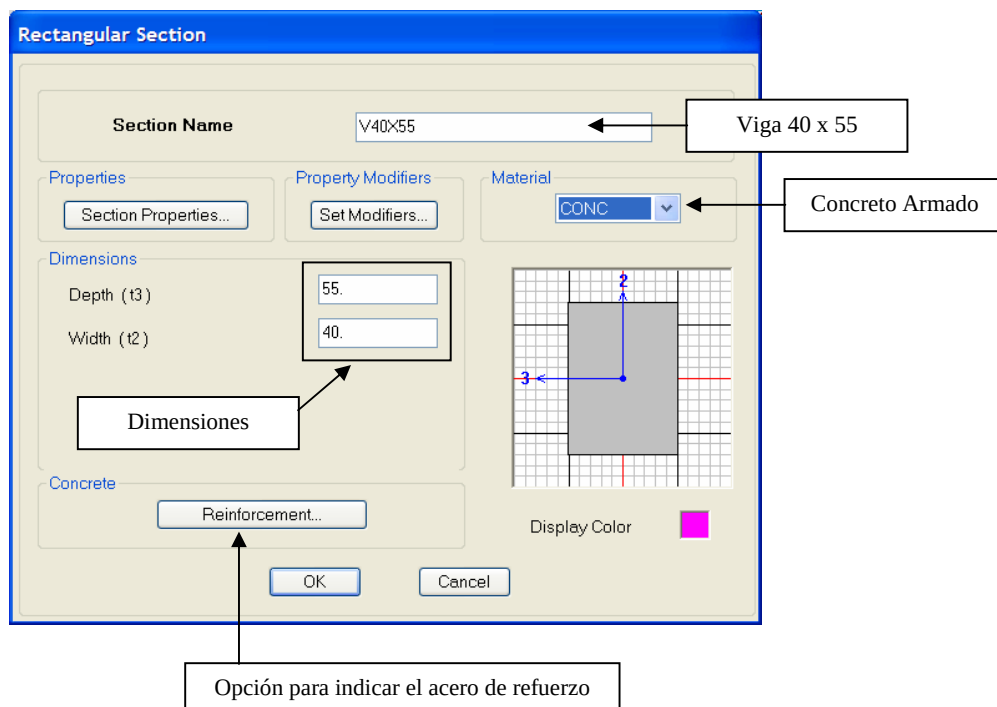
The **Rectangular Section** dialog box is shown with the following settings and an annotation:

- Section Name:** C50X50
- Properties:** Section Properties...
- Property Modifiers:** Set Modifiers...
- Material:** CONC
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 50.
 - Width (t2): 50.
- Concrete:** Reinforcement...
- Display Color:** [Red Square]

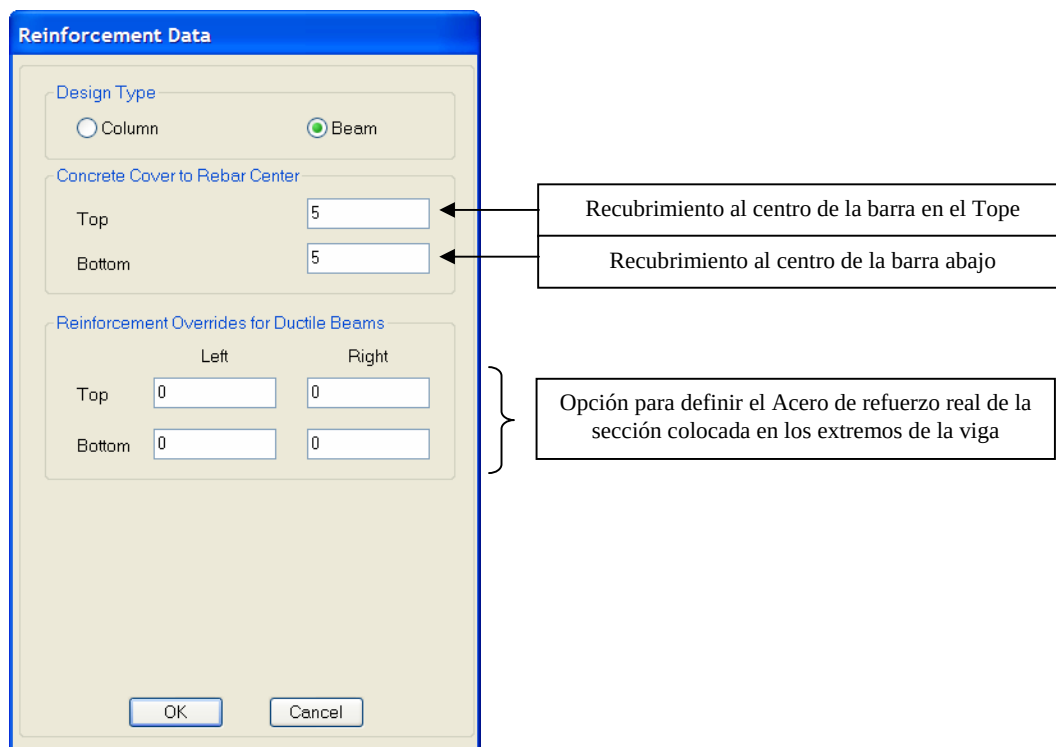
An annotation points to the reinforcement grid: Vista de la sección reforzada de concreto

Buttons: OK, Cancel

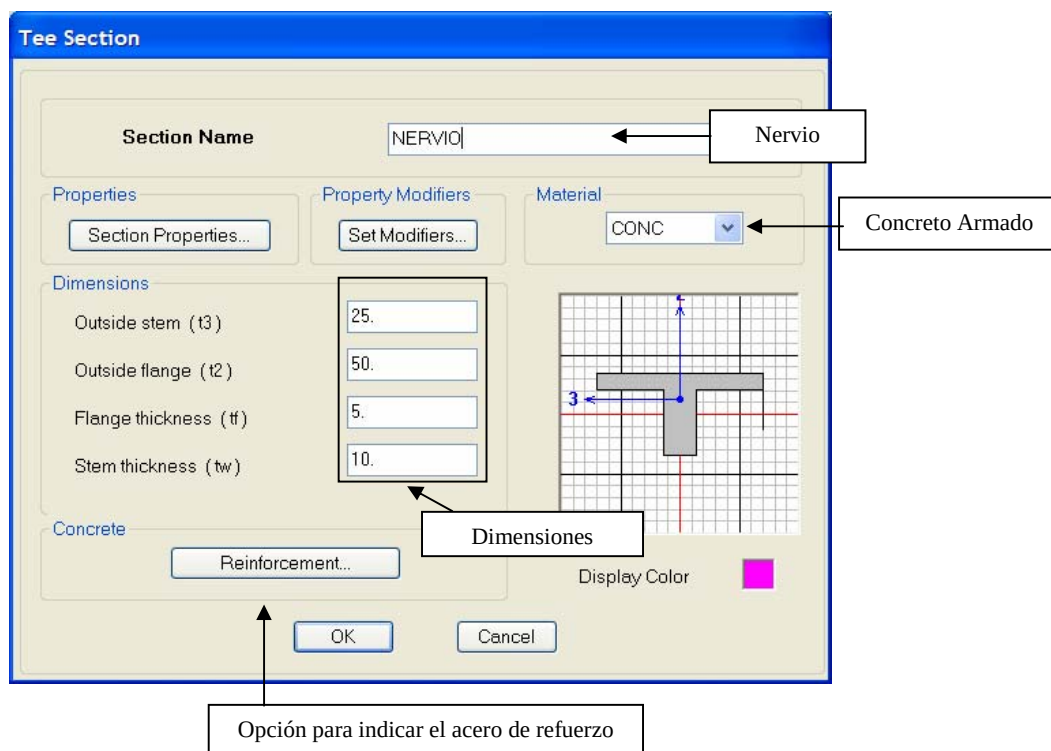
18.2) Generamos la sección de viga de concreto armado V40x55



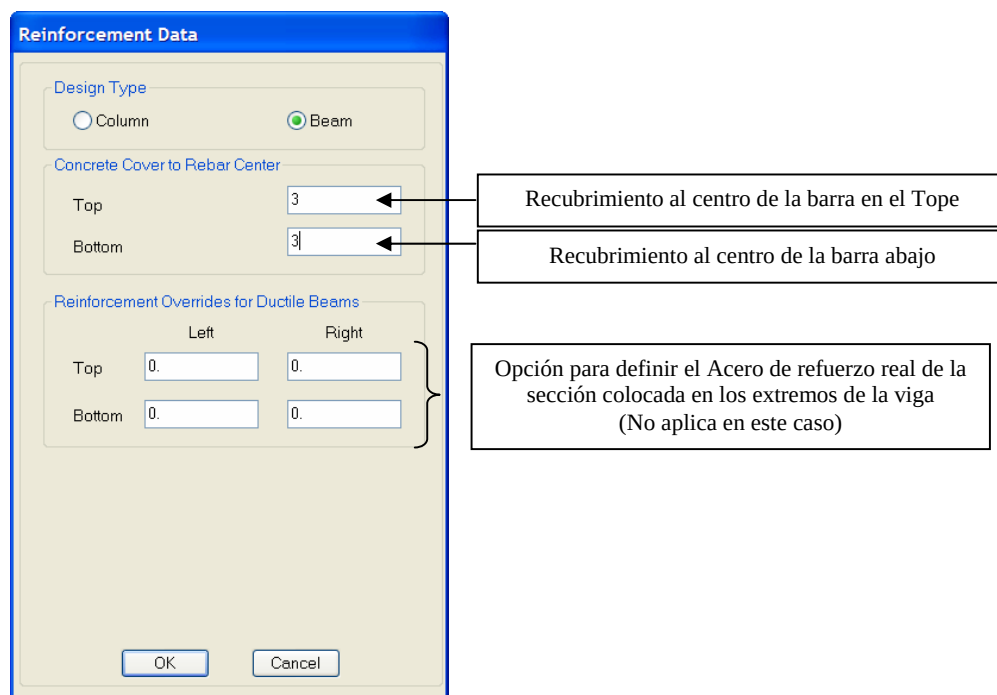
Al seleccionar la opción “**Reinforcement...**”, se tiene lo siguiente:



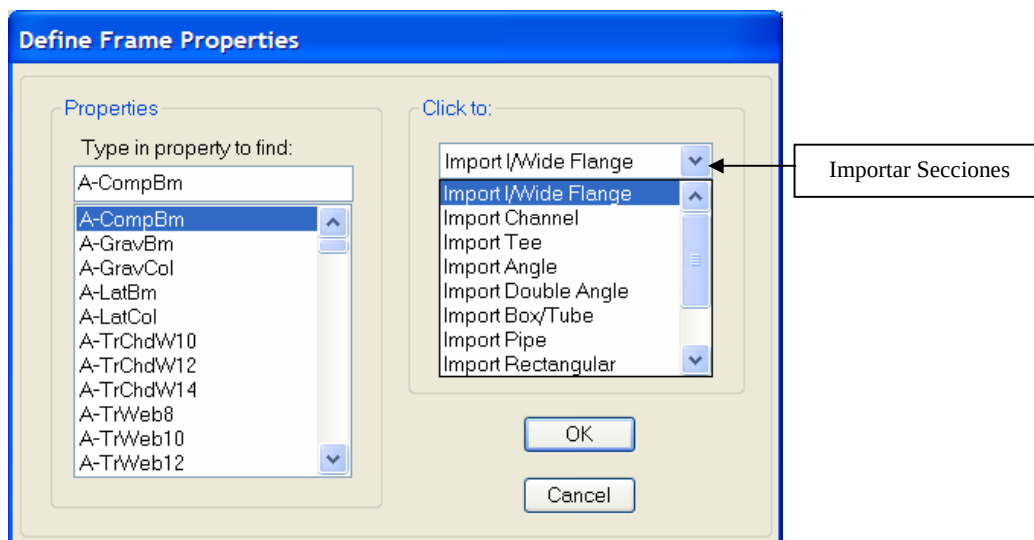
18.3) Generamos la sección de Nervio de concreto armado.



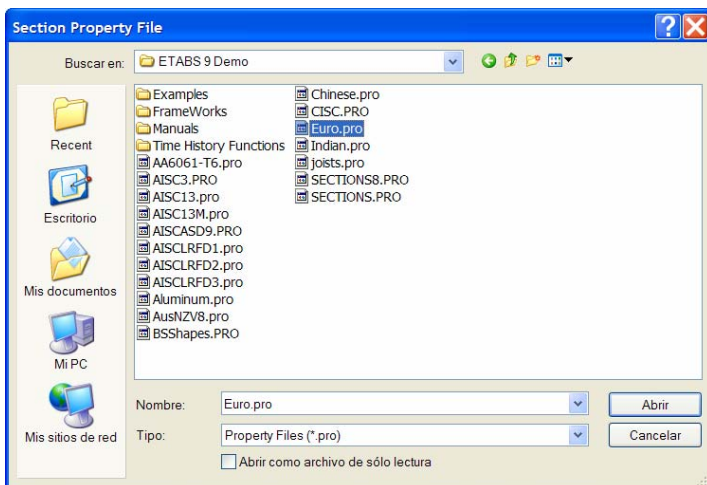
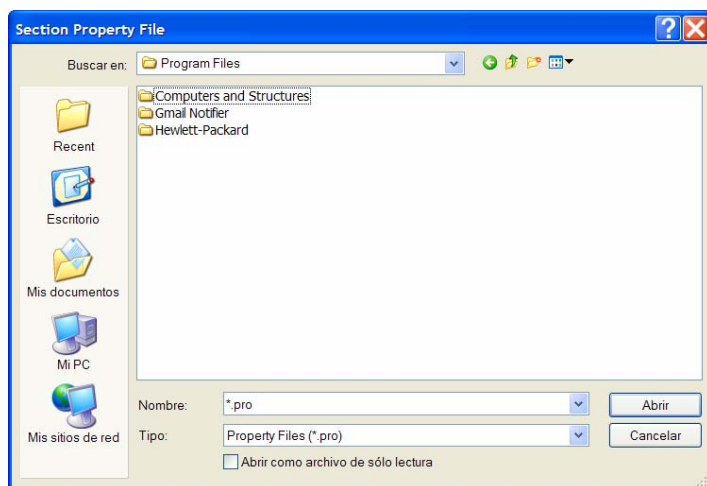
Al seleccionar la opción “**Reinforcement...**”, se tiene lo siguiente:



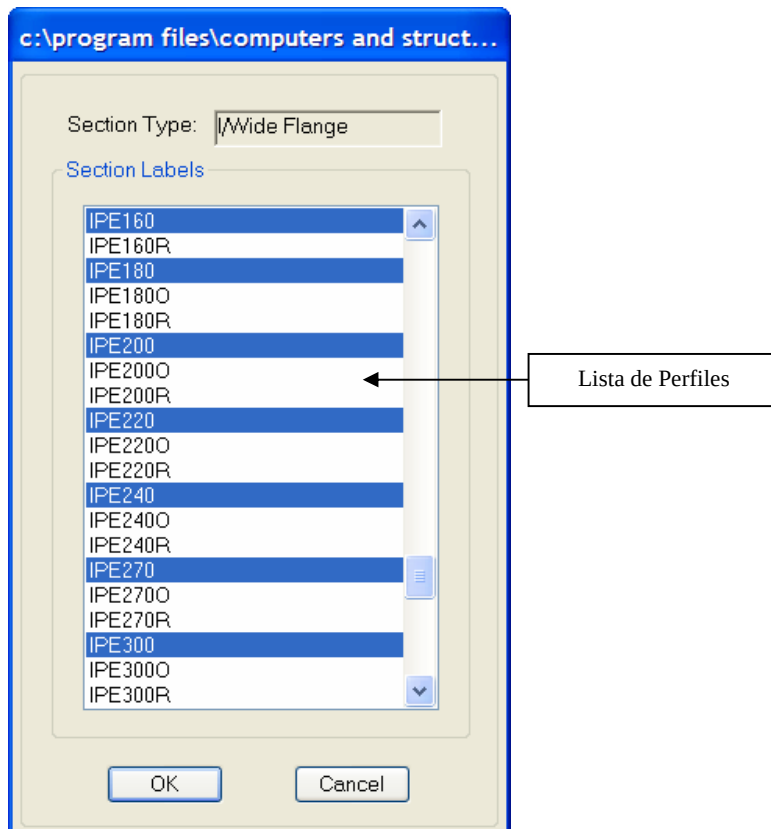
18.4) Importamos las secciones de perfiles metálicos Doble T (IPE, HEA).



Ruta: C:/Program Files/ Computers and Structures/ ETABS/ euro.pro



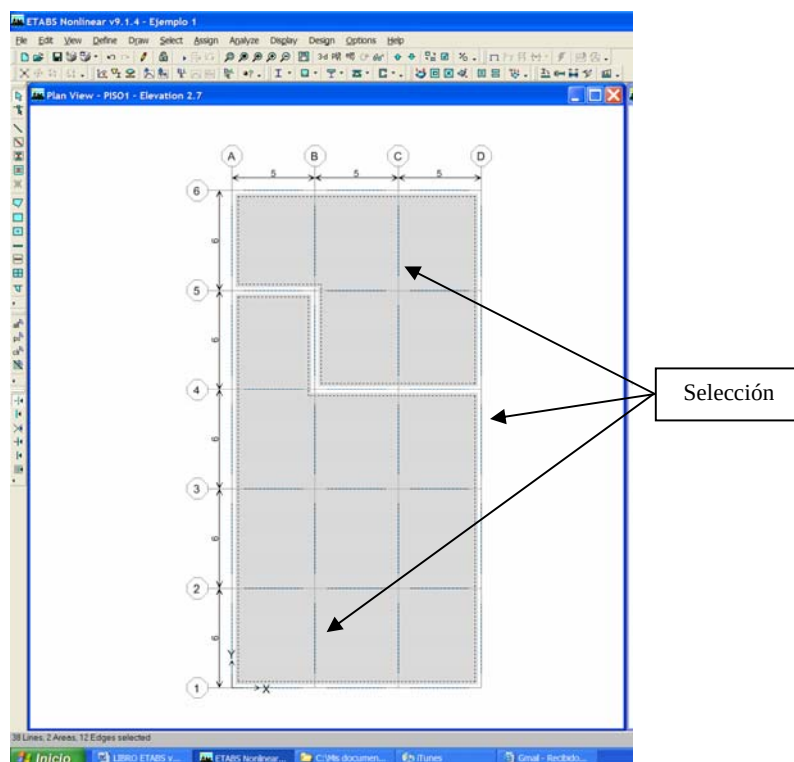
Al elegir la opción **euro.pro** se nos presenta la lista de perfiles europeos del Tipo IPE, HEA, HEB, HLS, etc.



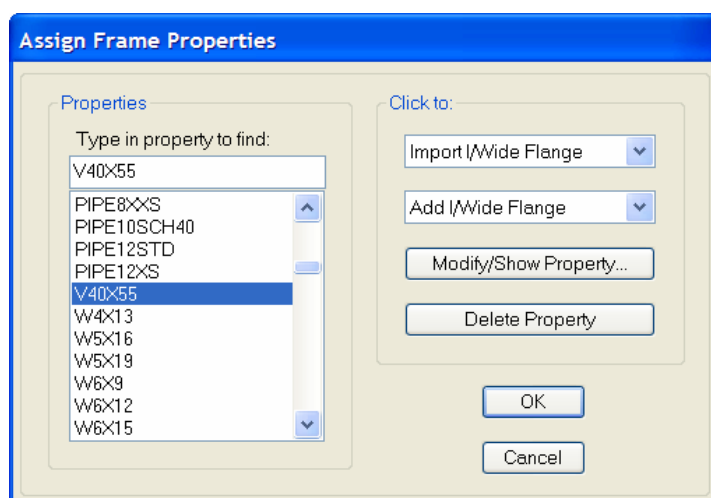
Seleccionamos los IPE y HEB. Se puede oprimir “control” para seleccionar más de un perfil de cualquier tipo.

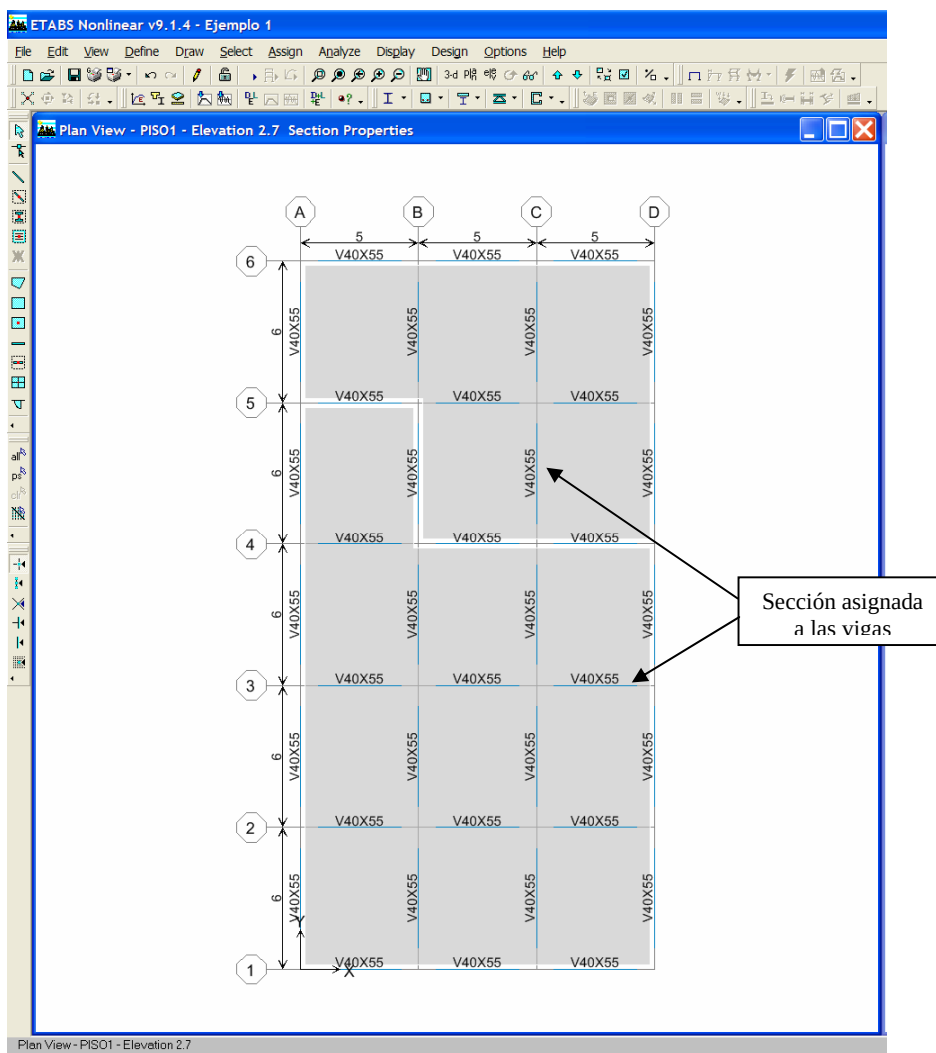
19) Una vez definidas las secciones de concreto armado y de acero procedemos a asignar dichas secciones a los objetos lineales conformados por los nervios, vigas y columnas.

En primer lugar nos ubicamos en el Nivel de Entrepiso 1, seleccionamos las vigas y les asignamos la sección correspondiente previamente definida.



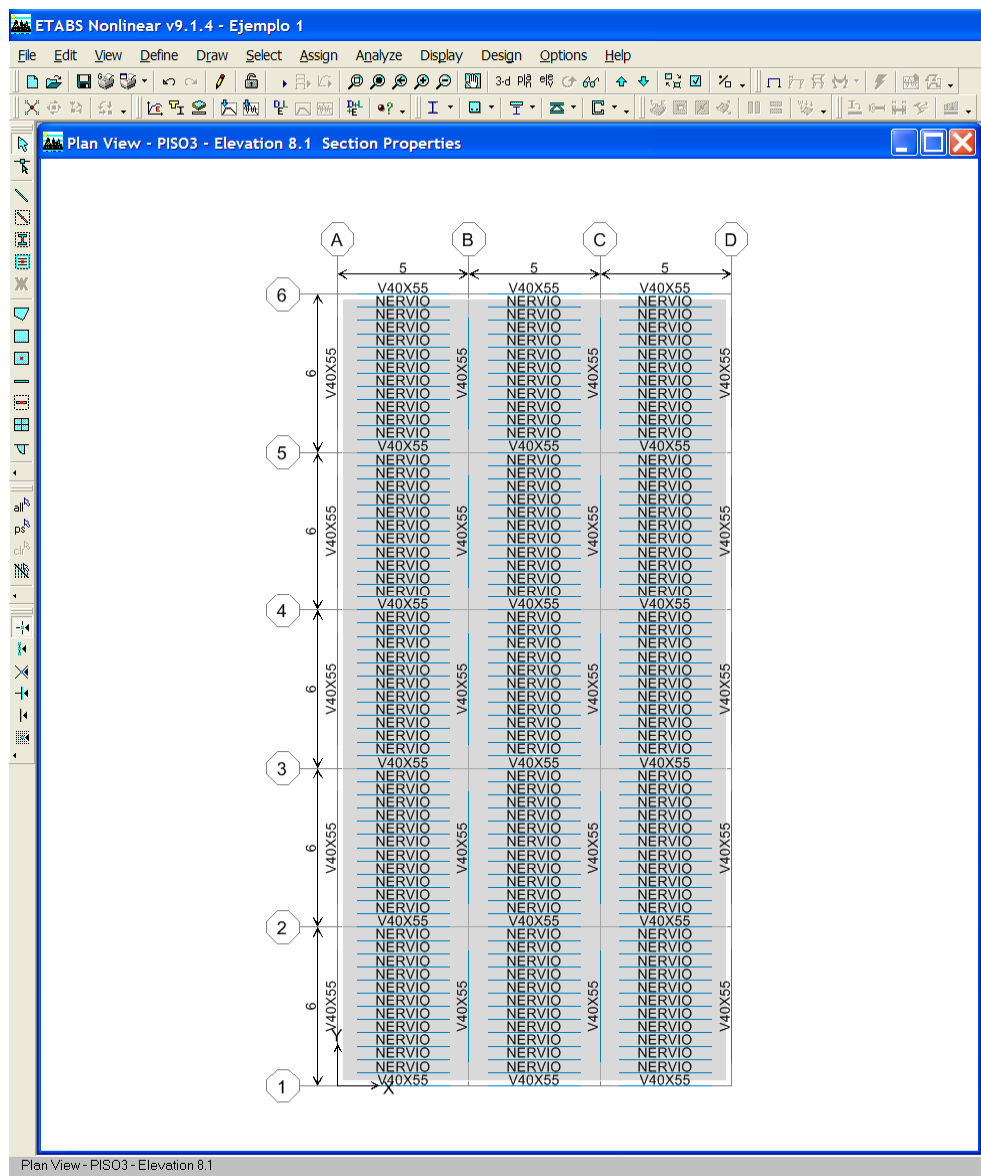
Ruta: Menu Assign/Frame Sections



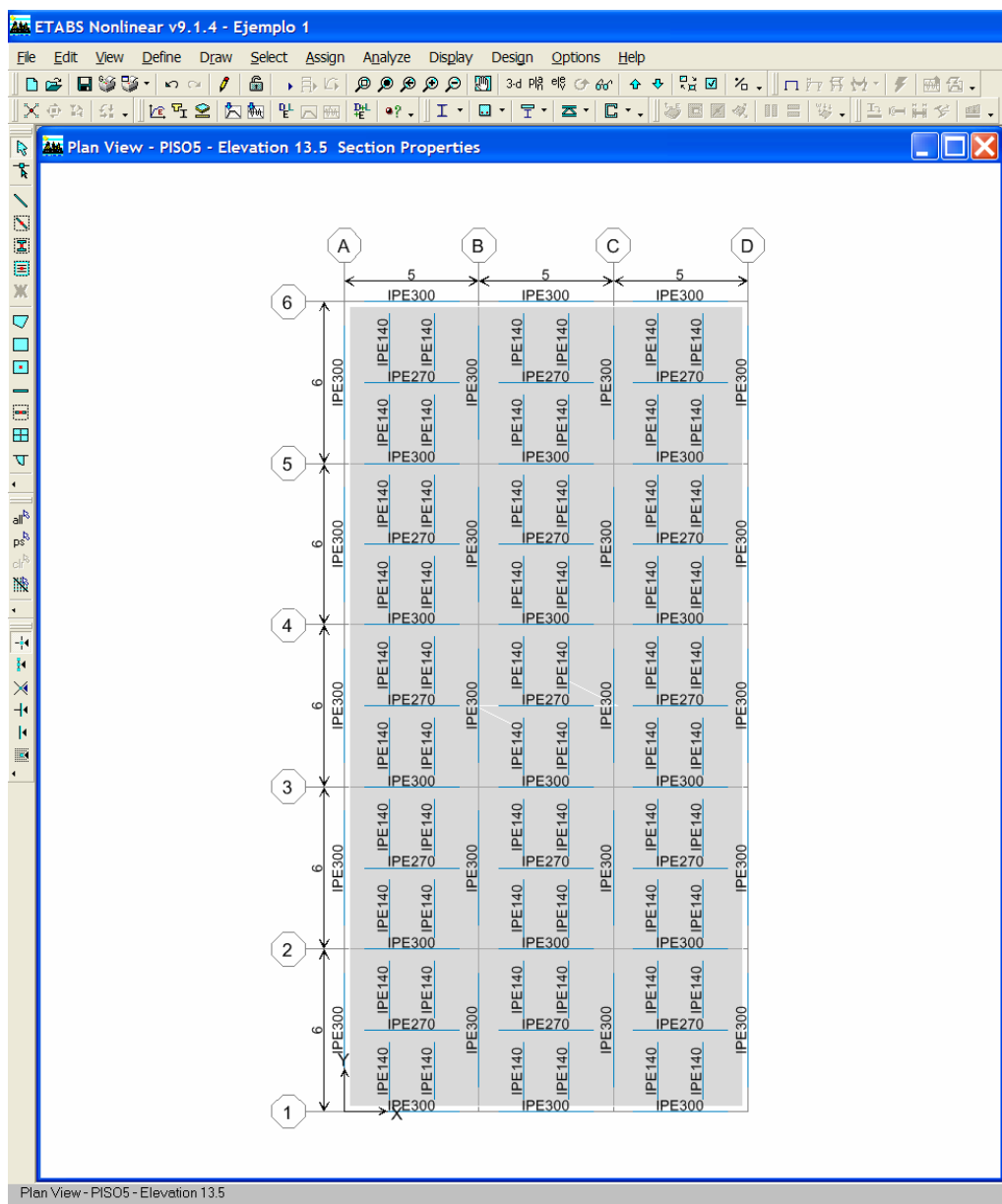


Este procedimiento se repite en el nivel 2,3, 4 y 5. A continuación se presentan cada una de las plantas indicando las secciones en cada caso.

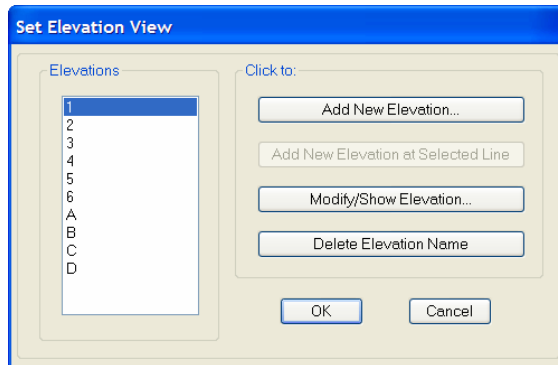
Nivel 3.



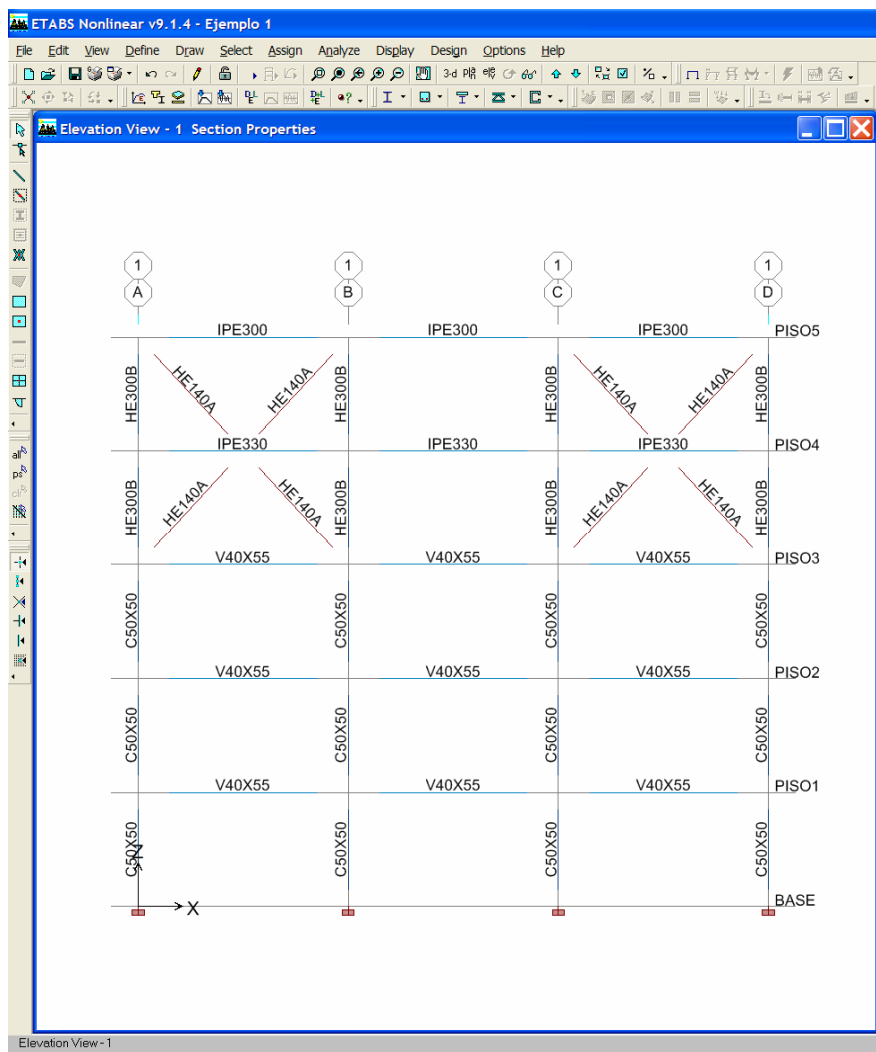
Nivel 5.



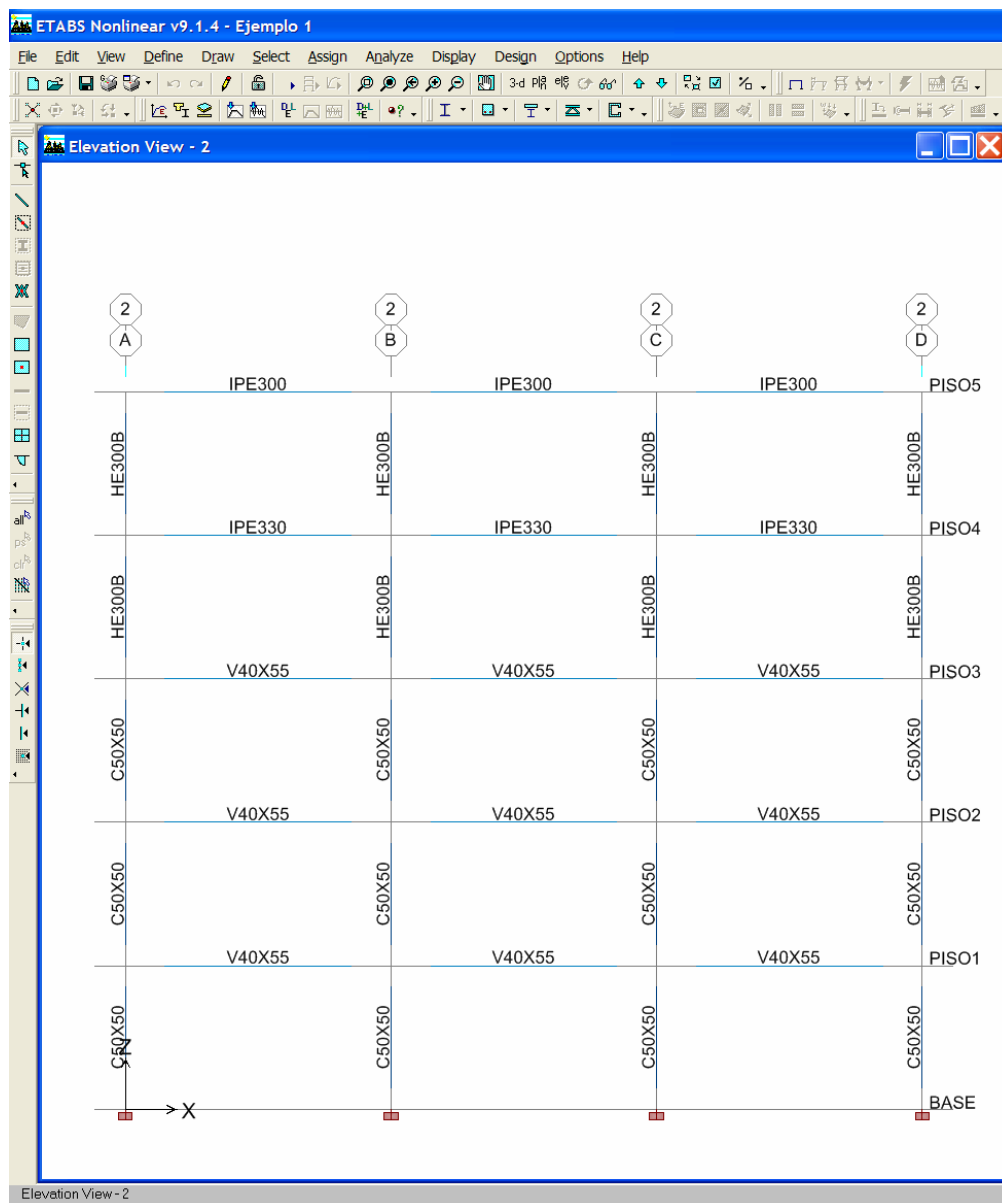
Ruta: Menu View / Set Elevation View



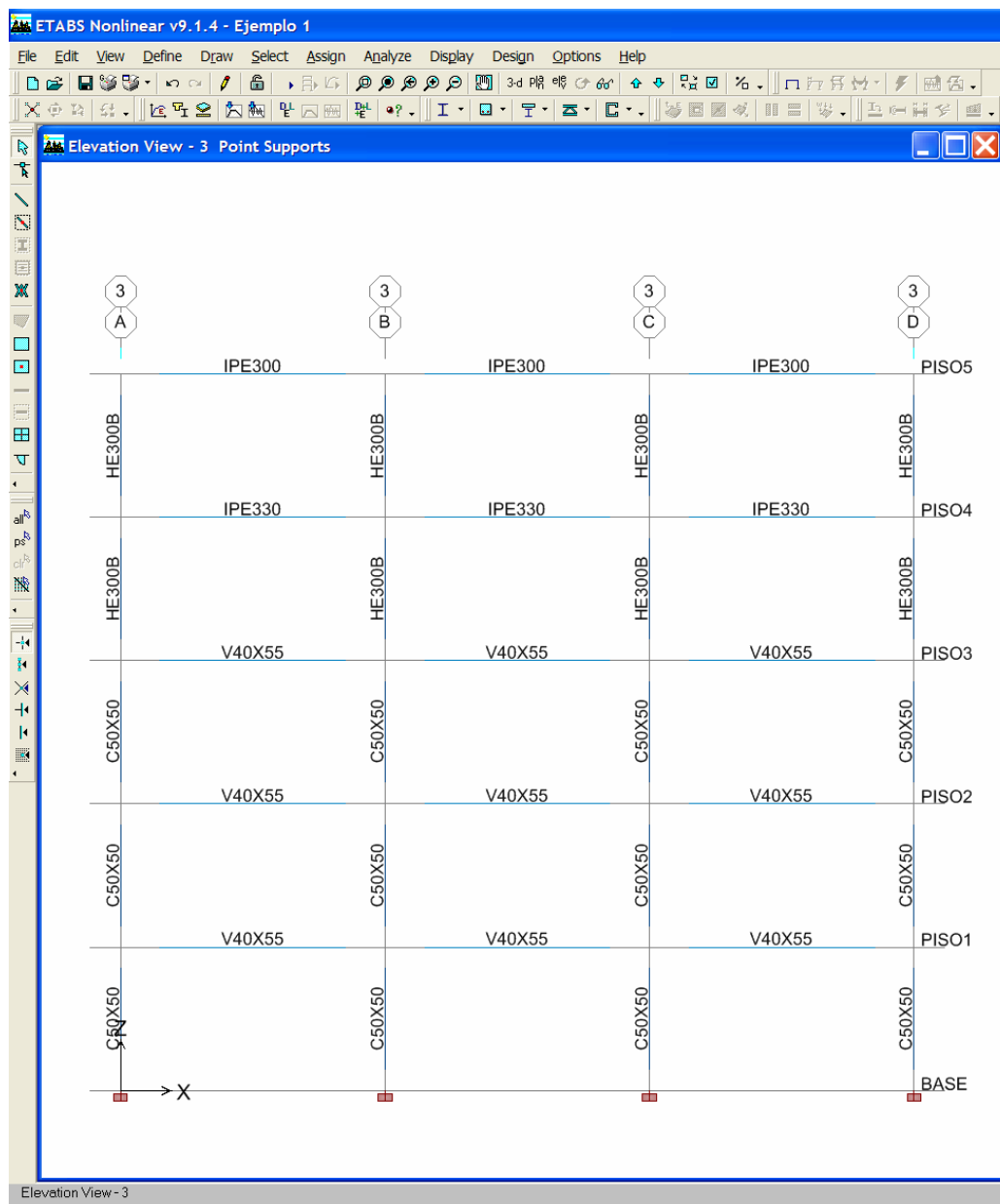
Eje 1



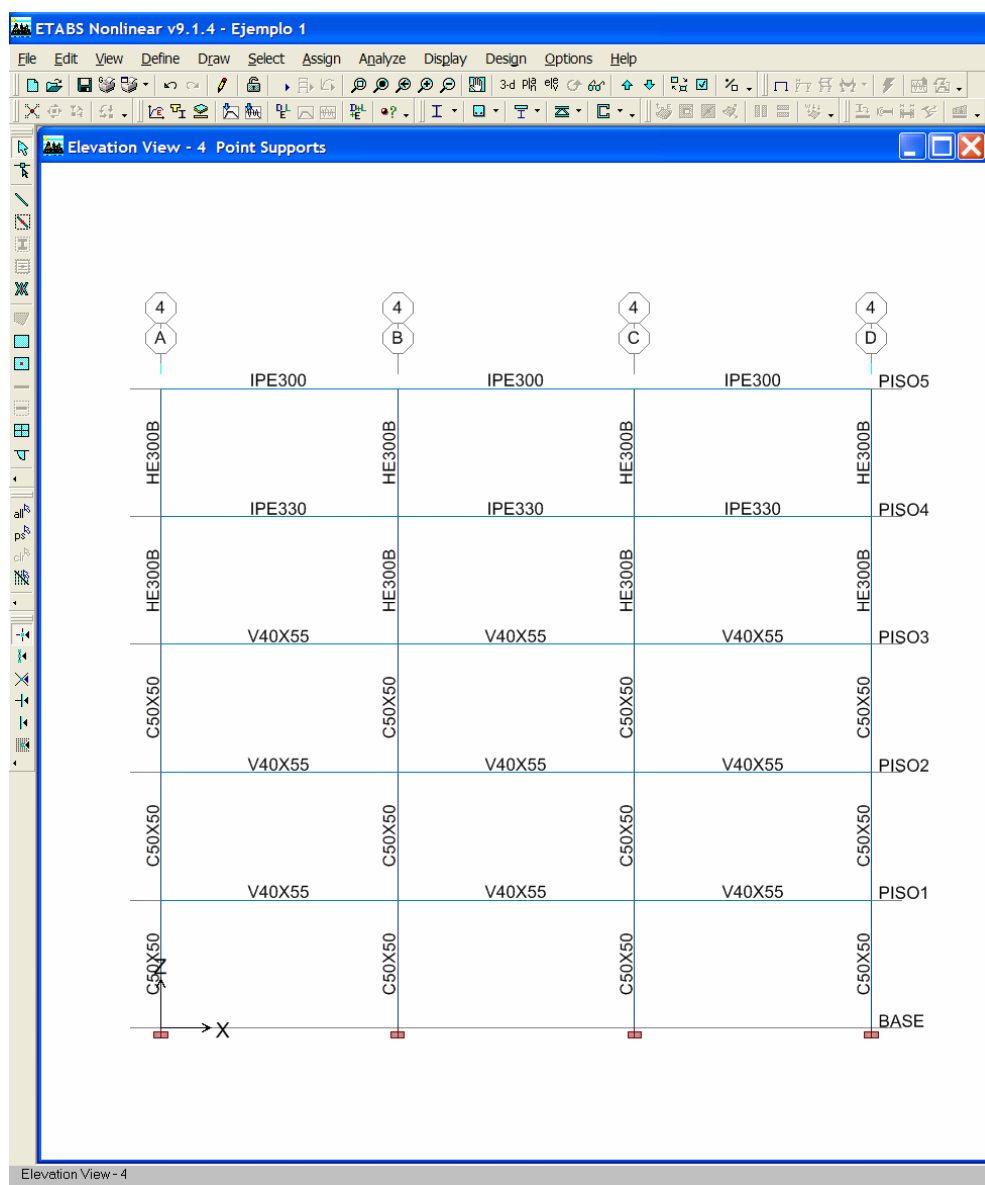
Eje 2



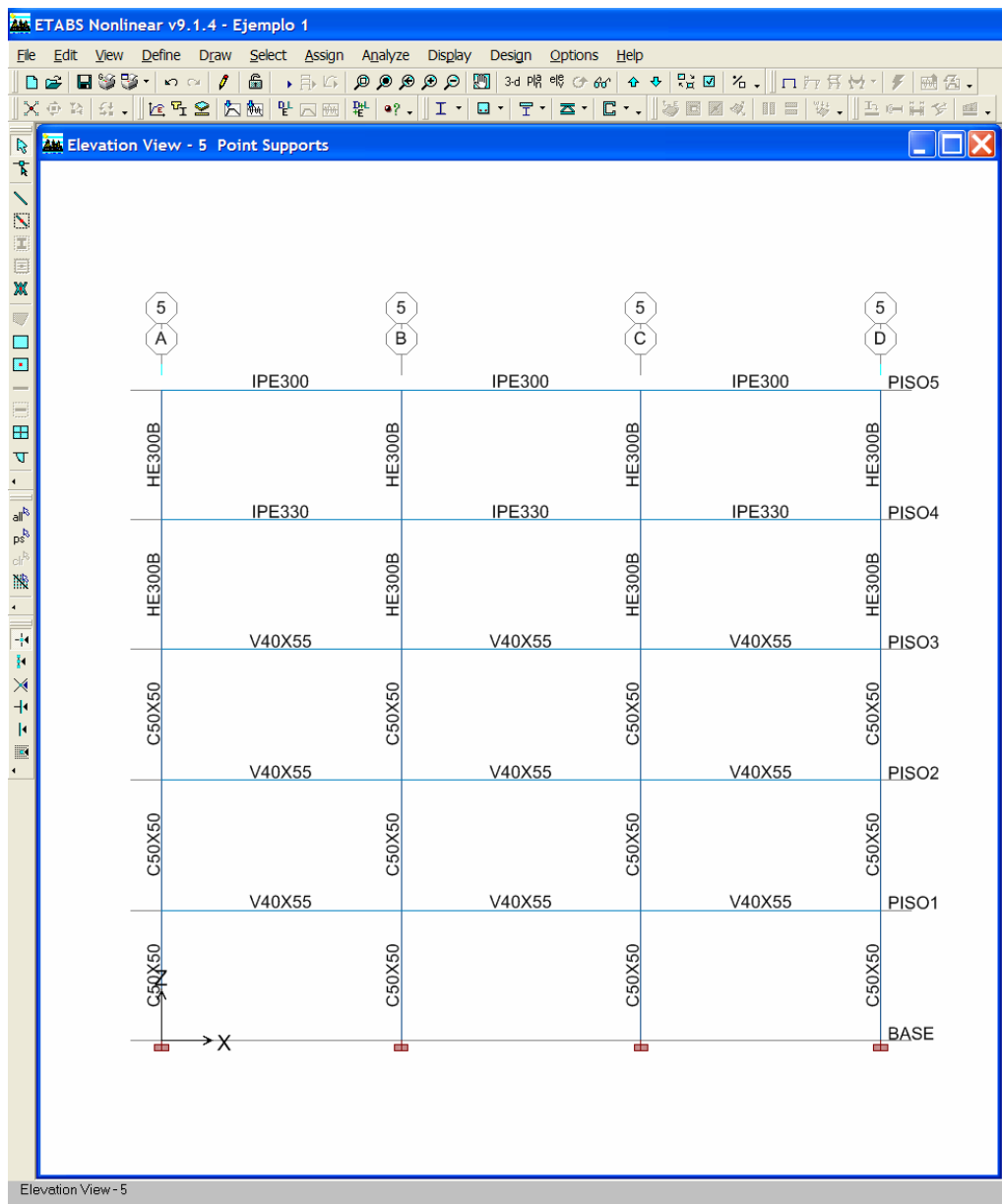
Eje 3



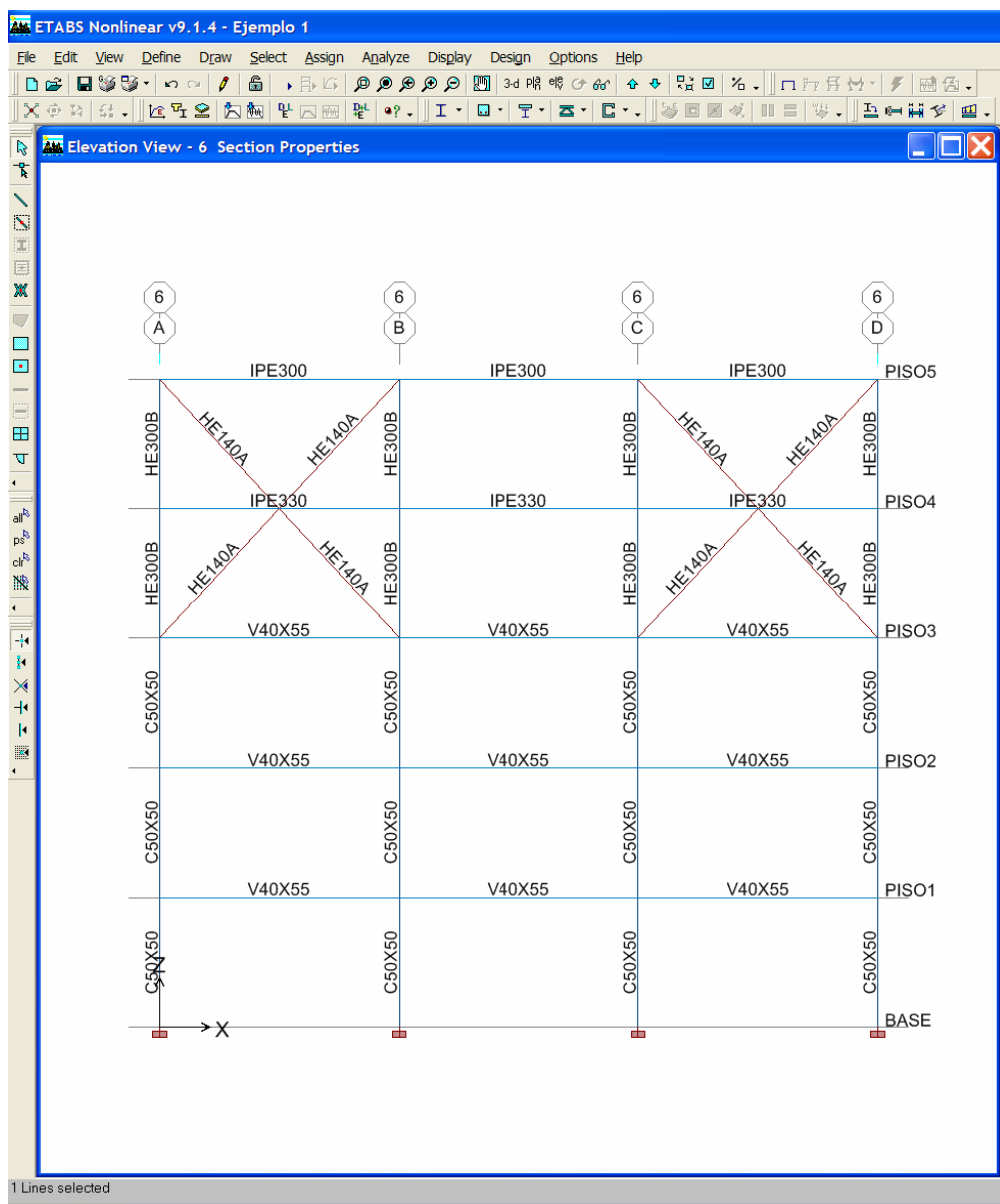
Eje 4



Eje 5



Eje 6



20) Procedemos a definir las secciones para los objetos de área.

Ruta: Menu Define / (Wall /Slab /Deck Sections) / Add New Slab

Para la Losa del Entrepiso 1 y 2, se tiene

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name:** LM20
- Material:** CONC
- Thickness:** Membrane: 0.20, Bending: 0.20
- Type:** Shell (selected), Membrane, Plate, Thick Plate
- Load Distribution:** Use Special One-Way Load Distribution (unchecked)
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (green), OK, Cancel

Annotations with arrows pointing to the dialog box:

- Losa Maciza de 20 cms (points to Section Name)
- Concreto Armado (points to Material)
- Espesor de 20 cms (points to Thickness)
- Tipo: Shell (points to Type)

Para la Losa nervada del Entrepiso 3, se tiene

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name:** LN
- Material:** OTHER
- Thickness:** Membrane: 0.01, Bending: 0.01
- Type:** Shell, Membrane (selected), Plate, Thick Plate
- Load Distribution:** Use Special One-Way Load Distribution (checked)
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (yellow), OK, Cancel

Annotations with arrows pointing to the dialog box:

- Losa Nervada (points to Section Name)
- Otro (points to Material)
- Espesor de 1 cms (se coloca un espesor muy pequeño a fin de no modificar la Inercia de la Losa). Esta losa se coloca sobre los nervios de sección T para transmitir las cargas por ancho tributario (points to Thickness)
- Tipo: Membrana (points to Type)
- Distribuir las Cargas en un solo sentido (sobre las correas) (points to Load Distribution)

Para el sofito metálico de los entresijos 4 y 5, se tiene

Deck Section

Section Name: LOSACERO

Type: ☒ Filled Deck, ☐ Unfilled Deck, ☐ Solid Slab

Geometry:

- Slab Depth (tc): 7.62
- Deck Depth (hr): 4.38
- Rib Width (wr): 6
- Rib Spacing (Sr): 15

Material:

- Slab Material: CONC
- Deck Material:
- Deck Shear Thick:

Composite Deck Studs:

- Diameter: 1.905
- Height (hs): 10
- Tensile Strength, Fu: 4080

Metal Deck Unit Weight:

- Unit Weight/Area: 1.123E-03

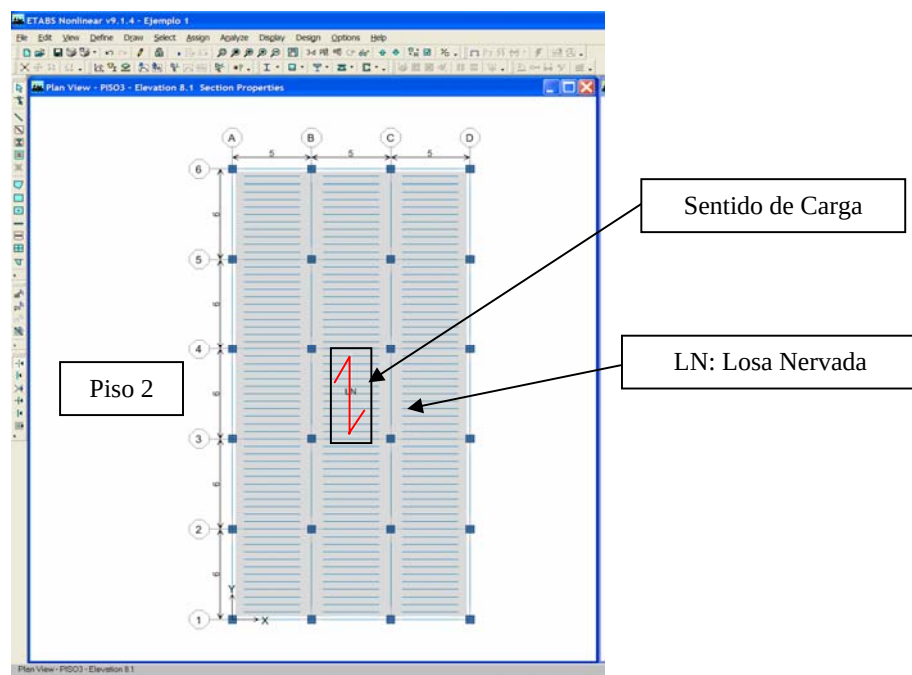
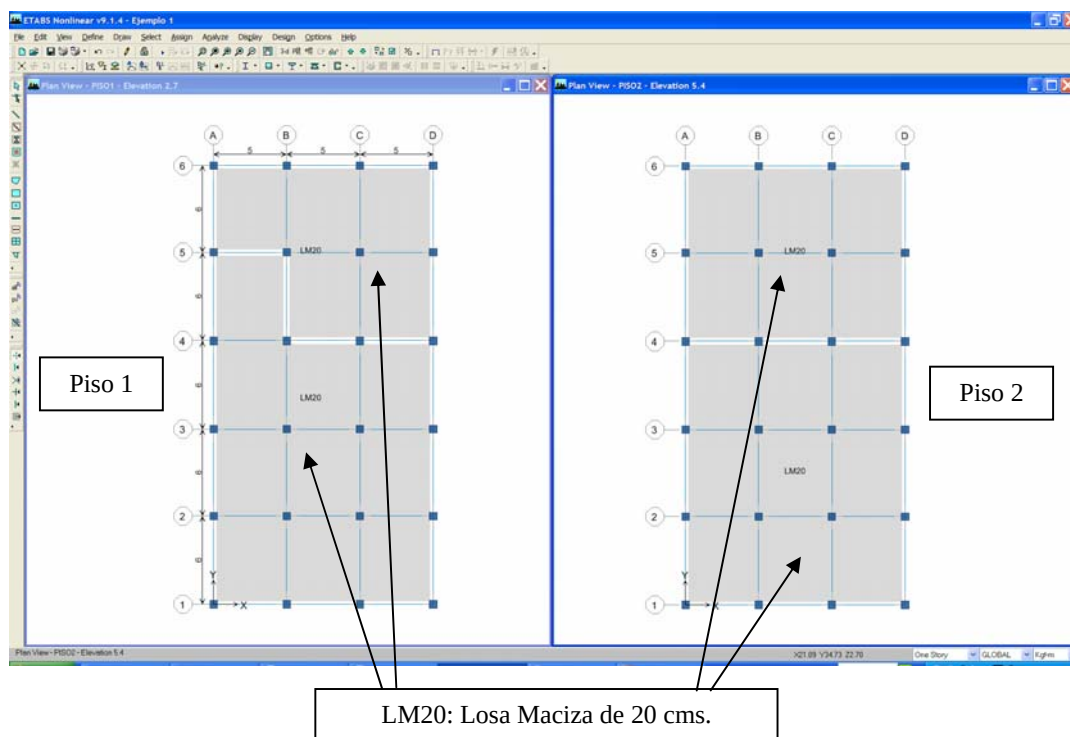
Buttons: OK, Cancel

Callouts:

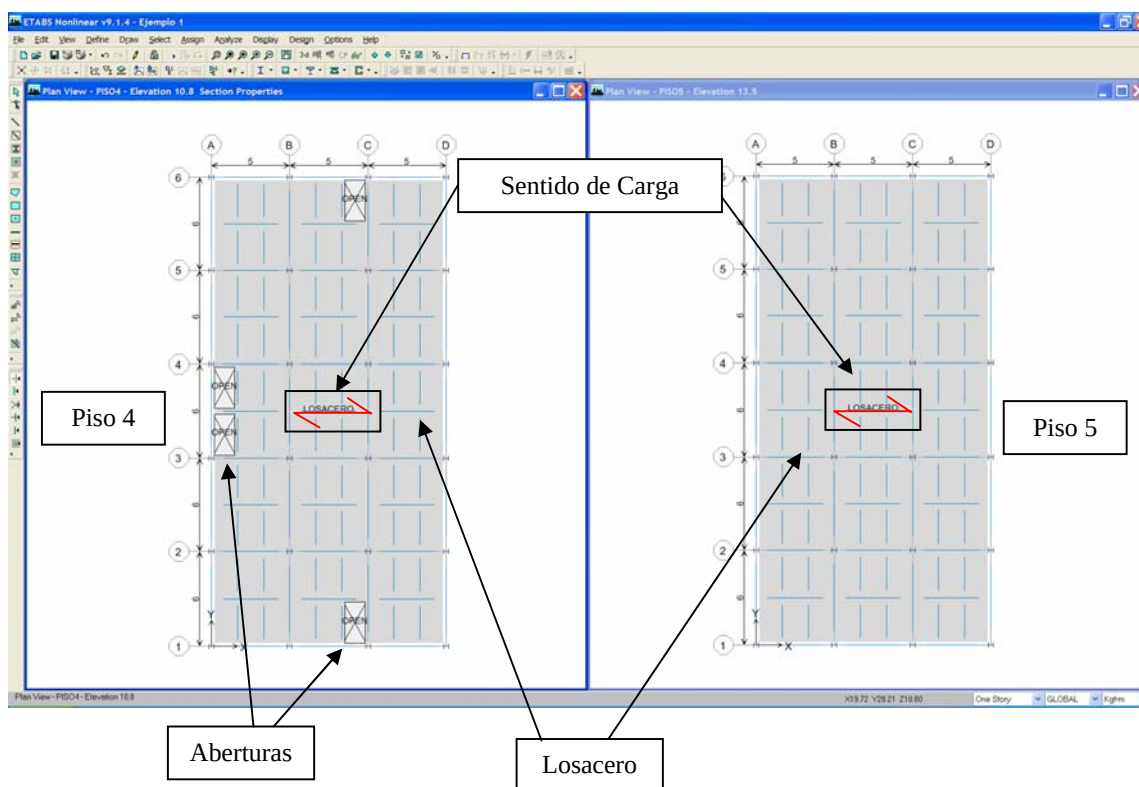
- Losacero
- Figura (Típica)
- Concreto Armado
- Propiedades (cms)

21) Una vez definidas las secciones de área procedemos a asignar dichas secciones a los objetos de área en cada uno de los entrepisos.

Nos ubicamos en los niveles de entrepiso 1, 2 y 3, seleccionamos las áreas y les asignamos la sección correspondiente previamente definida.

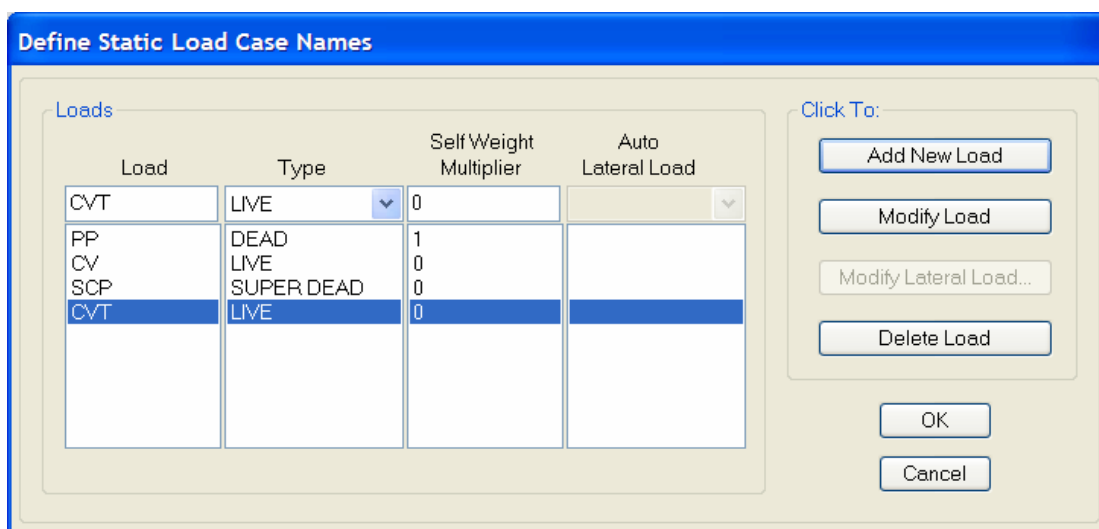


Por ultimo nos ubicamos en los niveles de entrepiso 4 y 5, seleccionamos las áreas y les asignamos la sección correspondiente previamente definida.



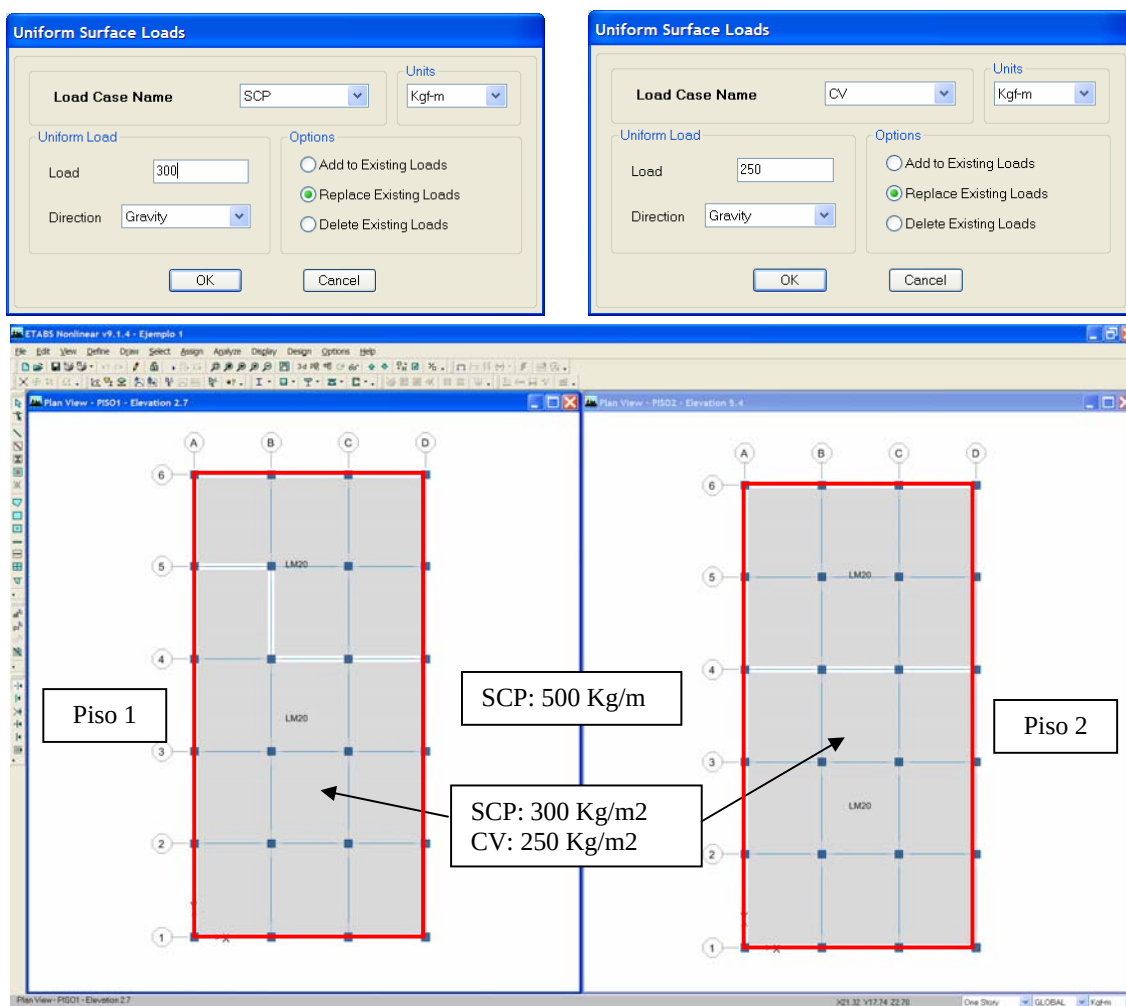
22) Procedemos a definir los casos de cargas.

Ruta: Menu Define / Static Load Cases

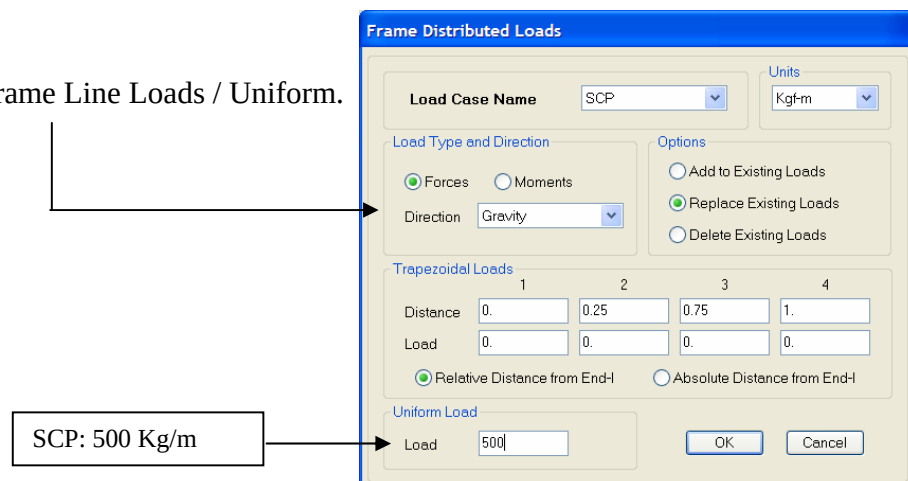


23) Procedemos a asignar las cargas gravitacionales en cada uno de los entrepisos, directamente sobre las áreas y las vigas perimetrales por acción de la tabiquería.

Procedimiento: Se seleccionan las áreas y luego se sigue la Ruta:
 Menu Assign / Shell Area Loads / Uniform.



Menu Assign / Frame Line Loads / Uniform.



Se aplica de igual manera para el Piso 3.

Uniform Surface Loads

Load Case Name: SCP Units: Kgfm

Uniform Load

Load: 350

Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Uniform Surface Loads

Load Case Name: CV Units: Kgfm

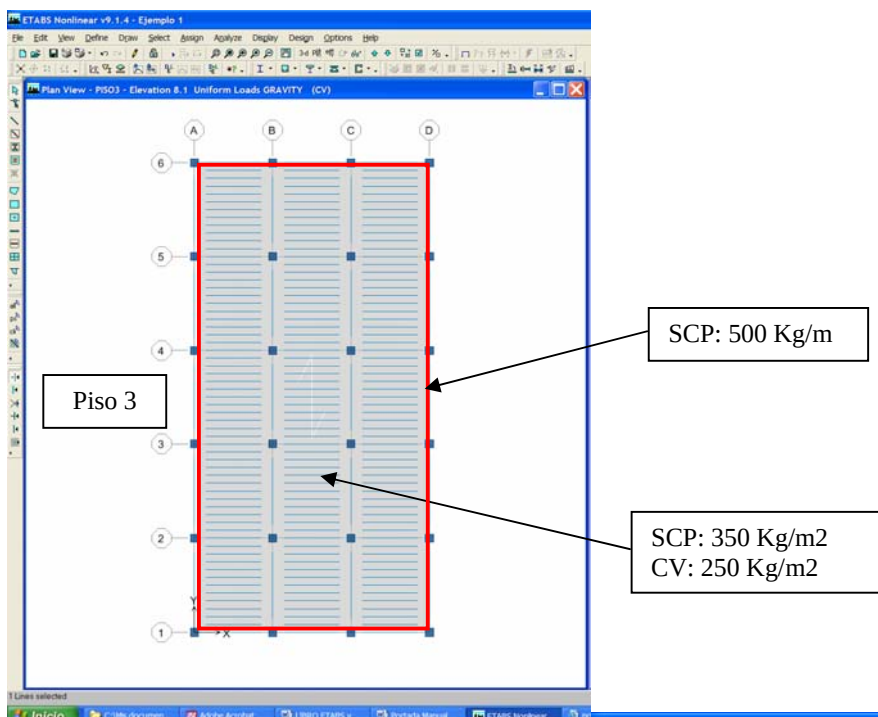
Uniform Load

Load: 250

Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel



Menu Assign / Frame Line Loads / Uniform.

SCP: 500 Kg/m

Frame Distributed Loads

Load Case Name: SCP Units: Kgfm

Load Type and Direction: ☒ Forces ☐ Moments Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 500

OK Cancel

Finalmente, Se aplica de igual manera también para los pisos 4 y 5

Uniform Surface Loads

Load Case Name: SCP Units: Kg-m

Uniform Load

Load: 300

Direction: Gravity

Options:

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Uniform Surface Loads

Load Case Name: CV Units: Kg-m

Uniform Load

Load: 250

Direction: Gravity

Options:

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

ETABS Nonlinear v9.1.4 - Ejemplo 1

Plan View - PS04 - Elevation 10.8 Frame Span Loads GRAVITY (SCP)

SCP: 500 Kg/m

SCP: 300 Kg/m2
CV: 250 Kg/m2

Menu Assign / Frame Line Loads / Uniform.

Frame Distributed Loads

Load Case Name: SCP Units: Kg-m

Load Type and Direction

☒ Forces ☐ Moments

Direction: Gravity

Options:

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

1	2	3	4
Distance: 0.	0.25	0.75	1.
Load: 0.	0.	0.	0.

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 500

OK Cancel

SCP: 500 Kg/m

24) Procedemos a Definir el espectro de Diseño a fin de contemplar la acción sísmica.

ING. ELIUD HERNANDEZ
C.I.V. No. 134353

NORMA 1756-REV 2001 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES"

Factor de importancia (uso)

GRUPO = B1

Ver Norma pags. 23 y 25

$\alpha = 1.15$

TABLA 6.1

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Aceleracion de zona (COEFICIENTE DE ACCELERACION HORIZONTAL)

Zona = 5

$A_o = 0.30$

Para ZONA ver la Norma
Pags. 15 a 20

TABLA 4.1

ZONAS SISMICAS	A_o	Peligro Sísmico
7	0.40	Elevado
6	0.35	
5	0.30	
4	0.25	Intermedio
3	0.20	
2	0.15	Bajo
1	0.10	

CORRELACION APROXIMADA ENTRE LAS VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE, V_s , CON LA COMPACIDAD, LA RESISTENCIA A LA PENETRACION DEL ENSAYO SPT Y LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO DE ARCILLAS, Su.

TABLA C - 5.1, Pag. C-22

Descripción del Material	N1 (60)	Velocidad Promedio de Ondas de Corte, V_s (m/s)	Resistencia al Corte No Drenada Su	
			(kgf/cm ²)	(kPa)
Roca Dura	--	$V_s > 700$	--	--
Roca Blanda	--	$V_s > 400$	--	--
Suelos Muy Duros o Muy Densos (Rígidos)	$N1(60) > 50$	$V_s > 400$	> 1.00	> 1.00
Suelos Duros o Densos (Medianamente Rígidos)	$20 \leq N1(60) \leq 50$	$250 \leq V_s \leq 400$	0.70 - 1.00	70 - 100
Suelos Firmes o Medianamente Densos (Baja Rigidez)	$10 \leq N1(60) \leq 20$	$170 \leq V_s \leq 250$	0.40 - 0.70	40 - 70
Suelos Blandos o Suelos (Muy Baja Rigidez)	$N1(60) < 10$	$V_s < 170$	< 0.40	< 40

FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCION ϕ

TABLA 5.1, Pag. 21

F. Esp.	Material	V_{sp} (m/s)	H (m)	Zona sísmica 1 y 4		Zona sísmica 5 y 7	
				Forma espectral	ϕ	Forma espectral	ϕ
$\phi = 0.90$	Roca sana / fracturada	> 500	-	S1	0.85	S1	1.00
	Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30	S1	0.85	S1	1.00
			30 - 50	S2	0.80	S2	0.90
			> 50	S3	0.70	S2	0.90
	Suelo duros o densos	250 - 400	< 15	S1	0.80	S1	1.00
			15 - 50	S2	0.80	S2	0.90
			> 50	S3	0.75	S2	0.90
	Suelos firmes / medios densos	170 - 250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
			> 50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
			≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
	Suelos blandos / sueltos	< 170	> 15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
			-	H ₁	-	-	-
	Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos mas rigidos	-	H ₁	S2 ^(c)	0.65	S2	0.70

(a) Si $A_o \leq 0.15$, úsese S4

(b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que 0,1 H.

(c) Si $H_1 \geq 0,25 H$ y $A_o \leq 0,20$ úsese S3

NIVELES DE DISEÑO (ND)

TABLA 6.2

GRUPO =	B1	GRUPO	ZONA SISMICA			
Zona =	5		1Y2	3Y4	5,6Y7	
Tabla 6.2		A; B1	ND2	ND3	ND3	(*) Valido para edificios de hasta 10 pisos ó 30 m de altura
ND =	ND3		ND3	ND3	ND3	
Ver Norma pag. 26		B2	ND1 (*)	ND2 (*)	ND3	(**) Valido para edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura
			ND2	ND3	ND2 (**)	
			ND3			

FACTORES DE REDUCCION R

TABLA 6.4

Tipo Est.	I	NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
Ver Norma pag. 29			TIPO DE ESTRUCTURAS (SECCION 6.3.1)				
ND =	ND3		I	II	III	IIIa	IV
Ver Norma pag. 29		ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
R =	4.00	ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
		ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

CRITERIO DEL REVISOR

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURAS (SECCION 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

(1) Para sistemas con columnas articuladas en base el valor de R será multiplicado por 0,75
(2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no mas de 30 metros de altura
(3) En aquellos casos donde la conexión viga colector-columna sea del tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTA ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURAS (SECCION 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.0	6.0 ⁽¹⁾	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.5	2.25	-	1.0

(1) Para muros estructurales reforzados con plancha de acero y miembro de bordes de sección mixta (Acero - Concreto). Úsese

%Amortiguamiento → 0.05

VALORES DE β, To y T*

TABLA 7.1 Pag. 35

F. Esp.	S2	Forma Espectral	T* (seg)	β	p	β = Factor de magnificación promedio To = Valor del periodo a partir del cual los espectros tienen un valor T* = Valor máximo del periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor
T* =	0.7	S1	0.4	2.4	1.0	
β =	2.6	S2	0.7	2.6	1.0	
p =	1.0	S3	1.0	2.8	1.0	
		S4	1.3	3.0	0.8	

$$To = T^* / 4 = 0.1750$$

VALORES DE T*⁽¹⁾

(T*/4) ≤ T* ≤ T* (Condición)

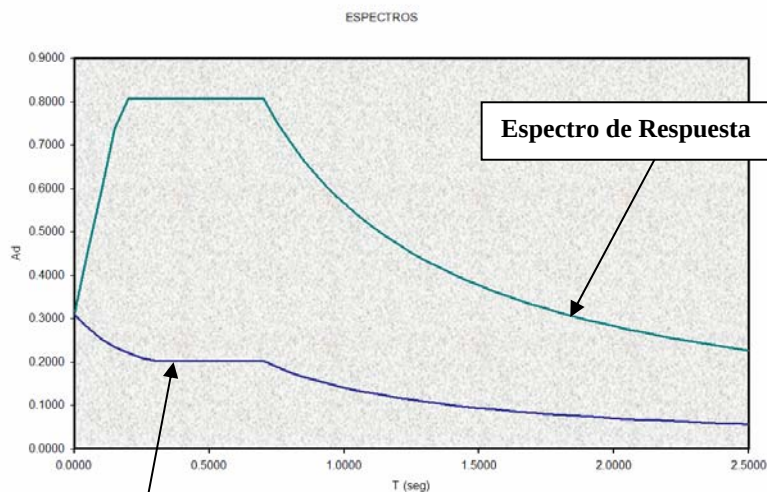
TABLA 7.2 Pag. 35

R =	4.00	CASO	T* (seg)
		R < 5	0.1 (R - 1)
T* =	0.30	R ≥ 5	0.4

(1) To ≤ T*

T* = Periodo característico de variación de respuesta ductil

$$c = \sqrt[4]{R / \beta} = 1.11$$



Espectro de Diseño.

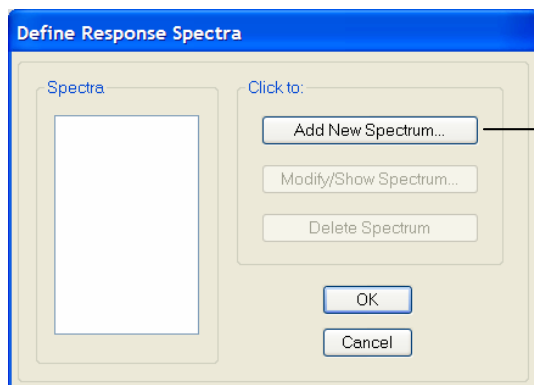
To	0.1750
T*	0.7000
T+	0.3000
T+ def	0.3000
R	4.00
C	1.1137
α	1.1500
β	2.6000
Φ	0.9000
Ao	0.3000
ρ	1.0000

Tabla de valores			
Espectro de Respuesta		Espectro de Diseño	
0.0000	0.3105	0.0000	0.3105
0.0500	0.4524	0.0500	0.2794
0.1000	0.5944	0.1000	0.2529
0.1500	0.7363	0.1500	0.2342
0.2000	0.8073	0.2000	0.2205
0.2500	0.8073	0.2500	0.2101
0.3000	0.8073	0.3000	0.2018
0.3500	0.8073	0.3500	0.2018
0.4000	0.8073	0.4000	0.2018
0.4500	0.8073	0.4500	0.2018
0.5000	0.8073	0.5000	0.2018
0.5500	0.8073	0.5500	0.2018
0.6000	0.8073	0.6000	0.2018
0.6500	0.8073	0.6500	0.2018
0.7000	0.8073	0.7000	0.2018
0.7500	0.7535	0.7500	0.1884
0.8000	0.7064	0.8000	0.1766
0.8500	0.6648	0.8500	0.1662
0.9000	0.6279	0.9000	0.1570
0.9500	0.5949	0.9500	0.1487
1.0000	0.5651	1.0000	0.1413
1.0500	0.5382	1.0500	0.1346
1.1000	0.5137	1.1000	0.1284
1.1500	0.4914	1.1500	0.1229
1.2000	0.4709	1.2000	0.1177
1.2500	0.4521	1.2500	0.1130
1.3000	0.4347	1.3000	0.1087
1.3500	0.4186	1.3500	0.1047
1.4000	0.4037	1.4000	0.1009
1.4500	0.3897	1.4500	0.0974
1.5000	0.3767	1.5000	0.0942
1.5500	0.3646	1.5500	0.0911
1.6000	0.3532	1.6000	0.0883
1.6500	0.3425	1.6500	0.0856
1.7000	0.3324	1.7000	0.0831
1.7500	0.3229	1.7500	0.0807
1.8000	0.3140	1.8000	0.0785
1.8500	0.3055	1.8500	0.0764
1.9000	0.2974	1.9000	0.0744
1.9500	0.2898	1.9500	0.0725
2.0000	0.2826	2.0000	0.0706
2.0500	0.2757	2.0500	0.0689
2.1000	0.2691	2.1000	0.0673
2.1500	0.2628	2.1500	0.0657
2.2000	0.2569	2.2000	0.0642
2.2500	0.2512	2.2500	0.0628
2.3000	0.2457	2.3000	0.0614
2.3500	0.2405	2.3500	0.0601
2.4000	0.2355	2.4000	0.0589
2.4500	0.2307	2.4500	0.0577
2.5000	0.2260	2.5000	0.0565

Nota: Se copian los valores del espectro de diseño en un archivo de texto (.txt)

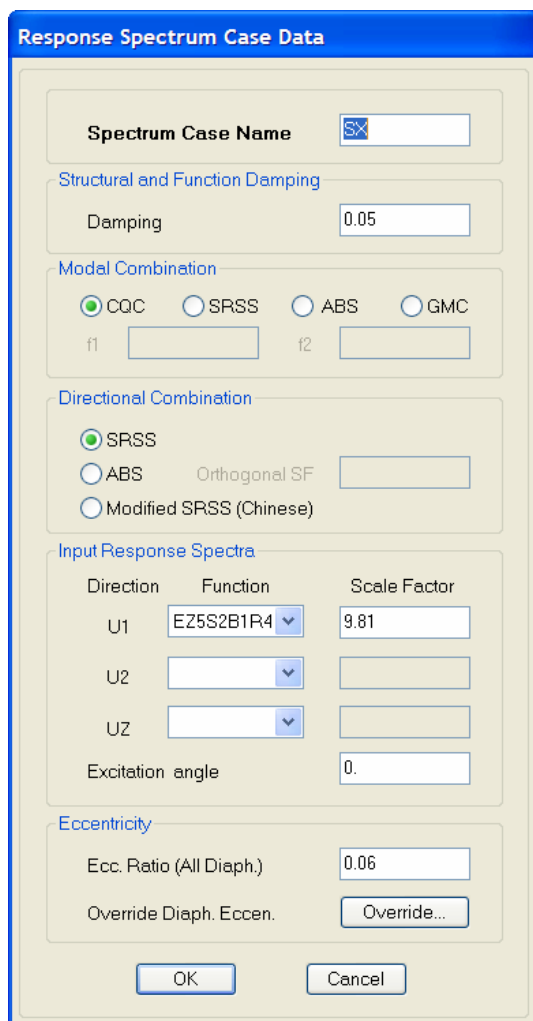
25) Procedemos a Definir los casos de Análisis Espectral.

Ruta: Menu Define / Response Spectrum



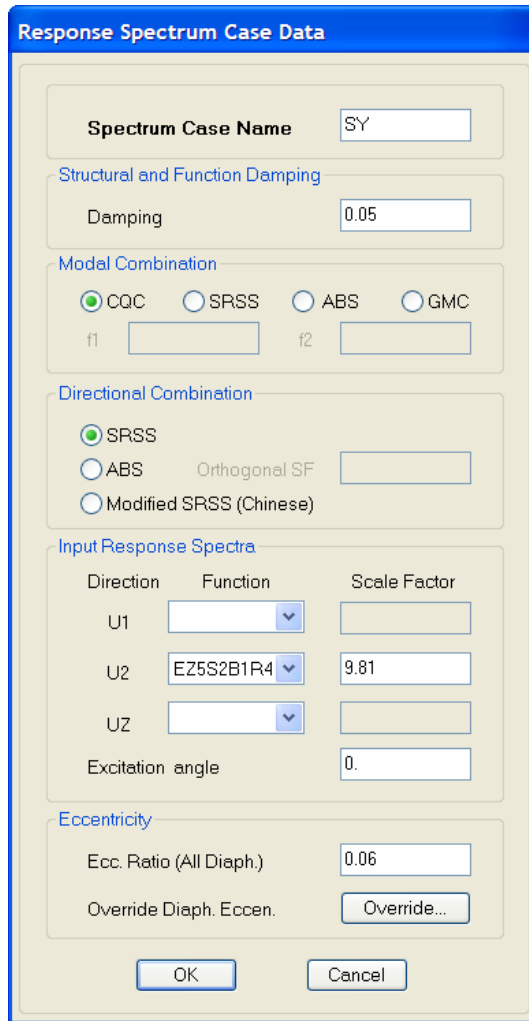
The 'Define Response Spectra' dialog box is shown. It has a 'Spectra' list on the left and a 'Click to:' section on the right. The 'Click to:' section contains three buttons: 'Add New Spectrum...', 'Modify/Show Spectrum...', and 'Delete Spectrum'. Below these are 'OK' and 'Cancel' buttons. An arrow points from the 'Add New Spectrum...' button to a text box on the right.

Agregar un Nuevo caso
espectral



The 'Response Spectrum Case Data' dialog box for the first case. The 'Spectrum Case Name' is 'SX'. Under 'Structural and Function Damping', 'Damping' is 0.05. Under 'Modal Combination', 'CQC' is selected. Under 'Directional Combination', 'SRSS' is selected. Under 'Input Response Spectra', there is a table with columns 'Direction', 'Function', and 'Scale Factor'. The 'Excitation angle' is 0. Under 'Eccentricity', 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is 0.06.

Direction	Function	Scale Factor
U1	EZ5S2B1R4	9.81
U2		
UZ		

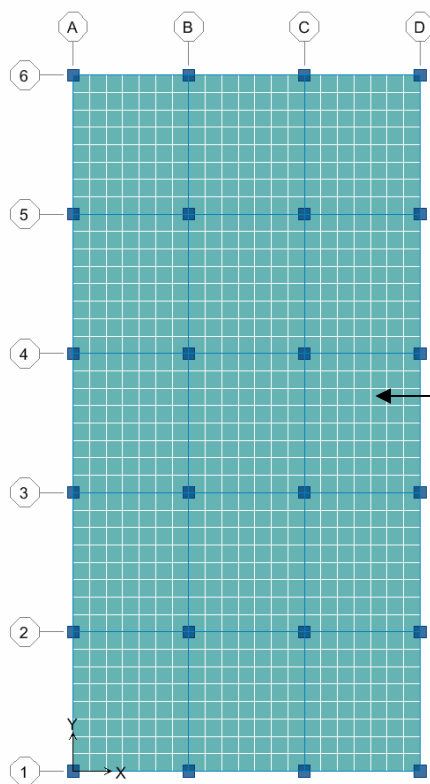
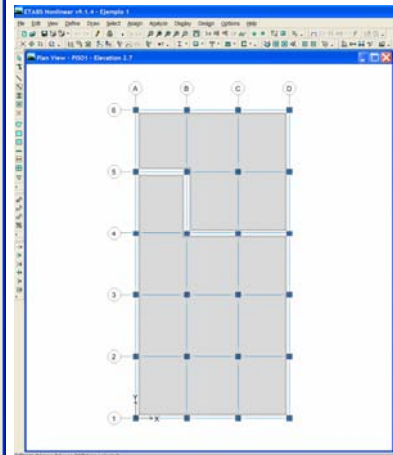
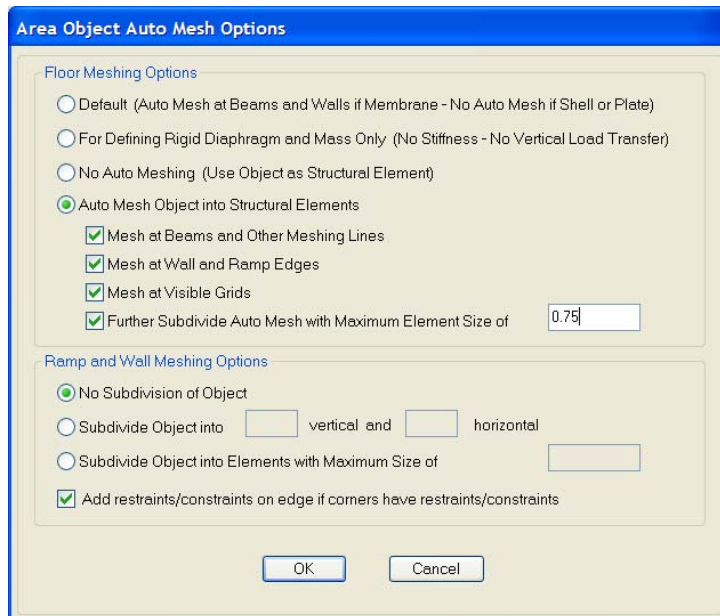


The 'Response Spectrum Case Data' dialog box for the second case. The 'Spectrum Case Name' is 'SY'. Under 'Structural and Function Damping', 'Damping' is 0.05. Under 'Modal Combination', 'CQC' is selected. Under 'Directional Combination', 'SRSS' is selected. Under 'Input Response Spectra', there is a table with columns 'Direction', 'Function', and 'Scale Factor'. The 'Excitation angle' is 0. Under 'Eccentricity', 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is 0.06.

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	EZ5S2B1R4	9.81
UZ		

26) Procedemos a Realizar la discretización de las áreas (Mallas internas y externas)

.- Seleccionamos las areas tipo Shell del Primer piso, y luego seguimos la Ruta:
(Menu Assign / Shell Area / Area Object Mesh Options)

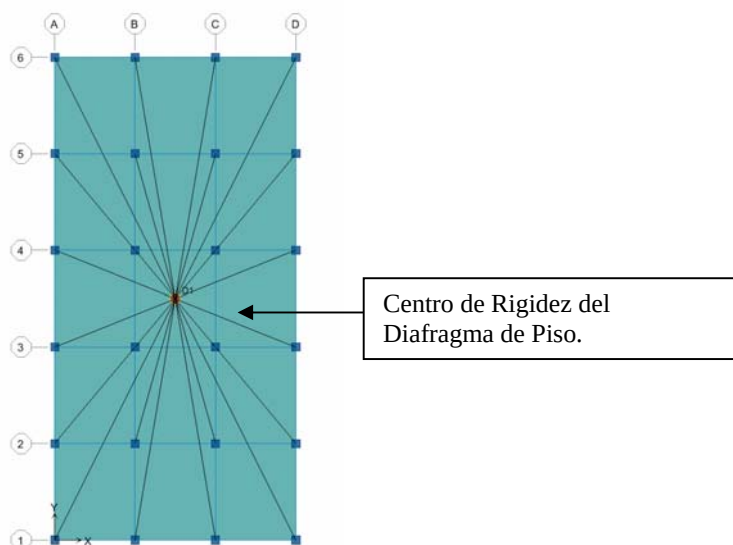


Area Discretizada en múltiples
 elementos finitos tipo shell

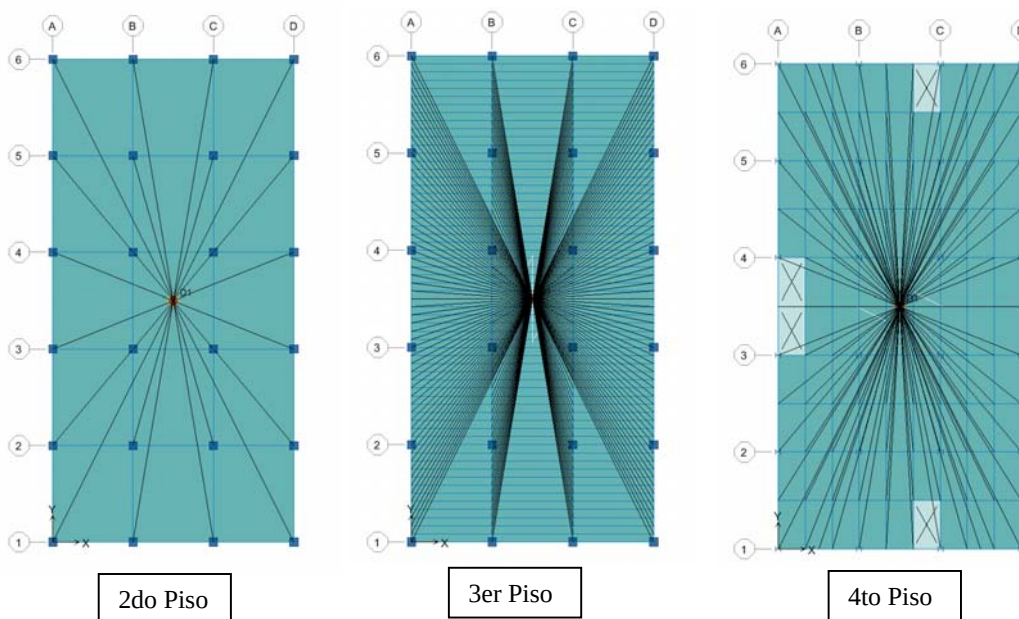
.- De igual manera vamos seleccionado cada una de las áreas en los pisos 2 y 3, y luego seguimos la Ruta: **(Menu Assign / Shell Area / Area Object Mesh Options)**. De esta forma se obtiene una discretización coherente a fin de analizar dichas losas y poder transmitir las cargas con un mínimo error numérico.

27) Procedemos a asignar en cada planta el diafragma rígido correspondiente.

.- Seleccionamos las areas tipo Shell del Primer piso, y luego seguimos la Ruta: **(Menu Assign / Shell Area / Diaphragms)**

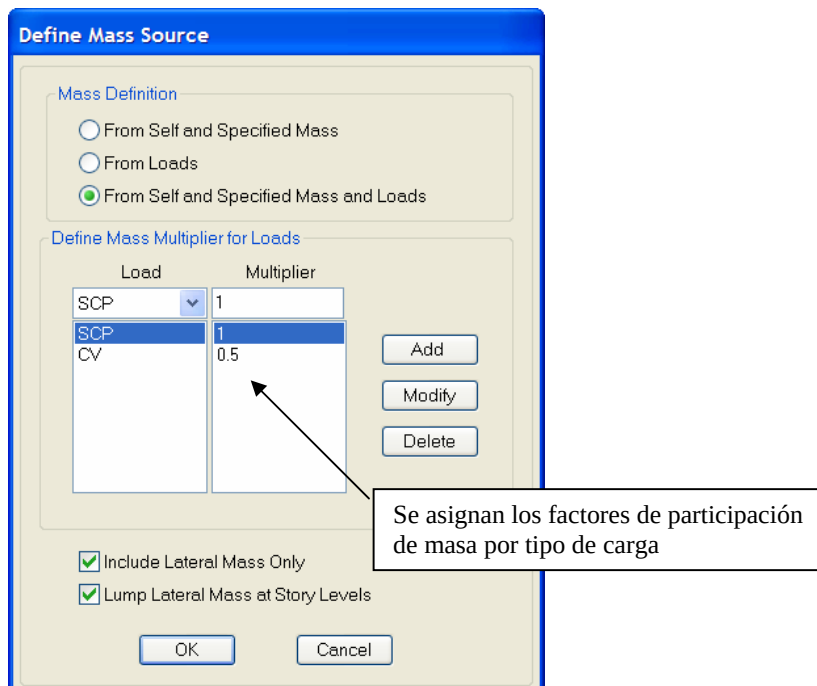


.- De igual manera vamos seleccionado cada una de las áreas en los pisos 2, 3, 4 y 5, y luego seguimos la Ruta: **(Menu Assign / Shell Area / Area Object Mesh Options)**. De esta forma se obtiene define el centro de rigidez de cada nivel.

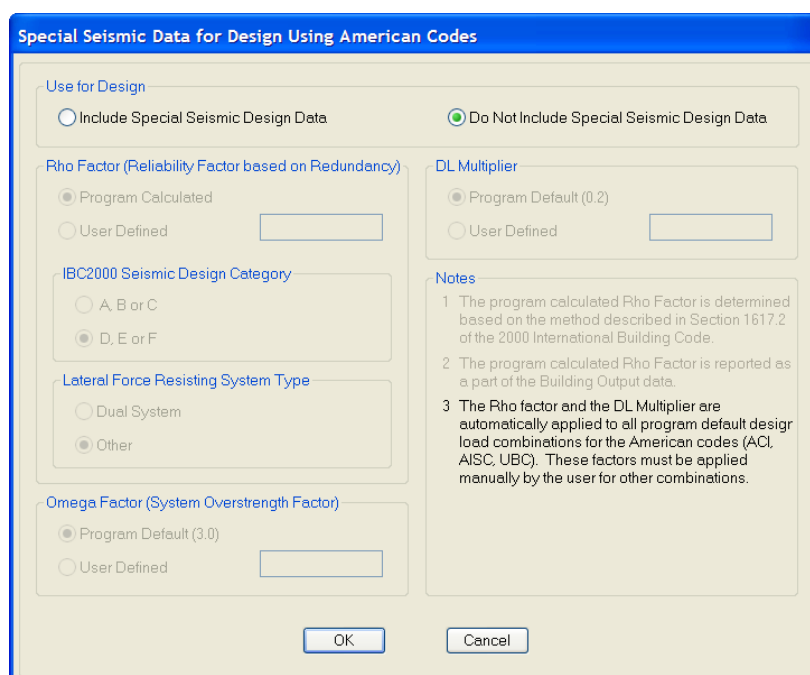


28) Definimos la Masa de Cada Diafragma (Centro de Masa)

.- Seguimos la Ruta: (Menu Define / Mass Source)

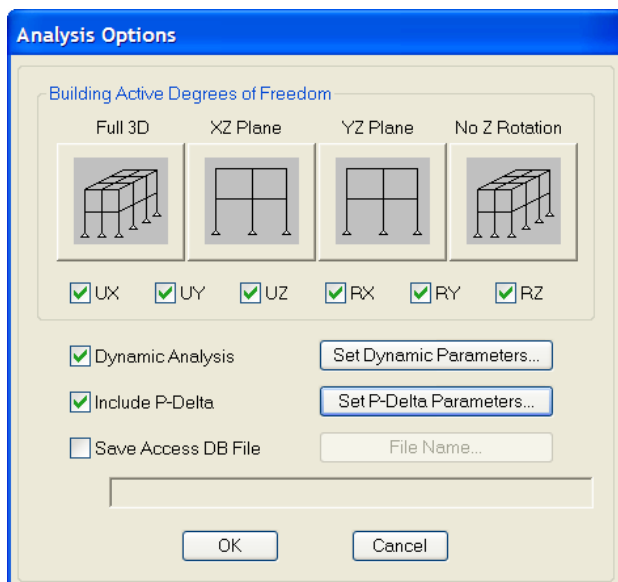


29) Definimos si se incorpora la carga sísmica especial.

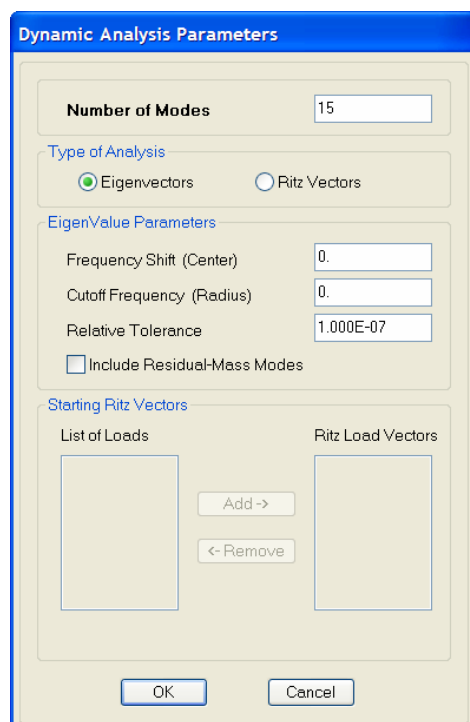


30) Definimos las Opciones de Análisis.

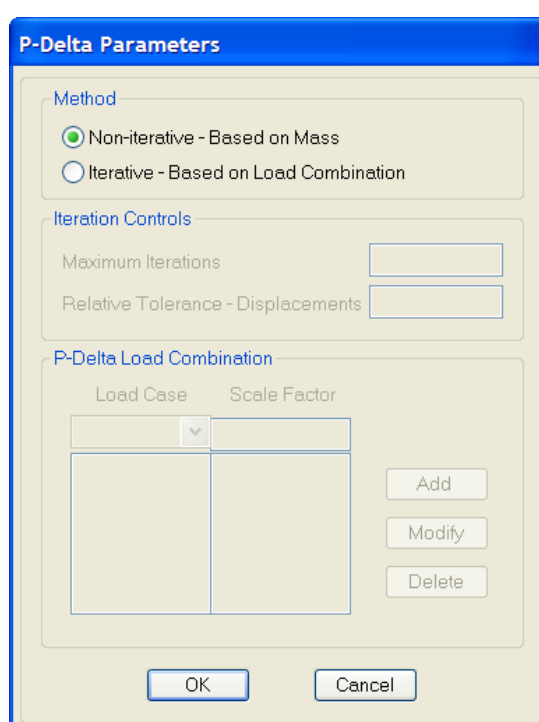
.- Seguimos la Ruta: (Menu Analyze / Set Análisis Options)



The **Analysis Options** dialog box is shown. It features a section titled "Building Active Degrees of Freedom" with four icons: Full 3D, XZ Plane, YZ Plane, and No Z Rotation. Below these icons are checkboxes for UX, UY, UZ, RX, RY, and RZ, all of which are checked. There are also checkboxes for "Dynamic Analysis" (checked), "Include P-Delta" (checked), and "Save Access DB File" (unchecked). To the right of the "Dynamic Analysis" checkbox is a button labeled "Set Dynamic Parameters...". To the right of the "Include P-Delta" checkbox is a button labeled "Set P-Delta Parameters...". Below these buttons is a text field labeled "File Name..." and a button labeled "OK". At the bottom right is a button labeled "Cancel".



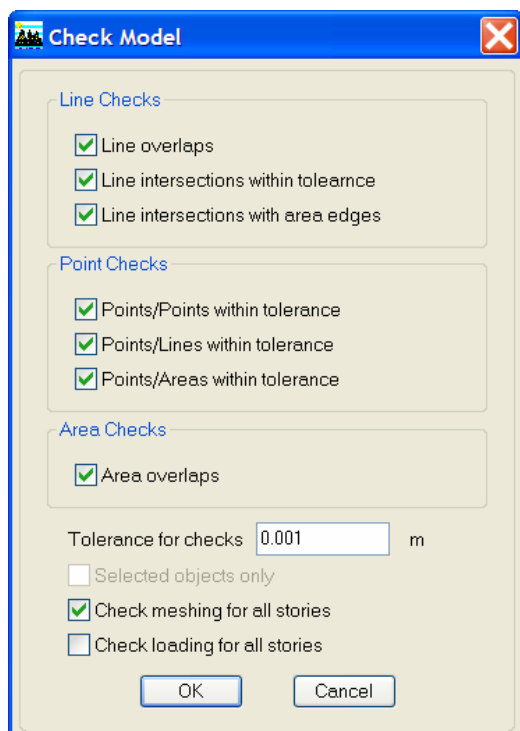
The **Dynamic Analysis Parameters** dialog box is shown. It has a section for "Number of Modes" with a text field containing "15". Below this is a section titled "Type of Analysis" with two radio buttons: "Eigenvectors" (selected) and "Ritz Vectors". Under "Eigenvectors" is a section titled "EigenValue Parameters" with three text fields: "Frequency Shift (Center)" containing "0.", "Cutoff Frequency (Radius)" containing "0.", and "Relative Tolerance" containing "1.000E-07". There is also a checkbox for "Include Residual-Mass Modes" which is unchecked. At the bottom is a section titled "Starting Ritz Vectors" with two text fields: "List of Loads" and "Ritz Load Vectors". Between these fields are two buttons: "Add ->" and "<- Remove". At the bottom are buttons for "OK" and "Cancel".



The **P-Delta Parameters** dialog box is shown. It has a section titled "Method" with two radio buttons: "Non-iterative - Based on Mass" (selected) and "Iterative - Based on Load Combination". Below this is a section titled "Iteration Controls" with two text fields: "Maximum Iterations" and "Relative Tolerance - Displacements". At the bottom is a section titled "P-Delta Load Combination" with a table. The table has two columns: "Load Case" and "Scale Factor". The "Load Case" column has a dropdown menu. The "Scale Factor" column is empty. To the right of the table are three buttons: "Add", "Modify", and "Delete". At the bottom are buttons for "OK" and "Cancel".

31) Revisamos el Modelo.

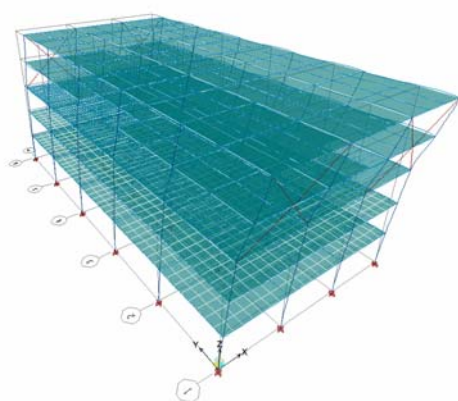
.- Seguimos la Ruta: (Menu Analyze / Check Model)



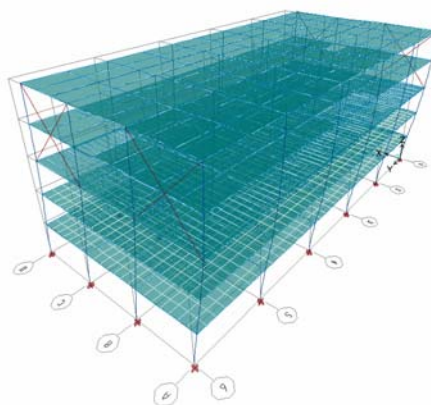
32) Run Analysis..... Realizar el Análisis.

33) Evaluamos la Respuesta Estructural, ante el régimen de Cargas Gravitacionales y Sísmicas.

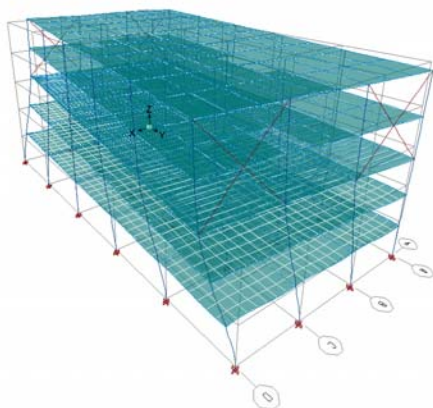
33.1) Seguimos la Ruta: (Menu Display / Show Mode Shape)



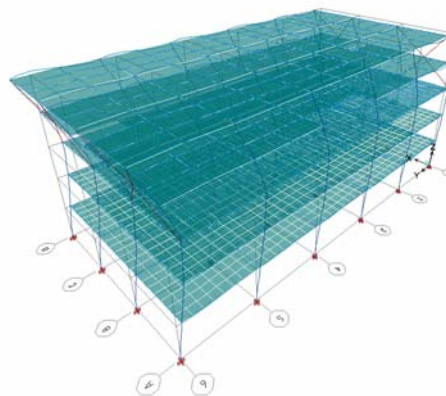
Modo 1: $T = 0.61s$



Modo 2: $T = 0.48s$

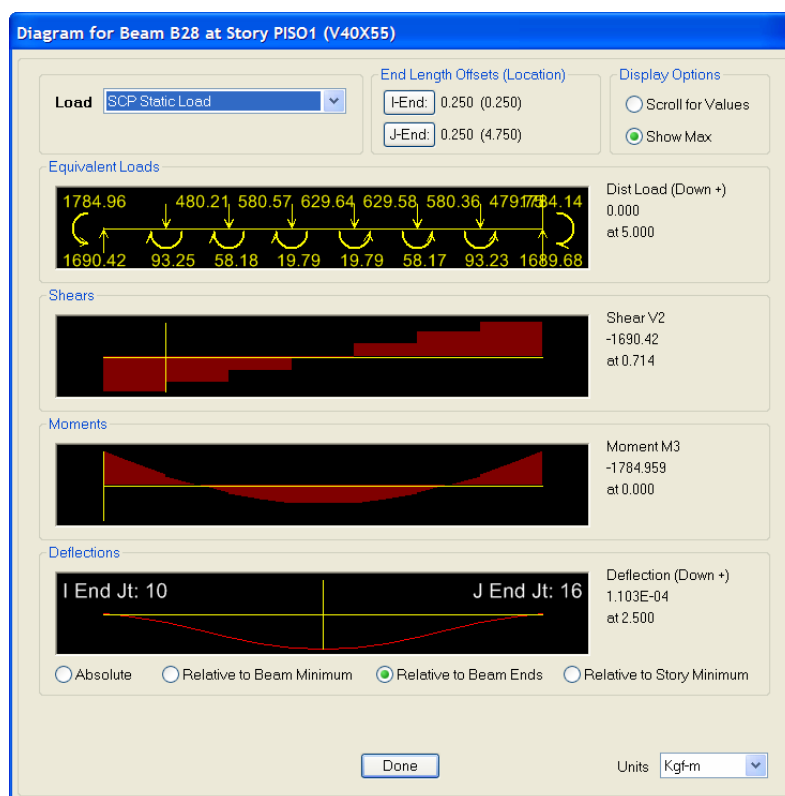
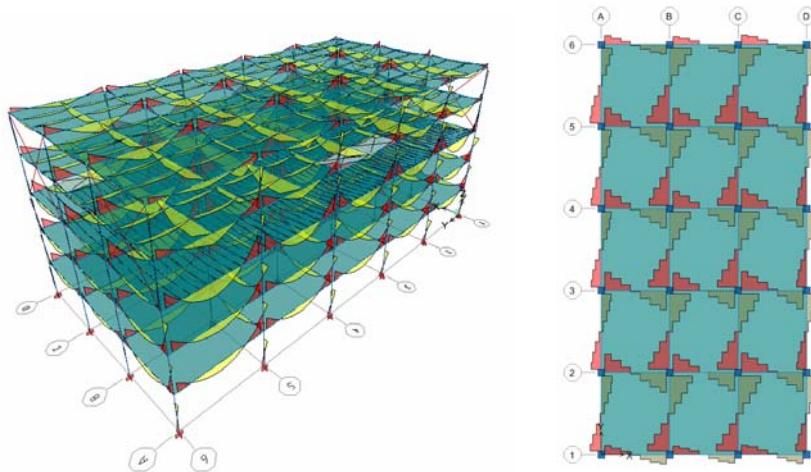


Modo 3: $T = 0.42s$

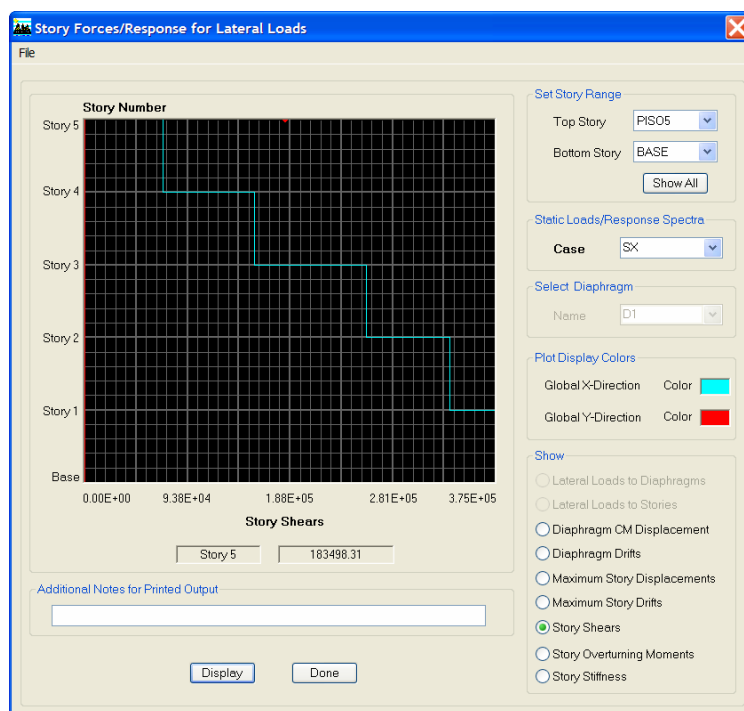


Modo 4: $T = 0.3s$

33.2) Seguimos la Ruta: (Menu Display / Show Member Forces – Stress Diagram)

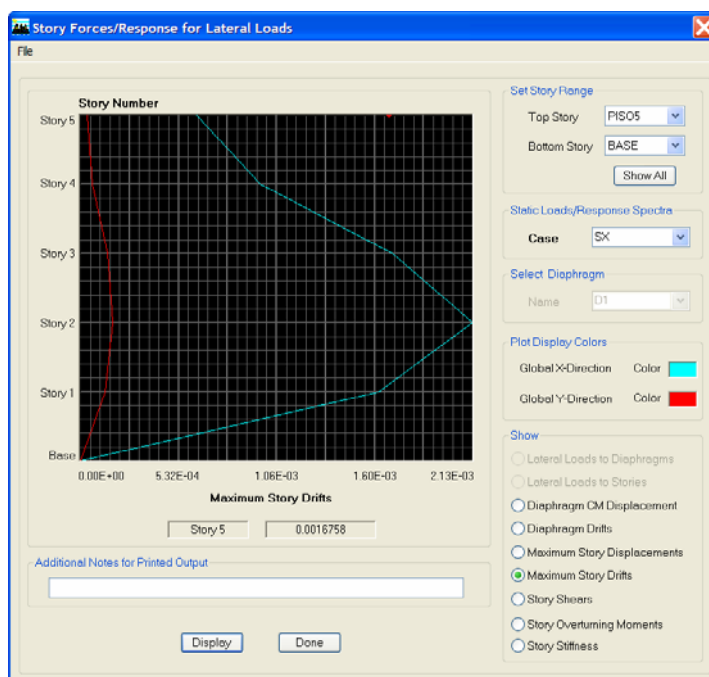


33.3) Seguimos la Ruta: (Menu Display / Show Story Response Plots.)

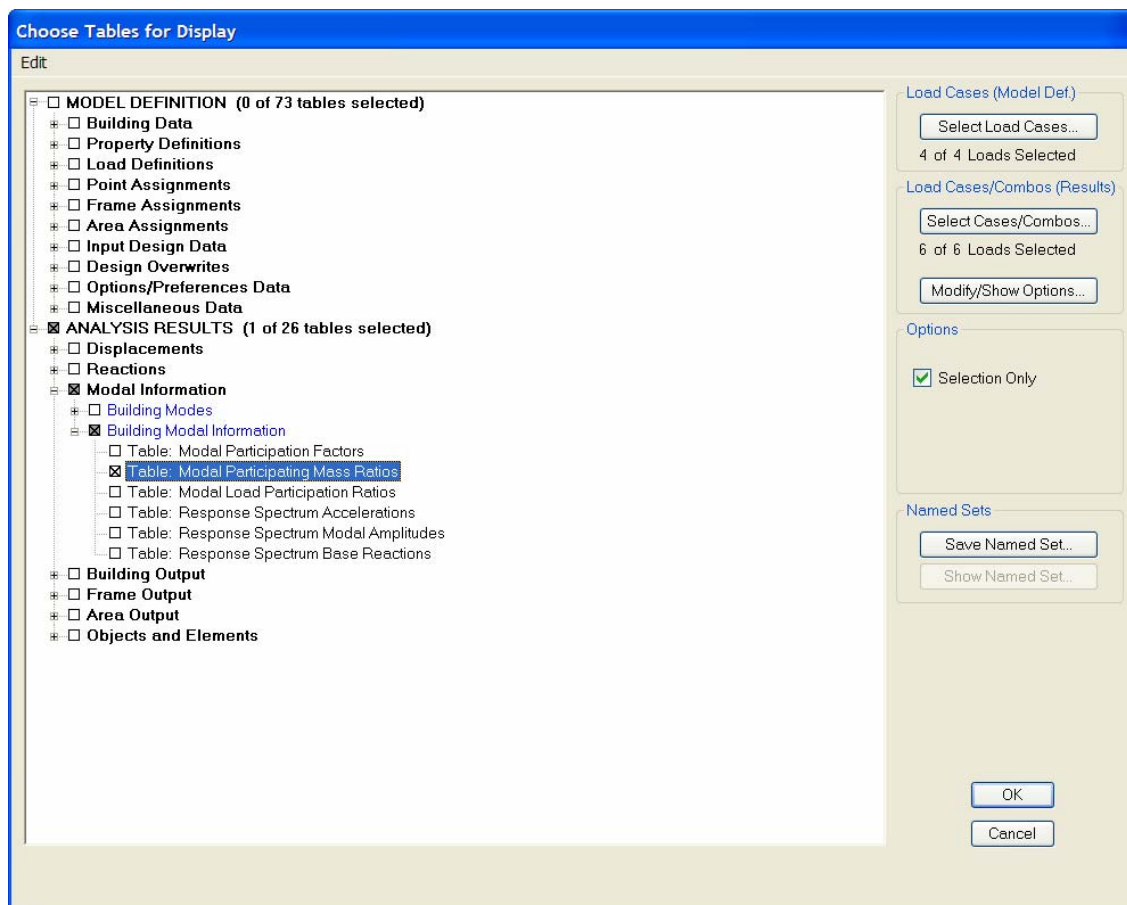


Corte de Piso (Sx)

Deriva de Piso (Sx)



33.4) Seguimos la Ruta: (Menu Display / Show Tables.)



Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.616965	0.0000	59.7505	0.0000	0.0000	59.7505	0.0000	93.1143
2	0.481526	83.1164	0.0000	0.0000	83.1164	59.7505	0.0000	0.0000
3	0.418188	0.0000	0.0006	0.0000	83.1164	59.7511	0.0000	0.0008
4	0.298300	0.0000	28.3854	0.0000	83.1164	88.1366	0.0000	6.6433
5	0.167896	9.9410	0.0000	0.0000	93.0575	88.1366	0.0000	0.0000
6	0.163745	0.0000	3.2662	0.0000	93.0575	91.4028	0.0000	0.1810
7	0.132692	0.0000	0.0002	0.0000	93.0575	91.4030	0.0000	0.0000
8	0.109555	0.0000	6.7637	0.0000	93.0575	98.1667	0.0000	0.0058
9	0.105192	4.9360	0.0000	0.0000	97.9935	98.1667	0.0000	0.0000
10	0.086430	0.0000	0.0000	0.0000	97.9935	98.1667	0.0000	0.0000
11	0.071520	1.5893	0.0000	0.0000	99.5828	98.1667	0.0000	0.0000
12	0.067492	0.0000	1.8333	0.0000	99.5828	100.0000	0.0000	0.0548

34) Elección de Normas para el Diseño.

.- Seguimos la Ruta: **(Menu Options / Preference)**

Concrete Frame Design Preferences

Design Code	ACI 318-05/IBC 2003
Time History Design	Envelopes
Seismic Design Category	D
Number of Interaction Curves	24
Number of Interaction Points	11
Consider Minimum Eccentricity	Yes
Phi (Tension Controlled)	0.9
Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
Phi (Compression Controlled Spiral)	0.7
Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
Phi (Shear Seismic)	0.6
Phi (Shear Joint)	0.85
Pattern Live Load Factor	0.75
Utilization Factor Limit	1

OK

Cancel

Steel Frame Design Preferences

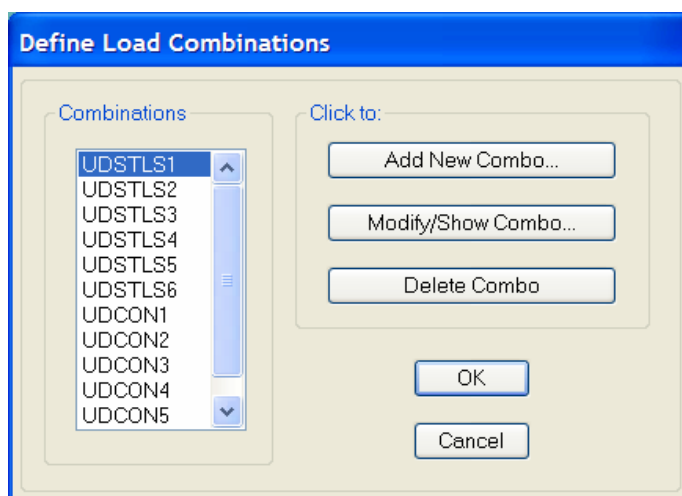
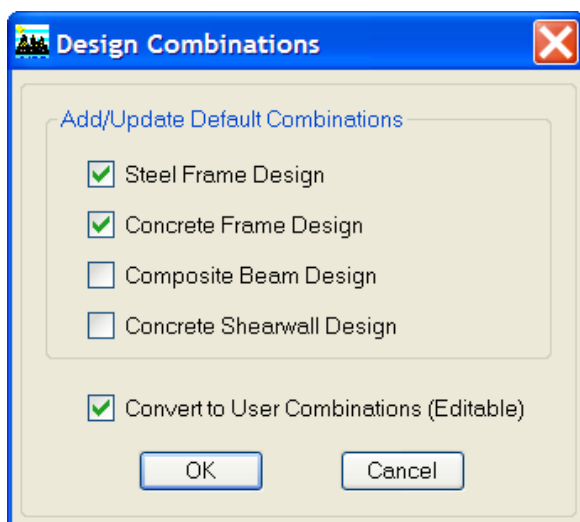
Design Code	AISC-LRFD93
Time History Design	Envelopes
Frame Type	Moment Frame
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
DL Limit, abs	0.0254
Super DL+LL Limit, abs	0.0254
Live Load Limit, abs	0.0254
Total Limit, abs	0.0254
Total-Camber Limit, abs	0.0254
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	1.
Maximum Auto Iteration	1

OK

Cancel

35) Definición de Combinaciones.

.- Seguimos la Ruta: (**Menu Define / Add default design Combos**)

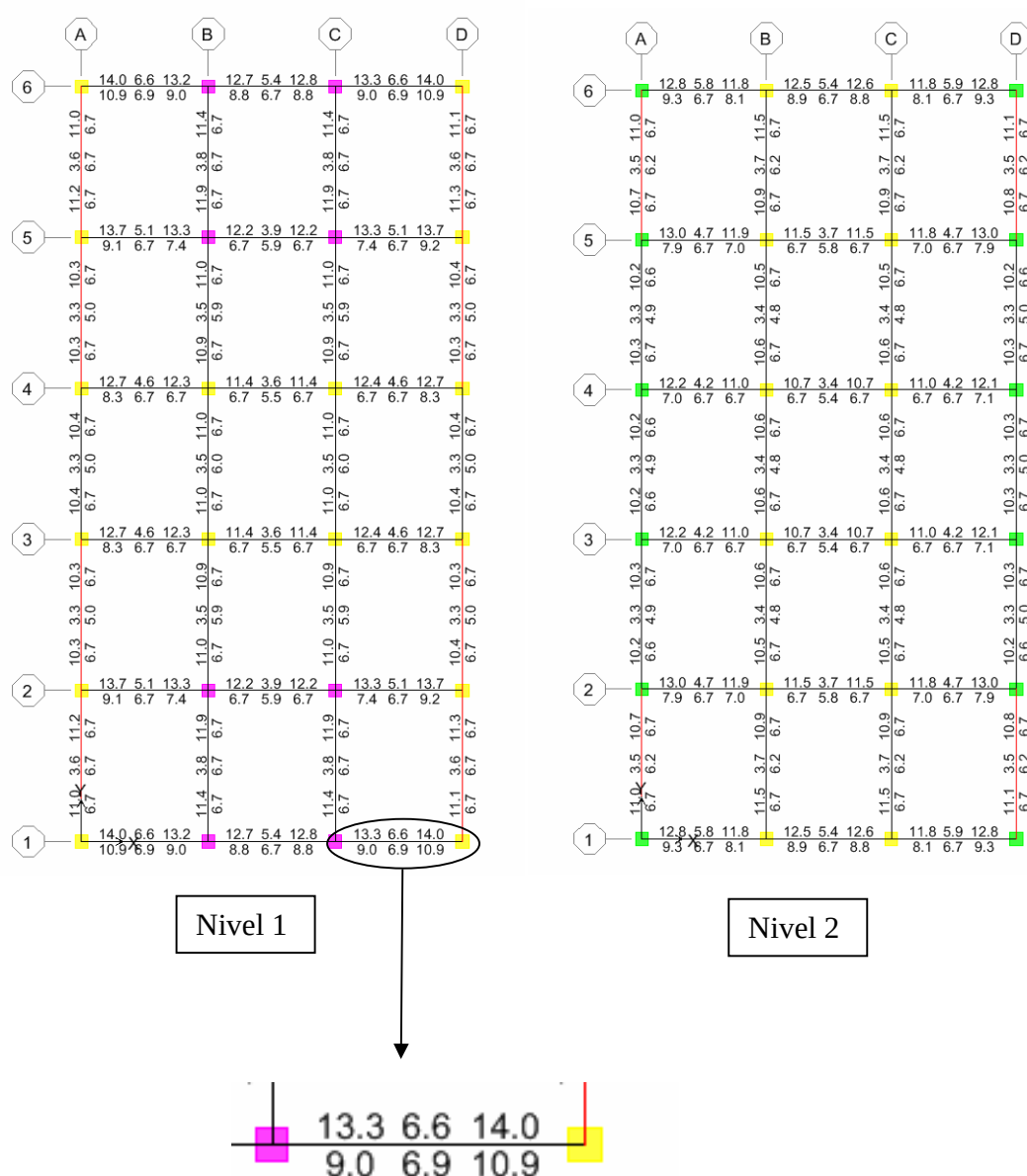


36) Diseño Sismorresistente en Concreto Armado.

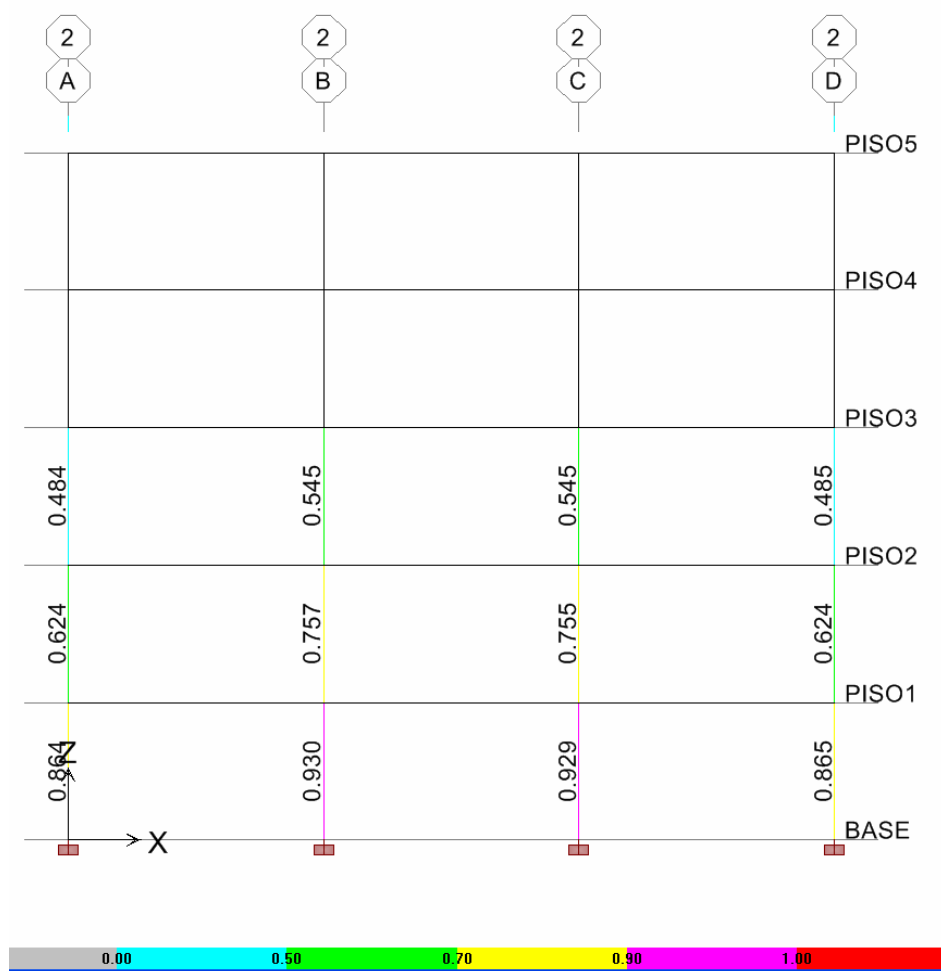
- Seguimos la Ruta: (Menu Design / Concrete Frame Design / Start Design)

36.1) Menu Display Design Info.

36.1.1) Longitudinal Reinforcing. (Acero Longitudinal en Vigas)



36.1.2) Column P-M-M Interaction Ratio.
 (Coeficiente de Suficiencia en Columnas). Debe ser menor o igual a 1.00



En general, al seleccionar una determinada viga y hacer clic en el botón derecho del Mouse, se tiene lo siguiente:

The dialog box displays the following data:

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
UDCON3	321.429	3.9	5.1	0.082
UDCON3	357.143	3.9	5.8	0.083
UDCON3	357.143	3.9	5.9	0.096
UDCON3	392.857	6.5	6.3	0.098
UDCON3	428.571	7.2	6.7	0.099
UDCON3	428.571	7.7	6.7	0.130
UDCON3	475.000	12.2	6.7	0.132

Buttons: Overwrites, Summary, Flex. Details, Shear Details, OK, Cancel

Donde,

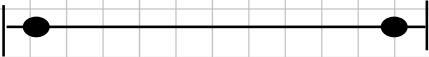
Top Steel: Acero Superior

Bottom Steel: Acero inferior

Shear Steel: Acero por corte (cm²/cm). Es decir, representa el área de acero requerida para una separación de estribos cada 1 cm.

Station Loc: Distancia a la cual se esta diseñando.

.- En el caso del acero por corte de la viga, el programa lo determina según el nivel de diseño del elemento. Por ejemplo, si se escoge “**Sway Special**” se diseña por capacidad, es decir, el área de acero por corte es función de la carga gravitacional mayorada mas el corte proveniente de suponer que en los extremos de la viga se generan las rótulas plásticas a flexión.

ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf-cm (Shear Details)									
Level	: PIS01	L=500.000							
Element	: B25	D=55.000	B=40.000	bf=40.000					
Station Loc	: 475.000	ds=0.000	dct=5.000	dcb=5.000					
Section ID	: U40X55	E=253105.065	fc=250.000	Lt.Wt. Fac.=1.000					
Combo ID	: UDCON3	fy=4200.000	fys=4200.000						
Phi(Bending):	0.900								
Phi(Shear):	0.750								
Phi(Seis Shear):	0.600								
Phi(Torsion):	0.750								
									
Cortes por Capacidad con el acero de cálculo									
SHEAR/TORSION DESIGN FOR U2 and T									
Rebar	Av	Rebar	At	Rebar	A1	Design	Uu	Design	Tu
	0.132	0.012	8.395	16627.817	93990.840	1024199.737	0.000		
Design Forces									
Factored	Uu	Factored	Mu	Capacity	Up	Gravity	Ug		
16627.817	2169851.40	10333.901	7402.494						
Corte por Gravedad									
Capacity Moment (Left)									
Long.Rebar	As(Bot)	Long.Rebar	As(Top)	Cap.Moment	Mpos	Cap.Moment	Mneg		
6.696	12.194	1684981.874	2959778.222						
Capacity Moment (Right)									
Long.Rebar	As(Bot)	Long.Rebar	As(Top)	Cap.Moment	Mpos	Cap.Moment	Mneg		
6.696	12.218	1684981.874	2965273.607						
Capacity Moment (Derecha) con el acero de cálculo									
Design Basis									
Design	Uu	Conc.Area	Ac	Area	Tensn.Rein	Ag	As	Strength	Fys
16627.817	2000.000	2200.000	6.696	4200.000	250.000	1.000			
Shear Rebar Design									
Stress	U	Conc.Cpcty	uc	Uppr.Limit	RebarArea	Av			
8.314	5.031	33.540	0.132						
Torsion Capacity									
Torsion	Tu	Critical	Phi×Tor	Conc.Area	Ac	Conc.Area	Ac	Perimeter	Pcp

Es importante destacar que el corte debe revisarse para los aceros reales colocados y no los calculados, por tanto vamos a proceder a indicar los aceros superiores e inferiores finales a la izquierda y la derecha de las vigas. Esto implica, quitar el análisis y luego ir al menú Define / Frame Sections.

Rectangular Section

Section Name: V40X55

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: CONC

Dimensions

Depth (t3): 55

Width (t2): 40

Concrete: Reinforcement...

Display Color:

OK Cancel

Reinforcement Data

Design Type: ☐ Column ☒ Beam

Concrete Cover to Rebar Center

Top: 5

Bottom: 5

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	14	14
Bottom	9	9

OK Cancel

ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf-cm (Shear Details)

Level	: PIS01	L=500.000		
Element	: B25	D=55.000	B=40.000	bf=40.000
Station Loc	: 475.000	ds=0.000	dct=5.000	dcb=5.000
Section ID	: U40X55	E=253105.065	fc=250.000	Lt.Wt. Fac.=1.000
Combo ID	: UDC0N3	fy=4200.000	fys=4200.000	

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Cortes por Capacidad con el acero Real a colocar en planos. El valor es mayor al obtenido inicialmente.

SHEAR/TORSION DESIGN FOR U2 and T		Rebar	Rebar	Rebar	Design	Design	Design	Design
		Av	At	Al	Uu	Tu	Mu	Pu
		0.132	0.012	8.395	16627.817	93990.840	1024199.737	0.000

Design Forces

Factored	Factored	Capacity	Gravity
Uu	Mu	Up	Ug
16627.817	-2169851.40	12418.652	7402.494

Corte por Gravedad

Capacity Moment (Left)

Long.Rebar	Long.Rebar	Cap.Moment	Cap.Moment
As(Bot)	As(Top)	Mpos	Mneg
9.000	14.000	2231172.794	3357220.59

Capacidad Momento (Izquierda) con el acero real a colocar en Planos

Capacity Moment (Right)

Long.Rebar	Long.Rebar	Cap.Moment	Cap.Moment
As(Bot)	As(Top)	Mpos	Mneg
9.000	14.000	2231172.794	3357220.59

Capacidad Momento (Derecha) con el acero real a colocar en planos.

Design Basis

Design	Conc.Area	Area	Tensn.Rein	Strength	Strength	LtWt.Reduc
Uu	Ac	Ag	Ast	Fys	Fcs	Factor
16627.817	2000.000	2200.000	9.000	4200.000	250.000	1.000

Shear Rebar Design

Stress	Conc.Cpcty	Upr.Limit	RebarArea	Shear	Shear	Shear
U	Vc	Umax	Av	Phi×Uc	Phi×Us	Phi×Un
8.314	5.031	33.540	0.132	0.000	16627.817	16627.817

Torsion Capacity

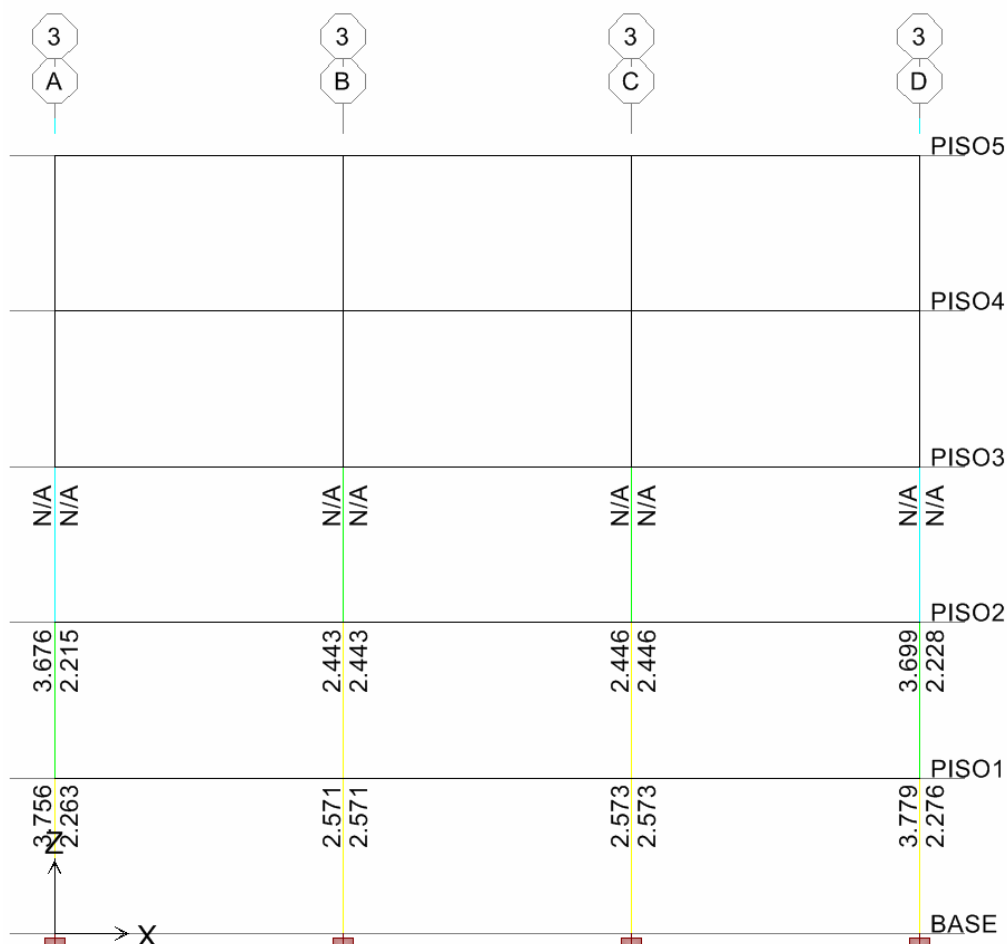
Torsion	Critical	Conc.Area	Conc.Area	Conc.Area	Perimeter	Perimeter
Tu	Phi×Tcr	Ac	Aoh	Ao	Pcb	Ph

Si el Corte por capacidad es superior al corte gravitacional implica que $\phi V_c = 0$

36.1.3) Column/Beam Capacity Ratio.

(Factor de Capacidad Columna / Viga en Nodos).

Para ser satisfactorio, debe ser mayor o igual a 1.20

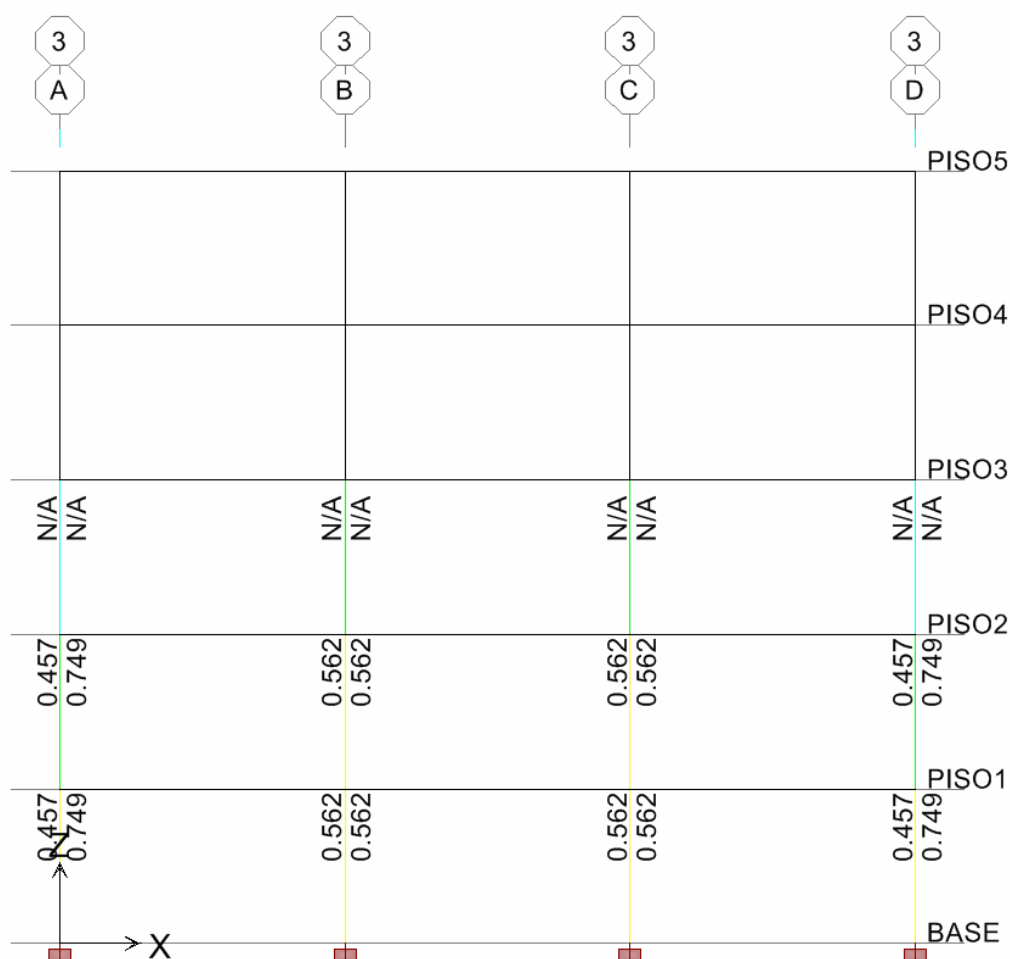


Es importante destacar que esta Relación de **Capacidad Columna/Viga** en los nodos también debe determinarse con lo aceros reales colocados y no los calculados de Vigas y columnas, pertenecientes al sistema resistente a sismo. En este caso, la columna tiene un acero definido desde el inicio del modelo, mientras que en las vigas, luego de conocer la demanda de acero longitudinal en las mismas por el régimen de cargas, se ha fijado un acero a colocar en los extremos de cada elemento (arriba y abajo), a fin de evaluar en su condición real.

36.1.4) Joint Shear Capacity Ratios.

(Factor de Capacidad a Corte Nodos).

Para ser satisfactorio, debe ser menor o igual a 1.00



Es importante destacar que este factor de **Capacidad a Corte En Los Nodos** también debe determinarse con los aceros reales colocados y no los calculados de Vigas y columnas, pertenecientes al sistema resistente a sismo. En este caso, la columna tiene un acero definido desde el inicio del modelo, mientras que en las vigas, luego de conocer la demanda de acero longitudinal en las mismas por el régimen de cargas, se ha fijado un acero a colocar en los extremos de cada elemento (arriba y abajo), a fin de evaluar en su condición real.

37) Diseño en Acero.

.- Seguimos la Ruta: (**Menu Design / Steel Frame Design / Start Design**)

El programa ETABS determina el coeficiente de Suficiencia (C.S) de cada uno de los elementos (Correas, Vigas, Arriostramientos y Columnas) que pertenecen a la estructura de conformidad con las combinaciones establecidas en la aplicación de la norma AISC-LRFD (Estados Límites). El Coeficiente de Suficiencia expresa la relación crítica de Demanda/Capacidad en la Interacción de la fuerza axial y los momentos actuando simultáneamente, así como las flechas máximas permitidas, debido a ello, en cualquier caso debe ser igual o menor a 1.00.



Es importante destacar que en el sistema resistente a sismo tipo “**SMF**” “Special Moment Frames” se ha verificado previamente que:

- 1) Los perfiles para las Vigas y Columnas sean **compactos Sísmicos**
- 2) Las vigas posean adecuado **soporte lateral**.
- 3) El criterio **Columna Fuerte-Viga Débil** en cada Nodo considerando un valor de sobre-resistencia (R_y) en vigas igual a 1.50.

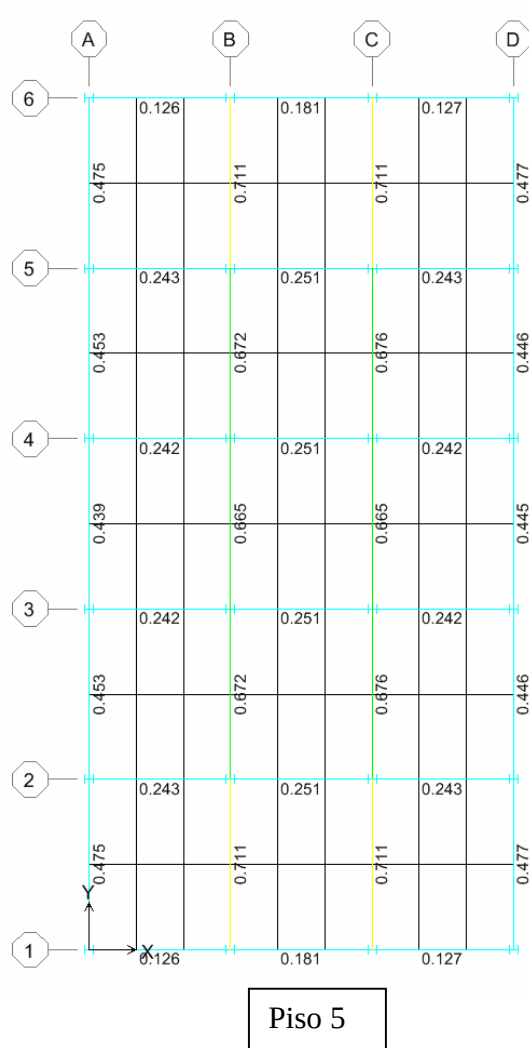
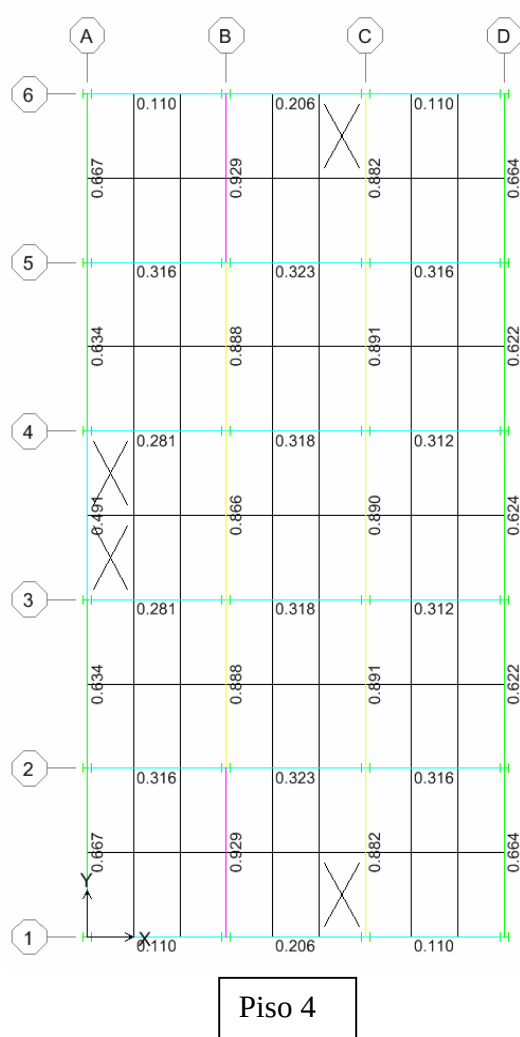
Por otra parte, en el sistema resistente a sismo tipo “**SCBF**” “Special Concentrically Braced frames” se ha verificado previamente que:

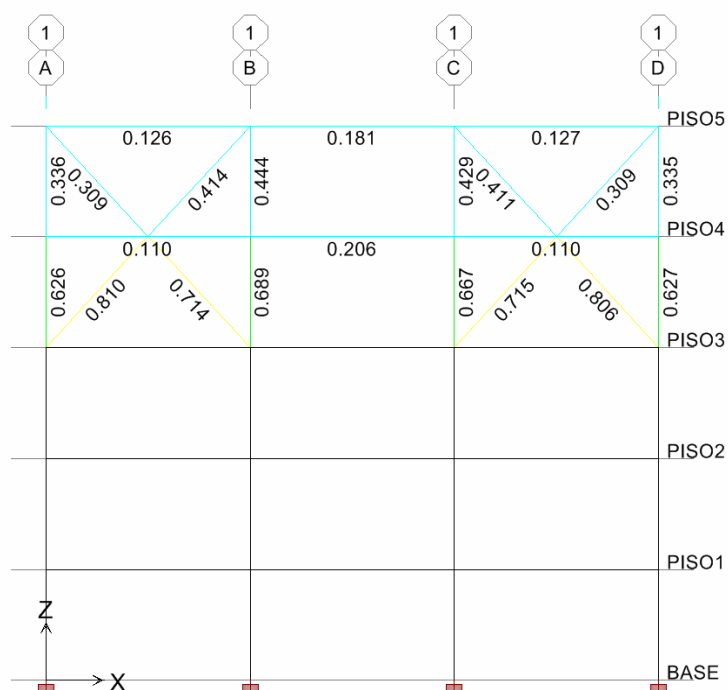
- 1) Los perfiles para los arriostramientos y Columnas sean **compactos Sísmicos**
- 2) Los arriostramientos cumplan con la esbeltez máxima permitida igual a $4*(E/F_y)^{1/2}$
- 3) Los arriostramientos esten colocados de manera **alternante y simétrica**.
- 4) Las columnas cumplan con el requisito de **resistencia axial requerida** por la acción inelástica de las diagonales.

Nota: Estos Criterios son de acuerdo a la Norma AISC 341-05 “Seismic Provisions”.

Es decir, en el programa ETABS sólo se revisa que los elementos cumplan con la demanda elástica impuesta por la acción gravitacional y el sismo de diseño en ambas direcciones principales. El desempeño sismorresistente es función de la ocurrencia de mecanismos dúctiles producto de diseñar las conexiones a capacidad y de establecer cuales son los mecanismos de falla deseados para disipar energía de manera estable, según sea el Tipo de sistema estructural, de acuerdo a la normativa vigente

A continuación se presenta el coeficiente de Suficiencia (C.S) de cada uno de los elementos (Correas, Vigas, Arriostramientos y Columnas) que pertenecen a la estructura de conformidad con las combinaciones establecidas en la aplicación de la norma AISC (Estados Límites)





Steel Stress Check Information (AISC-LRFD93)

Story: PISO4 Analysis Section: HE300B
 Column: C4 Design Section: HE300B

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
UDSTLS2	0.00	0.208 (C) = 0.039 + 0.004 + 0.165	0.007	0.021
UDSTLS2	118.50	0.044 (C) = 0.039 + 0.005 + 0.000	0.007	0.021
UDSTLS2	237.00	0.219 (C) = 0.039 + 0.014 + 0.166	0.007	0.021
UDSTLS3	0.00	0.389 (C) = 0.049 + 0.070 + 0.271	0.053	0.029
UDSTLS3	118.50	0.105 (C) = 0.048 + 0.015 + 0.042	0.053	0.029
UDSTLS3	237.00	0.303 (C) = 0.048 + 0.063 + 0.192	0.053	0.029
UDSTLS4	0.00	0.667 (C) = 0.043 + 0.026 + 0.598	0.022	0.059

Overwrites Details
 OK Cancel

Coeficiente de Suficiencia

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-m (Summary for Combo and Station)

Level: PIS04 Element: C4 Station Loc: 0.000 Section ID: HE300B

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=2.700

A=0.015 i22=8.563E-05 i33=2.517E-04 z22=8.700E-04 z33=0.002

s22=5.709E-04 s33=0.002 r22=0.076 r33=0.130

E=2.039E+10 fy=25300000.000

RLLF=0.931

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.667 = 0.043 + 0.026 + 0.598

Coef. de Suficiencia

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo UDSTLS4	-23436.838	1111.322	-11655.022	993.496	-7671.684

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi×Pnc Strength	phi×Pnt Strength
Axial	23436.838	272526.870	339273.000

Revisión a carga Axial

	Mu Moment	phi×Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	1111.322	42557.130	0.850	1.000	1.000	1.667	0.878	1.976
Minor Bending	11655.022	19497.951	0.850	1.000	1.000	1.774	0.878	

SHEAR DESIGN

	Uu Force	Phi×Un Strength	Stress Ratio
Major Shear	993.496	45084.600	0.022
Minor Shear	7671.684	129789.000	0.059

Revisión a Momentos

Revisión a Corte

1. DINAMICA DE ESTRUCTURAS

Durante su trabajo práctico, el ingeniero civil debe analizar estructuras sometidas a cargas estáticas y/o dinámicas según la naturaleza del problema en estudio. El análisis estático es válido cuando las cargas se aplican lentamente, es decir cuando la frecuencia de aplicación es mucho mayor que la frecuencia de la estructura. Sin embargo cuando las cargas se aplican en forma repentina o cuando son de naturaleza variable, la masa y los efectos de la aceleración adquieren importancia en el análisis. Con el fin de estudiar estos efectos, se requiere plantear la relaciones entre fuerzas, aceleraciones y masas, esto se logra generalmente aplicando la segunda ley de Newton, sin embargo para ciertos tipos de estructuras o sistemas, resulta de mayor utilidad el uso de principios tales como: el principio de equilibrio dinámico, el principio del trabajo virtual, la ecuación de Lagrange y el principio de Hamilton.

En ésta sección, el estudio de la dinámica estructural se limita a una breve introducción análisis de sistemas de uno y varios grados de libertad, para tal fin se usan soluciones analíticas y numéricas en un intento por mostrar la pertinencia del uso de Visual Basic para Excel en el estudio y enseñanza de estos tópicos.

Los diferentes temas tratados constan de una introducción que busca recordar y resaltar los términos y conceptos relevantes de la aplicación a desarrollar, dado que se espera que el lector se encuentre familiarizado con el tema, halla cursado o este cursando dinámica estructural.

1. *Sistemas de un solo grado de libertad SDOF*

Los sistemas de un solo grado de libertad (SDOF) corresponden a estructuras para las cuales es suficiente el uso de una coordenada en la descripción de su movimiento vibratorio. Estos sistemas denominados *simples* corresponden a estructuras tales como, pérgolas, tanques elevados, edificaciones de un solo piso y otras como se indica en la Ilustración 1.



Ilustración 1. Estructuras simples de un solo grado de libertad.

El tratamiento matemático de estos sistemas, se realiza por medio de idealizaciones como la que se indica en la Ilustración 2, donde la masa se supone concentrada en un solo punto de la estructura y de igual manera se procede con la rigidez y el amortiguamiento, además, este último usualmente se considera de tipo viscoso de tal manera que es función de un coeficiente y la velocidad del sistema.

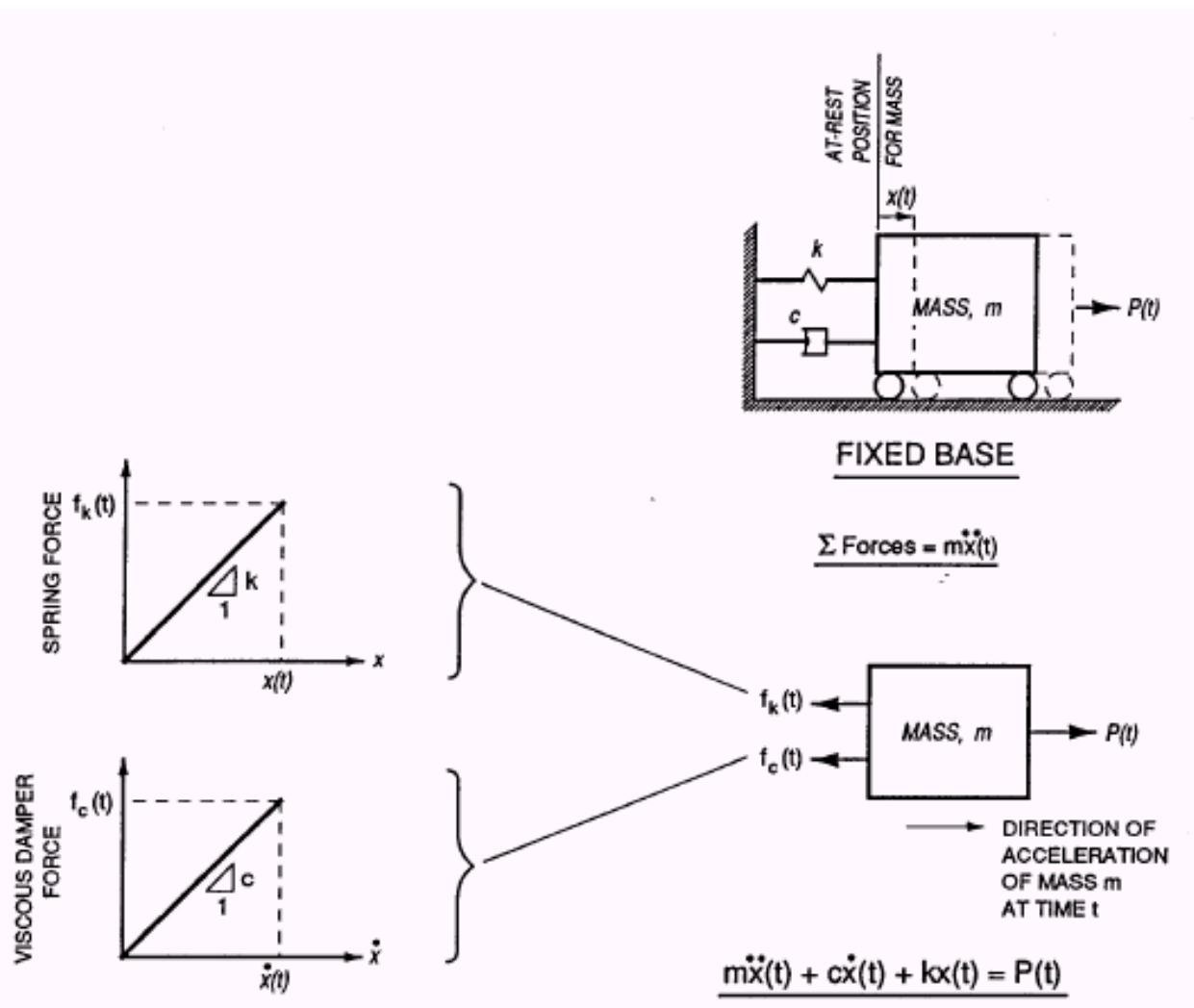


Ilustración 2. Idealización de un sistema de un solo grado de libertad.

Al considerar el equilibrio dinámico de un SDOF se obtiene la ecuación básica del movimiento que se indica a continuación,

Eq. 1
$$m \frac{d^2 u}{dt^2} + c \frac{du}{dt} + ku = p(t) \quad \text{o} \quad \ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2 u = p(t)$$

Donde,

m : es la masa concentrada de la estructura.

k : la rigidez de sistema.

c : coeficiente de amortiguamiento.

ζ : razón de amortiguamiento.

ω : frecuencia natural de sistema.

$p(t)$: carga aplicada o excitación.

La solución de la Eq. 1 en general depende de la naturaleza de la carga aplicada, en cuyo caso se pueden tener vibraciones libres o forzadas, además según el amortiguamiento, la vibración puede ser amortiguada o no amortiguada. En las siguientes secciones se contempla la solución de la Eq. 1 para estos casos particulares.

1. Vibración libre amortiguada

Es importante notar que todo sistema que posea masa y elasticidad es capaz de vibrar libremente, es decir, sin excitación externa. En ésta sección se considera el análisis de dichos sistemas para el caso particular de vibración subamortiguada, dado que es la de mayor interés desde el punto de vista de la ingeniería sísmica y civil.

Para que un sistema se pueda denominar subamortiguado, el coeficiente de amortiguación debe ser menor al amortiguamiento crítico del sistema, el cual viene dado por la siguiente expresión,

$$\text{Eq. 2 } c_c = 2\sqrt{km} = 2m\omega_n \quad \text{y} \quad \zeta = \frac{c}{c_c}$$

En éstas condiciones la solución del sistema se puede obtener fácilmente al notar que la ecuación del movimiento es una ecuación diferencial de segundo grado, homogénea y de coeficientes constantes. Para la cual se puede demostrar que,

$$\text{Eq. 3 } u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left[u_0 \cos \omega_D t + \frac{u_0 + \zeta\omega_n u_0}{\omega_D} \sin \omega_D t \right]$$

Donde,

$$\text{Eq. 4 } \omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$$

Se debe notar que para $\zeta = 0$ resulta un sistema no amortiguado, además cuando $\zeta \geq 1$ las ecuaciones anteriores pierden validez y en general el sistema no puede vibrar libremente.

Con el fin de estudiar la respuesta de un sistema en vibración libre, se presenta a continuación una breve rutina que permite graficar la respuesta del sistema para diferentes condiciones iniciales y grados de amortiguamiento.

```
Public Sub Vibración_Libre()
```

```
Dim w!, zi!, zf!, ti!, tf!, Nz%, Nt%, uo!, vo!, Dz!, Dt!, wd!, i%, j%
```

```
Dim z!, t!
```

```
Dim SDOF As Range
```

```
SDF.Activate
```

```
w = Cells(6, 2)
```

```
uo = Cells(7, 2)
```

```
vo = Cells(8, 2)
```

```
zi = Cells(5, 7)
```

```
zf = Cells(6, 7)
```

```
Nz = Cells(7, 7)
```

```
ti = Cells(8, 7)
```

```
tf = Cells(9, 7)
```

```
Nt = Cells(10, 7)
```

```

Dz = (zf - zi) / Nz
Dt = (tf - ti) / Nt
Set SDOF = Range(Cells(15, 1), Cells(17 + Nt, Nz + 2))
For i = 0 To Nz
    z = zi + Dz * i
    wd = w * (1 - z) ^ 0.5
    SDOF(1, i + 2) = z
    For j = 0 To Nt
        t = ti + Dt * j
        SDOF(j + 2, 1) = t
        SDOF(j + 2, i + 2) = Exp(-z * w * t) * (uo * Cos(wd * t) + (vo + z * w * uo) * Cos(wd * t) / wd)
    Next j
Next i
CForm 15, 16 + Nt, 1, Nz + 2, SDF
Call GXY(16, 16 + Nt, 1, Nz + 2, SDF)
Call GTitulos("RESPUESTA DINÁMICA", "TIEMPO (s)", "u(t)")
Call Fuente(20, 14, 14)
Call GColores(2, 20)
End Sub

```

Tabla 1. Rutina para el cálculo de la respuesta en vibración libre de SDOF

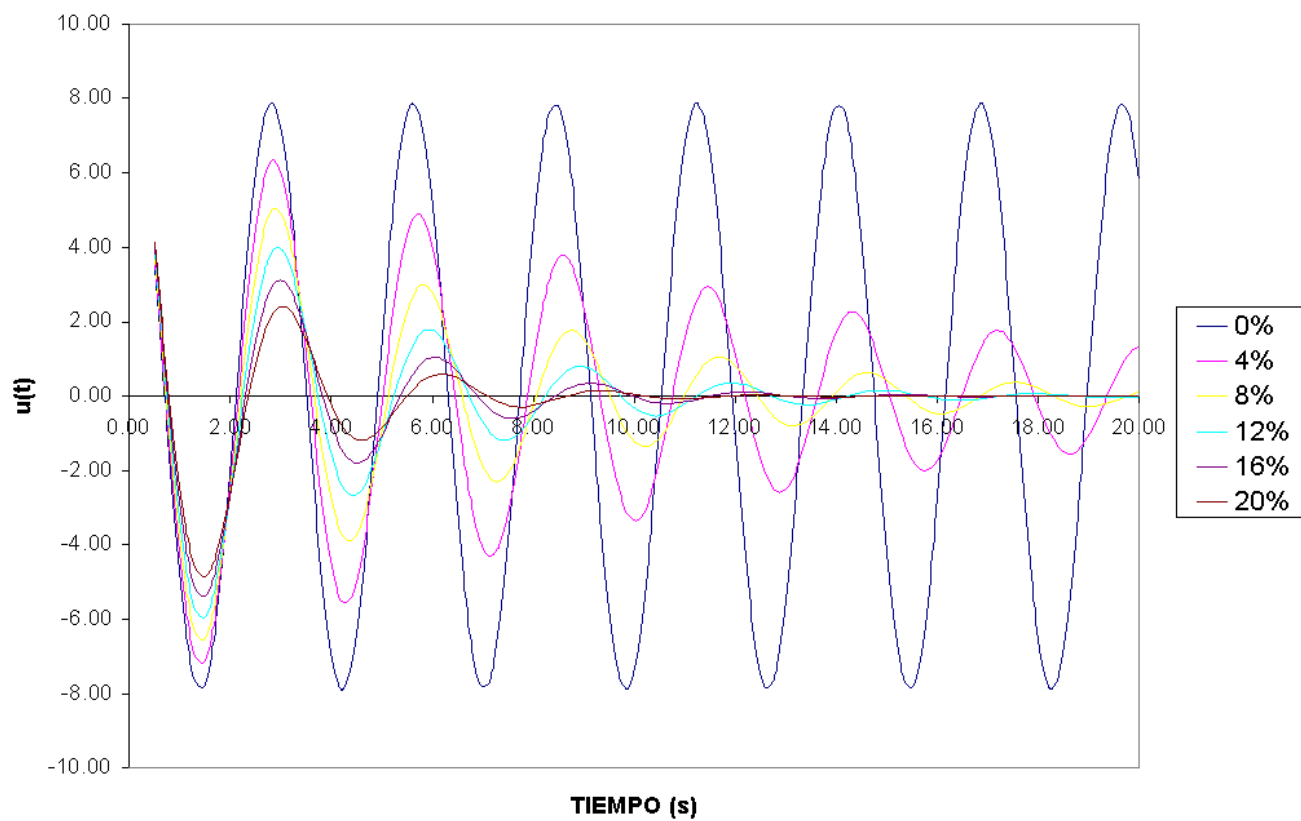
En la Ilustración 3, se puede apreciar la hoja de ingreso de datos con la información mínima requerida por la aplicación.



Ilustración 3. Hoja de ingreso de datos.

En la Ilustración 4, se puede apreciar la respuesta de un SDOF para diferentes grados de amortiguamiento, resulta importante notar que el efecto del amortiguamiento se manifiesta en una reducción gradual de la amplitud de la respuesta. Además que para los porcentajes típicos de amortiguamiento de una edificación (5% a 10%), con unas cuantas vibraciones, del orden de diez (10), la respuesta del sistema es prácticamente nula.

RESPUESTA DINÁMICA



RESPUESTA DINÁMICA

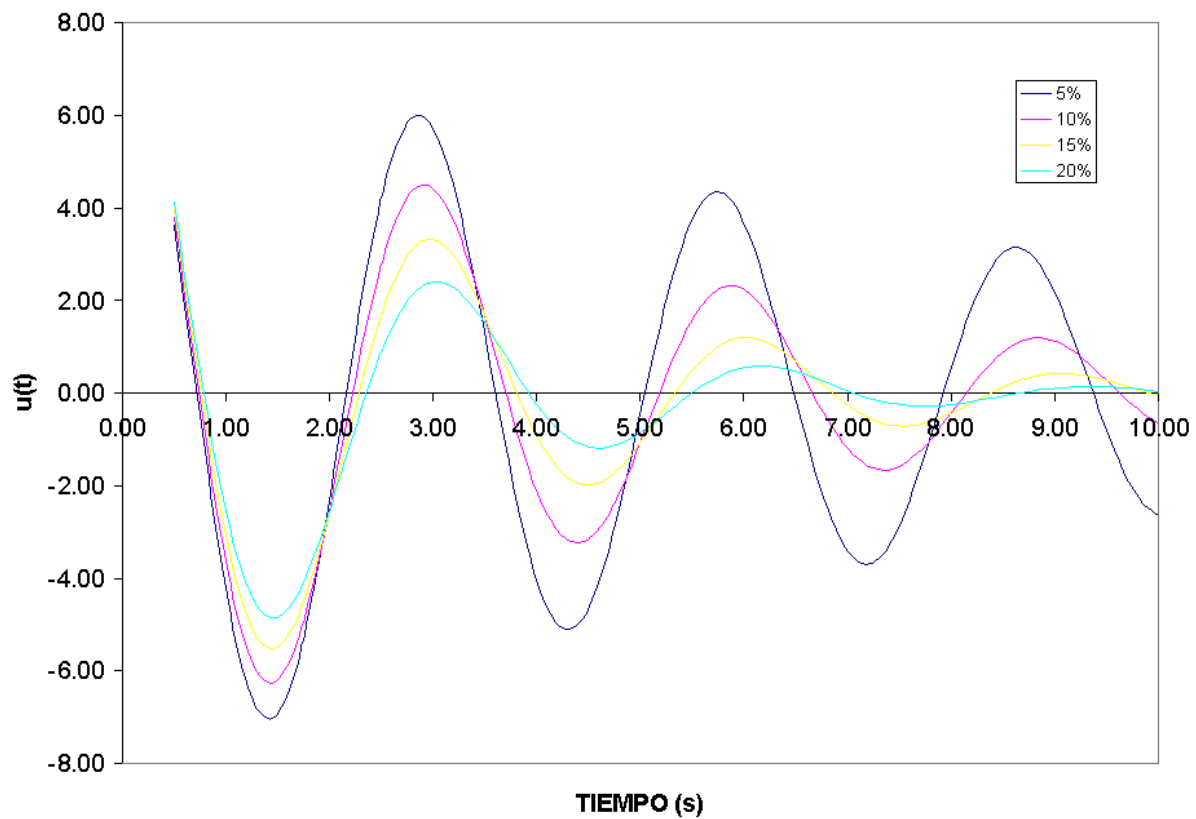


Ilustración 4. Respuesta para diferentes grados de amortiguamiento.

2. Vibración forzada amortiguada

En la práctica resulta de gran interés evaluar la respuesta dinámica de un sistema ante excitaciones de diferente tipo. Por ejemplo ante cargas por funcionamiento de maquinaria (excitación periódica), impactos (carga impulsiva) o movimientos del terreno durante eventos sísmicos (excitación aleatoria).

A medida que las características de la excitación se tornan más complejas, como en el caso de excitaciones aleatorias, resulta difícil la derivación de soluciones analíticas sencillas y de utilidad, sin embargo se puede obtener información valiosa del comportamiento de los SDOF al considerar una excitación armónica como se indica a continuación,

$$\text{Eq. 5} \quad \ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = p_o \sin at$$

La solución de la Eq. 5 resulta en,

$$\text{Eq. 6} \quad u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} [A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t] + C \sin at + D \cos at$$

Transitoria Estacionaria

Donde,

$$C = \frac{p_o}{k} \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2} \quad D = \frac{p_o}{k} \frac{-2\zeta\omega/\omega_n}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2}$$

El valor de las constantes A y B depende de las condiciones iniciales del problema, de tal forma que para $u(0)=0$ y $\dot{u}(0)=0$ se tiene,

$$A = \frac{p_o}{k} \frac{2\zeta\omega/\omega_n}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2} \quad B = \frac{\zeta\omega_n A - \omega C}{\omega_D}$$

Con el fin de facilitar el estudio de un sistema en vibración forzada, se presenta a continuación una breve rutina que permite graficar la respuesta para diferentes frecuencias de excitación y grados de amortiguamiento.

```
Public Sub Vibración_Forzada()
```

```
Dim w!, zi!, zf!, ti!, tf!, Nz%, Nt%, wn!, Po!, Dz!, Dt!, wd!, i%, j%
```

```
Dim z!, t!, k!, den!, Bt!, A!, B!, C!, D!
```

```
Dim SDOF As Range
```

```
SDF.Activate
```

```
Range("A15:Z2000").ClearContents
```

```
k = Cells(4, 2)
```

```
wn = Cells(6, 2)
```

```
w = Cells(7, 2)
```

```
Po = Cells(8, 2)
```



```

zi = Cells(5, 7)
zf = Cells(6, 7)
Nz = Cells(7, 7)
ti = Cells(8, 7)
tf = Cells(9, 7)
Nt = Cells(10, 7)
Bt = w / wn
Dz = (zf - zi) / Nz
Dt = (tf - ti) / Nt
Set SDOF = Range(Cells(15, 1), Cells(17 + Nt, Nz + 2))
For i = 0 To Nz
    z = zi + Dz * i
    wd = wn * (1 - z) ^ 0.5
    SDOF(1, i + 2) = z
    den = (1 - Bt ^ 2) ^ 2 + (2 * z * Bt) ^ 2
    C = Po / k * (1 - Bt ^ 2) / den
    D = -2 * z * Po / k * Bt / den
    A = -D
    B = (z * wn * A - w * C) / wd
    For j = 0 To Nt
        t = ti + Dt * j
        SDOF(j + 2, 1) = t
        SDOF(j + 2, i + 2) = Exp(-z * wn * t) * (A * Cos(wd * t) + B * Sin(wd * t)) +
        C * Sin(w * t) + D * Cos(w * t)
    Next j
Next i
CForm 15, 16 + Nt, 1, Nz + 2, SDF
Call GXY(16, 16 + Nt, 1, Nz + 2, SDF)
Call GTitulos("RESPUESTA DINÁMICA", "TIEMPO (s)", "u(t)")
Call Fuente(20, 14, 14)
Call GColores(2, 20)
End Sub

```

Tabla 2. Rutina para el cálculo de la respuesta en vibración forzada de SDOF

En la Ilustración 5, se puede apreciar la hoja de ingreso de datos con la información mínima requerida para la solución del sistema.

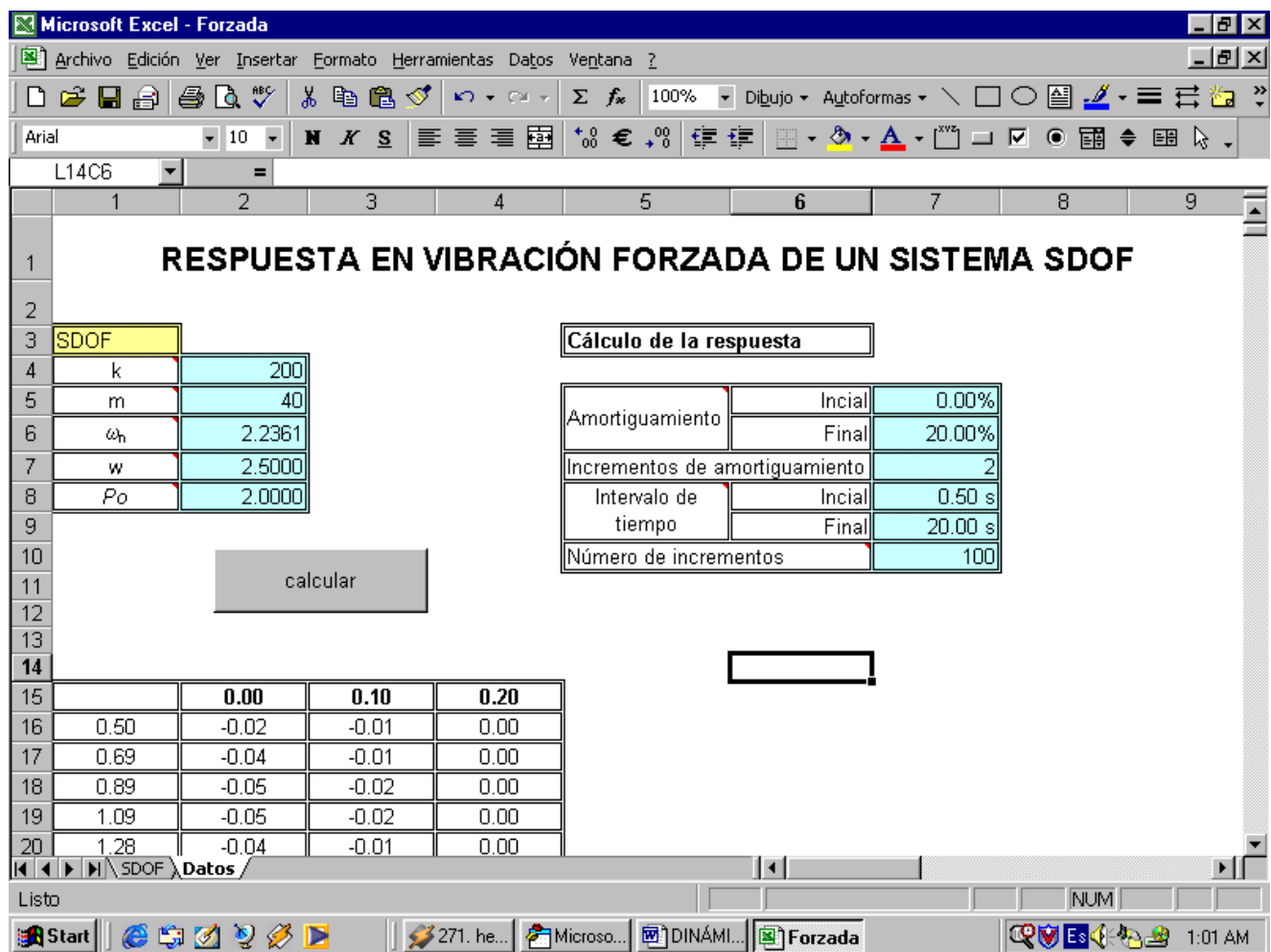
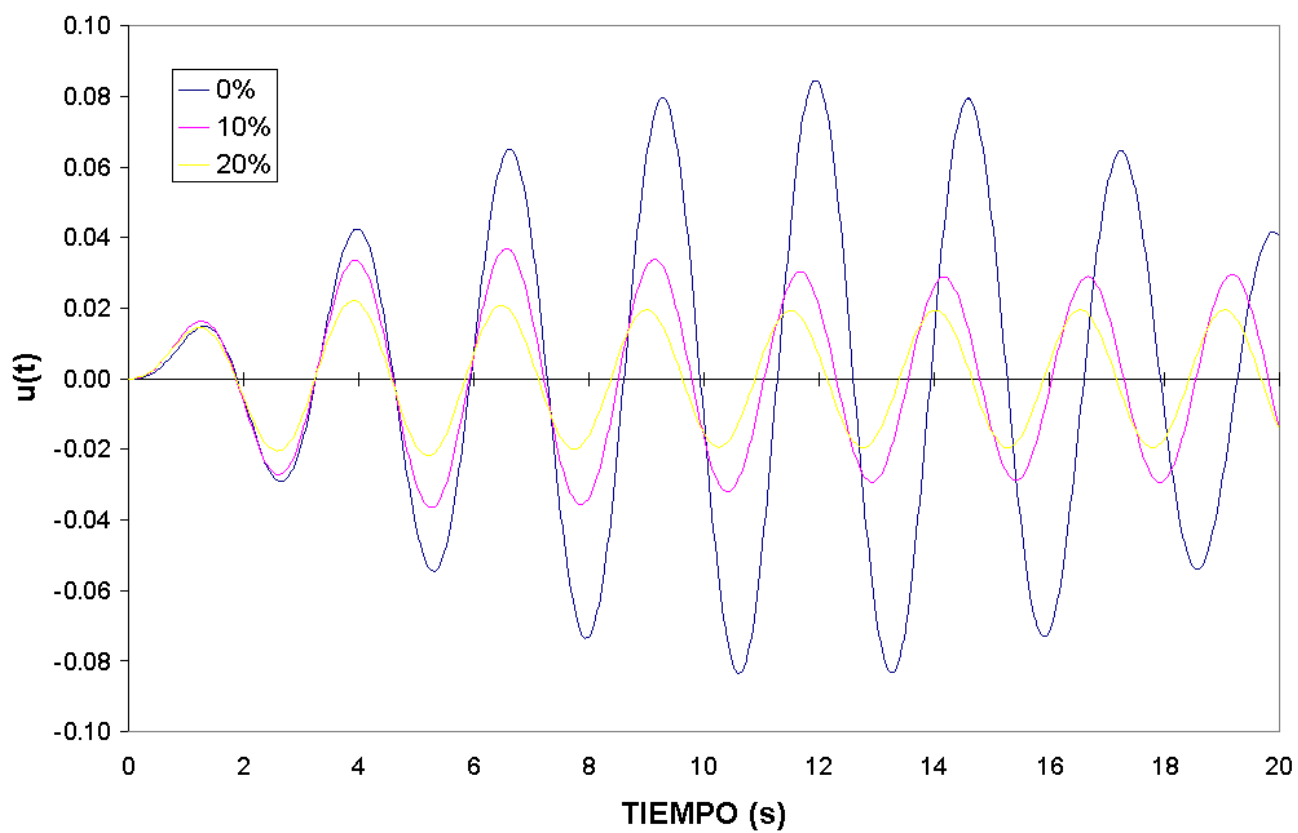


Ilustración 5. Hoja de ingreso de datos.

En la Ilustración 6, se puede apreciar la respuesta de un SDOF para diferentes frecuencias de excitación y grados de amortiguamiento. Resulta importante notar que el efecto del amortiguamiento hace que la primera parte de la solución, término transitorio, desaparezca después de unas cuantas oscilaciones, de allí su nombre.

RESPUESTA DINÁMICA



RESPUESTA DINÁMICA

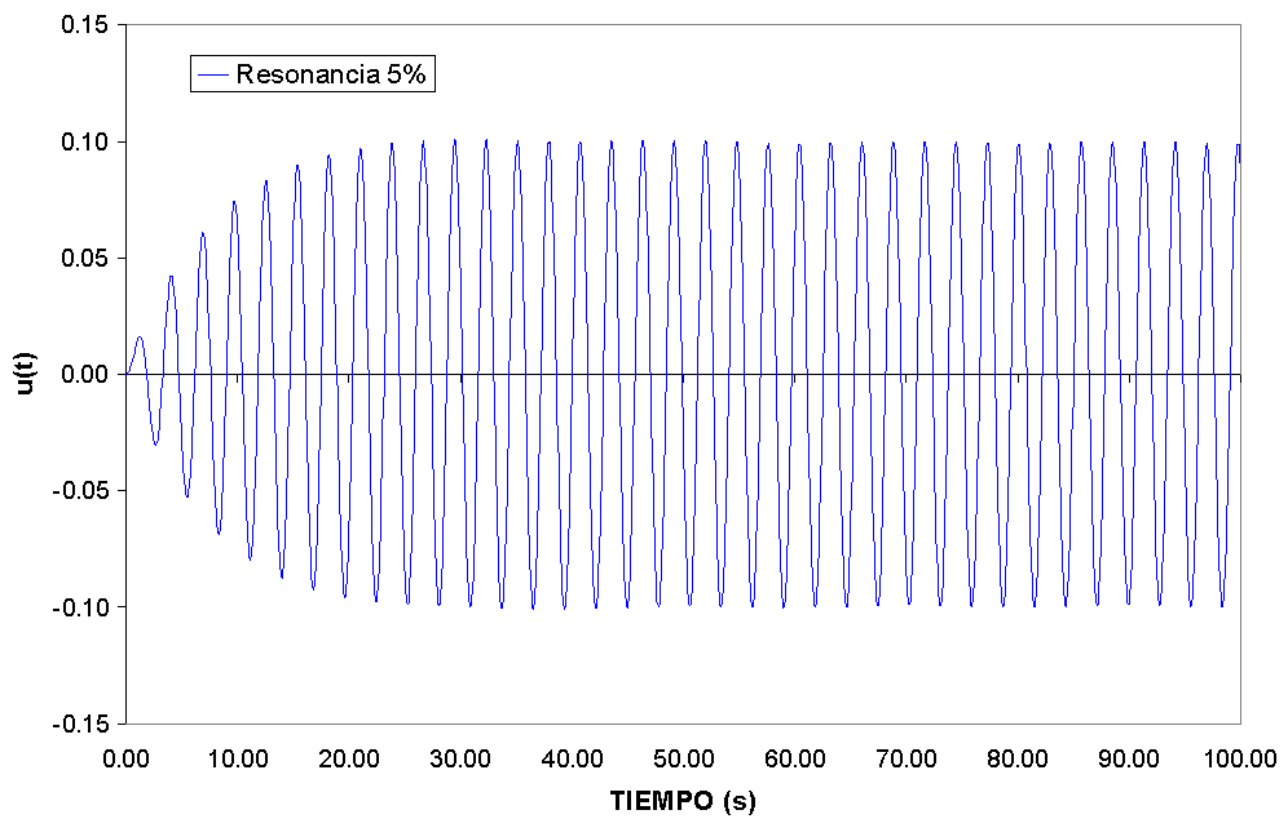


Ilustración 6. Respuesta de un sistema en vibración forzada.

Desde el punto de vista práctico resulta de gran interés el análisis de la respuesta dinámica del sistema en función de la relación de frecuencias $\beta = \omega/\omega_n$, para tal fin se usa el factor de respuesta, el cual se define a continuación,

$$\text{Eq. 7 a)} \quad R_d = \frac{u_o}{(u_{st})_o} = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2}}$$

$$\text{b)} \quad R_v = \frac{\omega}{\omega_n} R_d$$

$$\text{c)} \quad R_a = \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 R_d$$

Las expresiones anteriores corresponden a los factores de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente. La rutina que a continuación se presenta facilita los cálculos.

```
Public Sub Factor_respuesta()
Dim zi!, zf!, bi!, bf!, Nz%, Nb%, Dz!, Db!, i%, j%
Dim z!, t!, k!, den!, Bt!
Dim Rd As Range, Rv As Range, Ra As Range
Rdw.Activate
Range("A15:Z2000").ClearContents
zi = Cells(5, 7)
zf = Cells(6, 7)
Nz = Cells(7, 7)
bi = Cells(8, 7)
bf = Cells(9, 7)
Nb = Cells(10, 7)
Dz = (zf - zi) / Nz
Db = (bf - bi) / Nb
Set Rd = Range(Cells(15, 1), Cells(17 + Nb, Nz + 2))
Rvw.Activate
Range("A15:Z2000").ClearContents
Set Rv = Range(Cells(15, 1), Cells(17 + Nb, Nz + 2))
Raw.Activate
Range("A15:Z2000").ClearContents
Set Ra = Range(Cells(15, 1), Cells(17 + Nb, Nz + 2))
```

```

For i = 0 To Nz
z = zi + Dz * i
Rd(1, i + 2) = z
Rv(1, i + 2) = z
Ra(1, i + 2) = z
For j = 0 To Nb
Bt = bi + Db * j
Rd(j + 2, 1) = Bt
Rv(j + 2, 1) = Bt
Ra(j + 2, 1) = Bt
den = ((1 - Bt ^ 2) ^ 2 + (2 * z * Bt) ^ 2) ^ 0.5
Rd(j + 2, i + 2) = 1 / den
Rv(j + 2, i + 2) = Bt / den
Ra(j + 2, i + 2) = Bt ^ 2 / den
Next j
Next i
CForm 15, 16 + Nb, 1, Nz + 2, Rdw
CForm 15, 16 + Nb, 1, Nz + 2, Rvw
CForm 15, 16 + Nb, 1, Nz + 2, Raw
Call GXY(16, 16 + Nb, 1, Nz + 2, Rdw, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("FACTOR DE RESPUESTA Rd", "B", "Rd")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
Call GXY2(16, 16 + Nb, 1, Nz + 2, "GRv", Rvw, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("FACTOR DE RESPUESTA Rv", "B", "Rv")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
Call GXY2(16, 16 + Nb, 1, Nz + 2, "GRa", Raw, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("FACTOR DE RESPUESTA Ra", "B", "Ra")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
End Sub

```

Ilustración 7. Rutina para el cálculo del factor de respuesta.

En la Ilustración 8, se puede apreciar la hoja de ingreso de datos con la información mínima requerida para la solución del sistema.

Microsoft Excel - Factor de respuesta

Archivo Edición Ver Insertar Formato Herramientas Datos Ventana ?

Arial 10

L18C8

FACTOR DE RESPUESTA DE UN SISTEMA SDOF

Cálculo de la respuesta

Amortiguamiento	Incial	2.00%
	Final	10.00%
Incrementos de amortiguamiento		3
Intervalo de frecuencias	β Incial	0
	β Final	3
Número de incrementos		100

	0.02	0.05	0.07	0.10
0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.03	1.00	1.00	1.00	1.00
0.06	1.00	1.00	1.00	1.00
0.09	1.01	1.01	1.01	1.01
0.12	1.01	1.01	1.01	1.01

GRd Datos GRv Rv GRa Ra

Listo

Start Microsoft... DINÁMICA... Microsoft Vi... 316. Momin... Es 8:05 PM

Ilustración 8. Hoja de ingreso de datos.

La Ilustración 9 presenta la variación de los diferentes factores de respuesta de un SDOF sometido a una carga de tipo armónico. Es importante notar que la respuesta máxima o resonancia, se da para frecuencias de excitación cercanas a la natural de tal forma que para $\zeta < 1/\sqrt{2}$ las frecuencias de resonancia son,

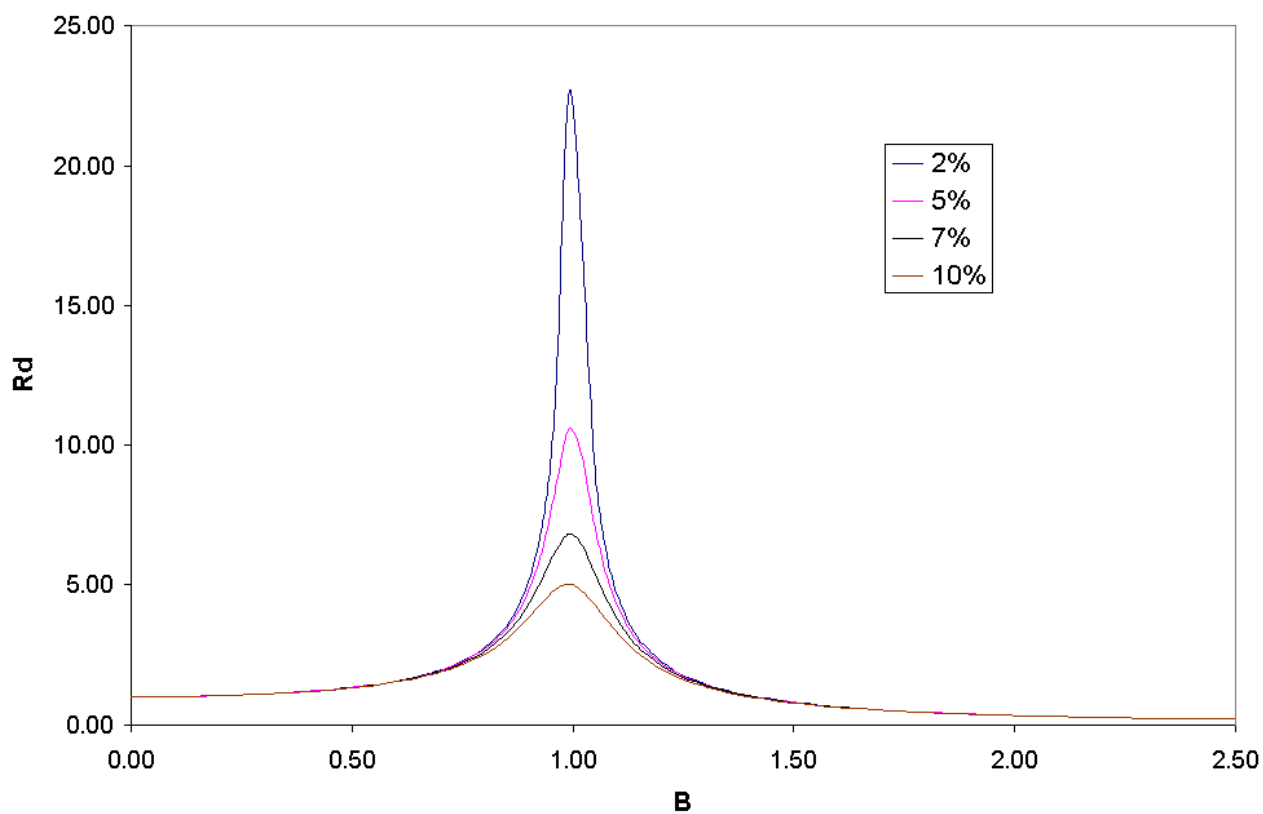
Desplazamiento $\omega_n \sqrt{1 - 2\zeta^2}$

Velocidad ω_n

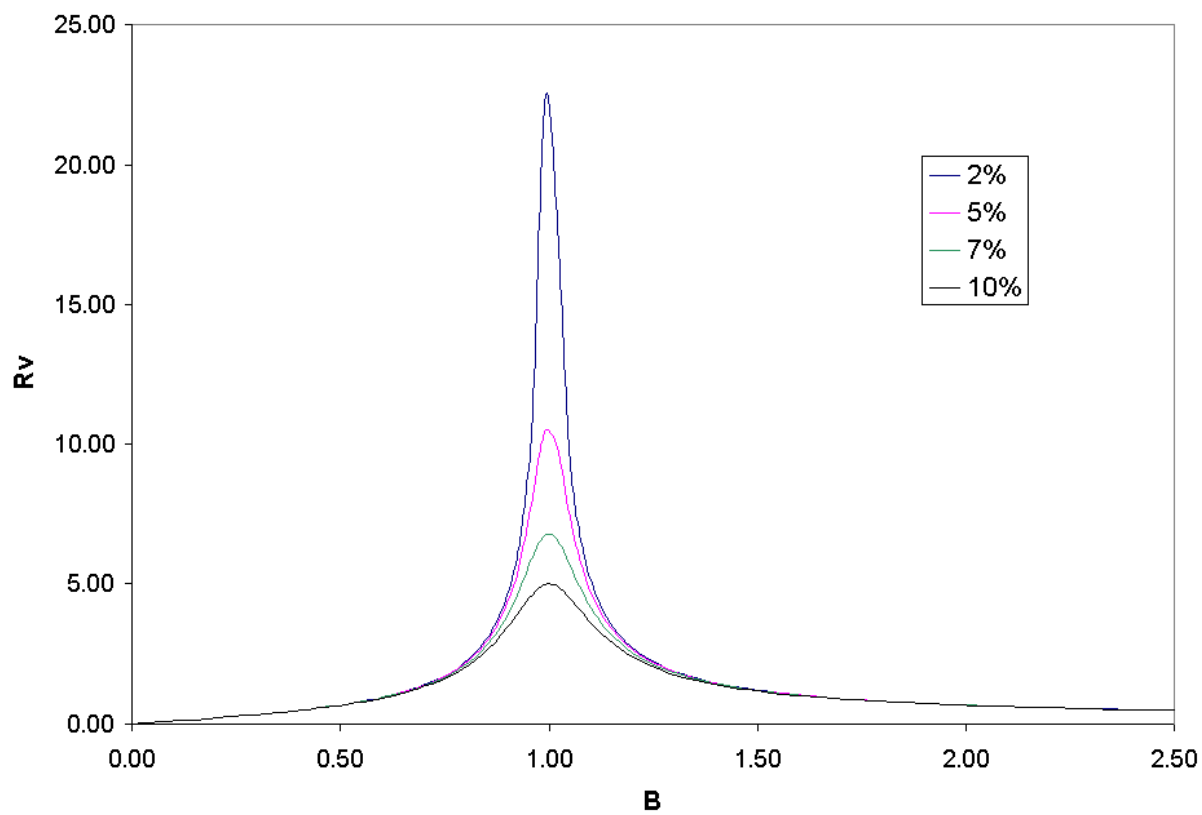
Aceleración $\omega_n / \sqrt{1 - 2\zeta^2}$

Para sin temas sin amortiguamiento las tres frecuencias son idénticas e iguales a la frecuencia natural ω_n del sistema.

FACTOR DE RESPUESTA R_d



FACTOR DE RESPUESTA R_v



FACTOR DE RESPUESTA R_a

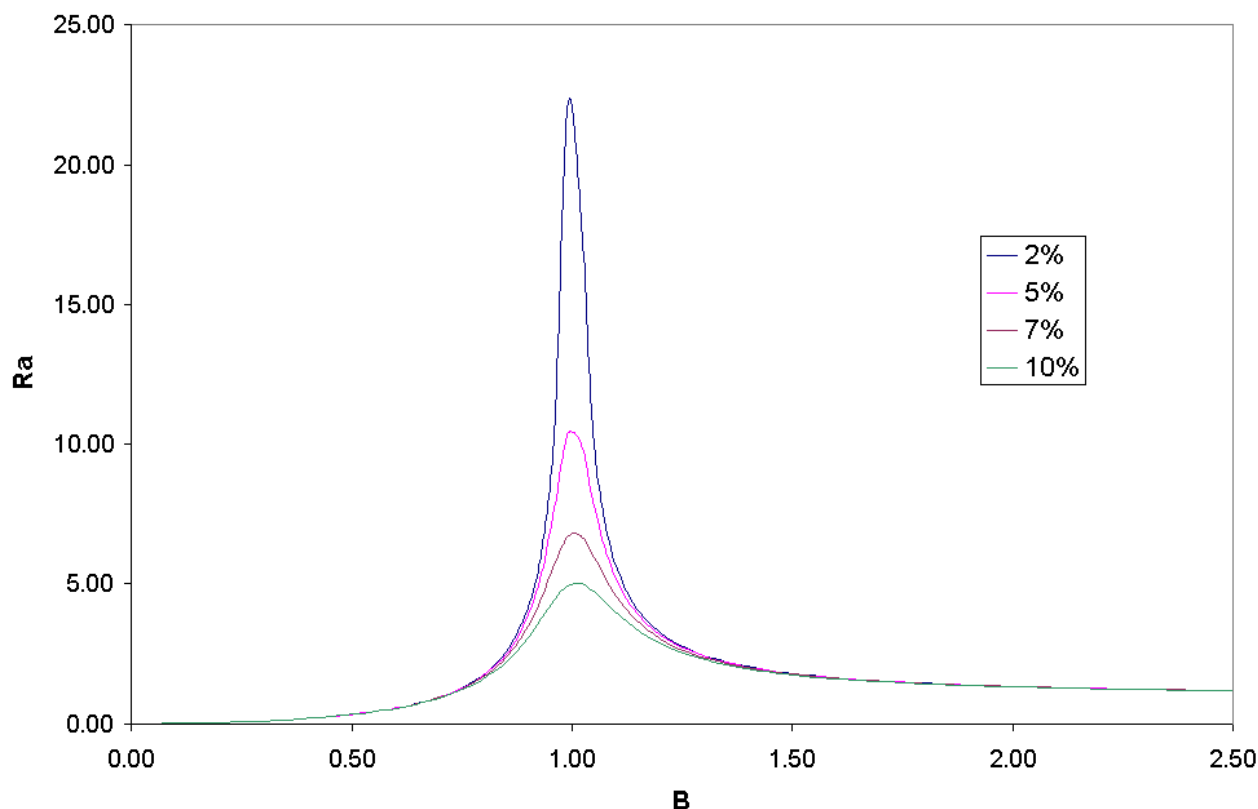


Ilustración 9. Factores de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración para un sistema amortiguado excitado por una fuerza armónica.

3. Solución numérica

Cuando se tienen excitaciones de tipo sísmico o en sistemas no lineales, las soluciones analíticas resultan difíciles o después de todo no viables. En situaciones como éstas, juegan un papel decisivo las soluciones de tipo numérico. En la literatura se puede encontrar el desarrollo matemático de éstos métodos, su precisión, convergencia, estabilidad e implementación computacional. En las siguientes líneas sólo se considera el método de Newmark, el cual es especialmente útil en la solución de sistemas de SDOF. Sin embargo el lector debe reconocer que si bien este método puede resultar suficiente para la mayoría de aplicaciones prácticas, existe un amplio campo del conocimiento dedicado a éste tema.

La familia de métodos paso a paso desarrollada por Newmark se basan en las siguientes ecuaciones:

Eq. 8 a)
$$u_{i+1} = u_i + [(1 - \gamma)\Delta t] \dot{u}_i + (\gamma \Delta t) \ddot{u}_{i+1}$$

b)
$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t) \dot{u}_i + \left[(0.5 - \beta)(\Delta t)^2 \right] \ddot{u}_i + \left[\beta(\Delta t)^2 \right] \ddot{u}_{i+1}$$

Los parámetros β y γ definen la variación de la aceleración en el intervalo de tiempo Δt y determinan las características de estabilidad y precisión del método. La selección de $\gamma = \frac{1}{2}$ y $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ resulta satisfactoria para la mayoría de problemas y propósitos incluyendo el de precisión. Estas dos ecuaciones combinadas con la ecuación de equilibrio Eq. 1 son la base para el cálculo de u_{i+1} , $\dot{u}_{i+1}$ y $\ddot{u}_{i+1}$ en el tiempo $i+1$ a partir de los valores conocidos en el tiempo i . Se debe notar que

en la solución de las ecuaciones anteriores se requiere un proceso iterativo dado que la aceleración aparece en el lado derecho de las ecuaciones Eq. 8. Sin embargo es posible reformular el problema de forma incremental de tal forma que no se requiera el uso de iteración, en este sentido se definen las siguientes cantidades:

$$\text{Eq. 9} \quad \Delta u_i = u_{i+1} - u_i \quad \Delta \dot{u}_i = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i \quad \Delta \ddot{u}_i = \ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i$$

$$\text{Eq. 10} \quad \Delta p_i = p_{i+1} - p_i$$

A pesar que la forma incremental no se requiere en la solución de sistemas lineales, su introducción resulta conveniente dado que facilita su extensión a sistemas no lineales. La ecuación Eq. 8 se puede describir como,

$$\text{Eq. 11} \quad \Delta \dot{u}_i = (\Delta t) \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{\beta} \right) \Delta \ddot{u}_i \quad \Delta u_i = (\Delta t) \dot{u}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{\beta} \right)^2 \Delta \ddot{u}_i$$

Al despejar $\Delta \ddot{u}_i$ de la segunda de éstas ecuaciones se obtiene,

$$\text{Eq. 12} \quad \Delta \ddot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i$$

Al sustituir Eq. 12 en Eq. 11 se obtiene,

$$\text{Eq. 13} \quad \Delta u_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i$$

A continuación Eq. 12 y Eq. 13 se sustituyen en la ecuación incremental del movimiento:

$$\text{Eq. 14} \quad m \Delta \ddot{u}_i + c \Delta \dot{u}_i + k \Delta u_i = \Delta p_i$$

A partir de lo cual resulta,

$$\text{Eq. 15} \quad \hat{k} \Delta u_i = \Delta p_i$$

Donde,

$$\text{Eq. 16} \quad \hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m$$

$$\text{Eq. 17} \quad \Delta p_i = \Delta p_i + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \right) \dot{u}_i + \left[\frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right] \ddot{u}_i$$

Un vez calculados $\hat{k}$ y Δp_i a partir de las propiedades del sistema m , k , c , los parámetros γ , β y $\dot{u}_i$, $\ddot{u}_i$ al inicio del intervalo de tiempo, el incremento de desplazamiento se puede calcular como,

$$\text{Eq. 18} \quad \Delta u_i = \frac{\Delta p_i}{\hat{k}}$$

Conocido Δu_i , es posible calcular $\Delta \dot{u}_i$ y $\Delta \ddot{u}_i$ a partir de Eq. 13 y Eq. 12 respectivamente, de igual forma u_{i+1} , $\dot{u}_{i+1}$, $\ddot{u}_{i+1}$, a partir de Eq. 9. La aceleración también se puede obtener a partir de la ecuación del movimiento para t_{i+1} :

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{p_{i+1} - c\dot{u}_{i+1} - ku_{i+1}}{m}$$

Eq. 19

Es importante que Eq. 19 se requiere para obtener $\ddot{u}_0$ al inicio de los cálculos. En las siguientes líneas se describe la implementación del algoritmo de Newmark para obtener la respuesta de un sistema de SDOF, pero antes se debe resaltar que el método es estable si:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$$

Eq. 20

La aplicación que se describe a continuación permite calcular la respuesta de un sistema de un grado de libertad ante un movimiento de tipo sísmico, para tal fin se requiere ingresar la información que se indica en la Ilustración 10.

Microsoft Excel - Newmark

Archivo Edición Ver Insertar Formato Herramientas Datos Ventana ?

Arial 10

L3C8

APLICACIÓN PARA GRAFICAR REGISTROS SÍSMICOS

Información del Archivo :

Lineas de encabezado: 1

Número de datos: 2000

Delta de tiempo (s): 0.02

Numero de columnas: 1

Ruta de acceso al archivo

C:\Earthquake\Sismos\Intraplaca\Loma\Gilroy.v2

SDOF

k	200
m	40
ω_h	2.24
ζ	2.0%
γ	0.50
β	0.25

Importar

Respuesta

Tiempo	$u(t)$	$\dot{u}(t)$	$\ddot{u}(t)$
0.00	0.00	0.21	20.51
0.02	0.00	0.10	-71.87
0.04	0.00	-0.13	29.11
0.06	0.00	0.01	7.83

u(t) v(t) a(t) Datos Acel Sismo

Listo

NUM

Start 16. C... Pow... Micro... Ne... Ayud... DINÁ... Es... 2:48 PM

Ilustración 10. Datos para el cálculo de la respuesta sísmica de un SDOF.

Antes de continuar con la descripción de la aplicación, se debe mencionar que la ecuación del movimiento experimenta un pequeño cambio cuando se trata de expresar la respuesta del sistema a

causa del movimiento del terreno, éste cambio se puede apreciar en la Ilustración 11.

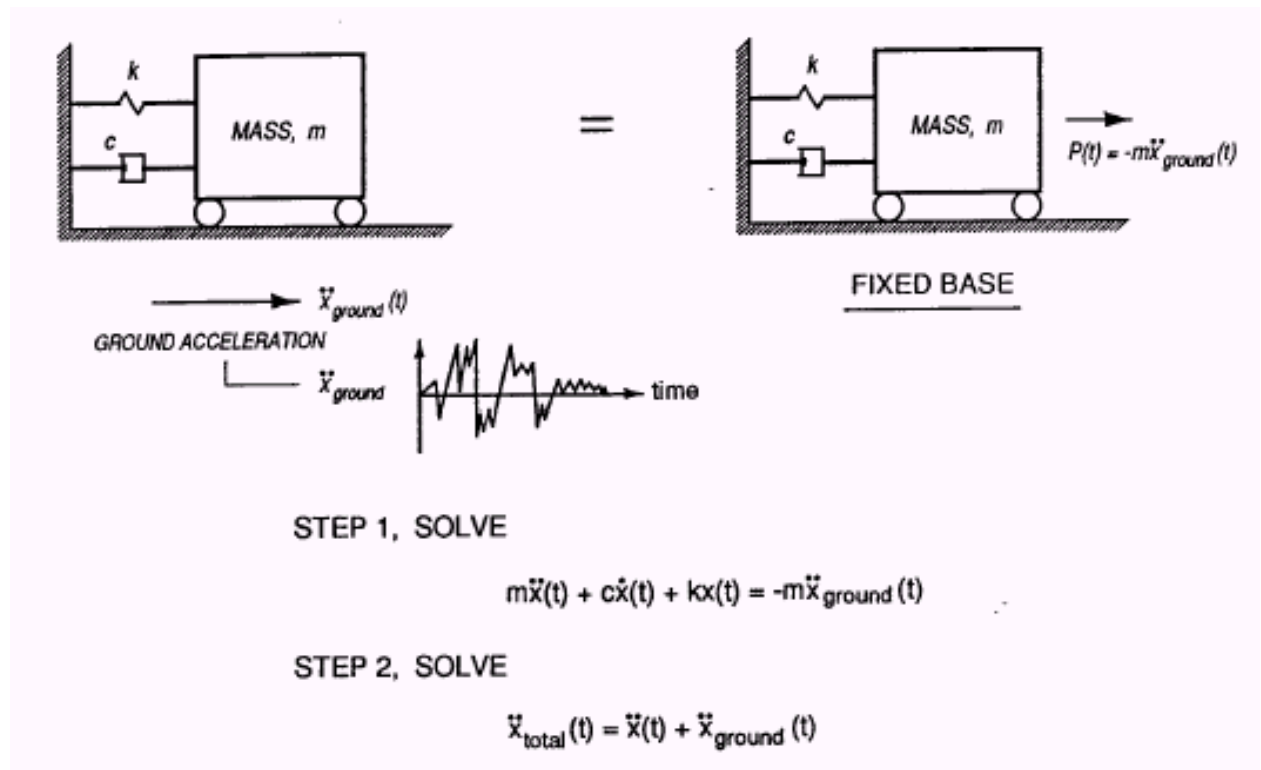


Ilustración 11. Ecuación del movimiento para excitación sísmica.

Teniendo en cuenta las variaciones anteriores, la información se procesa mediante el algoritmo *Newmark* que se lista en la Tabla 3 y a partir de éste se obtiene la respuesta del sistema. Es importante notar que para la lectura y representación gráfica del movimiento sísmico, se usa el algoritmo desarrollado en el capítulo 8, ver Tabla 4.

```
Public Sub Newmark()
Dim g!, bt!, po!, m!, k!, c!, a!, k2!, b!, Dp!, Dpi!, Du!, Dv!, Da!, ui!, vi!, ai!

Dim n%, i%, Dt!, U As Range, acel As Range
dat.Activate
n = Cells(9, 2)
Dt = Cells(10, 2)
k = Cells(8, 7)
m = Cells(9, 7)
c = Cells(11, 7) * 2 * (k * m) ^ 0.5
g = Cells(12, 7)
bt = Cells(13, 7)
Set U = Range(Cells(19, 2), Cells(19 + n, 5))
Range("B19:E6000").ClearContents
Sis.Activate
Set acel = Range(Cells(1, 2), Cells(1 + n, 2))
```

```

dat.Activate
k2 = k + g / bt / Dt * c + m / bt / Dt ^ 2
a = m / bt / Dt + g / bt * c
b = m / 2 / bt + Dt * (g / 2 / bt - 1) * c
Dpi = -m * acel(1, 1)
ai = 0: ui = 0: vi = 0
For i = 1 To n+1
Dp = Dpi + a * vi + b * ai
Du = Dp / k2
Dv = g / bt / Dt * Du - g / bt * vi + Dt * (1 - g / 2 / bt) * ai
Da = Du / bt / Dt ^ 2 - vi / bt / Dt - ai / 2 / bt
U(i, 1) = Dt * (i - 1)
U(i, 2) = ui + Du
U(i, 3) = vi + Dv
U(i, 4) = ai + Da
ui = ui + Du
vi = vi + Dv
ai = ai + Da
Dpi = -m * (acel(i + 1, 1) - acel(i, 1))
Next i
CForm 18, 19 + n, 2, 5, dat
Call GXY(1, n, 1, 2, Sis, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("ACELEROGRAMA", "Tiempo (s)", "ü(t)")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
Call GXY2(19, 19 + n, 2, 3, "u(t)", dat, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("DESPLAZAMIENTO", "Tiempo (s)", "u(t)")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
Call GXY2(19, 19 + n, 2, 4, "v(t)", dat, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("VELOCIDAD", "Tiempo (s)", "ú(t)")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
Call GXY2(19, 19 + n, 2, 5, "a(t)", dat, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("ACELERACIÓN", "Tiempo (s)", "ü(t)")

```

Call Fuente(20, 16, 16)

Call GColores(2, 2)

End Sub

Tabla 3. Algoritmo de Newmark.

El acelerograma usado en los diferentes cálculos del espectro de respuesta, corresponde al sismo de Loma Prieta 1989, el cual se puede apreciar en la Ilustración 12.

ACELEROGRAMA

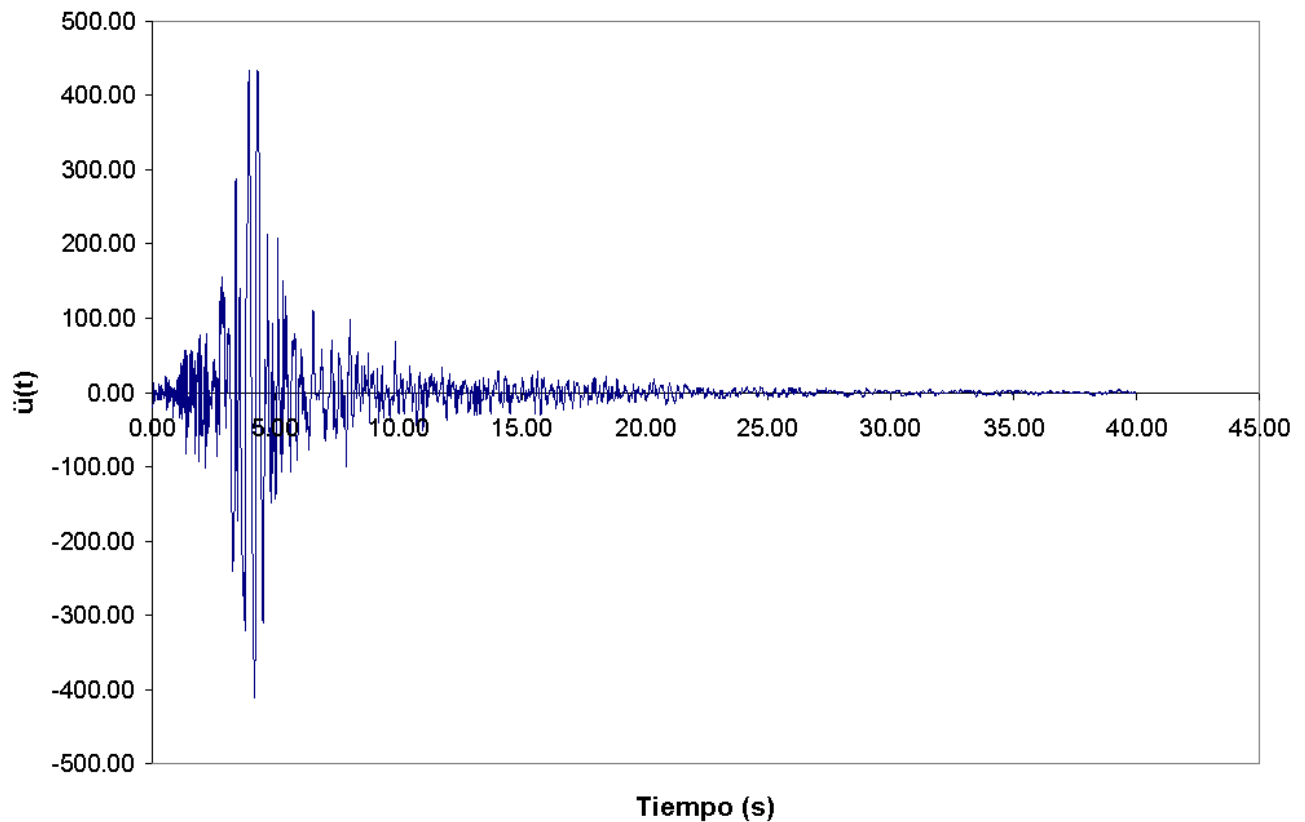


Ilustración 12. Acelerograma del sismo de Loma Prieta.

Public Sub Acelerograma()

Dim i%, Time!, Amplitud!, f%, Numero%, J%, n%, encabezado\$

Dim STRI\$, Datos!, DeltaT!, Columnas%, filas%, Nombre\$, Captura

On Error GoTo Captura 'Activa la captura de errores.

Dat.Activate

Nombre = Cells(14, 1)

encabezado = Cells(8, 2)

Datos = Cells(9, 2)

DeltaT = Cells(10, 2)

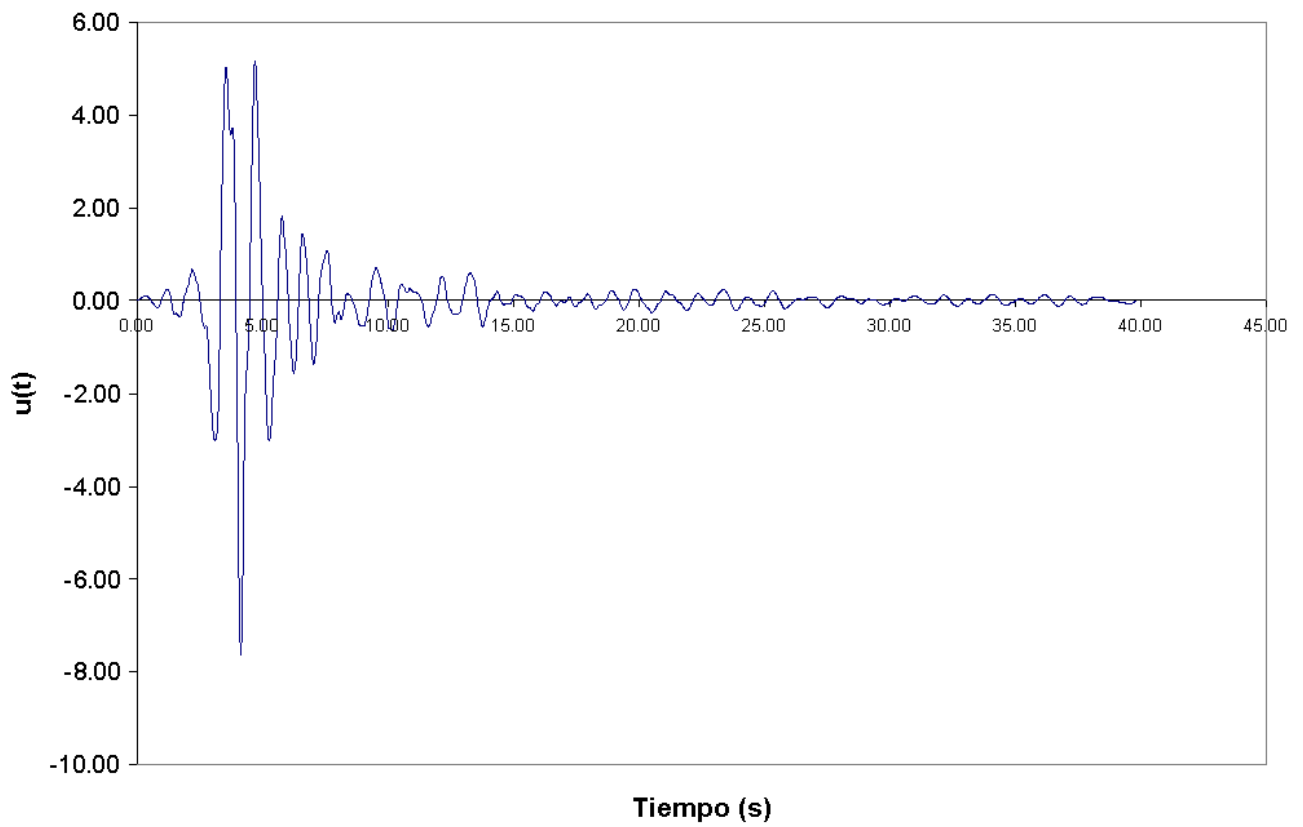
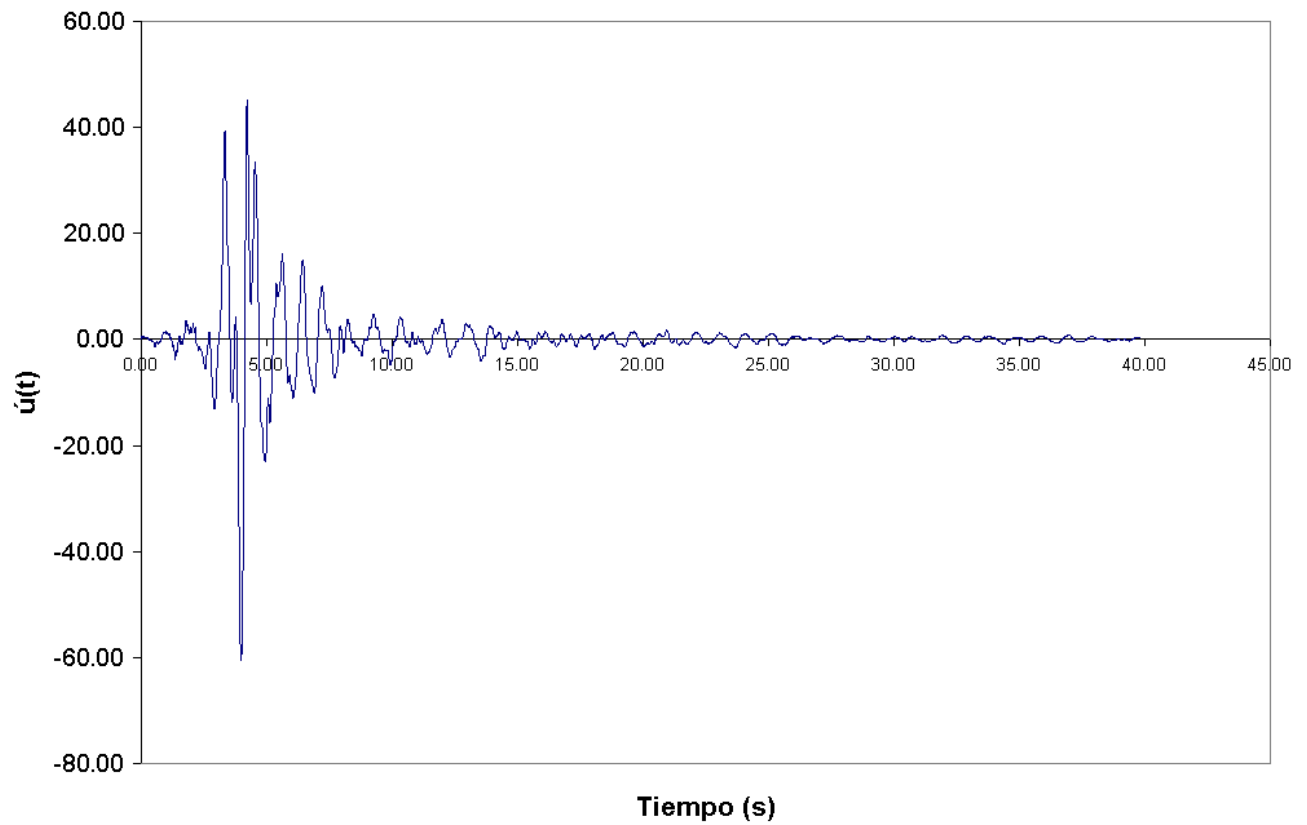
```

Columnas = Cells(11, 2)
'Usa FreeFile para asignar un numero de archivo válido
f = FreeFile
Open Nombre For Input As f 'Abre el archivo para lectura
For i = 1 To encabezado
Input #f, STRI
'Lee las lineas de encabezado
Next i
'Determina el numero de filas de datos
filas = Datos / Columnas - 1
n = 0 'Contador para los datos leídos
Sis.Activate
For i = 1 To filas
For J = 1 To Columnas
n = n + 1
Input #f, Amplitud
Time = DeltaT * (n - 1)
Cells(n, 1) = Time
Cells(n, 2) = Amplitud
Next J
Next i
Close #f 'Cierra el archivo
Captura:
MsgBox (Error(Err))
End Sub

```

Tabla 4. Rutina para lectura del acelerograma.

La respuesta del sistema se presenta de forma tabular y gráfica. Es así como en la Ilustración 13, se pueden consultar las historias de desplazamiento, velocidad y aceleración para los datos básicos que se indican en la Ilustración 10.

DESPLAZAMIENTO**VELOCIDAD**

ACELERACIÓN

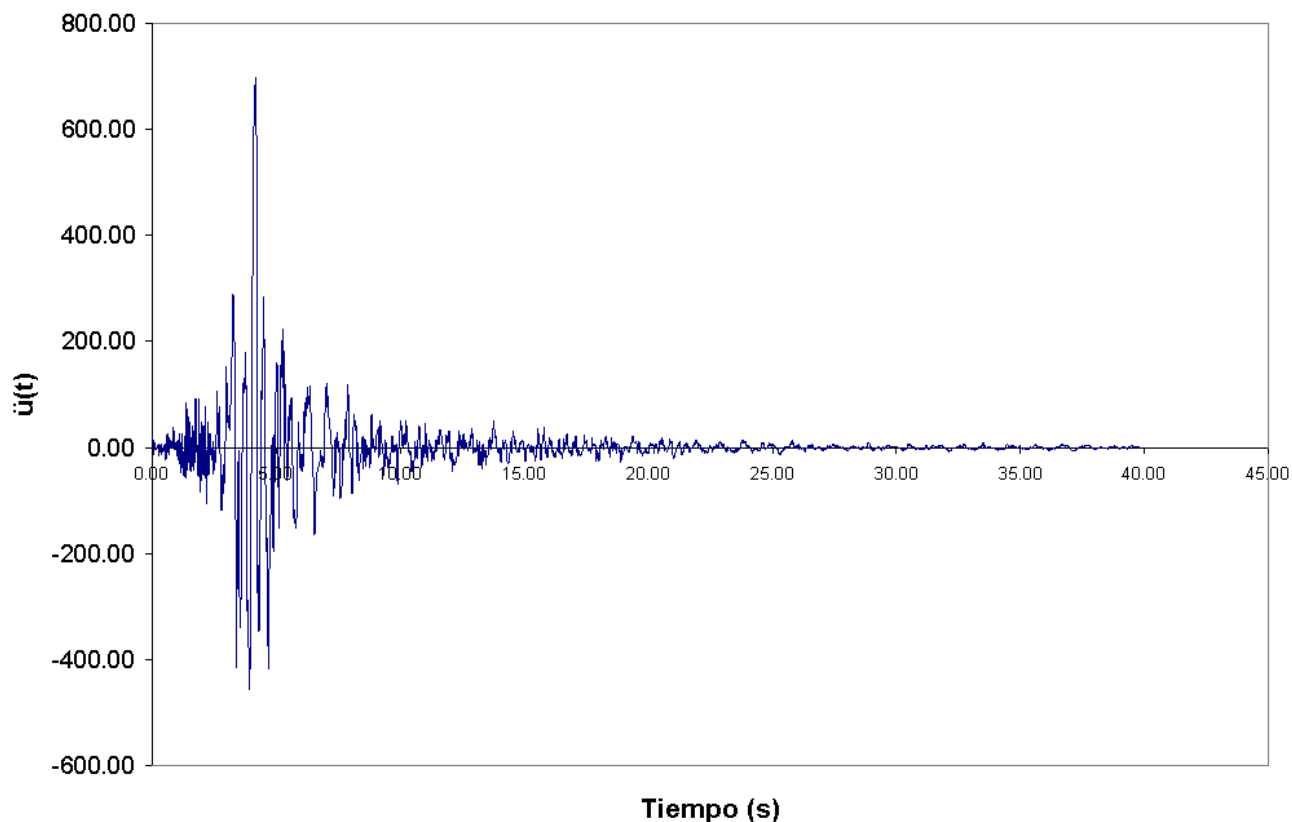


Ilustración 13. Respuesta de un sistema de un grado de libertad.

Dado que el error es una condición inherente a cualquier solución numérica de la ecuación del movimiento, resulta necesario desarrollar algún procedimiento que de un estimativo de su valor. Sin embargo en las siguientes líneas no se discutirá el análisis del error desde el punto de vista matemático. En su lugar se comparan las soluciones numéricas y teóricas del sistema analizado en la Ilustración 6. Esto con el fin de dar una idea de la naturaleza del error de una manera sencilla. De esta forma, en la Ilustración 14 se pueden comparar los resultados teóricos y numéricos para diferentes valores de γ , β y Δt , donde se aprecia que para este problema en particular la solución no resulta *notoriamente* sensible a los parámetros anteriormente mencionados, sin embargo es importante realizar un análisis de la sensibilidad de la solución para cada problema que se analice, de tal manera que se puedan apreciar las condiciones de convergencia de la solución. Para un tratamiento detallado de este importante tema se recomienda consultar Ebeling et.al 1997.

DESPLAZAMIENTO

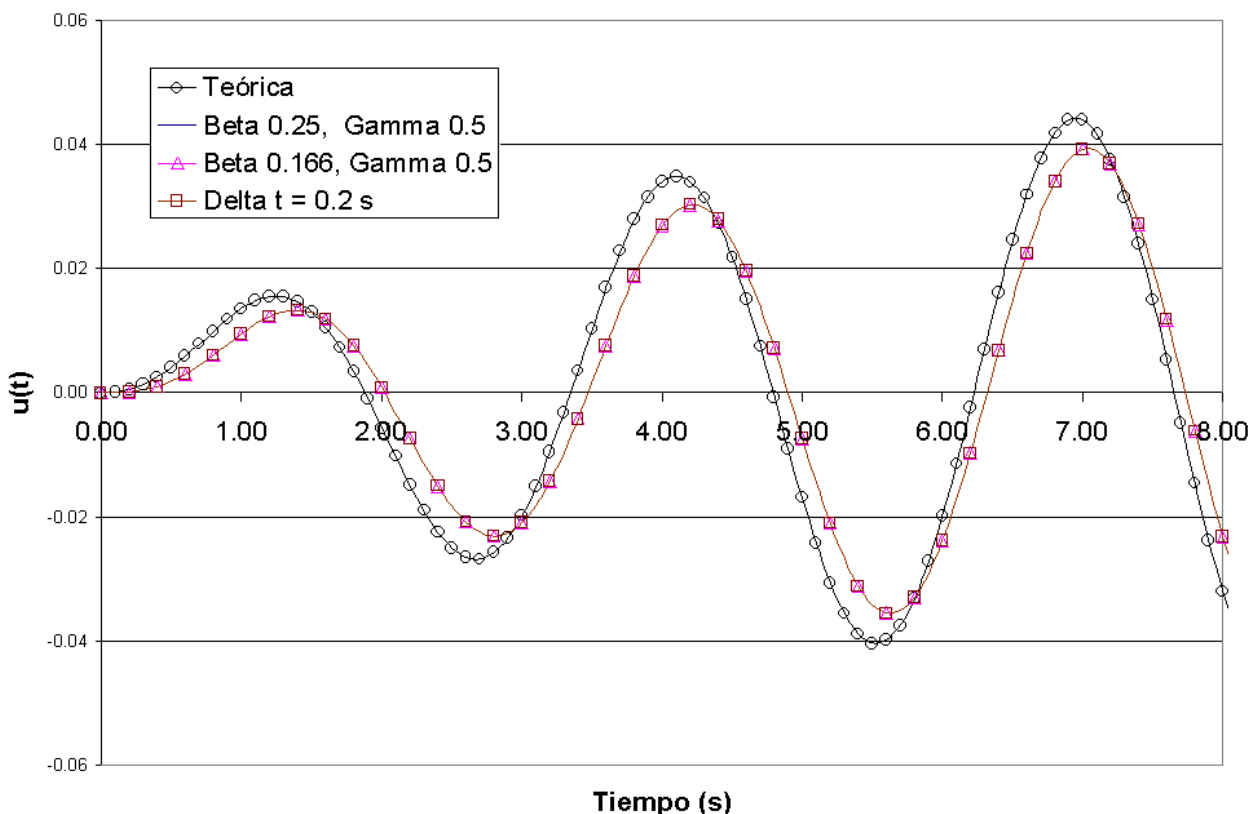


Ilustración 14. Solución numérica y teórica.

4. Espectro de respuesta

Una de las aplicaciones más importantes de la dinámica estructural consiste en el análisis de la respuesta estructural ante cargas de tipo sísmico, para tal fin se puede determinar la historia en el tiempo del desplazamiento, velocidad, aceleración y otras cantidades. Sin embargo desde el punto de vista práctico, el espectro de respuesta constituye una manera adecuada de caracterizar los movimientos sísmicos y sus efectos en las estructuras, de tal forma que en la actualidad constituye un concepto central en ingeniería sísmica.

El espectro de respuesta es una manera conveniente para resumir la respuesta máxima o pico de todos los sistemas de un grado de libertad para una componente particular de un movimiento sísmico. Además es una herramienta de gran utilidad para el diseño sísmico de estructuras, de tal forma que su uso constituye la base de gran cantidad de códigos de diseño sísmico.

En esta sección, se considera el desarrollo de una aplicación para el cálculo del espectro de respuesta de sistemas de un sólo grado de libertad, notando que éste no es más que una gráfica de la respuesta pico de la cantidad de interés en función del periodo natural de vibración T_n del sistema o parámetros relacionados como la frecuencia circular ω_n o la frecuencia cíclica f_n .

Teniendo en cuenta lo anterior, se pueden definir una variedad de espectros de respuesta dependiendo de la cantidad de interés a graficar. Por ejemplo los espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración vienen dados por:

$$S_d(T_n, \zeta) = \text{Max}|u(t, T_n, \zeta)|$$

$$S_v(T_n, \zeta) = \text{Max}|u(t, T_n, \zeta)|$$

$$S_a(T_n, \zeta) = \text{Max}|\ddot{u}(t, T_n, \zeta)|$$

De las definiciones anteriores, se puede concluir que los diferentes espectros de respuesta se pueden obtener fácilmente por una simple modificación de la aplicación que se considera en la sección anterior, como se describe en las siguientes líneas.

Inicialmente se debe notar, que se requiere información adicional relacionada con el rango de periodos para el cual se debe calcular el espectro de respuesta, para tal fin se deben indicar el periodo inicial T_i , final T_f y el incremento ΔT a usar como se indica en la Ilustración 15.

Microsoft Excel - Espectro

Archivo Edición Ver Insertar Formato Herramientas Datos Ventana ?

Arial 10 N X S

L15C5 =

CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Archivo de Datos

Lineas de encabezado: 1

Número de datos: 1992

Delta de tiempo (s): 0.02

Numero de columnas: 8

Importar

Ruta de acceso al archivo

C:\Earthquake\Sismos\Intraplaca\Loma\Gilroy.v2

SDOF

T₁ 0.1

T₂ 1

Incrementos 15

ζ 5.0%

γ 0.50

β 0.25

Respuesta

Tiempo	$u(t)$	$\dot{u}(t)$	$\ddot{u}(t)$
0.00	0.00	0.20	20.46
0.02	0.01	0.51	9.84
0.04	0.02	0.47	-13.23
0.06	0.03	0.32	-1.89

Periodo	Sd	Sv	Sa
0.10	3.57	65.72	1463.58
0.16	12.59	200.54	3229.27
0.22	11.85	159.49	2253.61
0.28	8.84	122.92	1437.82

Listo MAY NUM

Start 96. Kane - ... Microsoft Vi... DINÁMICA ... Espectro 7:32 PM

Ilustración 15. Datos para el cálculo del espectro elástico de respuesta.

A partir de la información anterior, la rutina *Espectro* que se lista en la Tabla 5, permite calcular los espectros de respuesta de las cantidades de interés.

```
Public Sub Espectro()
```

```
Dim g!, bt!, po!, m!, k!, c!, a!, k2!, b!, Dp!, Dpi!, Du!, Dv!, Da!, ui!, vi!, ai!
```

```
Dim T1!, T2!, T!, DTT!, z!, n%, i%, j%, Dt!, Nt%
```

```
Dim U As Range, V As Range, Tm As Range, Esp As Range, Ac As Range, acel As Range
```

```
Const pi = 3.1416
```

```
dat.Activate
```

```

n = Cells(9, 3)
Dt = Cells(10, 3)
T1 = Cells(8, 8)
T2 = Cells(9, 8)
Nt = Cells(10, 8)
z = Cells(11, 8)
g = Cells(12, 8)
bt = Cells(13, 8)
m = 10: DTT = (T2 - T1) / Nt
Set Tm = Range(Cells(19, 1), Cells(19 + n, 1))
Set U = Range(Cells(19, 2), Cells(19 + n, 2))
Set V = Range(Cells(19, 3), Cells(19 + n, 3))
Set Ac = Range(Cells(19, 4), Cells(19 + n, 4))
Set Esp = Range(Cells(19, 6), Cells(19 + n, 9))
Range("B19:I6000").ClearContents
Sis.Activate
Set acel = Range(Cells(1, 2), Cells(1 + n, 2))
dat.Activate
For j = 0 To Nt
T = T1 + DTT * j
k = (2 * pi) ^ 2 * m / T
k2 = k + g / bt / Dt * c + m / bt / Dt ^ 2
a = m / bt / Dt + g / bt * c
b = m / 2 / bt + Dt * (g / 2 / bt - 1) * c
Dpi = -m * acel(1, 1)
ai = 0: ui = 0: vi = 0
For i = 1 To n + 1
Dp = Dpi + a * vi + b * ai
Du = Dp / k2
Dv = g / bt / Dt * Du - g / bt * vi + Dt * (1 - g / 2 / bt) * ai
Da = Du / bt / Dt ^ 2 - vi / bt / Dt - ai / 2 / bt
Tm(i, 1) = Dt * (i - 1)
U(i, 1) = ui + Du
V(i, 1) = vi + Dv
Ac(i, 1) = ai + Da

```

```

ui = ui + Du
vi = vi + Dv
ai = ai + Da
Dpi = -m * (acel(i + 1, 1) - acel(i, 1))
Next i
Esp(j + 1, 1) = T
Esp(j + 1, 2) = Application.WorksheetFunction.Max(U)
Esp(j + 1, 3) = Application.WorksheetFunction.Max(V)
Esp(j + 1, 4) = Application.WorksheetFunction.Max(Ac)
Next j
CForm 18, 19 + n, 1, 4, dat
CForm 18, 19 + Nt, 6, 9, dat
Call GXY(1, n, 1, 2, Sis, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("ACELEROGRAMA", "Tiempo (s)", "ü(t)")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
Call GXY2(19, 19 + Nt, 6, 7, "Sd", dat, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("DESPLAZAMIENTO", "Periodo (s)", "Sa")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
Call GXY2(19, 19 + Nt, 6, 8, "Sv", dat, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("VELOCIDAD", "Periodo (s)", "Sv")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)
Call GXY2(19, 19 + Nt, 6, 9, "Sa", dat, xlXYScatterSmoothNoMarkers)
Call GTitulos("ACELERACIÓN", "Periodo (s)", "Sd")
Call Fuente(20, 16, 16)
Call GColores(2, 2)

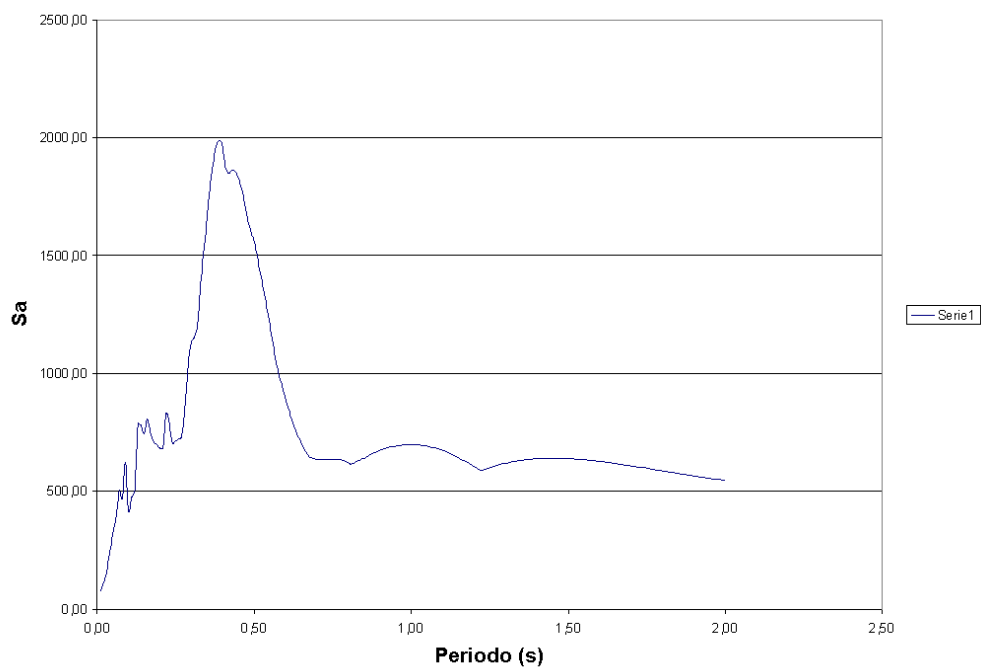
End Sub

```

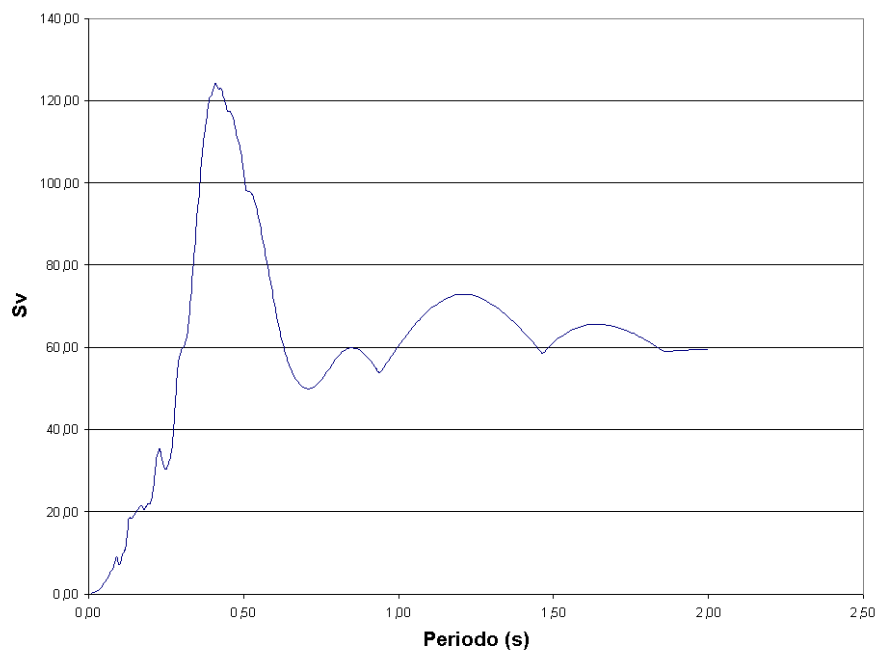
Tabla 5. Código para el cálculo del espectro de respuesta.

Finalmente, los resultados se presentan de forma tabular y gráfica. Es así como en la Ilustración 16, se pueden consultar espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración para los datos básicos que se indican en la Ilustración 15.

ACELERACIÓN



VELOCIDAD



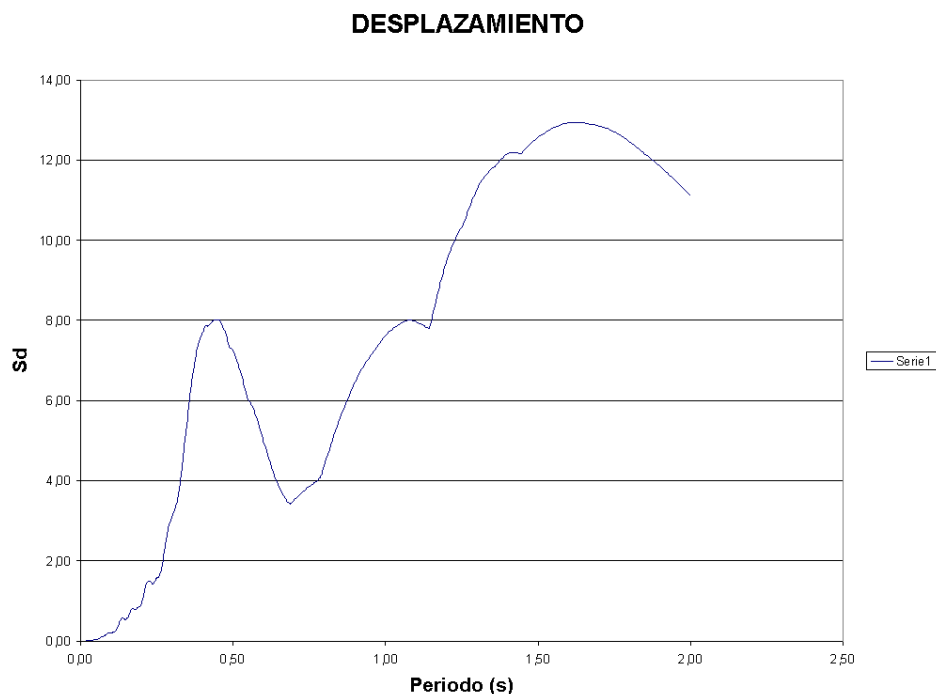


Ilustración 16. Espectros elásticos de respuesta.

2. Sistemas de múltiples grados de libertad MOF

Las ideas vistas para sistemas SDOF, se pueden extender fácilmente a sistemas de varios grados de libertad, de tal forma que al usar notación matricial la ecuación del movimiento viene dada por:

Eq. 21. $[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\}$

Donde,

[M] : matriz de masa, la cual puede ser consistente o no consistente según el tipo de análisis que se realice.

[C] : matriz de amortiguamiento.

[K] : matriz de rigidez, la cual se puede calcular según los procedimientos del capítulo anterior.

{P(t)} : cargas aplicadas en función del tiempo.

La solución de Eq. 21, se puede realizar por métodos numéricos como el de Newmark visto en secciones anteriores o usando la teoría básica de ecuaciones diferenciales. En el siguiente desarrollo se elige ésta última aproximación del problema, sin embargo se debe notar su limitación a sistemas lineales y con amortiguamiento de tipo clásico, ver por ejemplo Chopra 1995. Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores para simplificar la presentación se considera un sistema MDF en vibración libre no amortiguada, para el cual se tiene que la ecuación del movimiento se reduce a:

Eq. 22 $[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\}$

La cual se puede solucionar al considerar $u(t) = \phi \sin \omega t$, donde ϕ es el vector de amplitudes nodales de vibración y ω (rad/s) es la frecuencia circular. Al reemplazar en la ecuación anterior resulta,

Eq. 23 $[K]\{\phi\} - \omega^2 [M]\{\phi\} = \{0\}$

Que es un problema generalizado de valores y vectores propios, donde ϕ es el vector propio, que representa el modo de vibración correspondiente al valor propio ω^2 .

Antes de continuar con la implementación computacional de las ecuaciones anteriores, conviene algunos comentarios sobre la naturaleza de la matriz de masa, la cual se puede obtener como sigue.

1. Matriz consistente. Si se considera el enfoque del elemento finito, es posible demostrar que la matriz de masa para un elemento típico se puede calcular como:

$$m_{ij} = \rho \int_{\epsilon} N_i N_j dV$$

Eq. 24

Donde N_i , N_j son las funciones de forma del elemento. Se debe notar que la matriz de masa resultante se denomina consistente dado que tiene en cuenta la participación de cada grado de libertad a la respuesta del sistema.

2. Matriz de masas concentradas. En éste procedimiento la masa total de cada elemento se distribuye igualmente a los nodos del elemento y las masas están asociadas sólo con los grados de libertad traslacionales. Por ejemplo para el elemento viga unidimensional se tiene:

$$m^e = \frac{\rho A_e l_e}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Eq. 25

Donde, ρ , A_e y l_e son respectivamente la densidad, área y longitud del elemento en consideración.

Se debe notar que las matrices de masa consistente dan resultados más *exactos* para los elementos a flexión tales como vigas y placas. Por otro lado el procedimiento de masas concentradas es más fácil de tratar, sin embargo las frecuencias obtenidas en general son inferiores a los valores *exactos*. En esta presentación sólo se considera el procedimiento de masas concentradas, sin embargo los algoritmos desarrollados se pueden aplicar igualmente al caso de matrices de masa consistente.

1. **Análisis Dinámico de un sistema de masas amontonadas**

En esta sección se considera el análisis dinámico de un conjunto de masas amontonadas como el que se indica en Ilustración 17. Es importante notar que en los textos básicos de dinámica se usan modelos de este tipo para el análisis aproximado de edificios simples, por lo tanto resulta de interés práctico su consideración. Los aspectos básicos del análisis de este tipo de sistemas se consideran a continuación.

Al plantear las ecuaciones de equilibrio dinámico para cada una de las masas que se indican en Ilustración 17, se obtienen las ecuaciones dinámicas del sistema, las cuales se pueden ordenar de forma matricial como se ilustra a continuación:

Eq. 26

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & \\ 0 & 0 & 0 & m_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \\ \ddot{u}_{n-1} \\ \ddot{u}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & 0 & 0 \\ -k_2 & k_1 + k_2 & & 0 & 0 \\ & & & & \\ 0 & 0 & & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ 0 & 0 & & -k_n & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \\ u_{n-1} \\ u_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Ilustración 17. Sistema lineal no amortiguado de masas amontonadas

El sistema de ecuaciones Eq. 26, se puede resolver fácilmente con las rutinas para el cálculo de valores y vectores propios que se consideran en el capítulo de álgebra lineal, para este caso particular se usa el método de iteración vectorial, por lo tanto en la presente sección sólo se considera el desarrollo de una rutina para el cálculo de las matrices de rigidez y masa, teniendo en cuenta que la matriz de rigidez tiene un ancho de banda igual a dos (2).

En la Ilustración 18, se puede apreciar la hoja de ingreso de datos para un sistema de n masas amontonadas, la información básica corresponde a cada una de las masas y las respectivas constantes de resorte. Se debe notar que en la hoja se presentan los datos para el modelo que se indica en la Ilustración 19. A partir de ésta información se procede a calcular las matrices de masa y rigidez, para lo cual se usa la rutina que se lista en la Tabla 6.

```
Public Sub Amontonadas()
Dim i%, j%, Nelem%, m!, K!
Dim GL%, GL1%, GL2%, Kmax
Dim Pr As Range, KG As Range, MG As Range
Geom.Activate
Nelem = Cells(4, 3).Value
Set Pr = Range(Cells(8, 2), Cells(7 + Nelem, 3))
GL = Nelem

Inte.Activate
Cells(3, 3) = GL
Cells(4, 3) = 2
Cells(5, 3) = GL
Set KG = Range(Cells(12, 1), Cells(11 + GL, 2))
Set MG = Range(Cells(12, 4), Cells(11 + GL, 5))
Range("A12:z20000").ClearContents
IntVec 'Rutina para dar formato a las celdas
KG(1, 1) = Pr(1, 1)
MG(1, 1) = Pr(1, 2)
For i = 2 To Nelem
GL1 = i - 1: GL2 = i
K = Pr(i, 1)
m = Pr(i, 2)
KG(GL1, 1) = KG(GL1, 1) + K
```


$$KG(GL1, 2) = KG(GL1, 2) - K$$

$$KG(GL2, 1) = KG(GL2, 1) + K$$

$$MG(GL2, 1) = m$$

Next i

End Sub

Tabla 6. Código para el análisis dinámico de un sistema de masas amontonadas

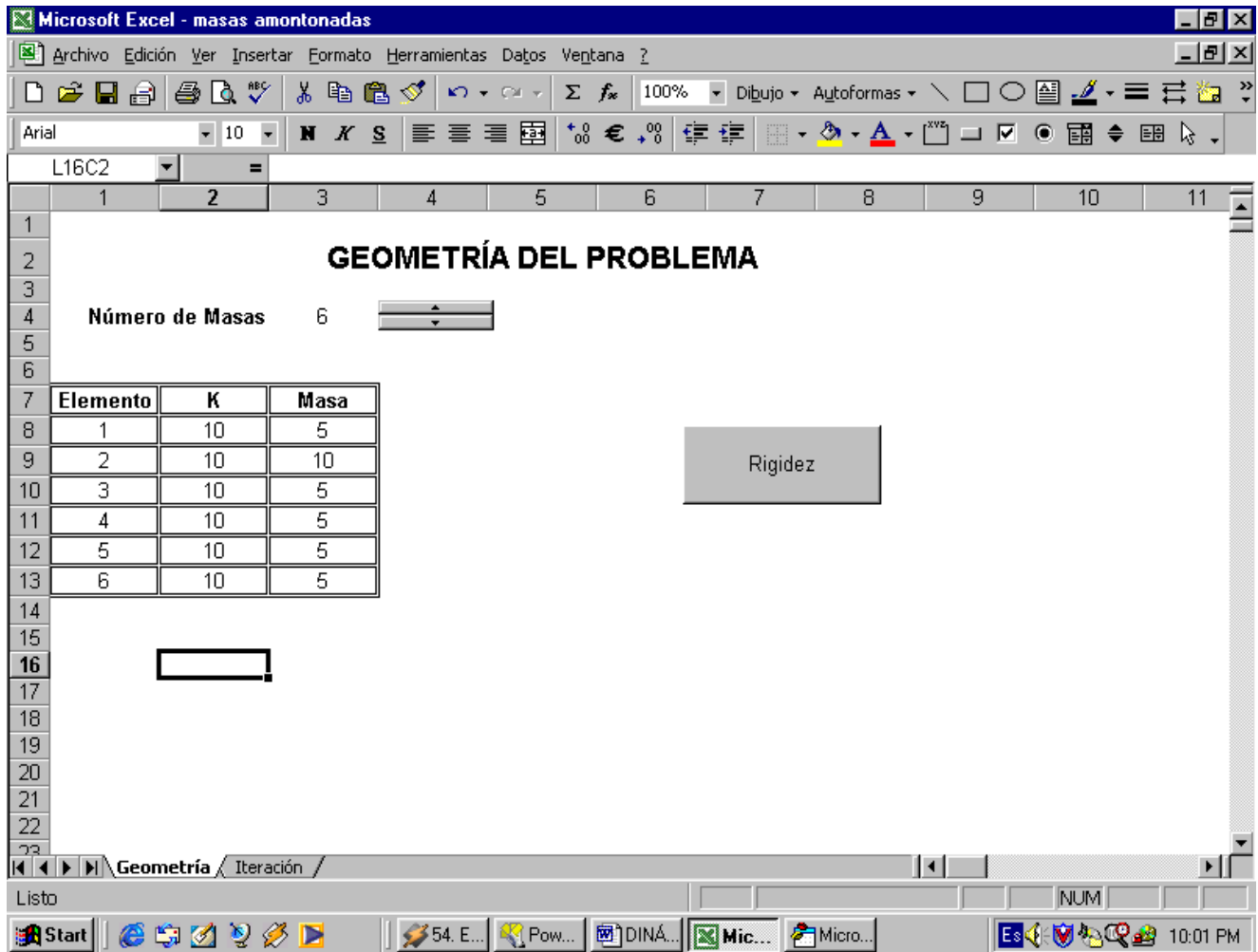


Ilustración 18. Hoja de ingreso de datos.

Ilustración 19. Modelo de seis masas amontonadas.

Las matrices de masa y rigidez para el sistema anterior se obtienen al ejecutar la rutina *Amontonadas*, lo cual resulta en el siguiente sistema de ecuaciones,

Matriz de Rigidez Matriz de Masa

20	-10		5
20	-10		10

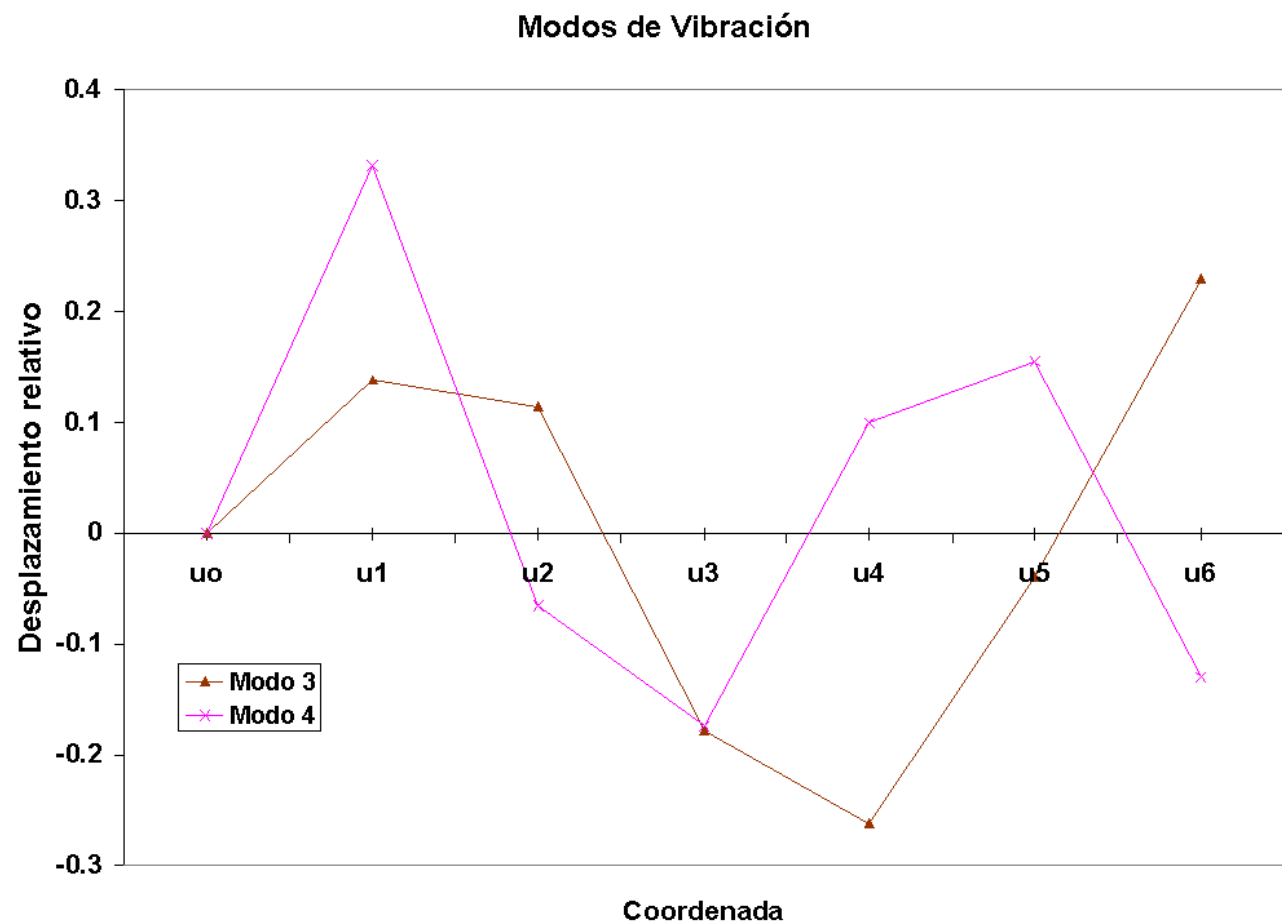
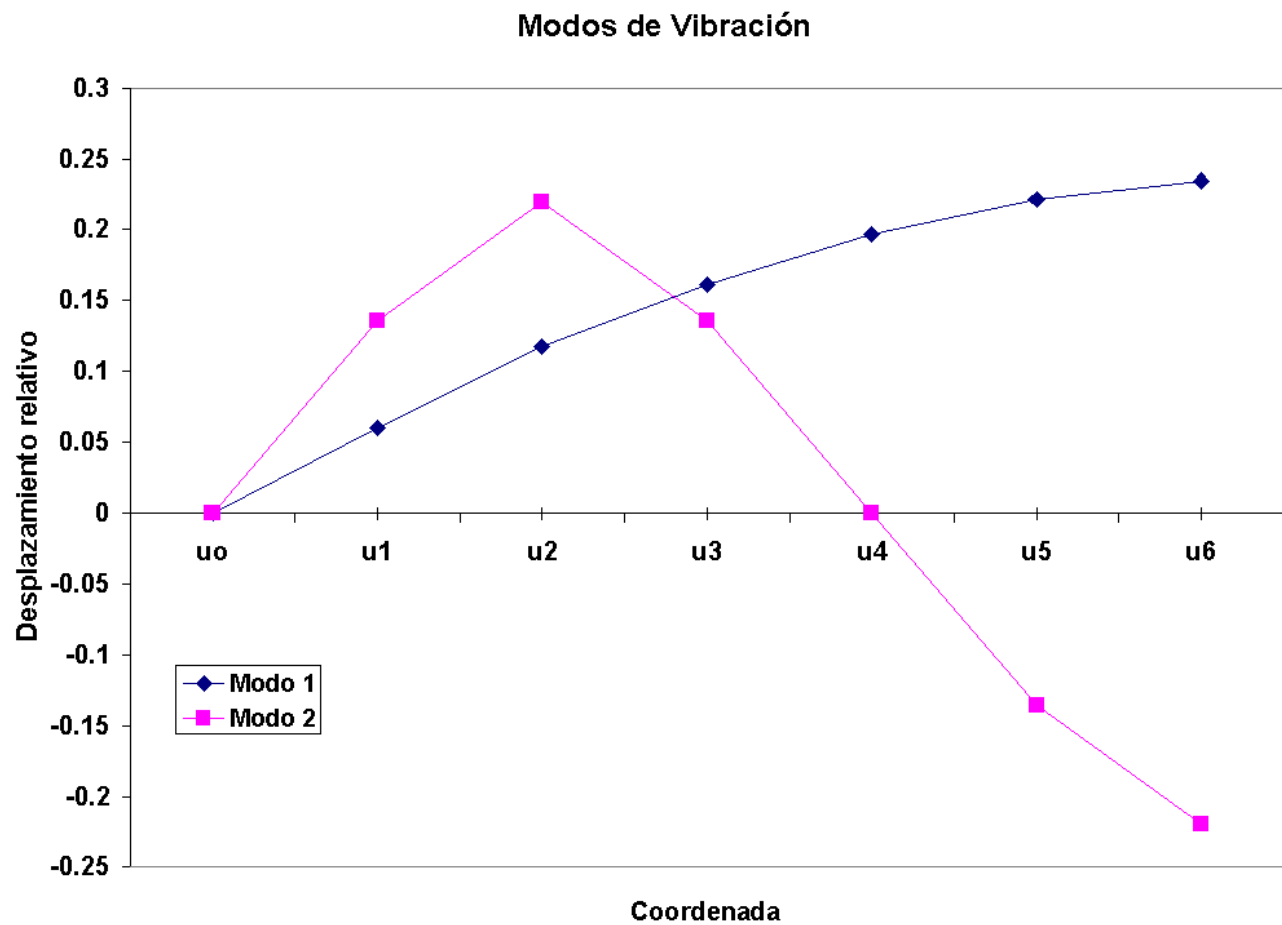
20	-10		5
20	-10		5
20	-10		5
10			5

Donde se debe notar que la matriz de rigidez se ha almacenada en banda dada su simetría y la facilidad de cálculo. Los valores y vectores propios se obtienen usando el algoritmo de iteración vectorial, a partir del cual se obtienen los siguientes resultados,

Vectores Propios Valores Propios

0.0602	0.1358	0.1385	0.3318	0.2183	0.0293		0.1086
0.1172	0.2196	0.1146	-0.0656	-0.1355	-0.0466		0.7639
0.1614	0.1357	-0.1779	-0.1745	0.2206	0.2115		2.3428
0.1969	-6E-05	-0.262	0.0997	-0.0008	-0.2875		4.3932
0.2217	-0.1358	-0.0392	0.1551	-0.22	0.242		5.2361
0.2344	-0.2196	0.2295	-0.1299	0.1361	-0.094		7.1554

Se debe notar que los valores propios que se indican en la tabla anterior corresponden al cuadrado de la frecuencia angular ω , y que los vectores propios indican los desplazamientos relativos de las diferentes masas con $u_0 = 0$. Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, los diferentes modos se pueden graficar como se indica en



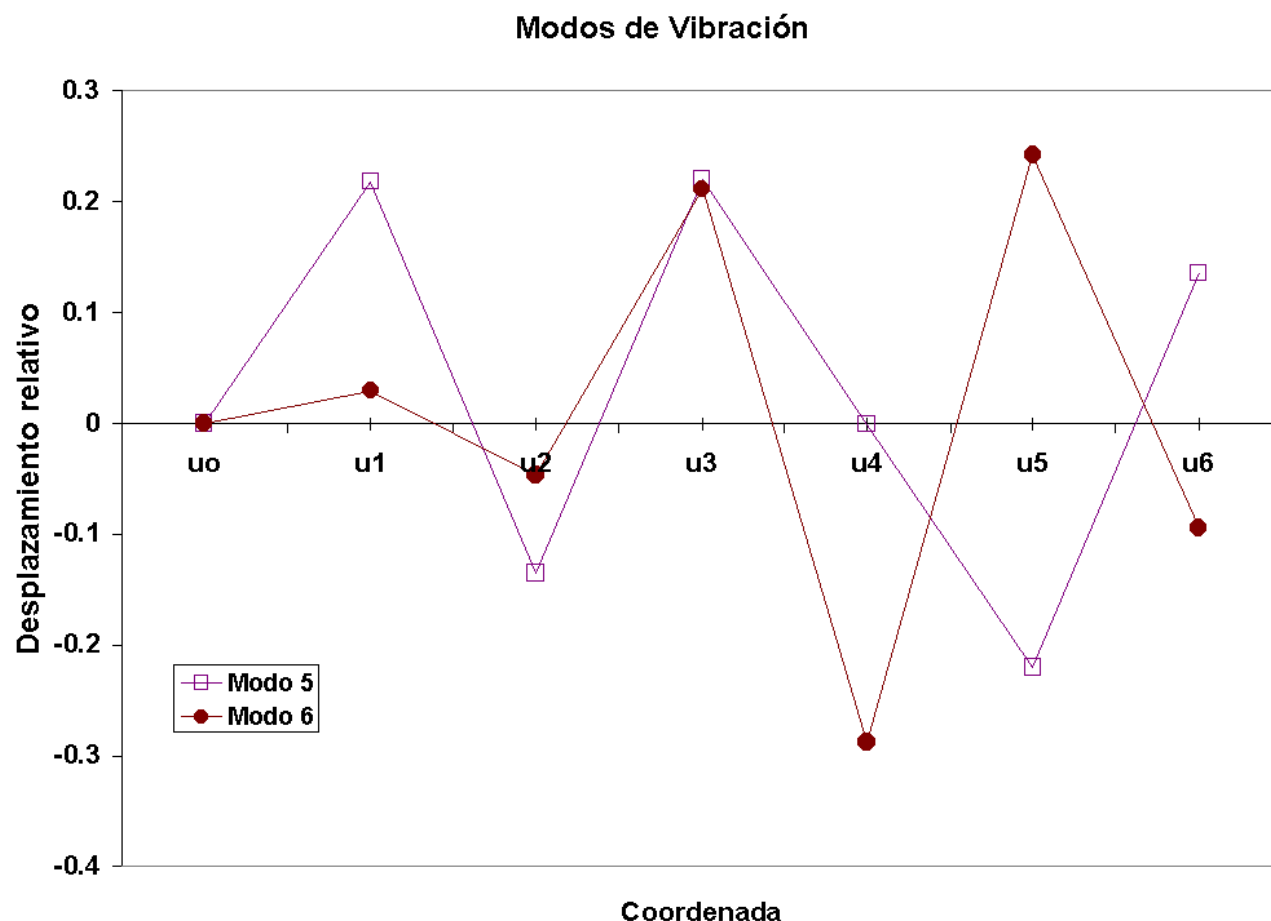


Ilustración 20. Modos de Vibración para un sistema de seis masas amontonadas.

2. Conclusión

En esta sección se ha resaltado la importancia del uso del computador y en particular de la programación de macros en Excel, en una disciplina como dinámica estructural, en la cual la gran cantidad de variables y en particular el extensivo uso de matrices, hacen indispensable el uso de métodos numéricos y las correspondientes aplicaciones computacionales.

Los modelos simplificados que se consideran en esta sección, son de gran utilidad en la enseñanza y comprensión de algunos de los conceptos básicos de dinámica estructural. Sin embargo el lector deberá ampliar los temas tratados consultando la bibliografía recomendada.

El espectro de respuesta es uno de los conceptos de mayor importancia en el diseño sísmico de estructuras.

El manejo de cargas de tipo general como las sísmicas resulta difícil desde el punto de vista matemático, sin embargo el uso de métodos numéricos como el de Newmark facilita de forma considerable los cálculos.