

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



GUIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN  
SISTEMA INTERACTUANTE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO Y PAREDES  
DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO EMPLEANDO SOFTWARE  
COMPUTACIONAL

PRESENTADO POR

JOSE CARMELO PAIZ JURADO  
JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON

PARA OPTAR AL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 2009

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR

: Máster Rufino Antonio Quezada Sánchez

SECRETARIA GENERAL

: Lic. Douglas Vladimir Alfaro Chávez

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

DECANO

: Ing. David Arnoldo Chávez Saravia

SECRETARIO

: Ing. Jorge Alberto Rugamas

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

JEFE DE DEPARTAMENTO

: Ing. Uvin Zuniga

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

**Título**

GUIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN  
SISTEMA INTERACTUANTE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO Y PAREDES  
DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO EMPLEANDO SOFTWARE  
COMPUTACIONAL

**Presentado por**

JOSE CARMELO PAIZ JURADO  
JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON

**Trabajo de graduación aprobado por**

Coordinador

Ing. MILAGRO DE MARIA ROMERO BARDALES

Asesor

Ing. ARÍSTIDES MAURICIO PERLA LÓPEZ

**San Miguel, Marzo de 2009**

**Trabajo de graduación aprobado por**

Coordinador

---

Ing. MILAGRO DE MARIA ROMERO BARDALES

Asesor

---

Ing. ARÍSTIDES MAURICIO PERLA LÓPEZ

## DEDICATORIA

Dedico este triunfo a La *Santísima Trinidad*, Dios Padre-Madre, Dios Hijo y Dios Espíritu Santo, por haberme proveído de fortaleza, salud y los conocimientos necesarios para culminar una meta más en mi vida.

A mis Padres *María del Carmen* y *José Onias*, que con mucha humildad, esfuerzos y sacrificios, me apoyaron en este arduo camino, y que en los momentos difíciles me consolaron y me alentaron a seguir adelante, gracias por enseñarme a soñar y que todo es posible si se realiza con esfuerzo y dedicación.

A mis hermanos: *Anibal*, *Mario*, *Onias*, *Walter* y *Noé* y mi hermanita *Isabel*, por apoyarme, ayudarme y por estar siempre pendientes de mí.

A *José Pablo Sandoval* y *Apolonia Sandoval*, que con mucho cariño y amor, me han motivado hasta culminar mi estudio, en los momentos difíciles me han enseñado a no rendirme y seguir adelante, gracias por enseñarme a soñar que era posible.

A mi abuelo *Miguel Ángel Jurado* (de grata recordación). Que con mucho amor y cariño me dedicaba tiempo para aconsejarme y alentarme a seguir adelante.

A mi compañero de tesis, *Joaquín*, por apoyarme y comprenderme siempre y brindarme entusiasmo en los momentos difíciles.

A los docentes que contribuyeron en mi formación como estudiante, desde mis estudios de primaria hasta mis estudios en la Universidad de El Salvador, gracias por su dedicación y comprensión.

A nuestro Asesor de tesis *Ing. Arístides Mauricio Perla*, gracias por creer en nosotros.

A mis amigos y compañeros de estudio *Susana Melendez, Juan Alberto, Cristian Alexi, y Digna*, por compartir sus conocimientos conmigo y por brindarme su amistad.

A todos mis familiares, amigos y compañeros, que estuvieron conmigo, gracias por ayudarme y apoyarme en este camino.

*José Carmelo Paiz Jurado*

## DEDICATORIA

*Parecer ser que fue ayer que inicie mis estudios universitarios pe  
fecha hasta hoy ya transcurrieron seis años y medio aproximadamente, tiempo que creo  
yo no ha pasado en vano, el camino para poder alcanzar esta meta no ha sido fácil, tal  
como dice mi mamá “**todo lo bueno cuesta**”, he tenido que pasar por muchas  
dificultades pero gracias a Dios todopoderoso, a mi convicción propia y a el apoyo  
incondicional de toda mi familia las he podido superar, tengo que reconocer que no  
todas mis experiencias han sido malas, ya que todos los conocimientos adquiridos y  
todas las amistades que he cultivado en esta etapa de mi vida pesan más que todos los  
inconvenientes que he tenido que enfrentar y superar, es por eso que con mucho orgullo  
dedico este triunfo a:*

**Dios** todopoderoso y eterno, quien ha sido mi guía y mi luz en el camino de mi vida, gracias por haberme regalado el don de la vida, por haberme dado salud, por la familia que me has dado; gracias por permitirme alcanzar esta meta y por haberme dado todo lo que tengo, ya que reconozco que sin tu ayuda nada es posible.

A mis Padres **Rosa del Carmen Chacón y Adrian Quintanilla**, por haberme sabido orientar y por inculcarme todos los valores morales y espirituales que ahora rigen mi vida, gracias por darme todo su amor y mil gracias por demostrarme su apoyo incondicional, este triunfo es de ustedes.

A mi familia **Adriana y Larilei**, por ser uno de los motivos que impulsan mi vida y me inspiran para ser cada día mejor, gracias por su amor y por creer en mí.

A mis hermanos **Josué Alexander y Liliana Yaneth**, por tenderme la mano cada vez que necesito ayuda, gracias por estar siempre pendientes de mí.

A mis abuelos **Ana Paula Chacón y Jesús Chacón** (ambos de grata recordación), por aconsejarme acerca de todos los aspectos de la vida, gracias por ser dignos ejemplos a seguir.

A mi amigo y compañero de tesis *José Carmelo*, por apoyarme y alentarme en los momentos difíciles, gracias por brindarme tu amistad.

A nuestro Asesor de tesis *Ing. Arístides Mauricio Perla*, por creer en nosotros.

A mis tíos *José Reinaldo Chacón y Ángela Saravia*, por su cariño y por estar siempre pendientes de mí.

A mis amigos y compañeros de estudio *Medardo, Miguel, Alirio, Magdiel, Susana, Juan Alberto y Digna*, por compartir sus conocimientos conmigo y por brindarme su amistad.

A todos los *profesores* que he tenido a lo largo de toda mi vida de estudios, ya que han dedicado tiempo de sus vidas para formarme académicamente gracias por su dedicación.

A todos mis familiares, amigos y compañeros, que estuvieron conmigo, gracias por su apoyo y ayuda.

Joaquín Eduardo Quintanilla Chacón

## ÍNDICE

### **Capítulo I ANTEPROYECTO**

1.1	Introducción.....	001
1.2	Antecedentes.....	002
1.2.1	Reglamentos y normas de análisis y diseño estructural de edificaciones.....	002
1.2.2	Construcciones en El Salvador utilizando sistemas combinados .....	007
1.2.3	Estudios realizados sobre el sistema estructural. ....	008
1.3	Planteamiento del problema.....	010
1.3.1	Situación problemática.....	010
1.3.2	Enunciado del problema .....	011
1.4	Justificación.....	012
1.5	Objetivos.....	013
1.5.1	Objetivo General.....	013
1.5.2	Objetivos específicos.....	013
1.6	.Delimitaciones.....	015
1.6.1	Alcances .....	015
1.6.2	Limitaciones.....	015
1.7	Metodología de la Investigación.....	016

### **Capítulo II MARCO TEÓRICO**

2.1	Introducción.....	017
2.2	Marcos de concreto reforzado .....	019
2.2.1	Generalidades.....	019
2.2.2	Tipos de marcos de concreto reforzado .....	020
2.2.2.1	Marcos arriostrados.....	020
2.2.2.2	Marcos no arriostrados.....	021
2.2.2.3	Marco rígido simple.....	022
2.2.3	Elementos estructurales que conforma un marco .....	023
2.2.3.1	Elementos horizontales de una marco (Vigas).....	023
2.2.3.2	Elementos verticales de un marco (columnas).....	023
2.2.4	Métodos de análisis estructural.....	024

2.2.4.1 Método de rigideces.....	024
2.2.4.2 Marcos planos.....	026
2.2.5 Métodos de diseño estructural .....	031
2.2.5.1 Método de los esfuerzos de trabajo o esfuerzos Permisibles.....	031
2.2.5.2 Método de Resistencia Última (Método Plástico).....	032
2.3 Paredes estructurales de mampostería de bloques de concreto.....	033
2.3.1 Generalidades.....	033
2.3.2 Mampostería de bloques de concreto con refuerzo integral.....	034
2.3.3 Métodos de diseño estructural.....	035
2.3.3.1 Esfuerzos permisibles.....	036
2.3.3.2 Método de resistencia última.....	040
2.3.3.2.1 Desarrollo de las condiciones de esfuerzo .....	041
2.3.3.2.2 Procedimiento de diseño por resistencia .....	043
2.3.3.2.3 Ecuaciones para el diseño por flexión usando el LRFD .....	046
2.3.3.2.4 Diseño por resistencia última de paredes de cortante.....	049
2.3.3.2.5 Límites de estado .....	050
2.4 Sistema dual.....	051
2.4.1 Generalidades.....	051
2.4.2 Análisis.....	052
2.4.3 Concepto y método de análisis.....	053
2.4.3.1 Primer paso del análisis (solución por iteraciones).....	057
2.4.3.2 Segunda etapa del análisis .....	067
2.4.4 Condiciones ulteriores de diseño .....	069
2.4.5 Muros de rigidez terminados en un nivel intermedio .....	069
2.4.6 Líneas de influencia .....	070
2.4.7 Definición de parámetros estructurales.....	070
2.5 Marco Normativo .....	072
2.5.1 Análisis y diseño de marcos de concreto reforzado .....	072
2.5.1.1 Propiedades de los materiales.....	072
2.5.1.2 Dimensionamiento de elementos estructurales.....	074
2.5.1.3 Análisis y cargas en las estructuras .....	076
2.5.2 Paredes de mampostería de bloques de concreto con refuerzo integral.....	088
2.5.2.1 Generalidades.....	088
2.5.2.2 Método de esfuerzos permisibles.....	089
2.5.2.3 Método de resistencia última.....	092

2.6 Teoría de elementos finitos.....	096
2.6.1 Introducción.....	096
2.6.2 Conceptos fundamentales.....	096
2.6.2.1 Definiciones y notación.....	096
2.6.2.2 Principio de los trabajos virtuales .....	098
2.6.2.3 Elasticidad plana.....	101
2.6.2.4 Generalidades del método de los elementos finitos.....	102
2.6.2.5 Funciones de forma y coordenadas naturales o intrínsecas. ....	104
2.6.3 Formulación del método de los elementos finitos para el caso de elast. plana.....	110
2.6.3.1 Particularizaciones. Expresión y notación del principio de los trabajos virtuales para el caso bidimensional .....	111
2.6.3.2 Construcción del modelo. Registro de la información básica que lo define....	113
2.6.3.3 Desplazamientos y deformaciones dentro de cada elemento.....	115
2.6.3.4 Planteamiento de la solución.....	122
2.6.3.4a Términos del trabajo virtual interno. Matriz de rigidez del elemento $j$ y matriz de rigidez global, $k$ .....	125
2.6.3.4b Términos del trabajo virtual externo. Términos de fuerza.....	126
a. Términos de fuerzas por unidad de volumen .....	126
b. Términos de fuerzas por unidad de superficie .....	128
c. Términos de fuerzas concentradas .....	132
2.6.3.4c Sistema de ecuaciones para obtener la solución del problema.....	132
2.6.3.5 Formación de las matrices y vectores globales.....	133
2.6.3.5a Formación de la matriz de rigidez global, $k$ .....	133
2.6.3.5b Formación del vector de fuerzas global, $f$ .....	136
a. Vector de fuerzas de volumen global, $f$ .....	136
b. Vector de fuerzas de superficie global, $f_s$ .....	137
c. Vector de fuerzas concentradas global, $f_c$ .....	138
2.6.3.6 Introducción de las condiciones de frontera y obtención de la solución.....	139

### **Capítulo III MODELADO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE PROGRAMA DE CÓMPUTO**

3.1 Introducción.....	147
3.2 Características del modelo .....	149
3.3 Análisis disponibles.....	152
3.4 Algunos términos en la preparación del modelo .....	154
3.4.1 Elementos frames.....	154
3.4.2 Elementos floor diaphragms.....	155

3.4.3 Brazos rígidos.....	156
3.5 Revisión del programa .....	157
3.5.1 Concepto fundamental.....	157
3.5.2 Variedad de opciones.....	157
3.5.3 Métodos numéricos.....	157
3.5.4 Capacidades avanzadas .....	158
3.6 Descripción y uso de comandos básicos de Etabs .....	159
3.7 Descripción de función de botones más importantes de las barras de herramientas.....	160
3.8 Otras barras que se pueden observar desde la pantalla principal del Etabs.....	165
3.9 Iniciando un nuevo modelo (dibujando líneas guía) .....	166
3.10 Definiendo materiales .....	167
3.11 Definición de secciones de elementos estructurales (vigas y columnas).....	168
3.12 Definición de secciones de elementos estructurales (paredes y losas).....	170
3.13 Definición de casos de carga. ....	172
3.14 Definición de combinaciones de carga .....	173
3.15 Dibujar elementos estructurales del modelo .....	174
3.16 Asignando el tipo de apoyo. (restricciones).....	177
3.17 Asignando el tipo de comportamiento de de las losas .....	178
3.18 Definiendo paredes estructurales .....	179
3.19 Definiendo que todos los nudos de la estructura se comporten como nudos rígidos.....	180
3.20 Asignar cargas a la estructura .....	181
3.21 Definición de fuente de masa.....	185
3.22 Configuración de las opciones de análisis.....	186
3.23 Análisis del modelo .....	187
3.24 Resumen.....	187
 <b>Capítulo IV PROPUESTA DE ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA</b>	
4.1 Introducción.....	189

4.2 Propuesta de análisis y diseño .....	190
4.2.1 Descripción arquitectónica de edificio .....	190
4.2.2 Descripción estructural de edificio .....	197
4.2.2.1 Sistema dual: marcos de C/R y paredes estructurales de mampostería .....	197
4.2.2.2 Sistema de marcos no arriostrado con detallado especial .....	202
4.3 Análisis de cargas actuando en el edificio .....	204
4.3.1 Bajado de cargas de techo .....	204
4.3.2 Bajado de carga gravitacional .....	207
4.3.2.1 Cargas actuando en sistema estructural dual .....	209
4.3.2.2 Cargas actuando en sistema estructural de marcos .....	215

## **Capítulo V GUÍA PARA MODELADO, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

5.1 Introducción.....	218
5.2 Modelado de Edificio .....	220
5.2.1 Creación de un nuevo modelo .....	220
5.2.2 Funciones de botones de barra de herramientas “Define” .....	230
5.2.2.1 Definición de materiales para análisis y diseño.....	230
5.2.2.2 Definición de secciones para análisis y diseño .....	239
5.2.2.3 Definición de casos de carga para análisis y diseño .....	252
5.2.2.4 Definición de combinaciones de carga para diseño .....	258
5.2.2.5 Definición del origen de masa (Mass Source) .....	269
5.2.3 Funciones de botones de barra de herramientas “Draw” .....	270
5.2.3.1 Modelado de Vigas y Columnas .....	271
5.2.3.2 Modelado de Paredes .....	278
5.2.3.3 Modelado de Losas: de pisos, de descanso y rampas .....	282
5.2.3.4 Modelado de Estructura de techo.....	286
5.2.3.5 Otras funciones de los íconos de la barra de herramientas Draw .....	292
5.2.3.6 Revisión general del modelado del edificio.....	293
5.2.4 Funciones de botones de barra de herramientas “Select” .....	295
5.2.4.1 Selección de elementos Frame (by Frame Sections) .....	295
5.2.4.2 Selección de elementos Area (by Wall/Slab/Deck Sections...) .....	296
5.2.4.3 Selección de elementos lineales tipo (by Line Object Type...) .....	297
5.2.4.4 Selección de elementos área tipo (by Area Object Type...) .....	297
5.2.4.5 Selección de elementos pared (by Pier ID...) .....	299
5.2.4.6 Selección de elementos por nivel (by Story Level...) .....	299
5.2.4.7 Selección de todo el modelo (all) .....	300

5.2.5 Función de botones de barra de herramientas Assign .....	300
5.2.5.1 Puntos y juntas (Joint/Point) .....	300
5.2.5.2 Elementos de marco (Frame/Line) .....	302
5.2.5.3 Elementos área (Shell/Área) .....	305
5.2.5.4 Cargas en nodos (Joint/Point Loads) .....	306
5.2.5.5 Cargas en elementos lineales (Frame/Line Loads) .....	307
5.2.5.6 Cargas en elementos área (Shell/Area Loads) .....	310
5.3 Análisis del modelo .....	312
5.3.1 Revisión de datos de entrada .....	312
5.3.2 Deformadas del edificio .....	319
5.3.3 Modos de vibración del edificio .....	322
5.3.4 Diagramas de: fuerzas, cortantes y momentos .....	322
5.3.5 Resultados de análisis del modelo .....	333
5.4 Diseño del edificio .....	335
5.4.1 Preferencias de diseño .....	335
5.4.1.1 Preferencias de diseño para estructura metálica .....	336
5.4.1.2 Preferencias de diseño para marcos de concreto reforzado .....	337
5.4.1.3 Preferencias de diseño para paredes de mampostería.....	338
5.4.2 Combinaciones de carga de diseño .....	339
5.4.2.1 Combos de diseño para estructuras de acero .....	339
5.4.2.2 Combos de diseño para marcos de concreto reforzado .....	341
5.4.2.3 Combos de diseño para paredes .....	341
5.4.3 Diseño del edificio .....	342
5.4.3.1 Estructura de techo (armadura metálica) .....	342
5.4.3.2 Estructura de concreto reforzado (Estructura de marcos) .....	344
5.4.3.3 Estructura de mampostería (paredes) .....	349

## **Capítulo VI COMPARACIÓN ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES**

6.1 Introducción .....	368
6.2 Propuesta arquitectónica para edificio .....	369
6.3 Propuesta estructural para edificio .....	370
6.3.1 Sistema de Marcos .....	370
6.3.2 Sistema Dual .....	372
6.4 Comparación de sistemas estructurales .....	373

6.4.1 Cortante basal y fuerzas sísmicas entre sistema de marcos y sistema dual.....	374
6.4.2 Comparación de fuerzas internas en vigas .....	382
6.4.3 Comparación de refuerzo longitudinal en columnas.....	439
6.4.4 Comparación de refuerzo transversal en columnas.....	451
6.4.5 Revisión de las derivas de entrepiso .....	458
6.4.6 Comparación de desplazamientos.....	462

**Capítulo VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Conclusiones.....	464
Recomendaciones.....	467

**BIBLIOGRAFIA..... 469**

**ANEXOS**

ANEXO A “GRAFICAS DE KHAN Y SBAROUNIS PARA ANÁLISIS MANUAL DE DISEÑO DE CORTANTE” .....	001
ANEXO B “RESULTADOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMA DUAL” .....	006
ANEXO C “RESULTADOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMA DE MARCOS” .....	079
ANEXO D “ESTADOS LIMITE” .....	111

**PLANOS**

## ÍNDICE DE FIGURAS

### **Capítulo II MARCO TEÓRICO**

Figura 2.2.1a Marco arriostrado con elementos diagonales y con paredes .....	021
Figura 2.2.1 b Marcos de concreto reforzado no arriostrados .....	022
Figura 2.2.2 Marco analizado con el método de rigideces .....	030
Figura 2.2.3 Momento flexionantes de la figura 2.2.2 .....	031
Figura 2.3.1 Esfuerzo debido al momento flexionante y condición balanceada .....	040
Figura 2.3.2 Idealización de diagrama esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.....	041
Figura 2.3.3 Bloque de esfuerzo asumido en condiciones de fluencia.....	041
Figura 2.3.4 Variaciones en el bloque de esfuerzo cuando el momento incrementa y el acero fluye .....	042
Figura 2.3.5 Desarrollo del esfuerzo y deformación en un miembro a flexión .....	043
Figura 2.3.6 Cargas a las cuales es sometida una estructura .....	044
Figura 2.3.7 Distribución de esfuerzo y deformación en un miembro a flexión con falla balanceada .....	047
Figura 2.3.8 Comportamiento y estados límite de un miembro a flexión .....	050
Figura 2.4.1 Elásticas Típicas .....	053
Figura 2.4.2 Estructura Idealizada Típica .....	056
Figura 2.4.3 Giros y deformaciones de pisos .....	058
Figura 2.4.4 Ajuste de fuerzas y momentos provocados por el ajuste de fuerzas .....	060
Figura 2.4.5 Fuerzas y momentos en el sistema E y fuerzas y momentos del sistema E aplicados al sistema W .....	062
Figura 2.4.6 Relación entre las deformaciones del sistema y los ciclos .....	066
Figura 2.5.1 Factores de longitud efectiva, $k$ ..	082
Figura 2.6.1 Esquema de un sólido elástico. ....	097
Figura 2.6.2 Esfuerzos producidos por el sistema de fuerzas SF y deformaciones virtuales...	100
Figura 2.6.3 Funciones de forma para un elemento unidimensional de dos nudos .....	104
Figura 2.6.4 Coordenada natural del elemento unidimensional de dos nudos .....	105
Figura 2.6.5 Representación de una variable con las funciones de forma	

correspondientes al CST .....	106
Figura 2.6.6 Función de Forma, N1 correspondiente al CST .....	107
Figura 2.6.7 Coordenadas naturales del CST .....	109
Figura 2.6.8 Funciones de forma en función de las coordenadas naturales .....	110
Figura 2.6.9 Esquema de un cuerpo solido que puede estudiarse como caso de elasticidad plana.....	111
Figura 2.6.10 Esquema del proceso de discretización del sólido. ....	114
Figura 2.6.11 Representación grafica de las componentes del desplazamiento. ....	116
Figura 2.6.12 Lado de un elemento CST que pertenece al contorno de la región de análisis....	128
Figura 2.6.13 Fuerzas por unidad de superficie con variación lineal. ....	129
Figura 2.6.14 Esquema de un modelo de elementos finitos .....	135
Figura 2.6.15 Contribución de una matriz de rigidez elemental a la matriz de rigidez global...	136

### **Capítulo III MODELADO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE PROGRAMA DE CÓMPUTO**

Figura 3.2.1 Sistema de una edificación típica.....	151
Figura 3.3.1 Convención de Direcciones del Análisis Sísmico Dinámico.....	153
Figura 3.3.2 Convención de Direcciones del Análisis Sísmico Estático.....	154
Figura 3.4.1. Ejemplo de Numeración del Nivel de Piso y Diafragmas .....	156

### **Capítulo IV GUÍA PARA EL MODELADO ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

Figura 4.2.1 Planta arquitectónica de primer nivel (dibujo sin escala) .....	192
Figura 4.2.2 Planta arquitectónica de segundo nivel (dibujo sin escala) .....	193
Figura 4.2.3 Planta arquitectónica de tercer nivel (dibujo sin escala) .....	194
Figura 4.2.4 Planta arquitectónica de cuarto nivel (dibujo sin escala) .....	195
Figura 4.2.5 Planta arquitectónica de quinto nivel (dibujo sin escala) .....	196
Figura 4.2.6 Planta estructural de primer nivel .....	198
Figura 4.2.7 Planta estructural de segundo nivel .....	198
Figura 4.2.8 Planta estructural de tercer nivel .....	199
Figura 4.2.9 Planta estructural de cuarto nivel .....	199
Figura 4.2.10 Planta estructural de quinto nivel .....	200

Figura 4.2.11 Marco estructural de ejes 1, 2, 3 y 4 .....	200
Figura 4.2.12 Marco estructural de ejes A, B, C, D, E, F y G .....	201
Figura 4.2.13 Vista en planta de estructura de techo .....	201
Figura 4.2.14 Sistema dual (Estructura general) .....	202
Figura 4.2.15 Sistema de marcos (Estructura general) .....	203
Figura 4.3.1 Estructura general de techo .....	205
Figura 4.3.2 Vista en planta de estructura de techo (polines @ 1m) .....	205
Figura 4.3.3 Áreas tributarias que cargan a vigas macomber VM-1 .....	206
Figura 4.3.4 Cargas muertas actuando en los pisos 2, 3, 4 y 5. 240 .....	209
Figura 4.3.5 Cargas vivas gravitacionales y vivas instantáneas de segundo nivel .....	210
Figura 4.3.6 Cargas vivas gravitacionales y vivas instantáneas de tercer nivel .....	210
Figura 4.3.7 Cargas vivas gravitacionales y vivas instantáneas de cuarto nivel .....	211
Figura 4.3.8 Cargas vivas gravitacionales y vivas instantáneas de quinto nivel .....	211
Figura 4.3.9 Cargas muertas en Eje B y Eje C .....	212
Figura 4.3.10 Cargas muertas en Eje E y Eje F .....	212
Figura 4.3.11 Cargas muertas en Eje 2 .....	213
Figura 4.3.12 Cargas muertas en Eje 3 .....	213
Figura 4.3.13 Cargas muertas en Eje 4 .....	214
Figura 4.3.14 Cargas muertas en Eje A y Eje B .....	215
Figura 4.3.15 Cargas muertas en Eje C y Eje D .....	215
Figura 4.3.16 Cargas muertas en Eje E y Eje F .....	216
Figura 4.3.17 Cargas muertas en Eje 1 .....	216
Figura 4.3.18 Cargas muertas en Eje 2 .....	217
Figura 4.3.19 Cargas muertas en Eje 4 .....	217

## **Capítulo V GUÍA PARA EL MODELADO ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

Figura 5.1.1 Esquematación usada para realizar diseños en el ETABS .....	218
Figura 5.2.1 Crear nuevo modelo .....	220
Figura 5.2.2 Formas de iniciar un nuevo modelo .....	221
Figura 5.2.3 Definición de líneas guías en planta y en elevación .....	222

Figura 5.2.3a Opciones para etiquetar los ejes en planta .....	222
Figura 5.2.3b Definición de líneas guías (grid) .....	223
Figura 5.2.3c Definición de alturas de entrepisos .....	223
Figura 5.2.4 Importar archivo con extensión DXF .....	225
Figura 5.2.5 Importar archivo con extensión DXF .....	226
Figura 5.2.6 Selección de Layers del archivo DXF para importar .....	226
Figura 5.2.7 Líneas guías importadas .....	227
Figura 5.2.8 Importar elementos estructurales para piso .....	227
Figura 5.2.9 Importar elementos estructurales para edificio .....	228
Figura 5.2.10 Modificar líneas guías .....	228
Figura 5.2.10a Coordenadas del sistema .....	229
Figura 5.2.10b Modificar alturas de entrepiso .....	229
Figura 5.2.11 Crear, modificar o eliminar un material .....	231
Figura 5.2.12 Propiedades de los materiales .....	231
Figura 5.2.13a Propiedades mecánicas de materiales orthotropicos .....	233
Figura 5.2.13b Propiedades mecánicas del acero .....	234
Figura 5.2.13 Comparación de dimensiones reales con las generadas por el programa .....	236
Figura 5.2.14a Espesor y longitud de pared, según el programa, Unidades en cm .....	237
Figura 5.2.14b Altura de pared, según el programa, Unidades en cm .....	237
Figura 5.2.15 Definición de material para paredes de 1er nivel .....	238
Figura 5.2.16 Importar, adicionar, modificar o eliminar una sección .....	240
Figura 5.2.17 Sección típica de Viga Macomber .....	246
Figura 5.2.18 Sección típica longitudinal de Viga Macomber .....	246
Figura 5.2.19 Sección longitudinal típica de Viga Macomber de arriostramiento .....	246
Figura 5.2.20. Apoyo de Polín C en VM .....	247
Figura 5.2.21. Propiedades geométricas y mecánicas de secciones de doble angular .....	247
Figura 5.2.22 Definición de secciones de losas y paredes .....	248
Figura 5.2.23 Definición de casos de carga .....	255
Figura 5.2.24 Posibles formas de ataque del sismo .....	259
Figura 5.2.25 Definición de combinaciones de diseño .....	260
Figura 5.2.26 Definición de fuente de masa .....	270
Figura 5.2.27 Vista en Planta y en 3D de la grid del modelo .....	272
Figura 5.2.28 Selección de una vista en planta del edificio .....	272
Figura 5.2.29 Selección de uno de los ejes en elevación del edificio .....	273

Figura 5.2.30 Propiedades de objeto a dibujar .....	275
Figura 5.2.31 Vista en 3D de columnas y Vigas principales del edificio .....	276
Figura 5.2.32 Edición de líneas de referencia .....	278
Figura 5.2.33 Líneas de referencia en eje 2 .....	279
Figura 5.2.34 Propiedades de objeto (pared) .....	280
Figura 5.2.35 Marco plano de eje 2 con sus respectivas paredes estructurales .....	281
Figura 5.2.36 Edición de planos de referencia .....	281
Figura 5.2.37 Planos de referencia creados, en figura 5.2.36 .....	282
Figura 5.2.38 Propiedades de Objeto (Losas de pisos) .....	283
Figura 5.2.39 Propiedades de Objeto (Losas de rampas) .....	284
Figura 5.2.40 Vista en planta de losas de primer piso. ( <b>Story 1</b> ) .....	284
Figura 5.2.41 Vista en 3D de losas de pisos y de las escaleras del modelo general .....	285
Figura 5.2.42 División de elemento seleccionado .....	287
Figura 5.2.43 Viga Macomber VM-1 .....	288
Figura 5.2.44 Replicar uno o varios elementos seleccionados .....	289
Figura 5.2.45 Revisión de ejes locales de VM-1 .....	291
Figura 5.2.46 Estructura general de techo .....	292
Figura 5.2.47 Fijar opciones para ver el modelo .....	293
Figura 5.2.48 Opción para ver u ocultar las líneas guías .....	295
Figura 5.2.49 Selección de elementos Frame .....	296
Figura 5.2.50 Selección de elementos área .....	297
Figura 5.2.51 Selección de elementos lineales tipo .....	298
Figura 5.2.52 Selección de elementos área tipo .....	298
Figura 5.2.53 Selección de elementos pared .....	299
Figura 5.2.54 Selección de elementos área tipo .....	300
Figura 5.2.55 Asignación de apoyos .....	301
Figura 5.2.56 Asignación de sección a un elemento frame .....	302
Figura 5.2.57 Delimitación de longitud de elementos .....	303
Figura 5.2.58 Asignación de estacionamiento de datos de salida .....	303
Figura 5.2.59 Orientación de ejes locales .....	304
Figura 5.2.60 Asignar Pier a una columna ancha .....	304
Figura 5.2.61 Asignación de un elemento área .....	305
Figura 5.2.62 Asignación de un diafragma rígido .....	306
Figura 5.2.63 Asignación de carga a un punto o unión .....	307

Figura 5.2.64 Aplicación de cargas puntuales en elementos lineales .....	308
Figura 5.2.65 Asignación de carga distribuida en elementos lineales .....	309
Figura 5.3.1 Opciones de análisis del edificio .....	311
Figura 5.3.2 Deformada del edificio debido a cargas muertas .....	320
Figura 5.3.3 Deformadas del modelo .....	321
Figura 5.3.4 Modos de vibración del modelo .....	322
Figura 5.3.5 Modo 1 de vibración del modelo (T=0.8336 Seg) .....	323
Figura 5.3.6 Acciones internas del modelo .....	323
Figura 5.3.7 Selección de caso o combinación de carga para reacciones .....	324
Figura 5.3.8 Reacciones debido a cargas muertas en el edificio .....	324
Figura 5.3.9 Diagrama de acciones internas .....	325
Figura 5.3.10 Diagrama de fuerzas axiales ( <i>marco 3</i> ) .....	326
Figura 5.3.11 Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección 2-2 ( <i>marco 3</i> ) .....	327
Figura 5.3.12 Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección 3-3 ( <i>marco 3</i> ) .....	327
Figura 5.3.13 Diagrama de momentos de torsión ( <i>marco 3</i> ) .....	328
Figura 5.3.14 Diagrama de momentos flexionantes dirección 2-2 ( <i>marco 3</i> ) .....	328
Figura 5.3.15 Diagrama de momentos flexionantes dirección 3-3 ( <i>marco 3</i> ) .....	329
Figura 5.3.16. Diagramas de un elemento Viga .....	330
Figura 5.3.17. Diagramas de carga axial y cortante en la dirección 3-3 ( <i>de una columna</i> ) ...	331
Figura 5.3.18. Diagramas de momento torsional y flexionante en la dirección 2-2 .....	331
Figura 5.3.19 Resultados gráficos de análisis sísmico .....	332
Figura 5.3.20. Mostrar tablas de resultados .....	333
Figura 5.4.1 Preferencias de diseño según el tipo de material .....	336
Figura 5.4.2 Preferencias de diseño para estructura de acero .....	337
Figura 5.4.3. Preferencias de diseño para marcos de concreto reforzado .....	338
Figura 5.4.4. Preferencias de diseño para paredes de “mampostería” .....	339
Figura 5.4.5 Seleccionar combos de diseño para la estructura de acero .....	340
Figura 5.4.6 Adicionar combos de diseño para la acero .....	340
Figura 5.4.7 Selección de combos para marcos de concreto .....	341
Figura 5.4.8 Iniciar diseño de estructura de acero .....	342
Figura 5.4.9 Estructura de techo (después de ejecutar el diseño) .....	343
Figura 5.4.10 Mostrar resultados de diseño .....	344
Figura 5.4.11 Resultados de diseño de viga macomber VM-1 .....	344
Figura 5.4.12 Iniciar diseño de estructura de concreto (elementos de marco) .....	345

Figura 5.4.13 Estructura de concreto (después de ejecutar el diseño) .....	346
Figura 5.4.14 Armado longitudinal de eje A .....	347
Figura 5.4.15 Armado por cortante de eje A .....	347
Figura 5.4.16 Armado longitudinal de eje 3 .....	348
Figura 5.4.17 Armado por cortante de eje 3.....	349
Figura 5.4.18 Vista en elevación y en planta de una pared .....	350
Figura 5.4.19 Asignar tipo de diseño para pared .....	352
Figura 5.4.20 Asignación de tipo de diseño (Simple T-C) .....	352
Figura 5.4.20 Diseño de paredes Eje A (Método simplificado) .....	353
Figura 5.4.21 Resultados de diseño de pared P-1-A#3 .....	354
Figura 5.4.22 Flujograma para determinar si se requiere o no confinamiento de borde .....	356
Figura 5.4.23 Zona de confinamiento de pared .....	357
Figura 5.4.24 Sobre escribir en resultados de diseño .....	357
Figura 5.4.25 Sobre-escritura de dimensiones de elementos de borde .....	358
Figura 5.4.26 Resultados de diseño después de modificar dimensiones de bordes .....	359
Figura 5.4.27 Obtención de archivo de resultados de diseño .....	360
Figura 5.4.28 Armado uniformemente distribuido .....	361
Figura 5.4.29 Adicionar/Modificar/Borrar, tamaño de barras .....	362
Figura 5.4.30 Asignación de armado uniforme .....	363
Figura 5.4.31 Resultados de revisión/diseño de pared con refuerzo uniforme .....	363
Figura 5.4.32 Resultados de diseño de pared P-1-A-#3 .....	364
Figura 5.4.33 Diseño de paredes de eje A (Refuerzo uniforme) .....	365
Figura 5.4.34 Secciones de pared .....	366
Figura 5.4.35 Creación de secciones de pared .....	366
Figura 5.4.36 Secciones de pared con armado irregular .....	367
Figura 5.4.37 Diseño de pared P-2-A#3 (Armadura general) .....	367

## **Capítulo VI COMPARACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES**

Figura 6.2.1 Planta Arquitectónica del Primer nivel .....	369
Figura 6.3.1 Planta Estructural Tipo para sistema de Marcos de Concreto Reforzado .....	370
Figura 6.3.2 Modelo 3D desarrollado en Etabs para el Sistema de Marcos de C/R .....	371
Figura 6.3.3 Planta Estructural Tipo para sistema Dual .....	372
Figura 6.3.4 Modelo Tridimensional desarrollado en el Etabs para el Sistema Dual .....	373
Figura 6.4.1 Vista en elevación del eje “A” del Sistema de Marcos .....	382

Figura 6.4.2 Vista en elevación del eje “A” del Sistema Dual .....	383
Figura 6.4.3 Vista en elevación del eje “3” del Sistema de Marcos .....	384
Figura 6.4.4 Vista en elevación del eje “3” del Sistema de Dual .....	384

CAPITULO I

ANTEPROYECTO DE  
INVESTIGACIÓN

---

## **1.1.- INTRODUCCIÓN.**

En el capítulo I de este documento se presenta el diseño de la investigación “GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN SISTEMA INTERACTUANTE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO Y PAREDES DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO EMPLEANDO SOFTWARE COMPUTACIONAL” el cual pretende elaborar una guía de consulta, presentando una metodología a seguir para el análisis y diseño de edificios de varios niveles que empleen como sistema estructural un sistema inter-actuante de marcos y paredes.

La investigación inicio con el planteamiento y el enunciado del problema en los que se describen las causas o dificultades que se presentan en la actualidad al no conocer el verdadero funcionamiento de los sistemas estructurales inter-actuantes; seguidamente se presenta la justificación en la que se describe la importancia de estudiar esta temática en particular y también se enfatiza en el uso de software que facilita el análisis y diseño; posteriormente se describen los objetivos y alcances que se pretenden cumplir al llevar a cabo la investigación, teniendo en cuenta que se tiene limitantes las cuales son expresadas en un apartado especial.

Finalmente se presenta la metodología que se empleara para cumplir satisfactoriamente con los objetivos y alcances planteados.

## 1.2-. ANTECEDENTES.

### 1.2.1 REGLAMENTOS Y NORMAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES.

A raíz de los acontecimiento sísmicos en El Salvador se faculta (Decreto Legislativo N° 1904, de fecha 9 de Agosto de 1955, publicado en el Diario Oficial N° 151, Tomo N° 168, del 18 del mismo mes y año) al Órgano Ejecutivo en el ramo de obras públicas, para emitir reglamentos que guíen el futuro desarrollo de las poblaciones de un modo coordinado y armónico, a fin de mejorar el diseño de las edificaciones.

Como resultado de esa intervención se originó el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico en la República de El Salvador (REDSSES), en el cual se han considerado 5 sistemas estructurales descritos a continuación.

***Tipo 1 Sistema de Marcos:*** Consiste en un sistema de marcos espaciales, esencialmente completos no arriostrados, que resisten las cargas tanto verticales como las sísmicas. Esta definición encierra tres conceptos claves que es necesario estudiarlos por separado, para vislumbrar aquellos elementos que pudieran estar oscuros.

- a) Marcos espaciales
- b) Marcos esencialmente completos y
- c) Marcos no arriostrados

Por marcos espaciales se entiende, que deben existir pórticos interconectados en dos o más ejes de la edificación, para una misma dirección de análisis.

Por otro lado sabe que un marco o pórtico, es un sistema cuyos elementos estructurales son las vigas y las columnas, es decir, miembros diseñados para resistir fuerzas y momentos, respectivamente; luego los marcos esencialmente completos, son aquellos que están conformados solo por vigas y columnas o por elementos que se les

pueda considerar el comportamiento a flexión y el comportamiento a flexo-compresión, de manera que sea factible hacer los diseños respectivos.

**Tipo 2 Sistema de Paredes Estructurales:** En este sistema las cargas son llevadas por marcos no arriostrados espaciales esencialmente completos y las cargas sísmicas son resistidas por paredes estructurales o marcos arriostrados. Esta definición contiene los conceptos siguientes:

- a) Marcos no arriostrados
- b) Marcos esencialmente completos
- c) Marcos espaciales
- d) Paredes estructurales y.
- e) Marcos arriostrados

Se hablará de los últimos dos conceptos a continuación. Las paredes estructurales son denominadas paredes de corte (shear wall) porque se diseñan para absorber el cortante sísmico total que actúa en el plano de las mismas; existen dos tipos de paredes estructurales de corte propiamente dichas, las primeras, además de estar diseñadas para absorber el total del cortante sísmico, lo están para soportar parte de las cargas gravitacionales (incluyendo su propio peso).

**Tipo 3 Sistema Dual:** Es un sistema estructural que combina marcos espaciales no arriostrados resistente a momentos, que resisten las cargas verticales y parte de las cargas sísmicas, con paredes estructurales o marcos arriostrados de acuerdo a lo siguiente: a) Los marcos y las paredes estructurales o marcos arriostrados resisten la totalidad de las cargas sísmicas de acuerdo a sus rigideces relativas, considerando la interacción entre las paredes estructurales y los marcos. b) Los marcos resistentes a momento deben ser capaces de resistir al menos 25% de las cargas sísmicas.

La definición de este sistema estructural implica los mismos elementos resistentes, que ya han sido estudiados en los dos tipos de sistemas estructurales que anteceden a este.

Pero las condiciones de carga impuesta a este tipo de sistema no son resistidas solo por marcos no arriostrados (como en el sistema de marcos); ni por paredes estructurales o marcos arriostrados, (como en el sistema de paredes estructurales). Así, en este sistema se considera que los marcos arriostrados, los marcos no arriostrados y las paredes estructurales, deben interactuar para resistir como un solo conjunto las cargas sísmicas, de acuerdo a las rigideces relativas de cada uno de ellos; por eso se habla de marcos no arriostrados resistentes a momento, para que se entienda que a diferencia de paredes estructurales, en este los marcos deben de resistir de acuerdo a su rigidez relativa, por lo menos un 25% de los momentos generados por las fuerzas sísmicas que actúan en la dirección analizada, aparte de soportar los generados por las fuerzas de gravedad.

La interacción de marcos y paredes, se debe realizar de acuerdo a los principios de la mecánica estructural, considerando la rigidez relativa de los elementos y la torsión en el sistema. Además, las deformaciones impuestas a los miembros del marco no arriostrado por la interacción con las paredes o marcos arriostrados, se deben considerar en este análisis.

Si se observa, la definición no especifica que los marcos sean esencialmente completos, esto porque dadas las configuraciones que puedan darse en este tipo de sistemas, se podrían tener marcos apoyados en paredes de corte o de carga, en lugar de las columnas.

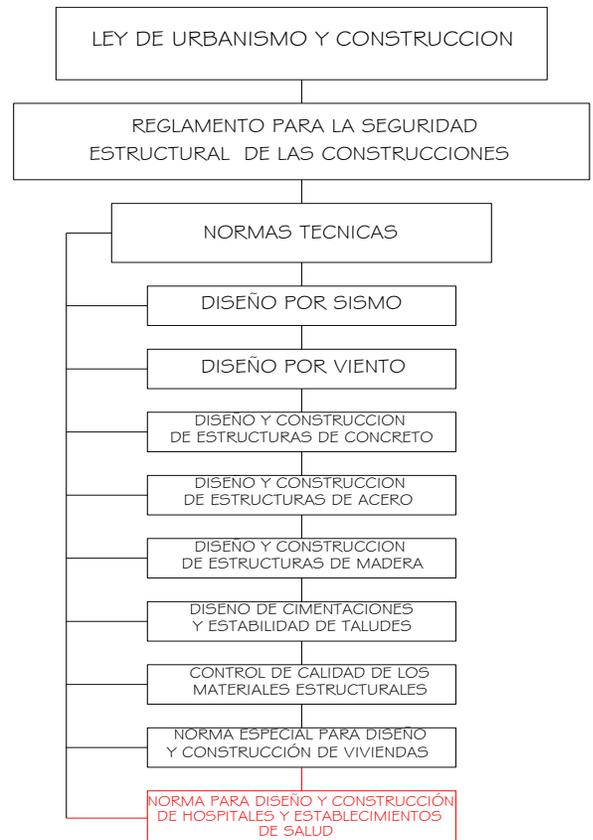
**Tipo 4 Sistema de muros de carga:** Es un sistema estructural donde los muros de carga proveen soporte para todas o casi todas las cargas verticales y marcos arriostrados o paredes estructurales proveen la resistencia sísmica. Vemos que esta definición

nuevamente presenta los elementos que ya han sido estudiados, Marcos arriostrados y paredes estructurales y uno que aparentemente es nuevo.

Muro de carga: Se dice que muro de carga es un concepto aparentemente nuevo porque ya ha sido definido pero como pared estructural de carga, es decir, las paredes estructurales pueden ser de 2 tipos: paredes estructurales de corte y paredes estructurales de carga, en donde la paredes estructurales son los mismos muros de carga.

Ahora bien, en este tipo de sistema estructural, se eliminan los marcos espaciales o arriostrados como principal sistema de soporte de las cargas gravitacionales, y en su lugar las paredes y/o divisiones interiores, son de tan resistencia que pueden soportar todas o casi todas las cargas gravitacionales (Cargas vivas, pisos, cubiertas y el peso propio de los mismos). Además las paredes y las divisiones son capaces de suministrar suficiente resistencia a las fuerzas sísmicas, en su propio plano, dada la elevada rigidez lateral y estabilidad que poseen en dicha dirección, pero en algunos casos se pueden utilizar marcos arriostrados, para aumentar la rigidez lateral.

**Tipo 5 Sistemas aislados:** Tanques elevados, chimeneas y todas aquellas construcciones que sean soportadas por una sola columna, una hilera de columnas orientadas perpendicularmente a la dirección de análisis; o cuyas columnas o muros no estén ligados en el techo o en los pisos por elementos de suficiente rigidez y resistencia,



ORGANIGRAMA DEL REGLAMENTO

para una adecuada distribución de las fuerzas horizontales entre elementos de distinta flexibilidad.

Con el tiempo se ha ido modificando nuestro reglamento, hasta llegar a la tercera edición impresa en 1994 en la cual se han incorporado nuevos requerimientos y nuevos materiales de construcción para ir optimizando el proceso de diseño estructural de las edificaciones.

A fin de mejorar las construcciones en El Salvador, se creó un comité técnico para dar origen a la actual ley de Urbanismo y Construcción la cual está compuesta por: El reglamento para la seguridad estructural de las construcciones y b) Normas técnicas, mostrado en el organigrama adjunto, que establecen procedimientos de análisis y diseño según el sistema estructural, material, y sollicitación de la estructura durante su vida útil.

El uso de los sistemas estructurales (por separado) citados en nuestra norma se han venido utilizando desde tiempos muy antiguos, por lo que cada uno de ellos ha sido estudiado con bastante dedicación, e incluso se han estudiado las fallas que han ocurrido cuando las edificaciones se han expuesto a grandes sollicitaciones, por ejemplo a las que produce un terremoto de gran intensidad; como resultado de este estudio se han ido mejorando los reglamentos o códigos de diseño de las edificaciones.

Otro sistema bastante utilizado desde tiempos muy antiguos, es el de paredes de mampostería y es hasta el presente uno de los menos comprendidos en cuanto a sus propiedades y comportamiento estructural. Esta deficiencia ha hecho que grandes edificaciones construidas con este material también sufran daños apreciables frente a sollicitaciones altas.

Sin embargo en los últimos años se ha dedicado mucho esfuerzo a la investigación del comportamiento, estableciendo normas y procedimientos de diseño y construcción de estructuras de mampostería.

El resultado de las investigaciones ha demostrado que la mampostería es un material de construcción cuyo comportamiento es completamente diferente al del

concreto, por lo tanto se han desarrollado normas y requerimientos propios para estructuras hechas con este material.

### **1.2.2 CONSTRUCCIONES EN EL SALVADOR UTILIZANDO SISTEMAS COMBINADOS.**

Las construcciones en El Salvador utilizando sistemas combinados han sido muy pocas debido a la incertidumbre del comportamiento estructural de las edificaciones cuando estas se ven sometidas a grandes solicitaciones, por ejemplo las que produce un terremoto.

Entre 1940 y 1957, se comenzó la construcción de edificios altos de concreto reforzado hasta de 8 niveles, algunos de los cuales se diseñaron para trabajar bajo cargas gravitacionales, como es el caso del Edificio Darío. La mayoría de edificios altos construidos antes del sismo de 1986 se componían de marcos ortogonales de concreto reforzado, losas densas y paredes de mampostería, citando como ejemplo el Edificio Dueñas, el Edificio Pacífico y la Torre López.

Posterior al terremoto de 1986 han sido construidos numerosos edificios altos de concreto reforzado, entre los cuales están el Hotel Princess, la Torre Cuscatlán, que se caracterizan por poseer sistemas estructurales a base de marcos estructurales y paredes; la Torre Cerdosa, una de las estructuras más altas y nuevas de San Salvador, posee 9 columnas cuadradas de 1.20 metros, con tres claros de aproximadamente 9.50 metros en ambas direcciones, teniendo en uno de sus extremos paredes de carga.

#### **Análisis de los daños en edificaciones debido a los sismos del 2001.**

Los daños ocurridos en las edificaciones a raíz de los sismos del 2001 fueron tomados de una muestra de las evaluaciones de daños, realizadas por el Comité de Evaluación de Daños MOP, ASIA, FESIARA, correspondiente a 326 edificios de un total de 749. Para la obtención de esta muestra se baso en el criterio de analizar solamente los edificios ubicados en el Área Metropolitana de San Salvador, así como las

edificaciones de dos niveles en adelante y solamente el análisis de los elementos estructurales. Los resultados preliminares se presentan en la siguiente tabla:

**Características de la muestra de edificios a evaluar**

<b>Numero de Niveles</b>	<b>Marcos de concreto reforzado</b>	<b>Marcos de Acero</b>	<b>Sistema Dual</b>	<b>Total</b>
2	76	2	24	102
3	67	3	15	95
4	88	1	10	99
5	7	0	1	8
6	4	1	2	7
7	3	0	3	6
8	2	0	0	2
10	0	0	1	1
11	1	0	1	2
12	1	0	0	1
13	1	0	0	1
14	1	0	0	1
16	0	0	1	1
<b>TOTAL</b>	<b>251</b>	<b>7</b>	<b>68</b>	<b>326</b>

### 1.2.3 ESTUDIOS REALIZADOS SOBRE EL SISTEMA ESTRUCTURAL.

En El Salvador, se han realizado estudios sobre la interacción de sistemas estructurales, citados en nuestra Norma Técnica para diseño por sismo. Entre estos podemos mencionar los siguientes.

- ❖ **Estudio sobre la interacción entre marcos y paredes de corte.** Realizado por Iraheta Salazar, Víctor Manuel Grimaldi Villagrán, José David, Grupo de trabajo de graduación de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas. Año de publicación 1977.

Este estudio se realizó considerando la interacción entre ambos sistemas mediante métodos desarrollados por diversos autores, en donde no se tomaban las

nuevas consideraciones citadas por las actuales normas y reglamentos de análisis y diseño. Los procesos de cálculo son manuales, lo que ocasiona procesos tediosos que requieren de bastante tiempo de dedicación.

- ❖ **Comportamiento análisis y diseño de paredes de concreto reforzado en edificaciones.** Realizado por León Enrique Moncada Cuellar, Carlos Eduardo Morales Menéndez, Edgar Antonio Ruiz Calderón, Grupo de trabajo de graduación de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas. Fecha de publicación septiembre 1992.

En este documento se aborda la temática "DISTRIBUCION DE FUERZAS CUANDO EXISTE COMBINACION DE MARCOS Y PAREDES DE CORTE" empleando los siguientes métodos:

- Método de Kahn-Sbarounis 1
- Método Simplificado presentado por la PCA<sup>2</sup>

- ❖ **Estudio sobre la interacción entre marcos y paredes de corte.** Realizado por Rolando Antonio Duran Calderón y Rafael Alberto López Ramírez, Grupo de trabajo de graduación de la Universidad de El Salvador. Fecha de publicación octubre de 1979.

- ❖ **Evaluación de daños típicos de edificaciones en el área metropolitana de San Salvador ante los sismos ocurridos en 1986 y 2001.** Realizado por Edwin Alexander Granados, trabajo de graduación de la Universidad de El Salvador. Fecha de publicación agosto de 2003

---

1 Si el lector desea profundizar en este método, puede recurrir a consultar la siguiente publicación:  
-Bazan/Meli. Manual de diseño sísmico de edificios pág. 47-55

2 Portland Cement Asociation. Presenta este método en el artículo "Desing of combined frames and shear walls" del boletín advanced engeneering, numero 14.

### **1.3-. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

#### **1.3.1 SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.**

En nuestro país comúnmente se ha empleado como sistema estructural el sistema de marcos de concreto reforzado, debido a que su comportamiento estructural es ampliamente conocido e incluso existen reglamentos nacionales e internacionales que rigen su análisis y diseño para que estos cumplan satisfactoriamente ante las solicitaciones a las que estarán expuestos, ahora bien por otro lado, el empleo de paredes estructurales de mampostería como un sistema resistente a cargas laterales tiende a ser más utilizado hoy en día y con el aporte de nuevas investigaciones se está implementando como alternativa en la construcción creando normas y procesos de diseño confiables.

Ahora bien la combinación de ambos sistemas (marcos y paredes) trabajando conjuntamente poco se conoce en nuestro medio, pero si se cae en un procedimiento constructivo erróneo cuando se unen las paredes a los marcos de concreto, sin tomar en cuenta que estos últimos han sido diseñados para trabajar libremente, pero si se tiene claro que esto sucede debido a que construir las juntas de dilatación es un tanto costoso en términos económicos.

En nuestro medio no se manejan teorías que explique en forma detallada la interacción entre ambos sistemas estructurales (marcos de C/R y paredes de mampostería de bloque de concreto).

### **1.3.2 ENUNCIADO DEL PROBLEMA.**

Unir paredes de relleno o estructurales a un marco de concreto reforzado que ha sido diseñado para trabajar libremente es un error, pero a pesar de eso se comete bastante a menudo en nuestro medio, también se debe tener en cuenta que construir las juntas de dilatación para un marco de concreto para garantizar su buen funcionamiento es caro, pero esta situación se pudiese de alguna manera aprovechar, si se considera en el diseño que ambos elementos estructurales trabajaran juntos a la hora de las sollicitaciones sísmicas, esto ayudaría en gran medida porque no habría necesidad de construir las juntas de dilatación y al mismo tiempo se aprovecharía la resistencia del sistema combinado (marcos de C/R y paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto)

#### **1.4.- JUSTIFICACIÓN.**

La realización de la investigación “Guía para el análisis y diseño estructural de edificios a base de un sistema inter-actuante de marcos de concreto reforzado y paredes de mampostería de bloque de concreto empleando software computacional” pretende la elaboración de un documento que facilite la interpretación del comportamiento estructural del sistema, proporcionando a los estudiantes que cursan materias afines y a todo profesional destacado en la rama de la ingeniería civil una herramienta de consulta para conocer y aclarar dudas sobre este sistema estructural.

Debido a los avances y recursos tecnológicos con que se cuenta hoy en día en la rama de la ingeniería civil, estos se han desarrollado con más énfasis en el área de la ingeniería estructural, en la actualidad existen muchos programas de computadora que facilitan el trabajo del ingeniero estructurista, uno de ellos es el ETABS en donde, se pueden modelar edificios tridimensionales para ser analizados y diseñados, este novedoso software emplea el método de análisis de los elementos finitos, otra ventaja de este programa es que permiten observar cómo sería el comportamiento estructural ante diversos tipos de carga mediante una interfaz gráfica comprensible; además, las últimas versiones de este programa de computadora incluye actualizaciones de las normas y/o reglamentos más reconocidos a nivel internacional para el análisis y diseño de estructuras, permitiendo realizar análisis y diseños más complejos, haciendo que posean un mayor grado de certidumbre.

Por tanto esta investigación permitirá evidenciar que con un buen diseño se puede lograr: serviciabilidad, funcionalidad y seguridad estructural en las edificaciones que empleen el sistema estructural marco-pared para resistir las solicitaciones sísmicas a las que estará expuesto durante su vida útil, además motivar a los profesionales y constructores al uso correcto de esta alternativa en la construcción.

## **1.5- OBJETIVOS.**

### **1.5.1 OBJETIVO GENERAL.**

- ❖ Establecer una guía para el análisis y diseño estructural de edificios a base de un sistema interactuante de marcos de concreto reforzado y paredes de mampostería de bloque de concreto empleando software computacional.

### **1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.**

- ❖ Realizar una guía práctica la cual permita, el entendimiento y la familiarización con la metodología empleada por el programa de análisis y diseño estructural ETABS a la hora de diseñar un sistema dual (marcos de concreto reforzado y paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto) sismo resistente.
- ❖ Desarrollar el análisis y diseño Estructural de un edificio de usos múltiples de 5 niveles cuyo sistema resistente consiste en marcos de concreto reforzado y paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto.
- ❖ Presentar una teoría que exprese todos los detalles que se deben de considerar cuando se analiza y diseña un sistema estructural dual.
- ❖ Dar a conocer los principios fundamentales del método de elementos finitos, como una herramienta empleada por software computacional para el análisis de estructuras.

- ❖ Establecer una comparación entre un edificio de 5 niveles cuyo sistema estructural son marcos de concreto reforzado y un edificio de igual geometría con un sistema estructural de marcos de concreto reforzado combinados con paredes de mampostería de bloque de concreto.
  
- ❖ Evaluar el sistema dual (marcos de concreto reforzado y paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto), tomando en consideración Normas y Reglamentos que regulan el análisis y diseño, para poder determinar si el sistema dual cumple con los requisitos mínimos de: seguridad, serviciabilidad y resistencia.
  
- ❖ Presentar planos estructurales que evidencien las diferencias entre el sistema de marcos y el sistema dual.

## **1.6-. DELIMITACIONES.**

### **1.6.1 ALCANCES.**

- ❖ Proveer de una guía que defina detalladamente los pasos a seguir para el análisis y diseño de un sistema estructural combinado marco-pared.
- ❖ Conocer como es el comportamiento estructural de un sistema inter-actuante de marcos de C/R y paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto al verse sometido a la acción de fuerzas gravitacionales y laterales.
- ❖ Desarrollar el análisis y diseño completo de un edificio de usos múltiples de 5 niveles localizado en la ciudad de San Miguel.

### **1.6.2 LIMITACIONES.**

- ❖ En esta investigación no se llevara a cabo el diseño de las cimentaciones del edificio propuesto.
- ❖ Se considerara para nuestro análisis y diseño un edificio con forma regular tanto en planta como en elevación así mismo como en su sistema sismo resistente.
- ❖ No se tomara en consideración aspecto económico que limiten de cierto modo la funcionalidad del sistema estructural.

## 1.7-. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

Para poder llevar a cabo el desarrollo del trabajo de investigación propuesto, es necesario tomar en cuenta ciertos puntos básicos a seguir para que el desarrollo del mismo tenga éxito, tales como:

**Búsqueda de información relacionada con la temática en desarrollo.** Esto tiene por objeto la familiarización con el tema, mediante consultas bibliográficas, tanto de publicaciones afines a la problemática planteada que ha sido estudiada previamente en el país ó por estudios realizados en el extranjero. Se realizarán entrevistas a diferentes ingenieros civiles estructuristas para conocer de qué forma se desarrollaban los diseños estructurales antes de la adquisición de programas de computadora, en especial de aquellas que hacen uso del sistema dual.

**Planteamiento de marco teórico relacionado con la investigación.** Una vez recolectada la información, se procederá a plantear los conceptos básicos que regirán nuestra investigación, así como la terminología empleada en el proceso, lo cual servirá como base para sustentar los diferentes cálculos y procesos que se plantearán y desarrollarán, los cuales servirán a la vez de ayuda para el uso de métodos racionales de diseño sísmico.

**Redacción de la guía para el diseño estructural de edificios a base de marcos y paredes interactuantes utilizando el programa de análisis y diseño estructural ETABS.**

Se completará la redacción de la guía para el diseño estructural de edificios a base de marcos y paredes inter-actuante utilizando el programa de análisis y diseño estructural ETABS, que servirá de base para el desarrollo del análisis de estructuras de edificios que emplean este sistema sismo resistente , y quedará como material didáctico para los estudiantes de las materias de comportamiento estructural, diseño estructural, estructuras de concreto y estructuras de mampostería, así como también para todo aquel profesional interesado en el tema.

## CAPITULO II

# MARCO TEÓRICO

---

## 2.1 INTRODUCCIÓN.

El presente capítulo de la investigación contiene la compilación de la base teórica necesaria, que según nuestro criterio, es indispensable conocerla para comprender y diferenciar el comportamiento del sistema interactuante (marcos de concreto reforzado y paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto) con otros sistemas estructurales, para poder cumplir con este propósito, inicialmente presentamos en un apartado todo lo concerniente a marcos de concreto reforzado, puntualizando específicamente en aspectos como: definición y funcionamiento de marcos de concreto reforzado, tipos de marcos de concreto reforzado y para concluir presentamos brevemente algunos métodos de análisis y diseño de marcos de concreto reforzado, a continuación presentamos individualmente el otro sistema estructural involucrado “Paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto” y lo hacemos con el objetivo de conocer acerca de su comportamiento y funcionamiento a la hora de soportar cargas laterales es por ello que enfatizamos más en su métodos de diseño.

El siguiente apartado del documento contiene toda la base teórica acerca de la unión de los dos sistemas estructurales antes mencionados, aquí se presenta en forma metodológica como es el comportamiento del sistema interactuante (marco-pared) y se enfatiza en todos aquellos criterios básicos que se deben de cumplir para garantizar el buen funcionamiento del sistema, pero no bastando con esto, se presenta en forma clara y detallada un procedimiento de análisis para este tipo de sistema, y hacemos saber desde ya, que el procedimiento aquí presentado es bastante tedioso, ya que para obtener los resultados esperados es necesario llevar a cabo un procedimiento iterativo, pero a pesar de esto estamos seguros que es un procedimiento de análisis bastante certero.

El siguiente apartado que ha sido denominado como: MARCO NORMATIVO contiene todo lo concerniente a la normativa que debe de cumplir el sistema interactuante y para este caso en particular nos encontramos con la dificultad que no existe en nuestro medio una normativa específica que regule y rija el procedimiento de

análisis, diseño y construcción de estructuras cuyo sistema estructural consista en un sistema dual (marco-pared) es por eso que nos basamos en algunos reglamentos y normas de nuestro país así como también empleamos normativa internacional, como es el caso del ACI-318-2008 que rige el análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado y el UBC-1997 que normara todo lo concerniente a las paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto, abordar este apartado no fue fácil ya que no queríamos saturar el documento con aspectos normativos y por eso se presenta únicamente aspectos básicos e importantes.

Y para culminar exitosamente esta parte teórica del documento se tomó a bien explicar la teoría básica del método de análisis estructural “elementos finitos” esto con el objetivo que todo usuario del programa de análisis y diseño estructural ETABS conozca un poco sobre el método de análisis que usa el programa.

## 2.2 MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

### 2.2.1 GENERALIDADES.

El tipo de estructuración más común para edificios es el sistema estructural de marcos de concreto reforzado, uno de los más utilizados en nuestro medio, debido a que su comportamiento estructural es ampliamente conocido e incluso existen reglamentos nacionales e internacionales que rigen su análisis y diseño para que estos cumplan satisfactoriamente ante las solicitaciones a las que estarán expuestos.

El término “marco” designa a una estructura de uniones rígidas que resiste las cargas gravitacionales y/o la totalidad, de las cargas laterales, por medio de la resistencia a flexión de las vigas y de flexo-compresión de las columnas. Los marcos constan de elementos verticales (columnas) y las cimentaciones en las que se apoyan, elementos horizontales (vigas o soleras de fundación), y las conexiones entre las vigas y las columnas, cada uno de estos componentes requieren diferentes consideraciones de diseño, especialmente cuando el diseño requiere de marcos dúctiles.

Las vigas no tienen cargas axiales significativas, y por consiguiente, se diseñan para flexión y cortante. Para los marcos dúctiles, se requiere refuerzo transversal especial en los extremos de las vigas, para permitir que ahí se formen las articulaciones plásticas.

Las columnas se diseñan para una combinación de carga axial, momento flexionante y cortante. Para los marcos dúctiles, usualmente se intenta propiciar que las articulaciones plásticas se formen en las vigas en lugar de las columnas de un entrepiso ó en la estructura de conjunto, tal principio se le conoce como “columnas fuertes, vigas débiles”, lo que usualmente da por resultado un mecanismo de corrimiento lateral en una columna.

Las conexiones o juntas de vigas-columna se oponen a que el marco sufra desplazamientos, cuando ésta es expuesta a grandes esfuerzos, generados por las fuerzas

laterales, pero para disipar la energía la distorsión resultante causa que las vigas y columnas se flexionen y desarrollen fuerzas llamadas momentos flexionantes. Estos momentos causan tensión en una cara de una viga ó columna y una correspondiente compresión sobre la cara opuesta. Las fuerzas de corte son resistidas por el concreto, y en menor/mayor proporción (Según el diseño), por las varillas de refuerzo transversal colocadas encerrando las barras longitudinales, el refuerzo transversal es importante para brindar ductilidad y confinamiento en los diferentes elementos de un marco, ya que resulta antieconómico diseñar una estructura para que responda en el rango elástico durante el mayor sismo probable, debido a que las fuerzas sísmicas durante ese evento serían extremadamente altas.

## **2.2.2 TIPOS DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO.**

### **2.2.2.1 Marcos Arriostrados**

En el análisis de marcos arriostrados es fundamental no solo tomar en cuenta los momentos flexionantes en vigas y columnas, sino también las fuerzas axiales que en ellas introducen las componentes horizontales y verticales de las fuerzas que actúan en los arriostramientos. En marcos arriostrados, Figura 2.2.1a, en todos los niveles de una misma crujía, si las vigas y las columnas no son muy robustas, una forma sencilla y razonablemente aproximada de determinar las cargas axiales en los distintos miembros es analizar la crujía arriostrada como una armadura, ignorando la rigidez a flexión de las vigas y columnas. Sin embargo lo más conveniente para analizar marcos con cualquier disposición de arriostramientos es emplear el método de rigideces, incluyendo en la matriz de rigideces el aporte de los arriostramientos. En razón de que los arriostramientos son normalmente esbeltos, se considera que son efectivos sólo los que están en tensión; por lo que en el análisis de arriostramientos cruzados se considera solo una de las dos barras diagonales.

El sistema de arriostramiento de una estructura de varios niveles deberá ser adecuado para:

- ✓ Evitar el pandeo de las estructuras bajo cargas verticales.
- ✓ Conservar la estabilidad lateral de la estructura incluyendo los efectos P-D bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

Al analizar el pandeo y la estabilidad lateral de la estructura puede considerarse a las columnas, vigas y diagonales de los marcos arriostrados como una armadura vertical en voladizo (en uniones articuladas) y deben considerarse sus deformaciones axiales.

Las fuerzas axiales de todos los miembros de los marcos contraventeados producidos por las fuerzas verticales y horizontales de diseño ( $P_i$ ) deben cumplir:  $P < 0.85 P_y$  Donde:  $P_y = A_t f_y$  . Las vigas incluidas en el sistema vertical de contraventeo se deben diseñar a flexo-compresión considerando las fuerzas axiales debido a cargas laterales.

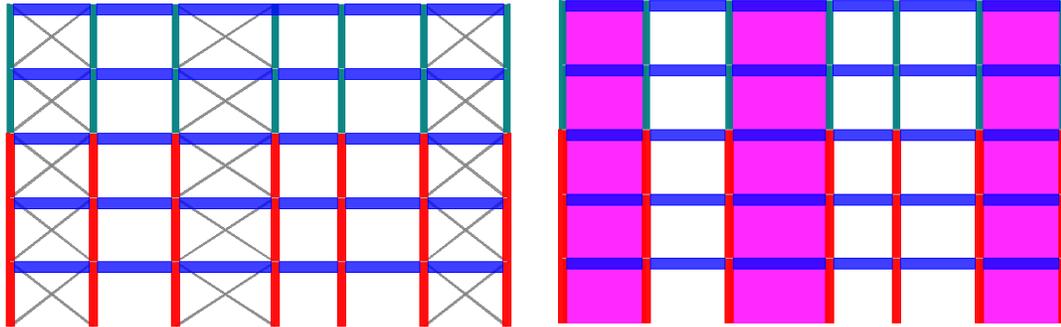


Figura 2.2.1a. Marco arriostrado con elementos diagonales y con paredes

### 2.2.2.2 Marcos no Arriostrados

Las resistencias de marcos que pertenecen a edificios sin Arriostramiento ni muros de cortante deben determinarse con un ángulo que incluye el efecto de los desplazamientos laterales y de las deformaciones axiales de columnas. Dichos marcos deben ser estables bajo la combinación de cargas laterales y verticales. Las fuerzas axiales en columnas deberán limitarse a  $0.75P_y$

### 2.1.2.3 Marco rígido simple

La estructura resistente del edificio se convierte en un pórtico con una serie de mallas rectangulares que permiten la libre circulación en el interior, y es capaz de resistir tanto cargas horizontales como verticales. Una serie de estos marcos, paralelos entre sí y unidos por vigas horizontales, constituye la estructura tipo jaula que encontramos hoy en la mayoría de los edificios de acero o de concreto reforzado, como la mostrada en la figura 2.2.1b. Estos pórticos tridimensionales actúan integralmente contra cargas horizontales de cualquier dirección, pues sus columnas pueden considerarse como parte de uno u otro de dos sistemas de pórticos perpendiculares entre sí. Bajo la acción de cargas verticales, los tres elementos de un pórtico simple se hallan sometidos a esfuerzos de compresión y flexión. Con las proporciones usuales de vigas y columnas, la compresión predomina en las últimas y la flexión en las primeras.

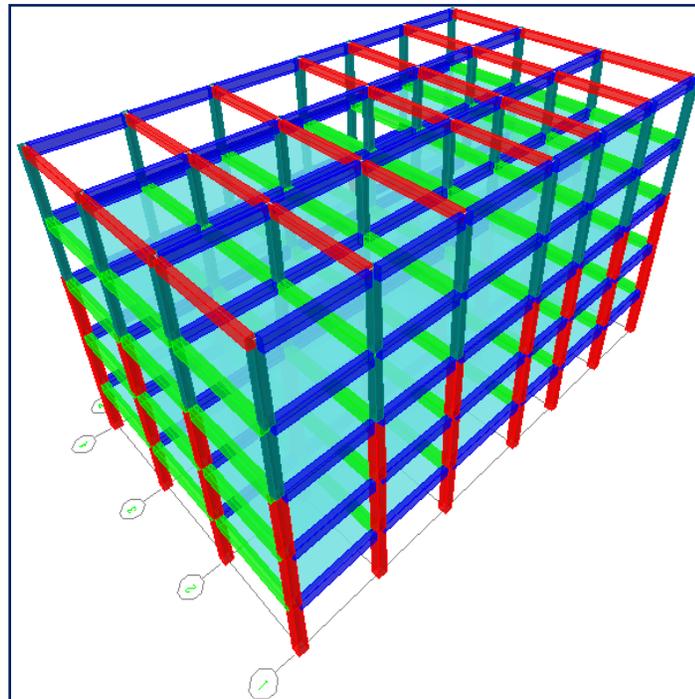


Figura 2.2.1 b Marcos de concreto reforzado no arriostrados

### **2.2.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN UN MARCO.**

Los marcos de concreto reforzado es una estructura compuesta por elementos verticales y horizontales, unidas mediante una conexión rígida que permite a todos los elementos del marco desplazarse como un todo.

#### ***Elementos horizontales de un marco (Vigas).***

Las vigas de concreto reforzado no son homogéneas debido a que están hechas de 2 materiales diferentes, por consiguiente los métodos usados en el análisis de vigas de concreto reforzado son distintos a aquellos usados en materiales homogéneos como el acero u otros materiales estructurales, sin embargo los principios fundamentales que los comprenden son esencialmente los mismos. Los cuales se resumen, en cualquier sección transversal existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales a la sección. Las componentes normales a la sección son los esfuerzos de flexión (tensión a un lado del eje neutro y compresión al otro), su función es la de resistir el momento flector que actúa en la sección. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes.

#### ***Elementos verticales de un marco (Columns).***

Las columnas son elementos estructurales que se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entresijos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo claro adyacente del entresijo o cubierta bajo consideración.

También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

Para estudiarlas con mayor claridad las clasificamos de acuerdo a la carga, formas de estar armadas y en relación con su esbeltez.

Si atendemos a la posición de la carga con respecto al eje de la columna, se dividen en columnas sometidas a carga axial y cargadas excéntricamente. Las columnas

sometidas a carga axial se encuentran en la práctica en muy pocas ocasiones, generalmente se trabaja con estructuras continuas.

Si atendemos a la forma de sus armados, las clasificamos en columnas con anillos o estribos y en columnas con espiral.

Para calcular los momentos debidos a cargas gravitacionales en columnas construidas monolíticamente con la estructura, se pueden considerar empotrados los extremos lejanos de las columnas.

La resistencia a la flexión en cualquier nivel de entrepiso o cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entrepiso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro.

#### **2.2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas, determinadas de acuerdo con la teoría de análisis elástico.

Los reglamentos aceptan que el análisis estructural ante cargas sísmicas pueda efectuarse considerando que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal. Aunque se reconoce que durante los temblores severos los edificios pueden incursionar en comportamiento elástico, esto se toma en cuenta aplicando los factores de reducción a los resultados del análisis elástico.

##### **2.2.4.1 MÉTODO DE RIGIDECES**

*Conceptos básicos:* Aceptando la hipótesis de comportamiento elástico lineal, se puede considerar que los métodos matriciales son exactos para el análisis de marcos. Estos procedimientos se han desarrollado en décadas recientes y en su forma más general constituye el método de elementos finitos. Los métodos matriciales permiten analizar cualquier tipo de estructura, sujetas a todo tipo de carga. Para estructuras de

edificios es adecuado, en la gran mayoría de los casos, usar el método de las rigideces para los marcos, el cual se puede extender fácilmente para incluir sistemas con muros y diagonales.

Frecuentemente, interesa referir una matriz de rigideces ya calculada para ciertos grados de libertad  $\mathbf{u}$  a otros nuevos grados de libertad  $\mathbf{v}$ . Llamaremos  $K_v$  a la matriz transformada a los nuevos grados de libertad y sea  $\mathbf{a}$  la matriz de transformación que permite expresar los antiguos grados de libertad en función de los nuevos, es decir:

$$\mathbf{u} = \mathbf{a}\mathbf{v} \quad \text{Ecuación 2.2.1}$$

Veremos que  $\mathbf{a}$  se determina fácilmente, mediante consideraciones geométricas. Como la energía almacenada en la estructura para una cierta configuración deformada es una cantidad escalar, independiente de cómo se exprese dicha configuración, es decir, independiente de los grados de libertad, escribimos:

$$U = \mathbf{u}^T K_u \mathbf{u} / 2 = \mathbf{v}^T K_v \mathbf{v} / 2$$

Combinando esta expresión con la expresión 2.2.1 se deduce que:

$$K_v = \mathbf{a}^T K_u \mathbf{a} \quad \text{Ecuación 2.2.2}$$

La matriz de rigideces de la columna  $K_v$ , se obtiene efectuando la operación  $\mathbf{a}^T K_u \mathbf{a}$ , es decir con la ecuación 2.2.2, considerando el índice  $\theta$  en vez de  $u$ . Si la columna es prismática,  $K_\theta$  está dada por la siguiente expresión y se llega a:

$$\mathbf{K}_v = EI/H \begin{bmatrix} 12/h^2 & -12/h^2 & -6/h & -6/h \\ -12/h^2 & 12/h^2 & 6/h & -6/h \\ -6/h & 6/h & 4 & 2 \\ -6/h & 6/h & 2 & 4 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.2.3}$$

Donde  $L$  se ha reemplazado por  $h$ .

**Elemento Viga:** En la forma más elemental, los grados de libertad en un elemento viga, son las rotaciones en sus dos extremos. Por definición los términos de la matriz de rigideces (en este caso de  $2 \times 2$ ) son los momentos en los extremos, debido a los giros unitarios en un extremo y nulos en el otro, los cuales se calculan empleando

conceptos de resistencia de materiales que toman en cuenta el momento de inercia de la viga.

**Elemento barra:** Las barras son elementos sujetos únicamente a fuerzas de tensión o compresión a lo largo de su eje. Cuando la barra es de sección transversal constante, con área  $A$  y módulo de elasticidad  $E$ , el desplazamiento originado por una fuerza  $P$ , actuando en un extremo mientras el otro se mantiene fijo.  $\delta = PL/(EA)$ . Si tal desplazamiento es el único grado de libertad, la matriz de rigidez solo tiene un término que es el valor de  $P$ , correspondiente a  $\delta = 1$ .

#### 2.2.4.2 MARCOS PLANOS

**Método directo de rigideces:** El método directo de rigideces es un procedimiento para obtener la matriz de rigideces de una estructura a partir de las de sus componentes fundamentales. Si se trata de un marco, a partir de las matrices de rigideces de las vigas, columnas y diagonales que conforman el marco.

En primer lugar, se obtiene la matriz de rigideces de las piezas aisladas (vigas y columnas) que forman la estructura. Se pueden considerar explícitamente los giros en ambos extremos como grados de libertad; sin embargo, tomando en cuenta que el momento flexionante en el extremo articulado es nulo, conviene referir la matriz de rigideces solamente al giro del nudo en el que la viga se une a las columnas. Para este fin, escribimos:

$$K_{11}\theta_1 + K_{12}\theta_2 = M_1$$

$$K_{21}\theta_1 + K_{22}\theta_2 = 0$$

Despejando  $\theta_2$  de la segunda ecuación y remplazando en la primera obtenemos:

$$M_1 = (K_{11} - K_{12}^2/K_{22})/\theta_1$$

De acuerdo con la definición de coeficiente de rigidez,  $\theta_1 = 1$  y, como éste es el único grado de libertad, la matriz de rigideces es:

$$K_\theta = \{K_{11} - K_{12}^2/K_{22}\} \quad \text{Ecuación 2.2.4}$$

La última operación se denomina condensación estática de grados de libertad. Si la viga es prismática, empleando las propiedades de los elementos llegamos a:

$$K_{\theta} = \{3EI_v/L\} \quad \text{Ecuación 2.2.5}$$

Para cada pieza empleamos los momentos de inercia ( $I_{\theta} = I_2$  para las vigas,  $I_v = I_1$  ó  $I_2$  para las columnas) y longitudes ( $L$  o  $h$ ) correspondientes.

La matriz de rigideces global,  $K$ , de la estructura completa es de 4 X 4  $K$  se obtiene sumando los términos de las matrices de rigideces de los elementos en los lugares que indique la correspondencia entre la numeración de los grados de libertad globales de la estructura y las numeraciones locales de los elementos.

Es innecesario utilizar los coeficientes restantes de  $K$  porque corresponden a grados de libertad globales (desplazamiento y giro del apoyo empotrado) que asumen valores nulos. El giro local de la viga del segundo piso corresponde al grado de libertad global 3 y, por consiguiente, el valor que arroje la ecuación 2.2.5 se suma en el lugar 33 de  $K$ ; similarmente, la rigidez de la viga del primer piso se suma en el lugar 44 de  $K$ . El resultado es:

$$K = E \begin{bmatrix} 12I_1/H^3 & -12I_1/H^3 & 6I_1/H^2 & -6I_1/H^2 \\ & 12(I_1 + I_2)/H^3 & -6I_1/H^2 & 6(I_1 + I_2)/H^2 \\ & & -4I_1/H + 3I_2/L & 2I_1/H \\ \text{simétrica} & & & 4(I_1 + I_2)/H + 3I_2/L \end{bmatrix}$$

Supongamos, por sencillez, que  $L = 1.5H$ ; como  $I = I_1$ ,  $I_2 = 2I_1$ , nos queda:

$$K = EI/H \begin{bmatrix} 12/H^2 & -12/H^2 & -6/H & -6/H \\ -12/H^2 & 36/H^2 & 6/H & -6/H \\ -6/H & 6/H & 8 & 2 \\ 6/H & -6/H & 2 & 16 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.2.6}$$

Las cargas son momentos y fuerzas aplicadas en los nudos, numerados en concordancia con el orden de los grados de libertad. Así, el vector de cargas  $F$ , resulta:

$$F = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P \\ 0.50P \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Los desplazamientos y giros, arreglados en el mismo orden, constituyen el vector de desplazamientos  $r$ :

$$\mathbf{F} = \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{Bmatrix} \text{ Para conocer } r \text{ tenemos que resolver } Kr = F, \text{ que en forma}$$

desarrollada, se escribe:

$$EI/H \begin{bmatrix} 12/H^2 & -12/H^2 & -6/H & -6/H \\ -12/H^2 & 36/H^2 & 6/H & -6/H \\ -6/H & 6/H & 8 & 2 \\ 6/H & -6/H & 2 & 16 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P \\ 0.50P \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.2.7}$$

La solución puede obtenerse por diversos métodos, pero conviene hacerlo definiendo las siguientes sub-matrices y vectores:

$$\mathbf{K}_{\delta\delta} = \frac{EI}{H} \begin{bmatrix} 12/H^2 & -12/H^2 \\ -12/H^2 & 36/H^2 \end{bmatrix} \quad ; \quad \mathbf{K}_{\delta\theta} = \frac{EI}{H} \begin{bmatrix} -6/H & 6/H \\ -6/H & -6/H \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_{\theta\theta} = EI/H \begin{bmatrix} 8 & 2 \\ 2 & 16 \end{bmatrix} \quad ; \quad \boldsymbol{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{bmatrix} \quad ; \quad \boldsymbol{\theta} = \begin{bmatrix} \theta_3 \\ \theta_4 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} P \\ -0.50P \end{bmatrix} \quad ; \quad \mathbf{0} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Con lo que la expresión 2.2.7 se convierte en:

$$\begin{bmatrix} K_{\delta\delta} & K_{\delta\theta} \\ K_{\delta\theta} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación. 2.2.8}$$

Hemos efectuado una partición de la matriz de rigideces global para distinguir las partes correspondientes a los grados de libertad laterales. Ejecutando el producto del primer miembro e igualando al segundo:

$$K_{\delta\delta} + K_{\delta\theta} \boldsymbol{\theta} = P \quad \text{Ecuación. 2.2.9}$$

$$K_{\delta\theta}^T + K_{\theta\theta} \boldsymbol{\theta} = 0 \quad \text{Ecuación. 2.2.10}$$

de la segunda expresión se obtiene:

$$\boldsymbol{\theta} = -K_{\theta\theta}^{-1} K_{\delta\theta}^T \boldsymbol{\delta} \quad \text{Ecuación. 2.2.11}$$

y reemplazando en 2.2.6 queda:

$$P = (K_{\delta\delta} - K_{\delta\theta} K_{\theta\theta}^{-1} K_{\delta\theta}^T) \boldsymbol{\delta} \quad \text{Ecuación 2.1.12}$$

De nuevo hemos efectuado una condensación estática. Esta vez su aplicación condensa la matriz de rigideces de 4 X 4 en la de 2 X 2 siguiente:

$$K^*_{\delta\delta} = (K_{\delta\delta} - K_{\delta\theta} K_{\theta\theta}^{-1} K_{\delta\theta}^T) \boldsymbol{\delta} \quad \text{Ecuación 2.2.13}$$

En general, la matriz de rigideces lateral de un marco de  $n$  pisos es de tamaño  $n \times n$ . La expresión 2.2.9 se ha convertido en: (matriz de rigideces lateral)  $\times$  (desplazamientos laterales) = (cargas laterales)

De las expresiones 2.2.12 y 2.2.13 deducimos que  $K_{\delta\delta}^* \delta = P$ , por tanto  $\delta = [K_{\delta\delta}^*]^{-1}P$ , es decir:

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = 31H^3/(6324EI) \begin{bmatrix} 72 & 25 \\ 25 & 16 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ 0.5P \end{Bmatrix}$$

$$\delta_1 = 84.5PH^3/(204EI) = 0.41422PH^3/EI$$

$$\delta_2 = 33PH^3/(204EI) = 0.16176PH^3/EI$$

Conocido el vector  $\delta$ , se puede calcular el vector  $\theta$  con la expresión 2.2.11, notando que ya se ha efectuado el producto  $K_{\delta\delta}^{-1}K_{\delta\theta}^T$ , al valor  $K_{\delta\delta}^*$ . El resultado es:

$$\begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = PH^2/(2108EI) \begin{Bmatrix} 0.13971PH^2/EI \\ 0.19853PH^2/EI \end{Bmatrix}$$

Los elementos mecánicos de las vigas y columnas se calculan ahora como el producto de la matriz de rigideces local de la correspondiente pieza por los desplazamientos de sus extremos, todos conocidos. Para la viga del primer nivel la fórmula 2.2.5 da:

$$K_{\theta} = \{3EI_v/L\} = (3E)(2I)(1.5H) = 4EI/H$$

El desplazamiento generalizado que corresponde es el giro  $\theta_4$  entonces el momento es:

$$M = K_{\theta} \theta_4 = (4EI/H)(0.19853 PH^2/EI) = 0.794PH$$

La matriz de rigideces local de la columna del primer piso se obtiene reemplazando  $I_c$  por  $2I$  y  $h$  por  $H$  en la ecuación 2.2.3, lo cual arroja:

$$K_v = EI/H \begin{bmatrix} 24/H^2 & -24/H^2 & -12/H & -12/H \\ -24/H^2 & 24/H^2 & 12/H & -12/H \\ -12/H & 12/H & 8 & 4 \\ -12/H & 12/H & 4 & 8 \end{bmatrix}$$

Multiplicando  $K_v$  por los desplazamientos obtenemos las fuerzas generalizadas correspondientes (momentos  $M$  y fuerzas cortantes  $V$ ). Se llega a:

$$V_1 = 24 \times 0.16176P - 12 \times 0.19853P = 1.5P$$

$$V_2 = -24 \times 0.16176P + 12 \times 0.19853P = -1.5P$$

$$M_3 = -12 \times 0.16176PH + 8 \times 0.19853PH = -0.35PH$$

$$M_4 = -12 \times 0.16176PH + 4 \times 0.19853PH = -1.15PH$$

Se puede verificar fácilmente que estos elementos mecánicos están en equilibrio.  $V_2$  y  $M_4$  son las reacciones en la base, y la fuerza cortante vale  $1.5P$ , lo cual puede deducirse inspeccionando la estructura.

La figura 2.2.2 presenta un marco de cuatro pisos y cuatro crujiás (Fuerzas en toneladas y longitudes en metros,  $I=7500\text{cm}^4$ ,  $E=2000000\text{kg/cm}^2$ , O Rigidez (inercia/longitud) en términos de  $I/L$ ) analizado con el método de rigideces con los resultados que muestra la figura 2.2.3.

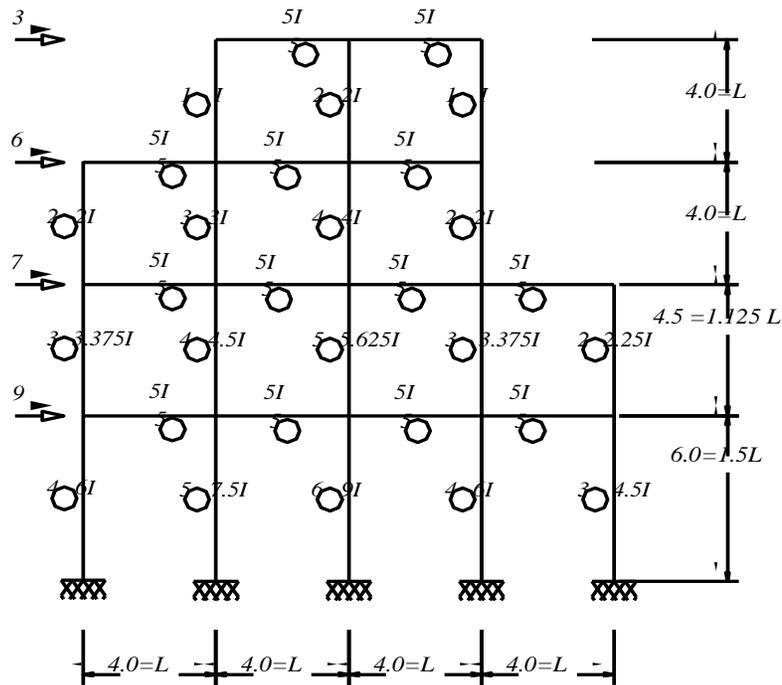


Figura 2.2.2 Marco analizado con el método de rigideces

En la fig. 2.2.3 se muestran los momentos flexionantes en Ton-m del marco propuesto en la fig. 2.2.2

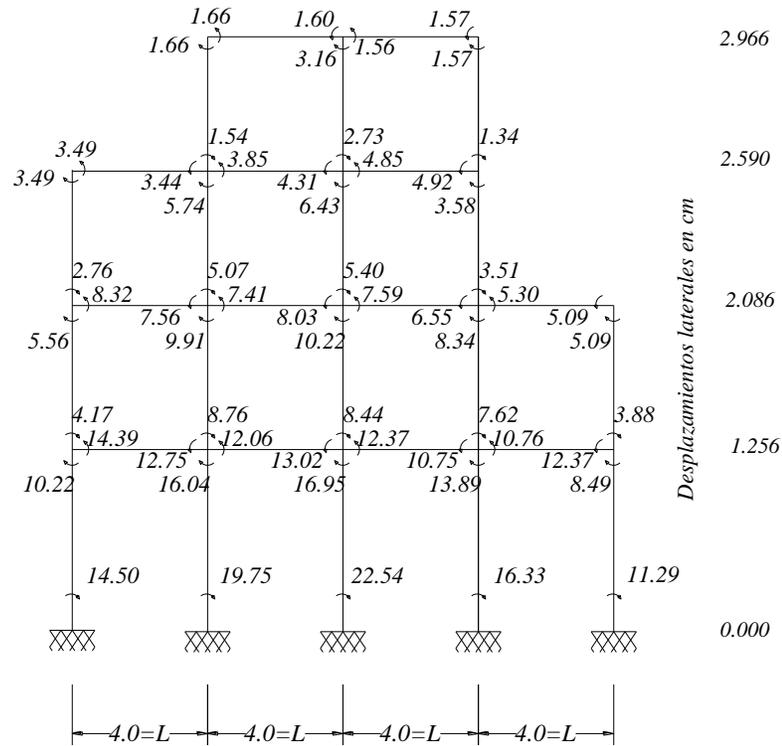


Figura 2.2.3 Momentos flexionantes (Ton-m) del marco de la figura 2.2.2

## 2.2.5 MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

### 2.2.5.1 MÉTODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO

(Método Elástico) Consiste en el proceso siguiente: El proyectista estima las cargas de servicio, o sea las cargas que la estructura tiene que soportar.

Las acciones internas (carga axial, momentos, fuerzas cortantes y torsiones) inducidas en los distintos elementos de las estructuras por las sollicitaciones de servicio o de trabajo que actúan sobre estas, se calculan por medio de un análisis elástico.

Se determinan después los esfuerzos producidos en las distintas secciones por las acciones internas, por métodos también basados en hipótesis elásticas.

Los esfuerzos de trabajo así calculados deben mantenerse por debajo de ciertos valores de esfuerzos permisibles que se consideran aceptables, que usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero.

### **2.2.5.2 MÉTODO DE RESISTENCIA ÚLTIMA (MÉTODO PLÁSTICO)**

Las acciones internas que las solicitaciones externas producen sobre las estructuras, se determinan por medio de un análisis elástico, como en el caso anterior.

Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que puedan estar sujetas sea igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, cuyo propósito de incrementar las cargas es para tomar en cuenta la incertidumbre implicada al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

El diseño con factores de carga y resistencia última, se basa en los conceptos de estados límites. El estado límite se usa para describir una condición en la que la estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función, existen 2 estados límites: Los de resistencia y los de servicio.

Los estados límites de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas: de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones, y agrietamientos.

## **2.3 PAREDES ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO**

### **2.3.1 GENERALIDADES**

En muchos casos prácticos, para dar a los edificios rigidez y resistencia suficiente ante cargas laterales, se recurre al uso de muros de concreto. Otras formas de rigidizar marcos son rellenarlos con muros de mampostería o colocar elementos diagonales de concreto reforzado o de acero, y son comunes también los edificios de altura moderada en los cuales los elementos resistentes son muros de mampostería con distintos tipos de refuerzo.

La mampostería es un material de construcción utilizado por el hombre desde tiempos muy antiguos y es hasta el presente uno de los menos comprendidos en cuanto a sus propiedades y comportamiento estructural. Esta deficiencia ha hecho que edificaciones construidas con este material hayan presentado grandes fallas frente a solicitaciones altas, como las que produce un terremoto, funcionando en forma inapropiada debido a que no han tenido procedimientos de diseño adecuados y añadido a esto prácticas de construcción pobres.

Sin embargo, en los últimos años se ha dedicado mucho esfuerzo a la investigación del comportamiento, establecimiento de normas y procedimientos de diseño y construcción de estructuras de mampostería.

El resultado de las investigaciones ha demostrado que la mampostería es un material de construcción cuyo comportamiento es completamente diferente a los materiales estudiados con más énfasis.

Por lo tanto se han desarrollado normas y requerimientos propios para estructuras de mampostería.

La normativa para el diseño de mampostería reforzada fue desarrollada inicialmente por el UBC (Uniform Building Code). Luego el ACI Comité 531 ha

desarrollado un código similar para el diseño de estructuras de mampostería de concreto. Los dos reglamentos son muy similares y conducen a diseños prácticamente iguales.

En las últimas investigaciones se ha demostrado la gran capacidad que tienen las paredes de mampostería y de concreto mucho más allá de los límites de esbeltez convencionales arbitrarios  $h/t$ , establecidos por los reglamentos. En lugar de establecer este límite de esbeltez, los últimos reglamentos internacionales limitan la deflexión máxima a media altura de la pared bajo cargas combinadas verticales y laterales.

La mampostería se considera un elemento estructural integrado por: las unidades de mampostería, el mortero, el concreto fluido y el refuerzo. De esta manera se obtienen resistencias mucho mayores bajo cargas verticales (de gravedad) y laterales (de sismo o viento).

Las estructuras de mampostería tienen la ventaja de ser buenas aislantes del sonido y temperatura, resistentes al fuego y son de bajo costo de mantenimiento.

### **2.3.2 MAMPOSTERÍA DE BLOQUES DE CONCRETO CON REFUERZO INTEGRAL**

Este tipo es el más usual en nuestro medio en los últimos años. Debido a que estamos en una zona sísmica se utiliza esta mampostería con refuerzo integral, es decir con acero como refuerzo colocado verticalmente en algunas celdas de los bloques y horizontalmente en bloques solera, se requiere que las celdas donde se provee refuerzo y las soleras se llenen con concreto fluido. Este tipo de mampostería resiste por sí sola fuerzas gravitacionales, sísmicas y/o viento. Pueden combinarse con marcos de concreto o metálicos. También se utiliza en estructuras de retención.

#### **Requisitos mínimos**

El refuerzo se coloca verticalmente en los huecos o celdas del bloque y horizontalmente en bloque solera y en algunos casos cuando sólo necesita refuerzo mínimo se puede utilizar varilla  $\frac{1}{4}$ " colocada en la sisa, es decir que debe quedar embebida en la mezcla de pegamento del bloque que va sobre el tabique del mismo. Las

paredes estructurales con refuerzo integral deben cumplir con los siguientes requisitos de la Norma Técnica de Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería:

El espesor mínimo de la pared debe ser de 14 cm.

La cuantía de refuerzo en cada una de las direcciones no debe ser menor de 0.0007 y la suma de las cuantías de las dos direcciones no debe ser menor de 0.002. Estas cuantías se aplican al área bruta de la sección de la pared.

Toda celda que tenga refuerzo se llenará con concreto fluido.

Cuando se tiene sisa vertical continua la cuantía mínima de refuerzo horizontal será de 0.0015 y la mínima vertical será de 0.0007.

La esbeltez de la pared altura libre/espesor, no deberá exceder de 20.

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá exceder 80 cm.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá exceder 60 cm.

Alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección debe colocarse como refuerzo mínimo una varilla # 4 o su equivalente.

En los extremos de paredes e intersecciones colocar 1 # 3 en cada una de las dos celdas.

El refuerzo mínimo vertical será # 3 y el horizontal # 2.

El concreto fluido debe tener una resistencia nominal mínima de  $f' = 40 \text{ Kg/cm}^2$  con un revenimiento de 20 a 25 cm.

### **2.3.3 MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.**

El diseño de mampostería reforzada está basado en los principios del método de diseño elástico. La mampostería soporta los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. En zonas sísmicas como la nuestra sólo se permite el uso de mampostería reforzada porque el acero hace que la estructura se comporte de una manera dúctil cuando tiene que soportar fuerzas sísmicas. El refuerzo cambia la falla en la mampostería de ser frágil a dúctil. Esto es similar al comportamiento de las

estructuras de concreto reforzado. Para asegurar una falla dúctil en todos los casos las normas establecen requisitos para los porcentajes de acero a utilizar. Sin embargo por la misma configuración de los sistemas de mampostería la ductilidad que se obtiene es bastante baja comparada con los sistemas estructurales de concreto reforzado o de acero.

La Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería presenta solamente el método de diseño por refuerzos permisibles o método elástico. Los últimos Códigos de otros países presentan como alternativa el método de diseño a la resistencia última, en el cuál se trabaja con cargas factoradas y resistencias nominales de los materiales. Actualmente se desarrollan numerosas investigaciones para establecer comportamientos y parámetros propios de la mampostería los cuáles son necesarios para establecer el método de diseño a la resistencia.

En la práctica se trabaja todavía con el método de esfuerzos permisibles o diseño elástico en la mayoría de los casos, sin embargo se mostraran los dos métodos que actualmente se conocen, como lo son: el método de esfuerzos de trabajo o esfuerzos permisibles y el método de resistencia o diseño plástico.

### **2.3.3.1 ESFUERZOS PERMISIBLES**

El método de esfuerzos de trabajo establece los esfuerzos máximos permisibles como una fracción de la resistencia de los materiales es decir de  $f_y$  para el acero y de  $f'_m$  para la mampostería.

De acuerdo a la norma técnica para estructuras de mampostería, la resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$ , que se utilizará para el diseño se podrá determinar por una de las dos maneras siguientes:

Por ensayo de prismas: los cuales deberán construirse con las unidades morteros a emplear en la obra y estos deberán cumplir con la Norma Técnica para Control de Calidad de materiales estructurales. Esta norma indica que los prismas se deberán probar bajo la norma ASTM E447.

Por ensayo de unidades: utilizando la norma ASTM C140 se determinará  $f'_{cu}$

y luego  $f'_m$  se podrá estimar como:  $f'_m = 0.60f'_{cu}$

La norma técnica indica que para paredes estructurales se deberá utilizar bloque grado N, el cual debe cumplir con una resistencia mínima a la compresión  $f'_{cu}$  en el área neta:

Para el promedio de tres unidades:  $f'_{cu} = 133 \text{ kg/cm}^2$

Para la unidad individual:  $f'_{cu} = 105 \text{ kg/cm}^2$

La norma técnica presenta los siguientes esfuerzos permisibles para el diseño de paredes estructurales:

#### *EN LA MAMPOSTERIA*

##### 1. Compresión Axial

$$F_a = 0.20F'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{42t} \right)^3 \right]$$

##### 2. Flexión

$$F_b = 0.33F'_m \leq 140 \text{ Kg/cm}^2$$

##### 3. Cortante

Mampostería con refuerzo para cortante (el acero toma todo el cortante):

$$F_v = 0.4\sqrt{f'_m} \leq 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

#### *EN EL ACERO*

Para varillas corrugadas:

$$F_s = 0.5f_y \leq 1700 \text{ Kg/cm}^2$$

#### *MÓDULO DE ELASTICIDAD:*

El módulo de elasticidad en la mampostería,  $E_m$ , podrá ser determinado en forma experimental o estimarse de la siguiente manera:

Mampostería de bloques de concreto:

Para cargas de corta duración:  $E_m = 800 f'_m$

Para cargas sostenidas:  $E_m = 350 f'_m$

Modulo de Elasticidad del Acero:

Puede tomarse  $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

NOTAS:

Estos esfuerzos permisibles pueden ser incrementados en un 33% cuando adicionalmente a las cargas gravitacionales se tienen cargas de sismo o viento.

Cuando no se va a tener una supervisión continua en la construcción se deberá diseñar con los esfuerzos permisibles reducidos en un 50 %.

Estos esfuerzos permisibles citados son los más utilizados en el diseño de paredes sometidas a cargas de gravedad y sismo. La norma técnica especifica además otros esfuerzos permisibles para columnas como aplastamiento, etc.

### ***Fundamentos de diseño de la mampostería reforzada.***

Los principios de diseño de esfuerzo de trabajo con los que se diseña la mampostería reforzada están basados en comportamientos elásticos de los materiales. En este método de diseño se establecen los esfuerzos permisibles como una fracción de las resistencias de los materiales, esto es como una fracción de  $f_y$  para el acero y una fracción de  $f'_m$  para la mampostería. El método de esfuerzos de trabajo se basa en el concepto de que se produce una distribución de esfuerzos lineal bajo la acción de cargas de servicio, esto es cargas sin factorar. Los elementos son entonces proporcionados de tal manera que no se excedan los esfuerzos permisibles bajo las condiciones de cargas de servicio.

***En el diseño elástico se asume que:***

1. Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión, esto significa que las deformaciones unitarias son proporcionales a su distancia al eje neutro.
2. Los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones.
3. Los módulos de elasticidad de las unidades de mampostería, motero y concreto son constantes dentro del miembro,
4. La mampostería no tiene resistencia a tensión por lo que el acero de refuerzo debe soportar todos los esfuerzos de tensión.
5. El acero está completamente adherido al concreto, por lo que la deformación en el acero en cualquier punto es la misma que la del concreto que lo rodea por lo que el esfuerzo en la sección equivalente de mampostería transformada es  $f_s/n$ .
6. Los esfuerzos de cortante se consideran uniformemente distribuidos en la sección.
7. El elemento es de sección recta prismática.
8. El sistema externo de fuerzas está en equilibrio con el sistema interno de fuerzas. Es decir que los cortes y momentos externos están balanceados con la resistencia interna.
9. El claro del elemento se considera largo comparado a su peralte, es decir que las deformaciones por cortante se desprecian.

La acción conjunta de la mampostería y el acero se logra si el esfuerzo está adecuadamente adherido al concreto y este a su vez está adherido a las unidades de mampostería.

### 2.3.3.2 MÉTODO DE RESISTENCIA ÚLTIMA

El diseño estructural de la mampostería reforzada ha venido cambiando desde el método elástico de esfuerzo de trabajo hasta los procedimientos de diseño por resistencia.

Charles Whitney marcó nuevos rumbos en el concepto de diseño por resistencia en sus escritos técnicos *Plastic Theory of Reinforced Concrete* publicado en 1942 ASCE 107.

Su teoría declara que cuando una sección de concreto armado está sujeta a altos momentos de flexión, el esfuerzo del concreto desde el eje neutro hasta las fibras extremas de compresión conformaría la curva esfuerzo- deformación de los materiales probados en compresión.

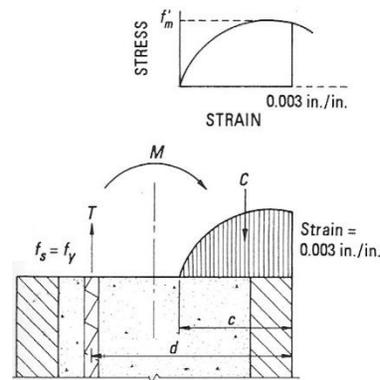


Figura 2.3.1 Esfuerzo debido al momento flexionante y condición balanceada.

Whitney también declara que cuando el refuerzo por tensión alcanza el esfuerzo de fluencia, continuará expandiendo sin un incremento en el momento o la fuerza. Esta condición ocurre en el punto de fluencia del acero como se muestra en la curva esfuerzo-deformación.

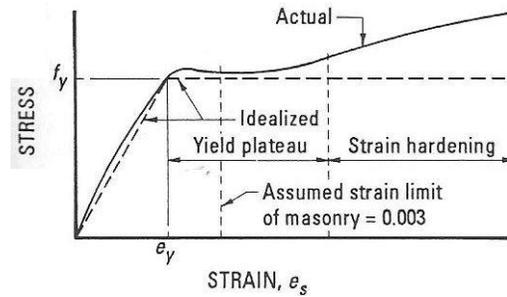


Figura 2.3.2 Idealización de diagrama esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.

El bloque de compresión de resistencia de concreto armado, mostrado en la figura 2.3.3. Es simplificado de la forma curva o parabólica a una configuración rectangular. Este bloque rectangular de esfuerzo que es ahora a menudo llamado el bloque de esfuerzo de Whitney, es aproximado como tener una longitud de  $a$  y una altura de  $0.85 f'_m$ .

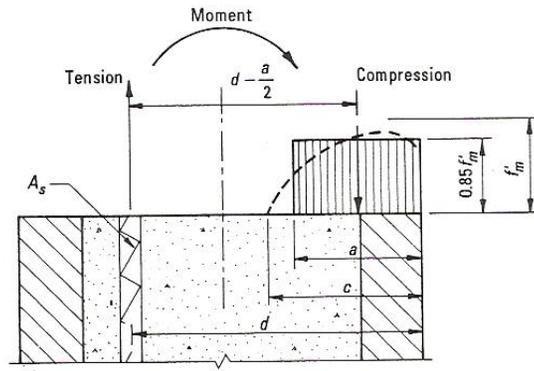


Figura 2.3.3 Bloque de esfuerzo asumido en condiciones de fluencia.

Los sistemas de mampostería tienen la curva de esfuerzo-deformación similar a la del concreto armado, estas curvas son encorvadas o paraboloides y que cumplen con una deformación de al menos 0.003.

### 2.3.3.2.1 Desarrollo de las condiciones del esfuerzo

Cuando un elemento estructural está cargado en flexión, un lado es esforzado en tensión mientras el otro es esforzado en la compresión. Cuando el módulo de ruptura es alcanzado, el lado a tensión del elemento comienza a agrietarse y el acero de refuerzo resiste la fuerza de tensión. Como el momento va aumentando, el esfuerzo en el acero y

en mampostería también aumentan. La forma del bloque de esfuerzo de la mampostería equivale a la curva esfuerzo-deformación. (fig. 2.3.4)

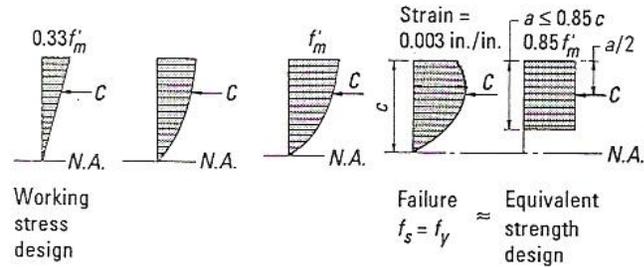


Figura 2.3.4 Variaciones en el bloque de esfuerzo cuando el momento incrementa y el acero fluye.

Por seguridad, las secciones de concreto y mampostería son diseñadas para ser de bajo reforzamiento, (dúctil) entonces el refuerzo de acero es esforzado hasta la fluencia, antes de que la mampostería alcance su resistencia ultima. Esto previene que la mampostería falle repentinamente por compresión.

Cuando el acero es esforzado hasta la fluencia (para el grado 60 se asume 4200 kg/cm<sup>2</sup> en una deformación inicial de 0.002 cm / cm) que continúa sin un incremento significativo en el esfuerzo como se puede ver en las figuras 2.3.2 y 2.3.4.

Como el acero se estira, la profundidad del bloque de resistencia de la mampostería disminuye y el esfuerzo y la deformación incrementa hasta que la mampostería se deforme hasta la deformación máxima asumida de 0.003 cm/cm.

La máxima deformación de compresión de la mampostería realmente se extiende desde 0.003 hasta 0.005 cm/cm El valor 0.003 cm/cm es conservadoramente usado en el UBC en la sección 2108.2.1.2 .

Los artículos 1, 2 y 3 debajo describen las condiciones que ocurren en los diagramas esfuerzo y deformación mostrados. (fig. 2.3.5).

El esfuerzo admisible de tensión por flexión para acero

$$f_s = 0.4 f_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible de compresión por flexión en la mampostería.

$$f_b = 0.33 f_m$$

1. Acero es esforzado hasta la fluencia.

$$f_s = f_y$$

La mampostería es esforzada desde 0.7 hasta 0.8  $f'_m$

2. Estiramiento del acero.
3. Las deformaciones incrementan en el acero hasta que la deformación en la mampostería sea 0.003 cm/cm

### 2.3.3.2 Procedimiento de diseño por resistencia

Hay dos condiciones incluidas en diseño de resistencia última. Son los parámetros de carga y de diseño.

1. Parámetros de carga

- i. Factores de carga

Las cargas de servicio son generalmente usadas para procedimientos de diseño por esfuerzos de trabajo. Para procesos de diseño por resistencia última se deben amplificar las cargas.

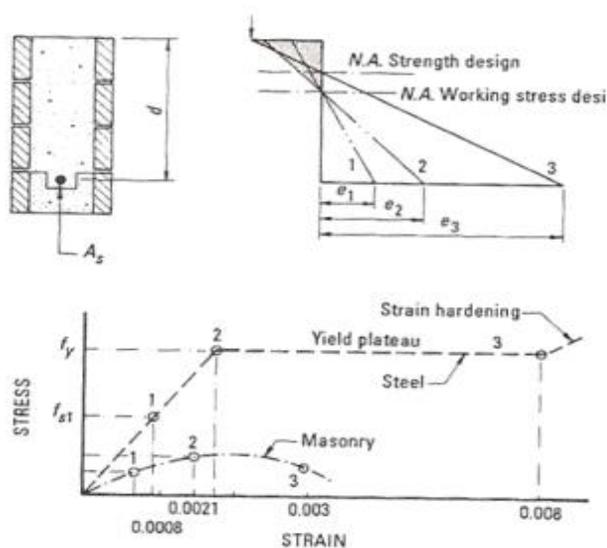


Figura 2.3.5 Desarrollo del esfuerzo y deformación en un miembro a flexión.

No obstante, los factores de amplificación de carga especificados por el código son prescriptos. Estos factores de carga se dan en el UBC Sección 2108, en los que se consideran carga viva, carga muerta, viento, sismo, temperatura, asentamientos y la presión de la tierra. La apropiada para el diseño de elemento estructural es la condición de carga más severa.

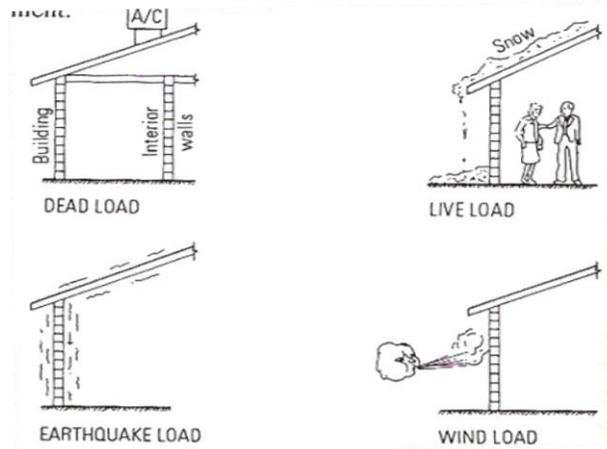


Figura 2.3.6 Cargas a las cuales es sometida una estructura.

**Factor de carga para diseño por resistencia.**

En el UBC 97 Sec. 2108 1.3 indica que los Requerimientos de resistencia para diseño de mampostería por el método de resistencia ultima están dados en la sección del UBC 1612.2.1.

Combinaciones básicas de carga. Cuando el diseño a usar en estructuras es por resistencia última debe resistir los efectos más críticos de las siguientes combinaciones y factores de carga:

- 1.4D (12-1) UBC 97
- 1.2D + 1.6L + 0.5 (L<sub>r</sub> or S) (12-2) UBC 97
- 1.2D + 1.6 (L<sub>r</sub> or S) + (f<sub>1</sub>L or 0.8W) (12-3) UBC 97
- 1.2D + 1.3W + f<sub>1</sub>L + 0.5 (L<sub>r</sub> or S) (12-4) UBC 97
- 1.2D + 1.0E + (f<sub>1</sub>L + f<sub>2</sub>S) (12-5) UBC 97
- 0.9D ± (1.0E or 1.3W) (12-6) UBC 97

Donde:

$D$ : carga muerta.

$S$ : carga de nieve

$L$ : carga viva

$W$ : carga por viento

$L_r$ : carga viva de techo

$E$ : carga por sismo.

$f_1 = 1$  Para pisos en lugares de reunión públicos, que no excedan una carga viva de  $490 \text{ kg/cm}^2$  y para carga viva de cochera.

$= 0.5$  para otras cargas vivas.

$f_2 = 0.7$  Para las configuraciones de techo (que tenga parapeto) eso hace que no vierta la nieve fuera de la estructura.

$f_2 = 0.2$  para otro tipo de configuraciones de techo.

Las combinaciones de carga de esta sección se deberán multiplicar por 1.1 cuando se usan para diseñar mampostería y concreto donde las combinaciones de carga incluyen fuerzas sísmicas.

### **Combinaciones especiales de carga sísmica.**

Para ambos métodos de diseños: esfuerzos de trabajo y resistencia última, se deben usar las siguientes combinaciones especiales de carga para diseño sísmico:

$$1.2D + f_1L \mp 1.0E \quad (12-17) \text{ UBC 97}$$

$$0.9D \pm 1.0E \quad (12-18) \text{ UBC 97}$$

#### ii. Factor de reducción de capacidad

Ningún material es tan especificado y ninguna construcción lo está exactamente en conformidad con lo planificado. En cada caso, hay variaciones en la resistencia, tamaño, y colocación de los materiales que luego se cambiarán, y posiblemente reducirá la capacidad de la sección.

Consecuentemente, un factor de reducción de capacidad,  $\phi$  se usa para reducir la capacidad del miembro idealmente construido para obtener una capacidad más realista que puede ser más confiable.

El factor de reducción de capacidad,  $\phi$  se basa en (a) la proporción de la capacidad media el momento nominal del diseño, (b) la incertidumbre o la calidad de construcción y modelado analítico y (c) el nivel de seguridad al que el criterio del diseño busca alcanzar para la condición de límite específica bajo consideración.

Para paredes de mampostería construidos con inspección especial, (se lleva una supervisión completa durante la construcción para asegurar la calidad de la obra), el factor de reducción de capacidad  $\phi$ , para la capacidad a flexión es 0.80.

## 2. Parámetros de diseño

Los parámetros para diseño por resistencia última son:

- A) El acero está en esfuerzo de fluencia.
- B) El bloque de esfuerzo de la mampostería es rectangular.
- C) La deformación de la mampostería está limitada para 0.003 cm./cm.
- D) La proporción del acero,  $\rho$ , está limitada para 50 % de la proporción balanceada del refuerzo,  $\rho_b$ , para asegurar que un mecanismo dúctil.

### ***2.3.3.2.3 Ecuaciones para el diseño por flexión usando el método de resistencia última***

#### ***Secciones únicamente con el acero en tensión***

Los límites para diseño por flexión usados en los métodos por resistencia, son que el esfuerzo en el acero esté en el límite de elasticidad (fluencia) y que la deformación en la mampostería esté en 0.003. Cuando estas condiciones ocurren en el mismo momento, la sección se considera que está con un diseño balanceado. (Falla balanceada).

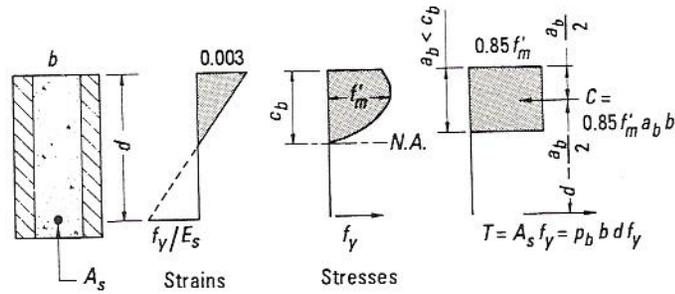


Figura 2.3.7 Distribución de esfuerzo y deformación en un miembro a flexión con falla balanceada.

La profundidad para el bloque rectangular equivalente es  $a_b$  por equilibrio:

$$C = T \rightarrow 0.85 f'_m ab = f_s A_s \rightarrow a_b = \frac{f_s A_s}{0.85 f'_m cb}$$

La profundidad del bloque de esfuerzo para un diseño balanceado  $a_b$ , puede ser también  $a_b = \beta_1 c_b$

Cuando se utilizan las relaciones geométricas.

Donde,

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_m \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.825 \text{ para } f'_m = 315 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.80 \text{ para } f'_m = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

Cuando las condiciones del diseño no están en condiciones de balance, la profundidad del bloque de esfuerzo estará menor que  $a_b$ . La designación para la profundidad resultante del bloque de esfuerzo es  $a$ .

Haciendo equilibrio en la fig. 2.3.7 en la dirección horizontal y haciendo algunos sustituciones y/o cambios de variable, se determina la capacidad de la mampostería como sigue:

$$M_n = 0.85 f'_m b \left( \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_m} \right) x \left( d - \frac{\rho f_y d}{2 \times 0.85 f'_m} \right) = \rho f_y b d^2 \left( \frac{1 - \rho f_y}{f'_m} \right)$$

Sustituyendo

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_m} \text{ y } \rho f_y = q f'_m$$

$$M_n = b d^2 f'_m q (1 - 0.59q)$$

El coeficiente de flexión K es el siguiente:

$$M_n = K_n b d^2$$

$$K_n = f'_m q (1 - 0.59q)$$

Introduciendo el factor de reducción de capacidad,  $\varphi$ , las ecuaciones son:

El momento nominal

$$M_n \geq M_u \varphi \text{ y}$$

$$M_u \leq \varphi b d^2 f'_m q (1 - 0.59q)$$

$$M_u \leq \varphi K_n b d^2 = K_u b d^2$$

### ***Cuantía balanceada del refuerzo***

Para asegurar que el acero de refuerzo estará esforzado a fluencia antes de que la mampostería logre el límite de deformación de 0.003 cm/cm, Es necesario limitar la cantidad de acero de refuerzo en la sección. Para el diseño de concreto armado, esta limitación es el 75 % del refuerzo requerido para la condición balanceada del diseño, mientras el UBC actualmente limita el reforzamiento para diseño de mampostería un 50%  $\rho_b$ .

Como se indicada previamente, la definición de diseño balanceado para el diseño por resistencia ultima es que el acero entra a fluencia justamente cuando la mampostería alcanza una deformación de 0.003 cm/cm.

La proporción balanceada del acero es:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_m}{f_y} \left( \frac{6115}{6115 + f_y} \right)$$

Para  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  Y  $\beta_1 = 0.85$  la proporción balanceada del acero es:

$$\rho_b = \frac{0.85 (0.85) f'_m}{4200} \left( \frac{6115}{6115 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.0001019801837 f'_m$$

Por consiguiente, la proporción máxima del acero para  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$0.5 \rho_b = 0.00005099009187 f'_m$$

La Tabla 2.3.1 muestra los valores de la cuantía balanceada  $\rho_b$ ,  $0.5 \rho_b$  y  $0.75 \rho_b$  para valores diferentes de  $f'_m$

#### 2.3.3.2.4 Diseño por resistencia última de paredes de cortante

Las paredes de mampostería portantes de carga soportan cargas verticales y laterales. Estas cargas crean una interacción de carga y momento en la pared. Las técnicas del diseño por resistencia para esta condición están delineadas en la sección 2108 del Uniform Building Code (UBC).

**Tabla 2.3.1. Proporción máxima admisible de acero**  
 **$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

$f'_m$	$\rho_b$	$0.5\rho_b^3$	$0.75\rho_b^4$
105	0.0107	0.0053	0.0080
140	0.0142	0.0071	0.0107
175	0.0178	0.0089	0.0134
210	0.0214	0.0107	0.0161
245	0.0250	0.0125	0.0188
280	0.0286	0.0143	0.0215
315	0.0311	0.0156	0.0233
350	0.0335	0.0168	0.0252

Provee factores de carga apropiados para ser usado y prescribe las condiciones para reforzar, el confinamiento requerido para el acero por volteo.

Los procedimientos del diseño por resistencia para paredes de cortante permiten que la mampostería y el acero de refuerzo resistan fuerzas cortantes aun cuando el esfuerzo al corte excede la capacidad de la mampostería. Esto está sólo permitido en la porción de la pared de corte por encima de la región potencial de intersección. En la región de intersección, cuál está definido por la base de la pared de corte y un plano a

3 UBC sección 2108.2.3.7.5 los límites del  $\rho$  para diseño paredes esbeltas para  $0.5 \rho_b$

4 UBC sección 1910.3.3 limites del  $p$  para diseño de concreto  $0.75\rho_b$

una altura igual a la longitud de la pared, el esfuerzo al corte debe ser enteramente resistido por el acero de refuerzo.

### 2.3.3.2.5 *Limites de estado*

El diseño de mampostería se basa en varias condiciones que limitan su uso o condiciones de esfuerzos. La calificación de estas condiciones de límite puede basarse en la carga, los esfuerzos o las condiciones de deformación impuestas por el acero de refuerzo o la mampostería o en la deflexión de los miembros.

El concepto de las condiciones de estado de límite fueron reconocidos por el código ACI en 1963 en una forma de poca relevancia y fue más tarde declarado dentro del código ACI en 1971 como la redistribución de momento. El código de 1971 incluyó el concepto de modelo cambiante de momento, condiciones de esfuerzo, y condiciones de curvatura y de deflexión.

Para los miembros estructurales de mampostería reforzada sujeto a algún incremento del momento flector, hay tres estados de límite distintivos que pueden ser considerados como el esfuerzo en los cambios de la sección.

Las siguientes subdivisiones delimitan estos estados de límite básicos como se muestra en la siguiente figura.

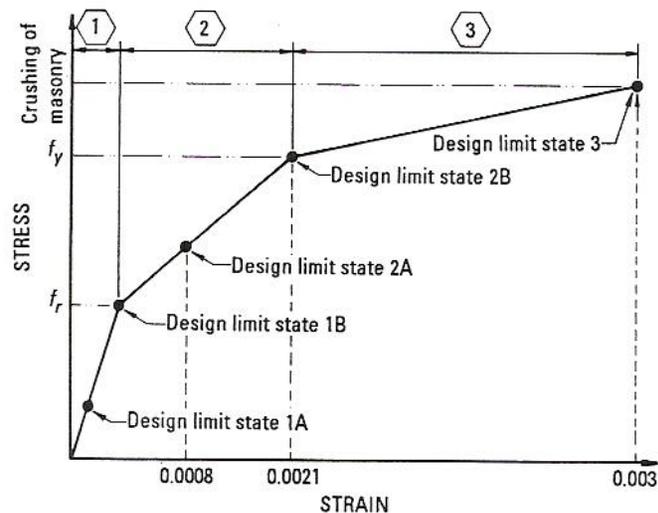


Figura 2.3.8 Comportamiento y estados límite de un miembro a flexión.

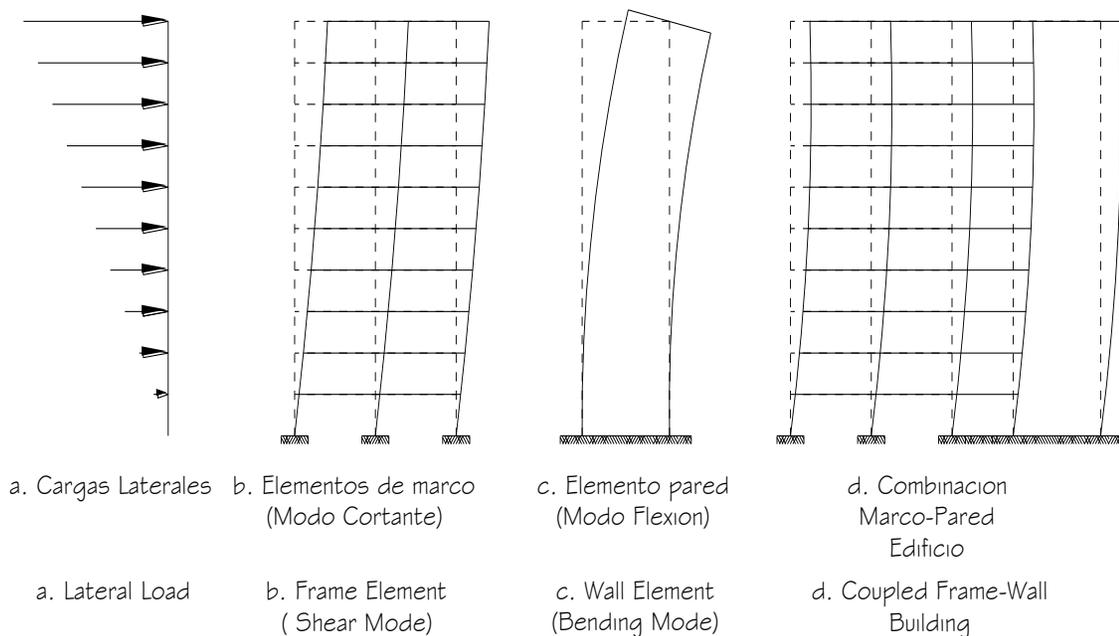
## 2.4 SISTEMA DUAL

### 2.4.1 GENERALIDADES.

La distribución de fuerzas laterales y sus efectos sobre los elementos resistentes de edificios ligados con muros de rigidez, se obtienen por un método directamente aplicable a diseño.

En muchos edificios, estos dos tipos de formas estructurales (marcos y paredes estructurales) aparecen juntos. Cuando la resistencia de fuerza lateral es provista por la contribución combinada de marcos y paredes estructurales, es acostumbrado referirse a ellos como un sistema dual o una estructura híbrida.

Los sistemas duales pueden combinar las ventajas de sus elementos constituyentes. Marcos dúctiles, interactuando con paredes, puede proveer un



*Figura 2.4.0 Diagramas de deformación debido a fuerza lateral de un marco, un elemento de pared, y un sistema dual.*

incremento significante de disipación de energía, cuando es requerido, particularmente en los pisos superiores de un edificio. Por otro lado, como un resultado de la gran rigidez de paredes, un buen control de derivas de pisos durante un sismo puede ser conseguido.

Bajo la acción de fuerzas laterales, un marco se deformara primeramente en un modo de cortante, mientras las paredes se comportan como un cantiléver vertical con deformaciones por flexión, como se muestra en Fig. 2.4.0 (b) y (c). La compatibilidad de deformaciones requiere que los marcos y paredes soporten los desplazamientos laterales idénticos en cada nivel esencialmente Fig. 2.4.0 (d). Porque el modo de desplazamiento ideal de los dos elementos mostrados en la Fig. 2.4.0 (b) y (c) está modificado, se encuentra que las paredes y los marcos comparten en la resistencia de fuerza de cortante de piso en los niveles más bajos, pero se oponen en niveles más altos. La forma de compartir la resistencia a fuerzas laterales entre marcos y paredes de un sistema dual es fuertemente influenciada por las características de la respuesta dinámica y la formación de rótulas plásticas durante el evento sísmico más fuerte, y puede ser un poco diferente de lo previsto en el análisis elástico

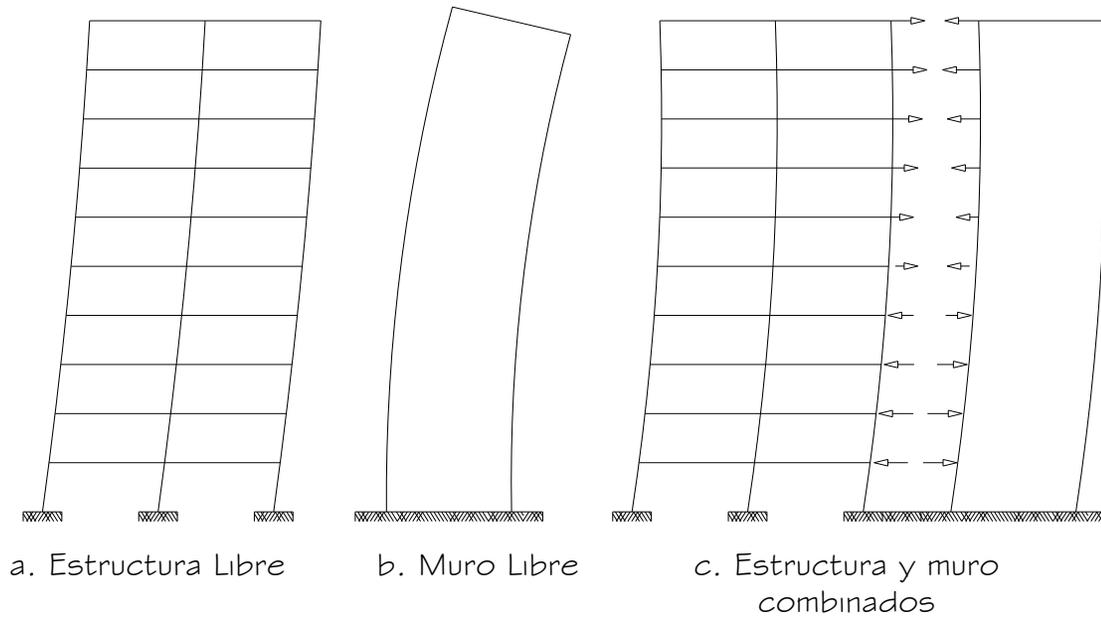
### **2.4.2 ANÁLISIS**

La interacción entre un muro de rigidez y una estructura es un caso especial de indeterminación en el cual dos componentes, básicamente diferentes, se unen para formar una estructura.

Si se considera que la estructura sola toma toda la carga lateral, se desarrollarían momentos en las columnas y vigas para resistir el cortante total en cada piso, mientras que los efectos de volteo, serian normalmente considerados secundarios y en muchos casos despreciables.

Resistiendo todas las cargas laterales, una estructura se deformaría como la Fig. 2.4.1 (a). Los pisos permanecerían sensiblemente a nivel y se puede considerar que solo las juntas girarían.

En el otro caso, si se considera que el muro de rigidez toma todas las cargas laterales, se desarrollarían momentos en cada piso iguales al momento de volteo en cada nivel y su elástica sería la de un cantiléver Fig. 2.4.1 (b).



*Figura. 2.4.1 Elásticas Típicas.*

Si existen en un edificio una estructura y un muro de rigidez, cada uno tratará de restringir al otro su deflexión libre, y esto da como resultado una redistribución de fuerzas entre los dos. Como se muestra en la Fig. 2.4.1(c), la estructura jala al muro en los pisos superiores, mientras que ocurre lo opuesto en los inferiores.

### 2.4.3 CONCEPTO Y MÉTODO DE ANÁLISIS.

EL análisis se efectúa en dos etapas. En la primera etapa del análisis de una estructura, mostrada en planta en la figura 2.4.2 (a), es necesario determinar la elástica y la parte de la carga lateral distribuida a los muros y estructura respectivamente en cada piso. Para este propósito, la estructura se separará en dos sistemas distintos figura 2.4.2 (b) como sigue:

**SISTEMA W.** Muro de rigidez o combinación de muros de rigidez. Este sistema puede tener cualquier configuración, pues alguno o todos los muros pueden extenderse a toda la altura de la estructura. El momento de inercia de este sistema en cada piso es igual a la suma de todos Los momentos de inercia de todos los muros en cada entrepiso, sin importar su forma y tamaño. Se llamará  $L_S$  a la distancia del eje neutro del muro a su fibra extrema.

Luego, Los muros de rigidez unidos pueden ser representados en un edificio de muchos pisos como un muro simple con una rigidez equivalente.

La forma y tamaño de los muros serán considerados en promedio para el cálculo.

SISTEMA E. Será el formado por todos los otros miembros - de la estructura fuera del sistema W. Esto incluye todas las columnas, vigas y losas que contribuyen a la rigidez lateral.

Los miembros que unen a la estructura con el muro (vigas eslabón), se incluyen también en el sistema E.

Las rigideces de columnas, vigas, y vigas eslabón ( $r_c, r'_t, r''_t$ ), serán simplemente la suma de las rigideces de todos los miembros de cada una de ellas en la estructura. Las vigas unión o eslabón tienen de claro en el sistema E,  $L_t$ , que es el promedio de los claros de las vigas unión de la estructura, cuando estos claros están dentro del mismo rango de magnitud.

A primera vista, este procedimiento puede parecer una sobre simplificación por la diferencia en las rigideces de los elementos resistentes de la estructura, sin embargo, en el primer paso del análisis, los valores promedio de  $\theta', \theta''$  y  $\Delta v$ , darán valores aceptables de la distribución de fuerzas laterales entre los dos sistemas. La deflexión calculada en cada piso será también totalmente satisfactoria. Es de notar que las dos cantidades calculadas sirven para propósitos diferentes: La distribución de fuerzas laterales informa al diseñador la efectividad de los muros de corte para resistir las fuerzas laterales, para verificar el espesor y rigidez de los muros.

En la mayoría de los casos, se puede hacer una simplificación figura 2.4.2 (c), por la adición de la rigidez de las vigas unión a la rigidez de otros miembros flexionantes:

$$r_t = r''_t + r'_t, r''_t$$

Luego, los dos sistemas están unidos con miembros que pueden transmitir sólo fuerza lateral. Las cantidades  $L_t$  y  $L_s$  obviamente no tienen la longitud necesaria. La

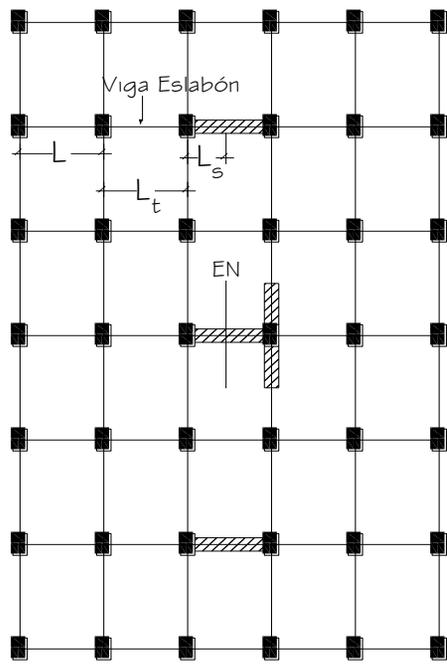
experiencia con algunas estructuras indica que los valores calculados para cada una de las estructuras idealizadas mostradas en las figuras 2.4.2 (b) y 2.4.2 (c) son, desde el punto de vista del diseño, esencialmente la misma. Las siguientes derivaciones tratan el caso general figura 2.4.2 (b). La solución de la estructura simplificada que fue recomendada anteriormente, puede ser obtenida fácilmente del caso general.

El análisis del sistema mostrado en las figuras 2.4.2 (b) o 2.4.2 (c) se ejecuta por la solución iterativa presentada subsecuentemente.

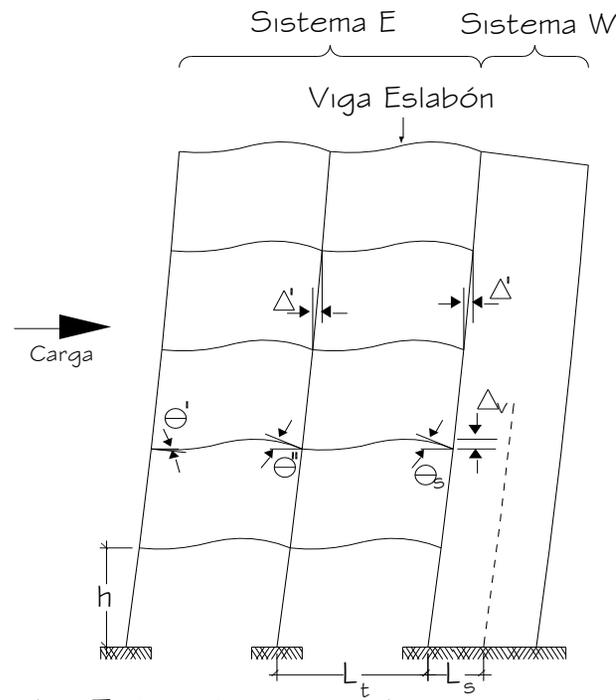
Al final de la solución iterativa, las deformaciones de los sistemas combinados que forman la estructura se conocen.

Es por lo tanto posible analizar cada línea de columnas como un sistema resistente aislado.

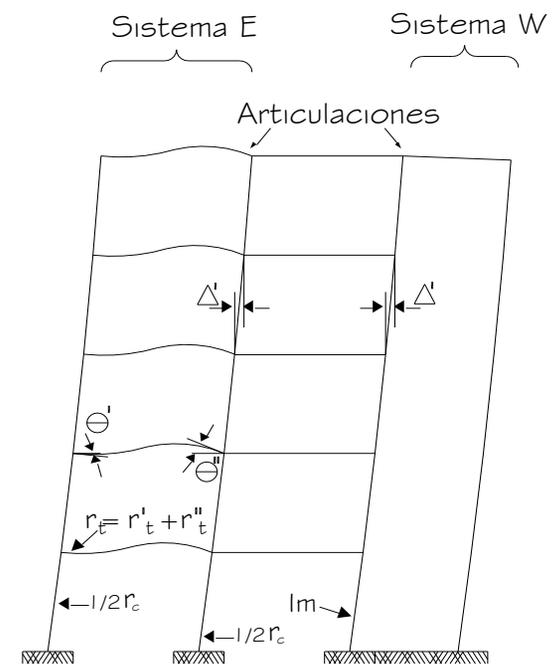
Los elementos resistentes en cualquier línea de columna pueden formar una estructura rígida o una combinación de esta con muros de corte. La segunda etapa del análisis puede ser ejecutada sujetando estas inclinaciones aisladas a la deformación modelo que se derivó de la completa por la solución iterativa. Estos momentos finales establecidos, impuestos a las columnas y elementos de unión por el conocimiento de deformaciones fijas, puede ser balanceado rápidamente por una distribución de momentos. De esta manera, los efectos locales sobre momentos y cortantes resultantes de las variaciones de rigidez, están completamente valuados.



a. Planta



b. Estructura idealizada



b. Estructura idealizada simplificada

Figura. 2.4.2 Estructura Idealizada Típica.

### 2.4.3.1 PRIMER PASO DEL ANÁLISIS. Solución por iteraciones

El equilibrio de la estructura completa requiere que se satisfagan las siguientes condiciones:

- a) La deformación en el sistema E y en el W debe ser la misma a niveles correspondientes.
- b) Los miembros “eslabón” que conectan el sistema E con el W, deben sufrir los mismos giros y deformaciones verticales que el sistema W en los puntos de conexión.
- c) El cortante horizontal  $V_w$ , desarrollado en el sistema W, más el desarrollado en el sistema E, deben ser iguales al cortante total externo,  $V_t$ , en cada piso.

Los tres requisitos anteriores de compatibilidad y equilibrio pueden ser obtenidos por los siguientes pasos de análisis:

- 1) Las cargas externas totales calculadas (viento o sismo) sobre la estructura analizada figura 2.4.3(a), son aplicadas al sistema W en cada nivel de piso. Por cualquier método numérico o por la viga conjugada, se determinan los giros y deformaciones en cada nivel de piso del sistema W figura 2.4.3 (b)

Los movimientos verticales de los puntos de conexión, con el sistema W, se calculan multiplicando el giro en cada nivel por la distancia del eje neutro del muro al punto de conexión, o:

$$\Delta_{fv} = L_s \theta_f$$

Se ve que la rotación de la base puede ser fácilmente incluida por incremento de giro en todos los pisos por el valor de la rotación de la base y el incremento de deformación horizontal en todos los pisos por el producto del giro de la base y la distancia de la base a cada piso.

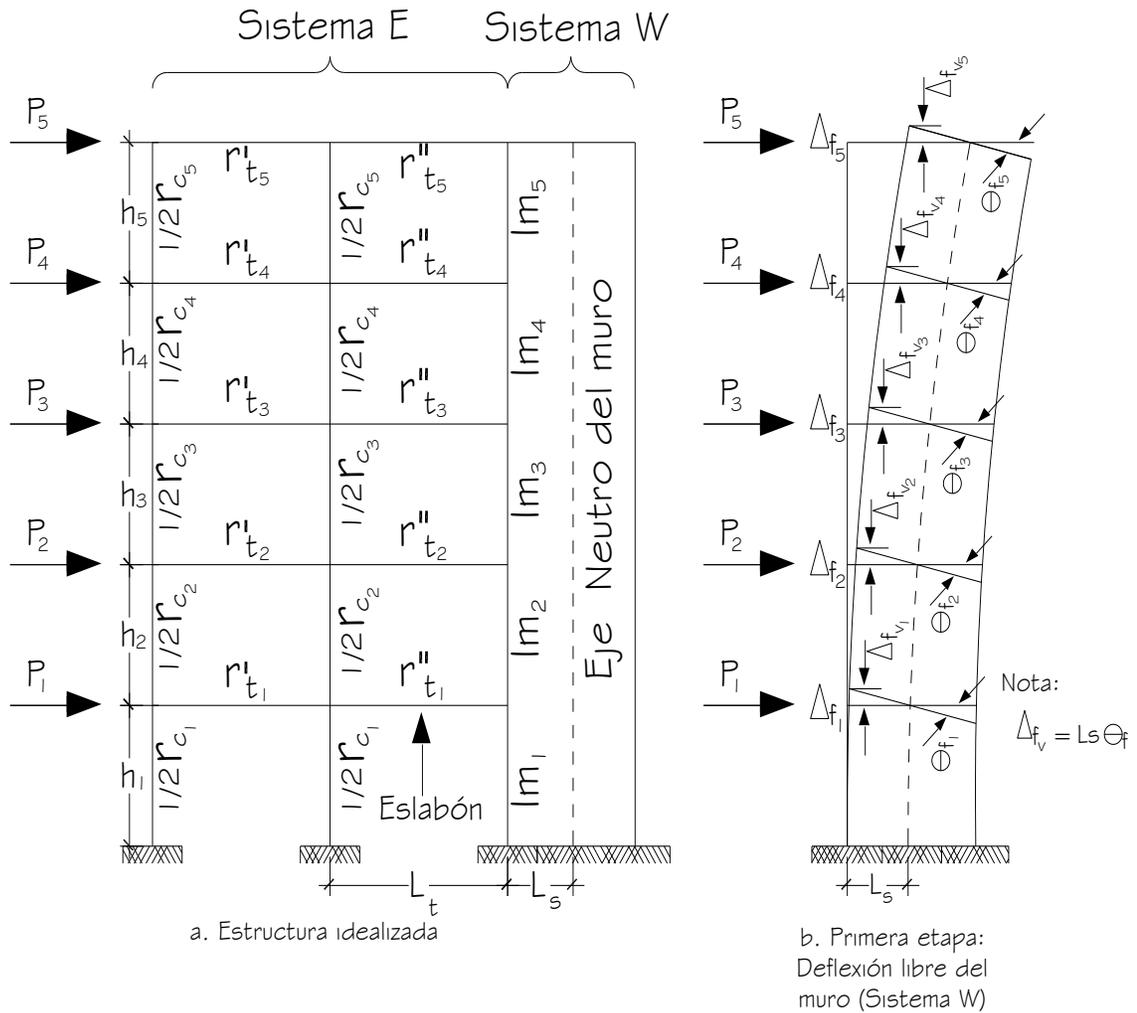


Figura 2.4.3 Giros y deformaciones de pisos

La deformación libre horizontal, el giro libre, y la deformación vertical libre en cualquier piso, (i) se llamarán  $\Delta_{fi}$ ,  $\theta_{fi}$ ,  $\Delta_{fvi}$  respectivamente.

Las deformaciones un piso arriba y uno abajo serán  $\Delta f_{(i+1)}$  y  $\Delta f_{(i-1)}$

Donde las dimensiones del muro de corte lo justifiquen, las deformaciones deberán incluir la contribución a la deformación de los esfuerzos cortantes en el sistema W.

**Primer ciclo de iteración**

2) Para una rápida convergencia, puede suponerse una elástica de las figuras del anexo 1, en ausencia de una buena aproximación, la elástica final se supondrá igual a la

elástica libre del sistema W, lo que significaría que en el primer ciclo, la deformación y giro inicial en el piso (i) sería:

$$\Delta_{ii(1)} = \Delta_{fi}$$

$$\theta_{ii(1)} = \theta_{fi}$$

El sistema E es forzado a sufrir las deformaciones supuestas en cada piso figura 2.4.4(a). Esto también requiere que los miembros eslabón tengan en cada piso los mismos giros y deformaciones verticales que el sistema W; sin embargo, si se considera que hay una bisagra en esos puntos, sólo se debe considerar la deformación vertical. Si las vigas “eslabón” se simplifican a una barra cuyos extremos tengan bisagras,  $\theta_{fi}$  y  $\Delta_{fi}$ , obviamente no tienen efecto.

3) Los momentos inducidos por el “ajuste de fuerzas” pueden determinarse directamente usando una distribución de momentos.

El ajuste de fuerzas en la estructura figura 2.4.4(a), no tiene fuerzas exteriores, pero se conocen las deformaciones y giros de piso en los puntos de conexión; luego, para secciones uniformes de columnas y vigas, los momentos finales fijos al empezar la distribución de momentos figura 2.4.4 (b) serían para las columnas en el piso “i”:

$$M_{ci} = \left( \frac{6EI_{ci}}{h^2 i} \right) (\Delta_i - \Delta_{i-1})$$

En el piso “i”, para vigas eslabón en el extremo unido al muro de rigidez:

$$M_{ti_m} = \left( \frac{4EI_{ti}}{L_t} \right) \theta_i + \left( \frac{6EI_{ti}}{L_t^2} \right) \Delta_{vi} \quad \text{Ecuación 2.4.1}$$

Y para vigas eslabón, en el extremo unido a la estructura:

$$M_{ti_e} = \left( \frac{2EI_{ti}}{L_t} \right) \theta_i + \left( \frac{6EI_{ti}}{L_t^2} \right) \Delta_{vi} \quad \text{Ecuación 2.4.2}$$

Substituyendo  $\Delta_{vi} = \theta_i \times L_s$  en las ecuaciones (2.4.1) y (2.4.2), resulta:

$$M_{t_m} = \left( \frac{2EI_{ti}}{L_t} \right) \left[ 2 + 3 \left( \frac{L_s}{L_t} \right) \right] \theta_i \quad \text{Ecuación 2.4.3}$$

$$M_{t_e} = \left( \frac{2EI_{ti}}{L_t} \right) \left[ 1 + 3 \left( \frac{L_s}{L_t} \right) \right] \theta_i \quad \text{Ecuación 2.4.4}$$

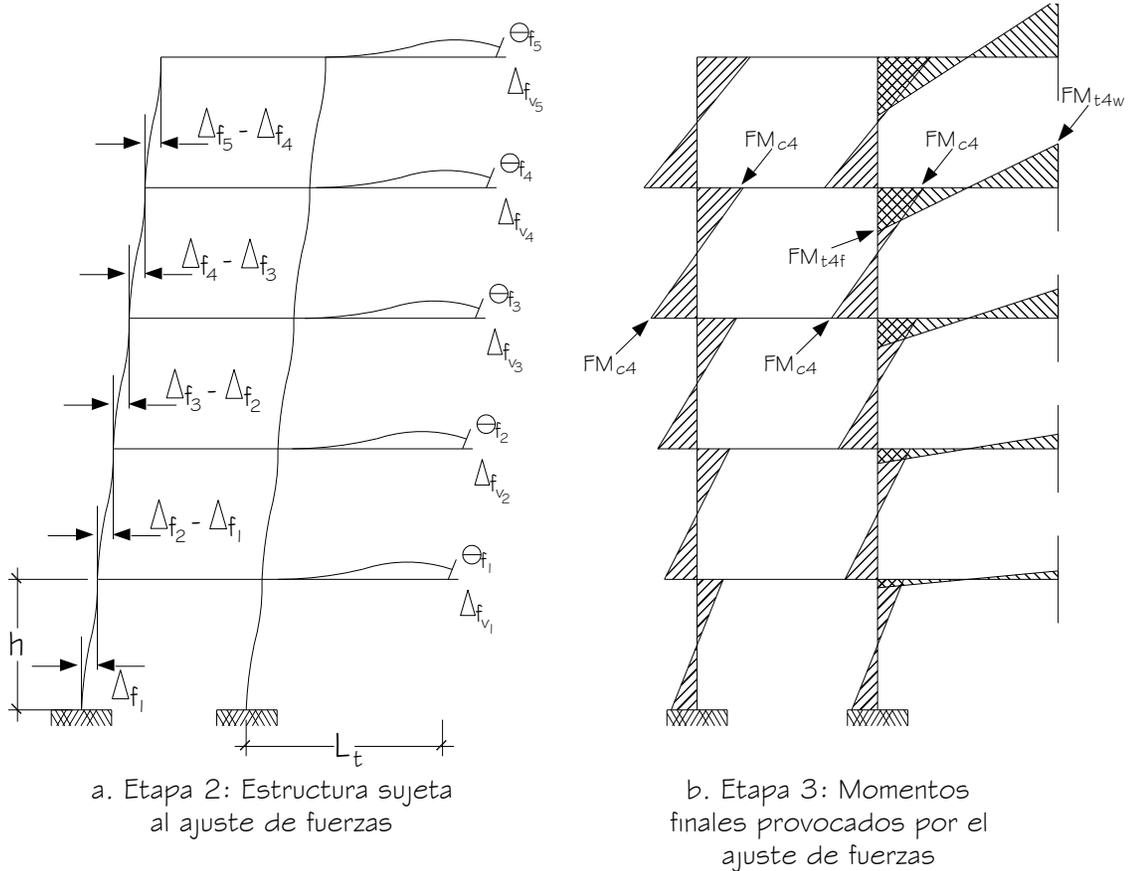


Fig. 2.4.4 Ajuste de fuerzas y momentos provocados por el ajuste de fuerzas

Como se sabe, si a una estructura se le impone una elástica fija, como en este caso, la engorrosa corrección por deformación para la distribución de momentos no es necesaria.

4) Después del ajuste de fuerzas del sistema E al W, se calcularán los cortantes totales en cada piso del sistema E, tanto como los momentos y reacciones aplicados sobre el sistema W por los miembros de conexión figura 2.4.5(a)

Los cortantes generados por este ajuste pueden ser usados directamente en el siguiente paso.

Las fuerzas horizontales resultantes,  $P'$ , se muestran de un solo sentido en la figura 2.4.5, sólo para propósitos ilustrativos. Estas fuerzas de interacción pueden ser positivas o negativas en diferentes pisos.

5) Todos los cortantes, fuerzas y momentos generados por el ajuste de fuerzas en el sistema, se aplican al sistema W libre y aislado figura 2.4.5 (b), en cada piso M y Rv deberán reemplazarse por un momento igual a:

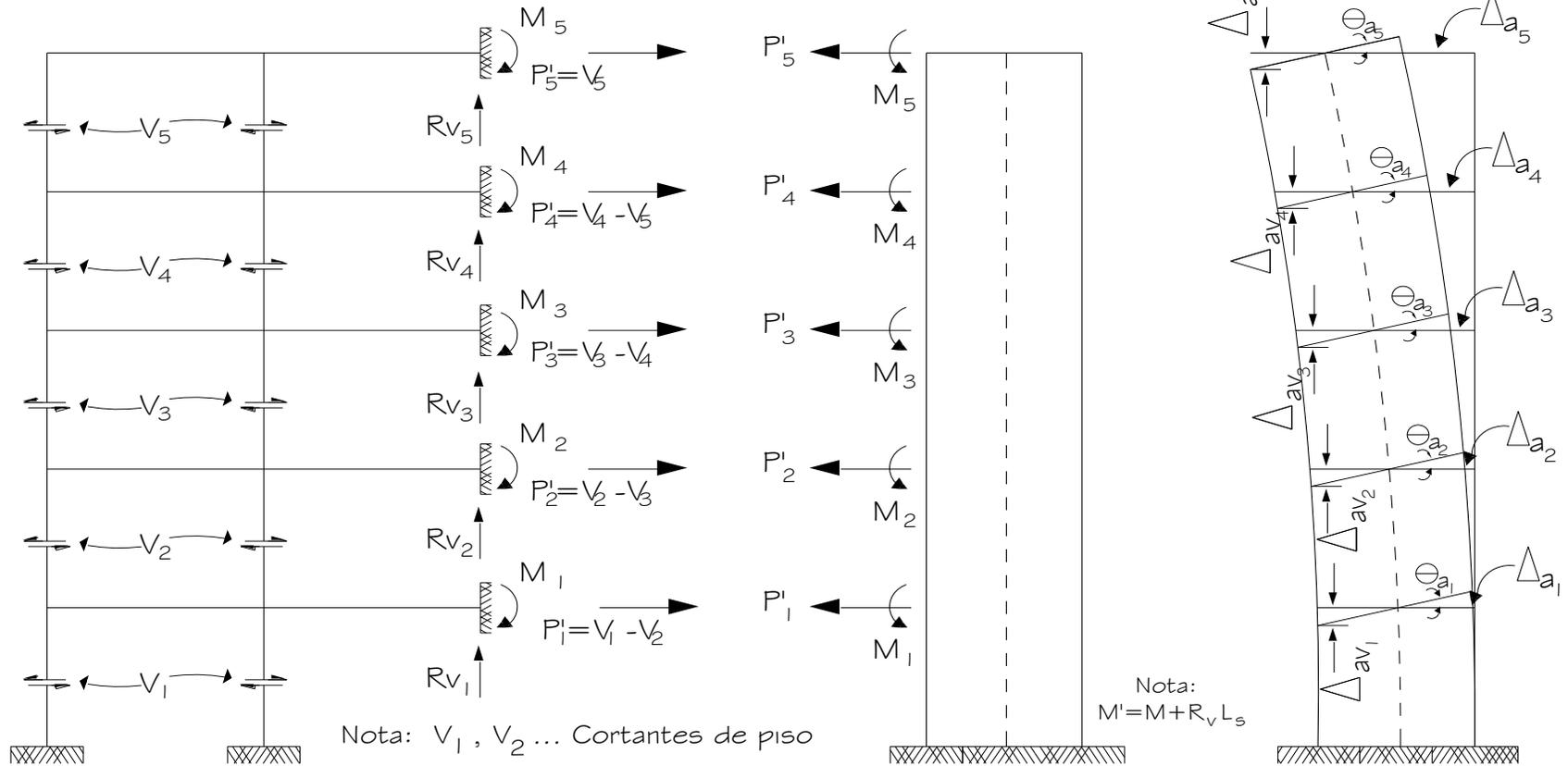
$$M' = M + Rv Ls$$

Los giros y deformaciones negativos del sistema W,  $\theta_{a_i}$  y  $\Delta_{a_i}$  respectivamente, son luego calculados. La deformación neta con respecto a la forma original descargada (la línea vertical) del sistema W, valdría por esta razón la suma algebraica de  $\Delta_{f_i}$  y  $\Delta_{a_i}$ .

Esto es, las deformaciones y giros del sistema W en el piso ii, al final del primer ciclo se expresarán como:

$$\Delta_{ei} = \Delta_{fi} + \Delta_{ai(1)}$$

$$\theta_{ei} = \theta_{fi} + \theta_{ai(1)}$$



a. Etapa 4: Fuerzas y momentos en el sistema E despues de la distribución de momentos

b. Etapa 5: Fuerzas y momentos del sistema E Aplicados al sistema W

Fig. 2.4.5 Fuerzas y momentos en el sistema E y fuerzas y momentos del sistema E aplicados al sistema W

O, en general, al final del  $n$ -ésimo ciclo:

$$\Delta_{ei} = \Delta_{fi} - \Delta_{ai(1)}$$

$$\theta_{ei} = \theta_{fi} - \theta_{ai(1)}$$

Este es el final del primer ciclo de iteración. Para las condiciones de estabilidad, las deflexiones iniciales supuestas en cualquier piso “i” al principio del  $n$ -ésimo ciclo,  $\Delta_{ii(n)}$  deben ser iguales a las deformaciones finales,  $\Delta_{ei(n)}$  al terminar el ciclo.

Sin embargo, en muchos casos, en el primer ciclo  $\Delta_{ei}$  es negativa, indicando que la iteración es divergente. La generalización de este método de solución depende por esta razón del uso de una apropiada “corrección de convergencia forzada” a ser aplicada a las deformaciones iniciales del  $n$ -ésimo ciclo,  $\Delta_{ii(n)}$  y  $\theta_{ii(n)}$  para obtener las deformaciones iniciales de prueba del ciclo “n+1”,  $\Delta_{ii(n+1)}$  y  $\theta_{ii(n+1)}$

6) La corrección de convergencia se deriva de la hipótesis que en cada ciclo el movimiento del sistema W en cada piso con respecto a la línea vertical. Por esto, puede demostrarse que si en el  $n$ -ésimo ciclo los valores iniciales de prueba un el piso “i” fueron  $\theta_{ii(n)}$  y  $\Delta_{ii(n)}$  y los valores finales  $\theta_{ei(n)}$  y  $\Delta_{ei(n)}$ , los valores iniciales en el ciclo “n+1” serían:

$$\Delta_{ii(n+1)} = \Delta_{ii(n)} + \frac{\Delta_{ei(n)} - \Delta_{ii(n)}}{1 + \left[ \frac{\Delta_{fi} - \Delta_{ei(n)}}{\Delta_{ii(n)}} \right]} \quad \text{Ecuación 2.4.5}$$

$$\theta_{ii(n+1)} = \theta_{ii(n)} + \frac{\theta_{ei(n)} - \theta_{ii(n)}}{1 + \left[ \frac{\theta_{fi} - \theta_{ei(n)}}{\theta_{ii(n)}} \right]} \quad \text{Ecuación 2.4.6}$$

7) Los valores de  $\Delta$  y  $\theta$  obtenidos de las ecuaciones (2.4.5) y (2.4.6), se usen como valores iniciales para el siguiente ciclo, y el procedimiento se repite empezando con la segunda etapa configurada previamente. En la figura 2.4.4(a)

$\Delta_f, \theta_f$  y  $\Delta_{fv}$  seran reemplazados por  $\Delta_i, \theta_i$  y  $\Delta_{vi}$

8) Al final de cada ciclo,  $\Delta_{e_i}$  y  $\Delta_{i_i}$  deberán ser verificadas hasta que la convergencia esté dentro de una tolerancia específica, por ejemplo, 5 a 10%, basada en las especificación de diseño.

### **EXAMEN DE CONVERGENCIA**

La convergencia forzada de la solución iterativa presenta aquí, difiere del concepto general de iteración en que no usa valores de ciclos sucesivos para obtener la solución. En vez de esto, las deformaciones y giros iniciales y finales al terminar cualquier ciclo se usan en conjunto con las deformaciones libres del muro en orden a obtener las deformaciones iniciales del ciclo siguiente por las ecuaciones (2.4.5) y (2.4.6); de esta manera, la convergencia está unida directamente a la realidad física, que la estructura entera debe variar entre cero y la deflexión libre del muro de rigidez. Este método convergirá para cualquier combinación de rigideces estructurales, aunque en diferentes grados.

En las Tablas 2.4.1 y 2.4.2 se describen ejemplos de la variación en el grado de convergencia del último piso de un edificio. En la Tabla 2.4.1, la solución de una estructura con muros de corte rígidos, se ve que converge con tres ciclos y el promedio de los valores de la deformación inicial y la final difiere 1% del valor correcto.

En el caso de una estructura con muros de corte delgados, la convergencia será mucho más lenta. El valor promedio de la deformación inicial y final está dentro del 95% de la deformación verdadera al finalizar el vigésimo ciclo. Tan lenta convergencia hace indeseable e impráctico el método, a menos que se cuente con una computadora.

**Tabla 2.4.1. Convergencia de la estructura con muros rígidos**

$$r_s/r_c = 30 \text{ y } r_c/r_t = 5$$

CICLO	$\Delta i$	$\Delta e$	$\frac{1}{2}(\Delta i + \Delta e)$
1	4.792 <sup>5</sup>	-8.480	-6.640
2	1.271	1.403	1.337
3	1.307	1.392	1.350
4	1.331	1.378	1.355
5	1.334	1.368	1.356
10	1.357	1.357	1.357

**Tabla 2.4.2. Convergencia de la estructura con muros delgados**

$$r_s/r_c = 5 \text{ y } r_c/r_t = 1$$

CICLO	$\Delta i$	$\Delta e$	$\frac{1}{2}(\Delta i + \Delta e)$	Eq
1	9.585 <sup>3</sup>	0.450	5.017	-
2	0.196	0.651	0.424	-
3	0.206	0.677	0.442	-
4	0.216	0.672	0.444	-
5	0.256	0.324	0.292	0.263
20	0.263	0.263	0.263	0.263

Un grado lento de convergencia indica que el muro no es efectivo para resistir las cargas laterales aplicadas. El diseñador deberá luego considerar la posibilidad de rigidizar los muros para mejorar la eficiencia de la estructura, o tratar a los muros de

---

<sup>5</sup> Deflexión libre del muro,  $\Delta f$

rigidez como columnas y resolver el sistema como estructura rígida por los métodos usuales.

En los sistemas de convergencia lenta es todavía posible obtener resultados razonables extrapolando la deformación inicial y final del último piso, como lo muestra la figura 2.4.6. Si las líneas que unen las deformaciones iniciales y finales en ciclos sucesivos se prolongan, sus intersecciones llegan a cerrar el valor final, como se indica por las intersecciones de las líneas punteadas de la figura 2.4.6.

La deflexión final estimada,  $\Delta'$ , obtenida por la intersección de estas líneas, puede expresarse como:

$$\Delta = \Delta_{in} + \frac{(\Delta_{in} - \Delta_{im})(\Delta_{en} - \Delta_{in})}{(\Delta_{in} - \Delta_{im}) + (\Delta_{em} - \Delta_{en})}$$

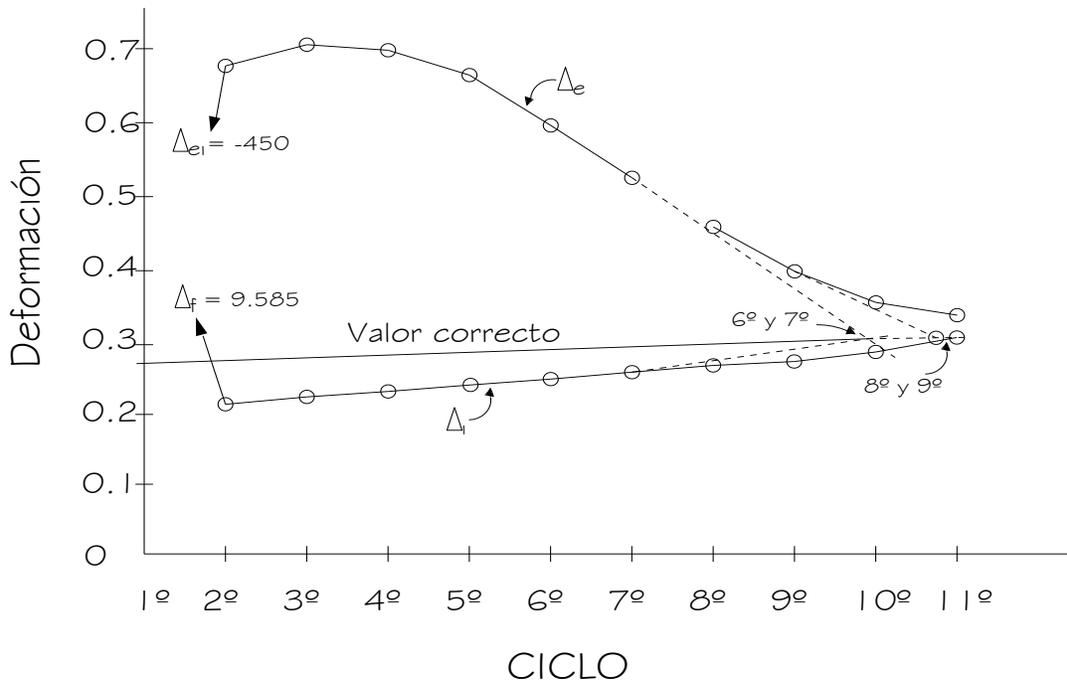


Fig. 2.4.6 Relación entre las deformaciones del sistema y los ciclos

En donde los índices m y n significan ciclos sucesivos. Los resultados para un caso específico se muestran en la columna 5 de la tabla 2.4.2. Una vez que se obtiene

una estimación cerrada de la deformación del último piso, la elástica completa puede aproximarse interpretando las figuras del anexo A.

Esta elástica puede ser usada luego en la segunda etapa de análisis que se describirá posteriormente.

### 2.4.3.2 Segunda etapa del análisis

Una vez que la solución iterativa ha sido ejecutada, la elástica de la estructura se usa para distribuir momentos y cortantes a todos los miembros en cada marco sujeto fundamentalmente a flexión de la estructura.

En las líneas de columnas que no contienen muros de rigidez, una parte de los momentos fijos obtenidos de la diferencia de deformación entre los pisos puede ser proporcionada a todos los miembros por distribución de momentos. No se necesita corrección por desplazamientos, porque el quiebre es en la elástica final.

Si un muro de corte está contenido en un elemento trabajando a flexión, puede tratarse separadamente del segmento de estructura. Conocidos la elástica y EI, el momento en un piso cualquiera, i, puede ser obtenido por:

$$M_i = \left( \frac{EI_{si}}{h_i^2} \right) (\Delta_{(i+1)} - 2\Delta_i + \Delta_{(i-1)})$$

En donde:

$M_i$  es el momento en el piso  $i$ ,

$I$  es el momento de inercia del muro en ese piso,

$h_i$  es la altura del piso y

$\Delta_{i-1}, \Delta_i, \Delta_{i+1}$  , representan las deflexiones en los pisos  $i-1$ ,  $i$ ,  $i+1$  respectivamente

Si la altura de los entrepisos inferior o superior es diferente a la del piso  $i$ , es necesaria obtener la deformación a una distancia igual a  $h_i$ . Luego, los cortantes de piso se calculan fácilmente. Los segmentos de viga de tal quiebres pueden ser analizados imponiéndoles la elástica de la manera descrita en las figuras 2.4.4(a) y 2.4.4 (b).

Obviamente, el número necesaria de columnas no será el mismo que el mostrado en la figura 2.4.4. Además deberán usarse los valores actuales de  $I_t$ ,  $I_c$ ,  $L_t$  y  $L_s$ . Este procedimiento podría también ser aplicado a muros colineales de rigidez, acoplados a miembros flexibles que están soportados por una o más columnas. Para muros acoplados sin columnas intermedias los momentos en las vigas conectantes de cada piso se calculan directamente de los giros y desplazamientos verticales en los dos extremos.

En caso que haya dudas sobre lo apropiado de la suposición usada al idealizar la estructura en ambos sistemas, E y W, es posible efectuar una comprobación final. La suma de todos los cortantes de las columnas en cada piso puede ser comparada con el cortante de piso en el sistema E, obtenido de la solución iterativa. Si estas cantidades son iguales las suposiciones empleadas para obtener las rigideces de vigas y columnas para el sistema E fueron validas.

Similarmente, la suma de los cortantes de los muros, debe ser igual al cortante de piso calculado para el sistema W. Lo más importante de todo, la suma de los cortantes de columnas y muros debe ser igual al cortante de piso aplicado. Discrepancias menores pueden ser rápidamente ajustadas por proporcionamiento. Si las discrepancias son considerables, el juicio del diseñador deberá servir como guía para el reajuste de las rigideces relativas de los sistemas E y W, basados en los resultados. Luego será necesario repetir la solución iterativa.

Excepto para edificios con una distribución de rigideces extremadamente irregular, los resultados de la primera solución serán satisfactorios. Esto en sí mismo prueba que no se han hecho suposiciones irrazonables y que las condiciones de equilibrio deseadas han sido satisfechas.

#### **2.4.4 CONDICIONES ULTERIORES DE DISEÑO**

**TORSION DE LA ESTRUCTURA.** Al finalizar la segunda etapa de análisis, el cortante total y la deformación en cada línea de columnas y en cada piso pueden ser calculadas directamente.

Estas rigideces pueden ser usadas para el cálculo de la rigidez torsional de la estructura, el centro de cortante o el de resistencia y todos los parámetros necesarios en la investigación de la torsión de la estructura que pueden resultar de cargas laterales excéntricas.

Edificios de muchos pisos sujetos con muros de rigidez tiene en general un comportamiento muy satisfactorio cuando están sujetos a sismos. Observaciones a estructuras después del terremoto de Chile (mayo do 1960), sirven como una ulterior demostración de la efectividad de muros de rigidez, bien calculados y bien construidos, para resistir fuerzas sísmicas. Además, la construcción de muros de rigidez tiene la ventaja de reducir apreciablemente los daños no estructurales del edificio.

#### **2.4.5 MUROS DE RIGIDEZ TERMINADOS EN UN NIVEL INTERMEDIO**

En muchos casos, los muros de corte en un edificio se terminan varios niveles debajo de la azotea. El análisis puede hacerse separadamente para las dos partes estructurales, abajo y arriba del nivel de terminación del muro. La sección estructural arriba de este nivel podría ser analizada como una estructura sujeta a flexión, suponiendo fijas las bases de las columnas. La parte estructural bajo este nivel se analiza luego por el método iterativo.

El cortante de la parte de arriba del nivel de terminación de muro deberá, por supuesto, ser incluido como una carga concentrada sobre la parte de abajo.

Después del análisis, las dos secciones estructurales separadas para la distribución de los “momentos en la base” de la estructura superior sobre las columnas del último piso de la estructura inferior. Esta distribución final de momentos no afectará,

en muchos casos, la distribución de cargas entre el muro y la estructura, excepto en el piso bajo el nivel de terminación del muro.

#### 2.4.6 LÍNEAS DE INFLUENCIA

El término líneas de influencia se usa como una extensión de la definición clásica, porque en esta ocasión denota curvas que describen la influencia de los cuatro tipos de carga en los sistemas interactuantes E y W. Las curvas describen aproximadamente 150 combinaciones de las cuatro condiciones de carga con estructuras de diferente rigidez. La inclusión de tan grande número de gráficas tiene dos propósitos primarios:

1. Describir la relación de todos estos parámetros en forma gráfica y por lo tanto proveer al ingeniero con una representación visual de sus efectos, y
2. Suplir medios de evaluación de estructuras durante la etapa de diseño preliminar por presentar datos con un rango bastante amplio de valores de rigidez y cargas.

La efectividad de los muros de rigidez puede ser aprobada y los ajustes necesarios pueden hacerse antes de emprender la solución iterativa. La rigidez de muchas estructuras estará dentro del rango de las graficas; de aquí que los datos puedan usarse directamente para el diseño final en muchos casos prácticos.

#### 2.4.7 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS ESTRUCTURALES

Las estructuras básicas usadas en el análisis fueron separadas en dos sistemas resistentes, E y W, e interconectados como se recomienda en la Figura 2.4.2 (c). El símbolo,  $r_m$ , se usa para denotar la suma de las rigideces los muros de rigidez. Similarmente  $r_c$ , representa la suma de las rigideces de las columnas y  $r_t$  la suma de las rigideces de las vigas.

Las cantidades  $r_m/r_t$ , que es la razón de rigideces muro-columna y  $r_c/r_t$  la razón de rigideces columna-viga, se refieren a las condiciones del primer piso de la estructura.

Estos parámetros se usan para clasificar la relación entre la rigideces de los sistemas E y W. Por ejemplo una razón de rigideces columna-viga  $r_c/r_t=1$ , representa una estructura extremadamente rígida.

Para cualquier rigidez de columna dada, la rigidez de la estructura supuesta se reduce como esta relación se incrementa. Recíprocamente, la razón de rigideces muro-columna  $r_m/r_c = 5$ , describe un muro de corte delgado. Razones mayores indican muros que están incrementándose hasta llegar a ser rígidos.

En las gráficas están incluidas tres categorías de variaciones de la rigidez con la altura.

Las estructuras de la primera categoría tienen rigideces uniformes  $r_m$ ,  $r_c$  y  $r_t$  en toda su altura.

En la segunda categoría, las rigideces de muros y columnas se reducen linealmente a  $(1/3)r_m$  y  $(1/10)r_c$  en la azotea, mientras  $r_t$  permanece constante. En la tercera categoría, las proporciones de muros y columnas son las mismas que en la segunda, pero la rigidez de las vigas se reduce linealmente a la mitad en la azotea.

## 2.5 MARCO NORMATIVO

Los requisitos generales y suposiciones de diseño coinciden en la mayoría de los reglamentos, salvo algunas especificaciones que se extienden a considerar casos más específicos.

La Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto muestra algunas variaciones con respecto al código ACI-318-2008, sin embargo, nos limitaremos a referenciar el análisis, diseño y detallado según el código ACI-318-2008, sin omitir aspectos relevantes que cita nuestra Norma Técnica, ya que en nuestro medio nos rige.

Las referencias del código ACI-318-2008 serán colocadas al principio de cada apartado o temática considerada, la cual será siguiendo la secuencia del programa de análisis y diseño de edificios ETABS y al final, si es necesario, se referenciará según la Norma Técnica.

### 2.5.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

#### SECUENCIA DEL PROGRAMA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS ETABS

#### MENU DEFINE

##### 2.5.1.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES (MATERIAL PROPERTIES)

###### Tipos de materiales

Como materiales estructurales se reconocen dos tipos, los cuales son: Materiales orthotropic e isotropic.

***Materiales orthotrópicos:*** El tipo más común de material anisotropico es uno en el que los esfuerzos de corte actúan en los tres planos de referencia y no causa tensión normal. Son materiales cuya resistencia depende de la dirección en la cual se aplican las cargas.

**Materiales isotrópicos:** Son aquellos materiales que tienen iguales propiedades en todas las direcciones por lo que la resistencia no depende de la dirección en la que se aplican las cargas y son los más comúnmente usados para predecir el comportamiento lineal de materiales elásticos, entre estos materiales tenemos: El acero, el aluminio, el concreto, etc.

### **Propiedades mecánicas de los materiales**

Las propiedades mecánicas de los materiales deben ser determinadas mediante ensayos en laboratorio.

**Masa por unidad de volumen:** El Software toma este valor como la relación que existe entre el peso específico del material ( $\text{Kg/m}^3$ ) y la gravedad ( $\text{m/s}^2$ )

**Peso por unidad de volumen:** Peso específico del material considerado ( $\text{Kg/m}^3$ ).

8.5 Modulo de Elasticidad:

**8.5.1** El módulo de elasticidad,  $E_c$ , para el concreto puede tomarse como  $W_c^{1.5} 0.14\sqrt{f'_c}$  (en  $\text{Kg/cm}^2$ ), para valores de  $W_c$  comprendidos entre 1500 y 2500  $\text{kg/m}^3$ .

Para concreto de densidad normal,  $E_c$ , puede tomarse como  $15100\sqrt{f'_c}$ . (en  $\text{Kg/cm}^2$ )

**8.5.2** El módulo de elasticidad,  $E_s$ , para el acero de refuerzo no pre-esforzado puede tomarse como  $2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ .

**Relación de Poisson:** El coeficiente de Poisson  $\nu$ , nombrado en honor a Simeon Poisson, es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento

**Coefficiente de Expansión térmico:**  $\alpha$  [ $1/\text{K}$ ]: deformación térmica por grado de temperatura. Materiales isotrópicos: deformación volumétrica por grado.

**Modulo de Cortante:** El modulo de cortante es determinado utilizando la Ecuación 1.10 del libro Static And Dynamic Analysis Of Structures - E Wilson.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

A continuación se presentan valores aproximados acerca de las propiedades mecánicas de algunos materiales típicos de construcción.

**Tabla 2.5.1<sup>6</sup> Propiedades mecánicas aproximadas de materiales típicos**

Material	E Modulo de Young's Kgf/cm <sup>2</sup>	$\nu$ Relación de Poisson's	G Modulo de cortante Kgf/cm <sup>2</sup>	$\lambda$ Modulo de Bulk Kgf/cm <sup>2</sup>	$\alpha$ Coeficiente de expansión térmico X10 <sup>-6</sup>	w Weight Density Kgf/m <sup>3</sup>
Acero	2.03X10 <sup>6</sup>	0.30	780780	1171100	6.5	7800
Aluminio	700	0.33	262500	511000	13.0	2760
Concreto	280	0.20	116690	77000	6.0	2400
Mercurio	0	0.50	0	231000	-	14900
Agua	0	0.50	0	21000	-	1000
Agua <sup>7</sup>	0.063	0.4995	21	21000	-	1000

### 2.5.1.2 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (FRAME SECTION).

Pre-dimensionamiento de vigas: Este proceso se realiza para garantizar que los elementos estructurales (vigas) cumplan con los requerimientos mínimos establecidos por el código.

El Software no lleva a cabo ninguna revisión de las dimensiones mínimas de la sección y deja el espacio para que el estructurista aplique los códigos y su criterio ingenieril para cumplir con los requisitos.

<sup>6</sup> Table 2.5.1 es Tabla 1.1 del libro Static And Dynamic Analysis Of Structures - Edwar Wilson

<sup>7</sup> Estas son las propiedades aproximadas que pueden ser usadas en el agua en estado sólido.

**El código ACI-318 contiene lo siguiente.****9.5 Control de deflexiones**

Todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión debe diseñarse para una rigidez adecuada para limitar las deflexiones o deformaciones que puedan afectar desfavorablemente la resistencia de una estructura.

**9.5.1** Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

**9.5.2 Elementos reforzados en una dirección (no pre-esforzados)**

**9.5.2.1** Las alturas o espesores mínimos establecidos en la Tabla 2.3.2 deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.

**Tabla 2.5.2<sup>8</sup> Alturas o espesores mínimos de vigas no pre-esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones**

	Espesor mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

NOTAS: Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal ( $W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ ) y refuerzo grado 4200  $\text{Kg/cm}^2$ . Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

<sup>8</sup> Tabla 9.5(a) del Código ACI-318-2008

Para concreto liviano estructural de peso unitario  $W_C$  dentro del rango de 1500 a  $2\,000\text{ kg/m}^3$ , los valores de la tabla deben multiplicarse por  $(1.65 - 0.0003W_C)$ , pero no menos de 1.09.

Para  $f_y$  distinto de  $4200\text{ Kgf/cm}^2$ , los valores de esta tabla deben multiplicarse por  $(0.40 + f_y/700)$ .

### 2.5.1.3 ANÁLISIS Y CARGAS EN LAS ESTRUCTURAS

En el análisis de todos los miembros de una estructura, estos deberán diseñarse para resistir los efectos máximos de todas las cargas aplicables, para lo cual debe tenerse en cuenta las especificaciones del reglamento de construcción, donde se prescriben la naturaleza y magnitud de las cargas a que estará sometida la estructura.

Asimismo, en el diseño de toda estructura se debe aplicar el concepto de seguridad de las estructuras.

#### **Seguridad de las estructuras**

La resistencia de toda la estructura y en cualquiera de sus miembros, debe ser siempre mayor que la fuerza actuante en ella. Para ello es preciso que se tenga en cuenta todos los efectos de las cargas que especifica el reglamento y que son:

Acciones permanentes: Son las que actúan en una estructura en forma continua y cuya intensidad se calcula que varía muy poco con el tiempo. Por ejemplo: La carga muerta debida el peso de los materiales, estructura, instalaciones, peso de equipos que ocupen una posición fija, peso estimado de probable de futuros muros divisorios; Empuje estático de sólidos o líquidos de carácter permanente; los desplazamientos y deformaciones impuestos a la estructura.

Acciones Variables: Son las que actúan en una estructura con una intensidad que varía con el tiempo en forma significativa. Por ejemplo: La carga viva debido al peso de las personas, maquinaria no fija permanente y artículos diversos en un edificio; Las deformaciones y hundimientos diferenciales que con el tiempo tengan una intensidad

variable; los efectos de equipos y maquinaria que produzcan acciones dinámicas en la estructura debida a vibraciones, impacto y frenaje.

*Acciones accidentales:* Son las que actúan en una estructura con intensidades significativas, solamente durante cortos espacios de tiempo. Por ejemplo: Sismo debido a las acciones dinámicas o sus equivalentes estáticos.

### **Factores de amplificación de carga**

El reglamento determina que el factor de carga ( $F_c$ ), se aplique de la siguiente forma.

Se tomará un factor de 1.4 (1.2 en sección 9.2 *del ACI-318-2008*) donde intervengas acciones permanentes, por ejemplo el peso total de la estructura.

Se tomará un factor de 1.7 (1.6 en *ACI-318-2008*) para cargas variables, por ejemplo cargas vivas.

Para el diseño sísmico se deberá analizar el sismo en las dos direcciones ortogonales ( $F_c=1.0$  y  $0.30$ ) de la estructura, considerando todas las combinaciones posibles de ataque del sismo.

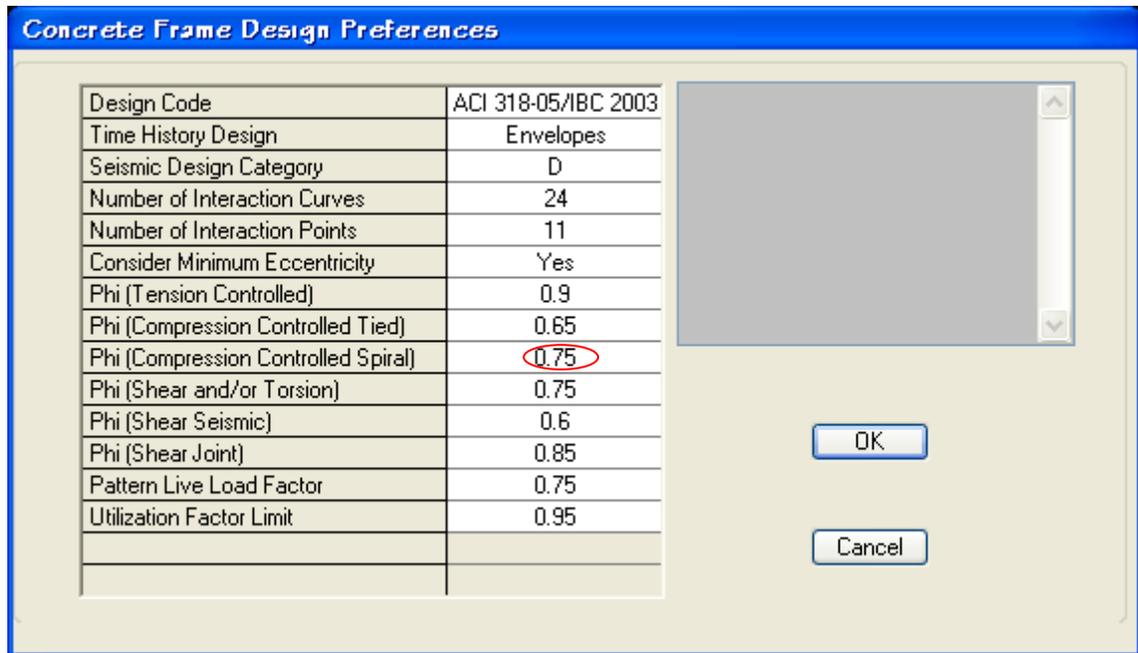
### **Factores de reducción de resistencia**

Debido a que la resistencia de una estructura es siempre mayor que la fuerza actuante, el reglamento especifica que las resistencias deben afectarse por un factor de reducción ( $F_r$ ), que tiene en cuenta la posibilidad de que se combinen ocasionalmente inexactitudes en los cálculos, inseguridad respecto a las cargas consideradas, mano de obra deficiente, variaciones en la resistencia de los materiales empleados, poca exactitud en las dimensiones de las secciones y poco control en la supervisión, son capaces de ocasionar reducciones de resistencia en los elementos estructurales diseñados. Por lo anterior se establece que las resistencias de diseño sean afectadas por factores de reducción.

## Resistencia de diseño

**9.3.1** La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del reglamento, multiplicada por los factores  $\phi$  de reducción de resistencia dados en 9.3.2, 9.3.4. y 9.3.5.

Para considerar los factores de reducción el programa, en la barra de herramientas de título, en el menú *options/preferences/concrete frame desing preferences*, se muestra el Cuadro 2.5. 1 en el cual se puede seleccionar el código que se pretende utilizar, y así modificar los factores de reducción descritos de 9.3.2 a 9.3.5.



Cuadro 2.5.1<sup>9</sup> Preferencias para el diseño de marcos de concreto

**9.3.2** El factor de reducción de resistencia,  $\phi$ , debe ser el dado en 9.3.2.1 a 9.3.2.7:

**9.3.2.1** Secciones controladas por tracción..... 0.90

<sup>9</sup> En el cuadro se ha seleccionado el Código ACI-318-2005 pero el valor (encerrado en circulo) que difiere con al ACI-318-2008 ha sido modificado de acuerdo a este último.

**9.3.2.2 Secciones controladas por compresión.**

Elementos con refuerzo en espiral.....	0.75
Otros elementos reforzados. ....	0.65

Para las secciones en las que la deformación unitaria neta a la tracción en el acero extremo en tracción en el estado de resistencia nominal,  $\varepsilon_t$ , se encuentra entre los límites para secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tracción, se permite que  $\phi$  aumente linealmente desde el valor correspondiente a las secciones controladas por compresión hasta 0.90, en la medida que  $\varepsilon_t$  aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión hasta 0.005.

**9.3.2.3 Cortante y torsión..... 0.75**

<b>9.3.2.4 Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de pos-tensado y modelos puntal-tensor).....</b>	<b>0.65</b>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------

**9.3.2.5 Zonas de anclaje de pos-tensado..... 0.85**

<b>9.3.2.6 Los modelos puntal-tensor y puntales, tensores, zonas de nodos y áreas de apoyo en esos modelos.....</b>	<b>0.75</b>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------

**9.3.4** Para estructuras que resisten los efectos sísmicos,  $E$ , por medio de pórticos especiales resistentes a momento o por medio de muros especiales de concreto reforzado,  $\phi$  debe modificarse de acuerdo con lo indicado en (a) hasta (c):

- a.** En cualquier elemento estructural que se diseñe para resistir  $E$ ,  $\phi$  para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas más críticas e incluyendo  $E$ ;
- b.** En diafragmas  $\phi$  para cortante no debe exceder el mínimo  $\phi$  para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario resistente a fuerzas laterales;

- c. En nudos y vigas de acople reforzadas en forma diagonal  $\phi$  para cortante debe ser 0.85.

**9.3.5** Los valores de  $\phi$  deben ser 0.55 para flexión, compresión, cortante y aplastamiento en concreto estructural simple.

### **Elementos sometidos a flexión y carga axial**

La flexión es un fenómeno frecuente en un elemento estructural (por ejemplo una viga) cargado simétricamente y apoyado de tal forma que no exista la posibilidad de un pandeo lateral torsional, aparece una flexión simple producida por las cargas, cuando esto sucede el problema es sencillo a tal grado que el momento flector es resistido por los esfuerzos internos de la viga.

Cuando las cargas son aplicadas en un elemento estructural, de forma longitudinal (carga axial), se considera como columna, y para estudiarlas con mayor claridad las clasificaremos de acuerdo a la carga, forma de estar armadas y en relación a su esbeltez.

*Si atendemos a la posición de la carga con respecto al eje de la columna*, se divide en columnas sometidas a carga axial y columnas cargadas excéntricamente (Sección 10.3.7 ACI-318-2008).

*Si atendemos a la forma de estar armadas*, las clasificaremos en columnas estribadas y columnas con espiral.

## **7.10 Refuerzo transversal para elementos a compresión**

**7.10.1** El refuerzo transversal de elementos a compresión debe cumplir con las disposiciones de 7.10.4 y 7.10.5.

### **7.10.4** Espirales

El refuerzo en espiral para elementos a compresión debe cumplir con la cuantía volumétrica  $\rho_s$ , la cual no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad \text{Ecuación 10.5}$$

donde el valor de  $f_{yt}$  a usar en la ecuación (10-5) no debe ser mayor de 7000 Kgf/cm<sup>2</sup>. Para  $f_{yt}$  mayor de 4200 Kgf/cm<sup>2</sup>.

y lo siguiente:

**7.10.4.1** Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.

**7.10.4.2** Para elementos construidos en obra, el diámetro de barra utilizada en espirales no debe ser menor de la #3.

**7.10.4.3** El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no debe exceder de 8.0 cm ni ser menor de 2.5 cm.

**7.10.4.4** El anclaje de la espiral debe consistir en 1.5 vueltas adicionales de la barra o alambre en cada extremo de la espiral.

**7.10.5** Estribos: Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

**7.10.5.1** Todas las barras no pre-esforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos No. 3, para barras longitudinales No. 10 o menores; y No. 4 como mínimo, para barras longitudinales No. 11, No. 14 y No. 18 y paquetes de barras.

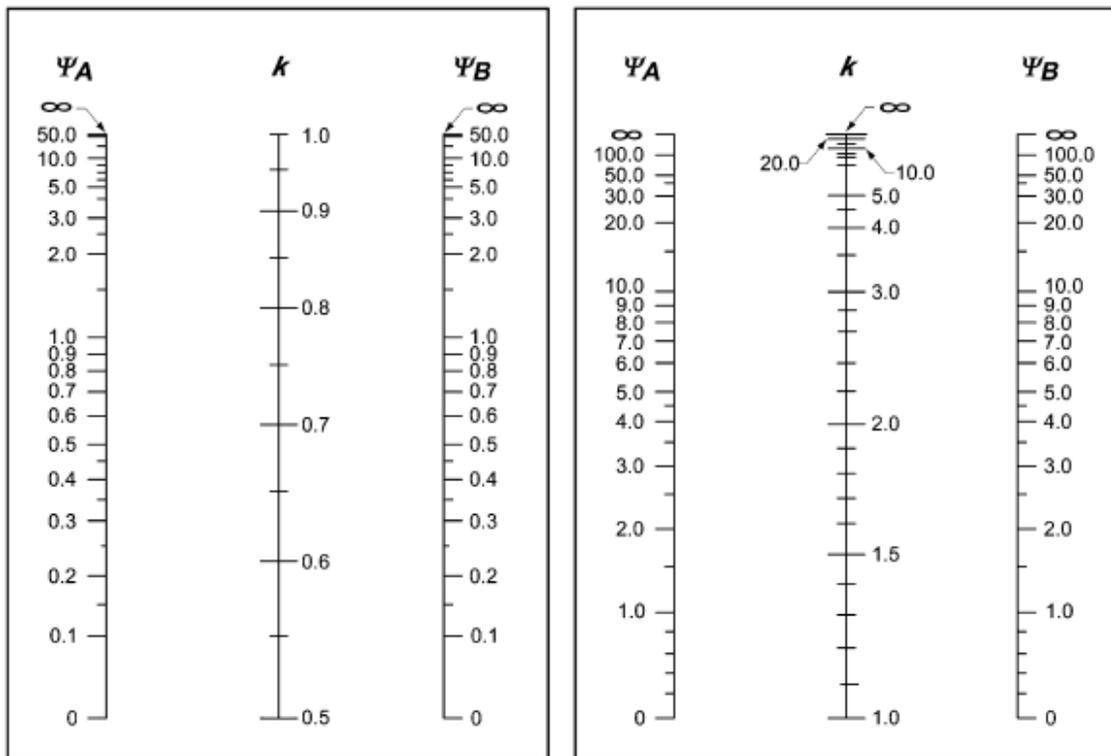
**7.10.5.2** El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.

**7.10.5.3** Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135°, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras

longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

**7.10.5.4** La distancia vertical entre los estribos de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o el refuerzo horizontal más bajo de la losa o ábaco superior, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre estribos.

*Si atendemos a su esbeltez*, el programa la limita a 200 ( $kl/r = 200$ ), donde  $K$  se determina de acuerdo a las condiciones de apoyo,  $l$ , la longitud libre y  $r$  el radio de giro mínimo de la columna, en caso de que no haya un factor de longitud efectiva definido, se debe usar el Nomograma mostrado en la Fig. 2.5.1.1



a. Pórticos arriostrados

b. Pórticos no arriostrados

Fig. 2.5.1 Factores de longitud efectiva,  $k$

### **10.10 Efectos de esbeltez en elementos a compresión**

**10.10.1** El diseño de elementos a compresión, vigas de arriostramiento, y otros elementos de apoyo debe estar basado en las fuerzas y momentos mayorados obtenidos a partir de un análisis de segundo orden considerando la no linealidad del material y el agrietamiento, así como también los efectos de la curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción y flujo plástico, y la interacción con la cimentación. Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis no deben apartarse más del 10 % de las dimensiones mostradas en los planos de construcción, de lo contrario debe repetirse el análisis.

Las disposiciones del Capítulo 10 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a cargas de flexión ó axiales, o a la combinación de cargas de flexión y axiales (flexo-compresión).

### **10.3 Principios y requisitos generales**

**10.3.6** La resistencia axial de diseño  $\phi P_n$  de elementos en compresión no debe tomarse mayor que  $\phi P_{n,max}$  calculado usando la ecuación (10-1) ó (10-2).

**10.3.6.1** Para elementos no pre-esforzados con refuerzo en espiral que cumplan con 7.10.4.

$$\phi P_{n(max)} = 0.85\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad \text{Ecuación 10.1}$$

**10.3.6.2** Elementos no pre-esforzados con estribos que cumplan con 7.10.5

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad \text{Ecuación 10.2}$$

**10.3.6.3** Para elementos pre-esforzados, la resistencia axial de diseño,  $\phi P_n$ , no debe tomarse mayor que 0.85 (para elementos con refuerzo en espiral) ó 0.80 (para elementos con estribos) de la carga axial de diseño con excentricidad nula  $\phi P_o$ .

**10.3.7** Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La fuerza axial

mayorada  $P_u$ , a una excentricidad dada, no debe exceder de la dada en 10.3.6. El momento máximo mayorado  $M_u$  debe incrementarse por los efectos de esbeltez.

### 10.5 Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

**10.5.1** En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el  $A_s$  proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s,min} = \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \text{Ecuación 10.3}$$

pero no menor a  $\frac{14}{f_y} b_w d$

Cuando el programa ETABS realiza el diseño, de todos los elementos estructurales del edificio, determina el armado requerido de acuerdo al análisis estructural, lo revisa y si este es menor que el mínimo, le asigna el valor que resulta de la Ecuación 10.3 si es un elemento sometido a flexión.

Para el caso de las columnas realiza el mismo procedimiento, en caso de que el requerido sea menor, se establece una cuantía mínima de  $\rho = 0.01$  veces el área gruesa de la columna. El rango de cuantía de nuestra Norma Técnica es  $0.01 \leq \rho \leq 0.06$  (Sección 8.9.1), el del código ACI-318-2008 es  $0.01 \leq \rho \leq 0.08$  (Sección 10.9.1).

## CAPÍTULO 11 CORTANTE (ACI-318-2008)

Cuando la flexión en un elemento es biaxial, las componentes de carga (una en el eje principal y otra en el plano del eje menor), son perpendiculares a su eje neutro, lo que origina que la resultante de cargas al no pasar por el centro de cortante el elemento estructural se encuentra sometido a esfuerzos de torsión.

Es común, en estructuras de concreto reforzado, la existencia de acciones torsionantes en combinación casi siempre con fuerzas de flexión, cortante y carga axial, debido con frecuencia a vigas cargadas fuera de su plano longitudinal de simetría,

voladizos, etc. (torsión primaria) o bien a la continuidad entre sus miembros estructurales, o también vigas curvas.

### **11.1 Resistencia al cortante**

**11.1.1** El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe basarse en

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación 11.1}$$

donde  $V_u$  es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y  $V_n$  es la resistencia nominal al cortante calculada mediante

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 11.2}$$

donde  $V_c$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, calculada de acuerdo con 11.3, 11.4, u 11.12 y  $V_s$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante calculada de acuerdo con 11.5.

**11.1.1.1** Al determinar  $V_n$ , debe considerarse el efecto de cualquier abertura en los elementos.

### **11.3 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no pre-esforzados**

**11.3.1**  $V_c$  debe calcularse según las disposiciones de *11.3.1.1 a 11.3.1.3*.

**11.3.1.1** Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = (0.53\sqrt{f'_c})b_w d \quad \text{Ecuación 11.3}$$

**11.3.1.2** Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) (\sqrt{f'_c})b_w d \quad \text{Ecuación 11.4}$$

La cantidad  $N_u/A_g$  debe expresarse en  $\text{Kg/cm}^2$ .

**11.3.1.3** Para elementos sometidos a tracción axial significativa,  $V_c$  debe tomarse como cero.

## **11.5 Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante**

### **11.5.1** Tipos de refuerzo de cortante

**11.5.1.1** Se permite refuerzo para cortante consistente en:

- a. Estribos perpendiculares al eje del elemento
- b. Refuerzo electro-soldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- c. Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.

**11.5.1.2** Para elementos no pre-esforzados, se permite que el refuerzo para cortante también consista en:

- a. Estribos que formen un ángulo de  $45^\circ$  o más con el refuerzo longitudinal por tracción.
- b. Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de  $30^\circ$  o más con el refuerzo longitudinal de tracción.
- c. Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.

**11.5.2** Los valores de  $f_y$  y  $f_{yt}$  usados en el diseño del refuerzo para cortante no debe exceder  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ , excepto que el valor no debe exceder  $5600 \text{ Kg/cm}^2$  para refuerzo electro-soldado de alambre corrugado.

### **11.5.6** Refuerzo mínimo de cortante

**11.5.6.1** Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (pre-esforzado y no pre-esforzado) donde  $V_u$  exceda  $0.5\phi V_c$ .

**11.5.6.3** Cuando se requiera refuerzo para cortante, de acuerdo con 11.5.6.1. o por análisis y cuando 11.6.1 permita que la torsión sea despreciada,  $A_{v,min}$ , para elementos pre-esforzados (excepto en lo previsto por 11.5.6.4) y no pre-esforzados se debe calcular mediante:

$$A_{v,min} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \text{Ecuación 11.13}$$

### 11.5.7 Diseño del refuerzo para cortante

**11.5.7.1** Donde  $V_u$  excede  $\phi V_c$  el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones (11-1) y (11-2), donde  $V_s$  debe calcularse de acuerdo con 11.5.7.2 a 11.5.7.9.

**11.5.7.2** Donde se utilice refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} s d}{s} \quad \text{Ecuación 11.15}$$

Donde  $A_v$  es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento  $s$ .

**11.5.7.3** Donde se usen estribos circulares, estribos cerrados de confinamiento o espirales como refuerzo para cortante,  $V_s$  debe calcularse usando la ecuación (11-15), donde  $d$  se define en 11.3.3 para elementos circulares y  $A_v$  debe tomarse como dos veces el área de la barra en una estribo circular, estribo cerrado de confinamiento, o espiral con un espaciamiento  $s$ ,  $f_{yt}$  es la resistencia a la fluencia especificada del estribo circular, estribo cerrado de confinamiento o espiral y  $s$  se mide en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

**11.5.7.4** Donde se utilicen estribos inclinados como refuerzo para cortante:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (s \sin \alpha + c \cos \alpha) d}{s} \quad \text{Ecuación 11.16}$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento, y  $s$  se mide en la dirección paralela al eje longitudinal.

**11.5.7.5** Donde el refuerzo para cortante consiste en una barra individual ó en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y s \sin \alpha \leq 0.80 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{Ecuación 11.17}$$

**11.5.7.6** Donde el refuerzo para cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo,  $V_s$  se debe calcular por medio de la ecuación (11-16).

**11.5.7.7** Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal que esté doblada se pueden considerar efectivas como refuerzo para cortante.

**11.5.7.8** Donde se emplee más de un tipo de refuerzo para cortante para reforzar la misma porción de un elemento,  $V_s$  debe calcularse como la suma de los valores calculados para los diversos tipos de refuerzo para cortante.

**11.5.7.9**  $V_s$  no debe considerarse mayor que:  $\frac{2}{3}\sqrt{f'_c} b_w d$

## **2.5.2 ANALISIS Y DISEÑO DE PAREDES DE MAMPOSTERIA DE BLOQUES DE CONCRETO CON REFUERZO INTEGRAL.**

### **2.5.2.1 GENERALIDADES**

El diseño de mampostería reforzada está basado en los principios del método de diseño elástico. La mampostería soporta los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. En zonas sísmicas como la nuestra sólo se permite el uso de mampostería reforzada porque el acero hace que la estructura se comporte de una manera dúctil cuando tiene que soportar fuerzas sísmicas. El refuerzo cambia la falla en la mampostería de ser frágil a dúctil. Esto es similar al comportamiento de las estructuras de concreto reforzado, las cuales pueden ser modeladas, analizadas y diseñadas en el Software ETABS.

El programa ETABS no diseña mampostería reforzada, solo diseña paredes de concreto reforzado, pero análogamente se mostrará un diseño equivalente que permite diseñar la mampostería reforzada cambiando las propiedades de los materiales, y adecuando las características geométricas de las secciones de las paredes.

Además, el programa utiliza como método de diseño los principios del método de resistencia última, aplicando para este, reglamentos internacionales como el A.C.I., U.B.C., etc. Por lo cual, utilizaremos como base solamente para el diseño el reglamento UBC 97.

Hay tres tipos de diseño de secciones de paredes disponible en el programa. Los cuales son: Reforzamiento uniformemente distribuido, Reforzamiento general y el simplificado. Sección de pared T y C también llamado tensión-compresión.

***Métodos para el diseño de paredes:***

**a) Tensión-Compresión:** Solo diseña los extremos de borde, determinando la longitud de borde de la pared y su armadura por flexión de borde, además diseña la sección completa al corte. El diseño esta basado en esfuerzos de un plano bidimensional.

**b) Armadura uniformemente distribuida:** Diseño por flexión y al corte para toda la sección. Además permite comparar la armadura longitudinal propuesta por el usuario con la calculada por el programa. El diseño está basado en el diagrama de interacción tridimensional.

**c) Armadura General:** Diseño por flexión y al corte para toda la sección. Se pueden crear secciones diferentes con armadura irregular. Además permite comparar la armadura propuesta por el usuario con la calculada por el programa. El diseño está se basado en el diagrama de interacción tridimensional.

\*Para los dos últimos casos se puede chequear Demanda vrs Capacidad de la sección, donde este factor es un indicador de las condiciones de esfuerzo de la pared con respecto a su capacidad, basado en el diagrama de interacción tridimensional.

**2.5.2.2 Método de esfuerzos permisibles.**

La Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería solamente presenta el método de diseño por esfuerzos permisibles o método elástico. Los Códigos mas recientes de otros países presentan como alternativa el método de diseño por resistencia última, en el cuál se trabaja con cargas factoradas y resistencias nominales de los materiales.

La Norma técnica de Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería presenta las siguientes ecuaciones para diseño:

Para compresión axial:

Se asume una distribución uniforme de los esfuerzos de compresión axial en la mampostería  $f_a = \frac{P}{A_n}$

Para flexión:

Para elementos cuya zona compresión sea de sección rectangular:

1. Esfuerzo de compresión debido a la flexión en la mampostería:

$$f_b = \frac{2M}{bd^2jk}$$

Esfuerzo de tensión en el refuerzo longitudinal:

$$f_s = \frac{M}{A_sjd} \quad \therefore \quad A_s = \frac{M}{f_sjd}$$

2. Coeficientes de diseño:

$$k = \sqrt{\rho n^2 + 2\rho n} - \rho n \quad \text{ó}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_b}}$$

$$j = 1 - (k/3)$$

Donde:

$j$  : coeficiente que define la distancia entre C y T como  $jd$ .

$k$  : Coeficiente que define la profundidad del bloque de esfuerzo de compresión,  $kd$ , y es la localización del eje neutro de la sección.

$n$ : relación del modulo de elasticidad del acero al de la mampostería.

$d$ : peralte efectivo.

Para Flexocompresión:

Los elementos sujetos a flexión y carga axial deberán cumplir la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Cuando se incluyen fuerzas debidas a carga lateral como sismo o viento la ecuación de interacción es la siguiente:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

Para cortante:

El esfuerzo cortante actuante se calcula como:

$$f_v = \frac{V_{dise\tilde{n}o}}{b_j d}$$

En donde la fuerza cortante de diseño  $V_{dise\tilde{n}o}$  es 1.5 veces la fuerza cortante sísmica actuando sobre la pared.

Si:

$f_v \leq F_v$  se deberá proporcionar refuerzo por cortante mínimo

$f_v > F_v$  se deberá diseñar refuerzo por cortante.

El área de acero por cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{S * V_{dise\tilde{n}o}}{f_s * d}$$

Solo el área neta de la pared paralela a la fuerza cortante se considera que toma el cortante.

Las ecuaciones proporcionadas por la norma técnica llevan el cálculo del área de acero vertical considerado únicamente el efecto de la flexión,  $A_s = \frac{M}{f_s * j d}$

Este enfoque ignora el efecto de la carga axial en el esfuerzo de tensión en el acero. Una solución más refinada sería haciendo un análisis de la pared sometida simultáneamente a la fuerza axial de compresión y al momento en el plano.

### 2.5.2.3 MÉTODO DE RESISTENCIA ÚLTIMA.

Como ya se dijo anteriormente la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería solo presenta el método elástico, por lo que para el método de resistencia última consideraremos la sección 2108 del UBC

**2108.2.5.3. Diseño por resistencia última.** El diseño por resistencia última provee para la sección transversal de la pared de cortante en términos fuerza axial, el cortante y el momento serán estimados como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia aplicable  $\Phi$  especificado en la sección 2108.1.4.3.

Diseño de pared para cargas en el plano

#### 1. Carga axial y carga axial con flexión: $\phi = 0.65$

Para paredes con refuerzo simétrico, en el cuál  $f_y$  No excede 60,000 psi. (4200 kg/cm<sup>2</sup>) El valor de  $\phi$  puede ser linealmente aumentado a 0.85 como el valor de  $\phi$   $p_n$  disminuye de  $0.10f'_m A_e$  o  $0.25p_b$  a cero.

Para paredes sólidas con concreto fluido, el valor de  $p_b$  podría ser calculado por la formula (8-10)

$$p_b = 0.85f'_m b a_b \quad \text{Ecuación 8-10}$$

Donde:

$$a_b = 0.85d \left( \frac{e_{mu}}{e_{mu} + \frac{f_y}{E_s}} \right) \quad \text{Ecuación 8-11}$$

#### 2. Cortante $\phi = 0.60$

El valor de  $\phi$  podría ser 0.80 Para cualquier pared de cortante cuando su resistencia nominal al corte excede el cortante correspondiente al desarrollo de su resistencia nominal por flexión para combinación de carga factorizada.

### 2108.2.1.2 Suposiciones de diseño.

La máxima deformación utilizable  $e_{mu}$ , en la fibra extrema de compresión de la mampostería será:

$e_{mu} = 0.003$  para diseño de vigas, pilastras, columnas y paredes.

### 2108.2.5 Diseño de pared para cargas en el plano

#### 1. General.

Los requisitos de esta sección son para el diseño de paredes para cargas en el plano.

El valor de  $f'm$  no será menor de 1,500 psi (105 kg/cm<sup>2</sup>) ni mayor que 4,000 psi (280 kg/cm<sup>2</sup>).

#### 2. Refuerzo

El refuerzo estará en conformidad con lo siguiente:

1. El refuerzo mínimo estará provisto en conformidad con la sección 2106.1.12.4, artículo 2.3, para todas las áreas sísmicas usando este método de análisis.
2. Cuando el modo de falla de la pared de cortante es la flexión, la resistencia nominal a flexión de la pared de cortante estará por lo menos 1.8 veces el momento de agrietamiento de resistencia de una pared completamente llena de concreto fluido o 3.0 veces el momento de agrietamiento de resistencia de una pared parcialmente llena de concreto fluido de la ecuación (8-39)
3. La cantidad de refuerzo vertical no será menos de la mitad del refuerzo horizontal.
4. Un espaciamiento del refuerzo horizontal dentro de la región definida en la sección 2108.2.5.5, artículo 3, no excederá tres veces el espesor nominal de la pared ni 24 pulgadas.

## 2108.2.5.4 Resistencia axial

La resistencia axial nominal de la pared de cortante que soporta cargas axiales sólo se calculará por la fórmula (8-43).

$$P_o = 0.85f'_m (A_e - A_s) + f_y A_s \quad \text{Ecuación 8-43}$$

El diseño de resistencia axial proporcionada por la sección transversal de la pared de esfuerzo al corte satisfará la fórmula (8-44).

$$P_u \leq 0.80\phi P_o \quad \text{Ecuación 8-44}$$

## 2108.2.5.5 Resistencia al cortante.

La resistencia al corte será como sigue:

1. La resistencia cortante nominal será determinada por cualquier artículo siguiente 2 o 3. La máxima resistencia nominal cortante estará determinada por la tabla 21-J.
2. La resistencia al cortante nominal de la pared de corte será determinada por la fórmula (8-45), excepto como se provee en artículo 3 de abajo.

$$V_n = V_m + V_s \quad \text{Ecuación 8-45}$$

Donde

$$V_m = C_d + A_{mv} (f'_m)^{1/2} \quad \text{Ecuación 8-46}$$

y

$$V_s = A_{mv} P_n f_y \quad \text{Ecuación 8-47}$$

3. Para una pared de cortante cuya resistencia nominal al corte excede el cortante correspondiente al crecimiento de su resistencia nominal a la flexión, existirán dos regiones de cortante.

Para todas las secciones transversales dentro de la región definida por la base de la pared de cortante y un plano en una distancia  $L_w$ , por encima de la base de la pared de cortante, la resistencia nominal al corte será determinada de Formula (8-48).

$$V_s = A_{mv} P_n f_y \quad \text{Ecuación 8-48}$$

La resistencia al corte requerida para esta región se calculará a una distancia  $L_w/2$ , por encima de la base de la pared de cortante, pero no excederá la mitad de la altura del entrepiso.

*2108.2.5.6 Miembros de Borde.*

Los miembros de borde serán como sigue:

1. Los miembros de borde serán previstos en los bordes de las paredes de cortante cuando la deformación por compresión en la pared exceden 0.0015. La deformación será determinada usando factores de fuerza y  $R_w$  igual a 1.5.
2. El largo mínimo del miembro de borde será tres veces el espesor de la pared, pero incluirá todas las áreas donde la deformación por compresión según la sección 2108.2.6.2.7 es mayor que 0.0015
3. El refuerzo lateral serán previstos por los elementos de límite. El refuerzo lateral tendrá un mínimo de varilla No. 3 en un espaciamiento máximo de 8 pulgadas en el centro del concreto fluido o el confinamiento equivalente que puede ser desarrollada una deformación ultima por compresión de la mampostería de por lo menos 0.006.

## 2.6 TEORÍA DE ELEMENTOS FINITOS

### 2.6.1 INTRODUCCIÓN

El método de los elementos finitos es una poderosa herramienta de análisis y diseño que tiene muy importantes aplicaciones en la resolución de diferentes tipos de problemas en diversas áreas de la ingeniería, y que se basa en dividir una región compleja, objeto del estudio, en formas geométricas más simples.

Aunque el método de los elementos finitos no suele abordarse en cursos de nivel de una licenciatura, es un hecho que en las últimas décadas se han desarrollado programas comerciales basados en este método, que además de poseer un alto grado de sofisticación en lo que se refiere a la entrada, procesamiento y salida de información, están cada vez más al alcance de cualquier ingeniero, lo que hace cada vez más importante que al menos se conozcan algunas generalidades del método.

### 2.6.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES

#### 2.6.2.1 Definiciones y Notación.

Con referencia a la figura 2.6.1, se definen en este contexto los siguientes parámetros:

**V:** Volumen de un cuerpo elástico tridimensional **C**

**S:** Superficie del cuerpo **C**.

**r:** Vector posición de un punto **P** del cuerpo **C**.

$$\mathbf{r} = [x \ y \ z]^T \quad \text{Ecuación 2.6.1}$$

**x, y, z** son las coordenadas del punto **P** con respecto a un sistema de referencia fijo.

**δ:** Vector desplazamiento del punto **P**.

$$\boldsymbol{\delta} = [u \ v \ w]^T \quad \text{Ecuación 2.6.2}$$

**f:** Vector de fuerzas por unidad de volumen.

$$\mathbf{f} = [f_x \ f_y \ f_z]^T \quad \text{Ecuación 2.6.3}$$

**T:** Vector de fuerzas por unidad de área en la superficie.

$$\mathbf{T} = [T_x \ T_y \ T_z]^T \quad \text{Ecuación 2.6.4}$$

**P<sub>1</sub>** Vector fuerza concentrada en un punto **i**.

$$\mathbf{P} = [P_{xi} \ P_{yi} \ P_{zi}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.5}$$

En determinadas situaciones, las cargas concentradas se traducen a fuerzas distribuidas sobre áreas pequeñas, pero finitas.

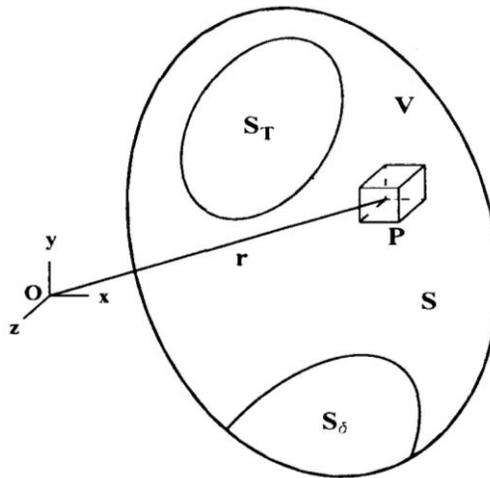


Fig. 2.6.1 Esquema de un sólido elástico.

Comentarios y Notas.

*Aunque los esfuerzos y las deformaciones en un punto P suelen representarse por matrices simétricas de 3x3, aquí, por razones de conveniencia, serán representados por vectores que contienen a los respectivos seis componentes independientes, como sigue.*

**σ:** Vector de esfuerzos en el punto **P**.

$$\boldsymbol{\sigma} = [\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.6}$$

**ε:** Vector de deformación es en el punto **P**.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = [\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_z \ \varepsilon_{xy} \ \varepsilon_{yz} \ \varepsilon_{zx}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.7}$$

en donde:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} & \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} & \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} & \gamma_{zx} &= \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 2.6.8}$$

Comentarios y Notas.

*En los casos más comunes de elasticidad, se distinguen dos tipos de condiciones de frontera en la superficie S de un cuerpo tridimensional: condiciones de desplazamiento y condiciones de carga.*

**S<sub>δ</sub>**: Parte de la superficie S en donde se especifican los desplazamientos.

(No necesariamente nulos).

**S<sub>T</sub>**: Parte de la superficie S en donde se especifican las fuerzas por unidad de superficie o las cargas concentradas (las cuales se traducen a fuerzas por unidad de superficie en áreas pequeñas pero finitas).

### 2.6.2.2 Principio de los Trabajos Virtuales.

Considérese un sólido elástico en equilibrio bajo unas condiciones de frontera **S<sub>δ</sub>** y sometido a la acción de un sistema de fuerzas **SF**, consistente en fuerzas por unidad de volumen **f**, fuerzas por unidad de superficie **T**, y fuerzas concentradas **P<sub>i</sub>**, que produce en cada punto del cuerpo unos desplazamientos **u**, unos esfuerzos **σ**, y unas deformaciones.

Supóngase después que se producen unos desplazamientos virtuales **ψ** que respetan las condiciones de desplazamiento en la frontera especificadas para el sólido considerado, y que en cada punto están dados por:

$$\boldsymbol{\psi} = [\psi_x \quad \psi_y \quad \psi_z]^T \quad \text{Ecuación 2.6.9}$$

A estos desplazamientos virtuales corresponderán deformaciones virtuales, **ε<sup>ψ</sup>**, que serán representadas de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^\psi = [\varepsilon^{\psi_x} \quad \varepsilon^{\psi_y} \quad \varepsilon^{\psi_z} \quad \gamma^{\psi_{xy}} \quad \gamma^{\psi_{yz}} \quad \gamma^{\psi_{zx}}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.10}$$

Sobre la base de las ecuaciones 2.6.8, las relaciones entre los desplazamientos y las deformaciones virtuales pueden expresarse como sigue:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x^\psi &= \frac{\partial \psi_x}{\partial x} & \varepsilon_y^\psi &= \frac{\partial \psi_y}{\partial y} & \varepsilon_z^\psi &= \frac{\partial \psi_z}{\partial z} \\ \gamma_{xy}^\psi &= \frac{\partial \psi_x}{\partial y} + \frac{\partial \psi_y}{\partial x} & \gamma_{yz}^\psi &= \frac{\partial \psi_y}{\partial z} + \frac{\partial \psi_z}{\partial y} & \gamma_{zx}^\psi &= \frac{\partial \psi_z}{\partial x} + \frac{\partial \psi_x}{\partial z} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 2.6.11}$$

Se utiliza el término **virtual** para indicar que el agente que produce el movimiento consistente en los desplazamientos  $\boldsymbol{\psi}$  y las correspondientes deformaciones compatibles  $\boldsymbol{Y}$ , es totalmente ajeno al sistema de fuerzas  $\mathbf{SF}$  que mantiene en equilibrio al cuerpo, y por tanto puede concebirse que tales desplazamientos y deformaciones son causados por otro sistema de fuerzas, por un cambio de temperatura, o pueden ser simplemente arbitrarios, aunque siempre compatibles. Se demuestra que en este movimiento virtual el trabajo externo que realizan las fuerzas exteriores  $\mathbf{f}$ ,  $\mathbf{T}$  y  $\mathbf{P}_i$ , es igual al trabajo interno que realizan los esfuerzos internos  $\boldsymbol{\sigma}$ .

El trabajo virtual externo,  $\mathbf{W}_E$ , se obtiene multiplicando la magnitud de las fuerzas exteriores, por los desplazamientos  $\boldsymbol{\psi}$  correspondientes a sus puntos de aplicación, lo cual implica una integral en el volumen del sólido en el caso de las fuerzas por unidad de volumen  $\mathbf{f}$ ; una integral en la superficie del sólido en el caso de las fuerzas por unidad de superficie  $\mathbf{T}$ , y una sumatoria en el caso de las fuerzas concentradas. Esto es:

$$W_E = \iiint_V \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{f} dV + \iint_S \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{T} dS + \sum \boldsymbol{\psi}_i^T \cdot \mathbf{P}_i \quad \text{Ecuación 2.6.12}$$

El trabajo virtual interno,  $\mathbf{W}_I$ , se obtiene por su parte, sumando en cada elemento diferencial de volumen el trabajo que realizan los esfuerzos  $\boldsymbol{\sigma}$ , producidos por el sistema de fuerzas  $\mathbf{SF}$ , debido al apareamiento de las deformaciones  $\boldsymbol{\varepsilon}^\psi$ , impuestas por el agente

virtual. Así por ejemplo, y haciendo referencia a la figura 2.6.2, el trabajo realizado por el esfuerzo  $\sigma_x$ , será:

$$\sigma_x \times dy dz \times \varepsilon_x^v dx = \sigma_x \varepsilon_x^v dV$$

$$\tau_{xy} \times dy dz \times \alpha^v dx + \tau_{yx} \times dx dz \times \beta^v dy = \tau_{xy} (\alpha^v + \beta^v) dV = \tau_{xy} \gamma_{xy}^v dV$$

y los producidos por los esfuerzos  $\tau_{xy}$  y  $\tau_{yx}$ :

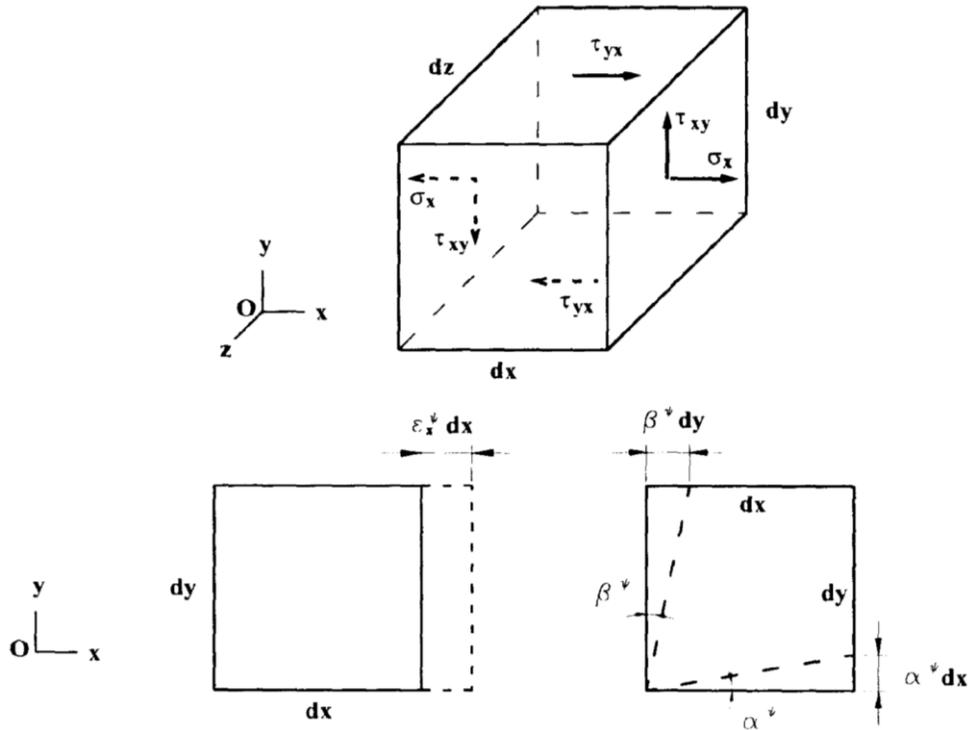


Fig. 2.6.2 Esfuerzos producidos por el sistema de fuerzas SF y deformaciones virtuales.

Al proceder de manera análoga con el resto de los esfuerzos del elemento diferencial se tiene:

$$W_l = \iiint_V (\sigma_x \varepsilon_x^v + \sigma_y \varepsilon_y^v + \sigma_z \varepsilon_z^v + \tau_{xy} \gamma_{xy}^v + \tau_{yz} \gamma_{yz}^v + \tau_{zx} \gamma_{zx}^v) dV \quad \text{Ecuación 2.6.13}$$

y de acuerdo a la notación antes presentada:

$$W_l = \iiint_V \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^v dV \quad \text{Ecuación 2.6.14}$$

El principio de los trabajos virtuales, identificado a partir de aquí por **PTV**, establece entonces lo siguiente:

$$\iiint_V \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^\Psi dV - \iiint_V \boldsymbol{\Psi}^T \cdot \mathbf{f} dV - \iint_S \boldsymbol{\Psi}^T \cdot \mathbf{T} dS - \sum \boldsymbol{\Psi}_i^T \cdot \mathbf{P}_i = 0 \quad \text{Ecuación 2.6.15}$$

### 2.6.2.3 Elasticidad Plana.

En un caso general, las relaciones entre esfuerzos y deformaciones dentro de un sólido elástico, se expresan a través de las **Leyes de Hooke Generalizadas** o a través de las **Ecuaciones de Lamé**, las cuales se presentan a continuación en consistencia con la notación adoptada.

#### Leyes de Hooke Generalizadas.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad \text{Ecuación 2.6.16a}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad \text{Ecuación 2.6.16b}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad \text{Ecuación 2.6.16c}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad \text{Ecuación 2.6.16d}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad \text{Ecuación 2.6.16e}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad \text{Ecuación 2.6.16f}$$

en donde **E** es el módulo de elasticidad y **μ** el módulo de Poisson del material, y **G** es el módulo de rigidez del material dado por:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad \text{Ecuación 2.6.16g}$$

**Ecuaciones de Lamé.**

$$\sigma_x = \lambda e + 2G \varepsilon_x \quad \text{Ecuación 2.6.17a}$$

$$\sigma_y = \lambda e + 2G \varepsilon_y \quad \text{Ecuación 2.6.17b}$$

$$\sigma_z = \lambda e + 2G \varepsilon_z \quad \text{Ecuación 2.6.17c}$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad \text{Ecuación 2.6.17d}$$

$$\tau_{yz} = G \gamma_{yz} \quad \text{Ecuación 2.6.17e}$$

$$\tau_{zx} = G \gamma_{zx} \quad \text{Ecuación 2.5.17f}$$

Expresiones en las que:

$$e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad \text{Ecuación 2.6.17g}$$

$$\lambda = \frac{\mu E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \quad \text{Ecuación 2.6.17h}$$

Existen muchos casos en los que la geometría, sistema de fuerzas actuante y condición de sujeción de un sólido elástico, hacen que las matrices de esfuerzos y deformaciones sean idénticas en planos paralelos, lo cual permite realizar el análisis en un espacio bidimensional, y comúnmente se identifican como **Estados de Elasticidad Plana**.

Dentro de los estados de elasticidad plana se distinguen dos casos, el de **Deformación Plana** y el de **Esfuerzo Plano**, los cuales se detallan a continuación considerando que el plano de análisis coincide con los ejes coordenados **x, y**.

**2.6.2.4 Generalidades del Método de los Elementos Finitos.**

El método de los elementos finitos se ha convertido en una poderosa herramienta de solución numérica a problemas complejos que se presentan en diversas áreas de la ingeniería.

Las aplicaciones del método de los elementos finitos se presentan comúnmente en el análisis de esfuerzos y deformaciones en varios tipos de estructuras, y aunque fue precisamente en el área de los sólidos y de las estructuras en donde se originó, sus aplicaciones se extienden al análisis de flujos de calor y de fluidos, al estudio de problemas de filtración de aguas en suelos, etc.

Con este método y los avances tecnológicos, particularmente los relacionados con las computadoras y los sistemas CAD, es posible modelar problemas muy complejos con una pasmosa facilidad, lo cual puede convertirse en una herramienta estéril, y hasta peligrosa, si no se entiende la teoría básica del método.

Desde un punto de vista muy general, en el método de los elementos finitos una región de forma compleja que define un medio continuo, se divide (**discretiza**) en formas geométricas simples (**la forma obedece a diferentes criterios y/o conveniencias**), denominadas precisamente elementos finitos. Las características particulares del medio (**como pueden ser las propiedades físicas y geométricas**), y las relaciones gobernantes (**como pueden ser las relaciones entre esfuerzos y deformaciones**), se consideran sobre cada uno de los elementos y se expresan en función de cantidades desconocidas en sus bordes y que se constituyen en los valores de las variables a determinar (**por ejemplo los desplazamientos**). A través de un proceso de ensamblaje que debe tomar en cuenta las condiciones particulares del problema (**como pueden ser las condiciones de carga y de sujeción**), se obtiene un sistema de ecuaciones que al solucionarlo proporciona los valores de las variables en los bordes de los elementos y con ello el comportamiento aproximado del medio continuo.

A cada tipo de elemento finito le corresponde un determinado número de nudos y unas **funciones de forma**. Estas últimas pueden definirse como las funciones con las que se interpolan las variables dentro de cada elemento.

Aunque para los casos de elasticidad plana pueden utilizarse varios tipos de elementos finitos, para los propósitos de este documento será considerado el

denominado **Triángulo de Deformación Unitaria Constante, CST (Constant Strain Triangle)**.

### 2.6.2.5 Funciones de Forma y Coordenadas Naturales o Intrínsecas. Triángulos CST.

Para familiarizarse con el concepto de **Función de Forma**, considérese primero un elemento  $e$  que consiste en un segmento de recta de longitud  $L$  y cuya ubicación se define con las coordenadas  $x_1$  y  $x_2$  correspondientes a los nudos  $n_1$  y  $n_2$  en sus extremos (véase la figura 2.6.3).

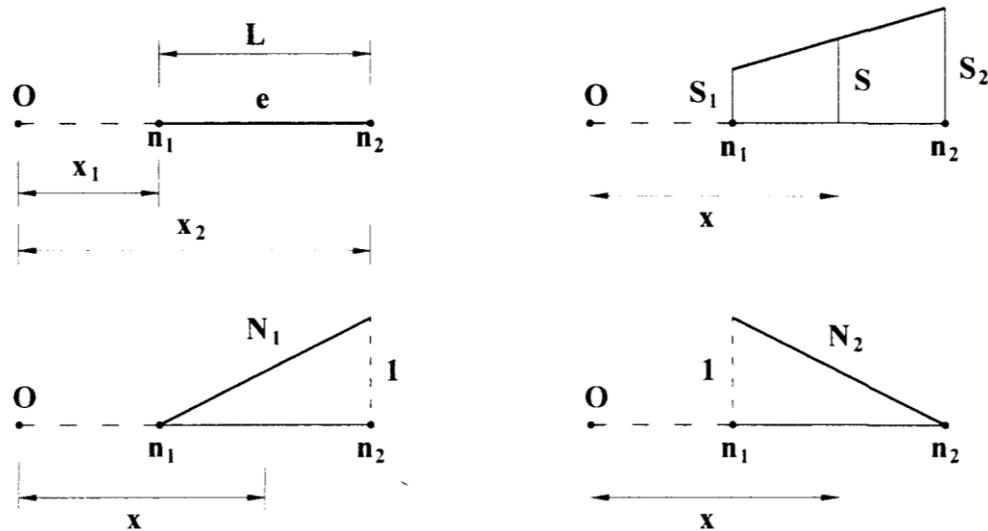


Fig. 2.6.3 Funciones de forma para un elemento unidimensional de dos nudos

Con este elemento finito (**de un tipo utilizado en la resolución de problemas unidimensionales**), se puede interpolar linealmente el valor de una variable  $S$  a partir de los valores  $S_1$  y  $S_2$  que ésta posee en sus nudos, de la siguiente manera:

$$S(x) = N_1(x) S_1 + N_2(x) S_2 \quad \text{Ecuación 2.6.18}$$

en donde  $N_{1(x)}$  y  $N_{2(x)}$  son las funciones de forma correspondientes al elemento  $e$ , y que responden a ecuaciones de líneas rectas que proporcionan un valor unidad de la variable en uno de los nudos y un valor nulo en el otro. Estas son (véase la misma figura 2.6.3):

$$N_1(x) = \frac{x_2 - x}{x_2 - x_1} \quad \text{Ecuación 2.6.19a}$$

$$N_2(x) = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \quad \text{Ecuación 2.6.19b}$$

En la implementación del método de los elementos finitos muchas veces resulta conveniente definir las funciones de forma en función de un sistema de coordenadas asociado al elemento mismo, y que se conoce como **Sistema de Coordenadas Naturales o Intrínsecas**.

Para el caso del elemento unidimensional mostrado, la coordenada natural o intrínseca se representa por  $\xi$ . El origen de la variable coincide con el punto medio del elemento y hace corresponder el valor **-1** al nudo  $\mathbf{n}_1$  y el valor **+1** al nudo  $\mathbf{n}_2$  (véase la figura 2.5.4).

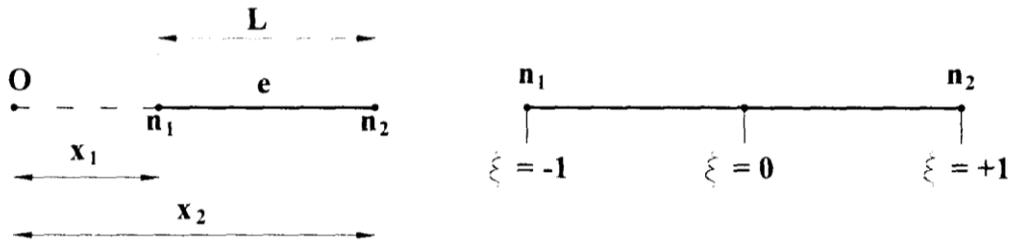


Fig. 2.6.4 Coordenada natural del elemento unidimensional de dos nudos

La relación entre la coordenada natural y la coordenada cartesiana  $x$  es:

$$\xi = \frac{2x - x_1 - x_2}{x_2 - x_1} \quad \text{Ecuación 2.6.20}$$

y las funciones de forma  $N_1$  y  $N_2$  expresadas en función de la coordenada natural, son:

$$N_1(\xi) = \frac{1 - \xi}{2} \quad \text{Ecuación 2.6.21a}$$

$$N_2(\xi) = \frac{1 + \xi}{2} \quad \text{Ecuación 2.6.21b}$$

por lo que la variable  $S$  también puede expresarse dentro del elemento como sigue:

$$S(\xi) = N_1(\xi) S_1 + N_2(\xi) S_2 \quad \text{Ecuación 2.6.22}$$

Un manejo algebraico conveniente de la ecuación 2.6.20, conduce a la siguiente expresión:

$$x = N_1(\xi) x_1 + N_2(\xi) x_2 \quad \text{Ecuación 2.6.23}$$

lo cual significa que la coordenada  $x$  y la variable  $S$  se interpolan con las mismas funciones de forma, particularidad por la cual se le denomina a esta formulación, **representación isoparámetrica**.

El **CST (el tipo de elemento finito que será utilizado en el caso de elasticidad plana)** es un triángulo definido en un espacio bidimensional específico, con un nudo en cada uno de sus vértices, con el cual se interpola linealmente el valor de una variable en la superficie del triángulo, a partir de los valores que presenta la variable en cada nudo.

Así, tal y como se ilustra en la figura 2.6.5, el valor de la variable  $S$  en el espacio bidimensional delimitado por la superficie del triángulo con vértices o nudos  $n_1$ ,  $n_2$  y  $n_3$ , se interpola linealmente con un plano  $P$  que se define a partir de las coordenadas de dichos vértices y de los valores particulares de la variable en dichos puntos.  $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$ .

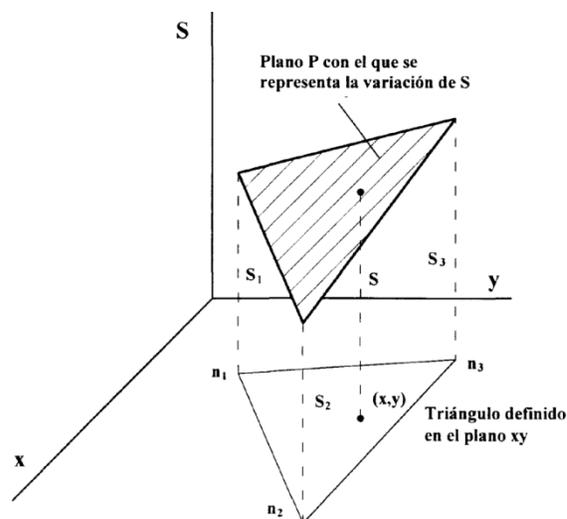


Fig. 2.6.5 Representación de una variable con las funciones de forma correspondientes al CST

Aunque existen muchas formas de definir este plano P, esto es, la variable S en función de las coordenadas x y y, por conveniencia se expresa en forma análoga a como se ilustró con el elemento unidimensional, esto es:

$$S(x, y) = N_1(x, y) S_1 + N_2(x, y) S_2 + N_3(x, y) S_3 \quad \text{Ecuación 2.6.24}$$

en donde  $N_1(x, y)$ ,  $N_2(x, y)$  y  $N_3(x, y)$  son las funciones de forma correspondientes al CST.

Cada función de forma, consiste en la ecuación de un plano que proporciona un valor unidad de la variable S en uno de los vértices del triángulo y valores nulos de la variable en los otros dos. Así por ejemplo, para la función de forma  $N_1$ , sobre la base de la ecuación general del plano, se tendrá:

$$N_1(x, y) = ax + by + c \quad \text{Ecuación 2.6.25}$$

ecuación en la que **a**, **b** y **c** son constantes por determinar. Si  $(x_1, y_1)$ ,  $(x_2, y_2)$  y  $(x_3, y_3)$  son, respectivamente, las coordenadas de los nudos  $n_1$ ,  $n_2$  y  $n_3$ , las condiciones para determinar estas constantes son (véase la figura 2.6.6):

$$\text{Para } x = x_1 ; y = y_1 ; N_1 = 1 : 1 = ax_1 + by_1 + c \quad \text{Ecuación 2.6.26a}$$

$$\text{Para } x = x_2 ; y = y_2 ; N_1 = 0 : 0 = ax_2 + by_2 + c \quad \text{Ecuación 2.6.26b}$$

$$\text{Para } x = x_3 ; y = y_3 ; N_1 = 0 : 0 = ax_3 + by_3 + c \quad \text{Ecuación 2.6.26c}$$

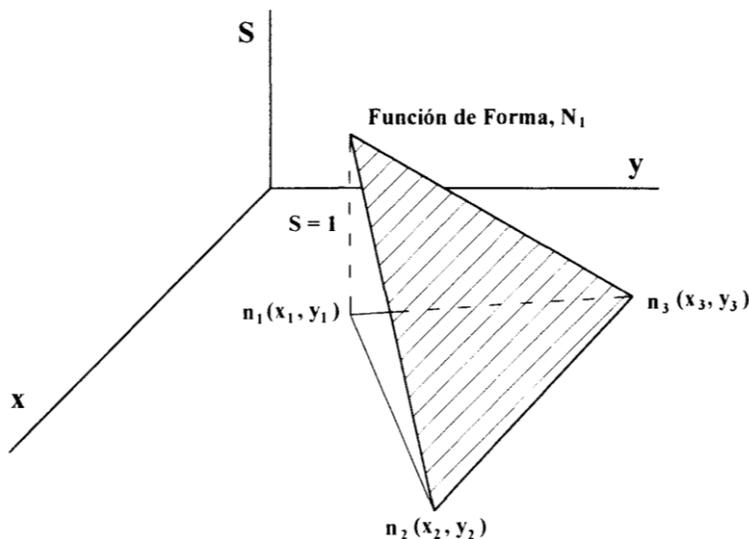


Fig. 2.6.6 Función de Forma,  $N_1$  correspondiente al CST

de donde resulta:

$$N_1(x, y) = \frac{1}{2A} [x_2 y_3 - x_3 y_2 + (y_2 - y_3)x - (x_2 - x_3)y] \quad \text{Ecuación 2.6.27}$$

en donde A es el área del triángulo definido por los vértices o nudos  $n_1$ ,  $n_2$  y  $n_3$ .

De una forma más sistemática, se puede establecer para las funciones de forma que corresponden a un CST:

$$N_i(x, y) = \frac{1}{2A} [x_j y_k - x_k y_j + (y_j - y_k)x - (x_j - x_k)y] \quad \text{Ecuación 2.6.28}$$

*Con  $i = 1$  ;  $j = 2$  ;  $k = 3$  , Para  $N_1(x, y)$*

*Con  $i = 2$  ;  $j = 3$  ;  $k = 1$  , Para  $N_2(x, y)$*

*Con  $i = 3$  ;  $j = 1$  ;  $k = 2$  , Para  $N_3(x, y)$*

Las cuales son independientes, pues verifican:

$$N_1(x, y) + N_2(x, y) + N_3(x, y) = 1 \quad \text{Ecuación 2.6.29}$$

El sistema de coordenadas naturales que corresponde al CST está constituido por coordenadas,  $\xi$ ,  $\eta$ , las cuales aparecen esquematizadas en la figura 2.6.7.

Como podrá deducirse al observar esta figura, la coordenada  $\xi$  mide la distancia perpendicular aliado definido por los nudos  $n_2$  y  $n_3$ . y asigna un valor unidad a la distancia perpendicular correspondiente al nudo  $n_1$ . La coordenada  $\eta$  por su parte, mide la distancia perpendicular al lado definido por los nudos  $n_1$  y  $n_3$ , y asigna un valor unidad a la distancia perpendicular correspondiente al nudo  $n_2$ .

Las coordenadas naturales así definidas permiten una expresión muy simple de las funciones de forma. Así, de la figura 2.6.8:

$$N_1 = \xi \quad \text{Ecuación 2.6.30a}$$

$$N_2 = \eta \quad \text{Ecuación 2.6.30b}$$

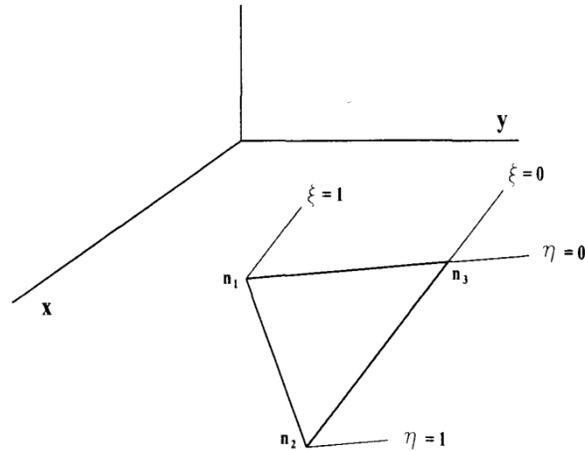


Fig. 2.6.7 Coordenadas naturales del CST

y debido a que la ecuación 2.6.29 debe verificarse independientemente del sistema de coordenadas (**nótese además que deben ser capaces de representar un plano de altura constante**):

$$N_3 = 1 - \xi - \eta \quad \text{Ecuación 2.6.30c}$$

De manera más formal puede escribirse:

$$N_1(\xi, \eta) = \xi \quad \text{Ecuación 2.6.31a}$$

$$N_2(\xi, \eta) = \eta \quad \text{Ecuación 2.6.31b}$$

$$N_3(\xi, \eta) = 1 - \xi - \eta \quad \text{Ecuación 2.6.31c}$$

La relación entre las coordenadas naturales  $\xi, \eta$  y las coordenadas cartesianas  $x, y$ , pueden obtenerse igualando las funciones de forma  $N_1$  y  $N_2$  expresadas conforme a la ecuación 2.6.28 y a las ecuaciones 2.6.31. Sin embargo, para el elemento **CST** se obtiene el mismo resultado, y de una manera mucho más simple, utilizando la formulación isoparamétrica, esto es:

$$x = N_1(\xi, \eta) x_1 + N_2(\xi, \eta) x_2 + N_3(\xi, \eta) x_3 \quad \text{Ecuación 2.6.32}$$

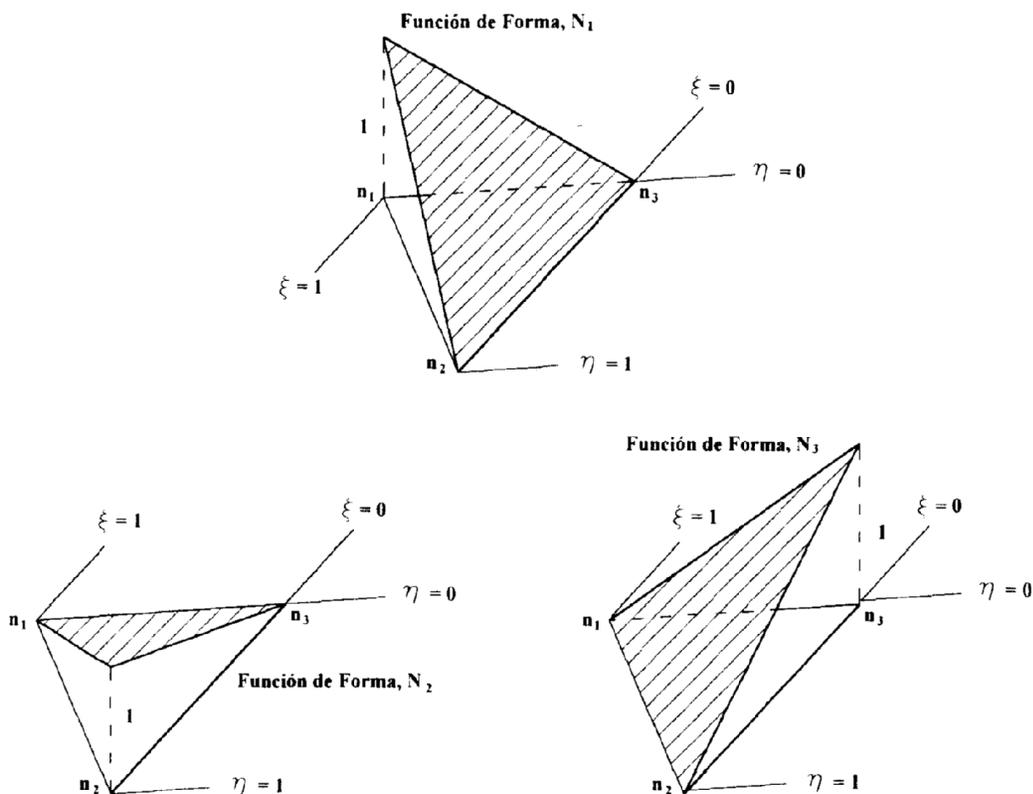


Fig. 2.6.8 Funciones de forma en función de las coordenadas naturales

Al sustituir las expresiones 2.6.31:

$$x = \xi x_1 + \eta x_2 + (1 - \xi - \eta) x_3$$

Y después de ordenar:

$$x = (x_1 - x_3) \xi + (x_2 - x_3) \eta + x_3 \quad \text{Ecuación 2.6.33a}$$

De manera similar, se obtiene para la otra coordenada:

$$y = (y_1 - y_3) \xi + (y_2 - y_3) \eta + y_3 \quad \text{Ecuación 2.6.33b}$$

### 2.6.3 FORMULACIÓN DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS PARA EL CASO DE ELASTICIDAD PLANA.

Supóngase que la región bidimensional que esquematiza la figura 2.6.9 corresponde al plano de análisis de un sólido elástico que puede estudiarse como un caso de elasticidad plana, y que existe interés en obtener los desplazamientos y los esfuerzos

que se generan en tal región bajo unas determinadas condiciones de fuerzas y de sujeción.

En este apartado se detalla el procedimiento para conseguir este objetivo a través del método de los elementos finitos, utilizando elementos CST y el principio de los trabajos virtuales (**es muy importante saber que existen muchos otros elementos además del CST, y otros enfoques además del basado en el PTV**).

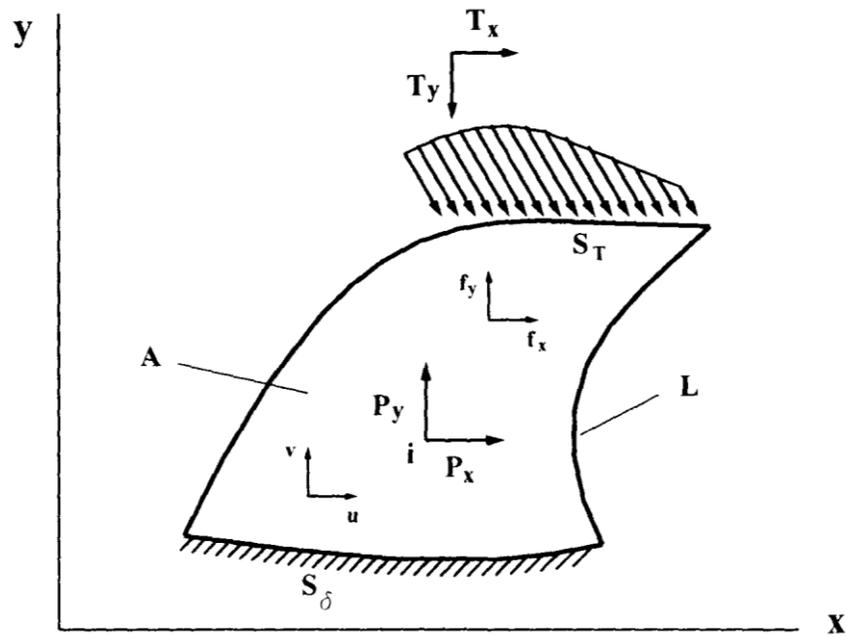


Fig. 2.6.9 Esquema de un cuerpo sólido que puede estudiarse como caso de elasticidad plana.

### 2.6.3.1 Particularizaciones. Expresión y notación del Principio de los Trabajos Virtuales para el caso bidimensional.

Para los casos de elasticidad plana, el principio de los trabajos virtuales se escribe de la siguiente manera (véase la ecuación 2.6.15):

$$\iint_A \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^\psi t dA - \iint_A \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{f} t dA - \int_L \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{T} t dL - \sum \boldsymbol{\psi}_i^T \cdot \mathbf{P}_i = 0 \quad \text{Ecuación 2.6.34}$$

En esta expresión:

**A** Area de la región bidimensional objeto de análisis. (Véase la fig. 2.6.9).

**L** Longitud del contorno de la región bidimensional objeto de análisis.

(Véase la figura 2.6.9).

**t** Espesor o dimensión en la dirección perpendicular al plano de análisis del sólido elástico, la cual puede ser variable en la región bidimensional. Nótese que representa el resultado de una integral en la dirección en la que el resto de parámetros involucrados son constantes.

**$\sigma$**  Vector de esfuerzos.

$$\sigma = [\sigma_x \ \sigma_y \ \tau_{xy}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.35a}$$

En lo que se refiere a este vector debe tenerse presente lo siguiente:

$$\sigma = \mathbf{D} \ \varepsilon \quad \text{Ecuación 2.6.35 b}$$

$$\varepsilon = [\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \gamma_{xy}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.35c}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad ; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad ; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \text{Ecuación 2.6.35d}$$

Caso de Deformación Plana.

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \begin{bmatrix} 1 - \mu & \mu & 0 \\ \mu & 1 - \mu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1 - \mu)}{2} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.35e}$$

Caso de Esfuerzo Plano.

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1 - \mu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1 - \mu)}{2} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.35f}$$

**$\Psi$**  Vector de desplazamientos virtuales.

$$\Psi = [\psi_x \ \psi_y]^T \quad \text{Ecuación 2.6.36}$$

**$\varepsilon^\Psi$**  Vector de deformaciones virtuales.

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{\psi} = \left[ \varepsilon_x^{\psi} \quad \varepsilon_y^{\psi} \quad \gamma_{xy}^{\psi} \right]^T \quad \text{Ecuación 2.6.37a}$$

$$\varepsilon_x^{\psi} = \frac{\partial \psi_x}{\partial x} ; \quad \varepsilon_y^{\psi} = \frac{\partial \psi_y}{\partial y} ; \quad \gamma_{xy}^{\psi} = \frac{\partial \psi_x}{\partial y} + \frac{\partial \psi_y}{\partial x} \quad \text{Ecuación 2.6.37b}$$

**f** Vector de fuerzas por unidad de volumen

$$\mathbf{f} = [ f_x \quad f_y ]^T \quad \text{Ecuación 2.6.38}$$

**T** Vector de fuerzas por unidad de area en la superficie.

$$\mathbf{T} = [ T_x \quad T_y ]^T \quad \text{Ecuación 2.6.39}$$

**Pi** Vector fuerza concentrado en un punto i.

$$\mathbf{P}_i = [ P_{xi} \quad P_{yi} ]^T \quad \text{Ecuación 2.6.40}$$

### 2.6.3.2 Construcción del modelo. Registro de la información básica que lo define.

El primer paso en la resolución del problema, es la discretización o división del sólido a estudiar en un número conveniente de elementos (véase la figura 2.6.10).

En el caso de elementos finitos de lados rectos y regiones con fronteras curvas, se trata de acomodarse lo mejor posible al contorno, y las partes que no son cubiertas con propiedad se convierten en parte de la aproximación del método.

Obviamente, la precisión de los resultados crece con el número de elementos, y existen ciertas proporciones geométricas de los elementos que proporcionan mejores resultados (**existen criterios de discretización particulares para determinados elementos que se utilizan en problemas específicos**).

El resultado de esta discretización es la determinación del número de nudos y del número de los elementos del modelo. Así por ejemplo para el caso que ilustra la figura 2.6.10, el modelo posee 6 nudos y 5 elementos.

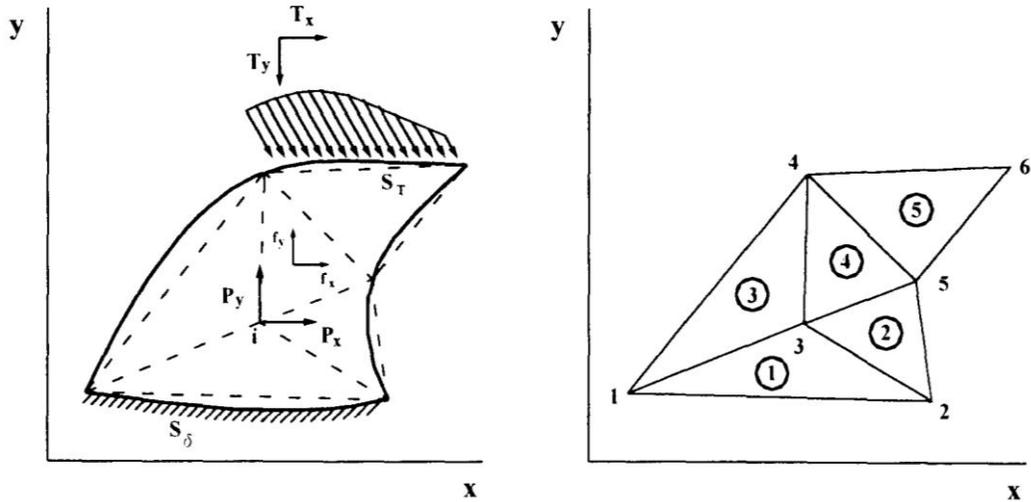


Fig. 2.6.10 Esquema del proceso de discretización del sólido.

En general, la información básica inicial que debe registrarse del modelo es la siguiente:

- Número de nudos,  $n$ .
- Coordenadas de cada nudo,  $x_i, y_i$ , para cada nudo  $i$ , con  $1 \leq i \leq n$ .
- Número de elementos,  $e$ .
- Espesor y conectividad de cada elemento  $j$ , con  $1 \leq j \leq e$ .

*La conectividad puede definirse como aquella información que describe de manera precisa la forma en cómo los elementos aparecen interconectados en el modelo. En este caso, consiste en el registro del número de los nudos que corresponden a los vértices de cada triángulo.*

- Propiedades del material,  $E, \mu$ .

*A un que las propiedades del material suelen ser constantes en todo el sólido, en muchas ocasiones las propiedades se registran junto con el espesor y la conectividad de los elementos para darle mayor generalidad al procedimiento de análisis.*

La Tabla 2.6.1 presenta un esquema de esta información básica inicial para el caso ilustrado en la figura 2.6.10. En esta tabla se presentan los números de los nudos, en numeración global, que corresponden localmente a los nudos  $n_1$ ,  $n_2$  y  $n_3$  de cada elemento CST. Cualquiera de los nudos del elemento puede ser designado como el nudo  $n_1$ , sin embargo, la selección de los otros dos debe ser tal que los nudos  $n_1$ ,  $n_2$  y  $n_3$  sigan un orden contrario al de las agujas del reloj, y así evitar calcular áreas negativas que puedan ser causas de errores en el procedimiento de solución.

Número de nudos: 6			
Nudo	$x_i$	$y_i$	
1	$x_1$	$y_1$	
2	$x_2$	$y_2$	
3	$x_3$	$y_3$	
4	$x_4$	$y_4$	
5	$x_5$	$y_5$	
6	$x_6$	$y_6$	
Número de elementos: 5			
Elemento	$n_1$	$n_2$	$n_3$
1	1	2	3
2	2	5	3
3	1	3	4
4	3	5	4
5	4	5	6
Propiedades: E, $\mu$			

### 2.6.3.3 Desplazamientos y deformaciones dentro de cada elemento.

La solución al problema de interés se basa en la determinación aproximada de los desplazamientos en cada uno de los nudos del modelo. Con ello, **(y debido al tipo de funciones de forma del elemento utilizado)** cada una de las componentes del campo de desplazamientos  $u$  y  $v$  en la región bidimensional se aproxima por medio de funciones que responden a planos que se interconectan en sus bordes (véase la figura 2.6.11.).

**Tabla 2.6.1 Información básica inicial del modelo de la figura 2.6.10**

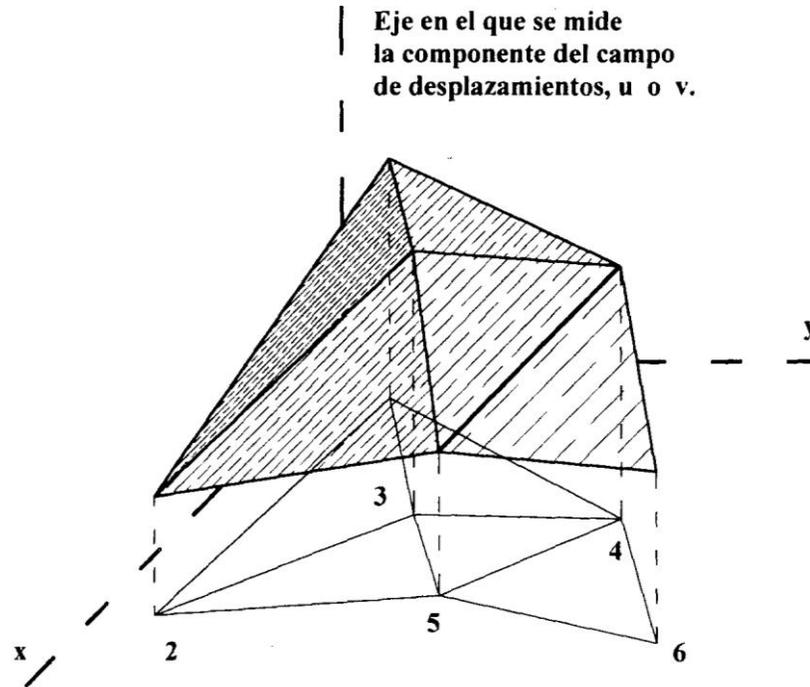


Fig. 2.6.11 Representación gráfica de las componentes del desplazamiento.

Definiendo:

$\mathbf{Q}$  Vector de desplazamientos globales del modelo. Vector de orden  $2n \times 1$ , que contiene las componentes de los desplazamientos de todos los nudos del modelo,  $\mathbf{u}$ ,  $\mathbf{v}$ , en las dos direcciones de los ejes coordenados  $\mathbf{x}$ ,  $\mathbf{y}$ . Esto es:

$$\mathbf{Q} = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ \dots \ u_i \ v_i \ \dots \ u_n \ v_n]^T \quad \text{Ecuación 2.6.41a}$$

o bien:

$$\mathbf{Q} = [Q_1 \ Q_2 \ Q_3 \ Q_4 \ \dots \ Q_{2i-1} \ Q_{2i} \ \dots \ Q_{2n-1} \ Q_{2n}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.41b}$$

Nótese que el desplazamiento  $\mathbf{u}$  del nudo  $\mathbf{i}$  ocupa la posición  $2\mathbf{i}-1$  en el vector, y que el desplazamiento  $\mathbf{v}$  del mismo nudo, la posición  $2\mathbf{i}$ .

$\mathbf{q}$  Vector de desplazamientos local de un elemento CST del modelo.

Vector de orden  $6 \times 1$ , que contiene las componentes de los desplazamientos de los tres nudos del elemento,  $u, v$ , y, en las dos direcciones de los ejes coordenados  $x, y$ . Esto es:

$$\mathbf{q} = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3]^T \quad \text{Ecuación 2.6.42a}$$

en donde los subíndices **1, 2 y 3**, denotan los desplazamientos de los nudos  $\mathbf{n}_1, \mathbf{n}_2$  y  $\mathbf{n}_3$  del elemento, respectivamente. O bien:

$$\mathbf{q} = [q_1 \ q_2 \ q_3 \ q_4 \ q_5 \ q_6]^T \quad \text{Ecuación 2.6.42b}$$

La correspondencia entre los componentes de un vector de desplazamientos local con los componentes del vector de desplazamientos global, queda definida por la conectividad del elemento. Así por ejemplo, la conectividad del elemento **4** es  $\mathbf{n}_1 = 3, \mathbf{n}_2 = 5, \mathbf{n}_3 = 4$ , tal como se indica en la figura 2.6.10 y en la tabla 2.6.1, por lo que los componentes de la posición **3 y 4** de su vector de desplazamientos, esto es, los desplazamientos de su nudo  $\mathbf{n}_2$ , corresponden a los componentes **9 y 10** del vector de desplazamientos global, esto es, a las posiciones  $2\mathbf{n}_2-1$  y  $2\mathbf{n}_2$ .

Dentro de cada elemento, los desplazamientos se pueden expresar:

$$u = N_1 q_1 + N_2 q_3 + N_3 q_5 \quad \text{Ecuación 2.6.43a}$$

$$v = N_1 q_2 + N_2 q_4 + N_3 q_6 \quad \text{Ecuación 2.6.43b}$$

y que pueden concebirse como provenientes de la siguiente expresión matricial:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ q_6 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.44a}$$

y en notación matricial:

$$\boldsymbol{\delta} = N\mathbf{q} \quad \text{Ecuación 2.6.44b}$$

$\boldsymbol{\delta}$  Vector desplazamiento en un punto dentro del elemento.

$$\boldsymbol{\delta} = [u \ v]^T \quad \text{Ecuación 2.6.44c}$$

**N** Matriz de funciones de forma.

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.44d}$$

Por otro lado, de acuerdo con las ecuaciones 2.6.35c y 2.6.35d, las deformaciones dentro del elemento son:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \left[ \varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy} \right]^T = \left[ \frac{\partial u}{\partial x} \quad \frac{\partial v}{\partial y} \quad \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right]^T \quad \text{Ecuación 2.6.45}$$

Si las funciones de forma se expresan en función de las coordenadas naturales, deberá utilizarse la regla de la cadena para obtener las derivadas parciales con respecto a las coordenadas cartesianas, como se ilustra a continuación.

De las ecuaciones 2.6.31

$$N_1(\xi, \eta) = \xi \quad \text{Ecuación 2.6.46a}$$

$$N_2(\xi, \eta) = \eta \quad \text{Ecuación 2.6.46b}$$

$$N_3(\xi, \eta) = 1 - \xi - \eta \quad \text{Ecuación 2.6.46c}$$

y las ecuaciones 2.6.43 pueden escribirse:

$$u = \xi q_1 + \eta q_3 + (1 - \xi - \eta) q_5 \quad \text{Ecuación 2.6.47a}$$

$$v = \xi q_2 + \eta q_4 + (1 - \xi - \eta) q_6 \quad \text{Ecuación 2.6.47b}$$

De acuerdo con las ecuaciones 2.6.33, las relaciones entre las coordenadas cartesianas y las coordenadas naturales son:

$$x = (x_1 - x_3)\xi + (x_2 - x_3)\eta + x_3 \quad \text{Ecuación 2.6.48a}$$

$$y = (y_1 - y_3)\xi + (y_2 - y_3)\eta + y_3 \quad \text{Ecuación 2.6.48b}$$

y utilizando la flotación:

$$x_{ij} = x_i - x_j \quad \text{Ecuación 2.6.49a}$$

$$y_{ij} = y_i - y_j \quad \text{Ecuación 2.6.49b}$$

estas ecuaciones 2.6.49 se pueden escribir de manera más condensada como sigue:

$$x = x_{13} \xi + x_{23} \eta + x_3 \quad \text{Ecuación 2.6.50a}$$

$$y = y_{13} \xi + y_{23} \eta + y_3 \quad \text{Ecuación 2.6.50b}$$

Para obtener las derivadas de la componente u del desplazamiento con respecto a las coordenadas cartesianas a partir de las expresiones anteriores, se hace primero:

$$\frac{\partial u}{\partial \xi} = \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \xi} \quad \text{Ecuación 2.6.51a}$$

$$\frac{\partial u}{\partial \eta} = \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \eta} \quad \text{Ecuación 2.6.51b}$$

y que matricialmente pueden expresarse así:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{J} \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.52}$$

en la que la matriz  $\mathbf{J}$ , denominada *acobiano de la transformación*, está dada por (véanse las ecuaciones 2.6.50):

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_{13} & y_{13} \\ x_{23} & y_{23} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.53}$$

Despejando de la ecuación 2.6.52 las derivadas de interés:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.54}$$

expresión en la que:

$$\mathbf{J}^{-1} = \frac{1}{\det \mathbf{J}} \begin{bmatrix} y_{23} & -y_{13} \\ -x_{23} & x_{13} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.55}$$

siendo:

$$\det \mathbf{J} = x_{13} y_{23} - x_{23} y_{13} = 2A \quad \text{Ecuación 2.6.56}$$

De las ecuaciones 2.6.47

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} q_1 - q_5 \\ q_3 - q_5 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.57}$$

por lo que las derivadas de la componente u del desplazamiento con respecto a las coordenadas cartesianas (véanse las ecuaciones 2.6.54 , 2.6.55 , 2.6.56 y 2.6.57) se expresan:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_{23} (q_1 - q_5) - y_{13} (q_3 - q_5) \\ -x_{23} (q_1 - q_5) + x_{13} (q_3 - q_5) \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.58a}$$

Procediendo de manera similar para obtener las derivadas de la componente y del desplazamiento, se obtiene:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_{23} (q_2 - q_6) - y_{13} (q_4 - q_6) \\ -x_{23} (q_2 - q_6) + x_{13} (q_4 - q_6) \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.58b}$$

El procedimiento anterior para obtener las derivadas con respecto a las coordenadas cartesianas (que resulta muy conveniente y es comúnmente utilizado otros tipos de elementos conjunciones deforma más complejas), puede evitarse el caso particular de los elementos CST, pues sus funciones de forma pueden expresarse directamente en función de dichas coordenadas con bastante facilidad. Así, de acuerdo con la ecuación 2.6.28:

$$N_1(x, y) = \frac{1}{2A} [x_2 y_3 - x_3 y_2 + y_{23} x - x_{23} y] \quad \text{Ecuación 2.6.59a}$$

$$N_2(x, y) = \frac{1}{2A} [x_3 y_1 - x_1 y_3 + y_{31} x - x_{31} y] \quad \text{Ecuación 2.6.59b}$$

$$N_3(x, y) = \frac{1}{2A} [x_1 y_2 - x_2 y_1 + y_{12} x - x_{12} y] \quad \text{Ecuación 2.6.59c}$$

Dado que:

$$u = N_1 q_1 + N_2 q_3 + N_3 q_5 \quad \text{Ecuación 2.6.60}$$

entonces, por ejemplo para la derivada de **u** con respecto a **x**, se tiene:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial N_1}{\partial x} q_1 + \frac{\partial N_2}{\partial x} q_3 + \frac{\partial N_3}{\partial x} q_5 \quad \text{Ecuación 2.6.61}$$

y de las ecuaciones 2.6.59

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{y_{23}}{2A} q_1 + \frac{y_{31}}{2A} q_3 + \frac{y_{12}}{2A} q_5$$

derivada que puede ponerse:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{2A} [y_{23} q_1 - y_{13} q_3 + (y_1 - y_2 + y_3 - y_3) q_5]$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{2A} [y_{23} q_1 - y_{13} q_3 + (y_{13} - y_{23}) q_5]$$

y finalmente:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{2A} [y_{23} (q_1 - q_5) - y_{13} (q_3 - q_5)] \quad \text{Ecuación 2.6.62}$$

Volviendo ahora a la ecuación 2.6.45, sobre la base de las ecuaciones 2.6.58 y después de un arreglo algebraico conveniente se puede expresar:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_{23} & 0 & y_{31} & 0 & y_{12} & 0 \\ 0 & x_{32} & 0 & x_{13} & 0 & x_{21} \\ x_{32} & y_{23} & x_{13} & y_{31} & x_{21} & y_{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ q_6 \end{bmatrix}$$

Ecuación 2.6.63a

y en notación matricial:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \mathbf{q} \quad \text{Ecuación 2.6.63b}$$

en donde:

$$\mathbf{B} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_{23} & 0 & y_{31} & 0 & y_{12} & 0 \\ 0 & x_{32} & 0 & x_{13} & 0 & x_{21} \\ x_{32} & y_{23} & x_{13} & y_{31} & x_{21} & y_{12} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.63c}$$

Nótese que  $\mathbf{B}$  es una matriz de orden 3x6 que relaciona directamente el vector de deformaciones con el vector de desplazamientos local del elemento, y que todos sus elementos son constantes que se determinan a partir de las coordenadas de sus nudos. Precisamente, es por esta característica que se le denomina Triángulo de Deformación Unitaria Constante.

Finalmente, teniendo presente la ecuación 2.6.35.b, los esfuerzos en el elemento se calculan como sigue:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{q} \quad \text{Ecuación 2.6.63d}$$

Tanto las deformaciones unitarias como los esfuerzos definidos con las expresiones 2.6.63.b y 2.6.63.d, suelen considerarse representativos del centroide del elemento.

#### 2.6.3.4 Planteamiento de la solución.

Consistente con la aproximación realizada en el proceso de discretización del medio, el PTV, que establece (véase la ecuación 2.6.34):

$$\iint_A \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^\psi t \, dA - \iint_{A_i} \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{f} t \, dA - \int_L \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{T} t \, dL - \sum_i \boldsymbol{\psi}_i^T \cdot \mathbf{P}_i = 0 \quad \text{Ecuación 2.6.63e}$$

se plantea entonces como sigue:

$$\sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^\psi t_j \, dA - \sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{f} t_j \, dA - \sum_{j=1}^e \int_{L_j} \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{T} t_j \, dL - \sum_i \boldsymbol{\psi}_i^T \cdot \mathbf{P}_i = 0 \quad \text{Ecuación 2.6.63f}$$

En esta última expresión:

e Número de elementos del modelo.

$j$  Número correlativo de un elemento particular del modelo.

$A_j$  Área del elemento  $j$ .

$L_j$  Longitud del perímetro del elemento  $j$  que coincide con el contorno de la región bidimensional. Puede estar compuesta por la longitud de uno o más lados del triángulo, o ser nula si el elemento es interior.

$t_j$  Espesor del elemento  $j$ , el cual se supone constante en todo el elemento (suele incluso ser un criterio de discretización).

En forma análoga a como se definieron los vectores de desplazamientos  $Q$  y  $q$ , se definen ahora:

$\Phi$  Vector de desplazamientos globales virtuales del modelo. Vector de orden  $2n \times 1$ , que contiene las componentes de los desplazamientos virtuales de todos los nudos del modelo,  $\psi_x, \psi_y$ , en las dos direcciones de los ejes coordenados  $x, y$ . Esto es:

$$\Phi = [\psi_{x1} \ \psi_{y1} \ \psi_{x2} \ \psi_{y2} \ \dots \ \psi_{xi} \ \psi_{yi} \ \dots \ \psi_{xn} \ \psi_{yn}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.64a}$$

O bien

$$\Phi = [\Phi_1 \ \Phi_2 \ \Phi_3 \ \Phi_4 \ \dots \ \Phi_{2i-1} \ \Phi_{2i} \ \dots \ \Phi_{2n-1} \ \Phi_{2n}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.64b}$$

Nótese que el desplazamiento  $\psi_x$  del nudo  $i$  ocupa la posición  $2i-1$  en el vector, y que el desplazamiento  $\psi_y$  del mismo nudo, la posición  $2i$ .

$\phi$  Vector de desplazamientos local virtual de un elemento **CST** del modelo. Vector de orden  $6 \times 1$ , que contiene las componentes de los desplazamientos de los tres nudos del elemento, en las dos direcciones de los ejes coordenados  $x, y$ . Esto es:

$$\phi = [\psi_{x1} \ \psi_{y1} \ \psi_{x2} \ \psi_{y2} \ \psi_{x3} \ \psi_{y3}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.65a}$$

en donde los subíndices 1, 2 y 3, denotan los desplazamientos de los nudos  $n_1, n_2$  y  $n_3$  del elemento, respectivamente. O bien:

$$\phi = [\phi_1 \ \phi_2 \ \phi_3 \ \phi_4 \ \phi_5 \ \phi_6]^T \quad \text{Ecuación 2.6.65b}$$

Dentro de cada elemento, los desplazamientos virtuales se pueden expresar entonces (veanse las ecuaciones 2.5.44):

$$\boldsymbol{\psi} = \mathbf{N} \boldsymbol{\phi} \quad \text{Ecuación 2.6.66a}$$

en donde:

$\boldsymbol{\psi}$  Vector desplazamiento virtual en un punto dentro del elemento.

$$\boldsymbol{\psi} = [\psi_x \quad \psi_y]^T \quad \text{Ecuación 2.6.66b}$$

$\mathbf{N}$  Matriz de funciones de forma.

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.66c}$$

También dentro de cada elemento, las deformaciones virtuales consistentes con tales desplazamientos virtuales se pueden expresar (véanse las ecuaciones 2.6.63):

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{\psi} = \mathbf{B} \boldsymbol{\phi} \quad \text{Ecuación 2.6.67a}$$

$\boldsymbol{\varepsilon}^{\psi}$  Vector de deformaciones virtuales.

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{\psi} = [\varepsilon_x^{\psi} \quad \varepsilon_y^{\psi} \quad \gamma_{xy}^{\psi}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.67b}$$

$$\varepsilon_x^{\psi} = \frac{\partial \psi_x}{\partial x} ; \quad \varepsilon_y^{\psi} = \frac{\partial \psi_y}{\partial y} ; \quad \gamma_{xy}^{\psi} = \frac{\partial \psi_x}{\partial y} + \frac{\partial \psi_y}{\partial x} \quad \text{Ecuación 2.6.67c}$$

$\mathbf{B}$  Matriz que relaciona el vector de deformaciones con el vector de desplazamientos.

$$\mathbf{B} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_{23} & 0 & y_{31} & 0 & y_{12} & 0 \\ 0 & x_{32} & 0 & x_{13} & 0 & x_{21} \\ x_{32} & y_{23} & x_{13} & y_{31} & x_{21} & y_{12} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.67d}$$

A continuación se detalla el procesamiento que se realiza sobre cada uno de los términos que aparecen en la ecuación 2.6.65, y que se constituyen en parte de la sistematización del proceso de solución con el método de los elementos finitos.

### 2.6.3.4a Términos del trabajo virtual interno. Matriz de Rigidez del Elemento j y Matriz de Rigidez Global, K.

$$\text{Término: } \sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{\Psi} t_j dA$$

De la ecuación 2.6.35b:

$$\boldsymbol{\sigma}^T = \boldsymbol{\varepsilon}^T \mathbf{D}^T = \boldsymbol{\varepsilon}^T \mathbf{D} \quad \text{Ecuación 2.6.68}$$

De la ecuación 2.6.63b:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^T = \mathbf{q}^T \mathbf{B}^T \quad \text{Ecuación 2.6.69}$$

De la ecuación 2.6.67a:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{\Psi} = \mathbf{B} \boldsymbol{\varphi} \quad \text{Ecuación 2.6.70}$$

Al sustituir las tres ecuaciones anteriores en la expresión del trabajo virtual interno del elemento j:

$$\iint_{A_j} \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{\Psi} t_j dA = \iint_{A_j} \mathbf{q}^T \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \boldsymbol{\varphi} t_j dA \quad \text{Ecuación 2.6.71}$$

Dado que todas las matrices y vectores involucrados no dependen del elemento de superficie considerado:

$$\iint_{A_j} \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{\Psi} t_j dA = \mathbf{q}^T \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \boldsymbol{\varphi} t_j \iint_{A_j} dA = \mathbf{q}^T \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \boldsymbol{\varphi} t_j A_j$$

$$\iint_{A_j} \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{\Psi} t_j dA = \mathbf{q}^T \left( t_j A_j \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \right) \boldsymbol{\varphi}$$

por lo que se establece:

$$\iint_{A_j} \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{\Psi} t_j dA = \mathbf{q}^T \mathbf{k}_j \boldsymbol{\varphi}$$

en donde  $\mathbf{k}_j$ , denominada Matriz de Rigidez del Elemento j, está dada por:

$$\mathbf{k}_j = t_j A_j \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \quad \text{Ecuación 2.6.72}$$

y como podrá deducirse, es una matriz de orden 6x6.

Dado que la matriz de rigidez del elemento resulta ser simétrica, se puede hacer:

$$\iint_{A_j} \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{\Psi} t_j dA = \mathbf{q}^T \mathbf{k}_j \boldsymbol{\varphi} = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{k}_j \mathbf{q} \quad \text{Ecuación 2.6.73}$$

Al sumar los resultados de esta integral en todos los elementos, se obtiene el trabajo virtual interno en todo el sólido, esto es:

$$\sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{\psi} t_j dA = \sum_{j=1}^e \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{k}_j \mathbf{q} \quad \text{Ecuación 2.6.74}$$

$$\sum_{j=1}^e \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{k}_j \mathbf{q} = \boldsymbol{\Phi}^T \mathbf{K} \mathbf{Q} \quad \text{Ecuación 2.6.75}$$

en donde K es la **Matriz de Rigidez Global**, una matriz de orden  $2n \times 2n$ , la cual se forma a partir de contribuciones provenientes de las matrices de rigidez de cada elemento.

### 2.6.3.4b Términos del trabajo virtual externo. Términos de fuerza.

En este enfoque se supondrá que las fuerzas por unidad de volumen son constantes en los elementos, que las fuerzas por unidad de superficie pueden variar linealmente y que la discretización del medio ha sido tal que las cargas concentradas se encuentran aplicadas sólo en nudos.

d. Términos de fuerzas por unidad de volumen.

**Término:** 
$$\sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{f} t_j dA$$

De la ecuación 2.5.66a:

$$\boldsymbol{\psi}^T = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{N}^T \quad \text{Ecuación 2.6.76}$$

por lo que para cada elemento se puede establecer:

$$\iint_{A_j} \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{f} t_j dA = \iint_{A_j} \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{N}^T \mathbf{f} t_j dA \quad \text{Ecuación 2.6.77}$$

en donde (véase la ecuación 2.6.38):

$$\mathbf{f} = \left[ \begin{matrix} f_x & f_y \end{matrix} \right]^T \quad \text{Ecuación 2.6.78}$$

y conforme a las consideraciones realizadas,  $f_x$  y  $f_y$  son constantes en todo el elemento.

Debido a que tanto  $\boldsymbol{\varphi}^T$  como  $\mathbf{f}$  son constantes en el elemento, se puede hacer:

$$\iint_{A_j} \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{N}^T \mathbf{f} t_j dA = \boldsymbol{\varphi}^T \left( \iint_{A_j} \mathbf{N}^T dA \right) \mathbf{f} t_j \quad \text{Ecuación 2.6.79}$$

En esta última expresión:

$$\iint_{A_j} \mathbf{N}^T dA = \begin{bmatrix} \iint_{A_j} N_1 dA & 0 \\ 0 & \iint_{A_j} N_1 dA \\ \iint_{A_j} N_2 dA & 0 \\ 0 & \iint_{A_j} N_2 dA \\ \iint_{A_j} N_3 dA & 0 \\ 0 & \iint_{A_j} N_3 dA \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.80}$$

Puede demostrarse que las funciones de forma del triángulo CST verifican:

$$\iint_{A_j} N_1 dA = \iint_{A_j} N_2 dA = \iint_{A_j} N_3 dA = \frac{A_j}{3} \quad \text{Ecuación 2.6.81}$$

Por ello:

$$\iint_{A_j} \mathbf{N}^T dA = \frac{A_j}{3} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.82}$$

y:

$$\left( \iint_{A_j} \mathbf{N}^T dA \right) \mathbf{f} t_j = \frac{A_j}{3} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f_x \\ f_y \end{bmatrix} t_j = \frac{t_j A_j}{3} \begin{bmatrix} f_x \\ f_y \\ f_x \\ f_y \\ f_x \\ f_y \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.83}$$

Entonces, se puede expresar:

$$\iint_{A_j} \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{N}^T \mathbf{f} t_j dA = \boldsymbol{\varphi}^T \left( \iint_{A_j} \mathbf{N}^T dA \right) \mathbf{f} t_j = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{f}_j \quad \text{Ecuación 2.6.84}$$

en donde  $\mathbf{f}_j$ , denominado Vector de Fuerzas de Volumen del Elemento  $j$ , está

dado por:

$$\mathbf{f}_j = \frac{t_j A_j}{3} [f_x \ f_y \ f_x \ f_y \ f_x \ f_y]^T \quad \text{Ecuación 2.6.85}$$

Al considerar todos los elementos:

$$\sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{f} t_j dA = \sum_{j=1}^e \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{f}_j \quad \text{Ecuación 2.6.86}$$

sumatoria que después de un procesamiento especial, se puede expresar de la siguiente manera:

$$\sum_{j=1}^e \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{f}_j = \boldsymbol{\Phi}^T \mathbf{F}_v \tag{Ecuación 2.6.87}$$

en donde  $\mathbf{F}_v$  es el **Vector de Fuerzas de Volumen Global**, un vector de orden  $2n \times 1$ , el cual se forma a partir de contribuciones provenientes de los vectores de fuerzas de volumen de cada elemento.

b. Términos de fuerzas por unidad de superficie.

**Término:** 
$$\sum_{j=1}^e \int_{L_j} \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{T} t_j dL$$

Supóngase que el lado definido por los nudos  $n_1$  y  $n_2$  del elemento que esquematiza la figura 2.6.12, pertenece al contorno de la región bidimensional de análisis, y que sobre él actúan fuerzas por unidad de superficie que varían linealmente.

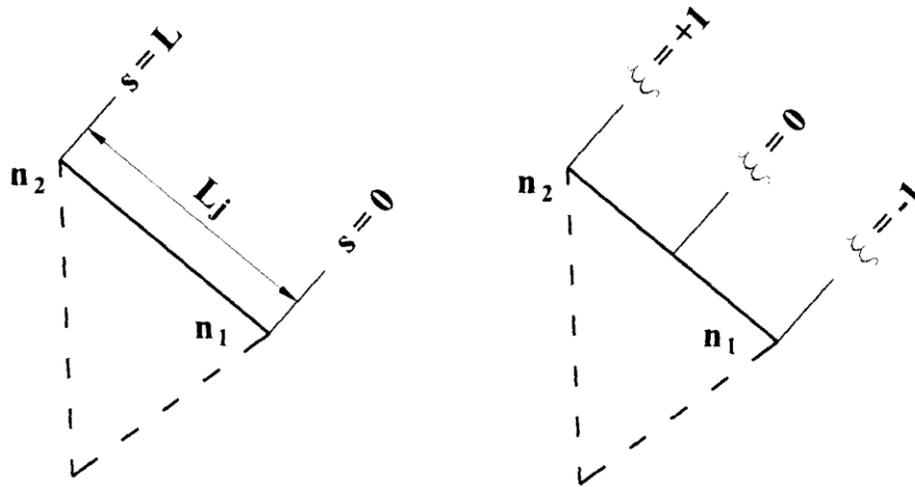


Fig. 2.6.12 Lado de un elemento CST que pertenece al contorno de la región de análisis.

En forma análoga a como se presentó en el apartado 2.6.2.5, puede definirse una coordenada  $s$ , con origen en  $n_1$ , que mide la distancia a lo largo del lado (o borde) definido por los nudos  $n_1$  y  $n_2$ , y una coordenada natural  $\xi$ , con origen en el punto medio del lado, que asigna el valor -1 al nudo  $n_1$  y +1 al nudo  $n_2$ , de tal forma que la relación entre las coordenadas es:

$$s = \frac{L_j}{2} \xi + \frac{L_j}{2} \tag{Ecuación 2.6.88}$$

Denotando por  $N_1$  y  $N_2$  a unas funciones de forma lineales que asignan un valor unidad en uno de los nudos y un valor nulo en el otro, éstas se pueden expresar:

$$N_1(\xi) = \frac{1 - \xi}{2} \quad \text{Ecuación 2.6.89a}$$

$$N_2(\xi) = \frac{1 + \xi}{2} \quad \text{Ecuación 2.6.89b}$$

Definiendo ahora (véase la figura 2.6.13):

$T_{x1}, T_{x2}$  Valores de la fuerza por unidad de superficie en la dirección x, correspondientes a los nudos  $n_1$  y  $n_2$ , respectivamente.

$T_{y1}, T_{y2}$  Valores de la fuerza por unidad de superficie en la dirección y, correspondientes a los nudos  $n_1$  y  $n_2$ , respectivamente, el vector de fuerzas por unidad de superficie que corresponde al lado o borde considerado se puede escribir como sigue:

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} T_x \\ T_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 T_{x1} + N_2 T_{x2} \\ N_1 T_{y1} + N_2 T_{y2} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.90}$$

Para este mismo borde, el vector de desplazamientos virtuales  $\psi$  se puede escribir:

$$\psi = \begin{bmatrix} \psi_x \\ \psi_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 \phi_1 + N_2 \phi_3 \\ N_1 \phi_2 + N_2 \phi_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \\ \phi_4 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.91}$$

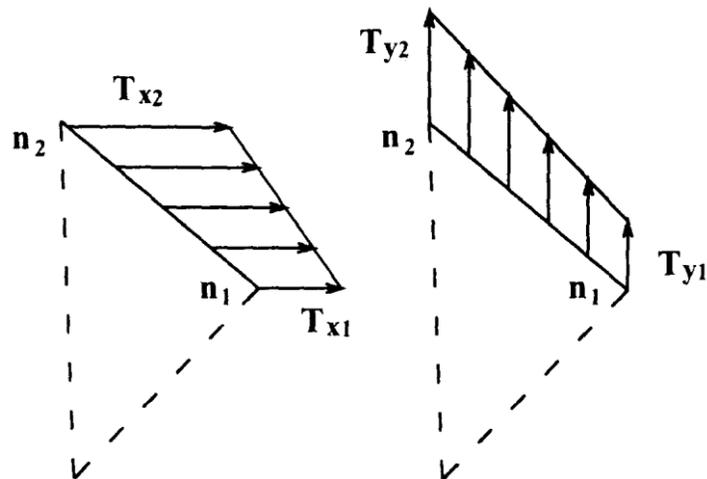


Fig. 2.6.13 Fuerzas por unidad de superficie con variación lineal.

Entonces, la integral que corresponde al trabajo virtual realizado por las fuerzas de superficie a lo largo de este borde es:

$$\int_{L_j} \boldsymbol{\Psi}^T \cdot \mathbf{T} t_j dL = \int_0^{L_j} \boldsymbol{\Psi}^T \mathbf{T} t_j ds \quad \text{Ecuación 2.6.92}$$

y al sustituir las expresiones 2.6.90 y 2.6.91, se obtiene:

$$\begin{aligned} & \int_0^{L_j} \boldsymbol{\Psi}^T \mathbf{T} t_j ds \\ &= \int_0^{L_j} [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \phi_3 \quad \phi_4] \begin{bmatrix} N_1 & 0 \\ 0 & N_1 \\ N_2 & 0 \\ 0 & N_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_1 T_{x1} + N_2 T_{x2} \\ N_1 T_{y1} + N_2 T_{y2} \end{bmatrix} t_j ds \quad \text{Ecuación 2.6.93} \end{aligned}$$

Operando las matrices que contienen funciones de forma, resulta:

$$\int_0^{L_j} \boldsymbol{\Psi}^T \mathbf{T} t_j ds = \int_0^{L_j} [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \phi_3 \quad \phi_4] \begin{bmatrix} N_1^2 T_{x1} + N_1 N_2 T_{x2} \\ N_1^2 T_{y1} + N_1 N_2 T_{y2} \\ N_2 N_1 T_{x1} + N_2^2 T_{x2} \\ N_2 N_1 T_{y1} + N_2^2 T_{y2} \end{bmatrix} t_j ds \quad \text{Ecuación 2.6.94}$$

y tomando en cuenta que sólo las funciones de forma cambian a lo largo del borde, la expresión anterior se puede ordenar como sigue:

$$\begin{aligned} & \int_0^{L_j} \boldsymbol{\Psi}^T \mathbf{T} t_j ds = \\ &= [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \phi_3 \quad \phi_4] \begin{bmatrix} T_{x1} \int_0^{L_j} N_1^2 ds + T_{x2} \int_0^{L_j} N_1 N_2 ds \\ T_{y1} \int_0^{L_j} N_1^2 ds + T_{y2} \int_0^{L_j} N_1 N_2 ds \\ T_{x1} \int_0^{L_j} N_2 N_1 ds + T_{x2} \int_0^{L_j} N_2^2 ds \\ T_{y1} \int_0^{L_j} N_2 N_1 ds + T_{y2} \int_0^{L_j} N_2^2 ds \end{bmatrix} t_j \quad \text{Ecuación 2.6.95} \end{aligned}$$

Si las funciones de forma se expresan en función de la coordenada natural  $\xi$ , sobre la base de la ecuación 2.6.88, se puede hacer, por ejemplo para una de las integrales:

$$\int_0^{L_j} N_1 N_2 ds = \int_{-1}^{+1} N_1 N_2 \frac{L_j}{2} d\xi$$

Con la transformación anterior, es fácil verificar:

$$\int_0^{L_j} N_1 N_2 ds = \frac{L_j}{6} ; \int_0^{L_j} N_1^2 ds = \frac{L_j}{3} ; \int_0^{L_j} N_2^2 ds = \frac{L_j}{3} \quad \text{Ecuación 2.6.96}$$

Por tanto, la ecuación 2.6.95 queda:

$$\int_0^{L_j} \Psi^T \mathbf{T} t_j ds = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \phi_3 \quad \phi_4] \frac{t_j L_j}{6} \begin{bmatrix} 2 T_{x1} + T_{x2} \\ 2 T_{y1} + T_{y2} \\ T_{x1} + 2 T_{x2} \\ T_{y1} + 2 T_{y2} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.97}$$

y de manera condensada se escribe:

$$\int_{L_j} \Psi^T \cdot \mathbf{T} t_j dL = \Phi^T \mathbf{T}_j \quad \text{Ecuación 2.6.98}$$

en donde  $\mathbf{T}_j$ , denominado Vector de Fuerzas de Superficie del Elemento  $j$ , está dado por:

$$\mathbf{T}_j = \frac{t_j L_j}{6} [2 T_{x1} + T_{x2} \quad 2 T_{y1} + T_{y2} \quad T_{x1} + 2 T_{x2} \quad T_{y1} + 2 T_{y2}]^T \quad \text{Ecuación 2.6.99}$$

El vector  $\Phi^T$  de la expresión 2.6.98, a diferencia de aquél que acompaña al vector de fuerzas por unidad de volumen en la expresión 2.6.84, sólo contiene las componentes del vector de desplazamientos local virtual que corresponden a los nudos que definen al borde considerado, Así por ejemplo, si el borde del elemento hubiese estado definido por los nudos  $n_2$  y  $n_3$  aparecerían en dicho vector los desplazamientos virtuales  $\phi_3, \phi_4, \phi_5$  y  $\phi_6$ .

Al considerar todos los elementos que poseen lados pertenecientes al contorno de la región bidimensional de análisis:

$$\sum_{j=1}^e \int_{L_j} \Psi^T \cdot \mathbf{T} t_j dL = \sum_{j=1}^e \Phi^T \mathbf{T}_j \quad \text{Ecuación 2.6.100}$$

expresión, que después de un procesamiento, puede escribirse:

$$\sum_{j=1}^e \Phi^T \mathbf{T}_j = \Phi^T \mathbf{F}_s \quad \text{Ecuación 2.6.101}$$

en donde  $F_s$  es el *Vector de Fuerzas de Superficie Global*, un vector de orden  $2nx1$ , que se forma a partir de contribuciones que provienen de los vectores de fuerzas de superficie de los elementos.

c. Términos de fuerzas concentradas.

**Término:** 
$$\sum_i \psi_i^T \cdot P_i$$

Debido a que las fuerzas concentradas estarán aplicadas en los nudos, y el vector contiene las  $\Phi$  componentes de los desplazamientos virtuales de todos los nudos del modelo, directamente se puede establecer para este término:

$$\sum_i \psi_i^T \cdot P_i = \Phi^T F_C \quad \text{Ecuación 2.6.102}$$

en donde  $F_c$  es el *Vector de Fuerzas Concentradas Global*, un vector de orden  $2nx1$ , que contiene las componentes de las fuerzas concentradas en las direcciones de los ejes coordenados que se aplican directamente sobre los nudos.

### 2.6.3.4c Sistema de ecuaciones con el que se obtiene la solución del problema.

De la ecuación 2.6.65 (la discretización del medio continuo y la aplicación del principio de los trabajos virtuales):

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \sigma^T \cdot \epsilon^v t_j dA - \sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \psi^T \cdot f t_j dA \\ - \sum_{j=1}^e \int_{L_j} \psi^T \cdot T t_j dL - \sum_i \psi_i^T \cdot P_i = 0 \end{aligned} \quad \text{Ecuación 2.6.103}$$

De la ecuaciones 2.6.74 y 2.6.75 (términos del trabajo virtual interno):

$$\sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \sigma^T \cdot \epsilon^v t_j dA = \sum_{j=1}^e \phi^T k_j q = \Phi^T K Q \quad \text{Ecuación 2.6.104}$$

De las ecuaciones 2.6.86 y 2.6.87 (términos del trabajo virtual externo realizado por las fuerzas de volumen):

$$\sum_{j=1}^e \iint_{A_j} \psi^T \cdot f t_j dA = \sum_{j=1}^e \phi^T f_j = \Phi^T F_v \quad \text{Ecuación 2.6.105}$$

De las ecuaciones 2.6.100 y 2.6.101 (términos del trabajo virtual externo realizado por las fuerzas de superficie):

$$\sum_{j=1}^e \int_{L_j} \boldsymbol{\psi}^T \cdot \mathbf{T} t_j dL = \sum_{j=1}^e \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{T}_j = \boldsymbol{\Phi}^T \mathbf{F}_s \quad \text{Ecuación 2.6.106}$$

De la ecuación 2.6.102 (términos del trabajo virtual externo realizado por las fuerzas concentradas):

$$\sum_i \boldsymbol{\psi}_i^T \cdot \mathbf{P}_i = \boldsymbol{\Phi}^T \mathbf{F}_c \quad \text{Ecuación 2.6.107}$$

Sobre la base de las ecuaciones anteriores, se tiene:

$$\boldsymbol{\Phi}^T (\mathbf{K} \mathbf{Q} - \mathbf{F}_v - \mathbf{F}_s - \mathbf{F}_c) = \mathbf{0} \quad \text{Ecuación 2.6.108}$$

y haciendo:

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}_v + \mathbf{F}_s + \mathbf{F}_c \quad \text{Ecuación 2.6.109}$$

se escribe de manera más condensada:

$$\boldsymbol{\Phi}^T (\mathbf{K} \mathbf{Q} - \mathbf{F}) = \mathbf{0} \quad \text{Ecuación 2.6.110}$$

siendo F un vector que se identifica simplemente como *Vector de Fuerzas Global*.

Como se verá en el siguiente apartado, el sistema de ecuaciones con el que puede determinarse el vector de desplazamientos globales del modelo, Q, se obtiene seleccionando convenientemente una serie de vectores  $\boldsymbol{\Phi}$  consistentes con las condiciones de frontera.

Con el vector de desplazamientos globales determinado, pueden definirse tanto los vectores de esfuerzos en cada elemento, como las fuerzas que se generan en los nudos con desplazamientos especificados, y que se constituyen en las reacciones del modelo.

### 2.6.3.5 Formación de las matrices y vectores globales.

#### 2.6.3.5a Formación de la Matriz de Rigidez Global, K.

Supóngase que la matriz de rigidez de un elemento j calculada conforme a la ecuación 2.6.72, está dada por:

$$\mathbf{k}_j = \begin{bmatrix} k_{11}' & k_{12}' & k_{13}' & k_{14}' & k_{15}' & k_{16}' \\ k_{21}' & k_{22}' & k_{23}' & k_{24}' & k_{25}' & k_{26}' \\ k_{31}' & k_{32}' & k_{33}' & k_{34}' & k_{35}' & k_{36}' \\ k_{41}' & k_{42}' & k_{43}' & k_{44}' & k_{45}' & k_{46}' \\ k_{51}' & k_{52}' & k_{53}' & k_{54}' & k_{55}' & k_{56}' \\ k_{61}' & k_{62}' & k_{63}' & k_{64}' & k_{65}' & k_{66}' \end{bmatrix} \tag{Ecuación 2.6.111}$$

Si la conectividad de este elemento  $j$ , es  $n_1 = a$ ,  $n_2 = b$  y  $n_3 = c$ , la correspondencia entre los componentes de su vector de desplazamientos local,  $q$ , con los componentes del vector de desplazamientos global,  $Q$ , es:

$$\begin{aligned}
 q_1 &\rightarrow Q_{2a-1} \\
 q_2 &\rightarrow Q_{2a} \\
 q_3 &\rightarrow Q_{2b-1} \\
 q_4 &\rightarrow Q_{2b} \\
 q_5 &\rightarrow Q_{2c-1} \\
 q_6 &\rightarrow Q_{2c}
 \end{aligned} \tag{Ecuación 2.6.112}$$

y las contribuciones de las componentes de la matriz de rigidez del elemento  $j$  a la matriz de rigidez global, aparecen en ubicaciones que se definen estableciendo esta misma correspondencia tanto entre las filas como entre las columnas de estas matrices. Véase la tabla 2.6.2

**Tabla 2.6.2 Correspondencia entre la Matriz de Rigidez de un elemento y la Matriz de Rigidez Global.**

Fila (o columna) de Matriz de Rigidez del Elemento $j$	Fila (o columna) de Matriz de Rigidez Global.
1	2a-1
2	2a
3	2b-1
4	2b
5	2c-1
6	2c

Así por ejemplo, supóngase que la matriz de rigidez del elemento 2 del modelo de la figura 2.6.10 (y que vuelve a reproducirse aquí en la figura 2.6.13) es:

$$\mathbf{k}_2 = \begin{bmatrix} k_{11}^2 & k_{12}^2 & k_{13}^2 & k_{14}^2 & k_{15}^2 & k_{16}^2 \\ k_{21}^2 & k_{22}^2 & k_{23}^2 & k_{24}^2 & k_{25}^2 & k_{26}^2 \\ k_{31}^2 & k_{32}^2 & k_{33}^2 & k_{34}^2 & k_{35}^2 & k_{36}^2 \\ k_{41}^2 & k_{42}^2 & k_{43}^2 & k_{44}^2 & k_{45}^2 & k_{46}^2 \\ k_{51}^2 & k_{52}^2 & k_{53}^2 & k_{54}^2 & k_{55}^2 & k_{56}^2 \\ k_{61}^2 & k_{62}^2 & k_{63}^2 & k_{64}^2 & k_{65}^2 & k_{66}^2 \end{bmatrix}$$

Si la conectividad de este elemento 2 se define como  $n1 = 2$ ,  $n2 = 5$  y  $n3 = 3$  la correspondencia entre los componentes de su vector de desplazamientos local con los componentes del vector de desplazamientos global, es:

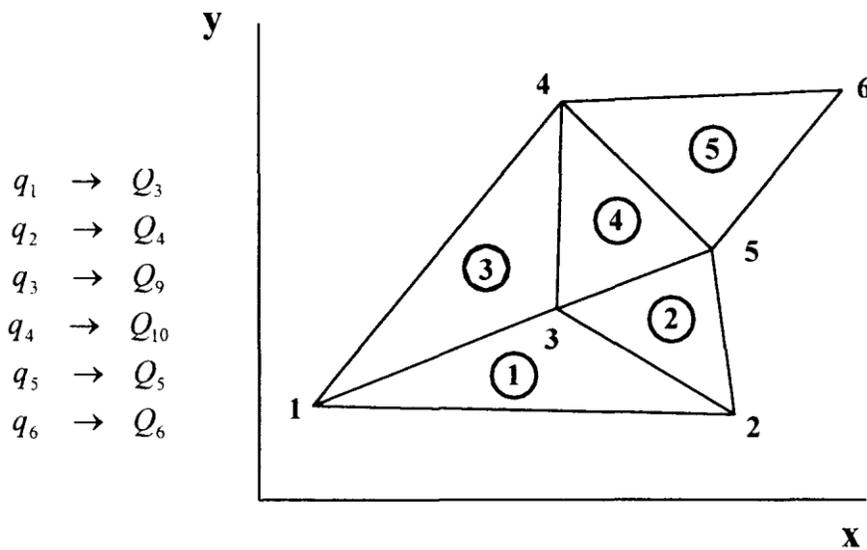


Figura 2.6.14 Esquema de un modelo de elementos finitos

Tomando en cuenta que  $\mathbf{K}$  es una matriz de orden  $2n \times 2n$ , y en este caso  $n = 6$ , la matriz  $\mathbf{K}$  tendrá un orden de  $12 \times 12$ , y las contribuciones de las componentes de la matriz de rigidez del elemento 2 a la matriz de rigidez global, aparecerán en ubicaciones que se definen estableciendo esta misma correspondencia entre filas y columnas de las matrices de rigidez, como se detalla en la figura 2.6.14.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix}
 - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - \\
 - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - \\
 - & - & k_{11}^2 & k_{12}^2 & k_{15}^2 & k_{16}^2 & - & - & k_{13}^2 & k_{14}^2 & - & - \\
 - & - & k_{21}^2 & k_{22}^2 & k_{25}^2 & k_{26}^2 & - & - & k_{23}^2 & k_{24}^2 & - & - \\
 - & - & k_{51}^2 & k_{52}^2 & k_{55}^2 & k_{56}^2 & - & - & k_{53}^2 & k_{54}^2 & - & - \\
 - & - & k_{61}^2 & k_{62}^2 & k_{65}^2 & k_{66}^2 & - & - & k_{63}^2 & k_{64}^2 & - & - \\
 - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - \\
 - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - \\
 - & - & k_{31}^2 & k_{32}^2 & k_{35}^2 & k_{36}^2 & - & - & k_{33}^2 & k_{34}^2 & - & - \\
 - & - & k_{41}^2 & k_{42}^2 & k_{45}^2 & k_{46}^2 & - & - & k_{43}^2 & k_{44}^2 & - & - \\
 - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - \\
 - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - & - \\
 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12
 \end{bmatrix}$$

Figura 2.6.15 Contribución de una matriz de rigidez elemental a la matriz de rigidez global.

La matriz de rigidez global,  $\mathbf{K}$ , se obtiene entonces llevando a cabo el proceso descrito para todos los elementos que constituyen el modelo. Este proceso de formación de la matriz de rigidez global será denotado como sigue:

$$\mathbf{K} \leftarrow \sum_{j=1}^e \mathbf{k}_j \tag{Ecuación 2.6.113}$$

**2.6.3.5b Formación del Vector de Fuerzas Global, F.**

a. Vector de Fuerzas de Volumen Global, F.

Supóngase que el vector de fuerzas de volumen de un elemento  $j$ , calculado de acuerdo con la ecuación 2.6.85, es:

$$\mathbf{f}_j = \left[ f_1' \quad f_2' \quad f_3' \quad f_4' \quad f_5' \quad f_6' \right]^T \tag{Ecuación 2.6.114}$$

Si la conectividad de este elemento  $j$ , es  $n_1 = a$ ,  $n_2 = b$  y  $n_3 = c$ , entonces se puede establecer la siguiente correspondencia entre los componentes del vector de fuerzas de volumen del elemento  $f_j$ , y los componentes del vector de fuerzas de volumen global,  $\mathbf{F}$ :

$$\begin{aligned}
 f_1^j &\rightarrow F_{V_{2a-1}} \\
 f_2^j &\rightarrow F_{V_{2a}} \\
 f_3^j &\rightarrow F_{V_{2b-1}} \\
 f_4^j &\rightarrow F_{V_{2b}} \\
 f_5^j &\rightarrow F_{V_{2c-1}} \\
 f_6^j &\rightarrow F_{V_{2c}}
 \end{aligned}
 \tag{Ecuación 2.6.115}$$

correspondencia con la cual se define directamente la contribución del primer vector al segundo. Así por ejemplo, si el vector de fuerzas de volumen del elemento 3 es:

$$\mathbf{f}_3 = \left[ f_1^3 \quad f_2^3 \quad f_3^3 \quad f_4^3 \quad f_5^3 \quad f_6^3 \right]^T$$

y su conectividad es  $n_1=1$ ,  $n_2 = 3$  y  $n_3 = 4$  (véase nuevamente la figura 2.6.13), entonces las contribuciones de este elemento al vector de fuerzas de volumen global aparecerán en las ubicaciones que se detallan a continuación:

$$\mathbf{F}_v = \left[ f_1^3 \quad f_2^3 \quad - \quad - \quad f_3^3 \quad f_4^3 \quad f_5^3 \quad f_6^3 \quad - \quad - \quad - \quad - \right]^T$$

El vector de fuerzas de volumen global  $F_v$ , se obtiene entonces realizando este proceso sobre todos los elementos, proceso que se denota de la siguiente manera:

$$\mathbf{F}_v \leftarrow \sum_{j=1}^e \mathbf{f}_j
 \tag{Ecuación 2.6.116}$$

b. Vector de Fuerzas de Superficie Global,  $F_s$ .

Supóngase que el vector de fuerzas de superficie correspondiente a uno de los bordes del elemento  $j$  que pertenece al contorno de la región bidimensional de análisis es (véase la ecuación 2.6.99):

$$\mathbf{T}_j = \left[ T_1^j \quad T_2^j \quad T_3^j \quad T_4^j \right]^T
 \tag{Ecuación 2.6.117}$$

Si el número de los nudos que definen el borde del elemento son  $a$  y  $b$ , los cuales pueden corresponder a sus nudos  $n_1$  y  $n_2$ , a  $n_2$  y  $n_3$  ó a  $n_3$  y  $n_1$  entonces se puede establecer la siguiente correspondencia entre los componentes del vector de fuerzas de

superficie del elemento  $T_j$ , y los componentes del vector de fuerzas de superficie global,  $F_s$ :

$$\begin{aligned} T_1' &\rightarrow F_{S_{2a-1}} \\ T_2' &\rightarrow F_{S_{2a}} \\ T_3' &\rightarrow F_{S_{2b-1}} \\ T_4' &\rightarrow F_{S_{2b}} \end{aligned} \qquad \text{Ecuación 2.6.118}$$

correspondencia que permite definir directamente la contribución del primer vector al segundo.

Así por ejemplo, haciendo nuevamente alusión a la figura 2.6.13, suponga que el borde definido por los nudos 6 y 4, corresponden a los nudos  $n_3$  y  $n_1$  del elemento 5. y que se ha definido en tal borde, el siguiente vector de fuerzas por unidad de superficie en el elemento:

$$\mathbf{T}_5^{j \rightarrow i} = [T_1^5 \quad T_2^5 \quad T_3^5 \quad T_4^5]^T$$

Entonces, debido a que  $n_3 = a = 6$ ,  $n_1 = b = 4$ , las contribuciones de este vector aparecerán en las ubicaciones siguientes:

$$\mathbf{F}_s = [- \quad - \quad - \quad - \quad - \quad - \quad T_3^5 \quad T_4^5 \quad - \quad - \quad T_1^5 \quad T_2^5]^T$$

El vector de fuerzas de superficie global  $F_s$ , se obtiene entonces realizando este proceso sobre todos los bordes de los elementos que pertenecen al contorno de la región de análisis. El proceso se denota:

$$\mathbf{F}_v \leftarrow \sum_{j=1}^e \mathbf{f}_j \qquad \text{Ecuación 2.6.119}$$

c. Vector de Fuerzas Concentradas Global,  $F_c$ .

Consistentes con la consideración de que las cargas concentradas se aplican sólo en nudos del modelo, el vector:

$$\mathbf{P}_i = [P_{xi} \quad P_{yi}]^T \qquad \text{Ecuación 2.6.120}$$

representa la fuerza concentrada que se aplica sobre un nudo  $i$  del modelo, con  $1 \leq i \leq n$ , y sus contribuciones al vector de fuerzas concentradas global, aparecen en las posiciones  $2i-1$  y  $2i$ .

Así por ejemplo, en el modelo de la figura 2.6.13, si sobre el nudo 3 se aplica la siguiente fuerza concentrada:

$$\mathbf{P}_3 = \begin{bmatrix} P_{x3} & P_{y3} \end{bmatrix}^T$$

en el vector de fuerzas concentradas global, sus contribuciones aparecen de la siguiente manera:

$$\mathbf{F}_C = \begin{bmatrix} - & - & - & - & P_{x3} & P_{y3} & - & - & - & - & - & - \end{bmatrix}^T$$

### 2.6.3.6 Introducción de las condiciones de frontera y obtención de la solución.

De acuerdo con los apartados anteriores, la aplicación del PTV a una región, bidimensional de análisis ya discretizada, conduce a la siguiente expresión (véanse las ecuaciones 2.6.108, 2.6.109 y 2.6.110):

$$\Phi^T (\mathbf{K} \mathbf{Q} - \mathbf{F}) = \mathbf{0} \quad \text{Ecuación 2.6.121}$$

con:

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}_V + \mathbf{F}_S + \mathbf{F}_C \quad \text{Ecuación 2.6.122}$$

ecuaciones en las que:

$\mathbf{K}$  Matriz de Rigidez Global, de orden  $2n \times 2n$ . (véase el apartado 2.6.3.5a).

$\mathbf{F}$  Vector de Fuerzas Global, de orden  $2n \times 1$ . (véase el apartado 2.6.3.5b).

$\mathbf{F}_V$  Vector de Fuerzas de Volumen Global, de orden  $2n \times 1$ .

$\mathbf{F}_S$  Vector de Fuerzas de Superficie Global, de orden  $2n \times 1$ .

$\mathbf{F}_C$  Vector de Fuerzas Concentradas Global, de orden  $2n \times 1$ .

$\mathbf{Q}$  Vector de desplazamientos globales (reales) del modelo, vector de orden  $2n \times 1$  que contiene las componentes de los desplazamientos (reales) de todos los nudos del modelo.

$\Phi$  **Vector de desplazamientos globales virtuales**, vector de orden  $2n \times 1$ , que contiene las componentes de los desplazamientos virtuales de todos los nudos del modelo.

Haciendo  $N=2n$  y considerando que la matriz  $\mathbf{K}$  y el vector  $\mathbf{F}$  ya han sido formados, se puede escribir:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & \dots & K_{1N} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & \dots & K_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ K_{N1} & K_{N2} & \dots & \dots & K_{NN} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.6.123}$$

$$\mathbf{F} = [F_1 \quad F_2 \quad \dots \quad \dots \quad F_N]^T \quad \text{Ecuación 2.6.124}$$

En consistencia, los vectores  $\mathbf{Q}$  y  $\Phi$  se presentan como:

$$\mathbf{Q} = [Q_1 \quad Q_2 \quad \dots \quad \dots \quad Q_N]^T \quad \text{Ecuación 2.6.125}$$

$$\Phi = [\Phi_1 \quad \Phi_2 \quad \dots \quad \dots \quad \Phi_N]^T \quad \text{Ecuación 2.6.126}$$

por lo que la ecuación 2.6.122 puede escribirse de la siguiente forma:

$$[\Phi_1 \quad \Phi_2 \quad \dots \quad \Phi_N] \begin{bmatrix} K_{11} Q_1 + K_{12} Q_2 + \dots + K_{1N} Q_N - F_1 \\ K_{21} Q_1 + K_{22} Q_2 + \dots + K_{2N} Q_N - F_2 \\ \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ K_{N1} Q_1 + K_{N2} Q_2 + \dots + K_{NN} Q_N - F_N \end{bmatrix} = 0 \quad \text{Ecuación 2.6.127}$$

y cada elemento del segundo vector constituye una **ecuación de equilibrio** que está asociada a cada componente del desplazamiento de los nudos del modelo.

Todas aquellas componentes de los desplazamientos que se encuentren especificadas o restringidas (*esto es, las componentes del desplazamiento que corresponden a  $S_\delta$* ), se convierten en las condiciones de desplazamiento en la frontera, y son las que impiden (*o deberían impedir*) el movimiento de la región bidimensional como un cuerpo rígido. Conviene entonces denotar a las componentes del

desplazamiento como *grados de libertad* e identificar, en el caso de la elasticidad plana, dos grados de libertad por nudo.

Por otra parte, cada grado de libertad especificado o restringido tiene asociada una fuerza denominada *reacción*, que es precisamente la que hace posible la restricción en tal grado de libertad. Su determinación suele ser tan importante como el cálculo de los desplazamientos de los nudos o de los esfuerzos en los elementos.

Seleccionando desplazamientos virtuales tales que les correspondan vectores  $\Phi$  con valores unidad en un grado de libertad particular y valores nulos para el resto de ellos (*con excepción de los grados de libertad especificados pues debe recordarse que el desplazamiento virtual debe ser consistente con las condiciones de desplazamiento en la frontera*), se obtiene un sistema de ecuaciones reducido de donde pueden determinarse los grados de libertad desconocidos, y con ello las reacciones y los esfuerzos en los elementos, proceso que se ilustra a continuación con una sencilla ejemplificación, aunque se advierte que el número de grados de libertad involucrados suele ser muchísimo mayor.

Supóngase que después de la formulación de un problema de elementos finitos se obtiene (véase la ecuación 2.6.127):

$$[\Phi_1 \quad \Phi_2 \quad \Phi_3 \quad \Phi_4] \begin{bmatrix} K_{11} Q_1 + K_{12} Q_2 + K_{13} Q_3 + K_{14} Q_4 - F_1 \\ K_{21} Q_1 + K_{22} Q_2 + K_{23} Q_3 + K_{24} Q_4 - F_2 \\ K_{31} Q_1 + K_{32} Q_2 + K_{33} Q_3 + K_{34} Q_4 - F_3 \\ K_{41} Q_1 + K_{42} Q_2 + K_{43} Q_3 + K_{44} Q_4 - F_4 \end{bmatrix} = 0 \quad \text{Ecuación 2.6.128}$$

y en el que los desplazamientos  $Q_1$  y  $Q_2$  se encuentran especificados como:

$$Q_1 = C_1 \quad \text{Ecuación 2.6.129a}$$

$$Q_3 = C_3 \quad \text{Ecuación 2.6.129b}$$

Dado que los grados de libertad desconocidos son  $Q_2$  y  $Q_4$ , se seleccionan convenientemente dos vectores  $\Phi$  dados por:

$$\Phi = [0 \quad 1 \quad 0 \quad 0] \quad \text{Ecuación 2.6.130a}$$

$$\Phi = [0 \ 0 \ 0 \ 1] \quad \text{Ecuación 2.6.130b}$$

y al sustituir cada uno de ellos en la ecuación 2.6.128, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$K_{21} C_1 + K_{22} Q_2 + K_{23} C_3 + K_{24} Q_4 - F_2 = 0 \quad \text{Ecuación 2.6.131a}$$

$$K_{41} C_1 + K_{42} Q_2 + K_{43} C_3 + K_{44} Q_4 - F_4 = 0 \quad \text{Ecuación 2.6.131b}$$

que pueden escribirse:

$$K_{22} Q_2 + K_{24} Q_4 = F_2 - K_{21} C_1 - K_{23} C_3 \quad \text{Ecuación 2.6.132a}$$

$$K_{42} Q_2 + K_{44} Q_4 = F_4 - K_{41} C_1 - K_{43} C_3 \quad \text{Ecuación 2.6.132b}$$

y con las que pueden obtenerse los desplazamientos desconocidos  $Q_2$  y  $Q_4$ .

Suponiendo que al resolver este sistema de ecuaciones se obtiene:

$$Q_2 = C_2 \quad \text{Ecuación 2.6.133a}$$

$$Q_4 = C_4 \quad \text{Ecuación 2.6.133b}$$

las reacciones en los grados de libertad restringidos, se obtienen de las ecuaciones de equilibrio correspondientes, como sigue (véase la ecuación 2.5.128):

$$R_1 = K_{11} C_1 + K_{12} C_2 + K_{13} C_3 + K_{14} C_4 - F_1 \quad \text{Ecuación 2.6.134a}$$

$$R_3 = K_{31} C_1 + K_{32} C_2 + K_{33} C_3 + K_{34} C_4 - F_3 \quad \text{Ecuación 2.6.134b}$$

En general, si  $r$  representa un grado de libertad restringido en un sistema de  $N$  grados de libertad, la reacción correspondiente, identificada por  $R_r$ , se calcula como

$$\text{sigue: } R_r = \sum_{k=1}^N K_{rk} Q_k - F_r$$

$$\text{Ecuación 2.6.135}$$

Finalmente, el cálculo de los esfuerzos en cada elemento se realiza utilizando la siguiente expresión (véanse las ecuaciones 2.6.63):

$$\sigma = D \varepsilon = D B q \quad \text{Ecuación 2.6.136}$$

en donde el vector  $q$  se obtiene extrayendo las componentes del desplazamiento de cada uno de sus nudos del vector global  $Q$ , ya definido, a través de su conectividad.

### 2.6.4 PROCEDIMIENTO BÁSICO PARA EL DESARROLLO DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.

**Paso No.1:** Registro de la información básica inicial del modelo.

- Número de nudos
- Número de elementos
- Coordenadas de los nudos

Número del nudo	x1 (cm)	y1 (cm)

- Conectividad y espesor de los elementos.

Elemento	n1	n2	n3	t (cm)

- Propiedades del material.

Módulo de Elasticidad E

Módulo de Poisson  $\mu$

Peso específico  $\gamma$

**Paso No. 2:** Formación de la Matriz de Rigidez Global K.

De acuerdo con la expresión 2.6.72 la matriz de Rigidez de un elemento “j” esta dada por:

$$\mathbf{k}_j = t_j A_j \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}$$

En donde  $t_j$  es el espesor y  $A_j$  el área del elemento de acuerdo a la ecuación 2.6.56.

$$A_j = \frac{1}{2} (x_{13} y_{23} - x_{23} y_{13})$$

de acuerdo a la ecuación 2.6.63.

$$\mathbf{B} = \frac{1}{2A_j} \begin{bmatrix} y_{23} & 0 & y_{31} & 0 & y_{12} & 0 \\ 0 & x_{32} & 0 & x_{13} & 0 & x_{21} \\ x_{32} & y_{23} & x_{13} & y_{31} & x_{21} & y_{12} \end{bmatrix}$$

Y dado que se trata de un caso de esfuerzo plano (ver ecuación 2.6.35 (f))

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1-\mu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\mu)}{2} \end{bmatrix}$$

**Paso No. 3:** Formación del Vector de Fuerzas de Volumen, Fv.

Conforme a la ecuación 2.6.85 el vector de fuerzas de volumen para un elemento j del modelo es:

$$\mathbf{f}_j = \frac{t_j A_j}{3} [f_x \quad f_y \quad f_x \quad f_y \quad f_x \quad f_y]^T$$

Siendo  $f_x$  y  $f_y$  las componentes de la fuerza por unidad de volumen en el elemento: considerar para un elemento bidireccional  $f_x = 0$  y  $f_y = -\gamma$

**Paso No. 4:** Formación del Vector de Fuerzas de Superficie, Fs.

Sobre la base de la ecuación 2.6.99, sobre los bordes de los elementos que pertenecen al contorno del modelo, el vector de fuerzas de superficie esta dado por la siguiente expresión:

$$\mathbf{T}_j = \frac{t_j L_j}{6} \begin{bmatrix} 2T_{x1} + T_{x2} & 2T_{y1} + T_{y2} & T_{x1} + 2T_{x2} & T_{y1} + 2T_{y2} \end{bmatrix}^T$$

En donde los subíndices 1 y 2 obedecen a la suposición de que el borde del elemento considerado está definido por los nudos n1 y n2 de su conectividad.

**Paso No. 5:** Formación del Vector de Fuerzas Concentradas,  $F_c$ .

Este paso se lleva a cabo si existen cargas concentradas en los nudos del elemento que se está considerado.

$$P_i = [P_{xi} \ P_{yi}]$$

$$P_j = [P_{xi} \ P_{yj}]$$

**Paso No. 6:** Calculo de los desplazamiento de los nudos.

De las ecuaciones 2.6.121 y 2.6.122

$$\Phi^T (K Q - F) = 0$$

En donde:

$$F = F_v + F_s + F_c$$

Se debe de revisar la relación  $2n$  para poder emplear las ecuaciones 2.6.41(b) y 2.6.64

(b)

$$Q = [Q_1 \ Q_2 \ Q_3 \ Q_4 \ \dots \ Q_{2i-1} \ Q_{2i} \ \dots \ Q_{2n-1} \ Q_{2n}]^T$$

$$\Phi = [\Phi_1 \ \Phi_2 \ \Phi_3 \ \Phi_4 \ \dots \ \Phi_{2i-1} \ \Phi_{2i} \ \dots \ \Phi_{2n-1} \ \Phi_{2n}]^T$$

**Paso No. 7:** Calculo de las reacciones en los grados de libertad restringidos.

De acuerdo con la ecuación 2.6.135 la reacción correspondiente a un grado de libertad restringido  $r$  en un sistema de  $N$  grados de libertad está dada por.

$$R_r = \sum_{k=1}^N K_{rk} Q_k - F_r$$

**Paso No. 8:** Calculo de los esfuerzos en los elementos.

Los esfuerzos en cada uno de los elementos del modelo se calculan con la siguiente expresión (véanse las ecuaciones 2.6.35(a) y 2.6.136):

$$\boldsymbol{\sigma} = \left[ \sigma_x \quad \sigma_y \quad \tau_{xy} \right]^T = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{q}$$

en donde el vector  $\mathbf{q}$  es el vector de desplazamientos local del elemento, el cual se obtiene a partir del vector global  $\mathbf{Q}$ , por medio de su conectividad.

## CAPITULO III

# MODELADO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE PROGRAMA DE CÓMPUTO

---

### 3.1 INTRODUCCIÓN.

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en Ingeniería se ha extendido ampliamente. Particularmente en ingeniería estructural, los programas de análisis cubren un campo de aplicaciones que van desde estructuras aporticadas, con arriostres o muros de corte, hasta la inclusión de disipadores de energía o de aisladores sísmicos en la base.

Los pisos o coberturas laminares pueden ser modelados con elementos finitos apropiados. Asimismo, debido al desarrollo de aplicaciones con elementos finitos, con ciertos programas es posible modelar el suelo circundante a la cimentación en conjunto con las estructuras de la cimentación. En la actualidad se cuentan con programas de uso general para diversos tipos de estructuras: edificios, puentes, losas, estructuras analizables con estados planos de esfuerzo o deformación, etc. tales como SAP 2000 en sus diferentes versiones. Sin embargo, la demanda mayor sigue siendo la de edificios, y por esta razón también hay programas diseñados exclusivamente para su uso en estas estructuras (ETABS). Estos programas, aparte de la evidente desventaja de su estrecho campo de aplicación, tienen las ventajas siguientes:

- Facilidad en el ingreso de datos, enfocado en trabajar con términos propios a los edificios, pues el modelado se hace a partir de pisos, vanos, ejes de columnas, muros, en lugar de nudos y elementos genéricos.
- En forma consistente con los datos, los resultados son presentados en forma rápidamente entendible para el ingeniero, de acuerdo a cada elemento de la estructura.
- A nivel interno de programación, los métodos de solución de las ecuaciones involucradas se concentran en aquellas más apropiadas, según las características numéricas de un problema que viene a ser típico.

El programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar análisis estáticos y dinámicos. Los análisis se realizan básicamente en el rango lineal, pero pueden ser considerados elementos no lineales en los apoyos o en los disipadores de energía. En lo que sigue se hará referencia a la versión 9.0.7.

### 3.2 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO.

De acuerdo al programa, el edificio está formado por un ensamble de columnas, vigas, arriostres y muros (si los hubiera), interconectados por losas horizontales, las cuales pueden ser diafragmas rígidos o flexibles en su plano, como se muestra en la Figura 3.2.1. La geometría básica es definida con referencia a una malla simple tridimensional, formada por la intersección de los planos de cada piso y los ejes de las columnas. Los edificios pueden ser no simétricos o de forma irregular en planta. El comportamiento torsional de los diafragmas y la compatibilidad entre los diafragmas de cada piso es tomado en cuenta.

Con las compatibilidades de desplazamientos considerados en el modelo, es posible determinar los efectos asociados con el comportamiento de estructuras altas con columnas espaciadas.

Los diafragmas semirrígidos pueden ser modelados usando un elemento de piso para considerar los efectos de las deformaciones en el plano. Es posible el modelado de mezzanines y aberturas interiores. Es posible modelar diafragmas múltiples en un mismo nivel, como para modelar, por ejemplo, varias torres elevándose a partir de una sola estructura combinada, o viceversa.

Es posible la inclusión de arriostres diagonales (diagonal bracing element) para considerar sistemas arriostrados en X, K o excéntricamente.

Un elemento especial de panel sirve para modelar los muros de corte, con formas tales como de una sección canal para modelar cajas de ascensores muros curvos, muros con discontinuidades y muros con aberturas. Este elemento está basado en un elemento finito isoparamétrico, planteado para modelar membranas, pero con una rigidez rotacional en su plano. De este modo, se asegura la continuidad entre las vigas y columnas adyacentes a cada muro en su plano.

Uno o más elementos de panel, en uno o varios pisos, pueden ser usados para definir un único muro, denotado con un nombre determinado; el muro puede adoptar formas planas o tridimensionales. La integración de las fuerzas internas de cada elemento finito de panel, en un conjunto de fuerzas y momentos para el muro, es un proceso automático de modo que se cumple el equilibrio con las fuerzas aplicadas. Se pueden modelar formas de muros complicadas y conseguir resultados en forma tal que pueda ser utilizable en el diseño.

Han sido implementados una serie de formulaciones especiales para elementos de apoyo no lineales y enlaces no lineales en los extremos, para permitir el modelado de aisladores en la base y de disipadores de energía.

Las columnas y las vigas pueden no ser prismáticas; además, las vigas pueden tener fijación parcial en los extremos. Las cargas sobre las vigas pueden ser uniformes, parcialmente uniformes o trapezoidales. Las formulaciones de las vigas, columnas, arriostres y muros consideran deformaciones por flexión, axiales y por corte. Los efectos de las dimensiones de las vigas y las columnas sobre la rigidez del sistema están incluidos en el modelo.

Evidentemente, una gran ventaja de contar con un programa de este tipo es el de disponer del modelo de una edificación y poder realizar las modificaciones, geométricas o de inclusión de elementos estructurales, si es que el edificio no cumple con los requerimientos de resistencia o deformación determinados por los códigos de diseño.

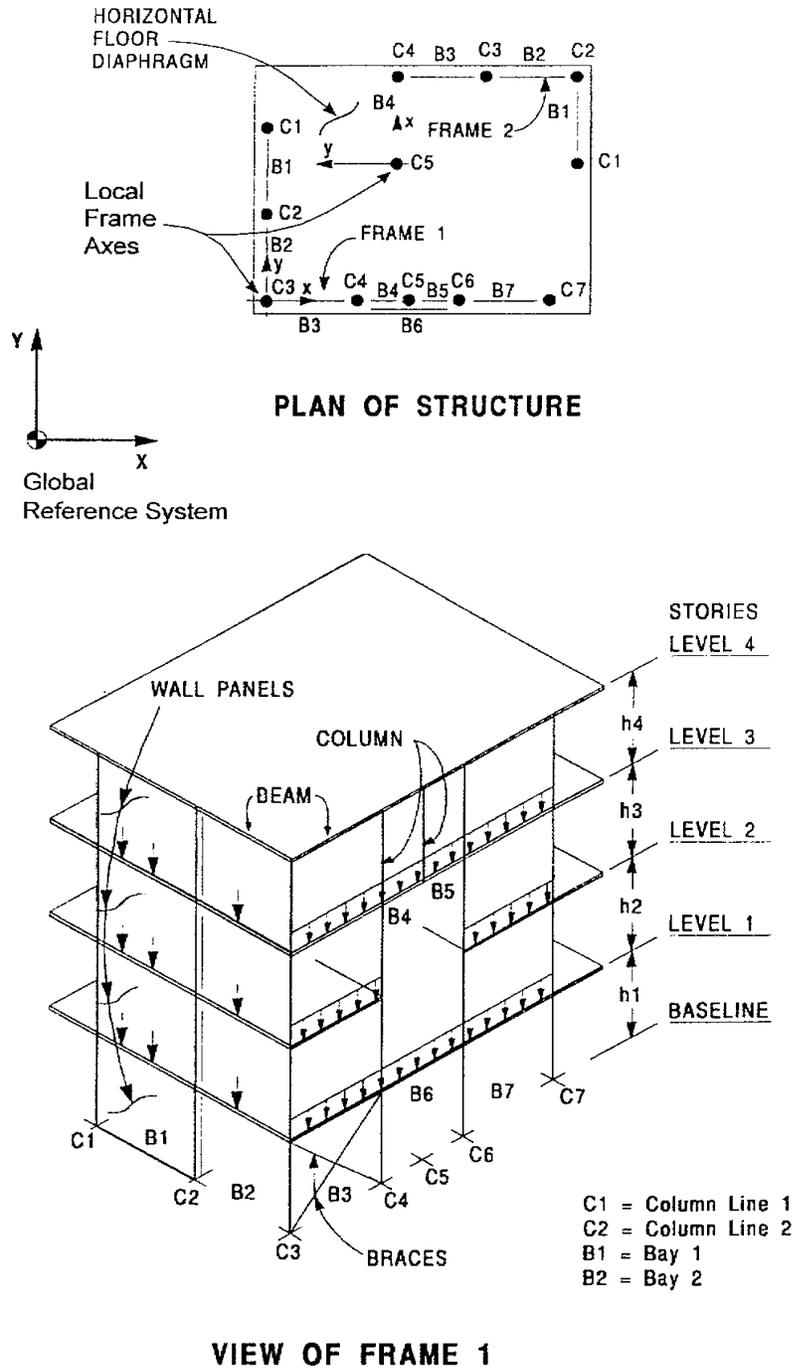


Figura 3.2.1 Sistema de una Edificación Típica

### 3.3 ANÁLISIS DISPONIBLES

Con el programa se realizan análisis estáticos para cargas verticales especificadas, cargas laterales de piso o cargas distribuidas por piso. Las cargas verticales uniformes sobre las superficies de los elementos de piso son convertidos a cargas verticales uniformes sobre las vigas adyacentes. Se disponen de diferentes patrones de carga lateral, sísmica o de viento, definidos según las disposiciones de diversos códigos de diseño, sobre todo de América del Norte, aunque en las últimas versiones ya se consideran el Euro código o el código de Nueva Zelanda. Los análisis para considerar efectos térmicos también están disponibles.

Los efectos P-delta son incluidos en la formulación básica de la matriz de rigidez lateral, como una corrección geométrica. Ello supone que el equilibrio sea satisfecho en la posición deformada, de modo que este problema es resuelto sin iteraciones y sin esfuerzos numéricos adicionales. Además, como la corrección se hace a la matriz de rigidez lateral, los efectos P-delta ya son considerados en los análisis estáticos y en los dinámicos, tales como el análisis modal espectral y el análisis tiempo-historia.

El análisis modal espectral está basado en el método de combinación cuadrática completa. La estructura puede ser analizada con el sismo en dos direcciones diferentes con espectros de diseño independientes. Los efectos de amortiguamiento modal compuesto de los amortiguadores suplementarios aisladores o disipadores de energía , son considerados en el análisis.

El análisis tiempo-historia emplea una técnica de integración considerando los intervalos de tiempo para la evaluación de las coordenadas modales. Las aceleraciones del terreno pueden excitar la estructura en cualquiera de las dos direcciones ortogonales horizontales, con movimientos independientes. Los resultados pueden ser presentados como funciones del tiempo (por ejemplo, desplazamiento vs tiempo) o como curvas de respuesta (por ejemplo, fuerza vs desplazamiento). Por otro lado, el programa puede

generar espectros de respuesta para un acelerograma determinado. Ver figura 3.3.1 y figura 3.3.2.

Los resultados de las diferentes condiciones de carga estática pueden ser combinados entre sí o con los de los análisis dinámicos, con la inclusión de factores de carga, con fines de diseño.

Las salidas del programa consisten en desplazamientos en cada nivel, fuerzas cortantes, desplazamientos relativos de entrepiso, desplazamientos en los nudos, así como reacciones y fuerzas internas en cada elemento de la estructura.

El sistema total del programa está integrado con una serie de post-procesadores para el diseño o la verificación de elementos de concreto armado o acero. Todos los elementos pueden ser revisados o diseñados para una serie de combinaciones de carga dados y los resultados son reportados en archivos.

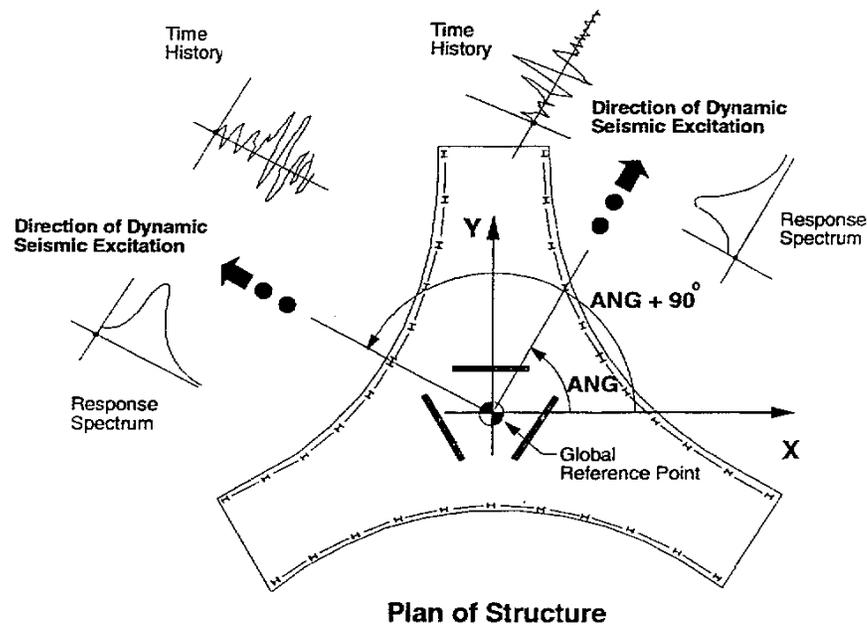


Figura 3.3.1 Convención de Direcciones del Análisis Sísmico Dinámico

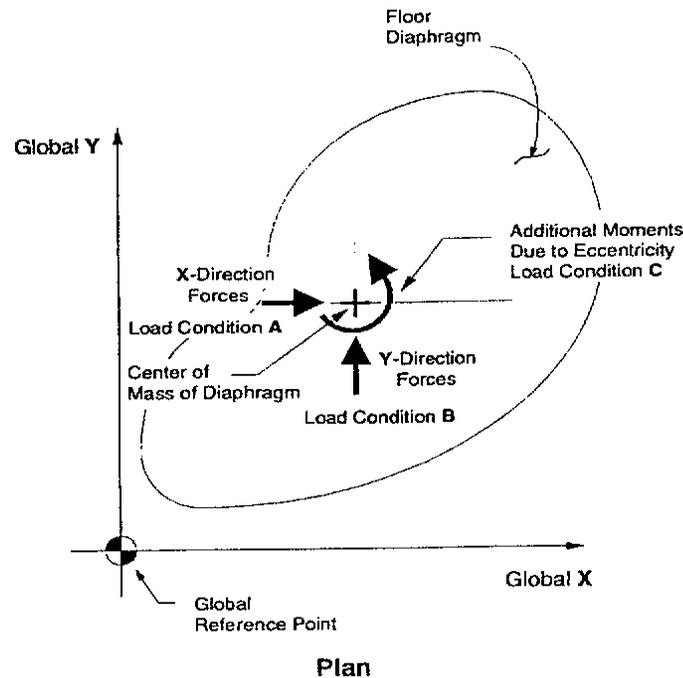


Figura 3.3.2 Convención de Direcciones del Análisis Sísmico Estático

### 3.4 ALGUNOS TÉRMINOS EN LA PREPARACIÓN DEL MODELO

Alguna terminología elemental del programa es básica para la preparación del modelo.

Está referida al significado de ciertos elementos típicos, relacionados a las edificaciones, y su inclusión en el sistema total. En los elementos comunes vigas, columnas, paneles de muros, etc. la terminología y las consideraciones tomadas son similares a cualquier otro programa de análisis.

#### 3.4.1 ELEMENTOS FRAMES

Un elemento FRAME (pórtico) de ETABS consiste en columnas verticales y vigas horizontales. Pueden ser tridimensionales con muros de corte y arriostres diagonales. La malla formada por los diafragmas horizontales de piso y los ejes verticales de columnas forman el sistema de referencia básico para la descripción del elemento. Los ejes de columnas están ubicados con coordenadas en el plano horizontal

(X-Y) y los vanos están ubicados en planta como conexiones entre los ejes de columnas. Un vano es definido como una conexión entre dos ejes de columnas. Sobre cada eje de columna pueden definirse elementos tipo columna como pueden no definirse, y lo mismo se da en los vanos, es decir, sobre cada vano pueden definirse elementos tipo viga. Una viga, un arriostre o un panel siempre se definen entre dos ejes de columnas. Las vigas y diafragmas asociados a un piso en particular son definidos en el correspondiente eje de piso (story line), mientras que las columnas, paneles y diagonales son definidos debajo del correspondiente eje de piso.

### 3.4.2 ELEMENTOS FLOOR DIAPHRAGMS

Por lo general, los pisos horizontales en cualquier nivel son modelados como un diafragma horizontal rígido, con una rigidez infinita en su plano, pero sin rigidez fuera de su plano. Puede haber uno o más elementos Floor Diaphragms (diafragmas) asociados con un solo nivel o piso, como se muestra en la Figura 3. Este plano horizontal está conectado a los ejes de columnas asociados con el diafragma. En consecuencia, todos los ejes de columnas conectados a un diafragma rígido no podrían tener desplazamientos independientes entre sí. Algunos ejes de columnas pueden ser desconectados del diafragma rígido, para permitir desplazamientos independientes en las columnas. Un elemento diafragma puede tener rigidez infinita, no tener rigidez o tener una rigidez intermedia, mediante el uso de elementos flexibles. Los diafragmas rígidos deben ser horizontales; los diafragmas flexibles pueden tener una inclinación.

Las masas requeridas para el análisis dinámico están asociadas con los diafragmas rígidos. Las masas son concentradas en los centros de masas de los diafragmas correspondientes. Las masas de los elementos son incluidos automáticamente en una masa de diafragma conjunto, con la contribución correspondiente a los momentos de inercia de masa. El número de elementos diafragma en un nivel particular dependerá de la distribución de masas en el piso.

### 3.4.3 BRAZOS RÍGIDOS

Cuando las dimensiones de las columnas son relativamente grandes, el aumento de la rigidez de la estructura es grande, tanto en la consideración de deformaciones de corte como en el aumento de rigidez en las vigas, como resultado de un efecto de brazo rígido.

El mismo efecto se produce en las columnas con las vigas de peralte considerable. Las fuerzas internas en los elementos viga y columna son dadas en las caras externas de los brazos rígidos, lo cual tiene ventajas evidentes para fines de diseño. Puede considerarse una reducción en la dimensión del brazo rígido, para tomar en cuenta cierta flexibilidad y evitar una subestimación de los desplazamientos. En todo caso, las fuerzas internas siempre están dadas a nivel de las caras externas de los brazos rígidos.

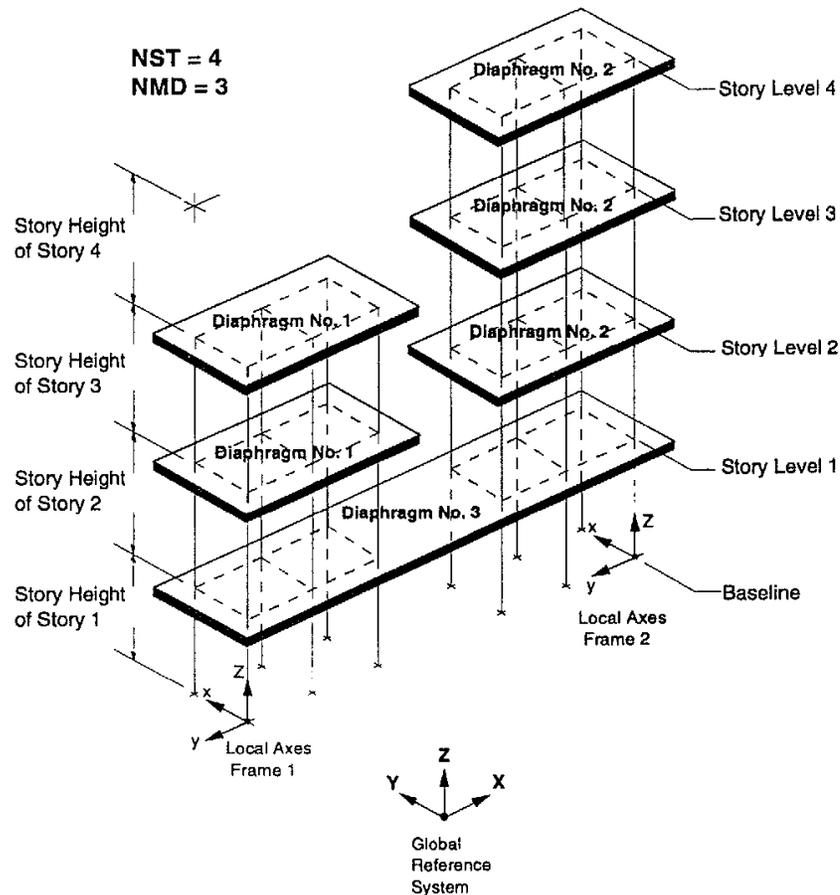


Figura 3.4.1. Ejemplo de Numeración del Nivel de Piso y Diafragmas.

### **3.5 REVISIÓN DEL PROGRAMA**

ETABS es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos, especiales características para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Los métodos numéricos usados en el programa, los procedimientos de diseño y los códigos internacionales de diseño le permitirán ser versátil y productivo, tanto si se está diseñando un pórtico bidimensional o realizando un análisis dinámico de un edificio de gran altura con aisladores en la base.

#### **3.5.1 CONCEPTO FUNDAMENTAL**

ETABS trabaja dentro de un sistema de datos integrados. El concepto básico es que usted crea un modelo consistente del sistema de piso y sistemas de pórtico vertical y lateral para analizar y diseñar toda la edificación. Todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema versátil de análisis y diseño con una interfase. No existen módulos externos para mantenimiento y no se preocupe de la transferencia de datos entre módulos. Los efectos sobre una parte de la estructura debido a cambios efectuados en otra parte son instantáneos y automáticos.

#### **3.5.2 VARIEDAD DE OPCIONES**

Los métodos de análisis incluyen una gran variedad de opciones para el análisis estático y dinámico. El modelo integrado puede incluir, sistemas de vigas de acero, pórticos resistentes, complejos sistemas de muros de cortante, losas de piso rígido y flexible, techos inclinados, rampas y estructuras de parqueo, pisos de mezanine, sistemas de tijerales, edificaciones múltiples y sistemas de diafragma escalonado.

#### **3.5.3 MÉTODOS NUMÉRICOS**

Los métodos numéricos usados para analizar la edificación permiten modelar sistemas de piso de tableros de acero y losa de concreto que puedan automáticamente transmitir sus cargas a las vigas principales. El enmallado de elementos finitos elaborados

automáticamente de un complejo sistema de piso con interpolación de desplazamientos en transiciones de diferentes características de mallas, asociado con el análisis de vectores Ritz para el análisis dinámico, permite la inclusión de los efectos de flexibilidad del diafragma en el análisis de una manera práctica.

Las opciones de análisis dinámico vertical permiten incluir los efectos de las componentes del movimiento vertical del terreno en su análisis sísmico. Esto también permitirá una evaluación detallada de los problemas de vibración vertical de pisos, adicionalmente a los métodos empíricos tradicionales que también son incluidos dentro del software.

Los problemas especiales asociados con la construcción de de estructuras típicas han sido asociados con técnicas numéricas personalizada que permiten incluir fácilmente sus efectos en el análisis. Los problemas especiales incluidos, entre otros, son: Calculo del centro de rigidez, efectos locales y globales P-Delta, inclusión de paneles aislados en zonas deformable, efecto de nudos rígidos en los extremos y desplazamiento de extremos de elementos con relación a los puntos cardinales de una sección.

### **3.5.4 CAPACIDADES AVANZADAS**

Los más avanzados métodos numéricos incluyen sofisticadas opciones para modelar amortiguamientos no lineales, análisis pushover, aislamiento en base, construcción con carga secuencial, impacto y levantamiento estructural.

Intercambio de Información con otros Programas Una gran variedad de opciones de exportación permiten transferir información desde la base de datos del ETABS para uso con otros paquetes de programas. Algunos usos de estas opciones de exportación, entre otros, son estructuraciones en planta y elevación usando AutoCAD, cimentación y análisis de losas usando SAFE, así con información detallada de paquetes que usan los archivos CIS/2 Step.

### 3.6 DESCRIPCIÓN Y USO DE COMANDOS BÁSICOS DE ETABS

El siguiente apartado de la investigación es dedicado a la familiarización del software (ETABS Nonlinear v9.0.7) que emplearemos para revisar el verdadero comportamiento del sistema dual marco-pared.

Al igual que los programas más comunes empleados en nuestro medio es decir el paquete de programas de Microsoft Office, el ETABS Nonlinear v9.0.7 es un software que cuenta al igual que dichos programas con una serie de barras de herramientas visibles todas desde su ventana principal las cuales se detallan en la figura 3.6.1.

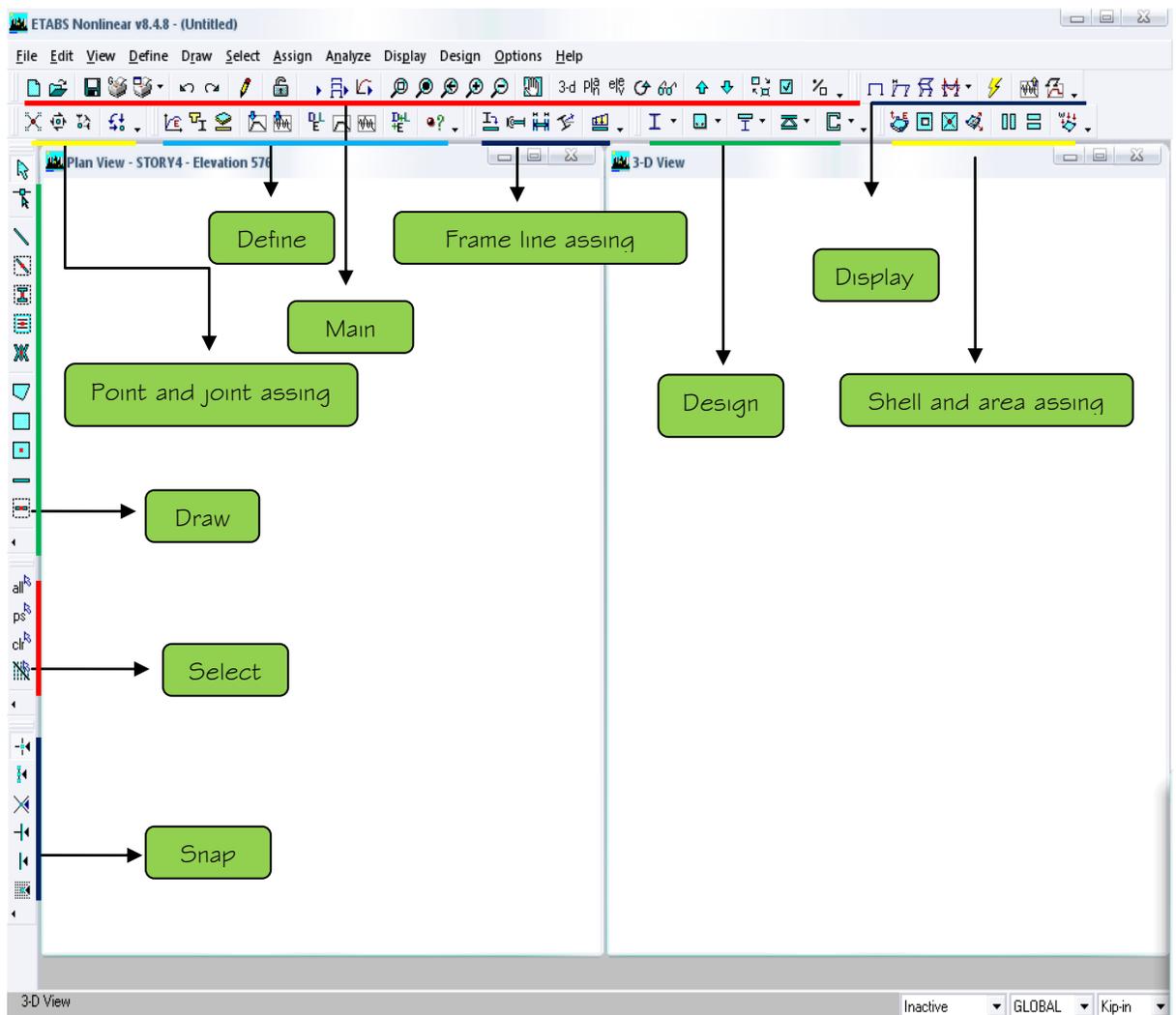


Figura 3.6.1 Pantalla principal de ETABS

### 3.7 DESCRIPCIÓN DE FUNCIÓN DE BOTONES MÁS IMPORTANTES DE LAS BARRAS DE HERRAMIENTAS.

#### ✘ BARRA DE HERRAMIENTAS “DEFINE”

- |                                                                                     |                                                    |                                                                                    |                                 |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|
|    | Definir propiedades de materiales.                 |   | Definir los estados de carga.   |
|    | Definir las secciones de frame (Vigas y columnas). |   | Modificar Espectro.             |
|    | Definir secciones de muro o losa.                  |   | Definir Combinaciones de Carga. |
|   | Definir Espectro.                                  |  | Definir masa sísmica.           |
|  |                                                    |                                                                                    |                                 |

#### ✘ BARRA DE HERRAMIENTAS “MAIN”

- |                                                                                     |                               |                                                                                     |                                                  |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
|  | Nuevo Modelo.                 |  | Rehacer.                                         |
|  | Abrir Archivo .EDB existente. |  | Actualizar ventana.                              |
|  | Guardar Modelo.               |  | Bloquear y Desbloquear modelo.                   |
|  | Imprimir Gráficos.            |  | Correr análisis.                                 |
|  | Imprimir Tablas de datos.     |  | Correr análisis de la secuencia de construcción. |
|  | Deshacer.                     |                                                                                     |                                                  |

- |                                                                                     |                                     |                                                                                     |                                      |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
|    | Correr análisis estático no lineal. |    | Activar y Desactivar perspectiva.    |
|    | Zoom área.                          |    | Mover uno hacia arriba en una lista. |
|    | Zoom todo.                          |    | Mover uno hacia abajo en una lista.  |
|    | Zoom anterior.                      |    | Contraer y Des contraer elementos.   |
|    | Acercamiento.                       |    | Fijar opciones para ver el modelo.   |
|    | Alejamiento.                        |  | Asignar nombres de grupo.            |
|    | Desplazamiento con el mouse.        |                                                                                     |                                      |
|   | Vista en tres dimensiones.          |                                                                                     |                                      |
|  | Vista en planta.                    |                                                                                     |                                      |
|  | Vista en elevación (por ejes).      |                                                                                     |                                      |
|  | Rotar vista 3D.                     |                                                                                     |                                      |

**X BARRA DE HERRAMIENTAS “DRAW”**

- |                                                                                     |                                                                                                               |                                                                                     |                                                                          |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|
|  | Seleccionar objeto.                                                                                           |  | Dibujo de elementos Frame (dibujar elementos lineales)                   |
|  | Reshaper (reformar) se usa para revisar las formas, con esta opción es posible mover los elementos (edición). |  | Dibujo rápido de elementos Frame (dibujar objetos lineales en regiones). |



Dibujar columnas en regiones.



Dibujar vigas secundarias en regiones en planta.



Dibujar arriostramientos



Dibujar elemento Shell (Dibujar áreas).



Dibujar elemento Shell (Dibujar áreas rectangulares).



Dibujo rápido de elemento Shell (Dibujar áreas con clic).



Dibujar muros en planta.



Dibujar muros en planta con clic.

### ✘ BARRA DE HERRAMIENTAS “DISPLAY”



Visualizar el modelo sin deformaciones.



Mostrar diagrama de energía y trabajo virtual.



Muestra el modelo con deformaciones debido a fuerzas o combinaciones definidas.



Mostrar curva de pushover.



Mostrar formas modales.



Mostrar diagramas de esfuerzo (permite visualizar esfuerzos en los elementos del modelo, previamente se debe de elegir de que objeto se quiere ver su resultado).

**X** BARRA DE HERRAMIENTAS “POINT AND JOINT ASSIGNS”



Asignar diafragma rígido



Asignar fuerza o momento a  
nudos



Asignar papel zone.



Asignar restricciones a nudos

**X** BARRA DE HERRAMIENTAS “SHELL AND AREA ASSIGNS”



Asignar muro o losa.



Asignar etiqueta de Pier.



Asignar una pasada en losa.



Asignar etiqueta de Spandrel.



Asignar diafragma rígido.



Asignar carga uniforme.



Asignar ejes locales.

**X** BARRA DE HERRAMIENTAS “SELECT”



Seleccionar todos los  
objetos.



Seleccionar usando línea de  
intersección.



Selección anterior.



Limpiar selección.

**X BARRA DE HERRAMIENTAS “SNAP”**



Encuentra y captura los nudos o intersecciones entre grillas. (Calzar con puntos)



Encuentra y captura los puntos medios o finales de elementos frames o shell. (Calzar con puntos medios o extremos)



Encuentra y captura las intersecciones entre frame o shell. (Calzar con intersecciones)



Encuentra y captura los puntos de intersecciones de una línea perpendicular a un elemento frame o shell. (Calzar con perpendicular)



Encuentra y captura cualquier línea de elemento o línea guía. (Calzar con líneas y bordes)



Calzar con la grilla invisible.

**X BARRA DE HERRAMIENTAS “FRAME AND LINE ASSIGNS”**



Asigna a barras secciones. (Asigna sección del frame)



Asignar restricciones del frame.



Define rigidez por penetración. (Cacho rígido)



Asignar ejes locales del frame.



Asignar carga distribuida del frame.

✘ BARRA DE HERRAMIENTAS “DESIGN”



Diseño en acero.



Diseño de secciones de AA



Diseño en concreto.

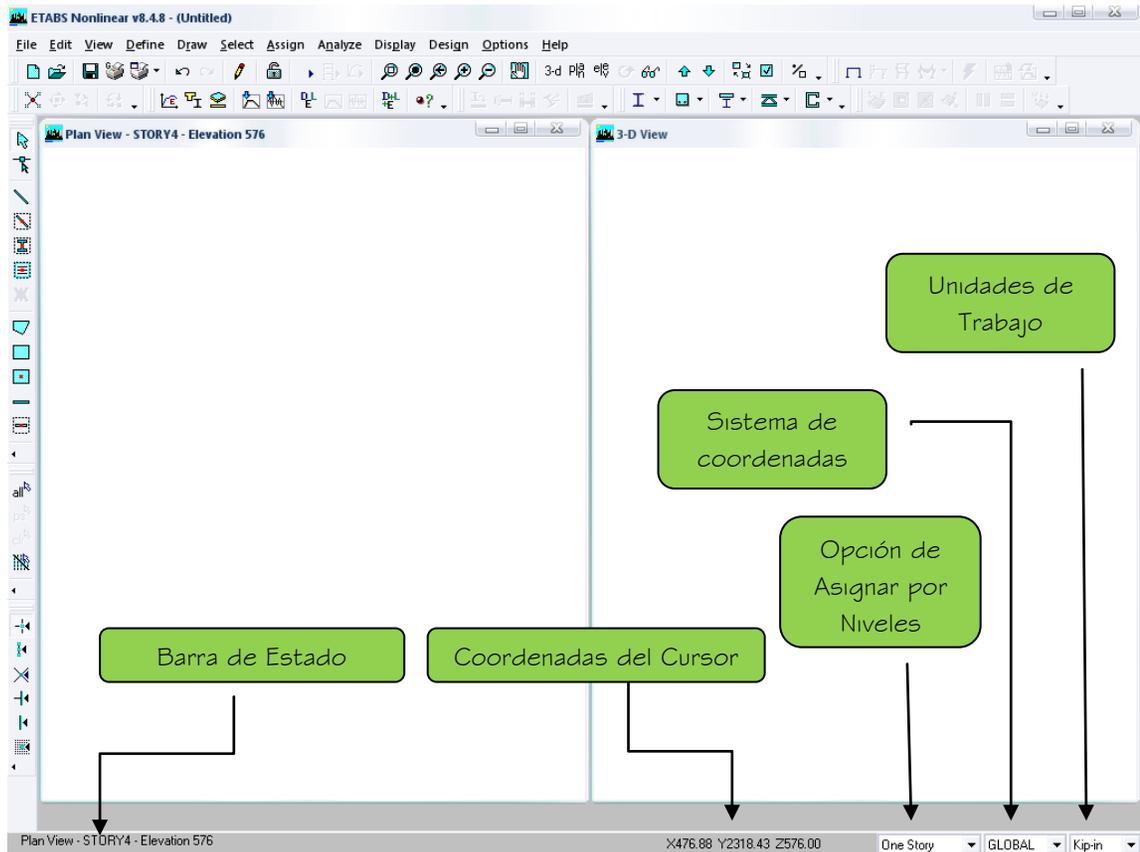


Diseño al corte de muros



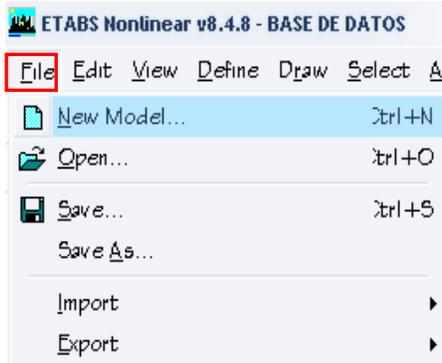
Diseño secciones comp.

**3.8 OTRAS BARRAS QUE SE PUEDEN OBSERVAR DESDE LA PANTALLA PRINCIPAL DEL ETABS:**



A continuación se detallara el procedimiento básico que se debe de seguir para modelar exitosamente un edificio en el programa, se hará mención únicamente de los procedimientos mas importantes, esto con el objeto que el lector se vaya familiarizando con la interfaz grafica del programa. (Nota: en el Capitulo 5 se presentara la Guía para el modelado, análisis y diseño de edificios a base de un sistema interactuante).

### 3.9 INICIANDO UN NUEVO MODELO (Dibujando líneas Guía)



Esta ventana aparece cada vez que se va a iniciar un nuevo modelo



Permite abrir un modelo existente que halla sido creado como plantilla

Despliega una ventana en la cual se define la forma en como debe de ser el modelo.

Establece la configuracion por defecto

Distribucion de linas quia en planta

Dimensiones de Entrepisos

**Grid Dimensions (Plan)**

- Uniform Grid Spacing
  - Number Lines in X Direction: 4
  - Number Lines in Y Direction: 4
  - Spacing in X Direction: 288.
  - Spacing in Y Direction: 288.
- Custom Grid Spacing

**Story Dimensions**

- Simple Story Data
  - Number of Stories: 4
  - Typical Story Height: 144.
  - Bottom Story Height: 144.
- Custom Story Data (Edit Story Data...)

**Units:** Kip-in

**Add Structural Objects:** Steel Deck, Staggered Truss, Flat Slab, Flat Slab with Perimeter Beams, Waffle Slab, Two Way or Ribbed Slab, **Grid Only**

**Annotations:**

- Cantidad de lineas en la direccion X y Y
- Define el espaciamiento entre lineas en cada direccion
- Funcion que permite editar la separacion entre lineas y sus respectivas etiquetas
- Unidades en las que se va a dibujar la grid
- Cantidad de entrepisos
- Altura tipica de entrepiso
- Altura de primer entrepiso
- Funcion que permite editar la altura de cada en trepiso
- Inserta unicamente la grid en el nuevo modelo

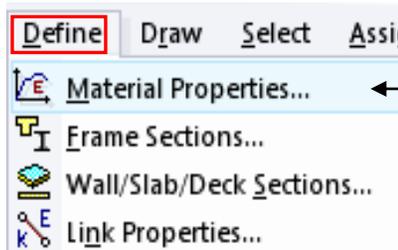
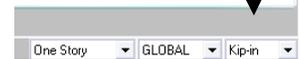
### 3.10 DEFINIENDO MATERIALES

NOTA: Para poder definir los materiales exitosamente se recomienda inicialmente configurar adecuadamente las unidades con las que se va a trabajar esto se hace desde la pantalla principal en la barra unidades de trabajo.

El Etabs permite personalizar los diferentes tipos de material que se van a necesitar para el respectivo análisis y diseño de estructura o en su defecto, el software ya trae definidos tipos de materiales.

Se puede tener acceso a la función "Define Material Properties" en forma inmediata al presionar el botón desde la pantalla principal programa o como se detalla en forma grafica a continuación.

Unidades de Trabajo



Esta ventana aparece cada vez que se va a definir o modificar las propiedades de un material



Aquí se muestran los diferentes tipos de materiales disponibles para ser asignados a los elementos estructurales, también aquí se muestran los materiales que el usuario persona

Esta función permite mostrar y modificar la propiedades de un material previamente definido

Elimina el material que este seleccionado en la sub-ventana "Materials"

Esta función permite crear un nuevo material y definir sus propiedades

Nota: el procedimiento de definición de materiales continúa en la siguiente página.

Asigna el nombre del nuevo material

Define el tipo de material, generalmente Isotropico

Masa por unidad de volumen

Peso por unidad de volumen

Modulo de Elasticidad

Relacion de Poisson's

Coeficiente de Expansion Termica

Modulo de cortante

Asigna un color para reconocer el material

Definir el tipo de Diseño

Resistencia a la compresion

Resistencia a la flexion y compresion del Acero de Refuerzo

Habiendo completado toda la informacion se procede a presionar OK para crear el nuevo material, con todas las propiedades mecanica requeridas por el usuario.

### 3.11 DEFINICION DE SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (VIGAS Y COLUMNAS)

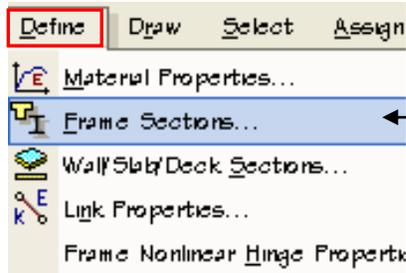
Nota: Es muy importante tener en cuenta que no se puede llevar acabo este paso si aun no se han definido previamente las propiedades de los materiales que se van a usar.

Ahora bien en este paso se procede a definir los diferentes tipos de secciones de los elementos estructurales (vigas, columnas, paredes y losas) que soportaran las fuerzas gravitacioneles y sismicas a las que estara expuesta la edificacion.

Para tener acceso a esta funcion se puede presionar el boton de acceso directo

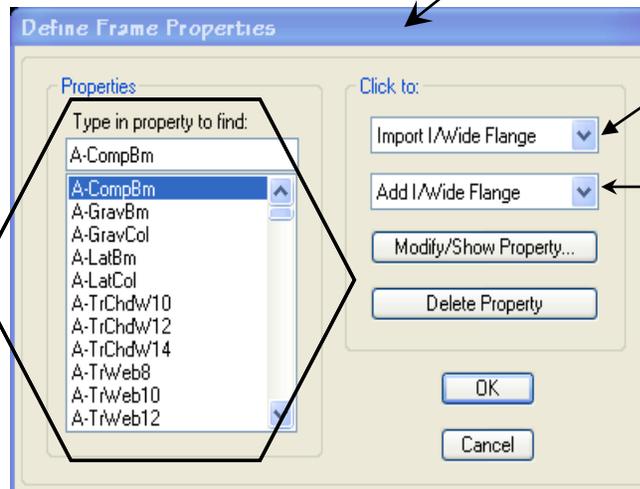


localizado en la pantalla principal o como se detalla en forma grafica a continuacion.



Esta ventana aparece cada vez que se va a definir o modificar las propiedades de las secciones de los elementos Viga y Columna

Listado de secciones disponibles



Permite importar un tipo de seccion de un archivo existente

Para crear un elemento de seccion rectangular se debe seleccionar "Add Rectangular" de la presente ventana desplegable

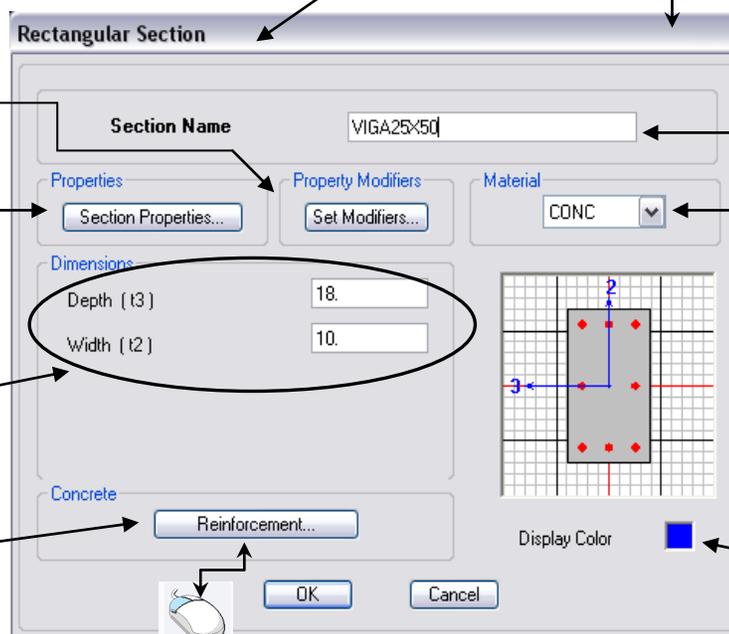
En esta ventana se definen todas las caracterizticas de la nueva seccion desde el tipo de material hasta sus dimensiones básicas

Factores de modificacion de propiedades

Propiedades de la Sección

Permite definir las dimensiones de la seccion. (alto y ancho)

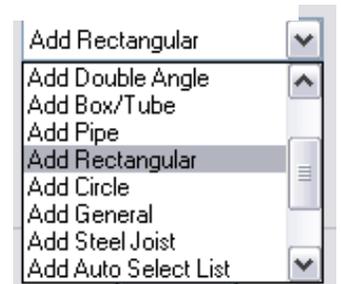
Este botón permite definir si el refuerzo de la sección será para un elemento tipo columna o uno tipo viga.



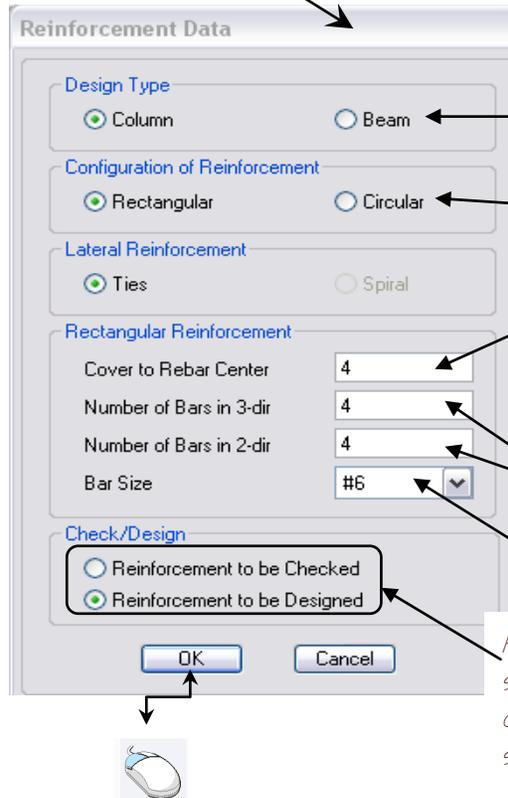
Nombre de la Sección

Tipo de material de la nueva sección generalmente concreto

Color que se le asigna a la seccion de elemento estructural para diferenciar de cualquier otro



Esta ventana aparece cada vez que se presiona el boton Reinforcement (Aqui se define las caracterizticas del refuerzo de los elementos estructurales)



Define si la seccion que se esta creando sera viga o columna

Define la configuracion de las barras del refuerzo

Permite definir el recubrimiento de concreto que va a tener la seccion. (Se debe de medir las distancia hasta el centro de la barra)

Define la cantidad de barras que ha de tener la seccion en sus dos direcciones.

Define el calibre de las barras propuestas

Aqui se define si la seccion creada va a ser evaluada para su diseño o solamente chequeo del refuerzo longitudinal de la seccion.

### 3.12 DEFINICION DE SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (PAREDES Y LOSAS)

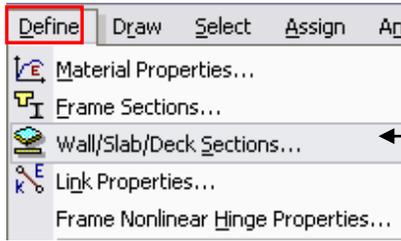
Nota: Es muy importante tener en cuenta que no se puede llevar acabo este paso si aun no se han definido previamente las propiedades de los materiales que se van a usar.

Ahora bien en este paso se procede a definir los diferentes tipos de secciones de los elementos estructurales (paredes y losas) que soportaran las fuerzas gravitacionales y sismicas a las que estara expuesta la edificacion.

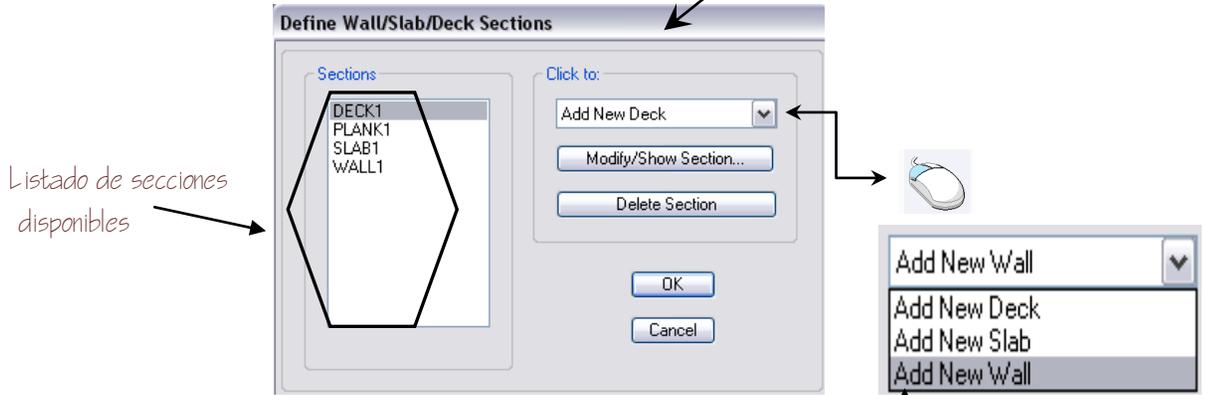
Para tener acceso a esta funcion se puede presionar el boton de acceso directo



localizado en la pantalla principal o como se detalla en forma grafica a continuacion.



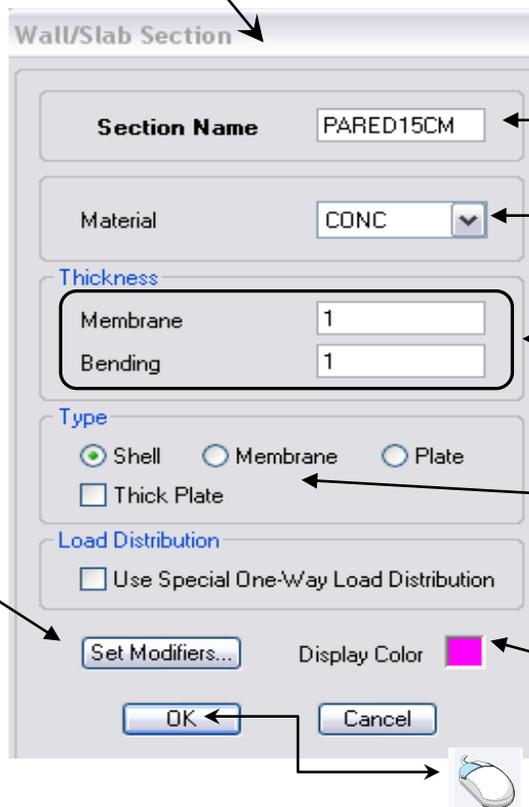
Esta ventana aparece cada vez que se va a definir o modificar las propiedades de las secciones de los elementos Losa y Pared



Listado de secciones disponibles

En esta ventana se definen todas las caracterizticas de la nueva seccion de pared.

Para crear un nuevo tipo de pared estructural seleccionamos la opcion "Add New Wall"



Nombre de la Sección de Pared

Define el tipo de material que tendra el nuevo tipo de pared

Espesor que se utilizara para el diseño de la sección, de pared

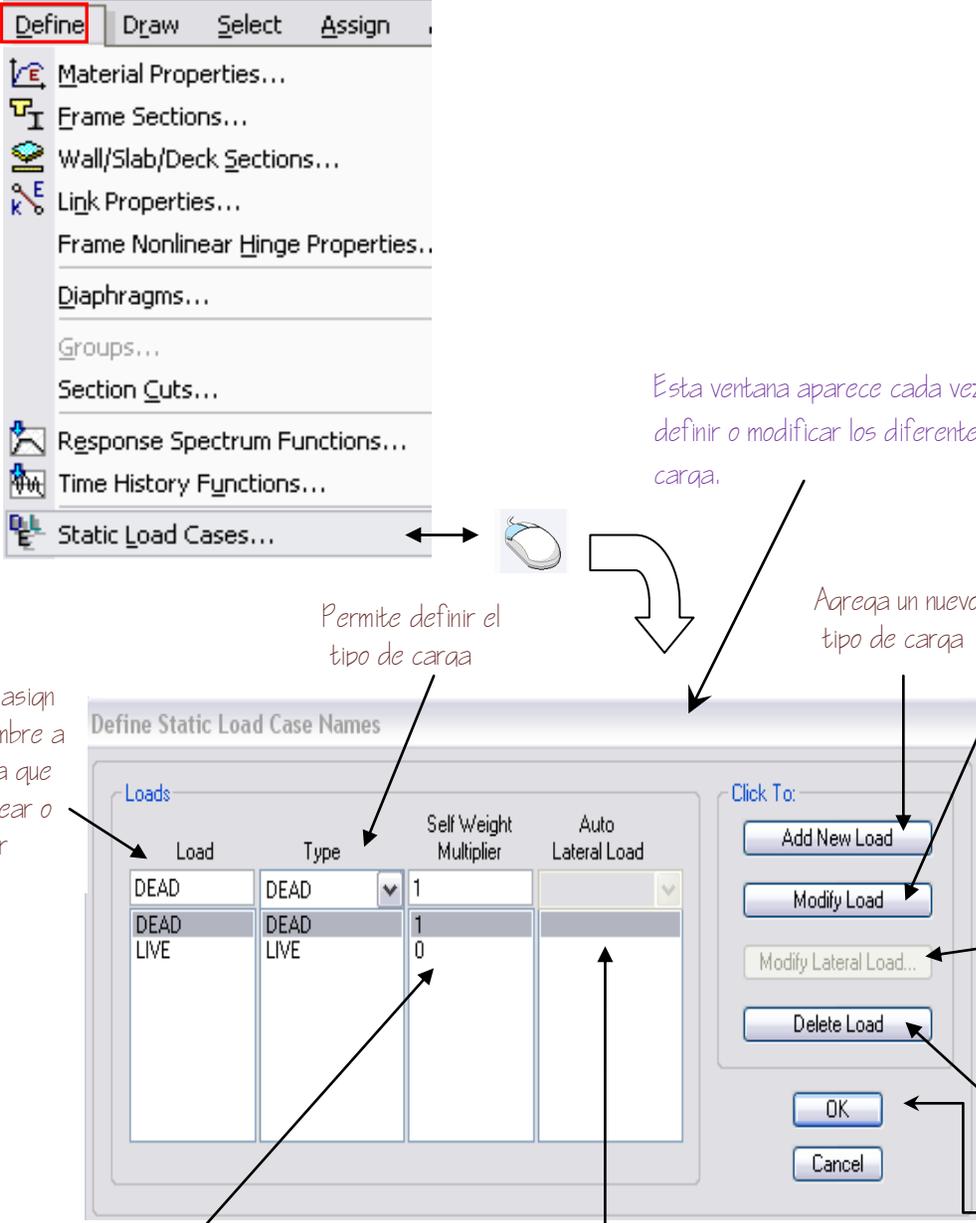
Aqui permite escooger el tipo de diseño que se le realizará a la sección creada, es decir si será tipo shell, tipo membrana o tipo placa.

Color que se le asigna a la nueva seccion de pared

Factores para la modificación de las propiedades de la sección

### 3.13 DEFINICION DE CASOS DE CARGA.

Posterior a la definición de todas las secciones de los elementos que conformarán el edificio, se procede a definir los casos de carga estática por medio del icono de acceso directo  localizado en la pantalla principal o como se detalla en forma grafica a continuacion.



Esta ventana aparece cada vez que se va definir o modificar los diferentes casos de carga.

Permite definir el tipo de carga

Permite asignar un nombre a la carga que se va crear o modificar

Permite modificar los valores de cálculo para el diseño de sismo o viento, debido al código seleccionado en "Auto Lateral Load"

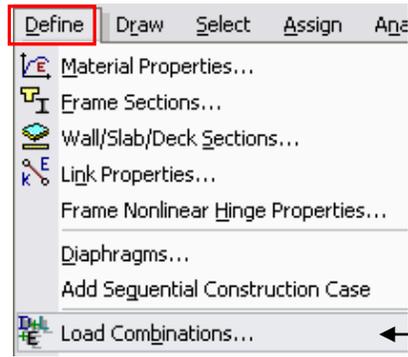
Elimina un tipo de carga existente

Permite seleccionar en el caso de sismo o viento, si se desea que el programa calcule automáticamente el cálculo del diseño de la carga lateral.

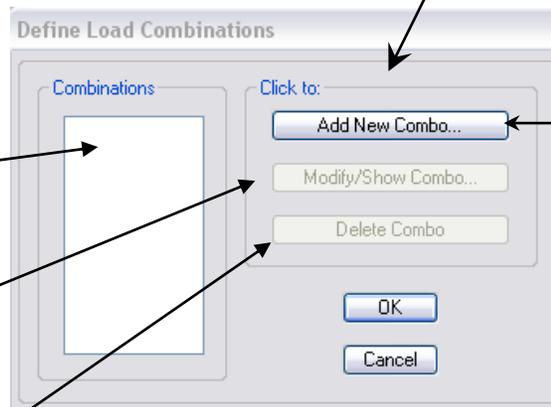
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
LIVE	LIVE	0	

### 3.14 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA.

Luego de definir los diferentes casos de carga a los que estara expuesto la estructura se procede a definición de las combinaciones de carga esto se puede hacer mediante el icono de acceso directo  localizado en la pantalla principal o como se detalla en forma grafica a continuacion.



Esta ventana aparece cada vez que se va a definir o modificar las combinaciones de carga



Aqui se muestra el listado de combinaciones que se consideraran para el diseño

Boton que sirva para modificar una combinación de carga ya definida por el usuario.

Elimina una combinacion de carga

En esta casilla se asigna el nombre de la combinación de carga que se va a crear

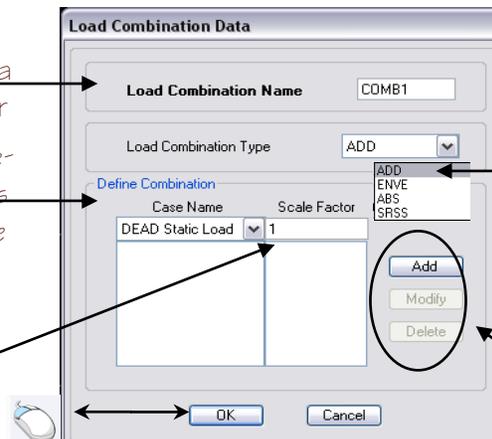
Aqui se almacenan los casos de carga definidos anteriormente ya que estos son los que formarán parte de la combinación que se desea realizar.

Aqui se define, modifica o borra el factor de carga que se ha de establecer para una tipo de carga dado.

Esta función sirve para adicionar combinaciones de carga

Casilla que permite seleccionar 4 tipos de combinaciones de carga, el mas usado es "Add" el cual suma los

Estos botones sirven para adicionar, modificar, o eliminar una combinación de carga

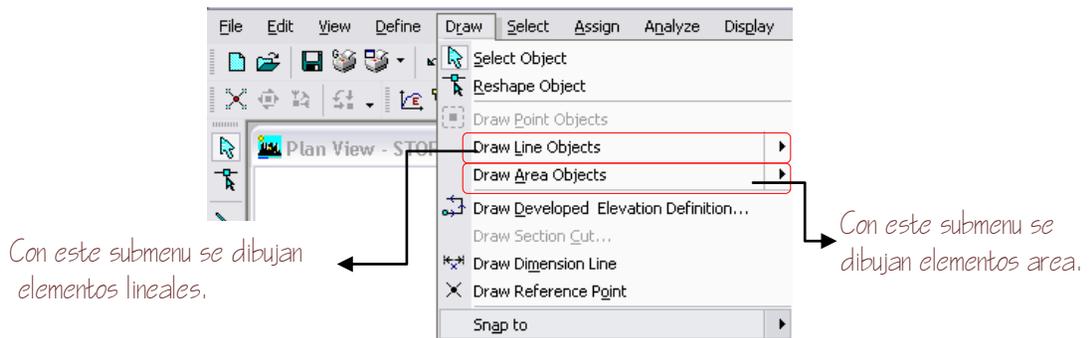


### 3.15 DIBUJAR ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL MODELO.

Luego de definir las combinaciones de carga a las que estara sometida la estructura se procedera a dibujar los elementos que conforman la misma, para tal efecto se hará uso de las herramientas de dibujo, mostradas en el la barra de menú DRAW.

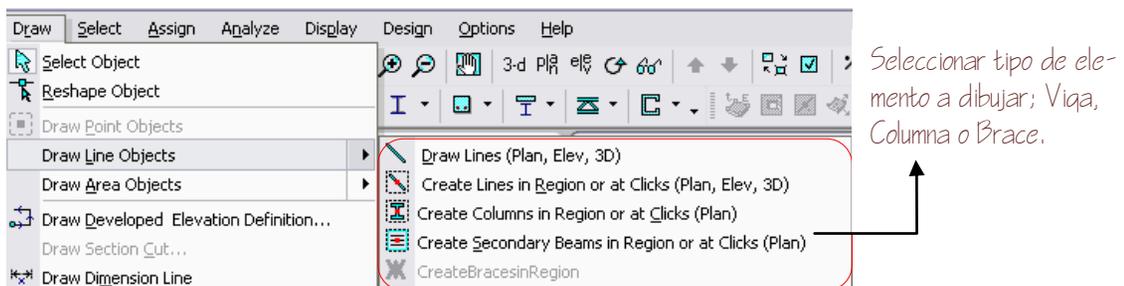
#### ✗ MODELADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- ✓ Los tipos de elementos lineales que se pueden modelar (Dibujar) en el programa son: vigas, Columnas y bracing (arriostramiento).

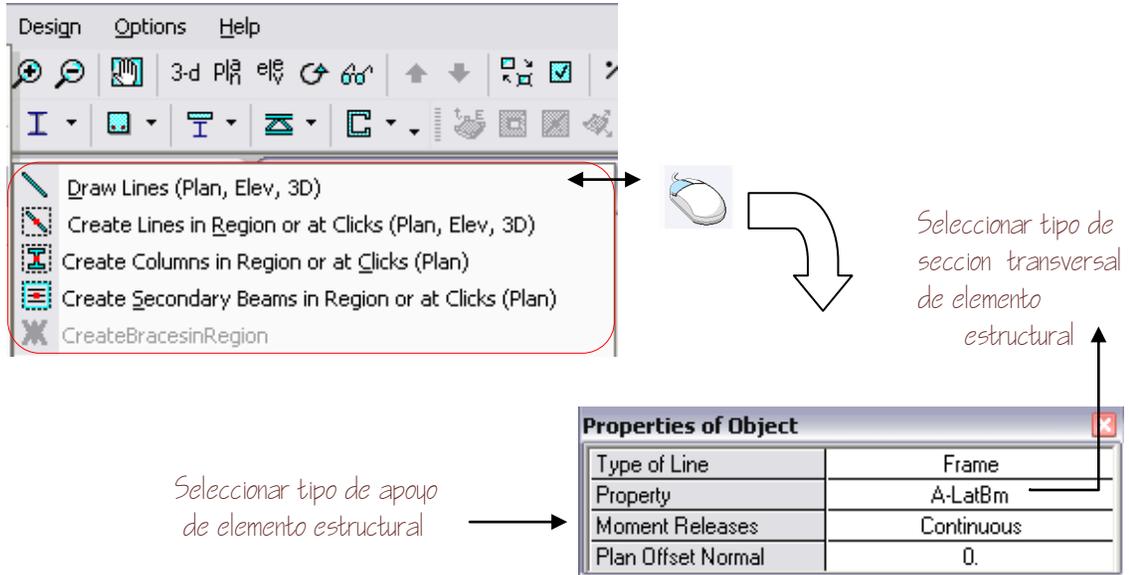


Para dibujar líneas, se pueden hacer a través del submenú mostrado en la figura anterior, o activando el icono  (Draw lines) de la barra de dibujo (con el que se tienen que seleccionar el nodo inicial y el final del elemento) o el icono  de la misma barra (en el basta seleccionar un punto intermedio o de la grid).

Cuando se va a dibujar una linea el programa muestra el siguiente cuadro en el que se debera seleccionar una opcion, según lo que se pretenda dibujar.



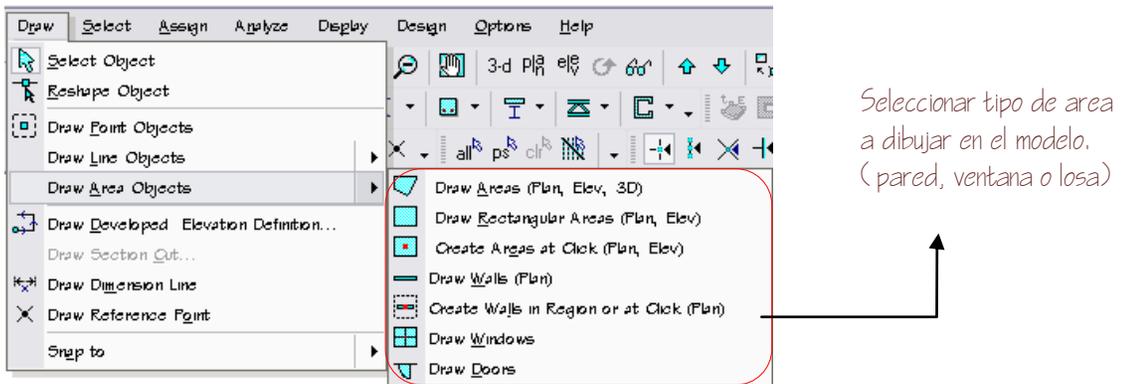
Cualquiera que sea el tipo de línea que se seleccione de este cuadro, se mostrará el cuadro de propiedades de objeto (Properties of Object).



En caso de que el elemento que se pretende dibujar no está donde se ha definido previamente la grid, pero se conoce una equidistancia de un punto o una línea determinada a la cual deberá estar ésta, entonces se debe colocar esa distancia en el espacio Plan Offset Normal del cuadro Properties of Object.

Un cuadro similar al anterior se puede notar cuando se elige cualquiera de las otras opciones que aparecen en el recuadro.

- ✓ Los elementos area que se utilizan en una edificación son: losas y paredes.



Con este icono se dibuja un area rectangular tanto en plan ta como en elevacion ( Dar clic en un nodo y arrastrarlo hasta el nodo opuesto)

Con este icono se puede dibujar un area irregular ( seleccionando los nodos)

Con este icono se dibuja un area rectangular tanto en plan -ta como en elevacion ( click en un panel, se crea el area que esta limitada por lineas quias).

Con este icono se crea una pared ( seleccionando el nodo de donde parte la pared)

Con este icono se crea una pared ( seleccionando el nodo de donde parte la pared)

Con estos dos iconos se hacen aberturas en las paredes, el primero sirve para aberturas para ventanas ( Draw Windows) y el siguiente para puertas ( Draw Doors).

El programa a cada area le asigna la propiedad de pared, losa o espandrel (Viga peraltada)

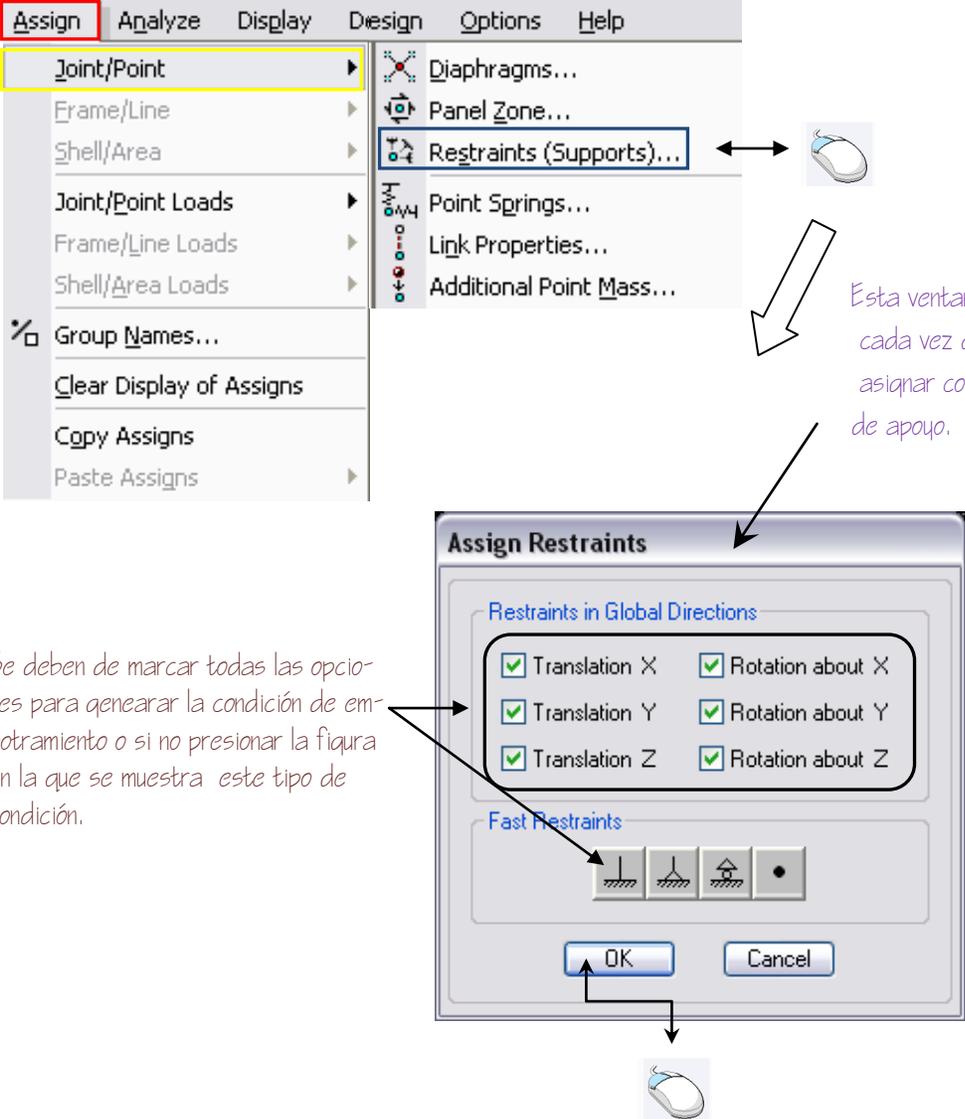
Property	LOSA15
Local Axis	0.
X Dimension (if no drag)	0.
Y Dimension (if no drag)	0.

Otras herramientas de la barra de dibujo son: Draw Developed Elevation Definition, la cual sirve para definir elevaciones distintas a los entrespisos; Draw Sections Cut, sirve para cortar una sección que no se desee utilizar; Draw dimensión line, permite dibujar la cota de algún elemento que quiera conocer; Draw Reference Point, se dibuja un punto con coordenadas conocidas pero que no puede ser localizado con lasherramientas de la barra de Snap.

Barra de herramientas Snap, con esta barr a puede mover el cursor por todo el modelo y dependiendo de los iconos activos, asi los detecta.

### 3.16 ASIGNANDO EL TIPO DE APOYO. (RESTRICCIONES).

Después de haber dibujado todos los elementos que constituyen la estructura, se procede a asignar el tipo de apoyo ó soporte que la sostendrá; como para nuestro caso en particular se trata de un edificio el apoyo requerido debe de encontrarse en la base es por eso que se deben de seleccionar primeramente todos los puntos donde se debe de cumplir una condicion de empotramiento y luego asignarles dicha condicion de apoyo, esto se puede hacer por medio del icono de acceso directo  localizado en la pantalla principal o como se detalla en forma grafica a continuación.



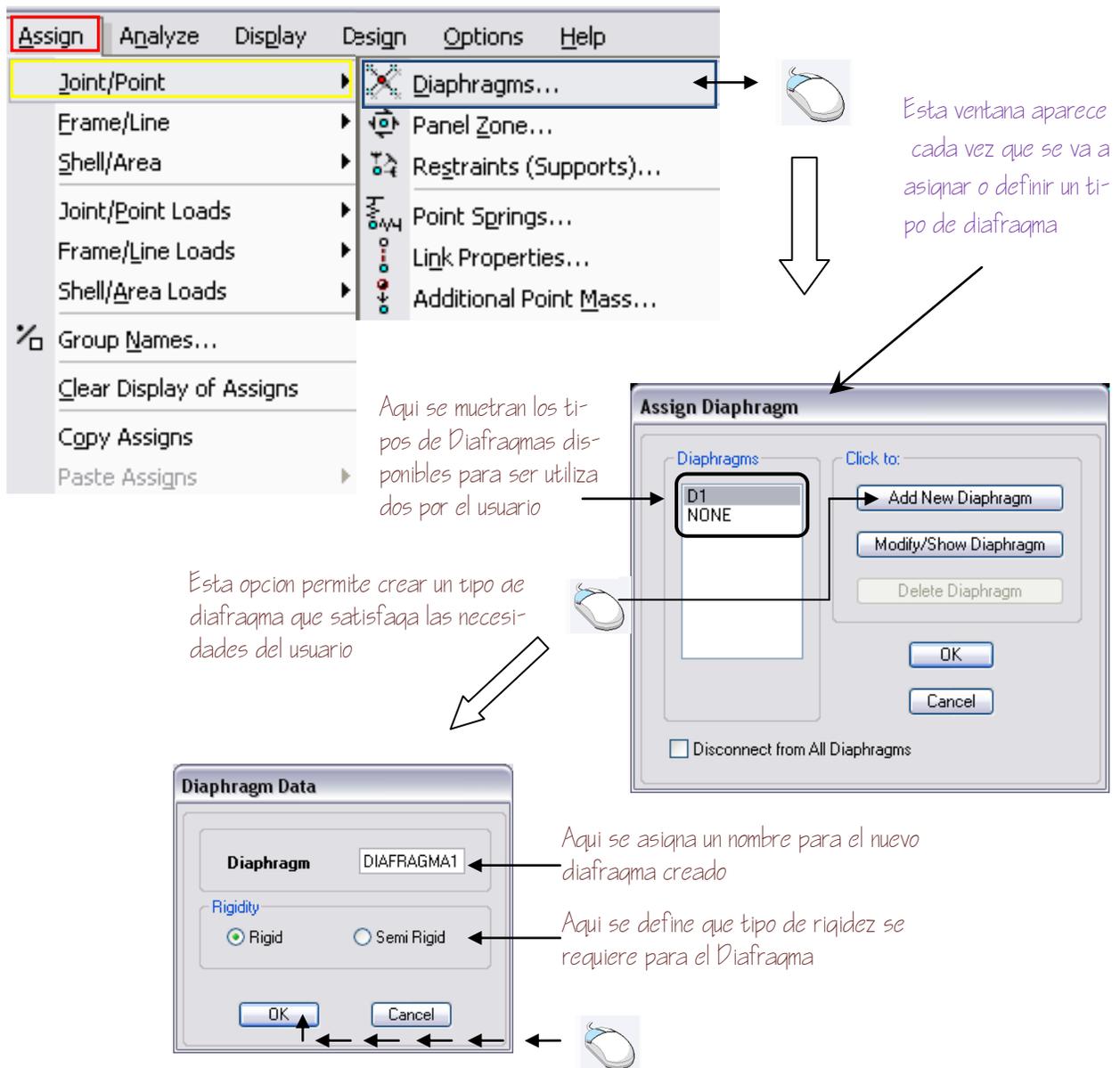
Esta ventana aparece cada vez que se va a asignar condiciones de apoyo.

Se deben de marcar todas las opciones para generar la condición de empotramiento o si no presionar la figura en la que se muestra este tipo de condición.

La imagen muestra el menú 'Assign' con 'Restraints (Supports)...' seleccionado. Una flecha apunta a un icono de mouse que abre la ventana 'Assign Restraints'. En esta ventana, se muestran las opciones de restricciones globales y rápidas. Una flecha apunta a un cuadro que agrupa todas las opciones de 'Restraints in Global Directions' (Traducción X, Y, Z y Rotación sobre X, Y, Z), indicando que deben estar marcadas para crear una condición de empotramiento. Otra flecha apunta al icono de un muro (representando un empotramiento) en la sección de 'Fast Restraints'. Finalmente, una flecha apunta al botón 'OK'.

### 3.17 ASIGNANDO EL TIPO DE COMPORTAMIENTO DE LAS LOSAS.

El comportamiento ideal de las losas de cualquier edificio es comportarse como un diafragma rigido para poder crear este tipo de comportamiento con el programa ETABS se debe primeramente haber asignado a los diferentes paneles el tipo de losa y luego se deben de seleccionar todos aquellos que deben de comportarse como como diafragma rigido. Esto se puede hacer por medio del icono de acceso  localizado en la pantalla principal o como se detalla en forma grafica a continuacion.



**Assign** Analyze Display Design Options Help

- Joint/Point **Diaphragms...**
- Frame/Line Panel Zone...
- Shell/Area Restraints (Supports)...
- Joint/Point Loads Point Springs...
- Frame/Line Loads Link Properties...
- Shell/Area Loads Additional Point Mass...
- Group Names...
- Clear Display of Assigns
- Copy Assigns
- Paste Assigns

*Esta ventana aparece cada vez que se va a asignar o definir un tipo de diafragma*

*Aqui se muestran los tipos de Diafragmas disponibles para ser utilizados por el usuario*

**Assign Diaphragm**

Diaphragms: D1, NONE

Click to:

- Add New Diaphragm
- Modify/Show Diaphragm
- Delete Diaphragm

OK Cancel

Disconnect from All Diaphragms

*Esta opcion permite crear un tipo de diafragma que satisfaga las necesidades del usuario*

**Diaphragm Data**

Diaphragm: DIAFRAGMA1

Rigidity:

- Rigid
- Semi Rigid

OK Cancel

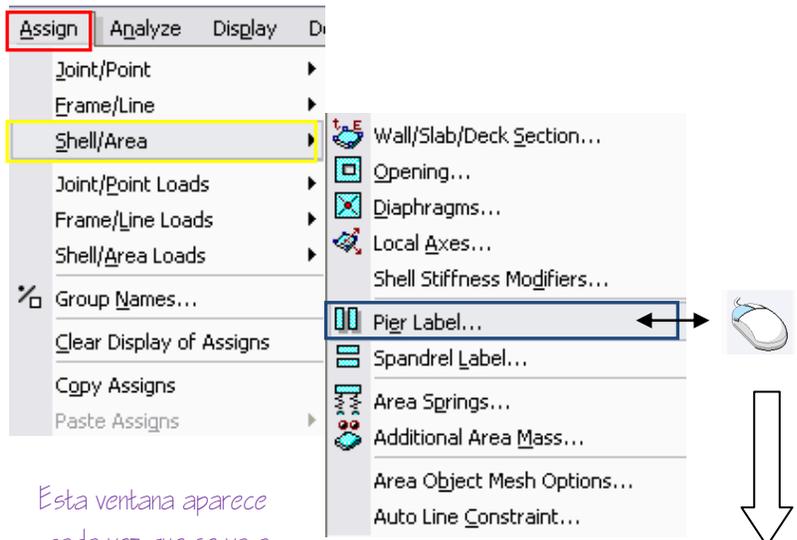
*Aqui se asigna un nombre para el nuevo diafragma creado*

*Aqui se define que tipo de rigidez se requiere para el Diafragma*

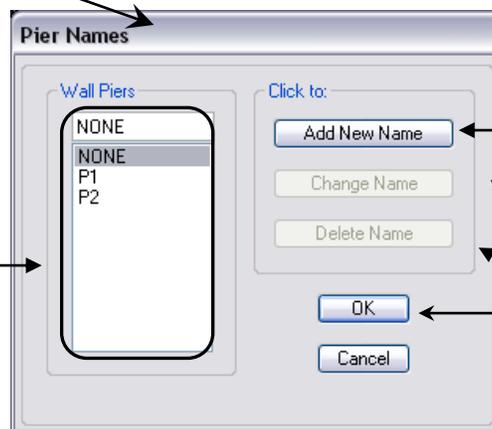
### 3.18 DEFINIENDO PAREDES ESTRUCTURALES.

Para poder definir este tipo de pared se debe primeramente haber asignado un tipo de pared (esto se mostro en una sección anterior), luego se debe de seleccionar las paredes que se van a considerar como estructurales y finalmente se debe de activar la función del software para que las considere como tales.

Esto se puede hacer por medio del icono de acceso directo  localizado en la pantalla principal o como se detalla en forma grafica a continuacion.



Aqui se muestra el listado de nombres disponibles para diferenciar unos elementos de otros,



Esta opcion permite crear nombres para poder diferenciar las distintas paredes estructurales.

Permite cambiar un nombre

Elimina un nombre

### 3.19 DEFINIENDO QUE TODOS LOS NUDOS DE LA ESTRUCTURA SE COMPORTEN COMO NUDOS RIGIDOS.

Para poder asignar este tipo de condición es necesario haber dibujado todos los elementos del modelo (vigas, columnas, paredes estructurales etc.).

Para poder definir que todos los nudos se comporten como rígidos es necesario seleccionarlos primeramente y luego llevar a cabo el procedimiento que se presenta a gráficamente a continuación. (nota: llevar a cabo este paso es muy importante ya que el fin de este es que las vigas no se introduzcan en el área asignada para las columnas y paredes)

Esta ventana aparece cada vez que se va a definir el tipo de conectividad en tre los elementos

Se debe de activar esta función para que el programa defina automaticamente el inicio y el fin de los diferentes elementos.

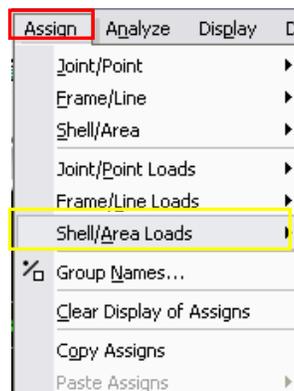
Esta función permite que el usuario defina el inicio y el fin de los elementos vigas.

### 3.20 ASIGNAR CARGAS A LA ESTRUCTURA.

✘ ASIGNANDO CARGAS POR UNIDAD DE ÁREA (Asignación de cargas a elementos losa).

Cuando se han dibujado losas en un edificio a estas se les debe de adicionar diferentes tipos de fuerzas las cuales pueden provenir de cargas vivas, muertas ó sobrecargas, todas estas deben de ser uniformemente distribuidas por  $m^2$  del área de cada losa.

Para asignar cargas distribuidas por área de superficie se hace uso del comando  que se muestra en la pantalla principal o en forma grafica como se detalla a continuación. (Nota: para poder llevara a cabo este procedimiento es necesario seleccionar los paneles a los cuales se les asignara la carga distribuida).

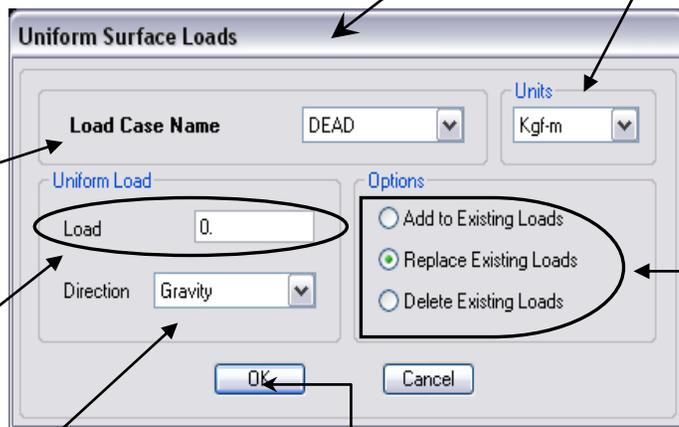


Esta ventana permite asignar la carga a los paneles que han sido seleccionados con anterioridad.

Aqui se definen las unidades de la fuerza que se esa creando

Aquí se escoje el tipo de carga de entre los que se crearon con el comando Define/ Static Load Case se debe de elegir el que se va a asignar a la losa seleccionada

En esta ventana se introduce el valor numerico de la carga que se va a crear, teniendo sumo cuidado ya que este valor corresponde a una fuerza por  $m^2$ .



Permite escojer entre tres opciones las cuales permiten agregar la carga en creación a un valor previamente agregado, reemplazar el valor de cualquier carga previa y colocar el que se esta creando y por último eliminar cualquier valor de carga existente en el área a la que se le esta asignando la carga y no a signa valor alguno.

Aqui se define la dirección que ha de tener la carga (Al seleccionar la opción Gravity se le indica que la fuerza se dirige hacia abajo).

✘ ASIGNANDO CARGAS PUNTUALES Y MOMENTOS A NUDOS.

A continuación se presentara el procedimiento para introducir a cualquier modelo una carga puntual proveniente de un bajado de carga o generada por la acción de un sismo, para asignar este tipo de carga se deben de seleccionar los nudos a los que se les desea asignar este tipo de carga y luego se debe de seguir con el procedimiento que se detalla a continuación.

Esta ventana permite asignar cargas puntuales a nudos seleccionados con anterioridad.

Aquí se definen las unidades de la fuerza o momento

Aquí se escoge el tipo de carga que se va a aplicar.

Opciones que permiten agregar, reemplazar o borrar una carga o momento.

Casillas para indicar la magnitud de la fuerza, o momento en cualquier eje que se desee. (Nota: si se requiere que la fuerza o momento valla en un sentido o en otro basta con introducir el valor numerico con su correspondiente signo ("+" ó "-"))

✘ ASIGNANDO CARGAS PUNTUALES Y MOMENTOS A VIGAS.

A continuación se presentara el procedimiento para introducir al modelo una carga puntual aplicada a las vigas de la estructura dicha carga puede provenir de un bajado de carga, para asignar este tipo de carga se deben de seleccionar las vigas a las

que se les desea asignar este tipo de carga y luego se debe de seguir con el procedimiento que se detalla a continuación.

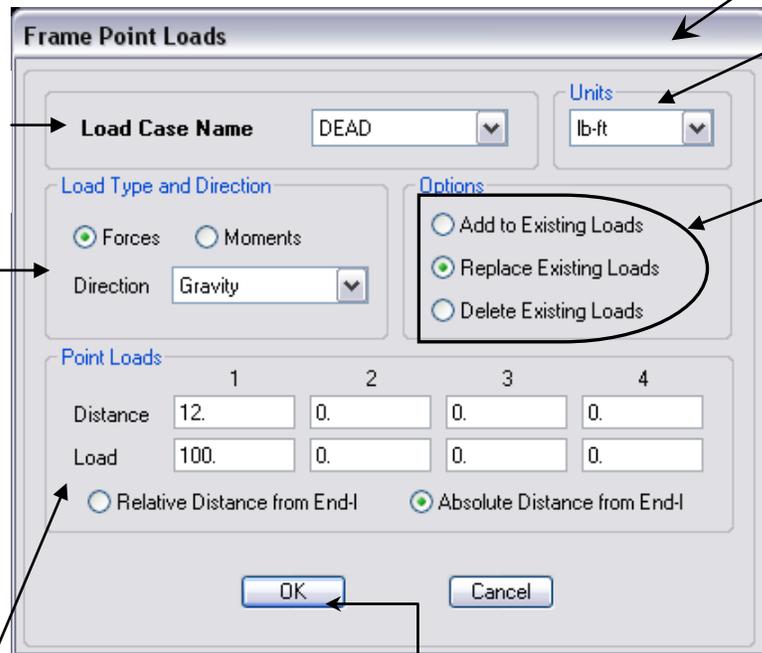


Esta ventana permite asignar cargas puntuales y momentos a vigas seleccionadas con anterioridad.



Aquí se escoge el tipo de carga que se va a agregar.

Aca se define si lo que se va a agregar es una fuerza o momento, así como o la dirección. (Nota: La opción "Gravity" indica que las fuerzas van dirigidas hacia abajo)



Aquí se definen las unidades de la fuerza o momento

Opciones que permiten agregar, reemplazar o borrar una carga o momento).

Aquí se indica la magnitud de las cargas así como el punto de aplicación. (Nota: para poder definir la ubicación de la carga o momento se puede hacer por medio de distancias absolutas o relativas)



### ✘ ASIGNANDO CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS A VIGAS.

A continuación se presentara el procedimiento para introducir al modelo una carga uniformemente distribuida aplicada a las vigas de la estructura dicha carga puede

proveniente de un bajado de carga, para asignar este tipo de carga se deben de seleccionar las vigas a las que se les desea asignar este tipo de carga y luego se debe de seguir con el procedimiento que se detalla a continuación.

**Assign** Analyze Display D

- Joint/Point
- Frame/Line
- Shell/Area
- Joint/Point Loads
- Frame/Line Loads**
  - Point...
  - Distributed...**
  - Temperature...
  - Open Structure Wind Parameters...
- Shell/Area Loads
- Group Names...
- Clear Display of Assigns
- Copy Assigns
- Paste Assigns

*Esta ventana permite asignar cargas uniformemente distribuidas a vigas seleccionadas con anterioridad.*

**Frame Distributed Loads**

Load Case Name: LIVE Units: Kgf-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: 0.

OK Cancel

*Aquí se escoge el tipo de carga que se va a agregar.*

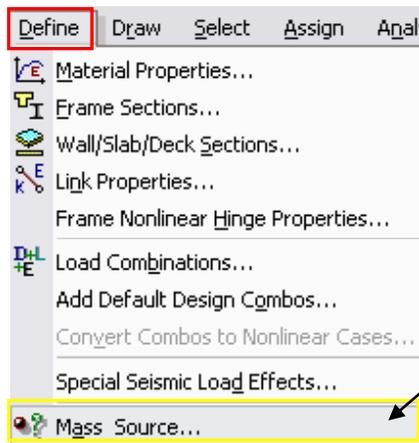
*Aca se define si lo que se va a agregar es una fuerza o momento, así como o la dirección. (Nota: La opción "Gravity" indica que las fuerzas van dirigidas hacia abajo)*

*Estas casillas permiten definir una carga distribuida que varia a lo largo del elemento, para que el programa reconozca esta variación hay que definir los diferentes valores de carga y su respectiva ubicación en el elemento.*

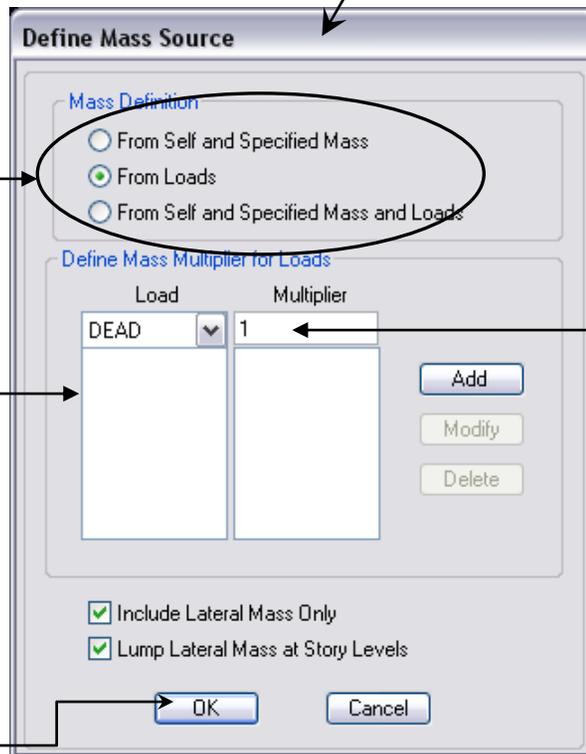
*Si la carga es uniformemente distribuida a lo largo del elemento simplemente se escribe el valor numerico en esta casilla (Nota: se debe de tener cuidado con las unidades)*

### 3.21 DEFINICION DE FUENTE DE MASA.

Esta opción es siempre útil para cuando se utiliza un código de diseño por sismo, pues es mediante este comando donde se establece si se considerará si las cargas se tomarán solo debido a el bajado de cargas o incluirán además el peso de la estructura sismo resistente entre otras opciones. Para acceder a dicho comando se realiza el siguiente proceso.



Esta ventana permite calcula el peso sísmico de la estructura



Opción donde se indican como se debe de calcular el peso sísmico del edificio.

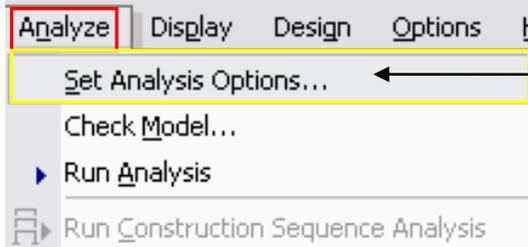
Como la fuente de masa serán las cargas, en esta casilla se colocan las cargas de las que se tomaran los pesos

Al especificar las masas a través de las cargas asignadas, es necesario definir que porcentaje de estas cargas se debe considerar en la determinación de la masa sísmica, de acuerdo a lo establecido en la NTPDPS



### 3.22 CONFIGURACION DE LAS OPCIONES DE ANALISIS.

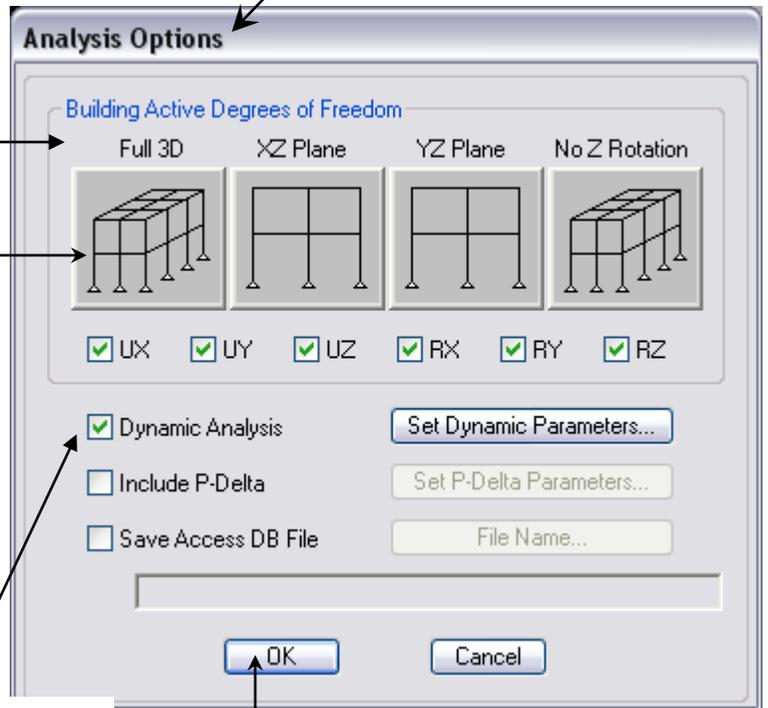
Para configurar las opciones de análisis se hace uso del comando que se expresa a continuación.



Esta ventana muestra las opciones de analisis que ha de considerar el programa



Permite escoger el compartamiento del edificio conforme a los grados de libertad con los que se deberá realizar el análisis, esto se puede ejecutar de dos formas, la primera es es cojiendo uno de los distintos gráficos que aparecen bajo esta opción y la segunda es mediante la activación de las casilla de verificación que aparecen bajo los gráficos con las cuales se puede definir los grados de libertad.



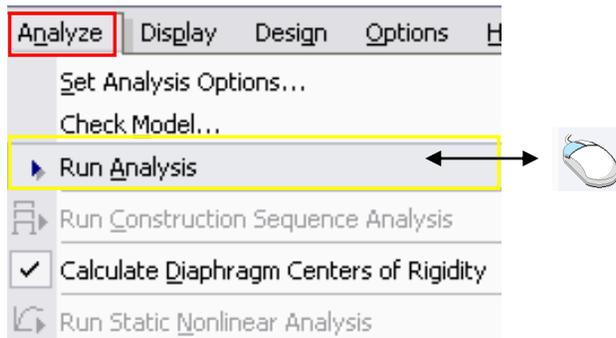
Se debe de elegir este grafico si se quiere un analisis completo.

Permite establecer el desarrollo del análisis mediante un análisis dinámico.



### 3.23 ANÁLISIS DEL MODELO.

Luego de haber seguido todos los pasos que se detallaron anteriormente lo único que queda es que el programa analice el modelo esto se lleva a cabo con tan solo presionar el botón  ubicado en la pantalla principal del programa o hacerlo en forma grafica como se detalla.



### 3.24 RESUMEN

En este capítulo de la investigación, se ha ilustrado de la mejor manera posible las características y ventajas que tiene el software para análisis y diseño Etabs, esto con el objetivo que el usuario de este programa esté al tanto de todas las herramientas con las que este cuenta para hacer análisis y diseños más apegados a la realidad.

También se ha descrito el procedimiento básico que se debe de seguir para modelar y analizar un edificio (nota: este apartado puede ser considerado como un pequeño tutorial) esto con el objetivo de que los nuevos usuarios del programa se familiaricen con la interfaz grafica del programa, no pretendemos que con el humilde contenido de ese tutorial el lector se convierta en expertos estructuristas, si no como se menciono anteriormente queremos que conozca los pasos básicos que se deben de seguir para modelar y analizar un edificio y además se familiarice con la forma de introducir la información que el software requiere para hacer su análisis y posteriormente el diseño.

En el capítulo 5 de esta investigación si se presentara un tutorial completo que contendrá todos los pasos que se deben de seguir para modelar, analizar y diseñar en el Etabs, un edificio, cuyo sistema estructural está basado en la combinación de paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto y marcos de concreto reforzado.

## CAPITULO IV

# PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

---

## 4.1 INTRODUCCIÓN

La propuesta de análisis y diseño presentada en este capítulo, tiene por objetivo elaborar una distribución arquitectónica y estructural, adecuada para resistir los efectos a que se verá sometida la estructura durante su vida útil.

Con el objetivo de establecer una analogía entre el sistema que se pretende implementar en este trabajo de graduación (sistema dual) y otros sistemas estructurales comunes, se elaboraran 2 modelos, en los cuales se mantendrá la configuración arquitectónica propuesta; el primer sistema estructural a modelar es el sistema de marcos no arriostrados y el otro será utilizando el sistema estructural combinado entre marcos de concreto reforzado con detallado especial y paredes estructurales de mampostería de bloques de concreto.

Las cargas actuando en el edificio, se consideraran iguales para ambos sistemas, excepto que en el sistema estructural dual, en los ejes donde hay paredes estructurales no se bajará el peso de pared de relleno, bajado para el caso del sistema estructural de marcos.

La estructura de techo utilizada para ambos sistemas estructurales es flexible, utilizando para ello, vigas tipo macomber apoyadas sobre la estructura principal del edificio y para la sujeción de la cubierta (lámina acanalada) se usarán polines estructurales tipo canal (polín C) @1.0 mts entre polín.

## 4.2 PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO

El edificio que se va a modelar en el Software computacional Etabs, es una propuesta para los laboratorios y biblioteca del departamento de Ingeniería y Arquitectura de la Facultad Multidisciplinaria Oriental.

### 4.2.1 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE EDIFICIO.

El edificio constará de 5 niveles, su altura total será de 18m por lo que la altura de cada nivel será de 3.6 m (de NPT a NPT), los espacios en planta comunes para todos los niveles son los de los baños con un área de 36 m<sup>2</sup> y el área de las escaleras que comunicaran cada nivel con los demás la cual es de 24 m<sup>2</sup>, el resto de los espacios estarán distribuidos de acuerdo a lo siguiente:

Primer nivel: Laboratorio de suelos y laboratorio de materiales, ambos laboratorios deben estar provistos de espacio suficiente para limitar los riesgos de daño o peligro y permitir a los operarios facilidad y precisión en sus movimientos para la ejecución correcta de los ensayos; cada laboratorio tendrá una bodega para almacenar materiales, herramientas y equipo necesario utilizado en los ensayos; se debe de proveer en cada laboratorio un área académica equipada (aula) con los recursos necesarios para que los estudiantes puedan realizar , reuniones, capacitaciones y eventos relacionados con el respectivo laboratorio, además este nivel contará con una sala que será empleada para administrar al personal que labore en este nivel así como también para brindar asistencia a todos aquellos usuarios de los laboratorios, ya sean estos estudiantes o cualquier otro tipo de entidades que requieran de los servicios de laboratorio, el área destinada para ser empleada como pasillo se estima en aproximadamente 96 m<sup>2</sup>.

Segundo nivel: Laboratorio de hidráulica y laboratorio de fluidos, al igual que los laboratorios del primer nivel estos también deben estar provistos de espacio suficiente para llevar a cabo efectivamente el proceso de la ejecución de los ensayos; considerando la estructuración en planta del primer nivel y notando la necesidad de

espacio para materiales y herramientas, también se prevé para cada uno de estos laboratorios su respectiva bodega y aula. También este nivel contará con una sala que para la administración del personal o cualquier consulta relacionada con los laboratorios del correspondiente nivel, el área destinada para ser empleada como pasillo se estima en aproximadamente  $60 \text{ m}^2$ .

Tercer nivel: El tercer nivel tendrá un área para la biblioteca del departamento de Ingeniería y Arquitectura, 2 salas de conferencias, una sala para estudio colectivo y una sala de lectura individual.

La biblioteca tendrá un área aproximada de  $105 \text{ m}^2$ , a la par de la biblioteca habrá una fotocopiadora con un área aproximada de  $15 \text{ m}^2$ ; las salas de conferencia deberán estar provistas de equipo y mobiliario necesario para realizar exitosamente los eventos de la Universidad, el área de cada sala es de  $72 \text{ m}^2$ , el área de la sala de estudio colectivo es aproximadamente de  $100 \text{ m}^2$  y finalmente la sala de lectura individual que tendrá un área de aproximadamente de  $40 \text{ m}^2$ . El área destinada para pasillo se estima en aproximadamente  $78 \text{ m}^2$ .

Cuarto nivel: Este nivel tendrá dos aulas para laboratorios de autocad cada uno con un área de  $81 \text{ m}^2$ , dos aulas: una de  $30 \text{ m}^2$  y la otra de  $60 \text{ m}^2$  destinada para impartir clases o cualquier otra actividad necesaria; se destinara una sala para el laboratorio de artes plásticas con un área de  $180 \text{ m}^2$ . El área destinada para pasillo se estima en aproximadamente  $70 \text{ m}^2$ .

Quinto nivel: Este nivel será utilizado para cubículos de docentes, en total se ha considerado para 33 maestros y el área de pasillo será de  $123 \text{ m}^2$ .

Las figuras 4.2.1 a 4.2.5 muestran más claramente la distribución arquitectónica de cada uno de los niveles descritos anteriormente.

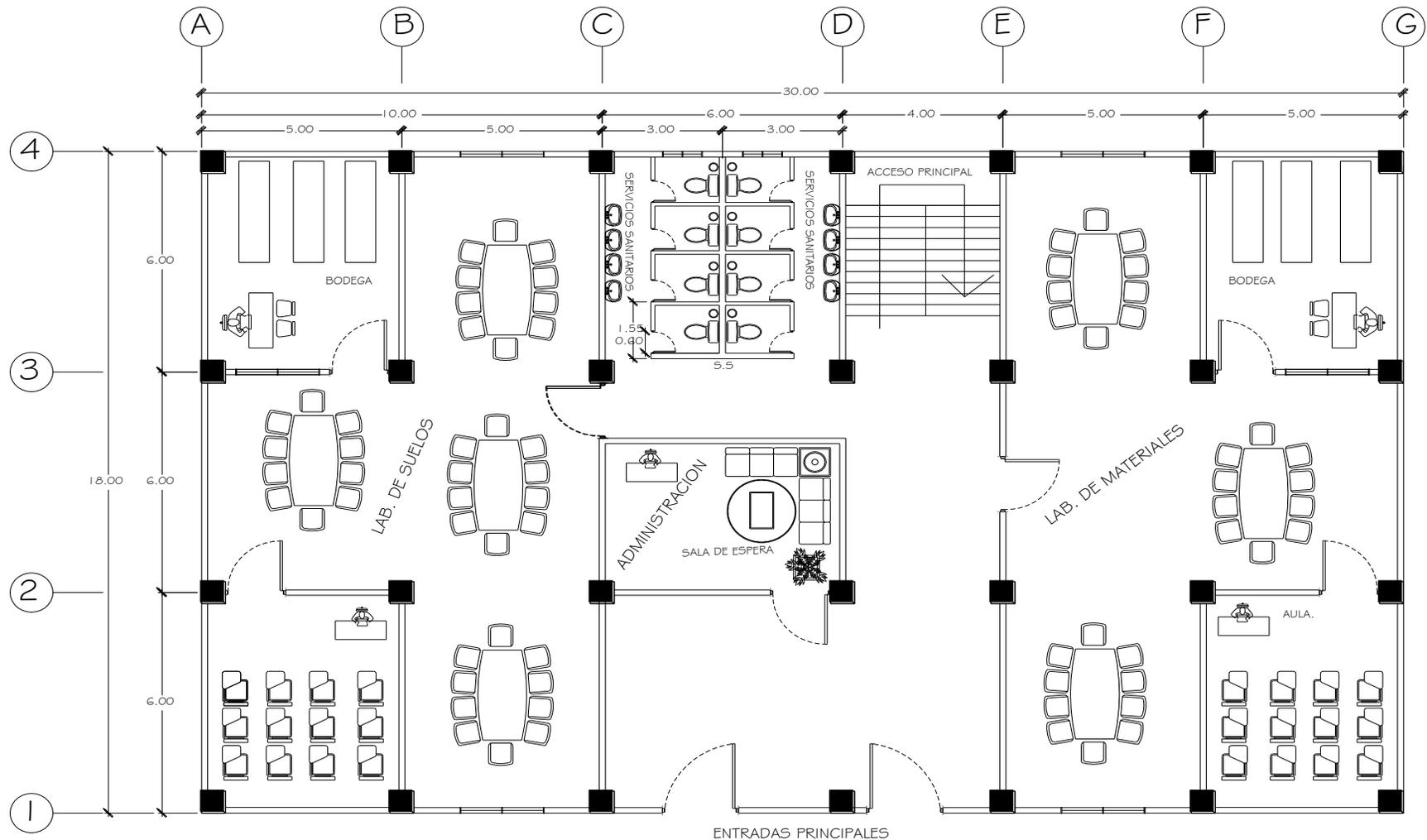


Figura 4.2.1 Planta arquitectónica de primer nivel (dibujo sin escala).

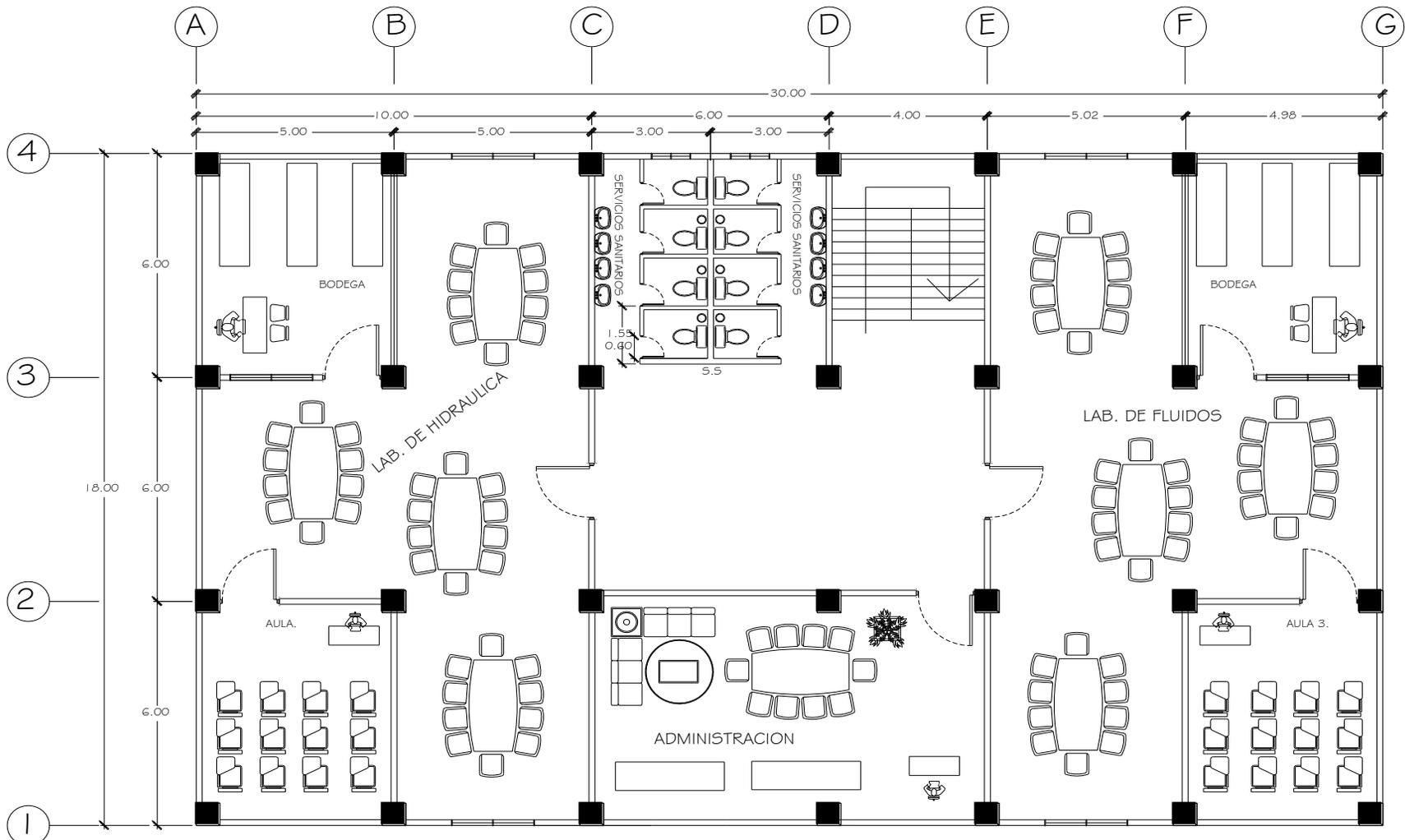


Figura 4.2.2 Planta arquitectónica de segundo nivel (dibujo sin escala).

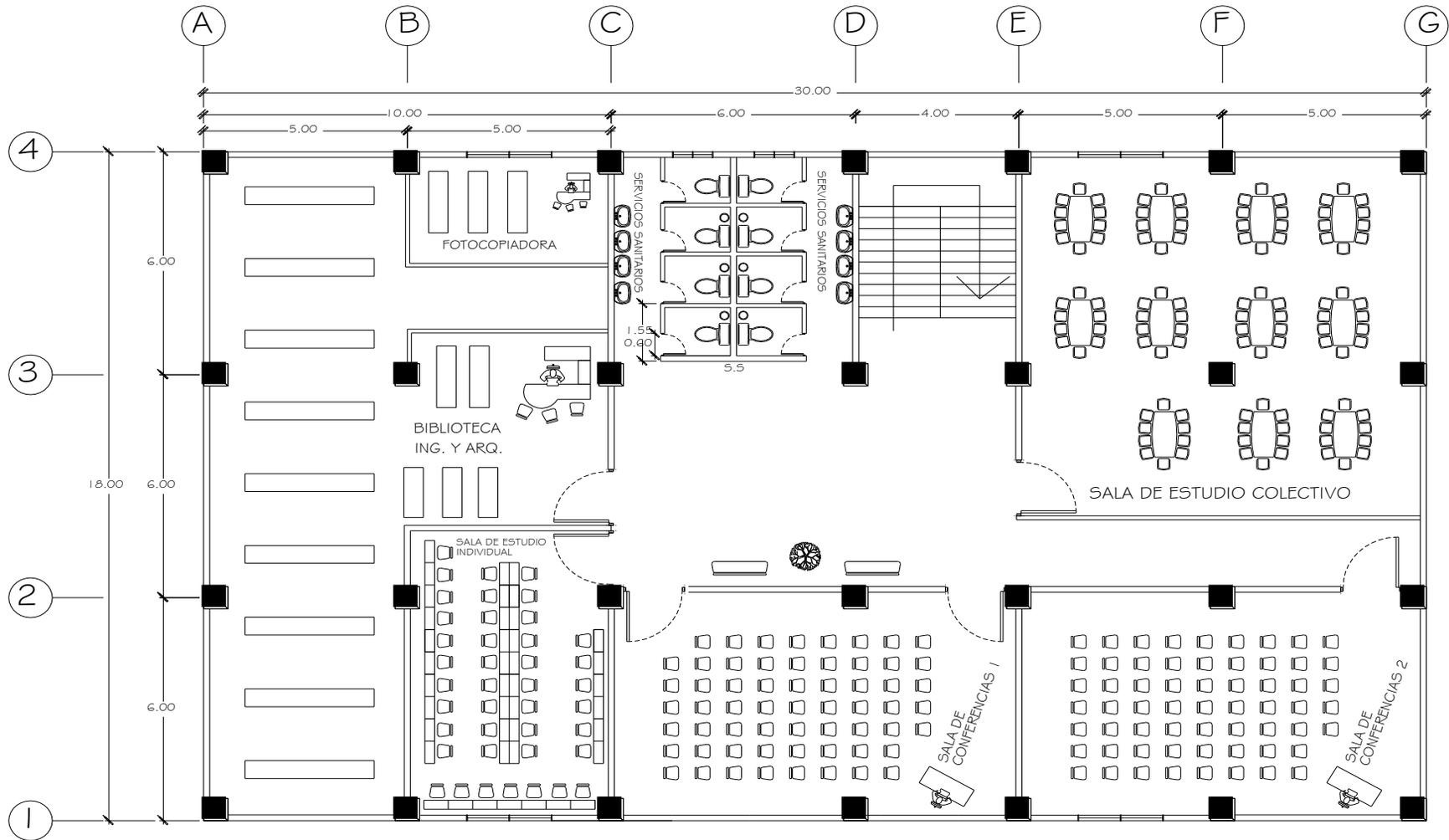


Figura 4.2.3 Planta arquitectónica de tercer nivel (dibujo sin escala).

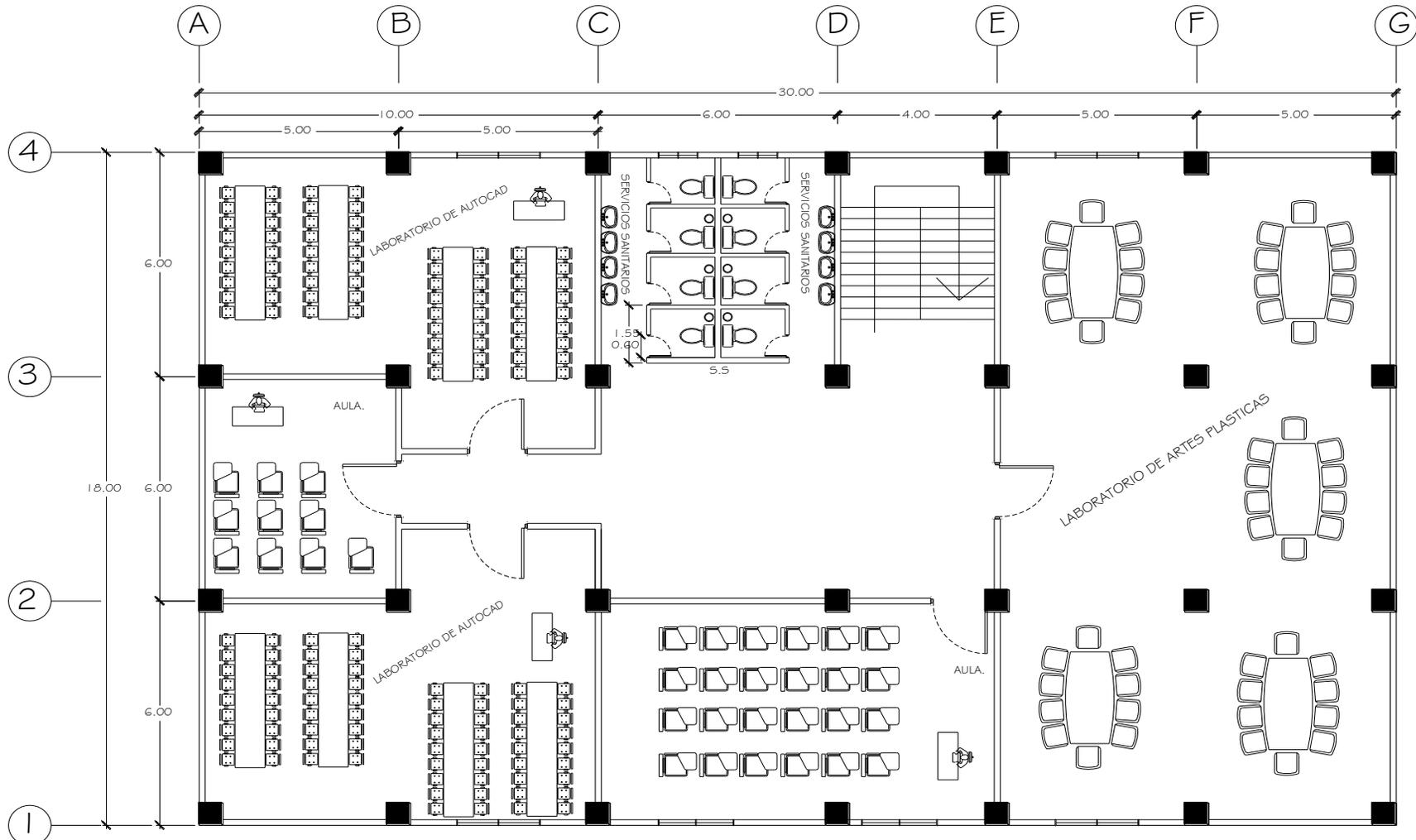


Figura 4.2.4 Planta arquitectónica de cuarto nivel (dibujo sin escala).

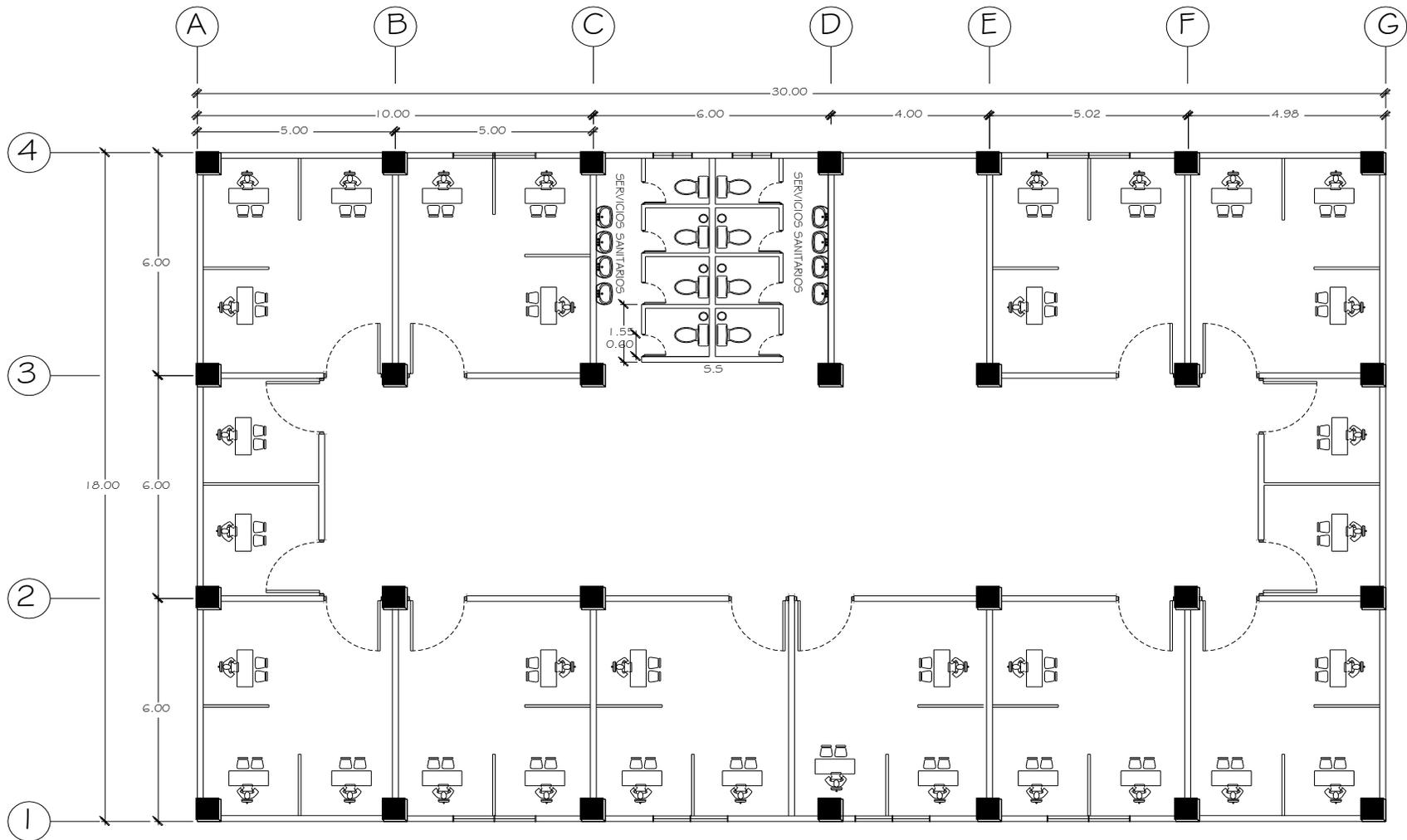


Figura 4.2.5 Planta arquitectónica de quinto nivel (dibujo sin escala).

#### **4.2.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIO.**

Para poder hacer una analogía sobre el comportamiento del sistema dual con el sistema formado por marcos, se harán dos propuestas estructurales en una se empleara como sistema estructural resistente a fuerzas laterales y cargas gravitacionales marcos de concreto reforzado y en la otra se empleara el sistema dual, dando mayor importancia a este ultimo.

##### **4.2.2.1 Sistema dual: marcos de concreto reforzado y paredes estructurales de mampostería.**

El espesor a usar en las paredes del primer, segundo y tercer nivel es de 20 cm con la variante de que en el primer y segundo nivel, el espaciamiento del acero es de 20 cm (todas las celdas llenas) y en el tercer nivel el espaciamiento del refuerzo será de 40cm, y finalmente en el cuarto y quinto nivel se usaran paredes de bloque de 15 cm con el espaciamiento del refuerzo de 40 cm.

Las secciones de vigas y columnas se muestran en las elevaciones de los marcos mostrados en las figuras 4.2.11, 4.2.12 y 4.2.13

Las paredes para diseñarlas en el programa ETABS hay que asignarles la propiedad de pared (pier) y un nombre, para este caso las paredes se nombraran de acuerdo a lo siguiente: por ejemplo, P-1-C-#2 significa que es pared de primer nivel, que esta ubicada en el eje C y que es la correspondiente pared #2 en el eje C. (P de pared, el primer numeral es el correspondiente piso en el que va apoyada la pared, la letra mayúscula o segundo numeral indica el eje en el que va la pared y finalmente el número correlativo de la pared en el eje. Las paredes estructurales del edificio se pueden ver en planta en las figuras 4.2.6 a figura 4.2.10

Se usará losa prefabricada VT1-20 en los entrepisos de 1 a 4 y en la azotea se usará techo flexible según la sección 4.3.1 y/o figura 4.2.14.

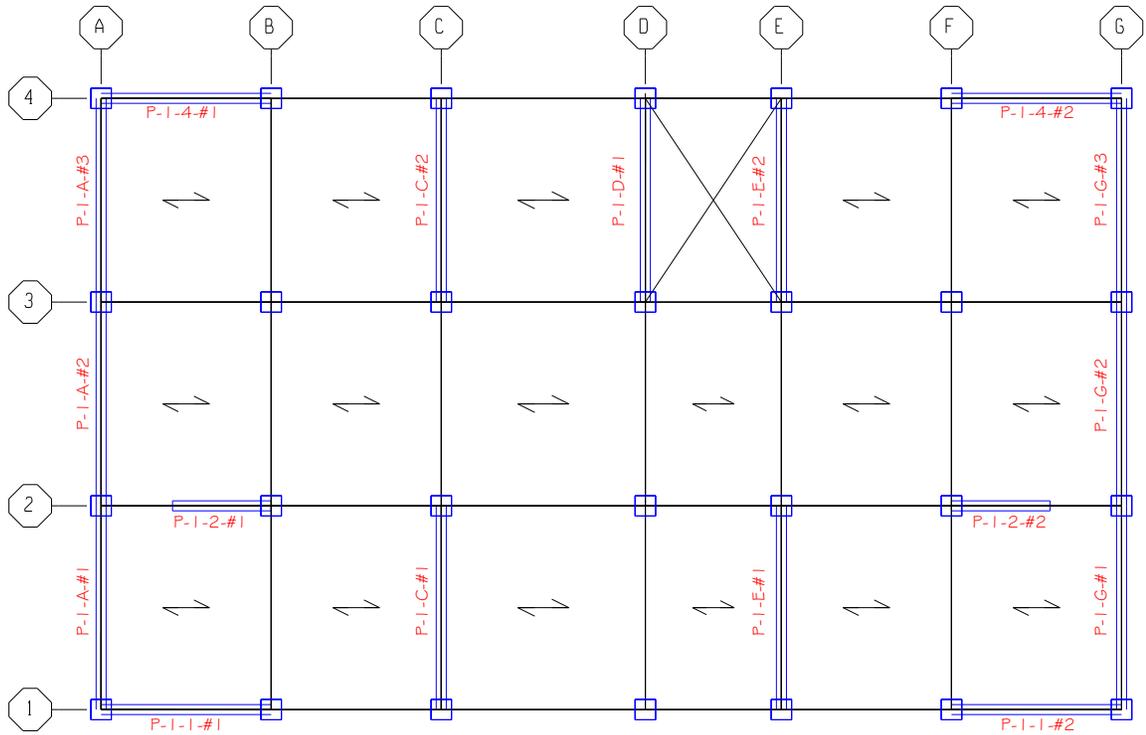


Figura 4.2.6 Planta estructural de primer nivel<sup>10</sup>.

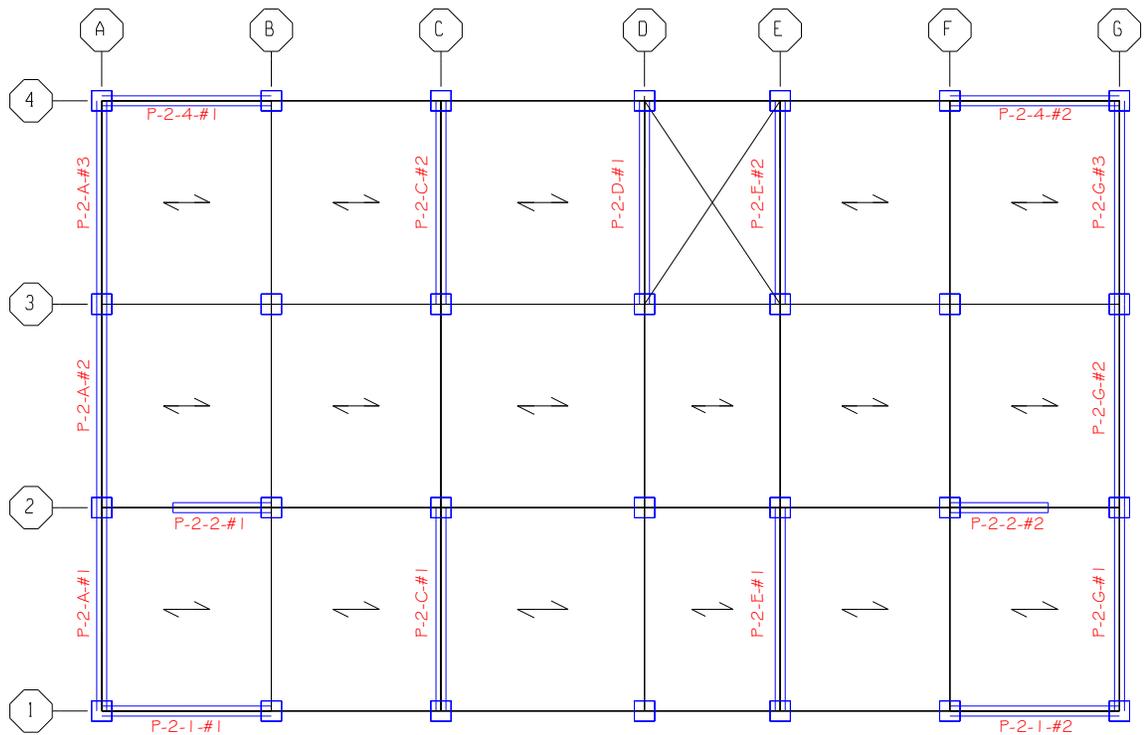


Figura 4.2.7 Planta estructural de segundo nivel.

10 La planta estructural de primer piso no incluye cimentaciones de zapatas ni de soleras de fundación.

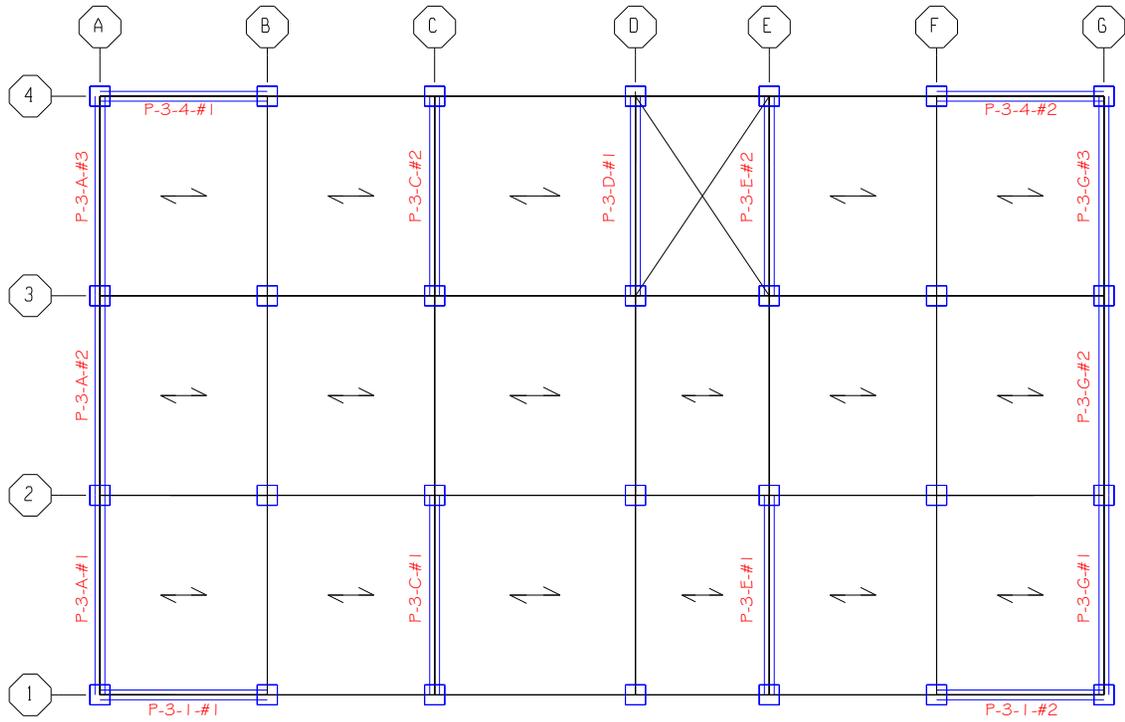


Figura 4.2.8 Planta estructural de tercer nivel.

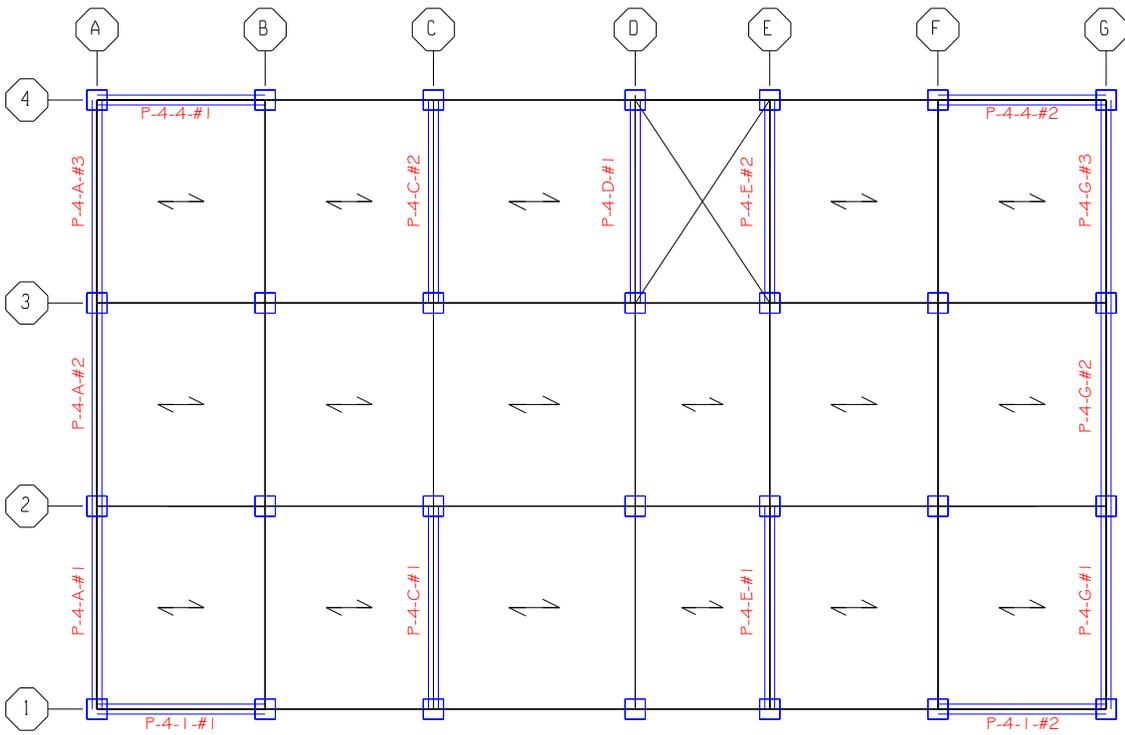


Figura 4.2.9 Planta estructural de cuarto nivel.

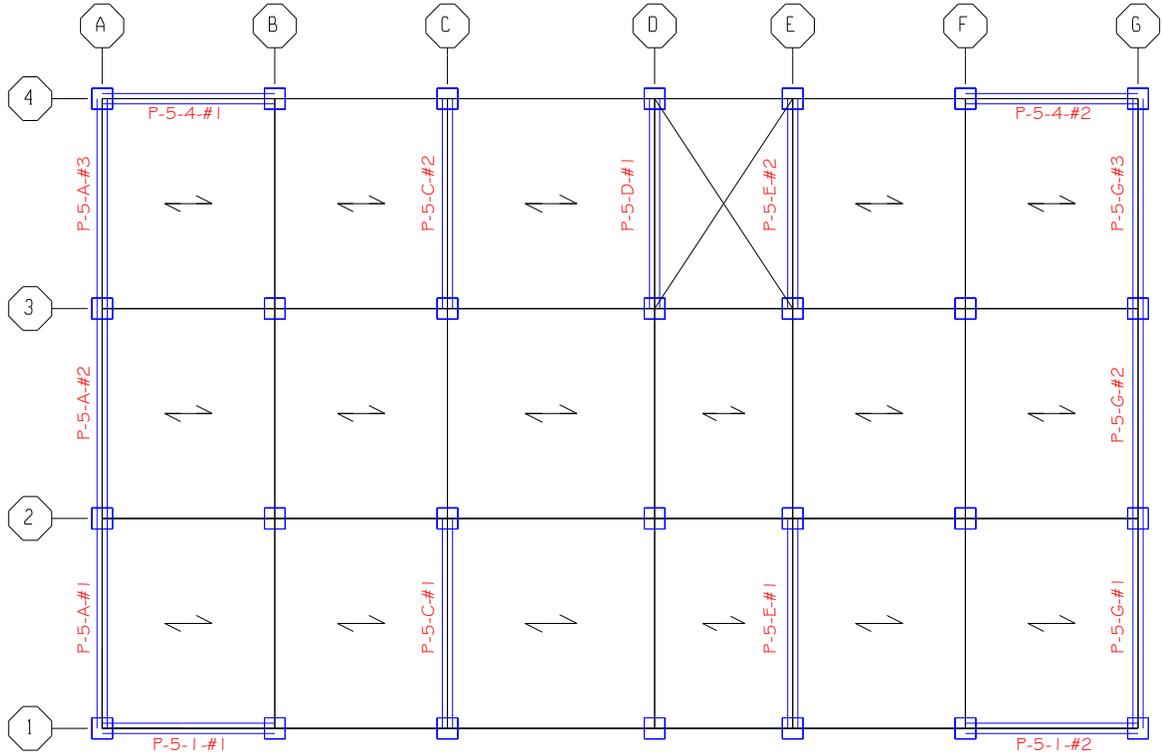


Figura 4.2.10 Planta estructural de quinto nivel.

	V30X50	V30X50	V30X50	V30X50	V30X50	V30X50	AZOTEA
C40X40	V30X60	C40X40	V30X60	C40X40	V30X60	C40X40	C40X40
V30X60	STORY 4						
C40X40	V30X60	C40X40	V30X60	C40X40	V30X60	C40X40	C40X40
V30X60	STORY 3						
C50X50	V30X60	C50X50	V30X60	C50X50	V30X60	C50X50	C50X50
V30X60	STORY 2						
C50X50	V30X60	C50X50	V30X60	C50X50	V30X60	C50X50	C50X50
V30X60	STORY 1						
C50X50	V30X60	C50X50	V30X60	C50X50	V30X60	C50X50	C50X50
V30X60	BASE						

Figura 4.2.11 Marco estructural de ejes 1, 2, 3 y 4

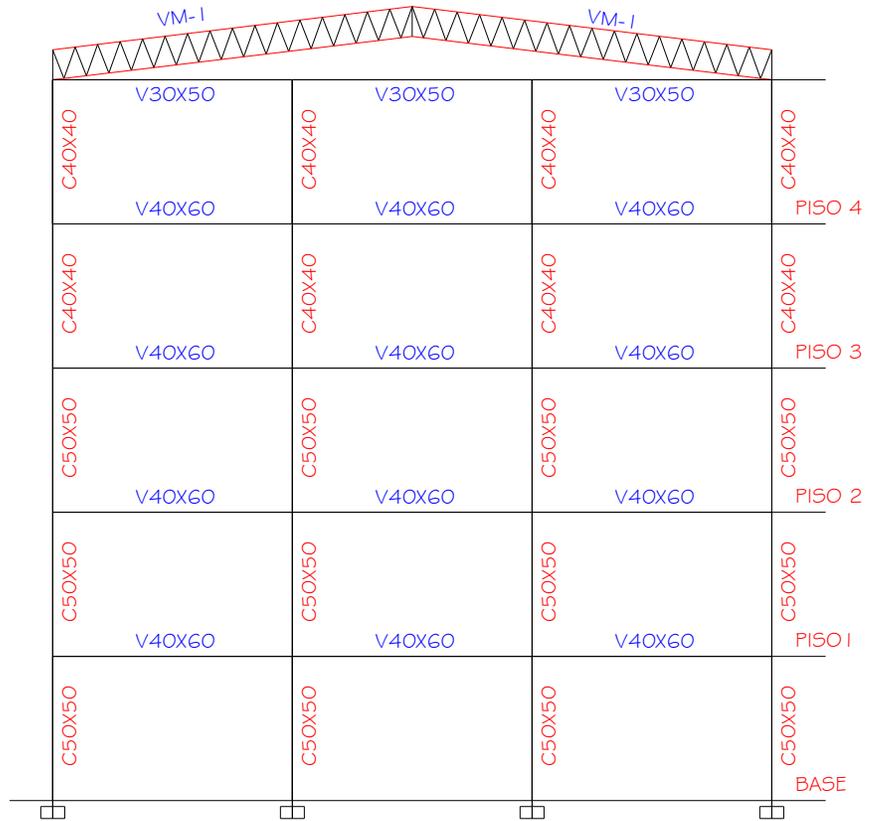


Figura 4.2.12 Marco estructural de ejes A, B, C, D, E, F y G

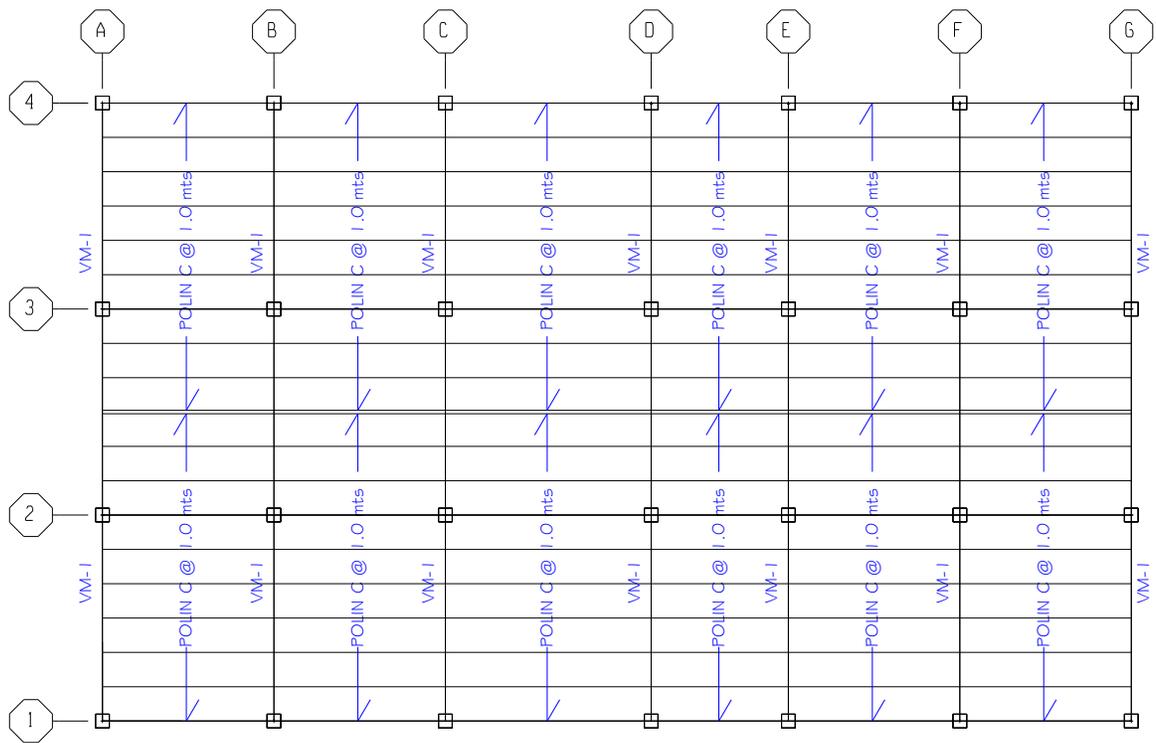
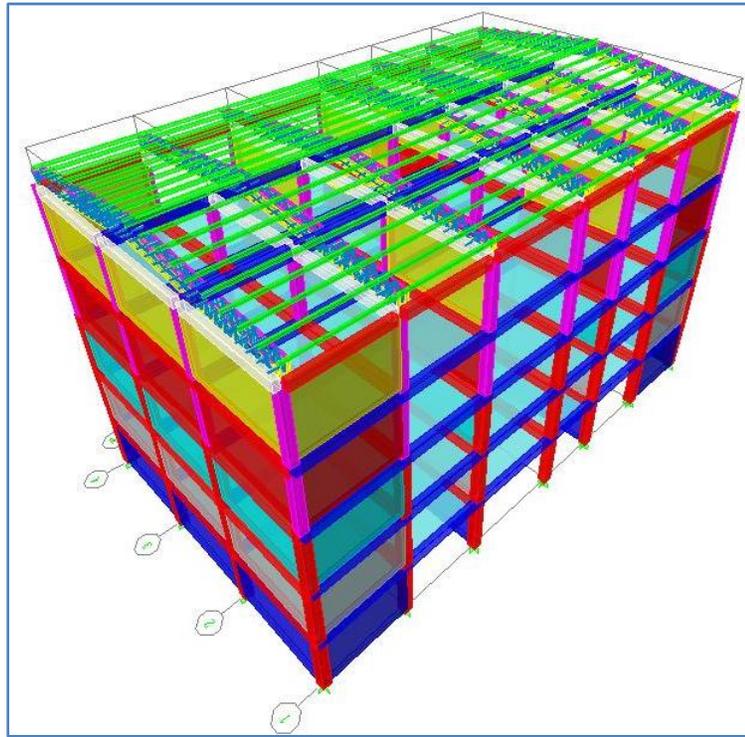


Figura 4.2.13 Vista en planta de estructura de techo



*Figura 4.2.14 Sistema dual (Estructura general).*

#### **4.2.2.2 Sistema de marcos no arriostrado con detallado especial.**

A la estructura de 5 niveles antes presentada se le proporcionara un sistema estructural consistente en marcos de concreto reforzado, sin considerar ningún tipo de arriostramiento, es decir se va a modelar una serie de pórticos en paralelo conectados mediante vigas de enlace.

Las secciones de vigas y columnas fueron calculadas considerando la normativa mencionada en la sección 2.5 del capítulo 2 se proponen las siguientes dimensiones:

Para los primeros 3 niveles del edificio se propone usar columnas de 50x50 cm, con  $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$ , para los niveles 4 y 5 se proponen columnas de 40x40 cm, con  $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ .

Para la dirección más corta del edificio se propone emplear vigas de 40x60, con  $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ .

Para la dirección larga del edificio se propone emplear vigas de 30x60 y en el techo se colocaran vigas de V30X50, con  $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ .

Las secciones de los marcos de concreto reforzado, para el sistema de marcos con detallado especial son iguales a las de los marcos utilizados en el sistema dual. Figuras 4.2.11 y figura 4.2.12 mostradas anteriormente.

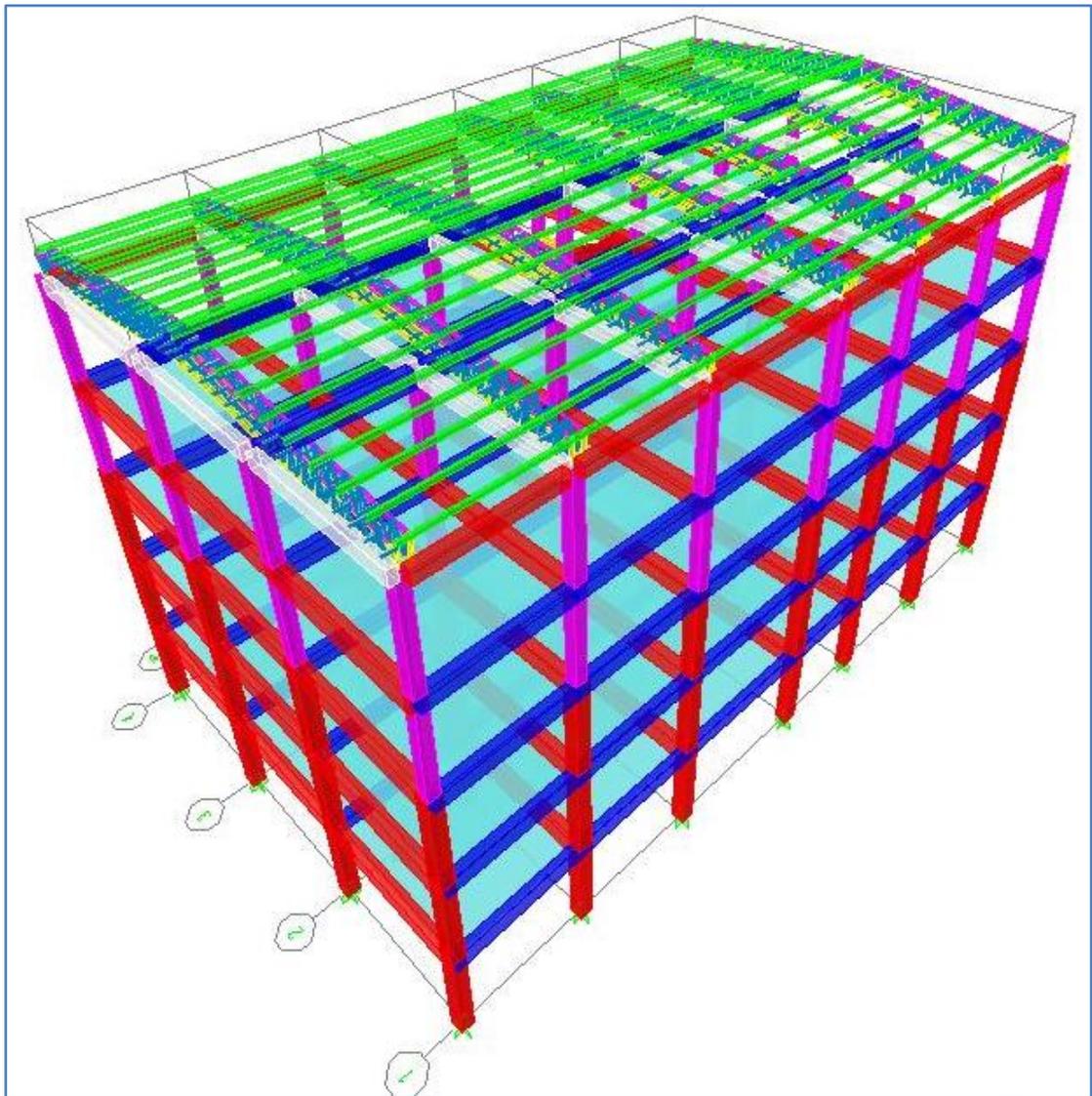


Figura 4.2.15 Sistema de marcos (Estructura general).

### **4.3 ANÁLISIS DE CARGAS ACTUANDO EN EL EDIFICIO**

El edificio será modelado utilizando dos sistemas estructurales, descritos en la sección 4.2, para ambos sistemas se cargará de acuerdo al Reglamento de Seguridad Estructural, y la parte del diseño sísmico se evaluará de acuerdo a la Norma Técnica para Diseño por Sismo.

En ambos sistemas se efectuará el bajado de carga gravitacional y sísmica, de los elementos no estructurales que llevará el edificio. Como ya se tiene una descripción de cada nivel se bajaran las paredes no estructurales a cada uno de los ejes principales correspondientes de la estructura.

#### **4.3.1 BAJADO DE CARGAS DE TECHO**

La estructura de techo que será propuesta para este edificio, es emplear armadura metálica (techo flexible), con una pendiente de techo de  $S=12\%$ , para la cubierta se ha considerado lámina Zinc Alum.

La armadura principal de la estructura de techo son vigas tipo Macomber VM-1 y se colocaran en los ejes A, B, C, D, E, F y G de la Figura 4.3.1 y su cuerda superior será arriostrada por los polines (colocados a una distancia de 1 metro entre polín), por tanto, no se considerará ningún arriostamiento especial para las vigas VM-1.

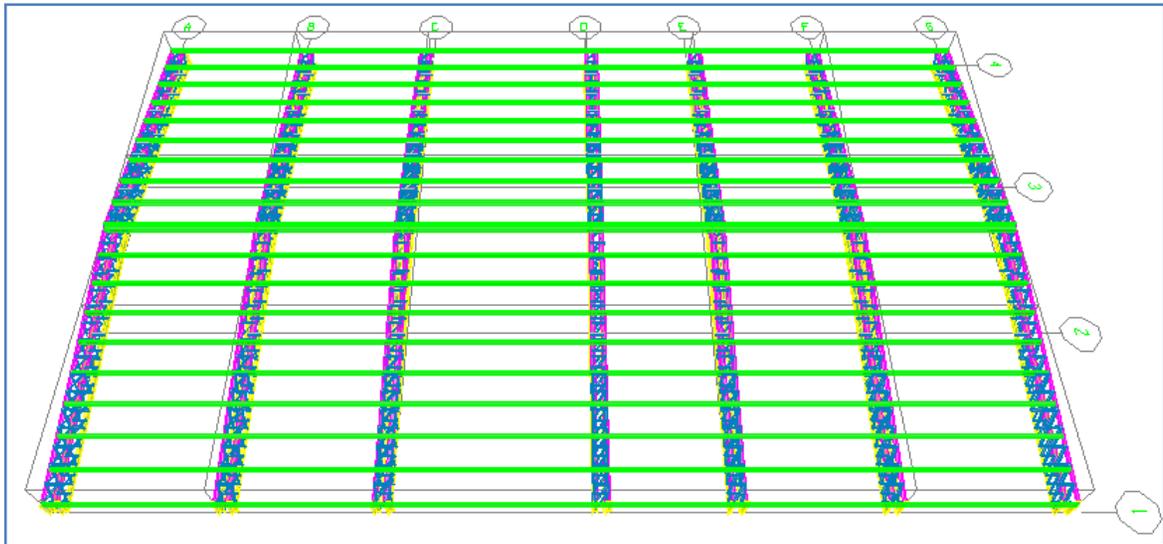


Figura 4.3.1 Estructura general de techo

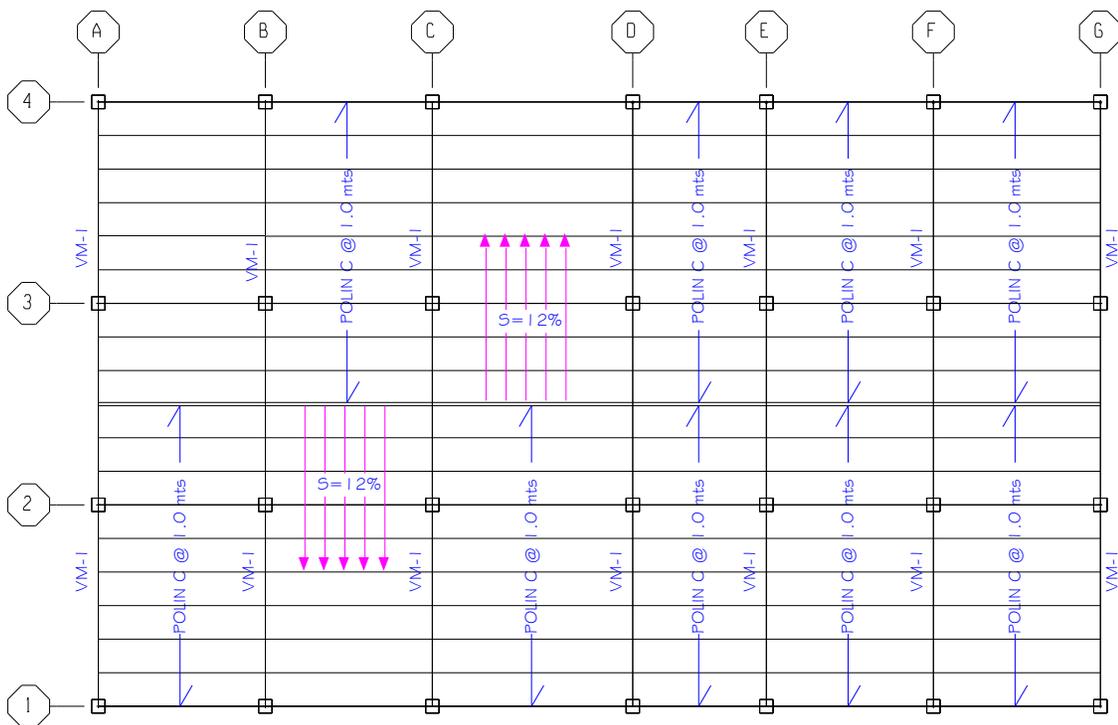


Figura 4.3.2 Vista en planta de estructura de techo (polines @ 1m)

Las cargas de CF+IE y de la cubierta se transmitirán a los polines por áreas tributarias y estos se apoyaran en las vigas macomber, transmitiendo de esta manera las cargas a las columnas.

El área tributaria que carga al polín son 2 franjas de 0.5 m por la longitud de cada claro (4.0mts, 5.0 mts y 6.0 mts).

*Nota: El peso propio de Polines (polines C) y Vigas tipo macomber VM-1 no se considera en el cálculo, ya que el programa reconoce el peso propio como carga muerta de cada uno de estos elementos.*

De acuerdo con esta disposición de carga, la mitad de la carga que le llega al polín la transmitirá a las vigas tipo macomber, que se apoyan en las columnas. Ver figura 4.3.3

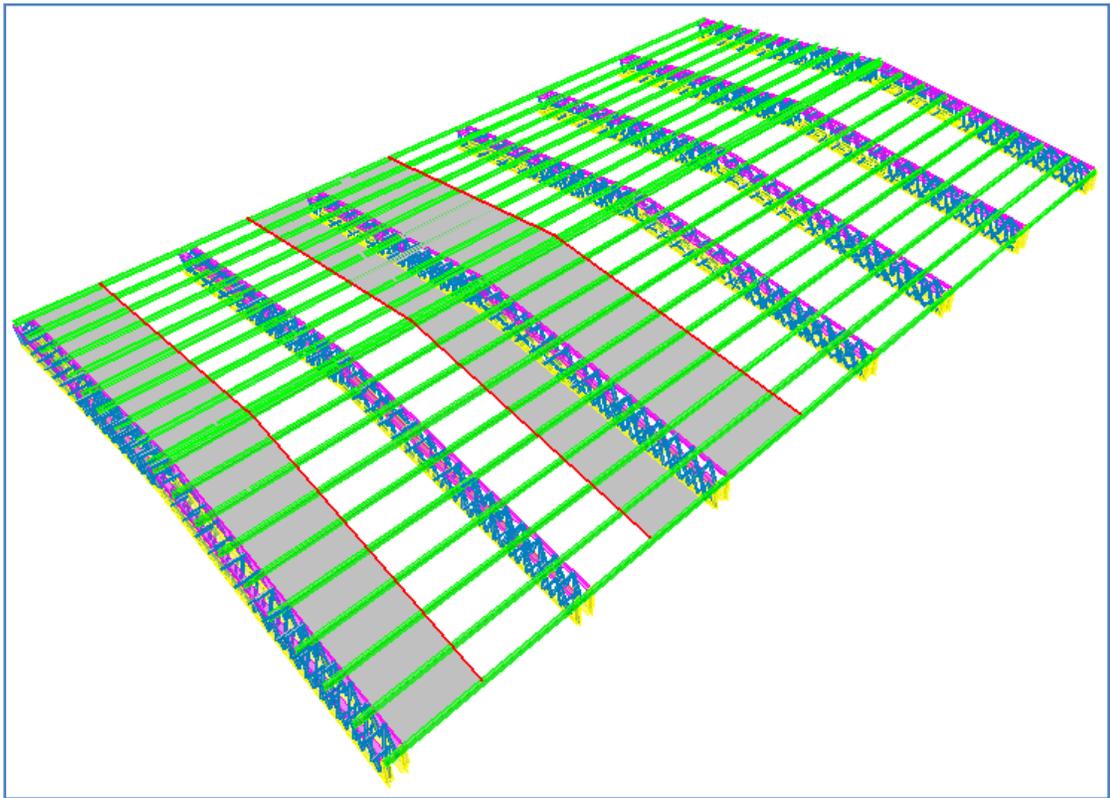


Figura 4.3.3 Áreas tributarias que cargan a vigas macomber VM-1.

**Datos:**

Acero A36

L= 9.06 mts.

S= 12%

(Los polines están colocados @ 1.0 mts.)

Las cargas muertas sobre los polines son: La cubierta de Lamina Zinc Alum=5.0 kgf/m<sup>2</sup> y CF + IE= 30 kgf/m<sup>2</sup>.

(Según Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones la carga viva de techo para pendientes mayores de 5% es de 20 Kg /m<sup>2</sup>)

**Tabla 4.3.1 Cargas vivas y muertas sobre polines.**

Caso de Carga	Claro tributario		
	4 metros	5 metros	6 metros
Carga muerta (Kgf/m)	35	35	35
Carga viva (Kgf/m)	20	20	20

#### 4.3.2 BAJADO DE CARGA GRAVITACIONAL

##### ❖ *Peso Índice de losa prefabricada VT1-20<sup>11</sup>*

Peso Propio = 260 Kgf/m<sup>2</sup>

Enladrillado = 120 Kgf/m<sup>2</sup>

CF + IE = 30 Kgf/m<sup>2</sup>

Divisiones Interiores = 70 Kgf/m<sup>2</sup>

Losa Adicional = 20 Kgf/m<sup>2</sup>

D = 500 Kgf/m<sup>2</sup>

##### ❖ *Consideraciones Básicas para el Bajado de Carga Gravitacional.*

- Las paredes de relleno son de Bloques de 15 (W=210 Kgf/m<sup>2</sup> con celdas llenas @ 0.60)

<sup>11</sup> Tabla de datos 1.2 Material utilizado en losa copresa. Costos, tablas y especificaciones de la construcción salvadoreña, de Federico Lowí. Tercera Edición.

- Las paredes de relleno del perímetro del edificio son de bloques de 15 (W=230 Kgf/m<sup>2</sup> con celdas llenas @0.40m)
- Las secciones de columnas para los primeros tres niveles son constante y son columnas 50X50
- Las secciones de columnas para los últimos dos niveles son constantes y son columnas 40X40.
- Las vigas en el lado corto del edificio son V40X60.
- Las vigas en el lado largo del edificio son V30X60.

Las vigas, losas (edificio con marcos) y las paredes estructurales (edificio con sistema dual) no se calculará el bajado de carga, debido a que el programa reconoce el peso propio de la estructura.

**TABLA 4.3.2 VALORES UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS**

Valor	Descripción
180 Kgf/m <sup>2</sup>	Carga viva instantánea para entresijos (oficinas, despachos, aulas y laboratorios, etc)
150 Kgf/m <sup>2</sup>	Carga viva instantánea para peatones (pasillos, escaleras, rampas, etc.)
315 Kgf/m <sup>2</sup>	Carga viva instantánea para comercios, fábricas y bodegas.
250 Kgf/m <sup>2</sup>	Carga viva instantánea para otros lugares como: gimnasios, salones de baile, bibliotecas, etc.
250 Kgf/m <sup>2</sup>	Carga viva gravitacional para entresijos (oficinas, despachos, aulas y laboratorios, etc)
350 Kgf/m <sup>2</sup>	Carga viva gravitacional para peatones (pasillos, escaleras, rampas, etc.)
350 Kgf/m <sup>2</sup>	Carga viva gravitacional para comercios, fábricas y bodegas.
350 Kgf/m <sup>2</sup>	Carga viva gravitacional para otros lugares como: gimnasios, salones de baile, bibliotecas, etc.
1.2	Factor de Importancia I, Edif. de Ocupación Especial (Universidad).
3.0	Coefficiente de Sitio C <sub>o</sub> , para un tipo de suelo S <sub>3</sub>
0.60	Coefficiente de Sitio T <sub>o</sub> , para un tipo de suelo S <sub>3</sub> .

7	Factor de Modificación de Respuesta R, Sistema C-2a, Marcos de Acero o concreto con detallado especial en combinación con paredes de mampostería.
12	Factor de Modificación de Respuesta R, Sistema A, Marcos de Acero o concreto con detallado especial.
0.049	Coefficiente Numérico $C_t$ , Para sistemas con paredes.
0.073	Coefficiente Numérico $C_t$ , Para sistemas con marcos de concreto reforzado.
18.00 m	Altura del edificio, $h_n$

**4.3.2.1 Cargas actuando en sistema estructural dual.**

Las siguientes figuras muestran las cargas gravitacionales actuando en el edificio, las cargas muertas debidas al peso índice de losas, es similar en todos los niveles y son como se muestra en la figura 4.3.4; las figuras 4.3.5 a 4.3.8 muestran las cargas vivas gravitacionales y viva instantánea que especifica el reglamento en el Capítulo 2 o en tabla 4.3.2 mostrada anteriormente.

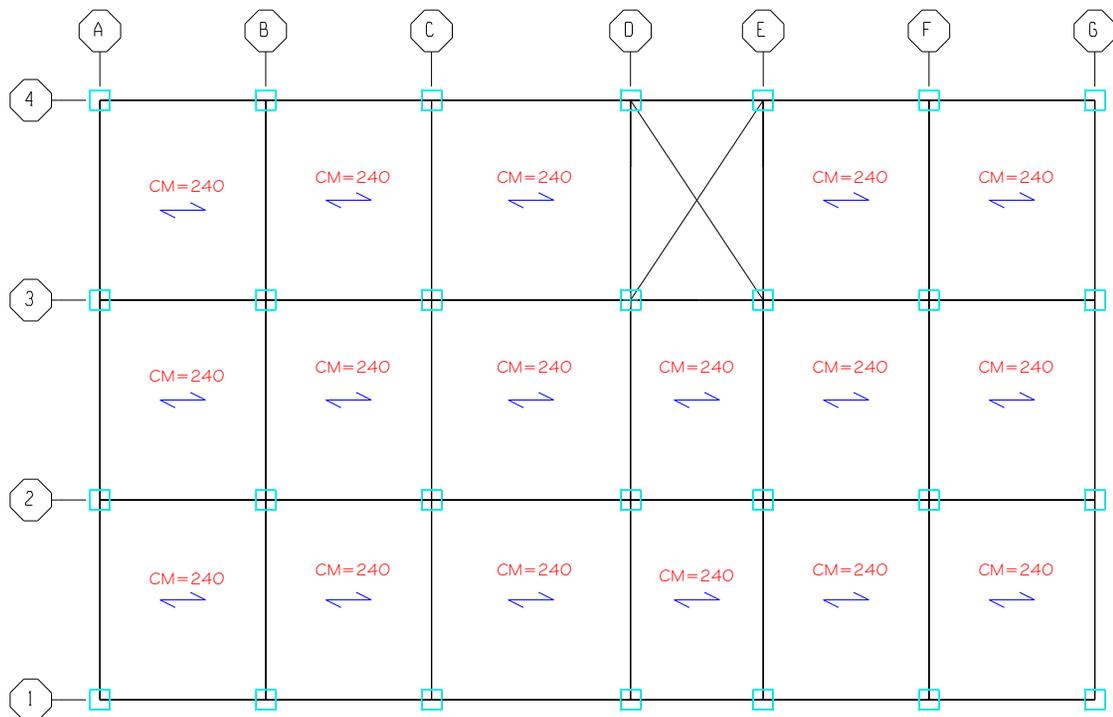


Figura 4.3.4 Cargas muertas actuando en los pisos 2, 3, 4 y 5.

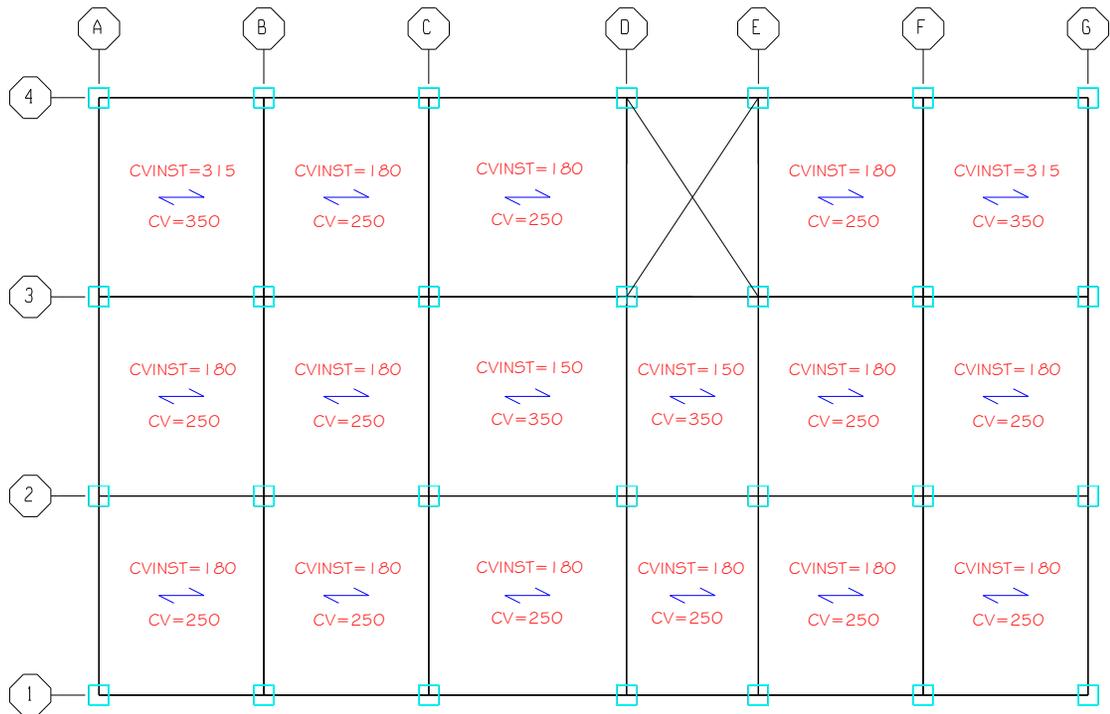


Figura 4.3.5 Cargas vivas gravitacionales y vivas instantáneas de segundo nivel.

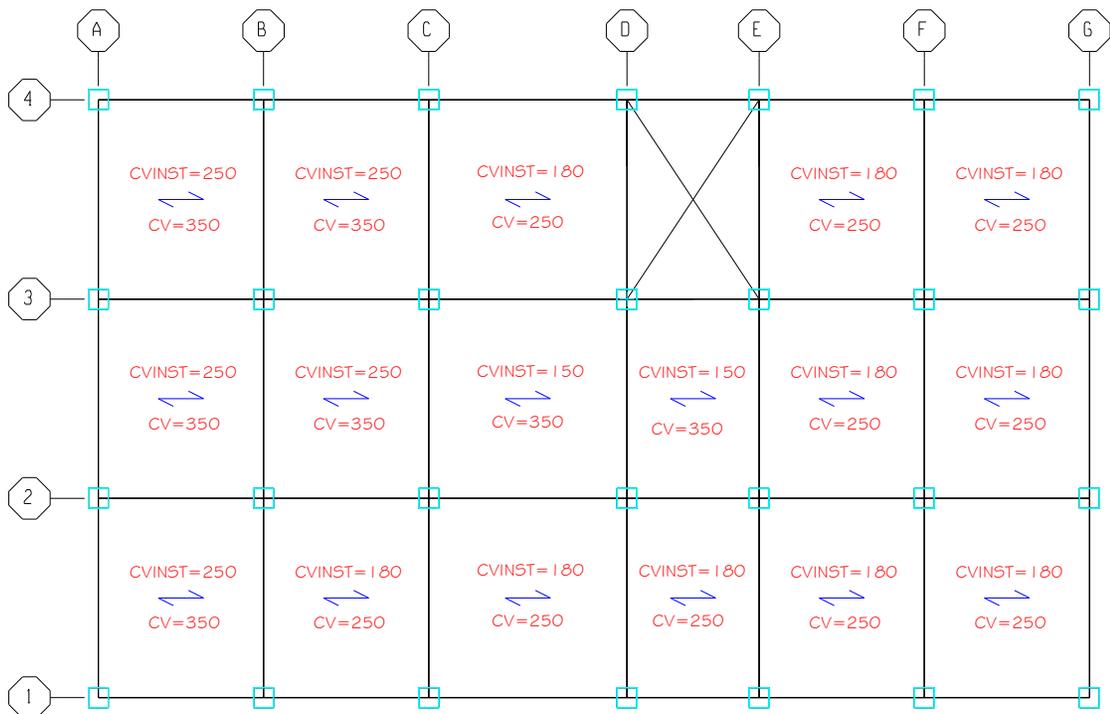


Figura 4.3.6 Cargas vivas gravitacionales y vivas instantáneas de tercer nivel.

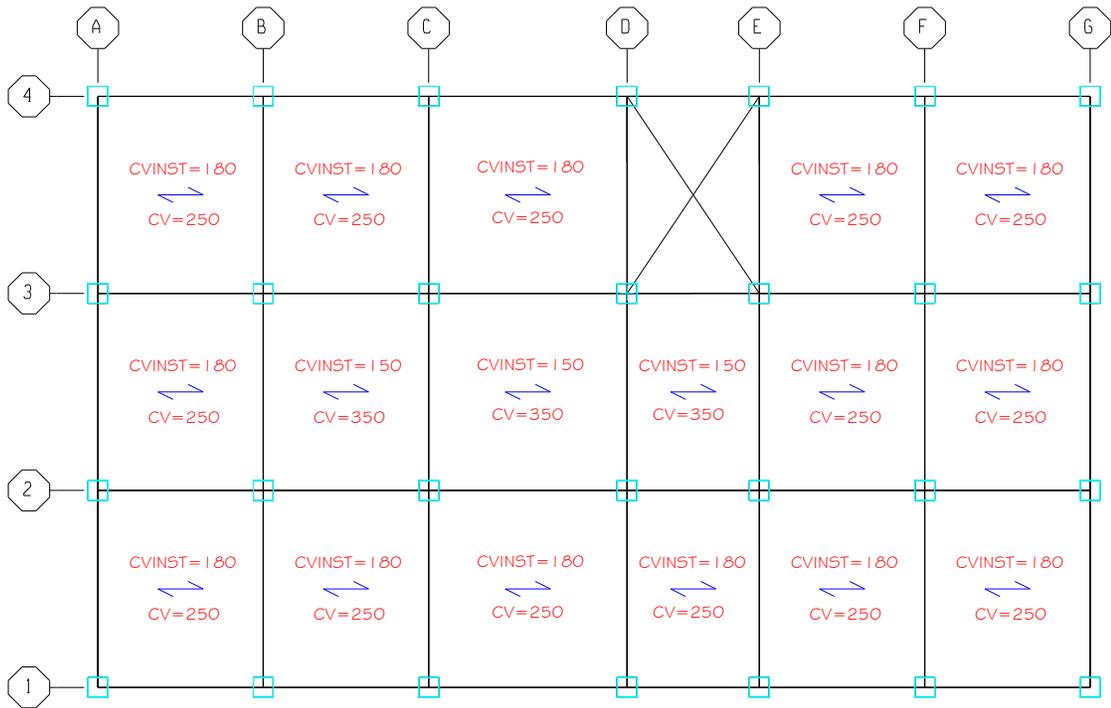


Figura 4.3.7 Cargas vivas gravitacionales y vivas instantáneas de cuarto nivel.

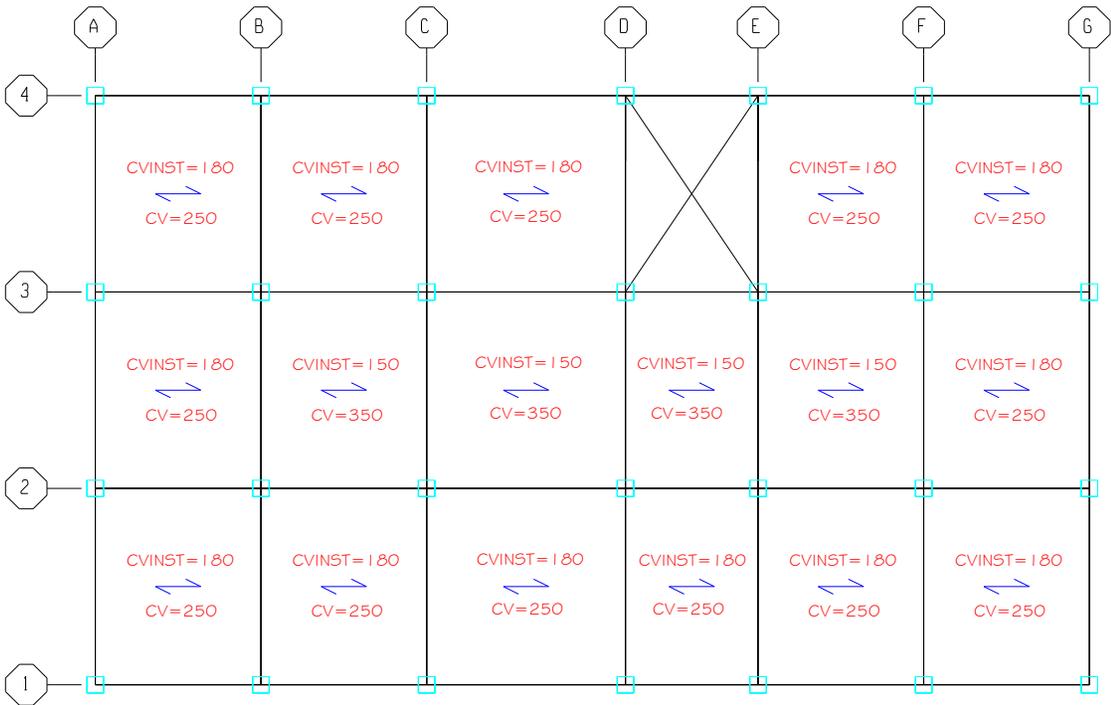


Figura 4.3.8 Cargas vivas gravitacionales y vivas instantáneas de quinto nivel.

Las siguientes figuras muestran las cargas en cada uno de los marcos del edificio, todas son cargas muertas provenientes de pesos de paredes de relleno que actúan en ambos sistemas estructurales, en los ejes A, D y G, no actúan cargas gravitacionales de paredes de relleno debido a que son paredes estructurales o claros libres.

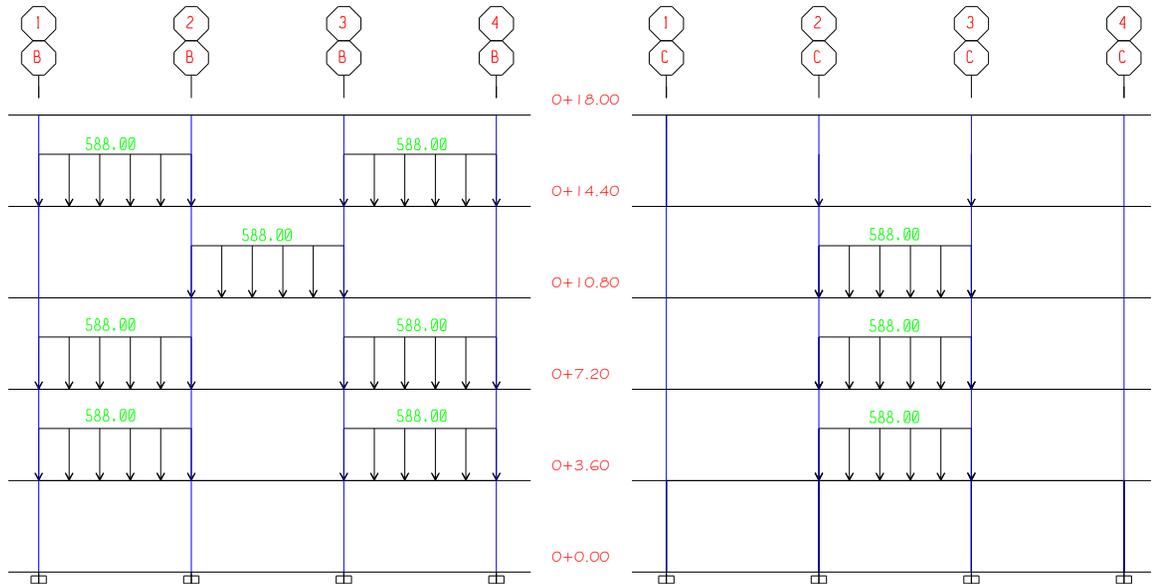


Figura 4.3.9 Cargas muertas en Eje B y Eje C.

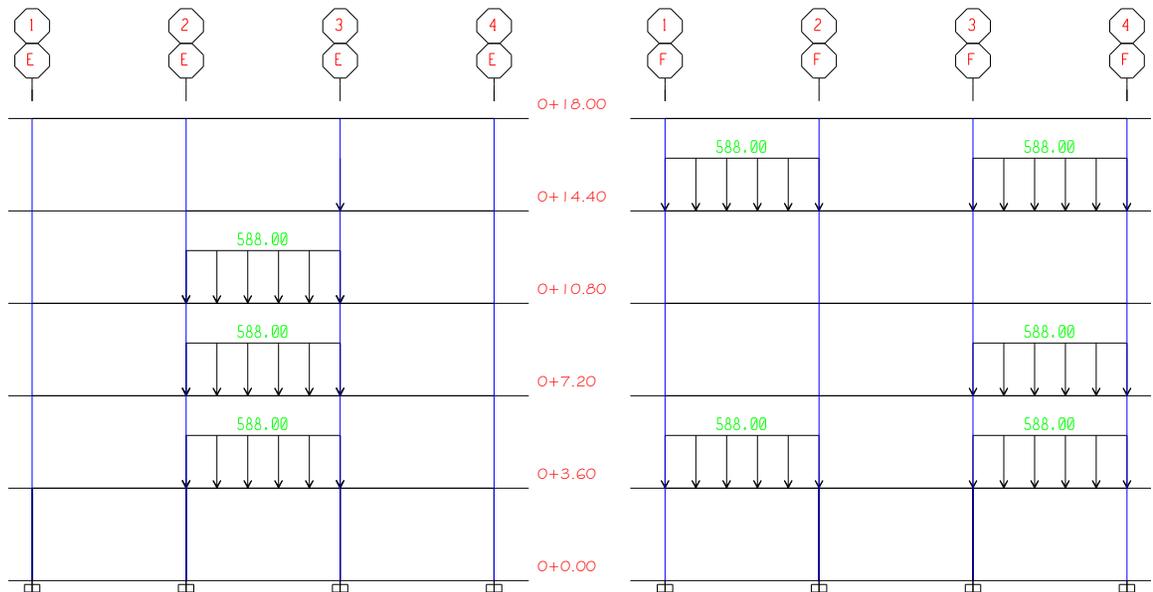


Figura 4.3.10 Cargas muertas en Eje E y Eje F.

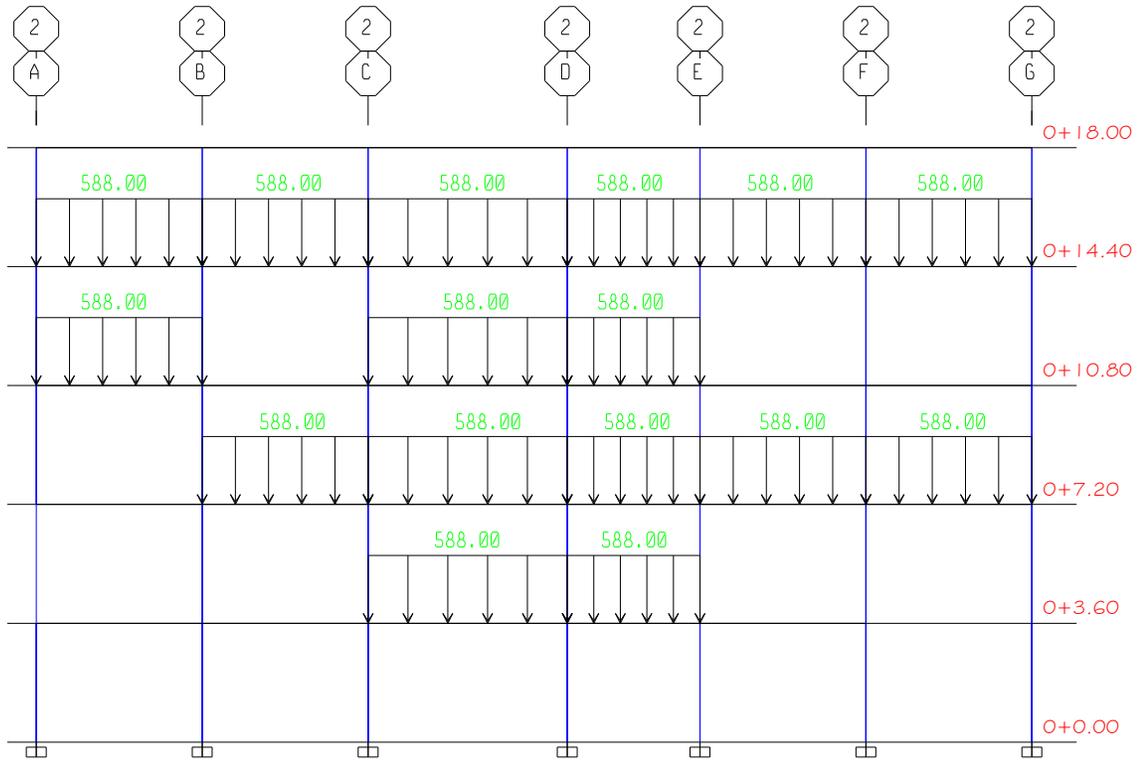


Figura 4.3.11 Cargas muertas en Eje 2

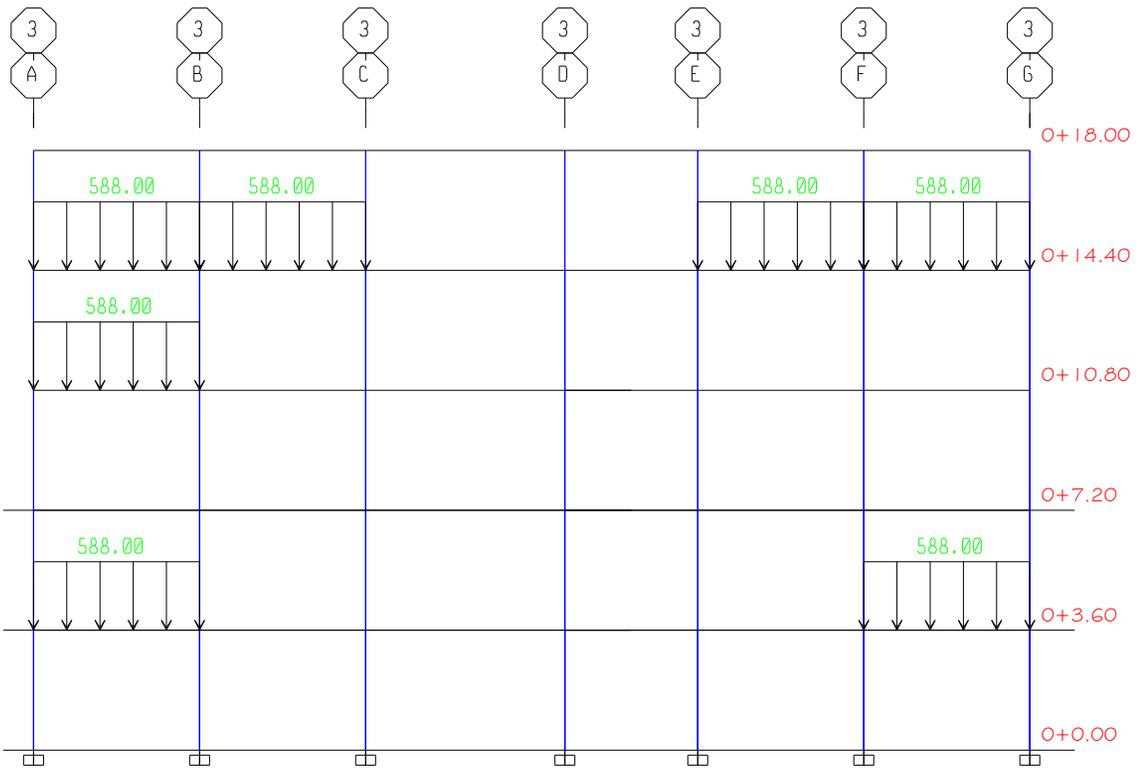


Figura 4.3.12 Cargas muertas en Eje 3

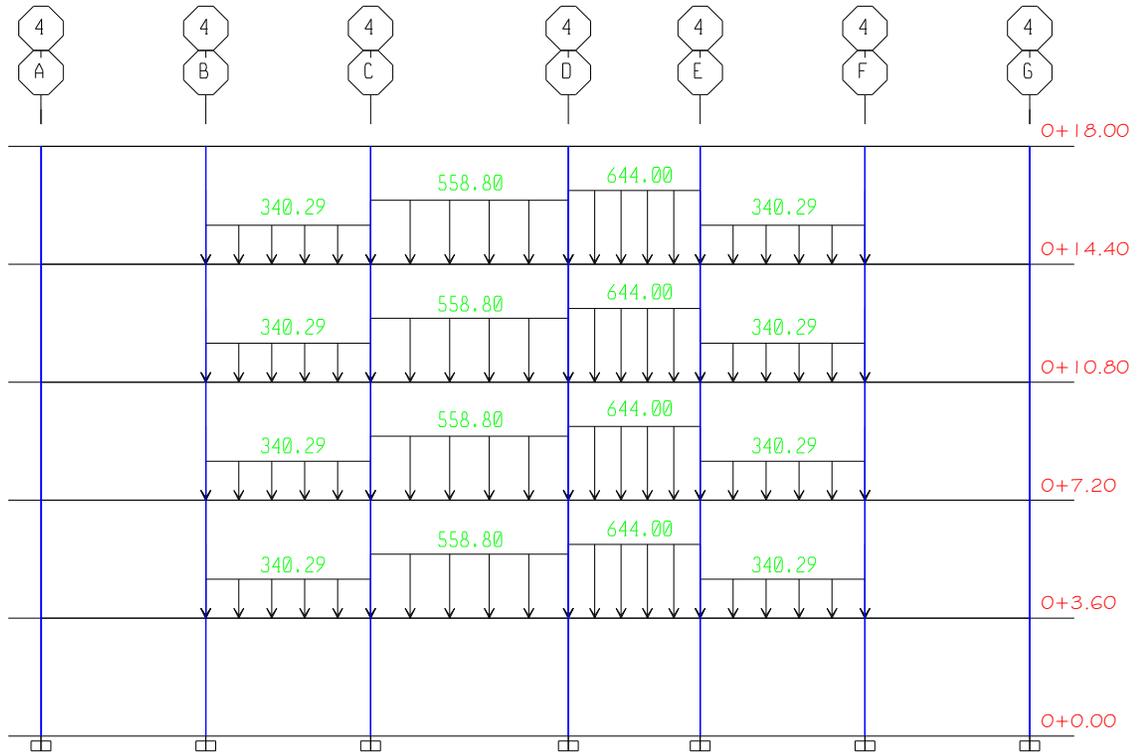


Figura 4.3.13 Cargas muertas en Eje 4

### 4.3.2.2 Cargas actuando en sistema estructural de marcos.

Las cargas muertas gravitacionales provenientes de peso índice, cargas vivas gravitacionales y cargas vivas instantáneas, actuando en el edificio con el sistema de marcos son las mismas utilizadas para el sistema dual mostradas de la figura 4.3.4 a 4.3.8.

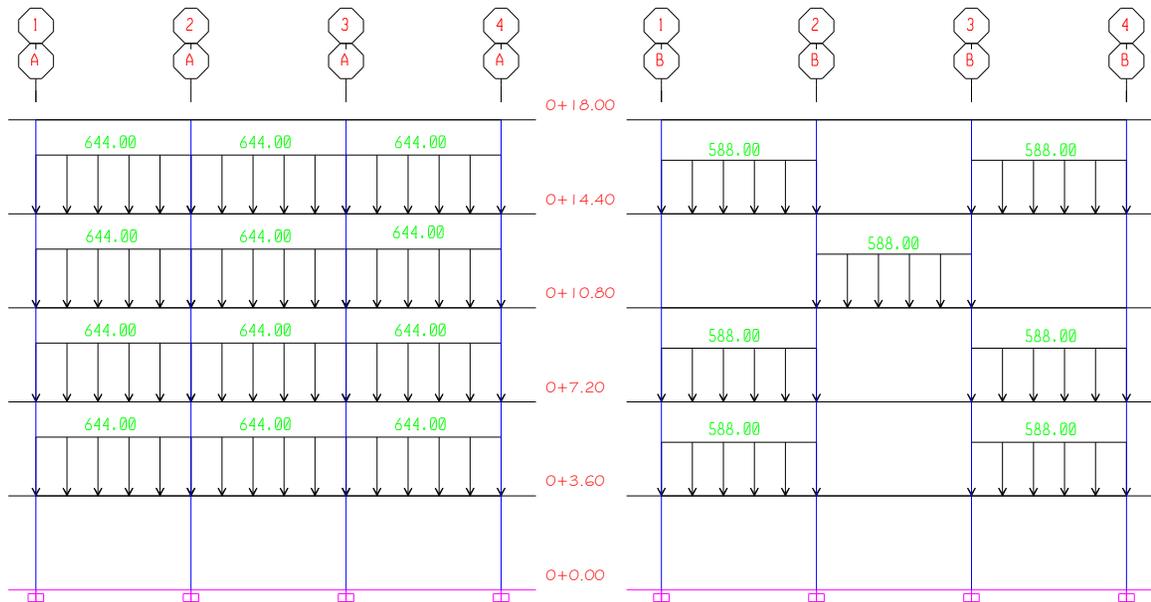


Figura 4.3.14 Cargas muertas en Eje A y Eje B

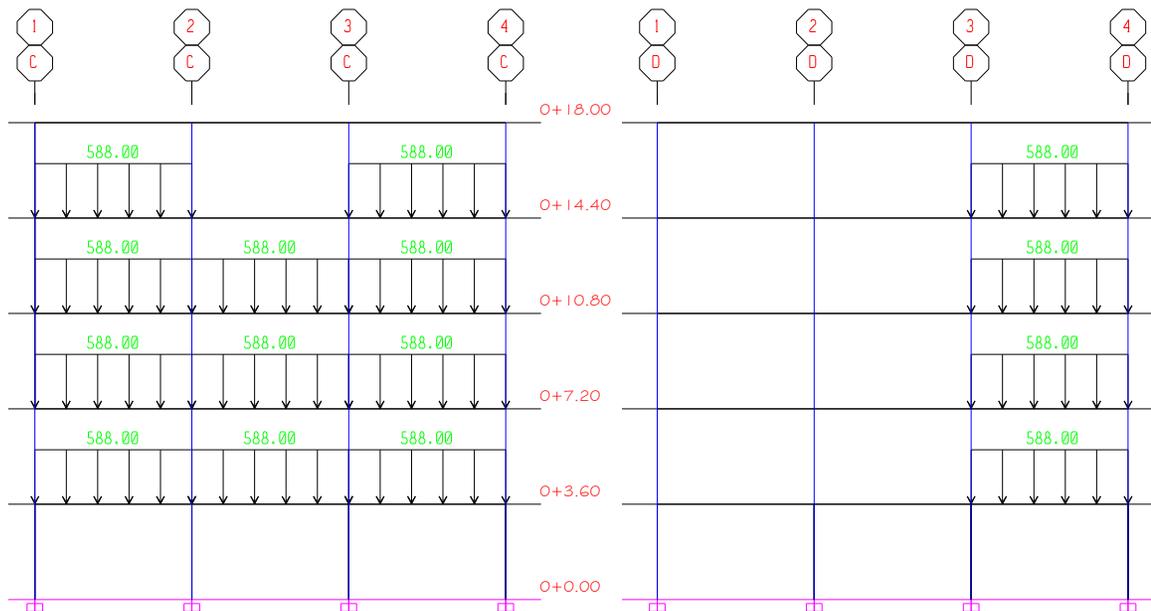


Figura 4.3.15 Cargas muertas en Eje C y Eje D.

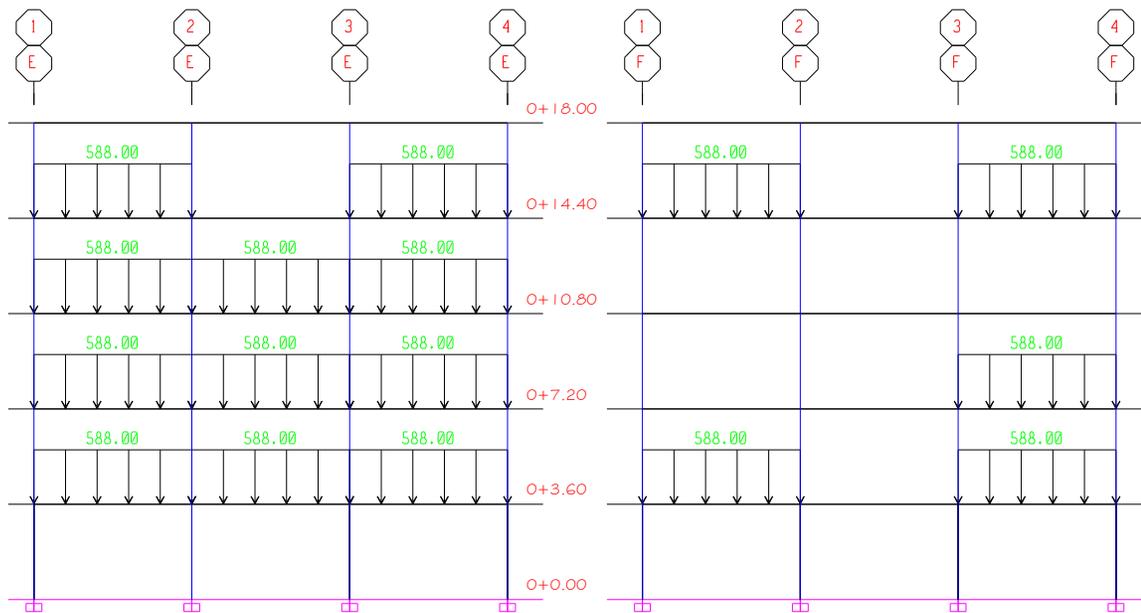


Figura 4.3.16 Cargas muertas en Eje E y Eje F.

Las cargas en el eje G, son las mismas que en el eje A mostrado en la figura 4.3.14, asimismo las cargas en eje 2 y 3 son iguales a las mostradas en las figuras 4.3.11 y 4.3.12, respectivamente.

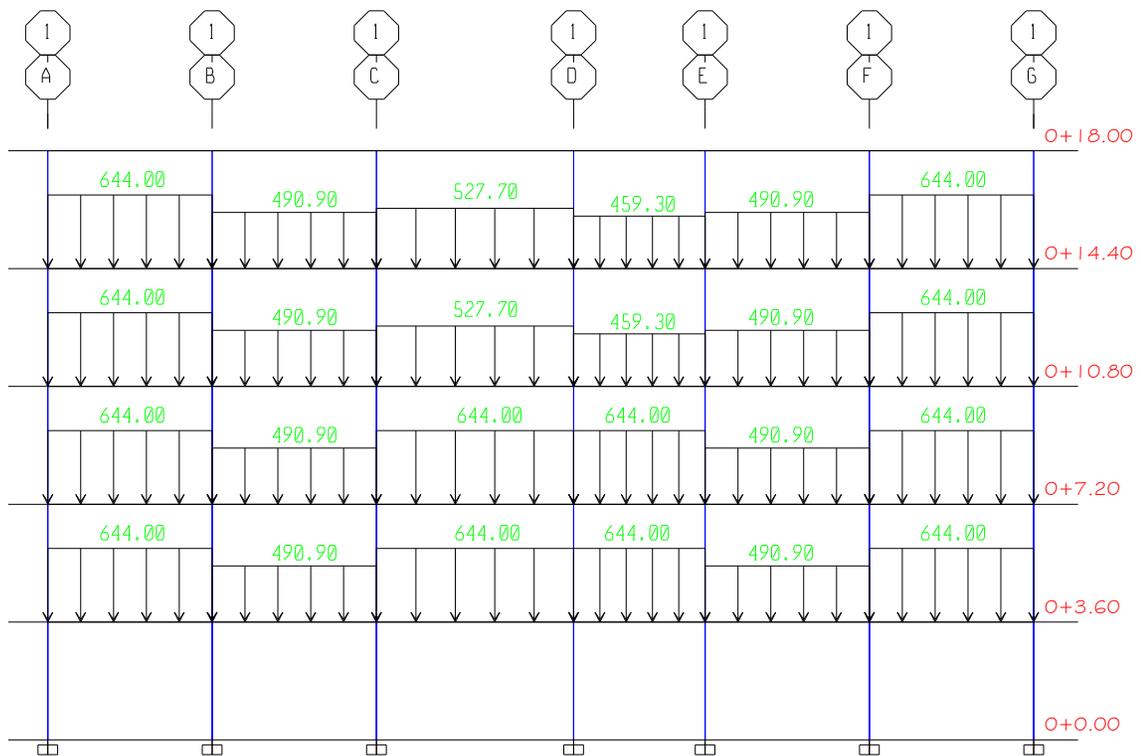


Figura 4.3.17 Cargas muertas en Eje I

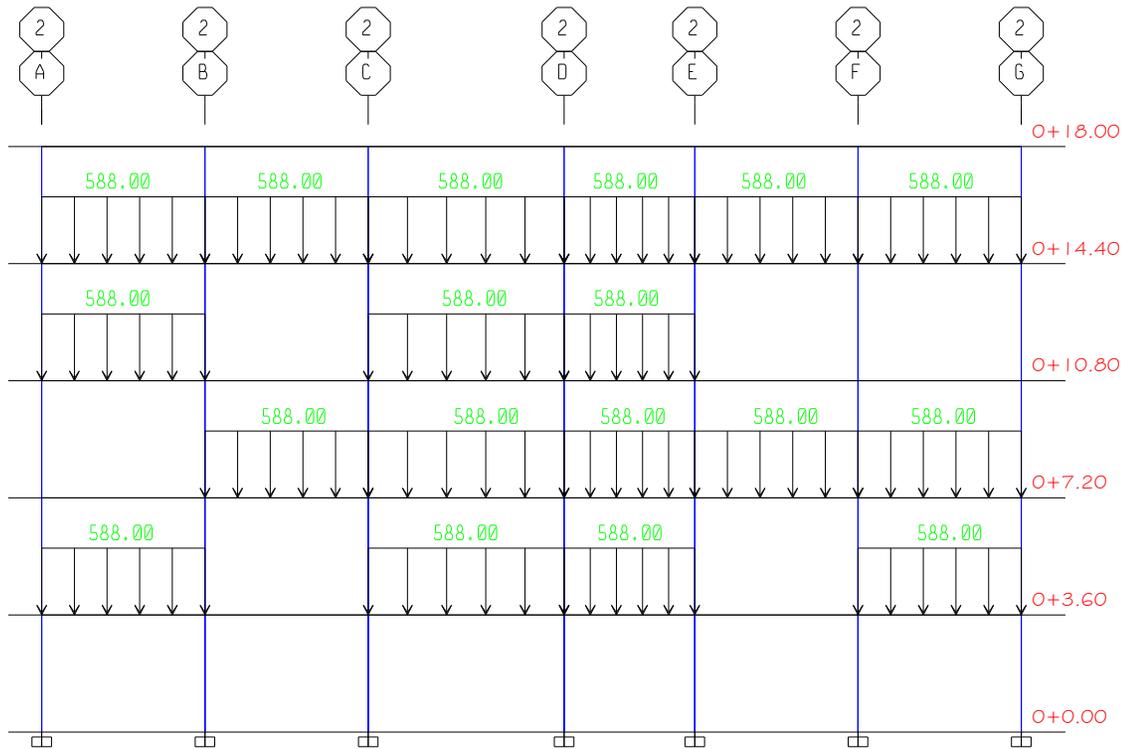


Figura 4.3.18 Cargas muertas en Eje 2

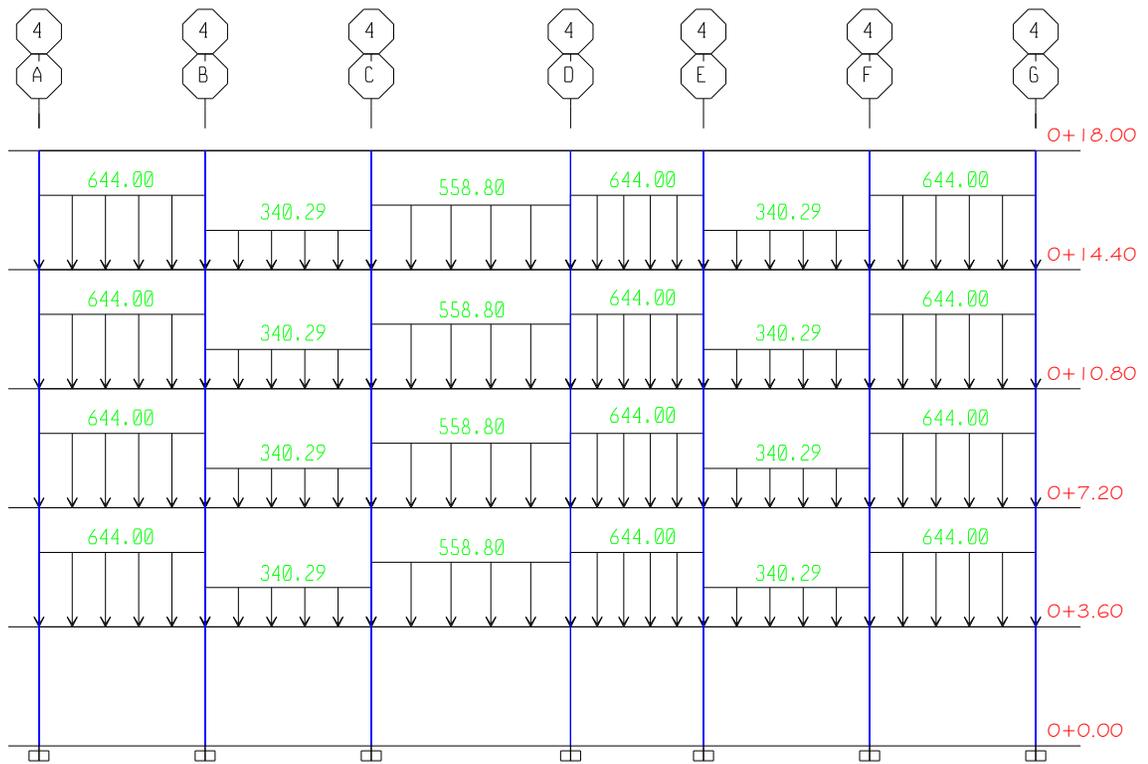


Figura 4.3.19 Cargas muertas en Eje 4

## CAPITULO V

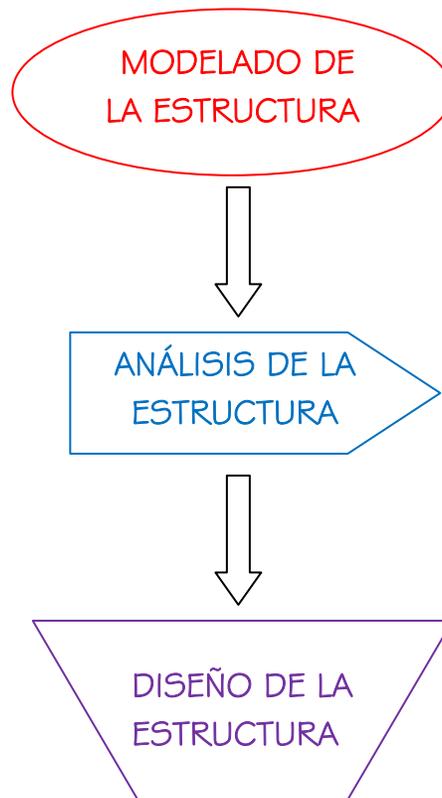
# GUÍA PARA EL MODELADO, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

---

## 5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo de la investigación se detallara como el programa de computadora ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System), realiza el análisis y diseño del sistema estructural dual de marcos de concreto reforzado y paredes de mampostería de bloque de concreto.

Para poder presentar este procedimiento y garantizar que este sea comprendido por todos aquellos interesados en la temática se ha decidido abordarlo teniendo en cuenta una secuencia lógica la cual se encuentra subdividida en las 3 etapas siguientes:



*Figura 5.1.1 Esquematización usada para realizar diseños en el ETABS.*

### ETAPA 1

#### MODELADO DE LA ESTRUCTURA

En esta etapa se presentara como se desarrolla la ejecución de un modelo en el programa ETABS se mostrara el procedimiento desde el inicio el cual consiste

básicamente en lo siguiente: emplear una plantilla base o iniciando un modelo desde cero, definir las unidades en que se trabajara, las propiedades de los materiales, las secciones de los elementos estructurales , la configuración de la grid y los niveles de piso, así como el dibujo de la estructura, se definirán los casos de carga, las combinaciones de carga, se asignaran las cargas a los elementos y se configuraran las opciones de análisis.

## **ETAPA 2**

### **ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA**

Después de haber terminado la etapa del modelado se procede a guardar el archivo para poder ejecutar su análisis, es en este paso se revisan los resultados de los elementos estructurales que componen el edificio, esfuerzos, desplazamientos, valores de momentos, fuerzas etc., verificar si cumplen algunos requerimientos que garantizaran la seguridad de la estructura.

Del análisis de la estructura depende que el proceso continúe o se deba regresar a la etapa anterior cuantas veces se requiera, para modificar algunas propiedades, incluso la configuración de la estructura.

## **ETAPA 3**

### **DISEÑO DE LA ESTRUCTURA**

Para realizar esta última etapa se debe definir el código de diseño a utilizar, así como la selección de las combinaciones de diseño, el tipo de diseño que se realizara hasta obtener un diseño definitivo.

## 5.2 MODELADO DE EDIFICIO

El edificio a modelar en este capítulo es el descrito en el capítulo IV, en el que se empleará como sistema estructural resistente a cargas gravitacionales y cargas laterales el sistema estructural dual: marcos de concreto reforzado en combinación con paredes estructurales de mampostería de bloques de concreto, y se explicara detalladamente todos y cada uno de los pasos que se deben de ejecutar en el programa para crear nuestro edificio.

Aunque el programa no está diseñado para analizar y diseñar paredes de mampostería, se realizará un diseño equivalente a paredes estructurales de concreto, explicando algunas asunciones que realiza el programa así como también algunos artificios que serán necesarios para la obtención de resultados.

La parte de la estructura de techo mostrada en la figura 4.3.1, se dibujará conjuntamente con la estructura principal del edificio, por lo que se describirá en el apartado 5.2.3.4 la forma en cómo se debe modelar.

### 5.2.1 CREACIÓN DE UN NUEVO MODELO

Para crear un nuevo modelo se puede hacer de tres formas, la primera es dando un clic en “**File**” de la barra de menús, y en seguida dar un clic en la opción “**New Model**”, como se observa en la Figura 5.2.1, la segunda forma es hacer clic en el icono  “**New Model**” de la barra de herramientas de menú, y como tercera opción presionando la combinación de teclas ctrl+N.

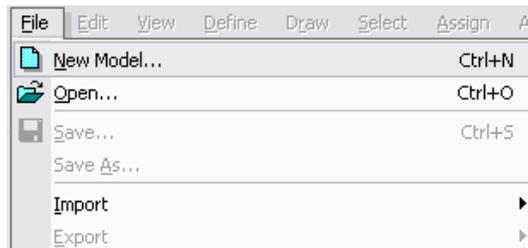


Figura 5.2.1 Crear nuevo modelo

Si estaba trabajando en un modelo previo y ejecuta uno nuevo, el programa cerrara el modelo y le preguntara si desea guardar los cambios, antes de mostrar el cuadro de dialogo que se presenta en la Figura 5.2.2, en otro caso que usted entra al programa y le da la opción nuevo, el inmediatamente le mostrara este cuadro de dialogo.

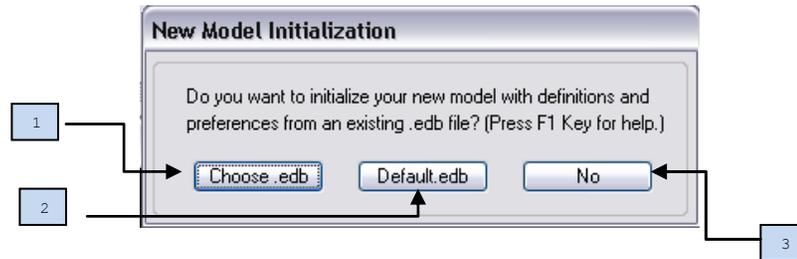


Figura 5.2.2 Formas de iniciar un nuevo modelo

De acuerdo a la figura 5.2.2 y la sección 3.9 del capítulo III, las formas de iniciar un nuevo modelo son:

Forma 1: **Choose.edb** Permite abrir un modelo existente que haya sido creado como plantilla, de esta plantilla se extraen materiales, secciones de vigas, secciones de columnas, secciones de losas, secciones de paredes, casos de carga y combinaciones de carga definidos por el usuario, etc. además de lo que ya trae por defecto.

Forma 2: **Defaul.edb** Permite abrir un modelo usando las definiciones y preferencias que son especificadas en el archivo Default.edb, que está en el mismo directorio del archivo ETABS.exe, si no existiera ningún archivo en este directorio, el programa usará los valores incorporados por todas las definiciones y preferencias en su nuevo modelo.

Forma 3: **No** Al elegir la opción “No”, el programa usará los valores incorporados para todas las definiciones y preferencias en su nuevo modelo es decir que establecerá una configuración por defecto.

Después de elegir la forma de inicializar el nuevo modelo aparece otro cuadro de dialogo que se muestra en la Figura 5.2.3, en este cuadro se define la configuración de la malla de las líneas guías de el edificio en planta, el numero de niveles, la altura de estos etc. Otra forma de crear la grid de líneas guías, es importándola al programa

teniendo como base un archivo de autocad con extensión dxf donde estén dibujados los ejes del edificio, este paso se muestra en la Figura 5.2.4

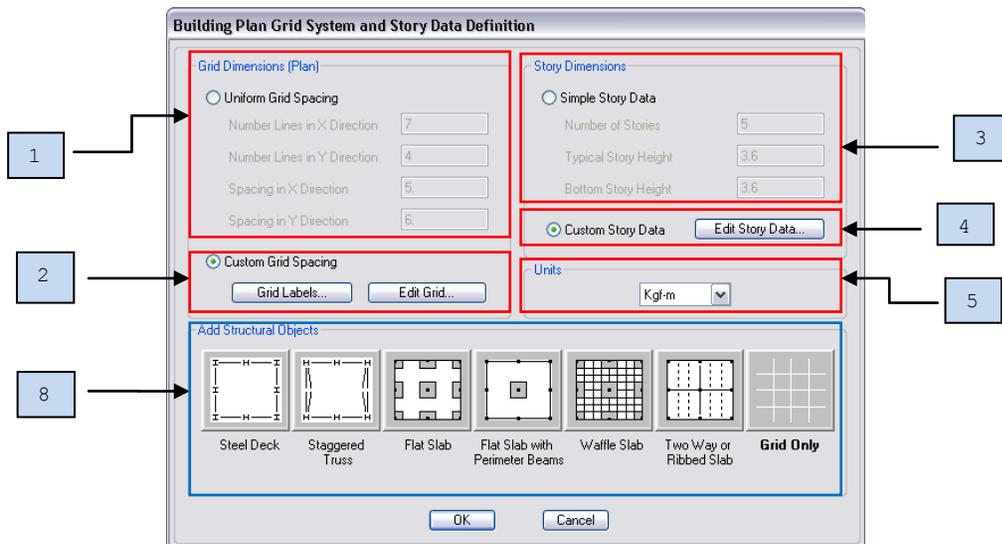


Figura 5.2.3 Definición de líneas guías en planta y en elevación

- En el cuadro 1 de la figura 5.2.3 se editan las dimensiones en planta en la dirección “X” y en la dirección “Y” del edificio, cuando los claros son uniformes; número de líneas en X, número de líneas en Y, distancia entre claros en la dirección X y distancia entre claros en la dirección Y. En caso de que los claros no sean uniformes se activa la opción del cuadro 2.
- En el cuadro 2 de la figura 5.2.3 aparecen dos recuadros: **Grid label** y **Edit grid**, el primero se utiliza para etiquetar los ejes principales del edificio Figura 5.2.3a y el segundo para modificar el espaciamiento entre las líneas guías, Figura 5.2.3b.



Figura 5.2.3a Opciones para etiquetar los ejes en planta

➤ En el cuadro 3 de la figura 5.2.3 se especifica el número de entresijos, la altura típica de los entresijos y la altura del primer entresijo, Figura 5.2.3c.

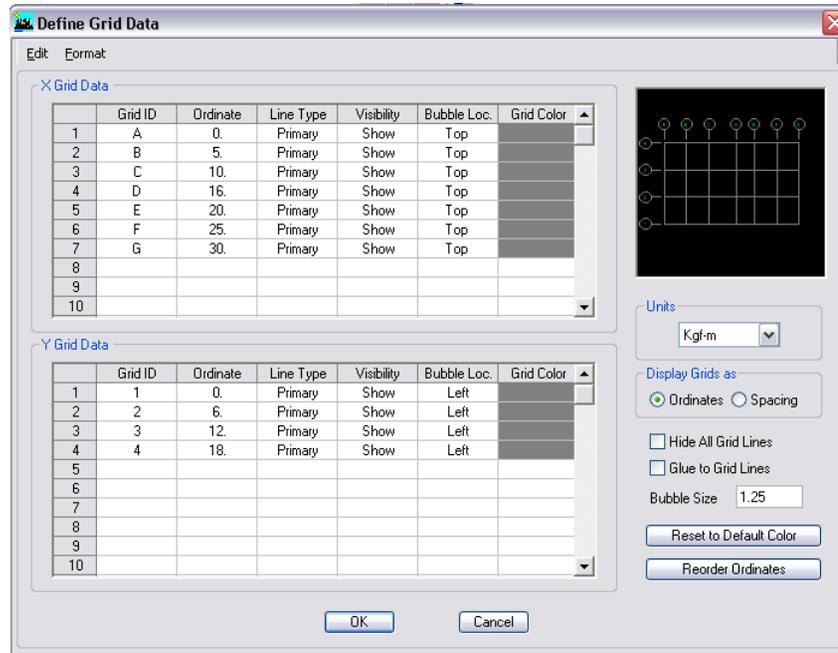


Figura 5.2.3b Definición de líneas guías (grid)

Los espacios definidos en la figura 5.2.3b son de acuerdo a la propuesta descrita en el capítulo IV.

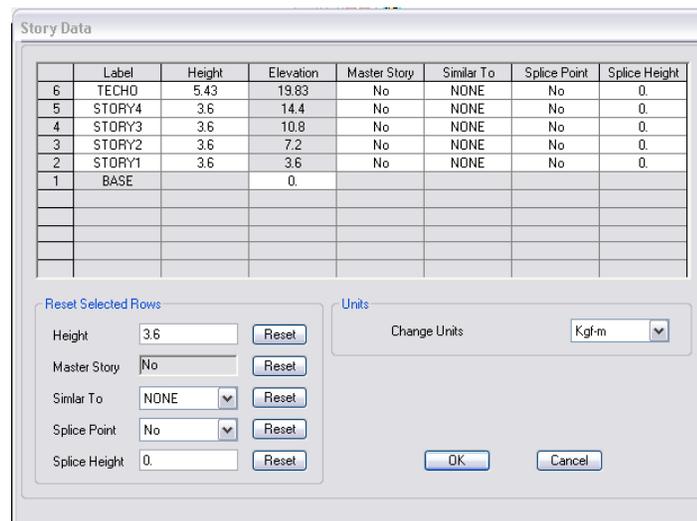


Figura 5.2.3c Definición de alturas de entresijos

➤ El cuadro 4 de la figura 5.2.3, se activa para modificar las alturas de los entresijos mostrada en la figura 5.2.3 (cuadro 3), en el que aparece de 3.6 metros para los 5

entrepisos y para nuestro modelo necesitamos que el ultimo sea de 5.43 metros, el cual se considera con esa altura para poder modelar la estructura de techo, que inicia a una altura de 3.6 metros en el ultimo entrepiso, como ya se indicó en la sección 4.3.1 la pendiente de la cubierta de techo es de 12%. Los 5.43 m son: 3.6 m de entrepiso + 1.08 m de plano vertical de techo + 0.75 m de altura de VM-1

- En el cuadro 5 de la figura 5.2.3 se seleccionan las unidades de trabajo, aunque dicho paso resulta sencillo de realizar y puede ser subestimado, merece una gran importancia, puesto que el definir inicialmente el sistema de unidades con las que se ejecutará el programa, permitirá que al momento de ingresar datos y obtener resultados, estos sean consistentes con las unidades seleccionadas.
- En el cuadro 6 de la figura 5.2.3 aparecen las configuraciones que ya trae por defecto el programa, en las que para cada caso se tienen que modificar parámetros para adecuarlo según nuestro modelo, las opciones que se muestran son: ***Steel Deck***, se selecciona esta opción cuando se va a utilizar cubierta de acero; ***Staggered Truss***, se selecciona esta opción cuando se va a modelar un edificio que va variando en planta, es decir un edificio escalonado; ***Flat Slab***, se selecciona esta opción cuando se va a modelar un edificio con losa plana; ***Flat Slab with Perimeter Beams***, se selecciona esta opción cuando se modelará un edificio con losa plana con vigas perimetrales, ***Waffle Slab***, se selecciona esta opción al modelar edificios con losas reticulares, ***Two Way or Ribbed Slab***, se selecciona esta opción al modelar edificios con losas que a cargan en una dirección, la diferencia con las Waffle Slab es que en este caso las losas van apoyadas en vigas que están orientadas en una sola dirección y ***Only Grid***, en este caso el usuario definirá solo la grid, en la que se dibujaran posteriormente todas las secciones que tendrá el modelo.

Otra forma de crear la grid es importándola, procedimiento que se muestra en las figuras 5.2.4, figura 5.2.5, figura 5.2.6 y figura 5.2.7. Nótese que en el recuadro de

la figura 5.2.4 hay tres formas de importar mediante archivos con extensión DXF, importar únicamente la grid solo se puede con la opción ***DXF file of Architectural Grid...***, la opción ***DXF Floor Plan...***, es para importar únicamente un piso de un edificio en la que se tiene que seleccionar elementos ***Beams***, ***Floor***, y otros que se muestran en la figura 5.2.8 ***DXF File of 3D Model...***, Cuando el archivo con extensión DXF ha sido dibujado en 3D, se puede importar todo el modelo, en el que se tiene que seleccionar ***Beams***, ***Columns***, ***Floor***, y otros que se muestran en la figura 5.2.9.

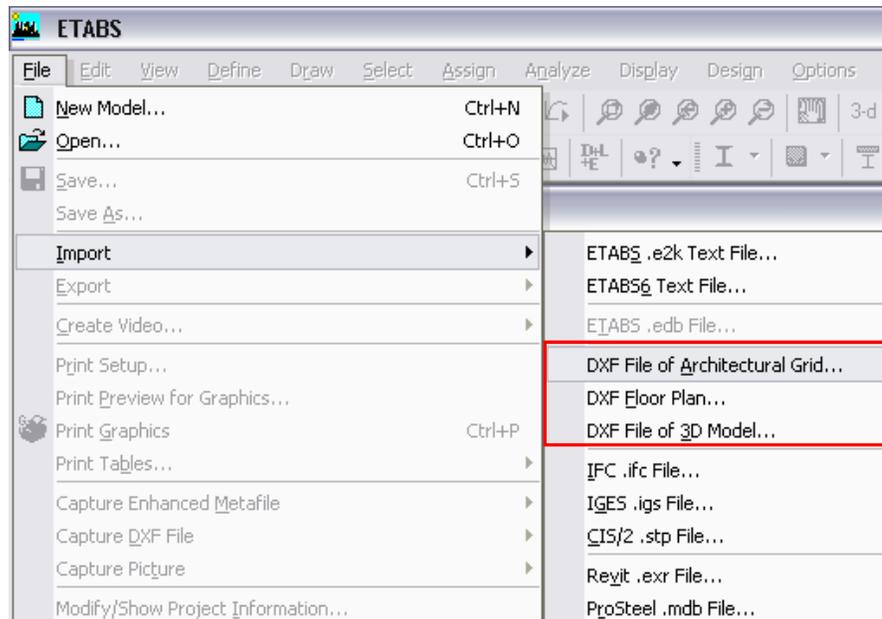


Figura 5.2.4 Importar archivo con extensión DXF

Después de seleccionar la primera opción ***DXF file of Architectural Grid...*** de la figura 5.2.4 aparece el cuadro de dialogo de la figura 5.2.2, en la que se tendrá que seleccionar una de las tres formas de creación de las líneas guías. Con cualquiera de las tres opciones que haya seleccionado, aparecerá el cuadro de dialogo mostrado en la figura 5.2.5.

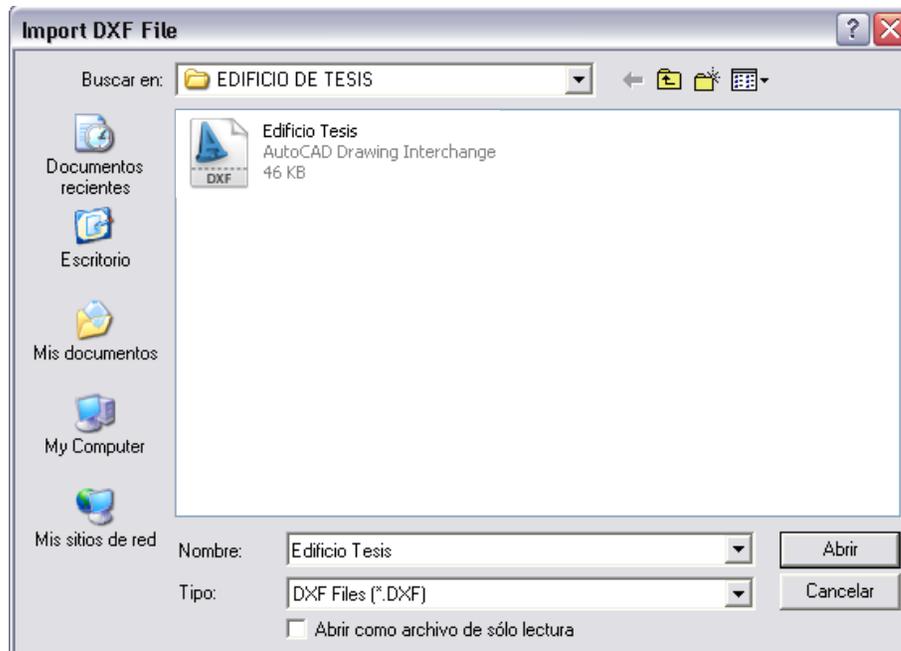


Figura 5.2.5 Importar archivo con extensión DXF.

Cuando ya se tiene el archivo seleccionado en el cuadro anterior, se abre y el programa le mostrará la ventana de la figura 5.2.6

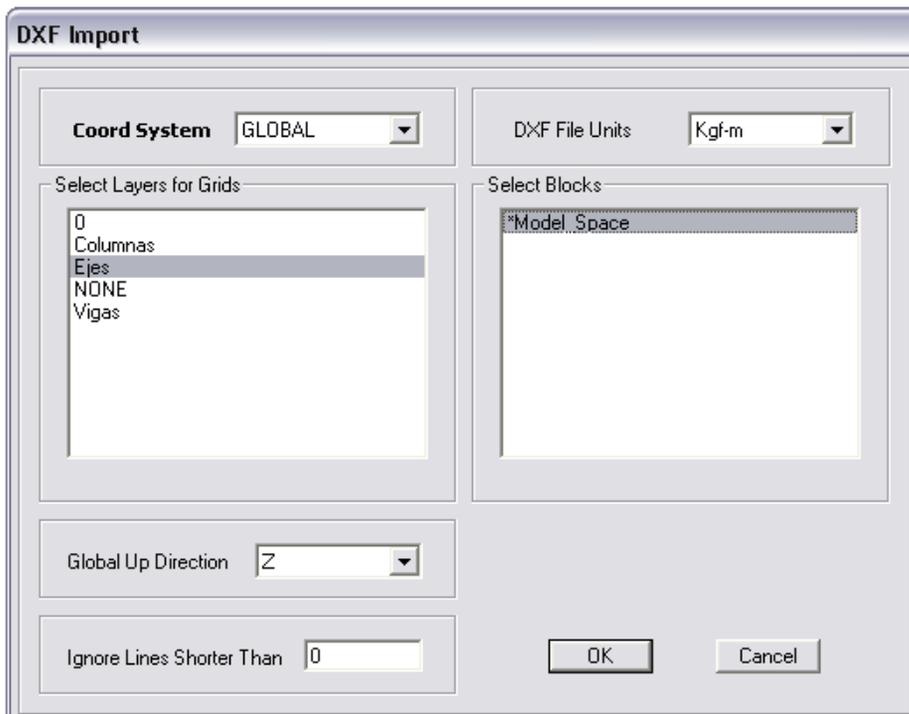


Figura 5.2.6 Selección de Layers del archivo DXF para importar.

Cuando ya se ha seleccionado la capa donde se encuentran las líneas guías que presentan la configuración del edificio con OK pasamos a la ventana principal de ETABS donde se nos muestra como ha quedado definida la grid, Figura 5.2.7.

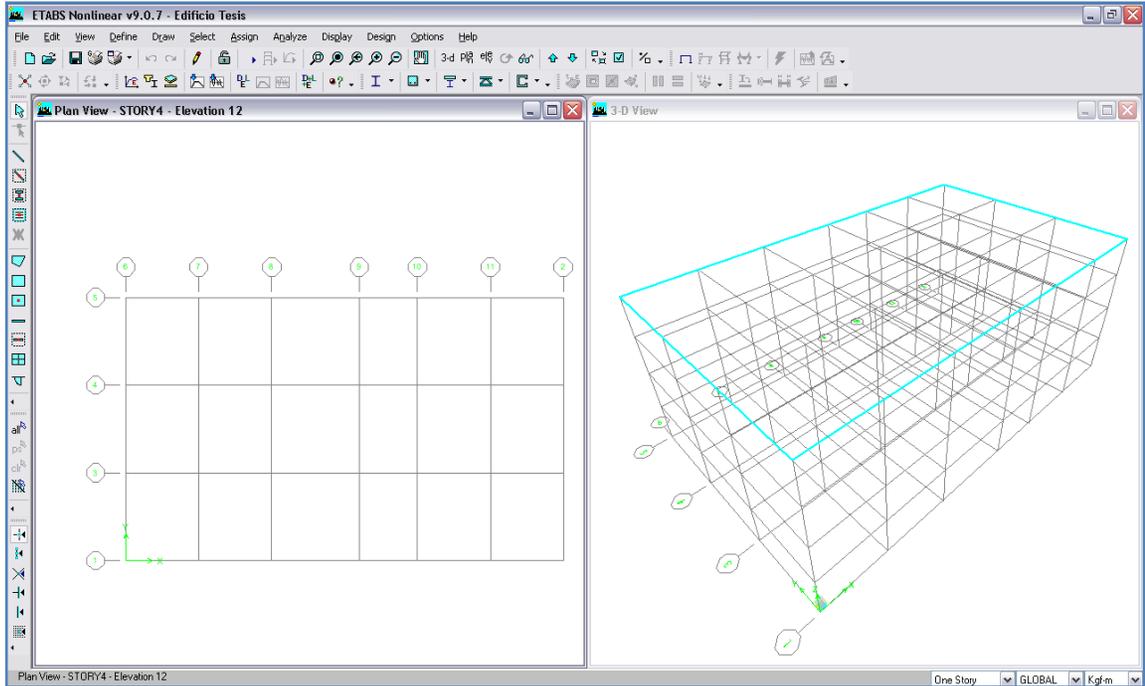


Figura 5.2.7 Líneas guías importadas.

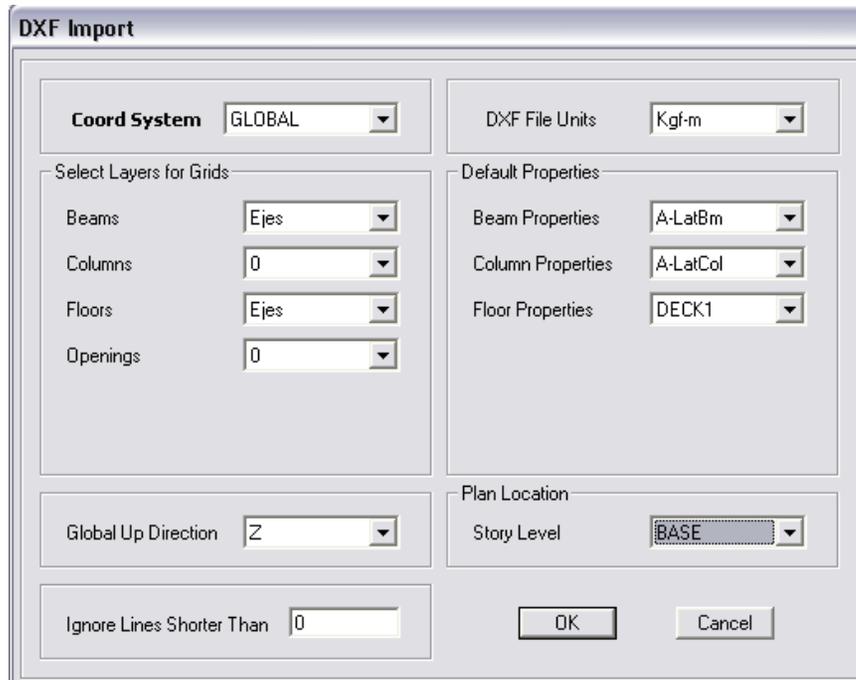


Figura 5.2.8 Importar elementos estructurales para piso.

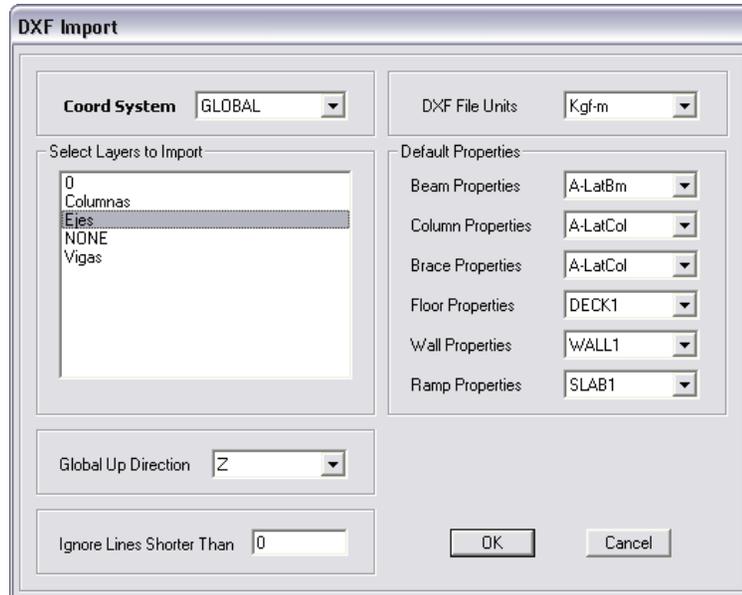
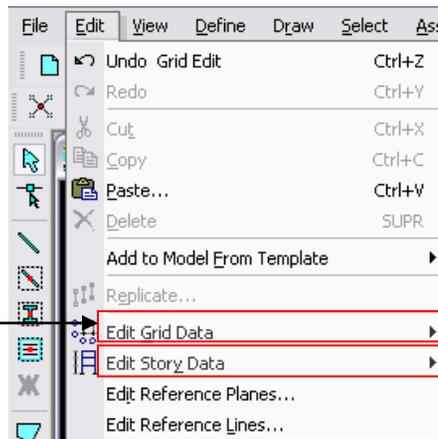


Figura 5.2.9 Importar elementos estructurales para edificio

Debido a la configuración que presenta el edificio a modelar, las líneas guías han sido creadas utilizando la figura 5.2.3 sin utilizar el recuadro 6.

Asegúrese de que las líneas guías están espaciadas tanto en planta como en elevación de acuerdo a como se creará el edificio, eso se puede revisar con las opciones mostradas en la figura 5.2.10.

Con *Edit Grid Data* se modifican las dimensiones en planta de la grid, seleccionando en el submenú que se despliega la opción *Edit Data* y luego *Modifi/Show Sistem...* se muestra en la figura 5.2.10a



Con *Story Data* se modifican las dimensiones en elevación de cada entrepiso, en caso de que la elevación varié de un entrepiso con respecto a otro, para ello selecciona de las opciones que se despliegan *Edit Story* y se mostrará el cuadro que se muestra en la figura 5.2.10b, pero si se desea insertar o eliminar seleccionar *Insert Story...*, *Delete Story...* respectivamente

Figura 5.2.10 Modificar líneas guías

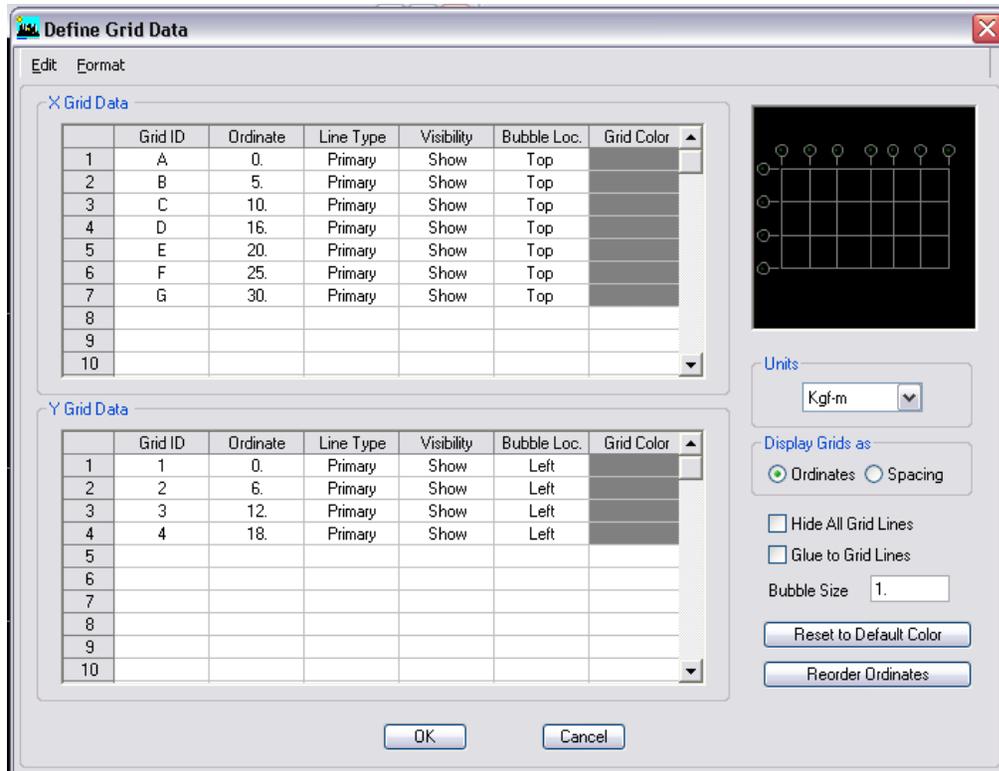


Figura 5.2.10a Coordenadas del sistema.

En la figura 5.2.10 a se modifican las dimensiones en planta del edificio en caso de que no estén de acuerdo al modelo que pretendemos analizar y diseñar.

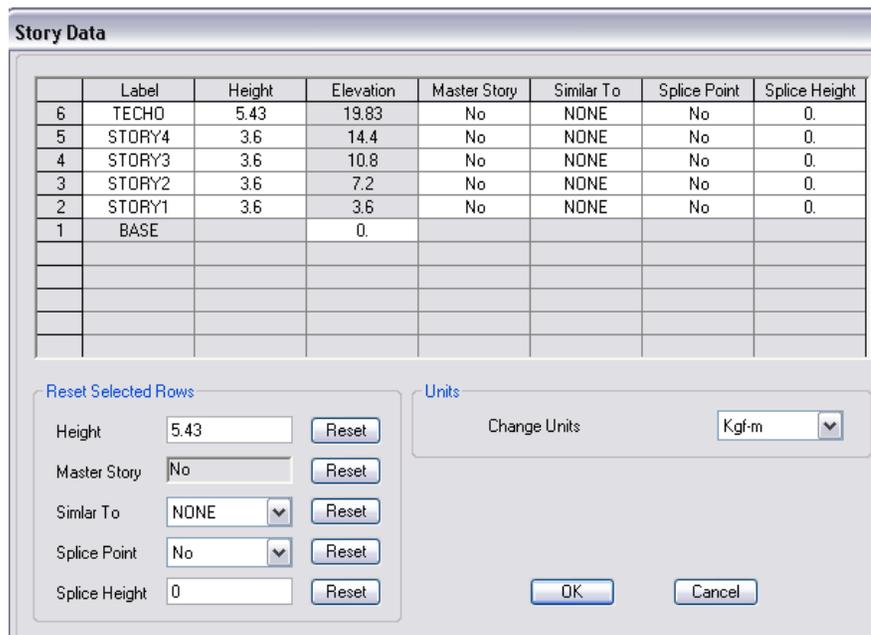


Figura 5.2.10b Modificar alturas de entrespiso.

## 5.2.2 FUNCIONES DE BOTONES DE HERRAMIENTAS “Define”

El modelo se puede guardar a partir de este momento, se puede hacer con la combinación de teclas **Ctrl+S**, o mediante el menú **File** y luego la opción **Save As** se le asigna un nombre y una ubicación, se recomienda guardar el modelo en una carpeta donde este solo este archivo, ya que los resultados de análisis y diseño que realiza el programa automáticamente los guarda en esa carpeta.

El menú “**Define**” tiene varios iconos, pero en esta sección se describirán solo los más importantes para el análisis y diseño de nuestro modelo.

### 5.2.2.1 Definición de materiales para análisis y diseño.

Antes de definir los materiales a utilizar para el análisis y diseño, es necesario revisar las unidades en que esta el programa, ya que los valores de las propiedades de los materiales cambian de acuerdo a estas, para este modelo se trabajará con los materiales siguientes: Acero Estructural A36, Concreto con resistencia a la compresión de  $f'c=280 \text{ Kgf/cm}^2$ , para las columnas inferiores,  $f'c=210 \text{ Kgf/cm}^2$  para columnas de 4to y 5to nivel, vigas, losas y otros, Acero corrugado G40 y G60 con resistencia a tensión de  $2800 \text{ Kgf/cm}^2$  y  $4200 \text{ Kgf/cm}^2$  respectivamente, mampostería con resistencia de  $105 \text{ Kgf/cm}^2$  a la compresión, si se garantiza la supervisión continua, sino se considerará  $60 \text{ Kgf/cm}^2$  para tomar en cuenta factores de proceso constructivo, calidad de los materiales, etc.

Para definir un nuevo material hay que desplegar el submenú “**Define**” y seleccionar “**Material Properties**” y aparecerá el cuadro de la figura 5.2.11, en el cuadro 2 la figura se notan 3 opciones: **Add New Material...**, con esta opción se adiciona un nuevo material; **Modify/Show Material...**, con esta opción se muestran las propiedades de un material creado por el usuario o de los que el programa trae por defecto y también se pueden modificar las propiedades y **Delete Material...**, que permite borrar un material existente. Nótese que **Delete Material** no está activo y eso es

porque en el recuadro 1 esta seleccionado un material que está siendo usado en el modelo, por tanto no se puede borrar.

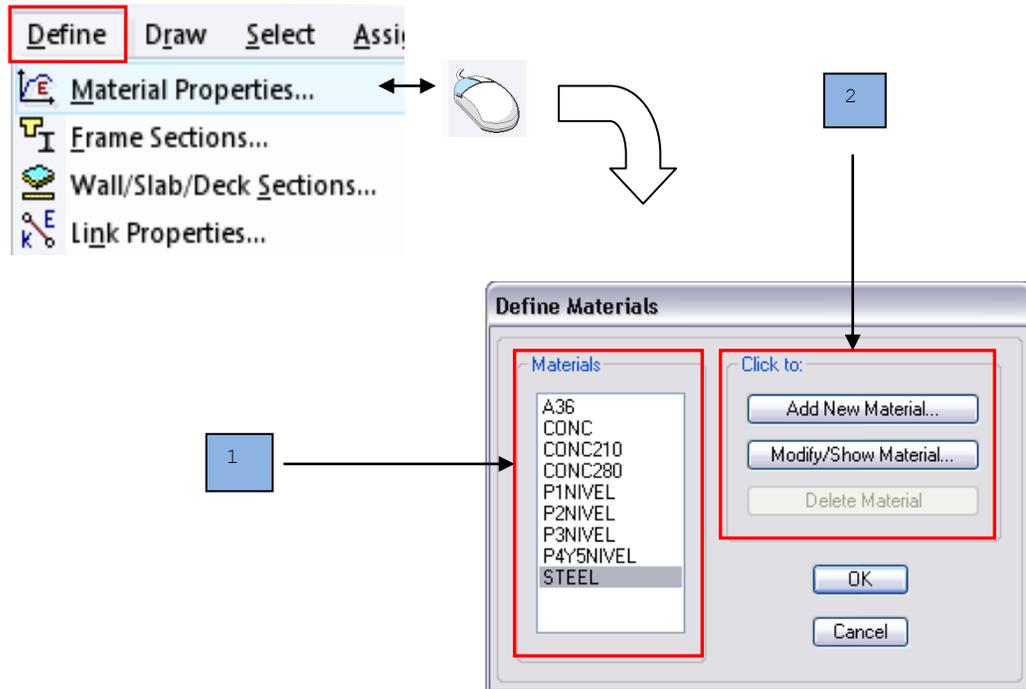


Figura 5.2.11 Crear, modificar o eliminar un material.

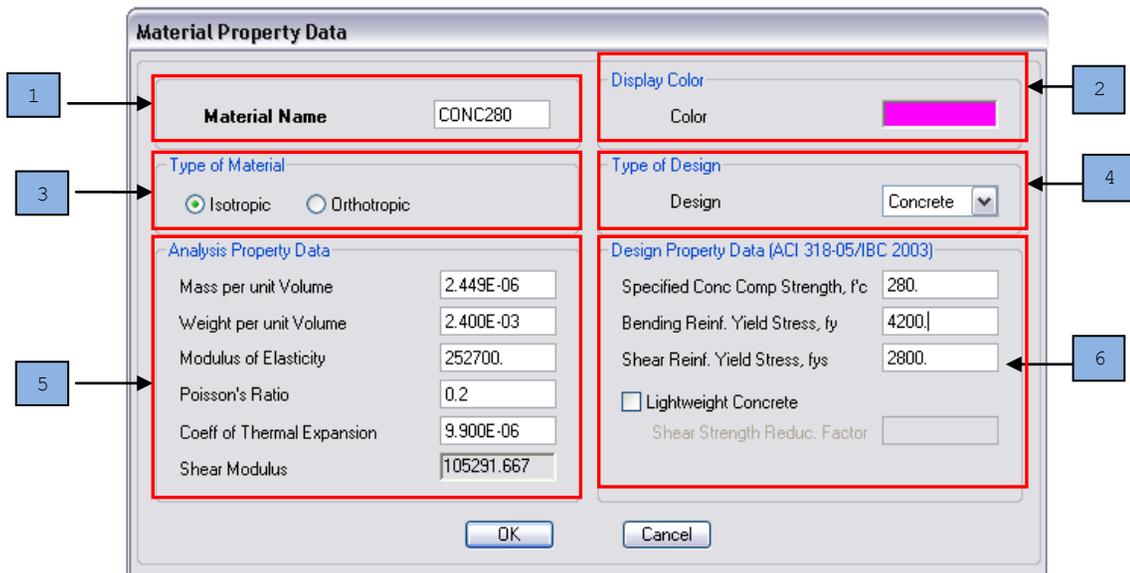


Figura 5.2.12 Propiedades de los materiales.

En la figura 5.2.12 se muestran las propiedades de los materiales de construcción, que se deben adecuar según nuestro análisis y diseño o según tabla 2.5.1 del capítulo II.

- El cuadro 1 de la figura 5.2.12, se asigna un nombre para el material, con el cual posteriormente se llamará para ser utilizado en cualquier elemento estructural que contenga el modelo.
- En el cuadro 2 de la figura 5.2.12 se selecciona un color (clic en la barra de color mostrada) para diferenciarlo de los demás dentro del modelo. Una utilidad muy importante de esta opción es visualizar los materiales asignados al edificio, sobre todo en una perspectiva en 3D.
- En el cuadro 3 de la figura 5.2.12, se selecciona el tipo de material, *isotrópicos*, la mayoría de materiales usados en la construcción son materiales isotrópicos por lo que para este caso solo se usarán de estos últimos.
- Cuando un material es isotrópico las propiedades mecánicas más importantes que se usan para el análisis del modelo, son las mostradas en el cuadro 5, pero si se desea usar un material orthotrópicos, las propiedades necesarias serian las mostradas en el recuadro figura 5.2.12a

Figura 5.2.12a Propiedades mecánicas de materiales orthotropicos.

- En el cuadro 4 se selecciona el material de diseño, el programa trae por defecto dos tipos de materiales con los cuales puede realizar el diseño, estos son: **steel** y **concrete** ambos materiales son típicos en la construcción por lo que son suficiente para la obtención de resultados; en caso de seleccionarse **steel**, en la figura 5.2.12b se muestran las siguientes propiedades: **Minimum Yield Streess**  $F_y$  en el cual se introduce el esfuerzo de tensión de fluencia del acero, **Minimum Tensile  $F_u$**  es el esfuerzo ultimo en tensión y **Cost per Unit Weight** esta opción se usa cuando se desea presupuestar todo el material que este contenido en el edificio, se debe de introducir un costo por unidad de peso, y si es concreto el material que se ha seleccionado, los datos a introducir se muestran en el cuadro 6.



Figura 5.2.12b Propiedades mecánicas del acero.

- En el cuadro 5 de figura 5.2.12, se introducen las propiedades mecánicas según el tipo de material seleccionado en el cuadro 3. Las propiedades de los materiales pueden verse en la tabla 2.5.1 del capítulo 2. En **Mass per unit Volume** se introduce la masa por unidad de volumen, en **Weight per unit volume** se introduce el peso por unidad de volumen, en **modulus of Elasticity** se introduce el modulo de elasticidad, **Poisson's Ratio** se introduce la relación de Poisson para el material y **Coeff of Thermal Expansion** se introduce el coeficiente de expansión térmico. **Shear Modulus** es el modulo de cortante el cual, lo calcula el programa internamente, y lo hace de acuerdo a la expresión  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  en donde E es el modulo de elasticidad y  $\nu$  es el coeficiente de Poisson.
- En el cuadro 6 de la figura 5.2.12 se muestran las propiedades necesarias para el diseño. Cuando el tipo de material que se ha seleccionado en el cuadro 4 es **concrete** al programa se le introducen los siguientes datos: **Specified Conc Comp Strength**  $f'_c$  se introduce la resistencia a la compresión del concreto, **Bending Reinf. Yield Strees**  $f_y$  se introduce el esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal o refuerzo por flexión, **Shear Reinf. Yield Strees**,  $f_{ys}$  se introduce el valor del esfuerzo de

fluencia del refuerzo transversal o refuerzo por corte. *Lightweight Concrete*, se activa esta casilla cuando se va a utilizar concreto de peso ligero.

El edificio a modelar incluye la mampostería como un material de diseño, y el programa de análisis y diseño ETABS no permite diseñar con este tipo de material, por lo que será necesario efectuar algunos cambios que permitan ver resultados de diseño de la mampostería equivalentes a los resultados mostrados en el caso del concreto, a continuación se explicara la forma en que se cambian estos valores.

#### **Peso Específico.**

El peso específico promedio de la mampostería, en nuestro país es de 1810 Kgf/m<sup>3</sup>, este valor se debe corregir de acuerdo a las dimensiones de diseño de cada pared, porque en el diseño manual para determinar el peso de los elementos, se utilizan los espesores reales de los bloques, y en el programa para realizar el análisis y diseño usamos espesores equivalentes de acuerdo a la distribución del refuerzo. Otro factor por el que se deben corregir es que en el ETABS al dibujar las paredes, estas llegan hasta el nivel de entrepiso, lo que significa que se traslapa en la altura de la viga, lo que incrementa la altura real de cada pared. Para ejemplificar lo anterior, suponemos una pared de bloque de 30x20x40 con celdas llenas @ 0.40 m, de 5.0 metros de longitud, la altura de entrepiso es de 3.60 m, el peralte de la viga es 60 cm.

La comparación visual entre estas condiciones y las que genera el ETABS para esta pared se realiza en la fig. 5.2.13, Si usamos el mismo peso específico para calcular el peso en ambos casos tendríamos:

##### **1. Para las condiciones reales de la pared:**

$$\gamma = \frac{w}{hLe} \quad \therefore w = (1810)(3.0)(5.00)(0.2946) = 7998.39 \text{ Kgf}$$

$$w = 7998.39 \text{ Kgf}$$

##### **2. Para condiciones en el programa, Ver figura 5.1.14:**

$$\gamma = \frac{w}{hLe} \quad \therefore w = (1810)(3.60)(5)(0.2946) = 9598.068 \text{ Kgf}$$

$$w = 9598.068 \text{ Kgf}$$

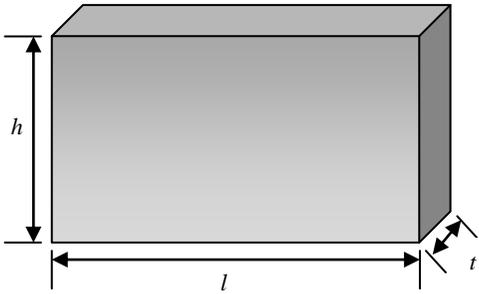
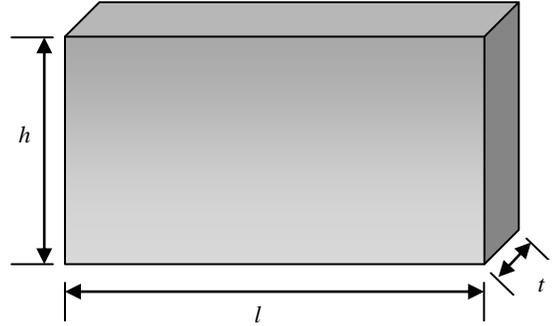
Condiciones reales de pared	Condiciones en el programa
 <p>h=3.0 m    5.0 m    t=0.2946 m</p>	 <p>h=3.60 m    5.00 m    t=0.2946 m</p>

Figura 5.2.13 Comparación de dimensiones reales con las generadas por el programa

Significa que el programa esta asumiendo un peso mayor al que es realmente, entonces el factor de corrección depende de la altura y el espesor, estas dos variables se deben mantener para cada entrespiso.

Entonces el factor de corrección del peso específico para esta pared es

$$FC = \left( \frac{e_{real}}{EST} \right) \left( \frac{h_{real}}{h_{programa}} \right) = \left( \frac{0.2946}{0.4946} \right) \left( \frac{3.00}{3.60} \right) = 0.833$$

Si multiplicamos el peso específico por este factor tenemos...

$$\gamma_{Corregido} = \gamma(FC) = 1810(0.833) = 1508.33$$

Al obtener nuevamente el peso de la pared con este peso específico corregido tenemos:

$$w = (1508.33)(3.60)(5.00)(0.2946) = 7998.39 \text{ Kgf}$$

Se obtiene el mismo peso que para las condiciones reales de pared. OK

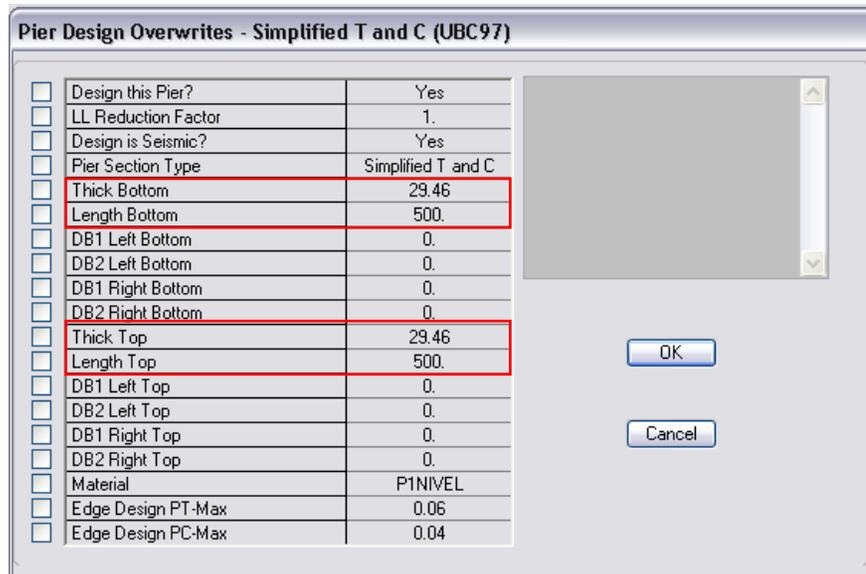


Figura 5.2.14a Espesor y longitud de pared, según el programa, Unidades en cm.

Pier Label : P-1-1-#1  
 Story Label: STORY1

Location Data

Pier Height	Axis Angle	Station Location	Xc Ordinate	Yc Ordinate	Zc Ordinate
360.000	0.000	Bottom	250.000	0.000	0.000
		Top	250.000	0.000	360.000

Figura 5.2.14b Altura de pared, según el programa, Unidades en cm.

La pared del ejemplo anterior es de sección transversal (en planta) uniforme, como se puede observar en la figura 5.2.14a, las dimensiones espesor y longitud son iguales en la parte inferior (recuadro superior de figura 5.2.14a) y superior de la pared (recuadro inferior de figura 5.2.14a); por lo que el programa está considerando un peso propio mayor al real.

**✚ Para el caso de la masa por unidad de volumen.**

Se obtiene dividiendo el  $\gamma_{\text{corregido}}$  entre la gravedad ( $9.81 \text{ kgf/m}^2$ )

**✚ El modulo de elasticidad, para este caso, lo obtenemos de la NTPDCEM**

$E_m = 800 \text{ f}^m$  (Sección 5.1.3, de la NTPDCEM)

**✚ El modulo de Poisson**

Para la mampostería de bloque de concreto es, 0.25

**✚ El coeficiente de expansión térmica.**

Para la mampostería de bloque de concreto es  $K_t = 8.1 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}^\circ\text{C}$

**✚ Resistencia a compresión del material.**

Luego se modifican la resistencia a la compresión del material, que depende del valor del esfuerzo en la mampostería,  $f'_m$ , también se deben modificar la resistencia del acero que se utilizara para el diseño a fluencia y cortante.

Al definir el material para paredes del primer nivel del edificio tenemos las siguientes consideraciones:

- ✓ Bloque de 30x20x40, Celdas totalmente llenas.
- ✓ Altura de entrepiso = 3.6 m
- ✓ Peralte de vigas = 0.60 m
- ✓  $f'_m = 105 \text{ kg/cm}^2$
- ✓  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , para corte y flexión
- ✓  $E_m = 800(105) = 84000 \text{ kg/cm}^2$ .

Figura 5.2.15 Definición de material para paredes de 1er nivel.

Para el caso de las paredes debe definirse un material diferente para cada entrepiso, debido a la corrección del peso específico, los valores de los pesos específicos se muestran en la tabla 5.2.1

**Tabla 5.2.1 Pesos específicos corregidos.**

Nivel	Descripción	$t_r$ (m)	$t_n$ (m)	$h_r$ (m)	$h_n$ (m)	FC	$\gamma_m$ Kgf/m <sup>3</sup>	$\gamma_{mc}$ Kgf/m <sup>3</sup>
1	C LL @0.40	0.40	0.1473	3.00	3.60	1.1315	1810	2047.985
2	C LL @0.40	0.40	0.1473	3.00	3.60	1.1315	1810	2047.975
3	C LL @0.40	0.40	0.1473	3.00	3.60	1.1315	1810	2047.975
4	C LL @0.40	0.15	0.1143	3.00	3.60	1.0936	1810	1979.440
5	C LL @0.40	0.15	0.1143	3.00	3.60	1.0936	1810	1979.440

Para la elaboración del modelo son necesarios otros materiales que se definen de manera semejante, los otros materiales definidos están resumidos en la tabla 5.2.2

**Tabla 5.2.2 Resumen de materiales creados para el modelo.**

Nombre	$\gamma/g$ Kgf/m <sup>3</sup> / m/s <sup>2</sup>	$\gamma$ Kgf/m <sup>3</sup>	E Kgf/cm <sup>2</sup>	$\nu$	$\alpha$ x10 <sup>-6</sup>	$f'_c$ Kgf/cm <sup>2</sup>	$f_y$ Kgf/cm <sup>2</sup>	$f_{ys}$ Kgf/cm <sup>2</sup>
CONC210	274.7481	2400	218819.7889	0.20	6.0	210	4200	2800
CONC280	274.7481	2400	252671.328	0.20	6.0	280	4200	2800
A36	795.4314	7800	2.03x10 <sup>6</sup>	0.30	6.5	-	2520	4060 <sup>12</sup>
P1NIVEL	208.764	1535.98	84000	0.25	8.1	60	2800	2800
P2NIVEL	208.764	1563.04	84000	0.25	8.1	60	2800	2800
P3NIVEL	208.7640	2047.98	84000	0.25	8.1	60	2800	2800
P4NIVEL	201.7778	1979.44	84000	0.25	8.1	60	2800	2800
P5NIVEL	221.5485	2173.39	84000	0.25	8.1	60	2800	2800

### 5.2.2.2 Definición de secciones para análisis y diseño.

*Secciones de elementos de marco o vigas secundarias.*

Después de creado los materiales con los que se trabajará se procede a definir los tipos de secciones con las que se crearán las vigas, columnas, paredes y losas del edificio a modelar (ver figura 5.2.16), en este orden se crearan primero las secciones de los

<sup>12</sup> El esfuerzo de fluencia mostrado no es esfuerzo por cortante, sino esfuerzo ultimo del acero estructural A36

marcos, vigas y columnas luego las secciones de la estructura de techo y por último se crearán las secciones de losas y paredes.

Como los marcos a modelar son de concreto reforzado, se crearan todas las secciones, en caso de que fueran de acero hay dos formas de obtener las secciones: a) Importándolas de la base de datos que trae el programa b) Creándolas conociendo sus propiedades geométricas y mecánicas.

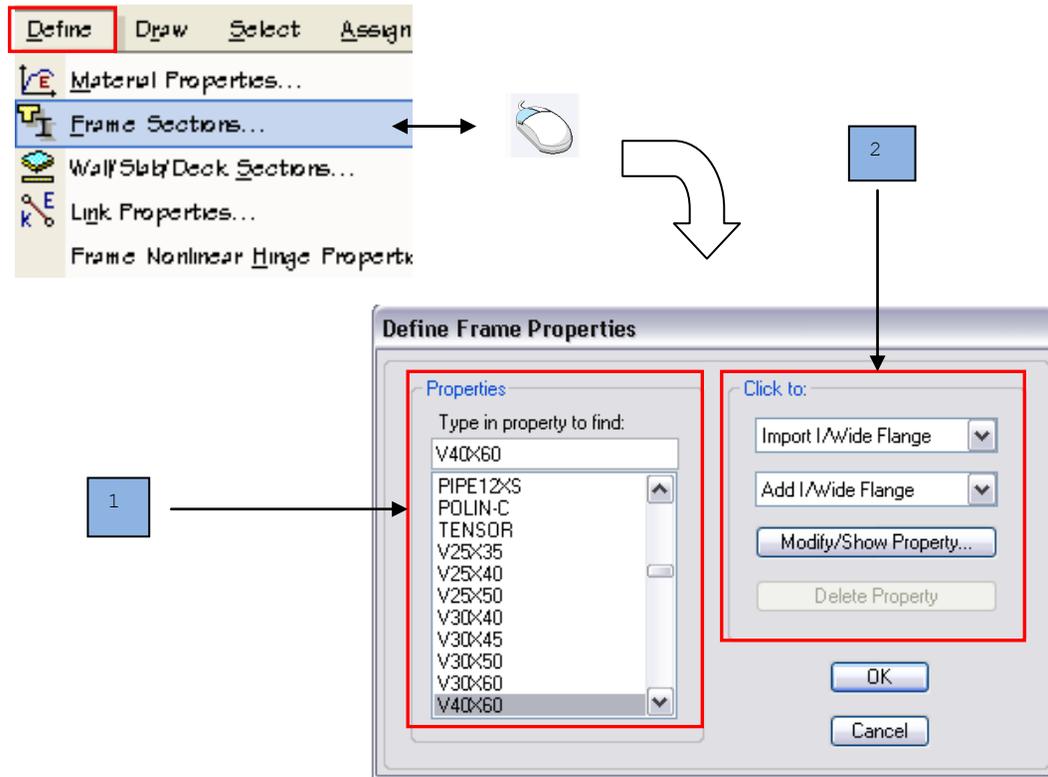


Figura 5.2.16 Importar, adicionar, modificar o eliminar una sección.

- En el cuadro 1 de la figura 5.2.16 se muestran las secciones creadas por el usuario y las que el programa trae por defecto, la viga de V40X60 que esta seleccionada en este cuadro es una seccion que esta siendo utilizada en el modelo, por lo que en el cuadro 2 aparece inactiva la opcion **Delete Property**, lo que indica que no se puede eliminar la seccion del modelo.

➤ En el cuadro 2 de la figura 5.2.16 se muestran las siguientes opciones: a) **Impor/ ...** esta opción se utiliza para importar una sección de las que el programa trae en su base de datos, para importarla se sigue el procedimiento descrito en la figura 5.2.16a. b) **Add/...** Esta opción se utiliza para adicionar una nueva sección, dependiendo el tipo de sección despliega un cuadro en el que se introducen las propiedades geométricas y mecánicas de la sección, en caso de adicionar una sección rectangular o cuadrada, se muestra el cuadro de la figura 5.2.16b. c) **Modyfy/Show properties...** Muestra y/o modifica las propiedades de la sección seleccionada en el recuadro 1 de la misma figura y d) **Delete Property** La cual sirve para eliminar la sección seleccionada en el cuadro 1.

➤ En el cuadro 1 de la figura 5.2.16a, se selecciona el tipo de sección que se desea importar y en el cuadro 2 de la misma figura se selecciona la ubicación de la carpeta donde están guardadas las secciones, es la carpeta donde está instalado el programa.

La figura 5.2.16b muestra las propiedades geométricas y mecánicas que se deben introducir y/o seleccionar para una sección rectangular o cuadrada.

➤ En el cuadro 1 de la figura 5.2.16b se asigna el nombre a la sección transversal que se va a crear.

➤ En el cuadro 2 de la figura 5.2.16b se pueden ver las propiedades geométricas de la sección de acuerdo a las dimensiones que se introducen en el cuadro 3, estas propiedades de la sección son las mostradas en la figura 5.2.16b-1

➤ En el cuadro 3 de la figura 5.2.16b se pueden modificar las propiedades de la sección, asignando un factor a la propiedad que se desee modificar. Las propiedades que pueden ser modificadas se muestran en la figura 5.2.16b-2

- En el cuadro 4 de la figura 5.2.16b se selecciona el material del que va a estar compuesta la sección que se esta creando.

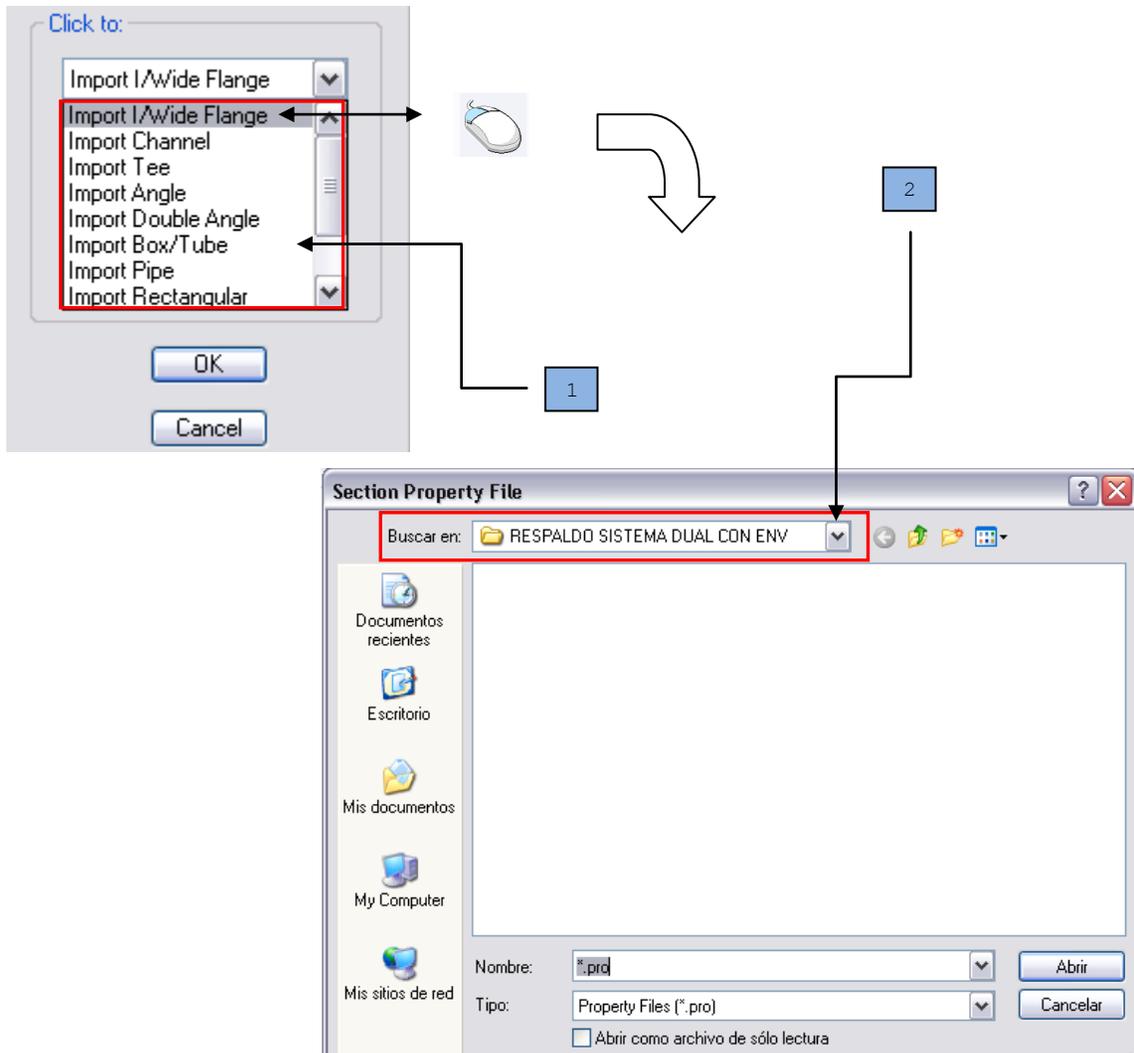


Figura 5.2.16a Importar sección definida por default.

- En el cuadro 5 de la figura 5.2.16b se editan las dimensiones de la sección transversal que se va a crear, **Dept (t3)** es el peralte de la sección, **Width (t2)** es el ancho de la sección.

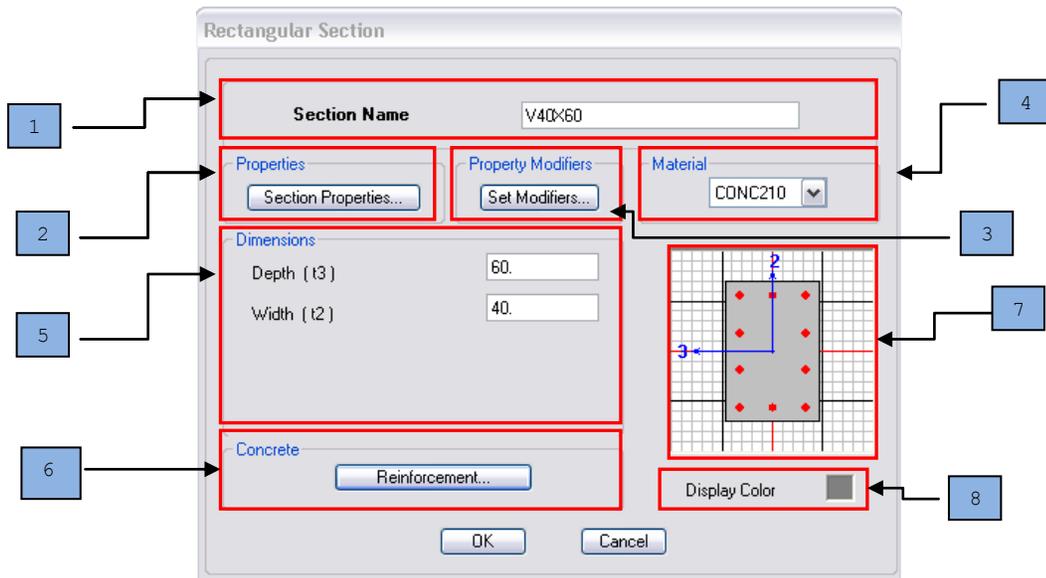


Figura 5.2.16b Propiedades geométricas y mecánicas de secciones rectangulares

- En el cuadro 6 de la figura 5.2.16b se edita la información necesaria para el refuerzo, Ver figura 5.2.16b-3, en **Design Type** se selecciona si la sección transversal será viga o columna, en **Configuration of Reinforcement** se selecciona si el refuerzo longitudinal será en forma rectangular o en forma circular, **Lateral Reinforcement** Se selecciona el tipo de refuerzo por corte y torsión que llevará la sección (**Ties**/Estribo o **Spiral**/espiral), en **Rectangular Reinforcement** en caso de que la sección se pretenda chequear y no diseñar se debe de editar en esta parte el número de barras en los dos ejes de la sección y el calibre y **Check/Design** en esta parte se le especifica al programa que es lo que se pretende llevar a cabo después del análisis (**Check**/revisar o **Design**/Diseñar la sección).
- En el cuadro 7 de la figura 5.2.16b se puede ver una vista previa de cómo está la sección transversal de acuerdo a sus dimensiones, el refuerzo se nota cuando la sección que se está creando es una columna.



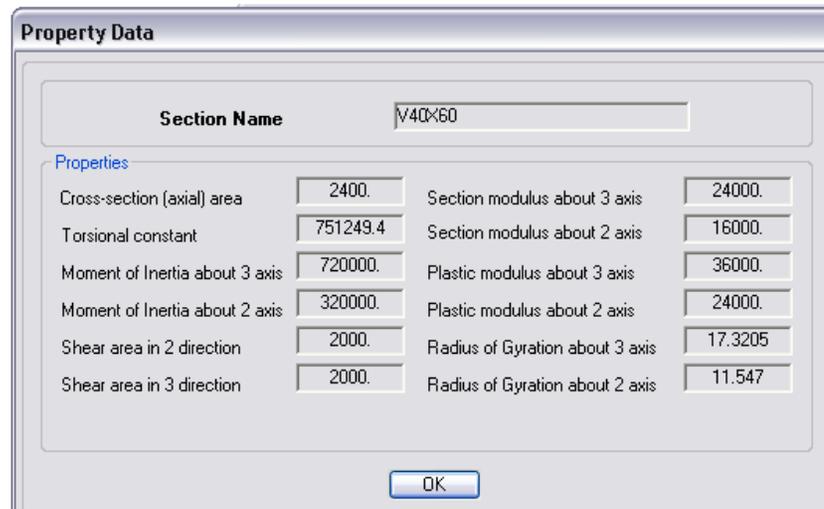


Figura 5.2.16b-1 Propiedades se sección creada.

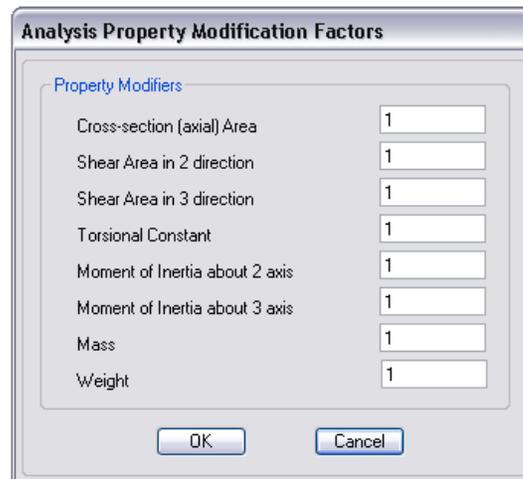


Figura 5.2.16b-2 Modificar propiedades para analisis de edificio.

- En el cuadro 8 de la figura 5.2.16b se selecciona un color para poder diferenciarla en el modelo de las demas secciones. Nota colocar un color diferente al del fondo de la ventana para poderlo visualizar.

*Figura 5.2.16b-3 Refuerzo de la sección transversal*

#### *Secciones de estructura de techo.*

Luego de haber definido las secciones de los elementos de marcos y vigas secundarias , se crearán las secciones de los elementos de la estructura de techo.

Para la estructura de techo se han propuesto, vigas macomber VM-1 y polines C, se tratará de dejar el sistema con un diseño óptimo, es decir utilizar la máxima capacidad posible de las secciones propuestas.

Para las vigas macomber se proponen cuerda superior e inferior de diferentes dimensiones, como se muestra en la figura 5.2.17, para las celosías de las vigas macomber se proponen angulares simples; los polines todos son de sección uniforme en ambos lados de la estructura del techo y se apoyan en la vigas macomber VM-1 como se muestra en la figura 5.2.20.

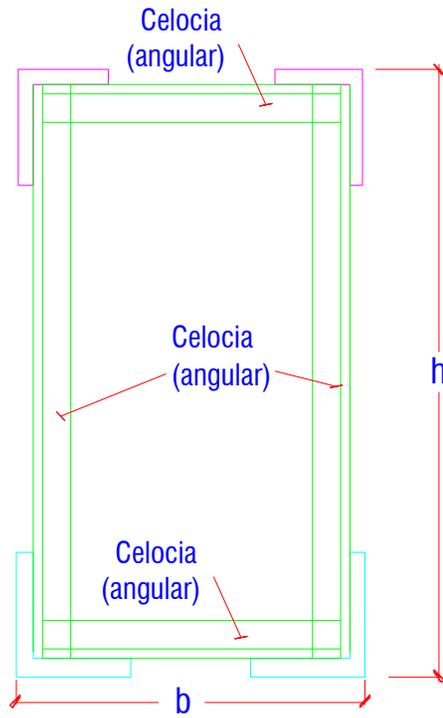


Figura 5.2.17 Sección típica de Viga Macomber

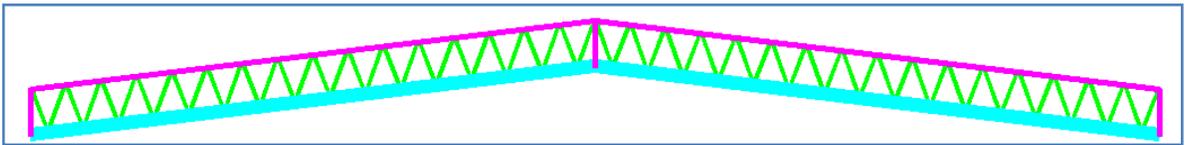


Figura 5.2.18 Sección típica longitudinal de Viga Macomber

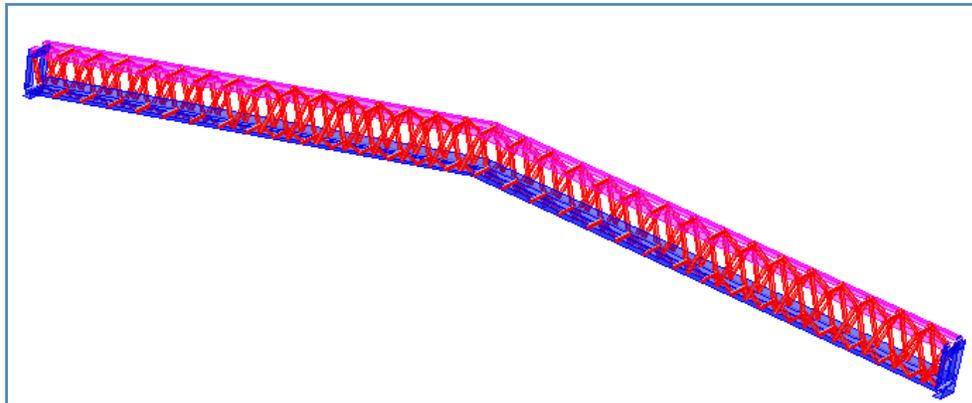


Figura 5.2.19 Vista en 3D de Viga Macomber VM-1

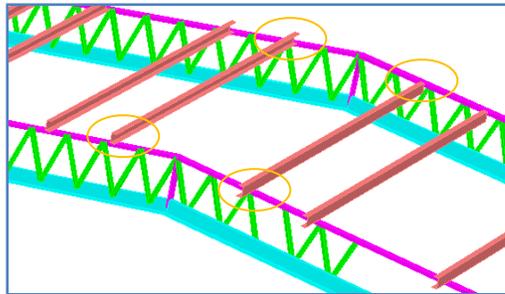


Figura 5.2.20. Apoyo de Polín C en VM-1

La información necesaria para el análisis y diseño de cuerdas de elementos de la estructura de techo se muestran en la figura 5.2.21.

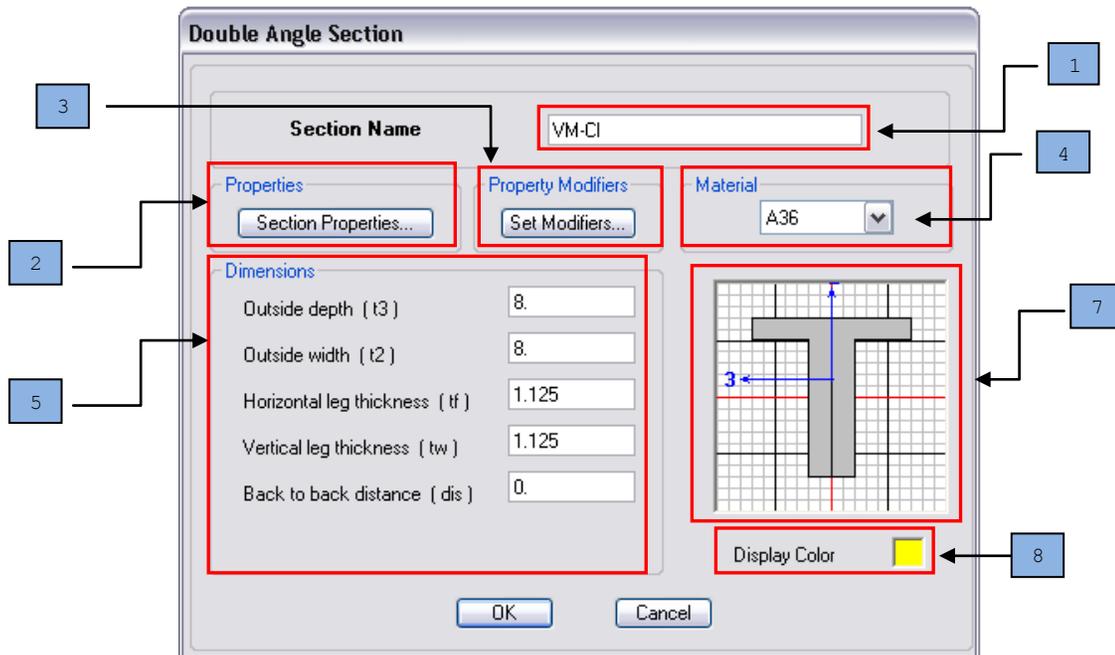


Figura 5.2.21. Propiedades geométricas y mecánicas de secciones de doble angular

➤ La diferencia entre la figura 5.2.21 y la figura 5.2.16b son las dimensiones que hay que editar para la sección, los otros cuadros son similares, por lo tanto no se explicará como se editan o seleccionan. En el cuadro 5 de la figura 5.2.21 se editan los siguientes datos: **Outside depth (t3)**/peralte de la sección, **Outside Width (t2)**/ancho de la sección, **Horizontal leg thickness (tf)**/ Espesor del patin horizontal del

angular, *Vertical leg thickness (tw)*/ Espesor del patin vertical del angular y *Back to back distance (dis)*/ separación espalda con espalda de angulares.

Despues de haber definido las secciones de los elementos de marcos y vigas secundarias, elementos de estructura de techo, se crearán las secciones de paredes y losas, como sigue en las siguientes figuras.

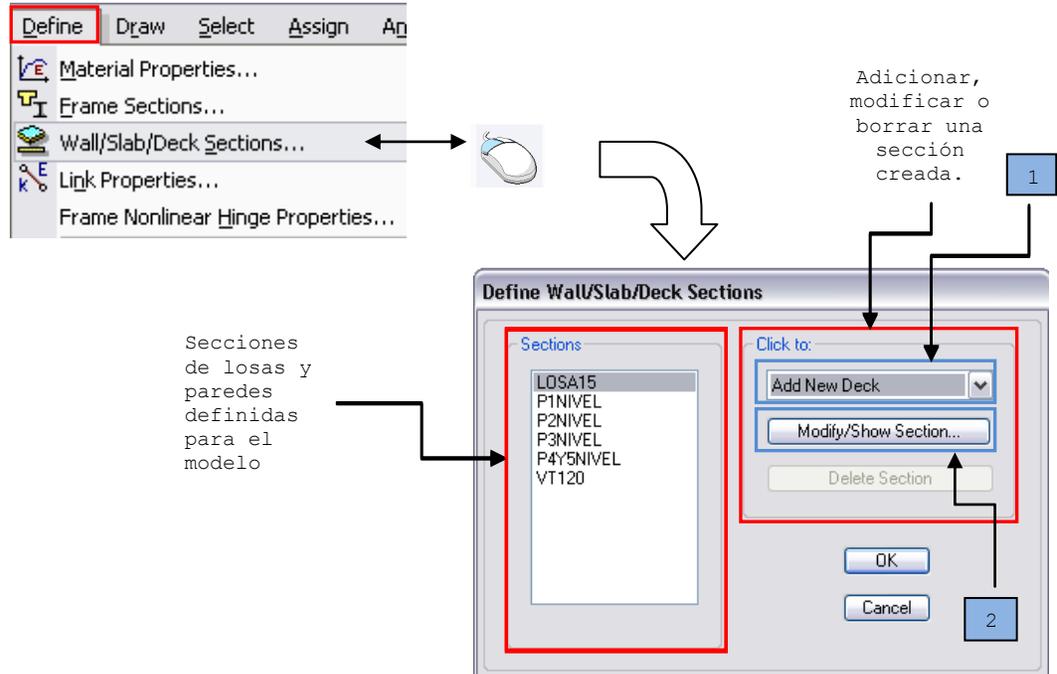


Figura 5.2.22 Definición de secciones de losas y paredes.

Definimos las secciones de losa para el edificio, en el que se usara losa aligerada, de 20 cm de peralte que será identifica como VT1-20.

Para crear una losa, es necesario seleccionar de la ventana desplegable que aparece en el cuadro 1 de la figura 5.2.22, la opción *Add New Deck* pulsando con el puntero sobre este comando, se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.22a. Se definirá la losa VT1-20 con esta opción, la losa de la rampa y el descanso de las escaleras se definirá con *Add New Slab* de la misma ventana, luego se muestra la figura 5.2.22b, y para definir las secciones de pared de cortante, de forma similar se procederá

con la única diferencia que se escogerá la opción **Add New Wall**, donde se deberá complementar la información que se muestra en la figura 5.2.22c.

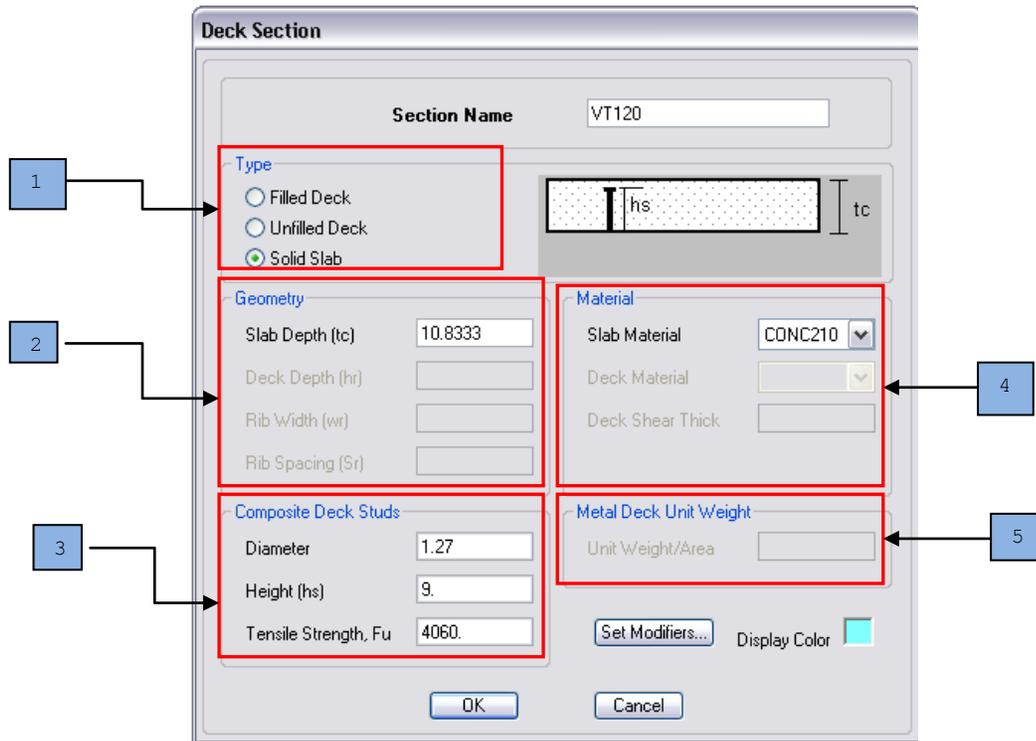


Figura 5.2.22a Definición de losa

De acuerdo a la figura 5.2.22a, en el cuadro 1 se pueden seleccionar tres tipos de losas, estos son: a) **Filled Deck**, b) **Unfilled Deck** y c) **Solid Slab**.

Con el primer tipo (**Filled Deck**) se crea una losa similar a la mostrada en la vista previa de la figura 5.2.22a'-1, las dimensiones que aparecen en este cuadro son las necesarias para realizar el análisis del modelo y se deben de editar en los cuadros 2 y 3 de la figura 5.2.22a.

Con el segundo tipo (**Unfilled Deck**) se crea una losa similar a la mostrada en la vista previa de la figura 5.2.22a'-2, las dimensiones que aparecen en esta vista previa se deben de editar en el cuadros 2 de la figura 5.2.22a.

Con el ultimo tipo (**Solid Slab**) se crea una losa similar a la mostrada en la vista previa de la figura 5.2.22a'-3, las dimensiones  $h_s$  y  $t_c$  que aparecen en esta vista previa se deben de editar en los cuadros 2 y 3 de la figura 5.2.22a, respectivamente.

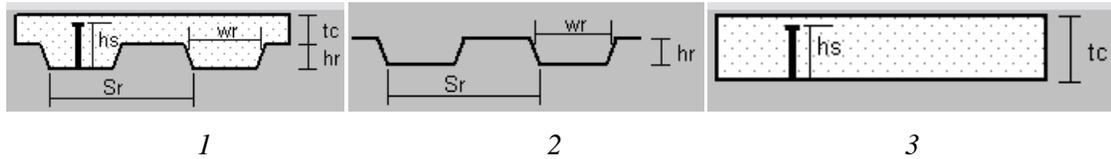


Figura 5.2.22a' Vista previa de losas según el tipo

La losa creada para los entrepisos es VT1-20, como ya se mencionó, esta sección es creada de acuerdo al tipo 3 de losa (**Solid Slab**), y la información proporcionada es la editada en la figura 5.2.22a.

- En el cuadro 1 de la figura 5.2.22a se ha seleccionado **Solid Slab**, en el cuadro 2 se ha editado un espesor de losa de 10.83333 cm, como la losa VT1-20 tiene un espesor de 20 cm, pero un peso específico menor al del concreto reforzado ( $2400 \text{ Kg/m}^3$ ), entonces el espesor de 10.8333 cm es un espesor equivalente que se ha determinado de acuerdo a lo siguiente.

$$e_{equivalente} = \frac{w_{losa}}{\gamma_{C/R}} = \frac{260 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}}{2400 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3}} = 0.108333\text{m}$$

$$e_{equivalente} = 10.8333\text{cm}$$

- La información que se edita en el cuadro 3 de la figura 5.2.22a es referente al perno que se coloca en la parte mostrada en la vista previa de la figura 5.2.22a'-3 a una distancia  $d$ , si se desea colocar se asigna una dimensión a  $h_s$ , esto ayudará a que el comportamiento de la losa sea más rígido, se debe de editar el diámetro del perno la altura que estará embebido en la losa y en esfuerzo último en tensión, (**Diameter**, **Height**  $h_s$  y **Tensile Strength**  $F_u$ ).

➤ En el cuadro 4 de la figura 5.2.22a se edita el material base de la losa, nótese que solo está activo **Slab Material** debido a que la losa que se está definiendo no llevará cubierta metálica, en caso de llevar se tiene que seleccionar y editar el espesor.

La losa de rampa y descanso de las escaleras se ha definido con la opción **Add New Slab** de la ventana desplegable del cuadro 2 de la figura 5.2.22, pulsando en esta opción se muestra la figura 5.2.22b.



Figura 5.2.22 b. Definición de losa de escaleras.

Se ha seleccionado el material CONC210, el **Thickness**/espesor de la losa es de 15 cm, para **Bending**/flexión se considera el mismo valor del espesor, en cuanto al tipo de sección se elegirá **membrane**, como es una losa unidireccional se marcará la opción **Use special one way load distribution**,

Las secciones de las paredes se definen de forma similar como se definió la losa de las escaleras, excepto que el material seleccionado no es concreto sino la mampostería previamente definida.

**Tabla 5.2.3 Resumen de secciones creados para elementos marco.**

Nombre	Peralte ( $t_3$ en cm)	Ancho ( $t_2$ en cm)	Material	Tipo de diseño
V30x50	50	30	CONC210	Viga
V30x60	60	30	CONC210	Viga
V40x60	60	40	CONC210	Viga
C50x50	50	50	CONC280	Columna
C60x60	60	60	CONC280	Columna

**Tabla 5.2.4 Resumen de secciones creados para estructura de techo.**

Nombre	Peralte ( $t_3$ en cm)	Ancho ( $t_2$ en cm)	Espesor de patín horizontal (tf)	Espesor de patín vertical (tw)
VM-CI	15.24	15.24	2.2225	2.2225
VM-CS	12.70	12.70	0.9525	0.9525
CEL-VM	5.05	5.05	0.3175	0.3175
POLIN-C	15.24	7.62	0.6934	0.9042

*Secciones creadas para la estructura de techo son con material A36*

**Tabla 5.2.5 Resumen de secciones creados para losas y paredes de edificio.**

Nombre	Espesor (cm)	Material	Tipo de sección
LOSA15	15.00	CONC210	Membrane
VT1-20	10.83	CONC210	Membrane
P1NIVEL	14.73	P1NIVEL	Shell
P2NIVEL	14.73	P2NIVEL	Shell
P3NIVEL	14.73	P3NIVEL	Shell
P4NIVEL	11.43	P4NIVEL	Shell
P5NIVEL	11.43	P5NIVEL	Shell

### 5.2.2.3 Definición de casos de carga para análisis y diseño.

En este paso, se definen los tipos de cargas básicas a las que se someterá la estructura y las diferentes combinaciones de carga que el usuario quiera evaluar según las metodologías de diseño a emplear. Algunos programas ya traen incorporadas combinaciones de casos de carga conforme a códigos o reglamentos internacionales para el análisis y diseño de estructuras.

En el modelo a desarrollar se editaran los casos de carga que aparecen normados en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Edificaciones, en el que se especifican casos de carga sísmica en ejes principales del edificio.

Antes de crear los casos de carga, se realizará el análisis sísmico para determinar el coeficiente sísmico que determine la magnitud del cortante basal.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIO

### ✓ Zona Sísmica

El municipio San Miguel se ubica en la zona sur de El Salvador. De acuerdo a lo establecido en la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador, corresponde a la Zona Sísmica I.

Zona sísmica : I

### ✓ Coeficiente de Sitio (A)

De acuerdo a la zona en que esta ubicado, este es  $A=0.40$  Tabla 1 Norma Técnica de Diseño por Sismo.

### ✓ Parámetros del Sitio

El Tipo de suelo se consideró como el más desfavorable, es decir como perfil S3.

Coeficientes de Sitio:

To: 0.6 Tabla 2 de Norma Técnica de Diseño por Sismo.

Co: 3 Tabla 2 de Norma Técnica de Diseño por Sismo.

### ✓ Categoría de Ocupación

El edificio será destinado para funcionar como instalaciones para: laboratorios, aulas, biblioteca, etc.

Clasificado como Edificio de ocupación normal.

Categoría de ocupación: II Tabla 3 de Norma Técnica de Diseño por Sismo.

Factor de importancia: 1.2 Tabla 3 de Norma Técnica de Diseño por Sismo.

**Identificación del Sistema Estructural.**

No presenta irregularidades estructurales en planta ni irregularidades estructurales verticales.

El sistema estructural es de Paredes de mampostería combinadas con marcos de concreto con detallado especial.

Sistema Estructural:	C-2a
Factor de Respuesta Elástica:	R = 7
Factor de amplificación de desplazamientos:	Cd = 6

**✚ Cálculo del coeficiente sísmico.**

Sistema estructural en ambas direcciones X y Y. (Marcos de Concreto Reforzado con detallado especial en combinación con paredes de mampostería estructural).

A= 0.4	(Zona 1)
I= 1.2	(Categoría II)
Co= 3 ; To=0.6	(Perfil de Suelo S3)
R= 7	(Sistema estructural C-2a)
$T = C_t (h_n)^{3/4}$	Método A
Ct= 0.049	Para sistemas duales

**✓ Calculo del Período de vibración.**

$$T = 0.049 (18)^{3/4}$$

$$T = 0.4282 \text{ segundos}$$

$$\text{Revision: } T_o < T < 6T_o \quad (T_o/T) \leq 1.0$$

$$T_o = 0.6 > T = 0.4282 < 6T_o = 3.6$$

Usar  $T = T_o = 0.6 \text{ seg.}$

$F_{t(\text{Fuerza de latigo})} = 0$  dado que  $T < 0.7 \text{ seg.}$

✓ **Calculo del Coeficiente Sísmico.**

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T}\right)^{2/3} \quad \text{Ecuación 4.2 de Norma Técnica para Diseño por Sismo.}$$

$$C_s = \frac{0.40(1.2)(3)}{7} \left(\frac{0.60}{0.60}\right)^{2/3} = 0.2057 \rightarrow C_s = 0.206$$

✚ **CASOS DE CARGA**

Luego de haber definido todos los materiales y las secciones que contendrá el modelo, se definiran en este paso los casos de carga, la figura 5.2.23 muestra como se inicia este procedimiento.

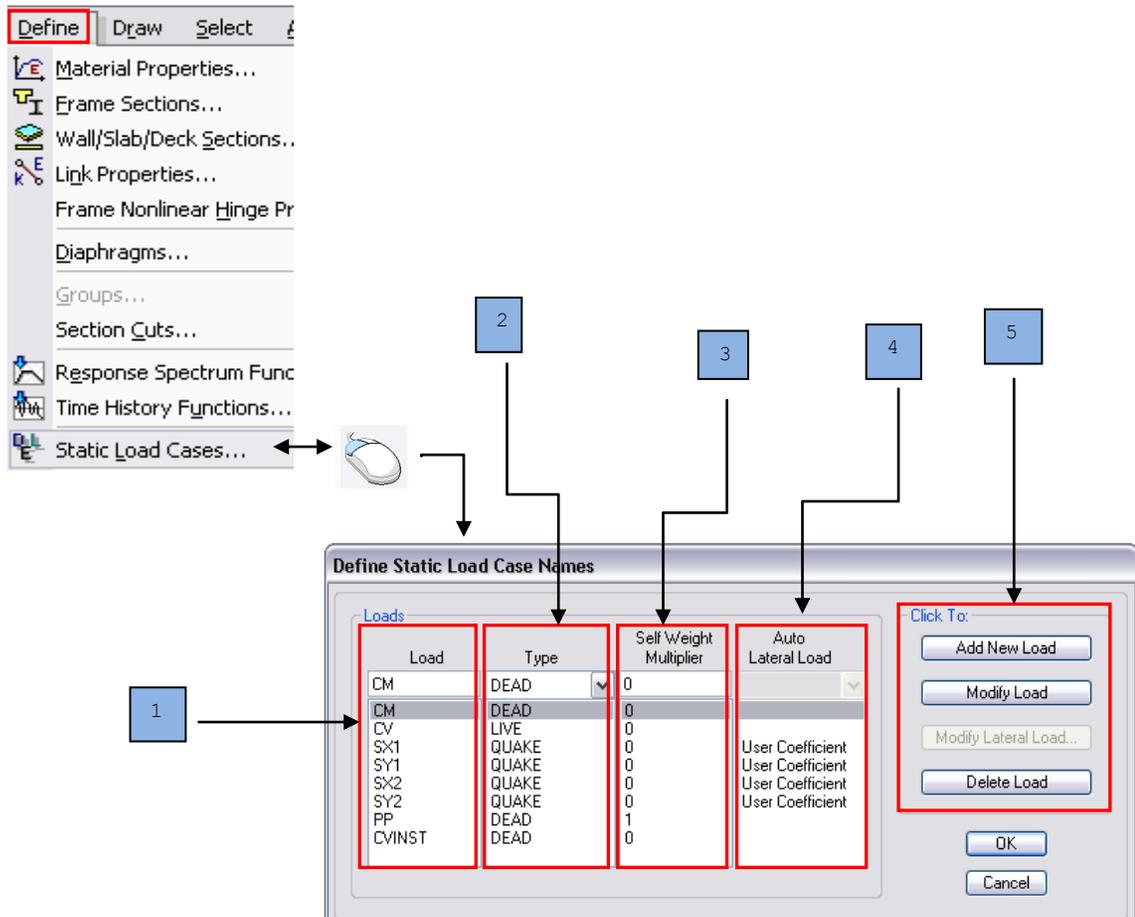


Figura 5.2.23 Definición de casos de carga

➤ En el cuadro 1 de la figura 5.2.23 se asigna el nombre al nuevo caso de carga que se crea, por defecto el programa trae dos casos: *Dead* (muerta) y *Live* (viva), para el

modelo se crearan los siguientes casos: **CM** (Carga muerta), **CV** (Carga viva), **SX1** y **SX2** (1 y 2 por el efecto de irreversible del sismo) sismo en la direccion X del edificio (lado largo), **SY1** y **SY2** (1 y 2 por el efecto de irreversible del sismo) sismo en la direccion Y del edificio (lado corto), **PP** peso propio en el que se considera el peso de la estructura y **CVINST** Carga viva instantanea que se aplicara el los pisos del modelo para realizar el bajado de carga sismico, para determinar la magnitud de la carga lateral por sismo.

- En el cuadro 2 figura 5.2.23 se asigna el tipo de carga, para el caso de los casos que el programa trae por defecto ya le asigna el tipo que corresponde. Los tipos de carga con los que el programa trabaja son: *Dead*/muerta, *Super dead*/ Muerta superimpuesta, *Live*/Viva, *Reduce Live*/ Viva reducida, *Quake*/Sismo, *Wind*/Viento, *Snow*/Nieve, *Other*/otros; para este caso particular se definiran: muerta, viva, sismo y en otros se creara el caso de carga viva instantanea (CVINST).
- En el cuadro 3 de figura 5.2.23 se usa solo para tipos de carga muerta o muerta superimpuesta, y es para indicarle al programa que considere el peso propio de los elementos estructurales que conforman el modelo. Del cuadro 2 se crearan dos casos de carga con el tipo *Dead*, una para carga muerta y la otra para el caso de carga PP (peso propio), en la carga muerta el factor es “Cero” y en peso propio el factor es 1, en el cual el programa incluire el peso propio de la estructura.
- En el cuadro 4 de la figura 5.2.23 se utiliza cuando en el cuadro 2 se ha seleccionado el tipo de carga de sismo o viento, (cargas laterales), para el caso de este modelo se considerara carga lateral provocada por sismo, (ya que en nuestro medio rige sismo ante la carga provocada por viento), en esta parte es donde se selecciona el codigo con el cual el programa calculara la carga lateral, para nuestro caso no se seleccionara ningun codigo de los que se muestran en el recuadro

de la figura 5.2.23a, sino que se seleccionara *User Coefficient*/ Coeficiente definido por el usuario, como se muestra en la figura 5.2.23 a, en el cual se editara el coeficiente calculado en el analisis sismico de edificio, pulsando en la opcion *Modify Lateral Load* indicado en la figura 5.2.23a, para que aparezca la ventana mostrada en la figura 5.2.23b.

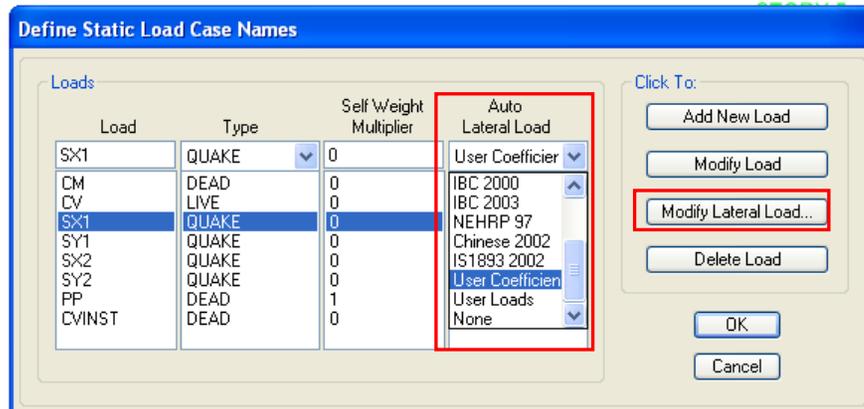


Figura 5.2.23a Modificar carga lateral aplicada al edificio

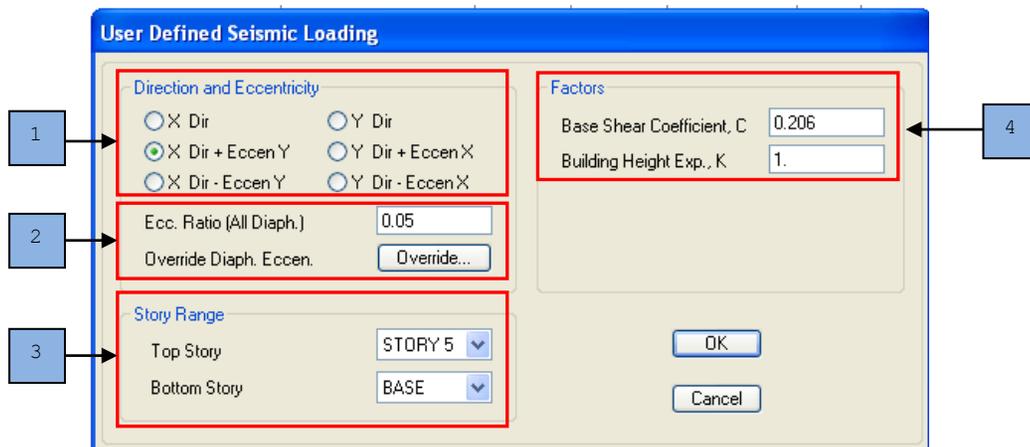


Figura 5.2.23b Edición de coeficiente sísmico

➤ En el cuadro 1 figura 5.2.23b se selecciona la dirección del sismo y la excentricidad, por ejemplo para la dirección SX1 la excentricidad en Y es positiva como lo muestra el cuadro, para SX2 la excentricidad en Y sería negativa.

- En el cuadro 2 de la figura 5.2.23b se edita el valor que se debe considerar para la excentricidad permisible para los diafragmas, y esta es 0.05L (Claro largo del edificio), en la opción **Override...** se modifica el valor de 0.05 por cualquier otro que se especifique, en caso de que se requiera que la excentricidad varíe en los diferentes diafragmas definidos en el edificio, para el modelo se considerará la misma excentricidad para todos los diafragmas.
- En el cuadro 3 de la figura 5.2.23b se selecciona el rango de niveles en los que se desea distribuir el cortante en altura del edificio. En este modelo se ha seleccionado que el cortante actuará en todo el edificio, debido a que se incluyan combinaciones de carga para diseñar los elementos de la estructura de techo (Acero), y en ellos se consideran cargas sísmicas.
- En el cuadro 4 de la figura 5.2.23b se ingresa el coeficiente sísmico calculado en el análisis sísmico de edificio, **Base shear coefficient, C**.  $C_s=0.206$  y en **Building Height Exp, K** se edita 1.

#### 5.2.2.4 Definición de combinaciones de carga para diseño.

Una vez que se han editado los casos de carga que actuarán en el edificio, se procede a determinar las combinaciones de carga para el diseño de la estructura, basándose en lo que establece el **Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones** (R.S.E.C.), en el artículo 21 del título II.

Para el diseño gravitacional y sísmico es necesario evaluar las cargas introducidas en la estructura mediante las siguientes combinaciones de carga.

$$U_1 = 1.4CM$$

$$U_2 = 1.4CM+1.7CV$$

$$U_3 = 0.75(1.4CM+1.7CV) \pm 1.405S$$

$$U_4 = 0.9CM \pm 1.43S$$

En este caso particular, para que el programa elabore la evaluación sísmica en las dos direcciones principales del edificio se crearán 4 grupos de combinaciones, generadas por las cuatro posibles acciones de ataque del sismo a las que se han llamado  $S_{X1}$ ,  $S_{X2}$ ,  $S_{Y1}$  y  $S_{Y2}$  (Ver figura 5.2.24). En el caso de ETABS no es necesario ubicar el centro de masa ni de rigideces, pues el programa lo localiza automáticamente.

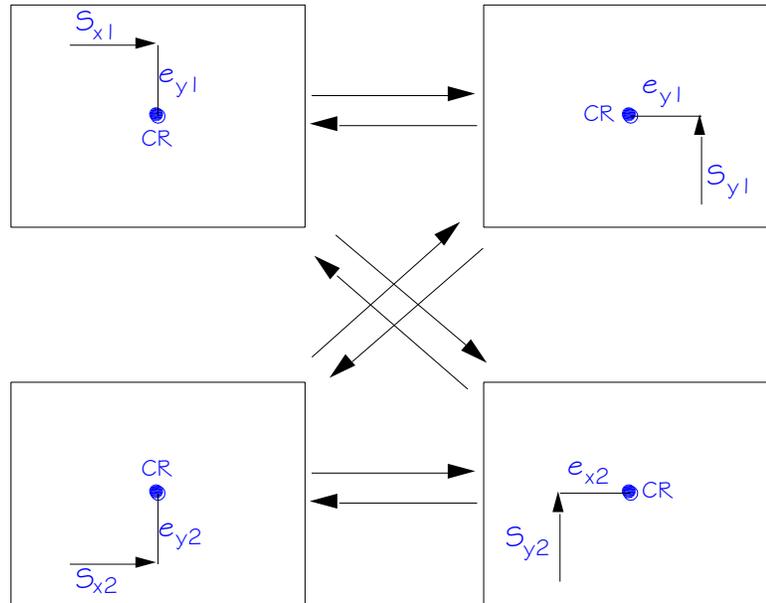


Figura 5.2.24 Posibles formas de ataque del sismo

Como el modelo del edificio a diseñar está conformado con el sistema estructural dual y la estructura de techo es de tipo flexible (metálica) es necesario definir los combos para cada material, la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto hace referencia al reglamento del cual se deducen las combinaciones para los marcos de concreto reforzado, las combinaciones para paredes estructurales de mampostería se obtendrán de las ecuaciones 12.1, 12.2, 12.17 y 12.18 del UBC-97, que es el código con el que diseñaremos las paredes y finalmente para la estructura de acero, las combinaciones las obtendremos de las ecuaciones A4-1, A4-2, A4-5 y A4-6 del Manual de construcción en acero, segunda edición (Manual Of Steel Construction LRFD Second Edition).

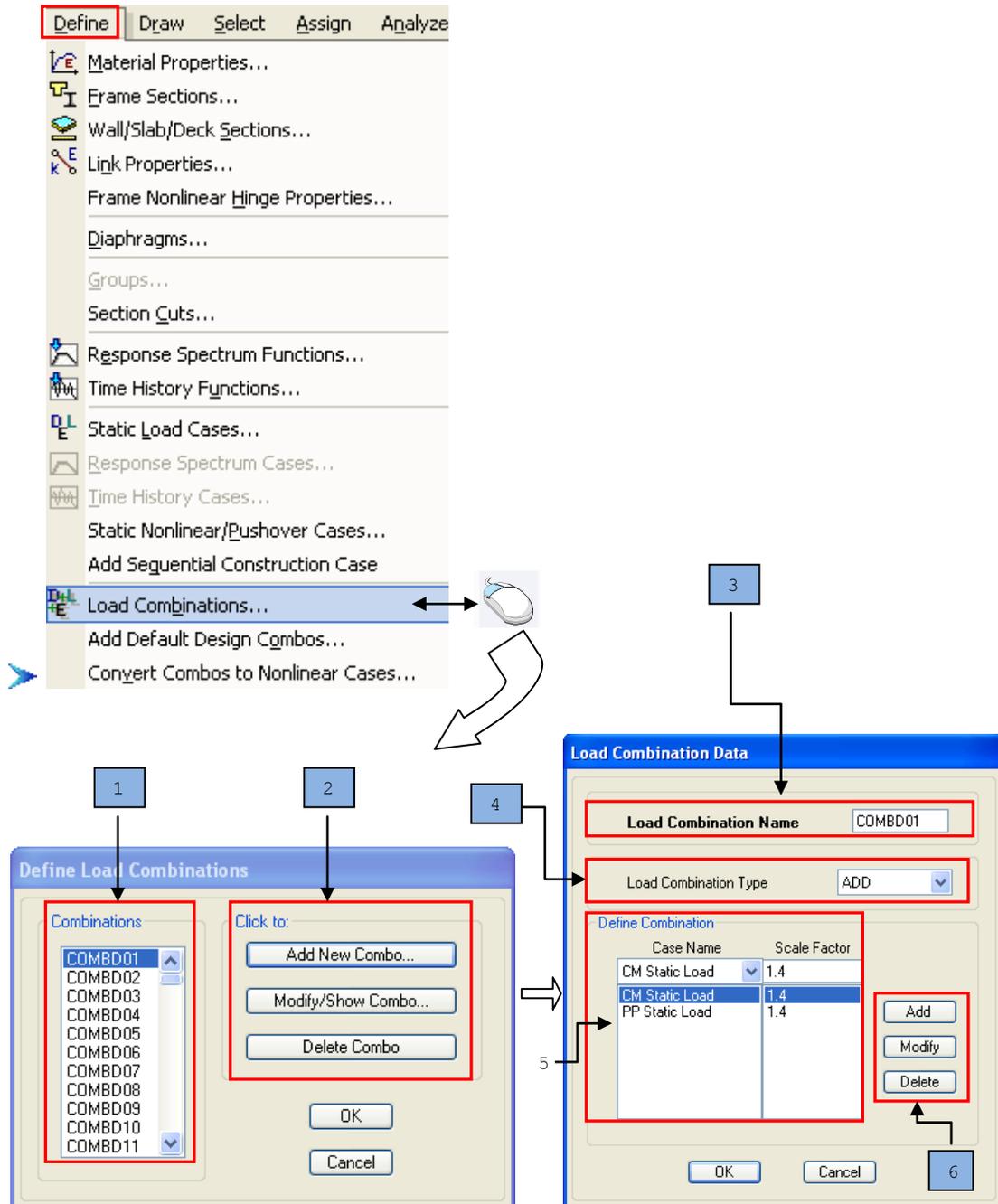


Figura 5.2.25 Definición de combinaciones de diseño.

➤ En el cuadro 1 de la figura 5.2.25 se muestran las combinaciones de diseño definidas, cuando no se editan combinaciones, el programa genera combinaciones de acuerdo a código de diseño que se está utilizando, pero para este modelo se

editarán todas las combinaciones para diseño de estructuras de concreto y estructuras de acero (estructura de techo).

- En el cuadro 2 se muestran 3 opciones: *Add New Combo*, *Modify/Show combo...*, *Delete Combo*, la primera opción se utiliza para adicionar un nuevo caso, la segunda opción para mostrar o modificar una combinación creada y Delete combo se usa para borrar un combo que no se desee utilizar. Al pulsar cualquiera de las primeras dos opciones se muestra la ventana *Load Combination Data*, si es una combinación nueva se nombra en el cuadro 3 y si es una existente ya se muestra el nombre en el cuadro 3.
- En el cuadro 4 de la figura 5.2.25 *Load Combination Type* se selecciona el tipo de combinación de carga: *ADD*, *ENVE*, *ABS*, *SRSS*, para nuestro modelo se utilizarán las primeras 2 Add y Enve, con la primera, los casos de carga seleccionados en el cuadro 5 se adicionan y con la segunda se obtiene la envolvente de un grupo de combinaciones.
- En el cuadro 5 de la figura 5.2.25 se seleccionan los casos de carga que se considerarán en la combinación de diseño (*Case Name*), previamente definidos en el procedimiento anterior, y en el cuadro *Factor Scale* se adiciona el factor de amplificación de carga.
- En el cuadro 6 de la figura 5.2.25 se utiliza cuando se adicionará (*add*) un nuevo caso de carga a la combinación, la opción *modify* se utiliza cuando se modificará el caso de carga y *Delete* para borrar un caso de carga que no considera la combinación de diseño.

*Para este diseño las combinaciones de carga para cada uno de los casos quedan conformadas como se detallan a continuación.*

**Combinaciones para estructuras de concreto.**

$$U = 1.4CM + 1.7L$$

Ecuación 1 de RSEC

$$U = 1.05 CM + 1.275 CV \pm 1.40250 S$$

Ecuación 2 de RSEC

Como la dirección del sismo no siempre va a ser aplicada directamente en una dirección principal del edificio, entonces el sismo se supone actuando en la resultante del 100% de sismo en una dirección y el 30% en la dirección ortogonal, lo que genera que la ecuación 2 del R.S.E.C. se modifique, como sigue,

$$U = 1.05 CM + 1.275 CV + 1.40250 (100\% S_x + 30\% S_y)$$

$$U = 1.05 CM + 1.275 CV - 1.40250 (100\% S_x + 30\% S_y)$$

$$COMBD1 = 1.4 CM$$

$$COMBD2 = 1.4CM + 1.7L$$

$$COMBD3 = 1.05 CM + 1.275 CV + 1.40250S_{X1} + 0.42075 S_{Y2}$$

$$COMBD4 = 1.05 CM + 1.275 CV + 1.40250S_{X1} - 0.42075 S_{Y2}$$

$$COMBD5 = 1.05 CM + 1.275 CV - 1.40250S_{X1} + 0.42075 S_{Y2}$$

$$COMBD6 = 1.05 CM + 1.275 CV - 1.40250S_{X1} - 0.42075 S_{Y2}$$

$$COMBD7 = 1.05 CM + 1.275 CV + 0.42075 S_{X1} + 1.40250S_{Y2}$$

$$COMBD8 = 1.05 CM + 1.275 CV + 0.42075 S_{X1} - 1.40250 S_{Y2}$$

$$COMBD9 = 1.05 CM + 1.275 CV - 0.42075 S_{X1} + 1.40250 S_{Y2}$$

$$COMBD10 = 1.05 CM + 1.275 CV - 0.42075 S_{X1} - 1.40250 S_{Y2}$$

$$COMBD11 = 1.05 CM + 1.275 CV + 1.40250S_{X2} + 0.42075 S_{Y1}$$

$$COMBD12 = 1.05 CM + 1.275 CV + 1.40250S_{X2} - 0.42075 S_{Y1}$$

$$COMBD13 = 1.05 CM + 1.275 CV - 1.40250S_{X2} + 0.42075 S_{Y1}$$

$$COMBD14 = 1.05 CM + 1.275 CV - 1.40250S_{X2} - 0.42075 S_{Y1}$$

$$COMBD15 = 1.05 CM + 1.275 CV + 0.42075 S_{X2} + 1.40250S_{Y1}$$

$$\text{COMBD16} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 0.42075 S_{X2} - 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD17} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 0.42075 S_{X2} + 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD18} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 0.42075 S_{X2} - 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD19} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 1.40250 S_{X1} + 0.42075 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD20} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 1.40250 S_{X1} - 0.42075 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD21} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 1.40250 S_{X1} + 0.42075 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD22} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 1.40250 S_{X1} - 0.42075 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD23} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 0.42075 S_{X1} + 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD24} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 0.42075 S_{X1} - 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD25} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 0.42075 S_{X1} + 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD26} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 0.42075 S_{X1} - 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBD27} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 1.40250 S_{X2} + 0.42075 S_{Y2}$$

$$\text{COMBD28} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 1.40250 S_{X2} - 0.42075 S_{Y2}$$

$$\text{COMBD29} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 1.40250 S_{X2} + 0.42075 S_{Y2}$$

$$\text{COMBD30} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 1.40250 S_{X2} - 0.42075 S_{Y2}$$

$$\text{COMBD31} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 0.42075 S_{X2} + 1.40250 S_{Y2}$$

$$\text{COMBD32} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 0.42075 S_{X2} - 1.40250 S_{Y2}$$

$$\text{COMBD33} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 0.42075 S_{X2} + 1.40250 S_{Y2}$$

$$\text{COMBD34} = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} - 0.42075 S_{X2} - 1.40250 S_{Y2}$$

Para evitar una posible falla durante la construcción del edificio, se reduce la carga muerta total y se incrementa la fuerza sísmica, generando los siguientes grupos:

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm 1.43S$$

Ecuación 3 de RSEC

$$U = 0.9 \text{ CM} + 1.43 (100\% S_x + 30\% S_y)$$

$$U = 0.9 \text{ CM} - 1.43 (100\% S_x + 30\% S_y)$$

$$\text{COMBD35}=0.9\text{CM}+1.43\text{S}_{\text{X1}}+0.429\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD36}=0.9\text{CM}+1.43\text{S}_{\text{X1}}-0.429\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD37}=0.9\text{CM}-1.43\text{S}_{\text{X1}}+0.429\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD38}=0.9\text{CM}-1.43\text{S}_{\text{X1}}-0.429\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD39}=0.9\text{CM}+0.429\text{S}_{\text{X1}}+1.43\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD40}=0.9\text{CM}+0.429\text{S}_{\text{X1}}-1.43\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD41}=0.9\text{CM}-0.429\text{S}_{\text{X1}}+1.43\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD42}=0.9\text{CM}-0.429\text{S}_{\text{X1}}-1.43\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD43}=0.9\text{CM}+1.43\text{S}_{\text{X2}}+0.429\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD44}=0.9\text{CM}+1.43\text{S}_{\text{X2}}-0.429\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD45}=0.9\text{CM}-1.43\text{S}_{\text{X2}}+0.429\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD46}=0.9\text{CM}-1.43\text{S}_{\text{X2}}-0.429\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD47}=0.9\text{CM}+0.429\text{S}_{\text{X2}}+1.43\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD48}=0.9\text{CM}+0.429\text{S}_{\text{X2}}-1.43\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD49}=0.9\text{CM}-0.429\text{S}_{\text{X2}}+1.43\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD50}=0.9\text{CM}-0.429\text{S}_{\text{X2}}-1.43\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD51}=0.9\text{CM}+1.43\text{S}_{\text{X1}}+0.429\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD52}=0.9\text{CM}+1.43\text{S}_{\text{X1}}-0.429\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD53}=0.9\text{CM}-1.43\text{S}_{\text{X1}}+0.429\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD54}=0.9\text{CM}-1.43\text{S}_{\text{X1}}-0.429\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD55}=0.9\text{CM}+0.429\text{S}_{\text{X1}}+1.43\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD56}=0.9\text{CM}+0.429\text{S}_{\text{X1}}-1.43\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD57}=0.9\text{CM}-0.429\text{S}_{\text{X1}}+1.43\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD58}=0.9\text{CM}-0.429\text{S}_{\text{X1}}-1.43\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBD59} = 0.9\text{CM} + 1.43\text{S}_{\text{X2}} + 0.429\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD60} = 0.9\text{CM} + 1.43\text{S}_{\text{X2}} - 0.429\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD61} = 0.9\text{CM} - 1.43\text{S}_{\text{X2}} + 0.429\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD62} = 0.9\text{CM} - 1.43\text{S}_{\text{X2}} - 0.429\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD63} = 0.9\text{CM} + 0.429\text{S}_{\text{X2}} + 1.43\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD64} = 0.9\text{CM} + 0.429\text{S}_{\text{X2}} - 1.43\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD65} = 0.9\text{CM} - 0.429\text{S}_{\text{X2}} + 1.43\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBD66} = 0.9\text{CM} - 0.429\text{S}_{\text{X2}} - 1.43\text{S}_{\text{Y2}}$$

Es importante mencionar que se deben de adicionar 6 combinaciones a estas, la primera de estas 6 agrupa las combinaciones gravitacionales, las siguientes 4 agrupan las 64 combinaciones sismicas (16 para cada grupo de acuerdo a la aplicación de la carga sismica) y la ultima, agrupa las 5 combinaciones anteriores, la diferencia de estas combinaciones con las 66 anteriores, es que en el cuadro 4 de la figura 5.2.25 no se selecciona **ADD** sino que **ENVE**, esto con el objetivo de que para cada grupo de combos de diseño se puedan visualizar las envolventes de las acciones internas de cada elemento de la estructura (acciones máxima y mínimas).

Es importante aclarar que para nuestro caso en particular, las 6 combiciones definidas anteriormente solo se utilizaran para revisar los resultados de analisis para las vigas de los marcos, ya que estan combinaciones recogen (principalmente la combinación 72) las acciones maximas y minimas de las demas combinaciones.

$$\text{COMBD67} = \text{ENV1} = \text{COMBD3... COMBD10 y COMBD35... COMBD42}$$

$$\text{COMBD68} = \text{ENV2} = \text{COMBD11... COMBD18 y COMBD43... COMBD50}$$

$$\text{COMBD69} = \text{ENV3} = \text{COMBD19... COMBD26 y COMBD51... COMBD58}$$

$$\text{COMBD70} = \text{ENV4} = \text{COMBD27... COMBD34 y COMBD59... COMBD66}$$

$$\text{COMBD71} = \text{ENV5} = \text{COMBD1 y COMBD2}$$

$$\text{COMBD72} = \text{ENV5} = \text{COMBD67... COMBD71}$$

### Combinaciones para paredes estructurales de mampostería.

Las combinaciones de carga, se pueden introducir de forma manual o eligiendo un código en el programa para generarlas, para este caso las combinaciones se introducirán de forma manual, obtenidas del UBC-97, estas son:

$U=1.4 \text{ CM}$	Ecuación 12.1 del UBC-97
$U=1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$	Ecuación 12.2 del UBC-97
$U=1.1(1.2 \text{ CM}+0.5\text{CV}\pm S)$	Ecuación 12.17 del UBC-97
$U=1.1(0.9 \text{ CM} \pm S)$	Ecuación 12.18 del UBC-97

Las cuatro Ecuaciones anteriores han sido adecuadas de acuerdo al RSEC y al material de las paredes. (Mampostería).

*Donde: D, es el caso de carga muerta L, es el caso de carga viva S, es el caso de carga sísmica De las ecuaciones 12.17 y 12.18 se desarrollan otras ecuaciones, debido a que los casos sísmicos definidos anteriormente son cuatro.*

*Las ecuaciones 12.1 y 12.2 son las primeras 2 combinaciones.*

$$\text{COMBP1}=1.4 \text{ CM}$$

$$\text{COMBP2}=1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

*De la ecuación 12.17 se desarrollan las combinaciones:*

$$\text{COMBP3}= 1.32 \text{ D} +0.55\text{L} + 1.15+ \text{SX1}$$

$$\text{COMBP4}= 1.32 \text{ D} +0.55\text{L} + 1.15- \text{SX1}$$

$$\text{COMBP5}= 1.32 \text{ D} +0.55\text{L} + 1.15+ \text{SY1}$$

$$\text{COMBP6}=1.32 \text{ D} +0.55\text{L} + 1.15- \text{SY1}$$

$$\text{COMBP7}=1.32 \text{ D} +0.55\text{L} + 1.15+ \text{SX2}$$

$$\text{COMBP8}=1.32 \text{ D} +0.55\text{L} + 1.15- \text{SX2}$$

$$\text{COMBP9} = 1.32 D + 0.55L + 1.15 + SY2$$

$$\text{COMBP10} = 1.32 D + 0.55L + 1.15 - SY2$$

*De la ecuación 12.18 se desarrollan las siguientes combinaciones:*

$$\text{COMBP11} = 0.99 D + SX1$$

$$\text{COMBP12} = 0.99 D - SX1$$

$$\text{COMBP13} = 0.99 D + SY1$$

$$\text{COMBP14} = 0.99 D - SY1$$

$$\text{COMBP15} = 0.99 D + SX2$$

$$\text{COMBP16} = 0.99 D - SX2$$

$$\text{COMBP17} = 0.99 D + SY2$$

$$\text{COMBP18} = 0.99 D - SY2$$

#### **Combinaciones para Estructuras metálicas.**

Las combinaciones de carga para estructuras de acero se han extraído del *Manual de Construcción en Acero, Segunda Edición* (Ecuaciones A4-1, A4-2, A4-5 y A4-6), como ya se citó anteriormente, las combinaciones son similares a las de estructuras de concreto, las únicas variaciones que se consideraran son el factor de 1.275CV y será sustituido por el factor 0.75CV, en la Ecuación 2 del RSEC y el factor 1.43S de la Ecuación 3 del RSEC sustituirá al valor de 1.0 E de la Ecuación A4-6 del AISC-LRFD.

$U = 1.4D$	Ecuación A4-1 del AISC-LRFD
------------	-----------------------------

$U = 1.2D + 1.6L$	Ecuación A4-2 del AISC-LRFD
-------------------	-----------------------------

$U = 1.2D \pm 1.0E + 1.0L$	Ecuación A4-5 del AISC-LRFD
----------------------------	-----------------------------

$U = 0.9D \pm 1.0E$	Ecuación A4-6 del AISC-LRFD
---------------------	-----------------------------

De acuerdo a lo anterior tenemos las siguientes combinaciones.

$$\text{COMBDA1} = 1.4 \text{ CM}$$

$$\text{COMBDA2} = 1.2\text{CM} + 1.6\text{L}$$

$$\text{COMBDA3} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40250\text{S}_{\text{X1}} + 0.42075 \text{ S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBDA4} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40250\text{S}_{\text{X1}} - 0.42075 \text{ S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBDA5} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 1.40250\text{S}_{\text{X1}} + 0.42075 \text{ S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBDA6} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 1.40250\text{S}_{\text{X1}} - 0.42075 \text{ S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBDA7} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.42075 \text{ S}_{\text{X1}} + 1.40250\text{S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBDA8} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.42075 \text{ S}_{\text{X1}} - 1.40250 \text{ S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBDA9} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 0.42075 \text{ S}_{\text{X1}} + 1.40250 \text{ S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBDA10} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 0.42075 \text{ S}_{\text{X1}} - 1.40250 \text{ S}_{\text{Y2}}$$

$$\text{COMBDA11} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40250\text{S}_{\text{X2}} + 0.42075 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA12} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40250\text{S}_{\text{X2}} - 0.42075 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA13} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 1.40250\text{S}_{\text{X2}} + 0.42075 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA14} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 1.40250\text{S}_{\text{X2}} - 0.42075 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA15} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.42075 \text{ S}_{\text{X2}} + 1.40250\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA16} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.42075 \text{ S}_{\text{X2}} - 1.40250 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA17} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 0.42075 \text{ S}_{\text{X2}} + 1.40250 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA18} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 0.42075 \text{ S}_{\text{X2}} - 1.40250 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA19} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40250\text{S}_{\text{X1}} + 0.42075 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA20} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40250\text{S}_{\text{X1}} - 0.42075 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA21} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 1.40250\text{S}_{\text{X1}} + 0.42075 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA22} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 1.40250\text{S}_{\text{X1}} - 0.42075 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA23} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.42075 \text{ S}_{\text{X1}} + 1.40250\text{S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA24} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.42075 \text{ S}_{\text{X1}} - 1.40250 \text{ S}_{\text{Y1}}$$

$$\text{COMBDA25} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 0.42075 S_{X1} + 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBDA26} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 0.42075 S_{X1} - 1.40250 S_{Y1}$$

$$\text{COMBDA27} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40250 S_{X2} + 0.42075 S_{Y2}$$

$$\text{COMBDA28} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40250 S_{X2} - 0.42075 S_{Y2}$$

$$\text{COMBDA29} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 1.40250 S_{X2} + 0.42075 S_{Y2}$$

$$\text{COMBDA30} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 1.40250 S_{X2} - 0.42075 S_{Y2}$$

$$\text{COMBDA31} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.42075 S_{X2} + 1.40250 S_{Y2}$$

$$\text{COMBDA32} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.42075 S_{X2} - 1.40250 S_{Y2}$$

$$\text{COMBDA33} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 0.42075 S_{X2} + 1.40250 S_{Y2}$$

$$\text{COMBDA34} = 1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} - 0.42075 S_{X2} - 1.40250 S_{Y2}$$

Las combinaciones generadas por la ecuación A4-6 del AISC-LRFD y modificada con la ecuación 3 de RSEC, son similares a las creadas para estructuras de concreto, por tanto no se editaran nuevamente.

#### **5.2.2.5 Definición del origen de masa (*Mass Source*).**

Esta opción es siempre útil cuando se realiza un diseño sismorresistente, pues es mediante este comando donde se establece el origen de donde el programa leerá las cargas para considerarlas en el bajado de carga sísmico.

El procedimiento para esto es *Define/ Mass Source* luego se despliega la ventana mostrada en la figura 5.2.26.

- En el cuadro 1 de la figura 5.2.26 se define la el origen de la masa: ***From Self And Specified Mass***/ De peso propio y masa especificada, ***From loads***/ De cargas y ***From Self And Specified Mass and Loads***/ De peso propio, masa y cargas especificadas, para el modelo el origen de la fuente de masa es el que se muestra en el cuadro 1

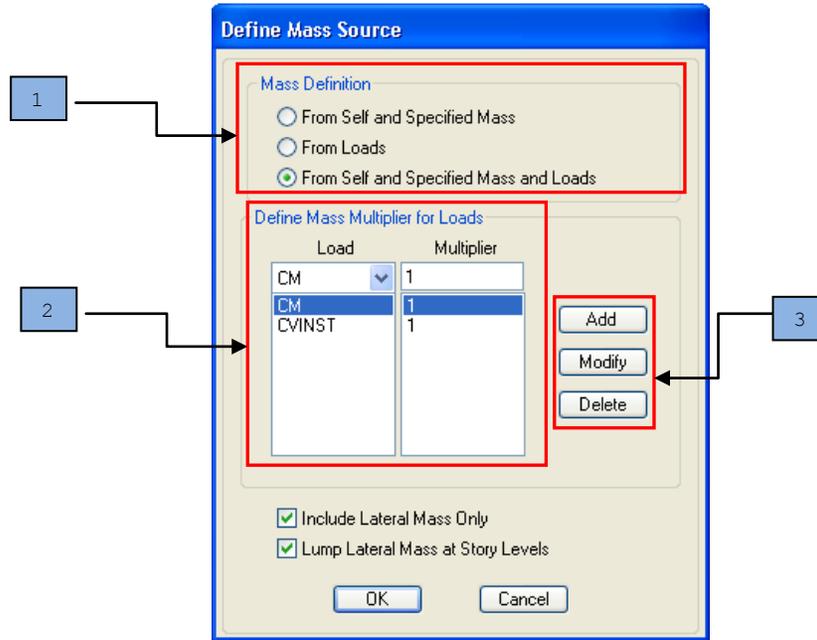


Figura 5.2.26 Definición de fuente de masa.

- En el cuadro 2 de la figura 5.2.26 se definen las cargas (**Loads**: Casos definidos previamente) con sus respectivos factores (**Multiplier**), para este caso se consideraran las cargas muertas **CM** y las cargas vivas instantaneas **CVINST**, por defecto el programa ya considera la masa debida al peso propio de la estructura segun la opción que se esta seleccionando en el cuadro 1; el factor a editar en el cuadro 2, para ambos casos debera ser 1 debido a que se tiene proyectado edicionar a las losas la carga **CVINST** que especifica el RSEC.
- El cuadro 3 de la figura 5.2.26 sirve para adicionar, modificar o borrar un caso de carga, que ha sido editado en el cuadro 2 de la misma figura.

### 5.2.3 FUNCIONES DE BOTONES DE HERRAMIENTAS “Draw”

Luego de haber definido materiales, secciones transversales, casos de carga y las combinaciones de carga, se procede a dibujar el modelo, siguiendo las líneas guías creadas en la sección 5.2.1 de este capítulo.

El menú “DRAW” tiene varios iconos, pero en esta sección se describirán solo los necesarios para el modelado del edificio y se detallarán de acuerdo a lo que se va a modelar.

### **5.2.3.1 Modelado de Vigas y Columnas.**

Antes de empezar a dibujar los elementos que conformaran los marcos es necesario tener bien claro algunas recomendaciones que se detallarán en los siguientes párrafos.

Entre los iconos que hay en la barra de herramientas Main, mostrada en la figura 3.6.1 se muestran 3, a los que se les llama: Vista en 3D, Vista en planta y Vista en elevación, de las dos ventanas que se muestran en la pantalla del programa se da click en una parte cualquiera para activarla y pulsar en cualquiera de los tres iconos para tener la vista deseada.

Si se desea ver la grid completa se ha de pulsar el Icono 3-d (Ver figura 5.2.27); si se desea una vista en planta, el programa despliega un cuadro de dialogo en el que se muestran los niveles que contiene el modelo (Figura 5.2.28), se selecciona uno de ellos y se pulsa OK y si se desea una vista en elevación, el programa despliega el cuadro de dialogo de la figura 5.2.29, se selecciona uno de ellos luego se pulsa OK.

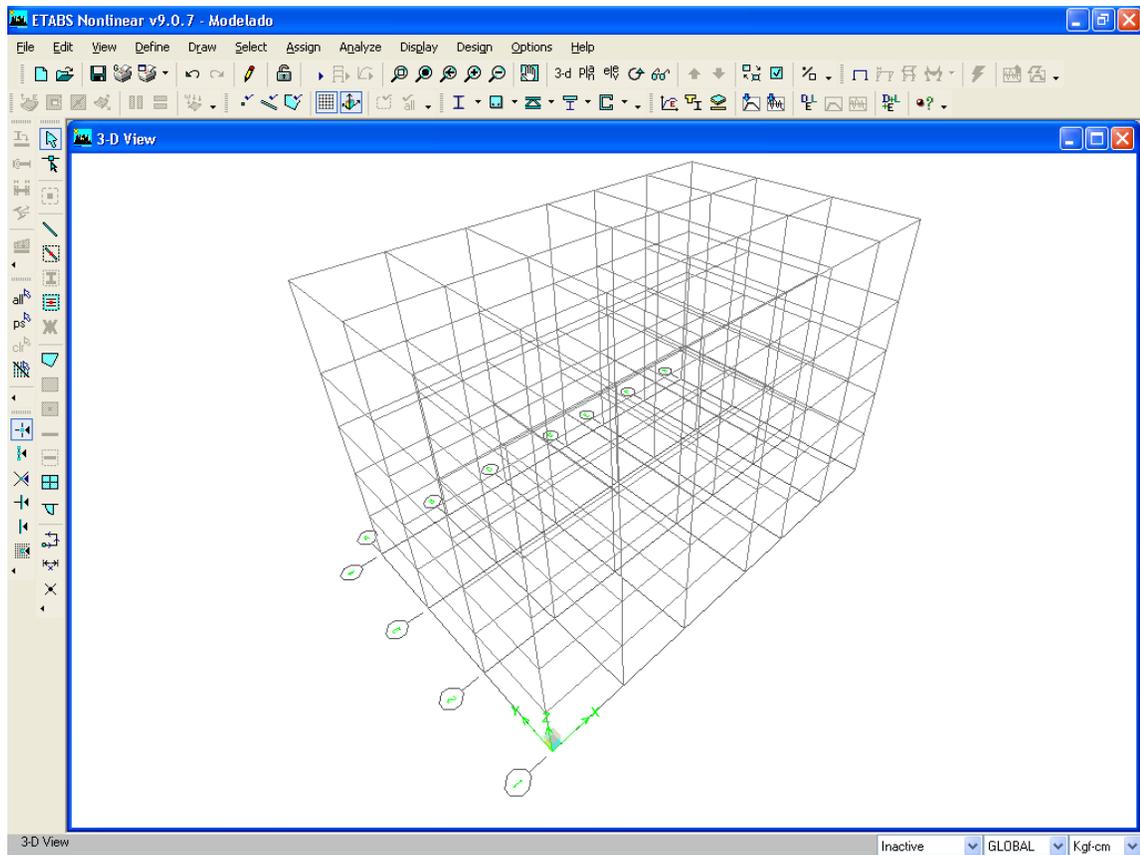


Figura 5.2.27 Vista en Planta y en 3D de la grid del modelo.

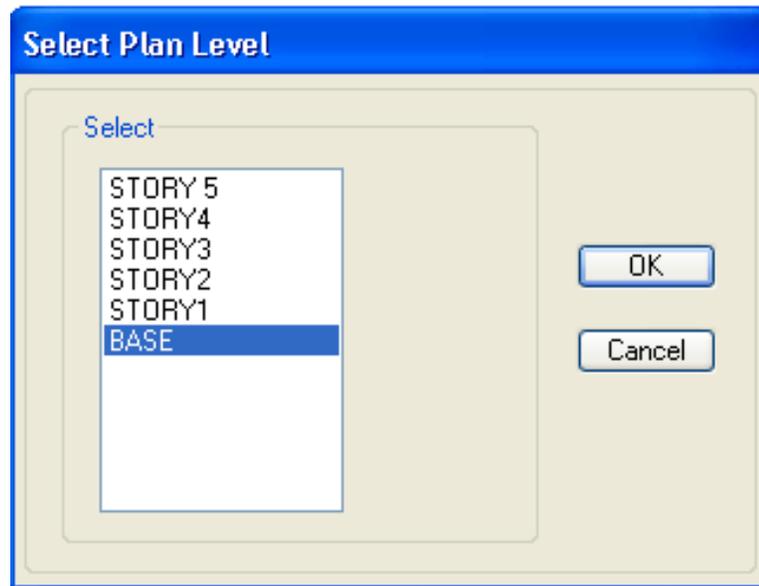


Figura 5.2.28 Selección de una vista en planta del edificio.

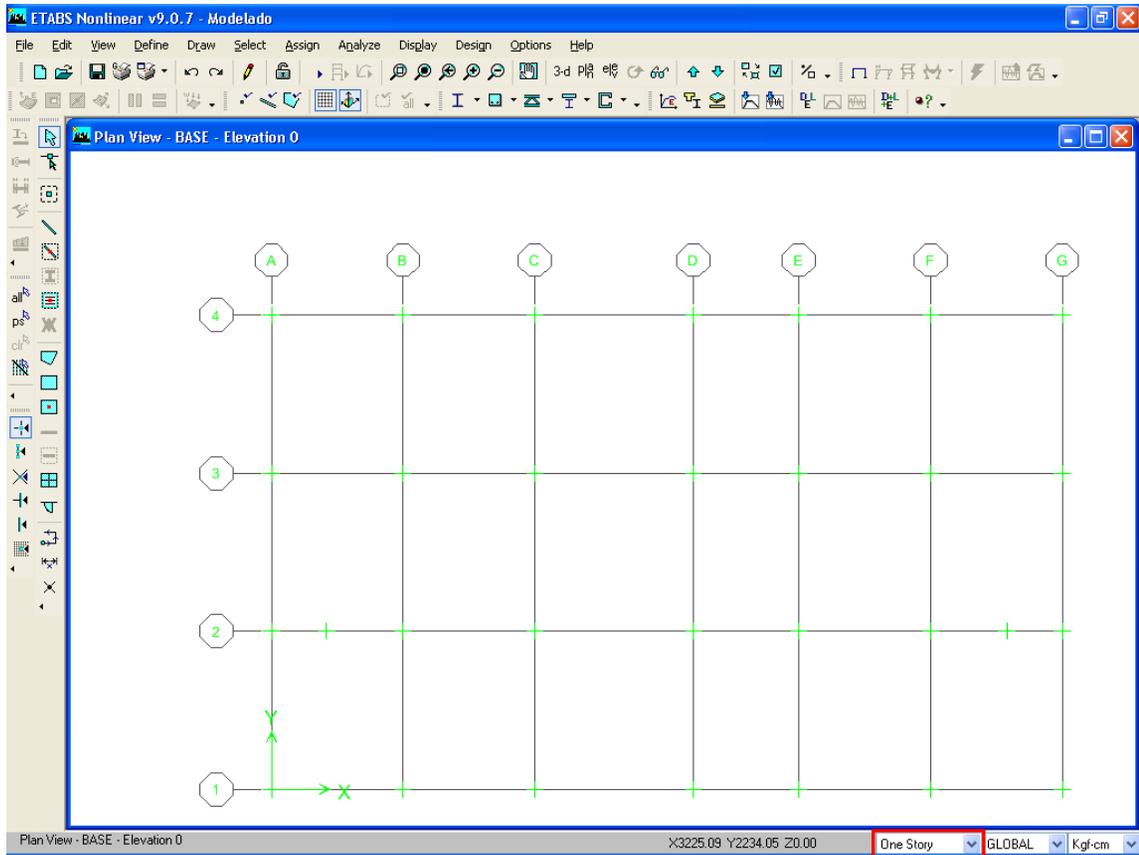


Figura 5.2.28a Vista en planta de BASE edificio.

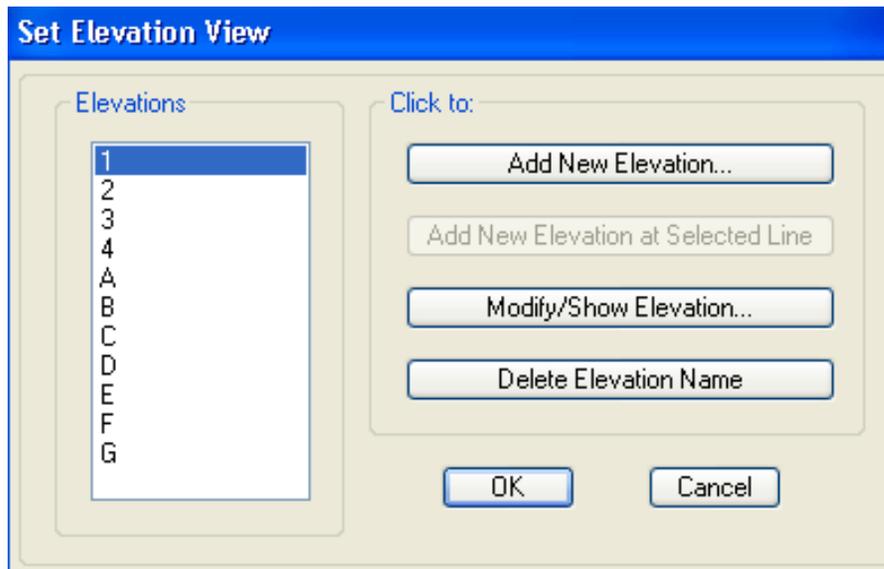


Figura 5.2.29 Selección de uno de los ejes en elevación del edificio.

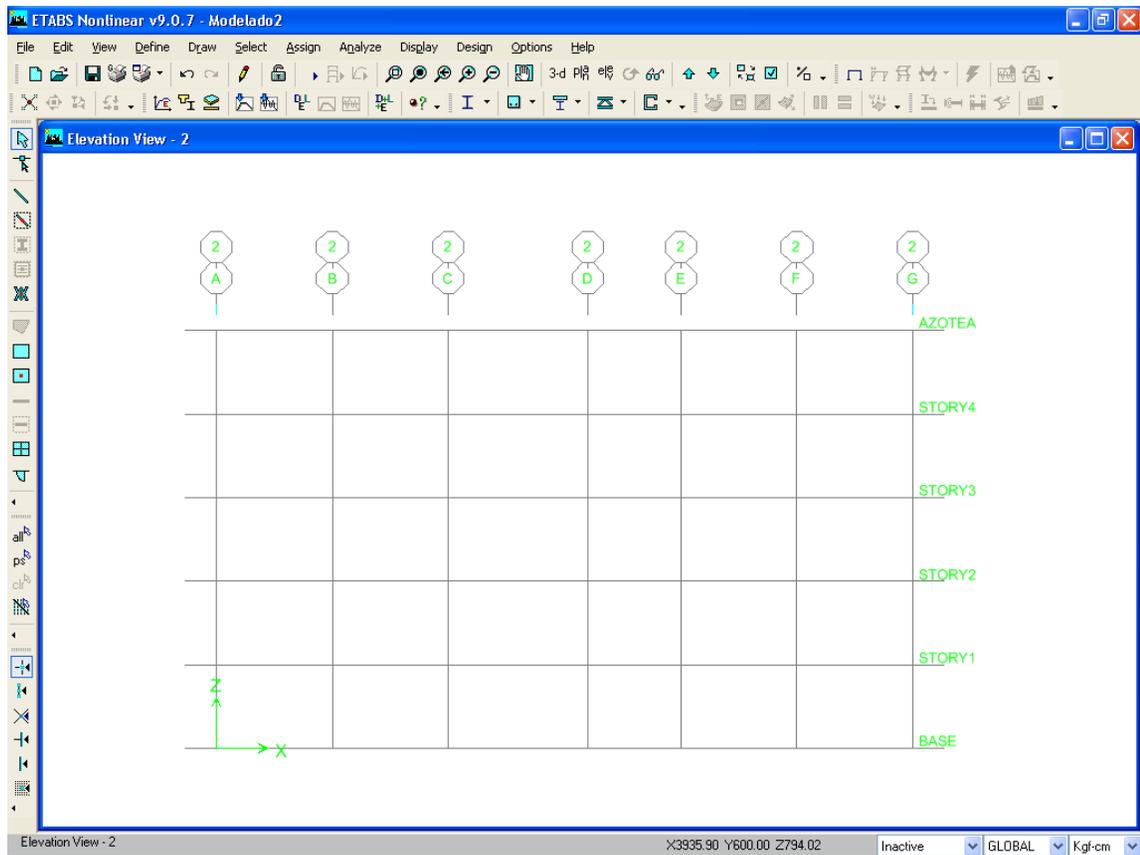
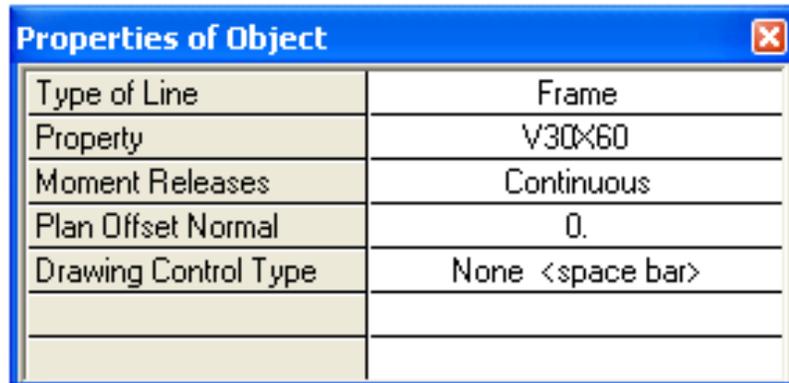


Figura 5.2.29a Vista en elevación del eje 1 del edificio.

Luego de haber observado la grid desde diferentes vistas, podemos iniciar el modelado de las vigas principales del sistema, o columnas como se desee. Si las dimensiones de los elementos en cada nivel son similares en todos los niveles, podemos hacer uso de la barra de herramientas **opción de asignar por niveles**, mostrada en la ventana de la sección 3.8 o la mostrada en el recuadro de la figura 5.2.28a en la parte inferior.

En este modelo las vigas, en el claro largo del edificio son de **V30X60** en todos los niveles, por tanto las vigas se dibujaran en el primer piso (*Story 1*) con la opción **Similar Stories** activa (barra de herramientas **opción de asignar por niveles**), similarmente se dibujaran las vigas en el claro corto del edificio, ya que en todos los niveles son vigas **V40X60**.

Para dibujar las vigas nos guiamos con las figuras mostradas en la sección 3.15 del capítulo 3, siguiendo este procedimiento *Draw/Draw Line Objects/Draw Lines (Plan, Elev, 3D)*, Luego se despliega el cuadro de diálogo de la figura 5.2.30 en el que en la fila 4 *Property* se selecciona la sección transversal del elemento que se pretende dibujar (previamente creada para el modelo), las demás propiedades del elemento u objeto no se modifican, ya que el programa automáticamente las asigna.



Figuran 5.2.30 Propiedades de objeto a dibujar.

- La cuarta fila (*Plan Offset Normal*) de la figura 5.2.30 no se modifica ya que con el cursor y el ícono *Snap to Grid Intersections and Points* activo se seleccionan los puntos de inicio y final del elemento que se dibujará. Se deberá de editar una distancia cuando el elemento a dibujar no va exactamente donde el cursor esta indicando, es decir va a una equidistancia especificada.

Siguiendo el mismo procedimiento de vigas *Draw/Draw Line Objects/Draw Lines (Plan, Elev, 3D)*, dibujamos las columnas, el cuadro de dialogo que se despliega es el mismo y lo único que hay que seleccionar es la sección de la columna que queremos dibujar, para este edificio las secciones de las columnas son **C50X50** para los primeros 3 niveles y **C40X40** para los últimos 2 niveles.

Otro procedimiento alternativo para dibujar las columnas es *Draw/Draw Line Objects/Create Columns in Regios or at Clicks (Plan)*, lo único que en este caso la

vista en la que se tiene que estar dibujando es en planta, por ejemplo si se desea dibujar columnas del primer nivel, la vista en planta que se tiene que tener activa es **STORY 1** y la columna que se dibuja se prolonga hasta la base o al piso inmediato inferior si es de otro nivel.

Cuando se esta dibujando una columna en el primer nivel, automáticamente el programa asigna en la base el apoyo de articulación para la columna, puede en ese momento modificarse al tipo de apoyo de base rígida o sino hacerlo cuando ya se hayan dibujado todas las columnas del primer nivel.

Dibujando en 3D las vigas principales y las columnas del edificio en ambas direcciones, en todos los niveles tendrá la forma que se muestra en la figura 5.2.31.

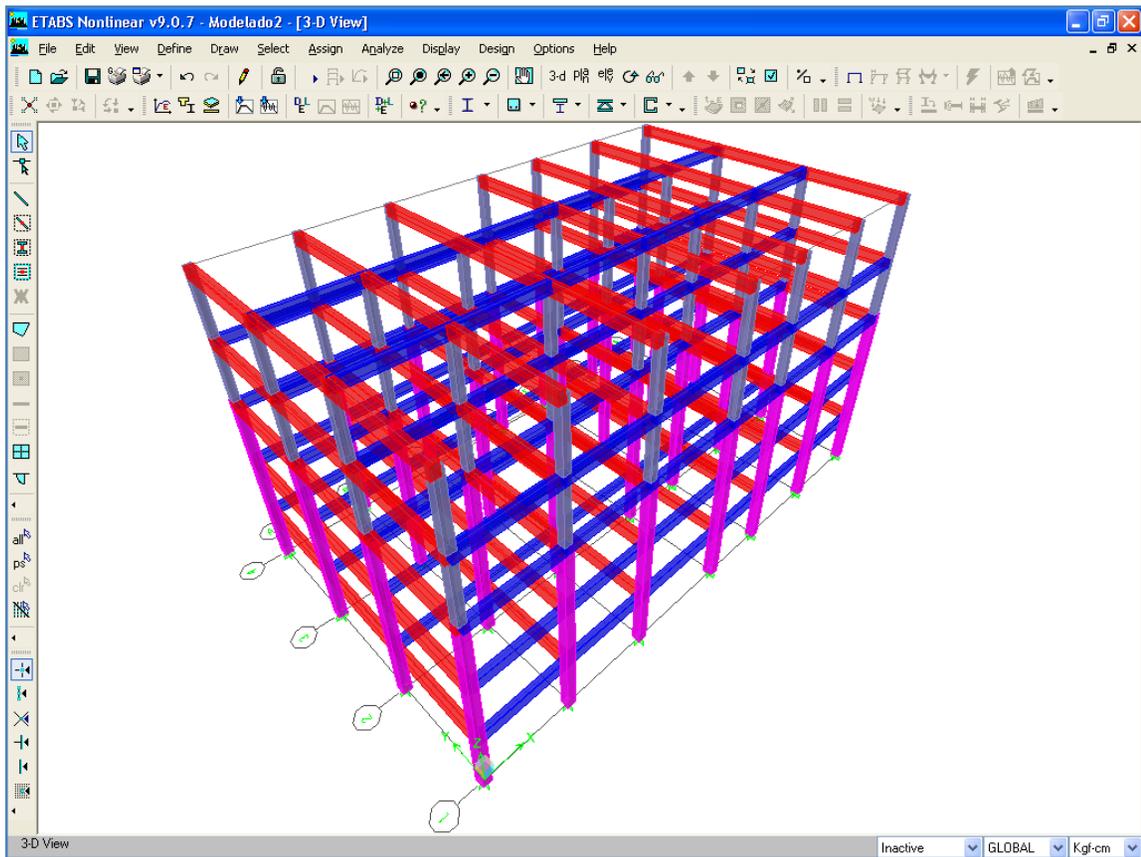


Figura 5.2.31 Vista en 3D de columnas y Vigas principales del edificio.

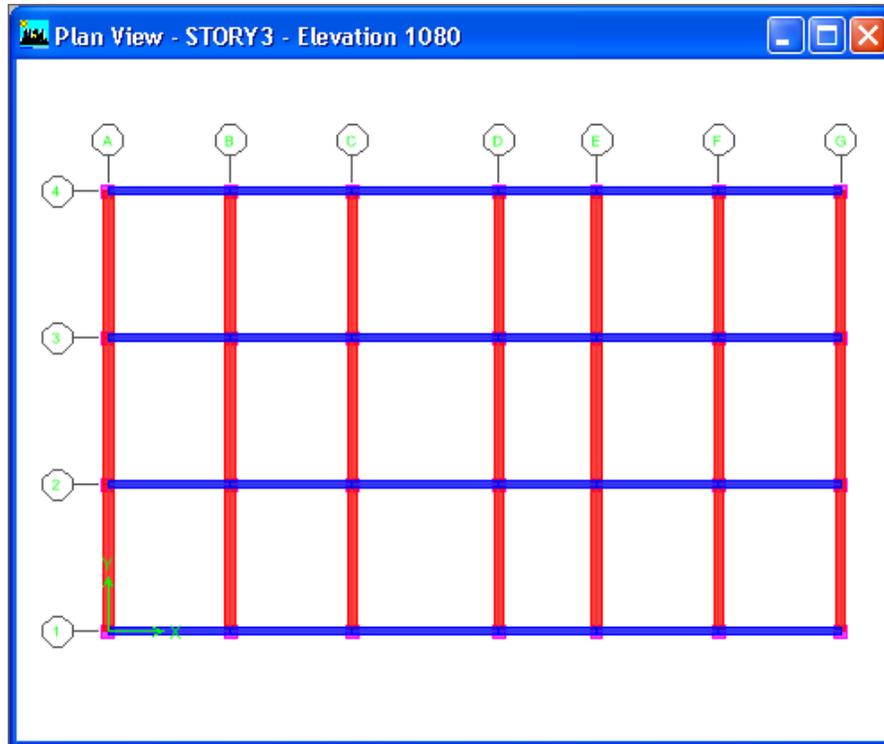


Figura 5.2.31a Vista en Planta de Story 3 del edificio.

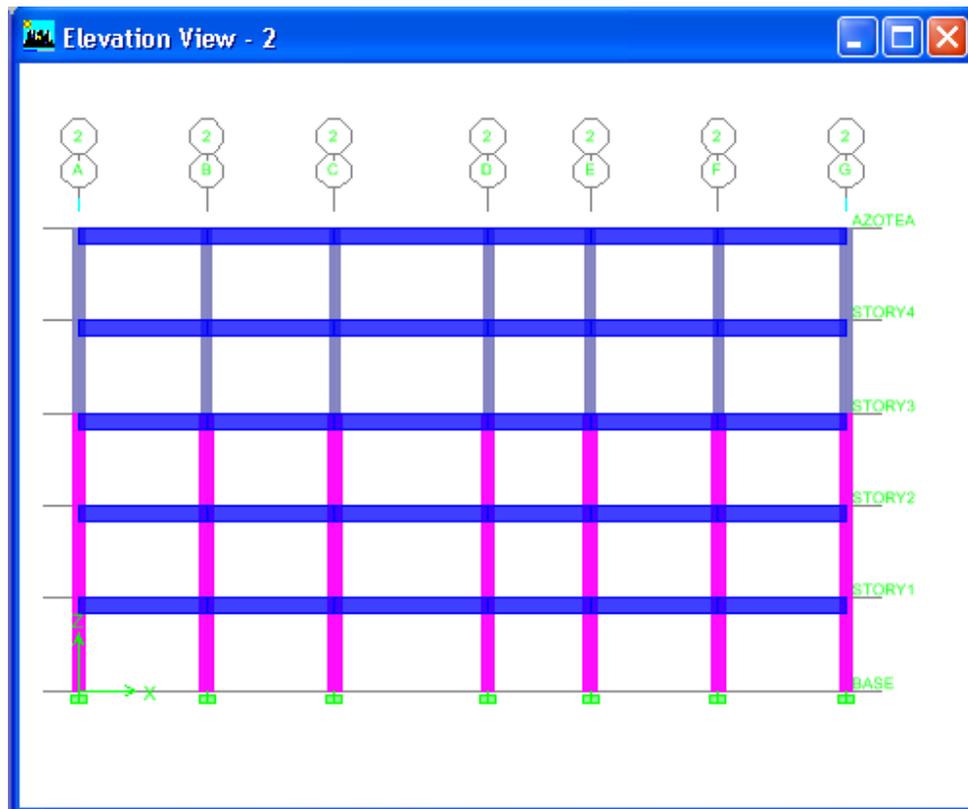


Figura 5.2.31b Vista en Elevación del marco 2.

### 5.2.3.2 Modelado de Paredes.

Como la distribución arquitectónica del edificio ya está definida (figuras 4.2.1 a 4.2.5), en algunos claros las paredes no van de eje a eje, por lo que es necesario crear líneas de referencia que nos ayuden a modelar las paredes, por ejemplo en el plano del marco 2, los claros extremos tienen paredes los primeros dos niveles y la pared no se extiende de eje a eje, por lo que es necesario crear líneas de referencia que nos ayuden a dibujar las paredes.

#### Creación de líneas de referencia.

Hay dos maneras de crear líneas de referencia en el programa: a) **Edit/Edit Reference Lines...**, y b) Pulsando click derecho en la parte en blanco del modelo y seleccionando **Edit Reference Lines...**, en ambos casos, se muestra la figura 5.2.32 en la que se editan las coordenadas “X” e “Y” de la línea de referencia que deseamos dibujar.

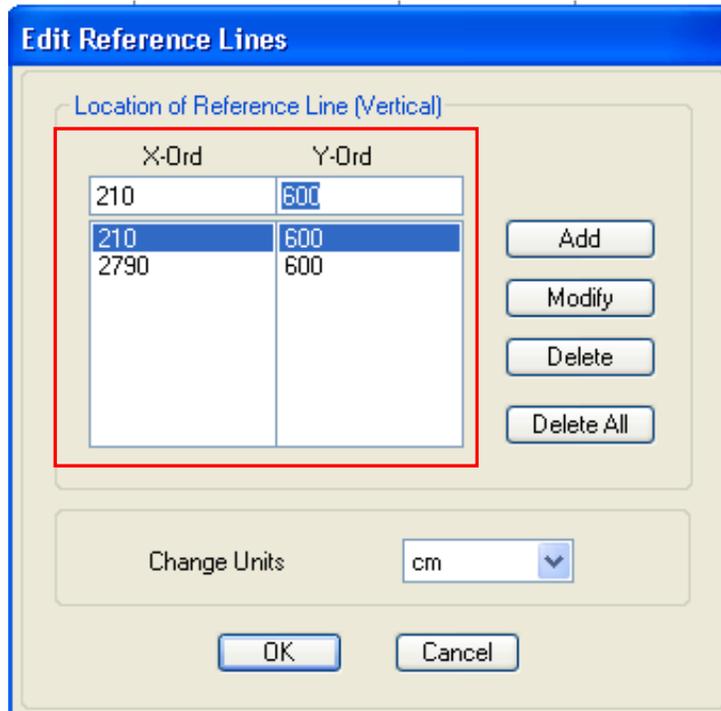


Figura 5.2.32 Edición de líneas de referencia.

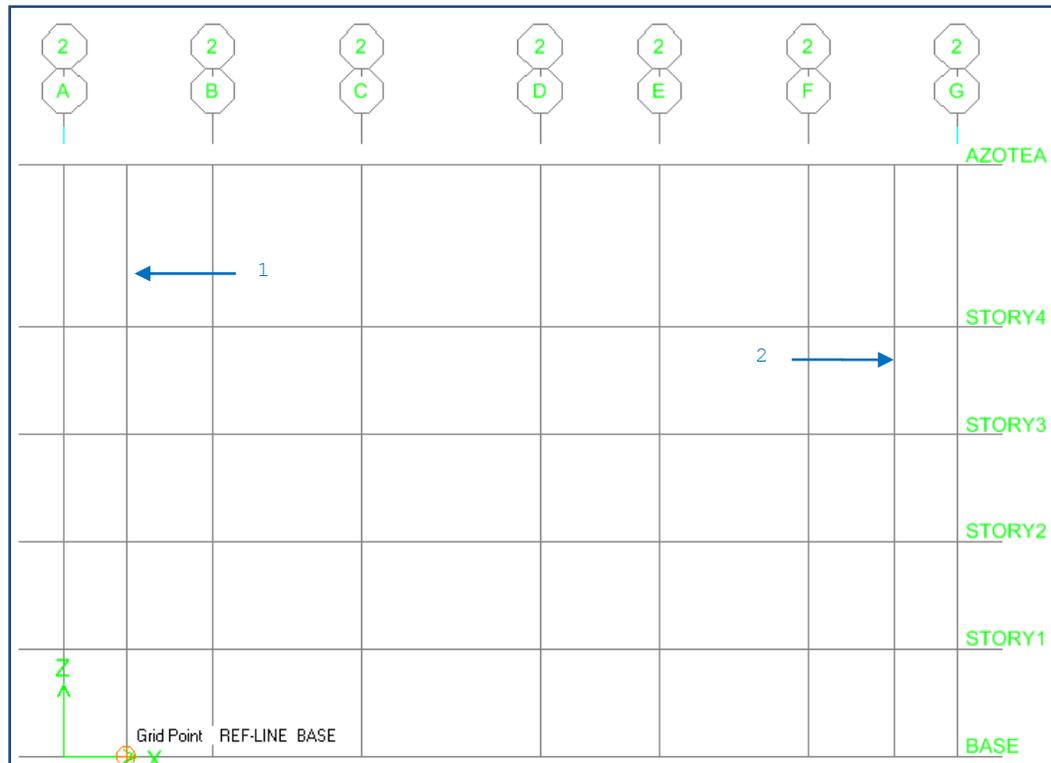


Figura 5.2.33 Líneas de referencia en eje 2

La línea de referencia 1, mostrada en la figura tiene las coordenadas “X” e “Y” definidas en la figura 5.2.32 ( $X=210$  cm,  $Y=600$  cm) y la línea de referencia 2 las coordenadas “X” e “Y” definidas en la figura 5.2.32 ( $X=2790$  cm,  $Y=600$  cm).

Para dibujar las paredes seguimos el siguiente procedimiento: **Draw/Draw Area Objects/Draw Rectangular Areas (Plan, Elev)** o simplemente seleccionamos el ícono **Draw Rectangular Areas (Plan, Elev)** de la barra de herramientas de dibujo, también se puede dibujar con el ícono **Create Areas at Click (Plan, Elev)** de la misma barra, la diferencia entre estas dos opciones de dibujar las paredes es que en la primera se pulsa en una esquina de la pared y sin soltar el cursor se selecciona la esquina opuesta, generando de esta manera, una pared rectangular solida, y en la segunda solo se da un clic en el panel donde se desea dibujar, el programa automáticamente coloca los límites de la pared, ya que los toma de la grid y/o cualquier línea o plano de referencia creado.

Otro método para modelar paredes estructurales, es utilizando las opciones *Draws Walls (Plan)* o *Create Walls in Region or at click (Plan)*, pero al dibujar utilizando estos iconos hay que tener activa una vista en planta en la ventana que se está dibujando, así por ejemplo para dibujar una pared de primer nivel, es necesario tener activa la vista del STORY1, y seleccionar ambos puntos (*Draw Walls...*) o un punto intermedio de la pared (*Create Walls...*)

Para seleccionar la sección transversal de la pared, se procede de manera similar que para las vigas o columnas, es decir en *Property* de la figura 5.2.34 se ha de seleccionar cualquiera de las definidas por el usuario.

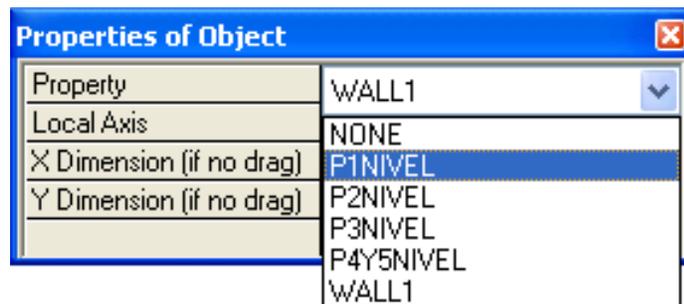


Figura 5.2.34 Propiedades de objeto (pared).

Siguiendo el procedimiento anterior se han dibujado todas la paredes, y para el ejemplo que se va explicando las paredes del marco 2, se pueden ver en la figura 5.2.35

### Creación de Planos de referencia.

Así como las líneas de referencia nos sirvieron para dibujar las paredes en las vistas en elevación, es necesario crear planos de referencia que nos ayuden a dibujar los descansos de las escaleras, y algunos elementos de la estructura de techo; para ello procedemos e forma similar que a las líneas de referencia.

Hay dos formas de crear planos de referencia en el programa: a) *Edit/Edit Reference Planes...*, y b) Pulsando click derecho en la parte en blanco del modelo y seleccionando *Edit Reference Planes...*, en ambos casos, se muestra la figura 5.2.36 en

la que se editan la elevación o coordenada en Z del plano que se desea dibujar, pueden crearse/modificarse/eliminarse varios planos al mismo tiempo.

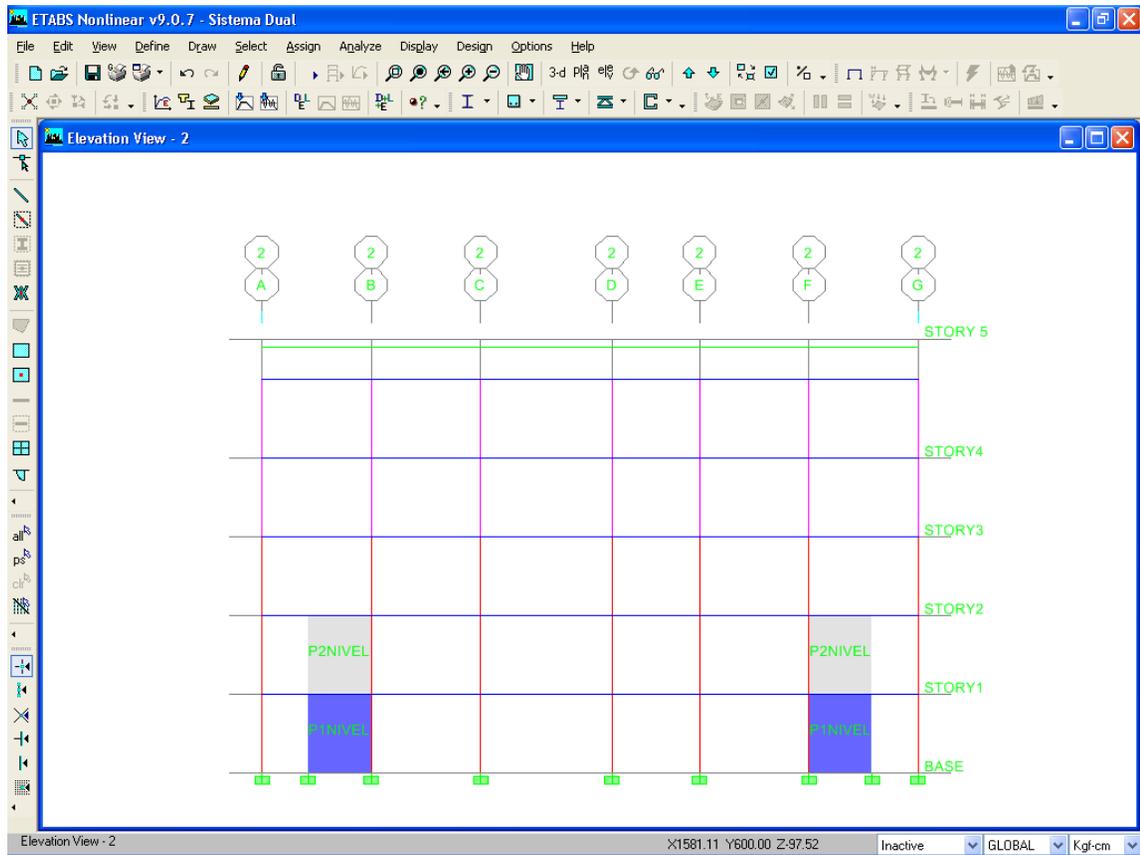


Figura 5.2.35 Marco plano de eje 2 con sus respectivas paredes estructurales.

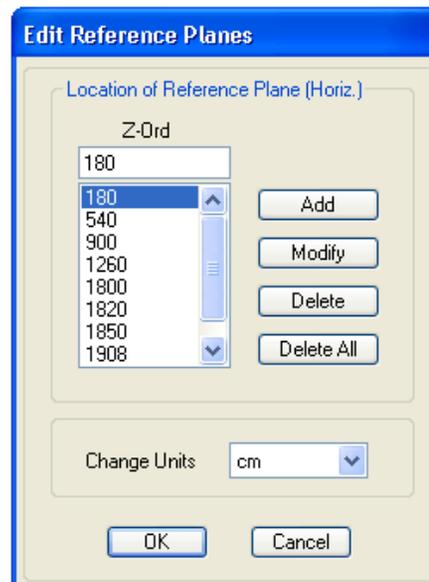


Figura 5.2.36 Edición de planos de referencia

Los planos de referencia creados en la figura 5.2.36 se pueden observar en la figura 5.2.37, la etiqueta de cada plano se muestra en la parte derecha de la figura, REFPL1, REFPL2, REFPL3, etc.

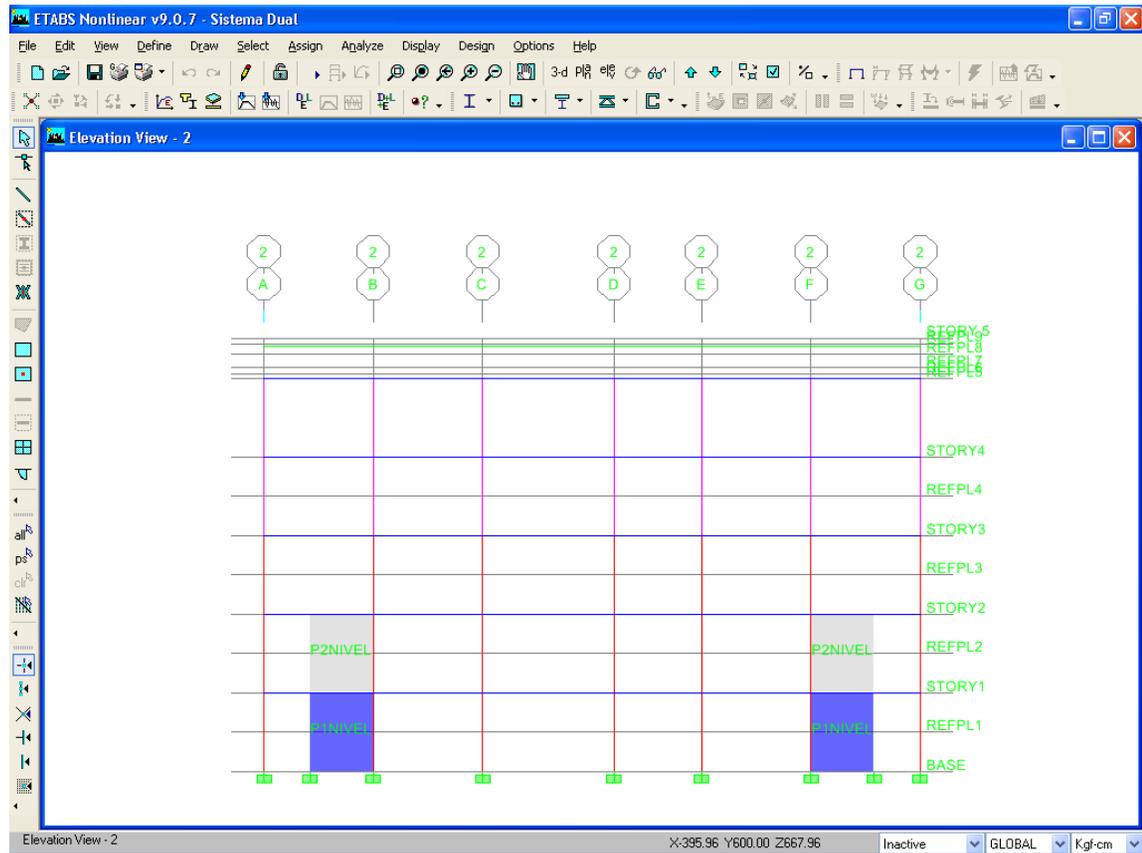


Figura 5.2.37 Planos de referencia creados, en figura 5.2.36.

### 5.2.3.3 Modelado de Losas: de pisos, de descanso y rampas.

Para modelar las losas se pueden hacer todas al mismo tiempo (Activando la opción *Similar stories*), si son de la misma sección transversal, de lo contrario se deberá dibujar una por una.

Para las losas de los pisos se han definido en la sección 5.2.2.2, losas aligeradas VT1-20 y para las losas de descanso y las rampas de las escaleras se han definido losas de concreto reforzado con espesor de 15cm.

Las losas de pisos en este modelo son VT1-20 y en la AZOTEA se modelara la estructura de techo según la sección 5.2.3.4, por tanto se dibujaran con la opción similar

stories activada y posteriormente se eliminará la losa de la azotea (Nota: asegurarse de que en donde esta seleccionada similar stories este activa la opción *One Story*)

Antes de iniciar a dibujar las losas hay que tener seleccionada la vista en planta del primer piso y así poder seleccionar las esquinas opuestas de cada panel.

El procedimiento para modelar las losas de piso es *Draw/Draw Area Objects/Draw Rectangular Areas (Plan, Elev)*, luego se despliega el cuadro de la figura 5.2.38 y se selecciona en *Property* la losa VT1-20, después se dibuja, seleccionando de cada panel dos esquinas opuestas, puede también seleccionarse el ícono *Create Areas at Click (Plan, Elev)* con el que se crea la losa con solo pulsar en un punto interior de cada panel (los límites del panel los definen las líneas de la grid y/o líneas guías de referencia).

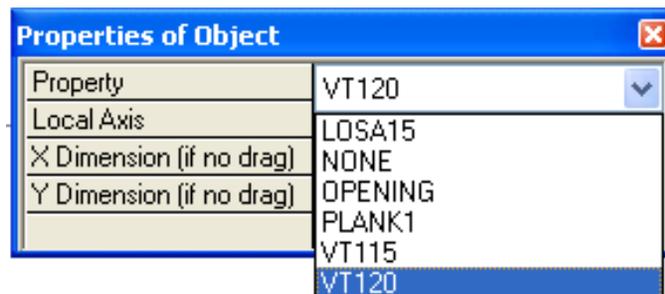


Figura 5.2.38 Propiedades de Objeto (Losas de pisos)

El procedimiento para modelar las rampas de las escaleras es *Draw/Draw Area Objects/Draw Areas (Plan, Elev, 3D)*, luego se despliega el cuadro de la figura 5.2.38 y se selecciona en *Property* la losa LOSA15, después se dibuja, seleccionando cada esquina de la rampa, nótese que para poder seleccionar cada esquina la vista que se debe de tener en la ventana activa es 3D.

Para facilitar el modelado de las rampas de las escaleras se pueden ocultar algunos elementos y líneas de la grid que nos limiten ver con facilidad los nodos esquineros de las rampas (ver sección 5.2.3.6) o sino iniciar el modelo creando primeramente las rampas y losas de descanso.

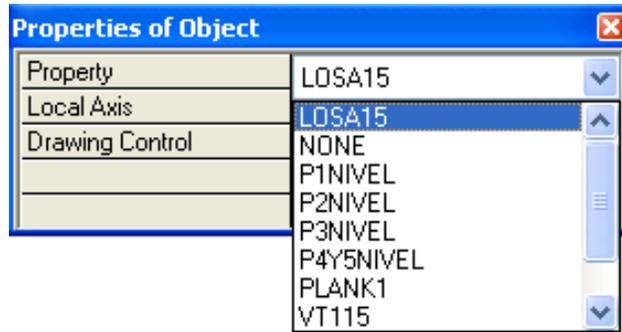


Figura 5.2.39 Propiedades de Objeto (Losas de rampas)

Las losas de los pisos vistas en planta se pueden ver en la figura 5.2.40, las losas cargan en la dirección corta, en caso de que se desee modificar la dirección de carga se puede revisar la sección 5.2.5.3 y figura 5.2.62.

Para poder visualizar en la figura 5.2.41 las losas de pisos, losas de descanso y las rampas de las escaleras se han ocultado las paredes (Ver sección 5.2.3.6 para revisar como se pueden ocultar o ver objetos).

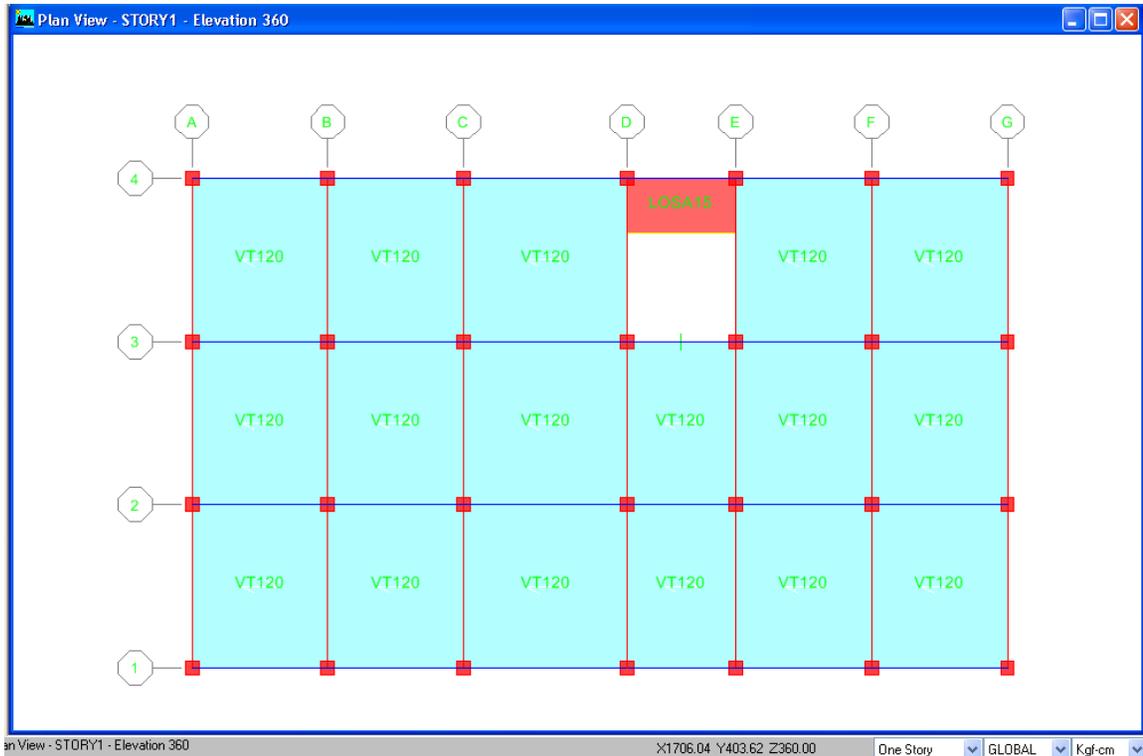


Figura 5.2.40 Vista en planta de losas de primer piso. (Story 1)

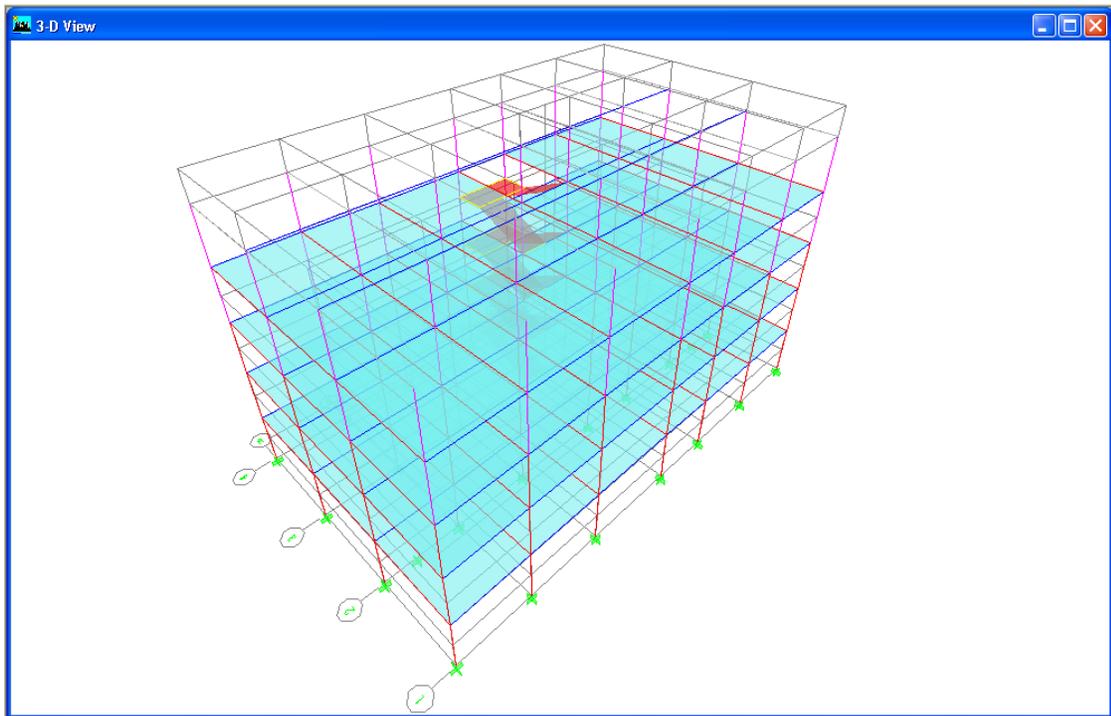


Figura 5.2.41 Vista en 3D de losas de pisos y de las escaleras del modelo general.

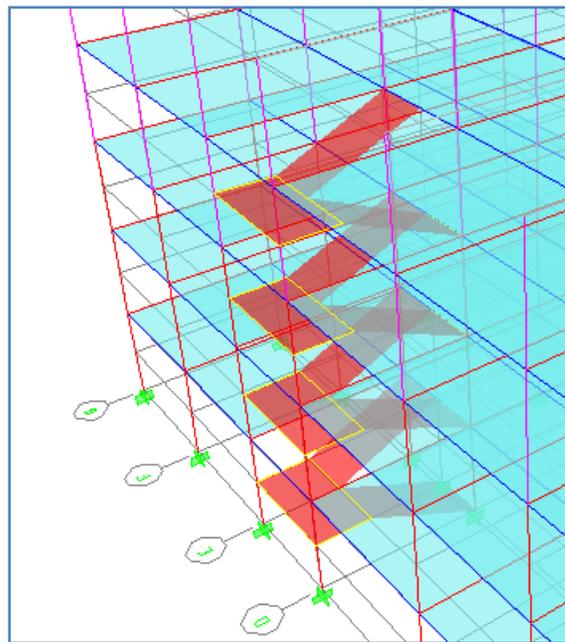


Figura 5.2.41a Vista de escaleras desde la parte posterior.

#### 5.2.3.4 Modelado de Estructura de techo.

El modelado de la estructura de techo es similar a estar dibujando elementos (vigas, columnas o arriostramientos) de marcos, sin embargo algunas recomendaciones adicionales para facilitar el modelado de la estructura, son mostradas en los siguientes párrafos, además de requerir planos de referencia.

Para dibujar los elementos que conformarán la estructura de techo, hay que tener bien claro, cual es la pendiente del techo y así hacer coincidir el punto mas alto del techo (cubrera) con el nivel superior que se ha graficado en el programa (Azotea), por esta razón se explicó en la creación de la grid, que el último entrepiso tiene una elevación superior a la de los demás entrepisos ( $5.43 \text{ mts} = 3.6 \text{ de entrepiso} + 1.83 \text{m de proyección vertical de techo}$ ), con la proyección vertical de la estructura de techo se nota que es necesario la creación de un plano de referencia 1.83m abajo del nivel de azotea, para poder dibujar las vigas tipo macomber VM-1.

Para cada intersección de Celosía-Cuerda Superior/Inferior es necesario tener un punto de referencia para que al momento de dibujar, el cursor automáticamente (Con el ícono *Snap to Grid Intersections and Points* de la barra de herramientas SNAP activo) lo reconozca y dibuje exactamente donde debe ir, como este es un procedimiento poco impráctico, debido a la gran cantidad de nodos que hay en toda la armadura, por tanto se recomienda hacer un breve cálculo de la distancia que tendrá cada celosía, sabiendo la inclinación de ésta, con respecto a las cuerdas superior e inferior de la viga VM-1, teniéndose esa distancia se divide la cuerda superior en tantos tramos como sea posible, en donde se procura aproximar esa distancia para que el cociente de la división de la cuerda resulte un numero entero; para generar la inclinación de las celosías se divide la cuerda inferior en el doble de tramos de la cuerda superior, y luego se unen todos los tramos sin considerar los dos tramos de los extremos, se procede nuevamente a dividir el tramo de celosía en 1 número de tramos menor que la cuerda superior.

Al final se tiene ambas cuerdas divididas, pero la inferior en un tramo más que la superior, teniéndose de esa manera fácilmente se pueden dibujar las celosías que lleva la viga macomber.

El procedimiento descrito en el párrafo anterior, en el programa se realiza siguiendo los pasos que se muestran en la figura 5.2.42.

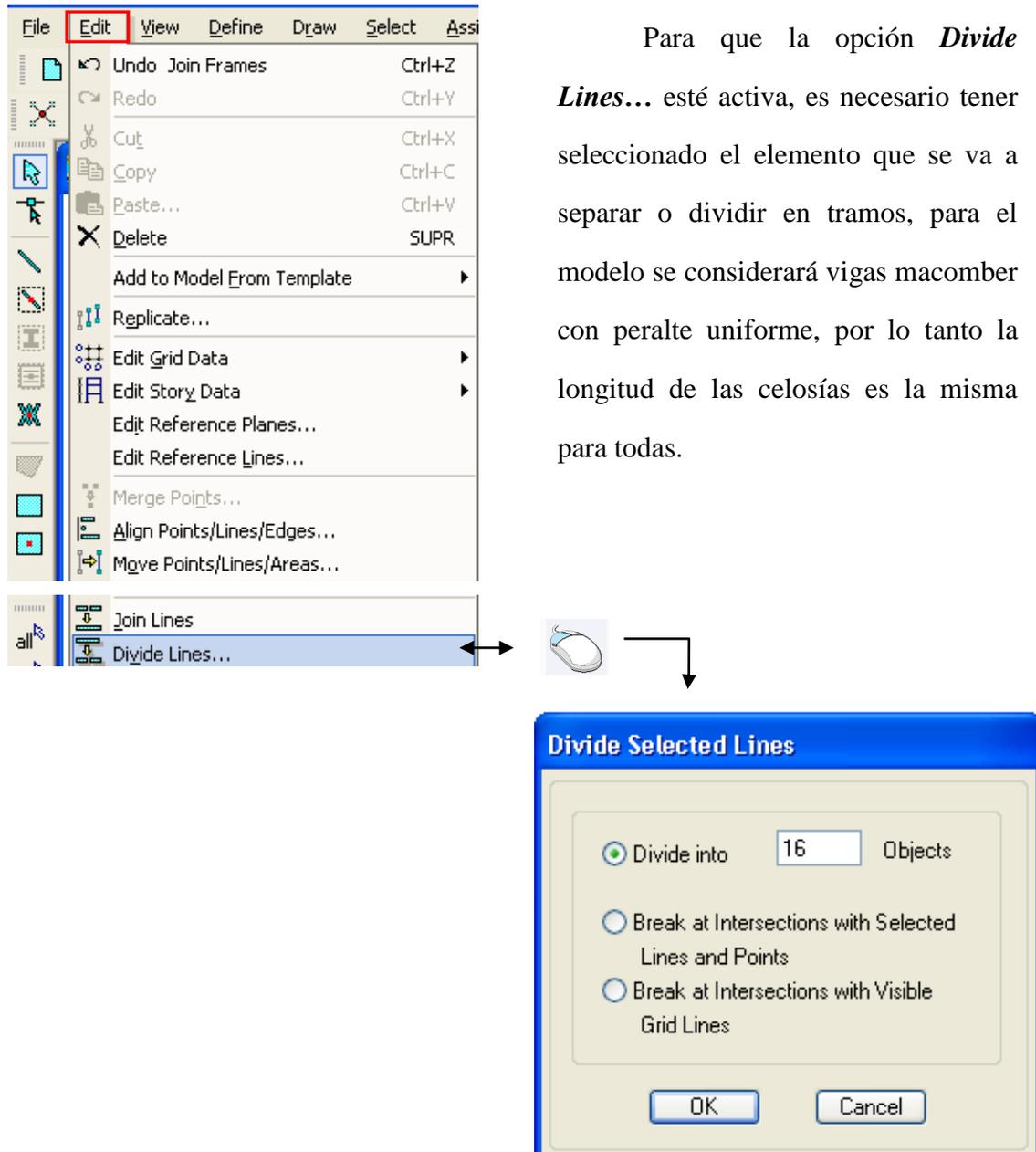


Figura 5.2.42 División de elemento seleccionado

En el cuadro *Divide Selected Lines* de la figura 5.2.42 se muestran tres opciones para dividir el elemento seleccionado.

- *Divide into... Objects*, con esta opción se divide el elemento en un número de tramos iguales, editando en el espacio en blanco el número de tramos en que se dividirá el elemento.
- *Breack at Intersectios with Selected Lines and Points*, con esta opción se divide el elemento en las partes donde hay intersección de línea o algunos puntos específicos que estén seleccionados.
- *Breack at Intersectios with Visible Grid Lines*, con esta opción se divide el elemento en las partes donde hay intersección de líneas de la grid.

Siguiendo el procedimiento descrito en la figura anterior, se logra obtener la viga macomber como se muestra en la figura 5.2.43, para facilitar aun mas el modelado de las otras vigas macomber, se puede replicar con este procedimiento: *Edit/Replicate...* y luego editando la información en la figura 5.2.44.

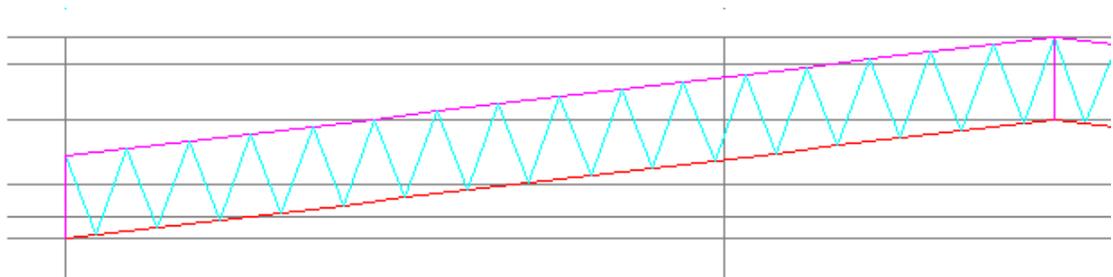


Figura 5.2.43 Viga Macomber VM-1

La réplica puede hacerse de 4 formas diferentes, según lo muestra la figura 5.2.44 (*Linear, Radial, Mirror, Story*) y para cada caso requiere que se edite información diferente.

Para réplica lineal (**Linear**), se requiere dos dimensiones, para indicar la distancia que se moverá/copiará en dirección X y también se debe editar otra distancia en la dirección Y, (el movimiento se da en el mismo plano horizontal).

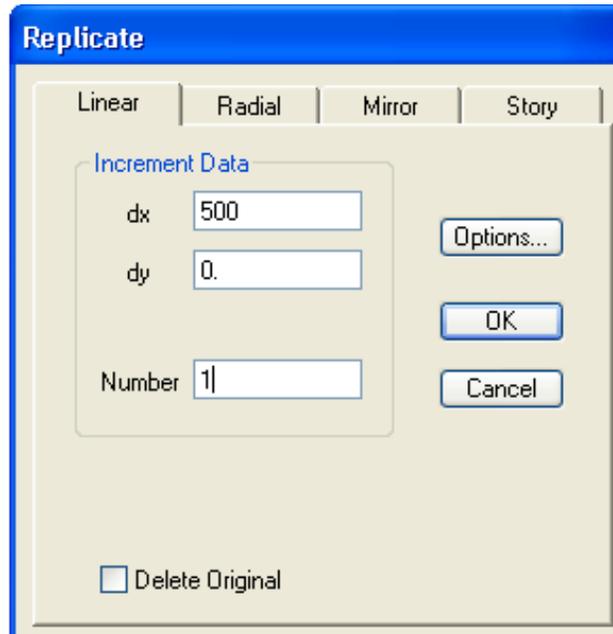


Figura 5.2.44 Replicar uno o varios elementos seleccionados

Para réplica radial (**Radial**) figura 5.2.40a, requiere que se especifiquen las coordenadas en planta del punto con respecto al cual se realizará el giro, también se especifica el ángulo del giro y el numero de replicas. (el movimiento se da en el mismo plano horizontal).

Para réplica simétrica (**Mirror**) figura 5.2.40b, requiere que se especifique las coordenadas de los puntos con respecto a los cuales deberá haber simetría de lo que se está replicando.

Y finalmente esta la opción para replicar un elemento en los niveles que se desee, en el que únicamente se seleccionan los niveles en cuales se haría la réplica.

Nótese que en todos los casos hay en la parte inferior la opción **Delete Original** y sirve para borrar lo que se esta replicando, en caso de activar la casilla.

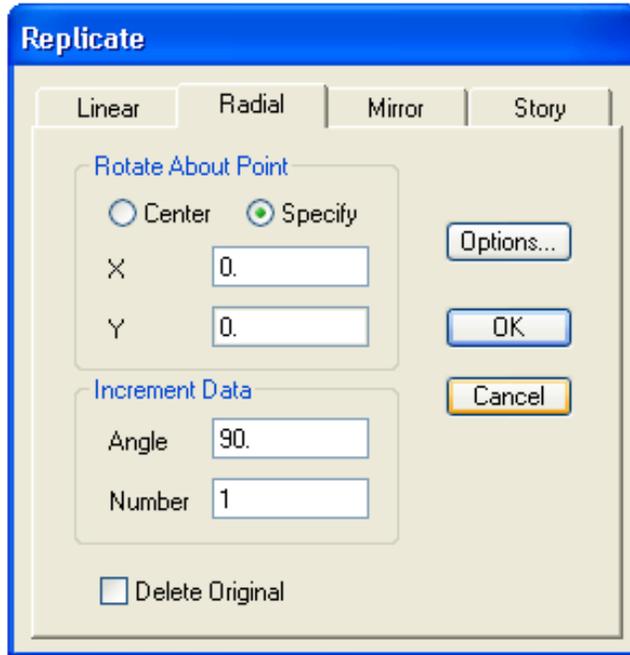


Figura 5.2.44a Replicar uno o varios elementos seleccionados

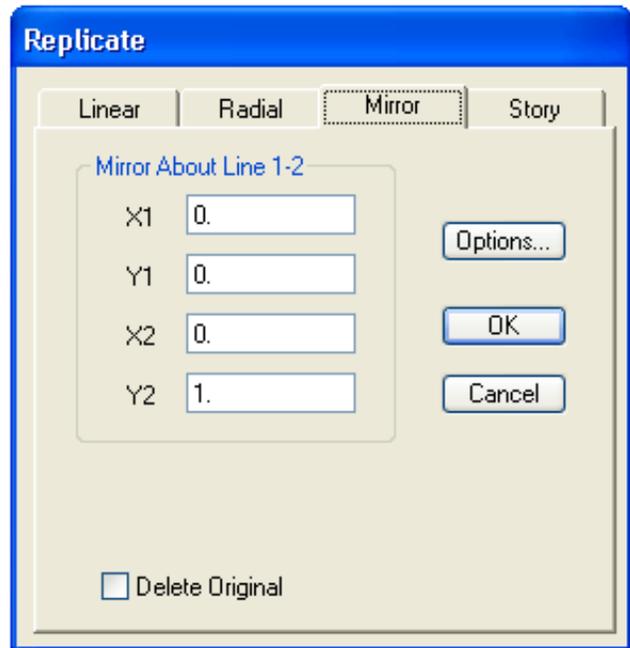


Figura 5.2.44b Replicar uno o varios elementos seleccionados



Figura 5.2.44c Replicar uno o varios elementos seleccionados

Es recomendable antes de replicar cualquier elemento, asegurarse de que está modelado de acuerdo a lo que se ha proyectado, revisando la orientación de sus ejes locales, ya que al momento de modelarse el programa asigna la sección de acuerdo a como se ha definido en la sección 5.2.2.2, y en algunas ocasiones es necesario efectuar algunos giros de los ejes locales. Por ejemplo para el modelado de las vigas macomber las cuerdas inicialmente se modelan como se muestra en la Figura 5.2.41 en la parte *a* y la forma correcta es como se muestra en la parte *b*.

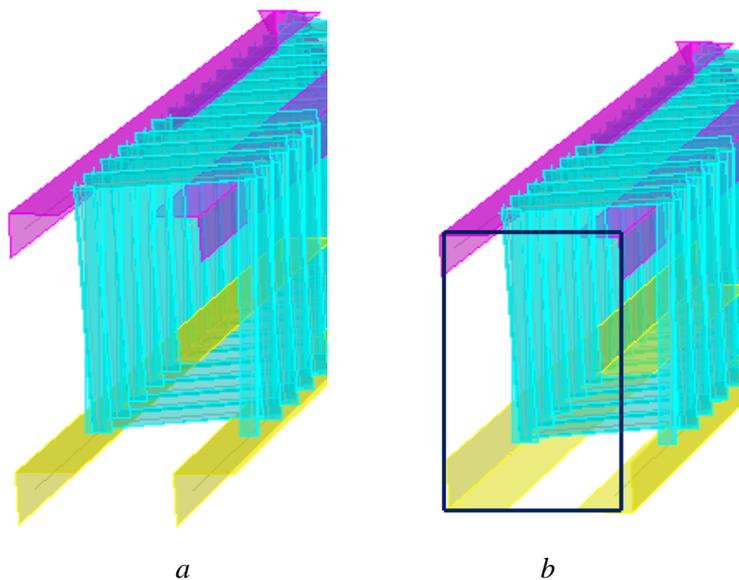


Figura 5.2.45 Revisión de ejes locales de VM-1

En el extremo de la viga Macomber es recomendable que se le haga un remate, como el que se muestra con líneas sólidas en la figura 5.2.45, en el centro del claró ambos remates van a coincidir, lo que los transforma en una conexión, otra recomendación es que la celosía última o de extremo, termine soldada en la cuerda superior.

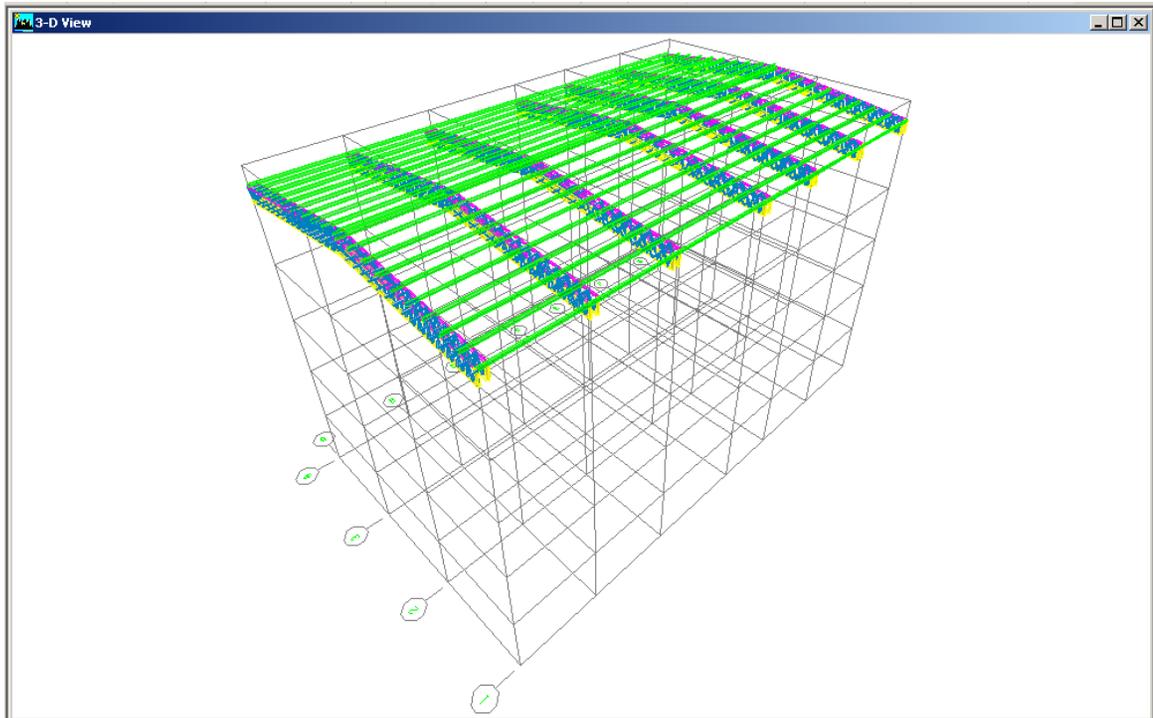


Figura 5.2.46 Estructura general de techo.

### 5.2.3.5 Otras funciones de los íconos de la barra de herramientas Draw.

- Cuando se desea extraer una copia impresa o corroborar alguna dimensión, se puede revisar utilizando el siguiente procedimiento *Draw/Draw Dimension Line*, luego se seleccionan los extremos del tramo que se desea acotar. Nota: Esta operación es permitida solo para revisar cotas en planta.
- Otro ícono de la barra es *Draw Reference Point*, este permite editar un punto en una ubicación específica, introduciendo un *Offset* en X y otro en Y (según el punto donde se pulsará), por ejemplo en un lugar que se necesite crear un apoyo y no haya líneas de grid que intersecten el punto.

### 5.2.3.6 Revisión general del modelado del edificio.

Luego de haber finalizado el modelado del edificio es importante, que revisemos detenidamente todo el edificio, las secciones transversales de los elementos, la orientación de los ejes locales de cada elemento, los materiales, vistas extruidas de los elementos, etc. Para realizar esto se accesa a la ventana que se muestra en la figura 5.2.47 mediante el ícono *Set Building View Options*, que se muestra en la barra de herramientas **Main** o *View/Set Building View Options*, la opción que se desee activar solo se tiene que chequear pulsando el cuadro que se muestra en blanco, en el cuadro 1 solo se puede seleccionar una opción a la vez.

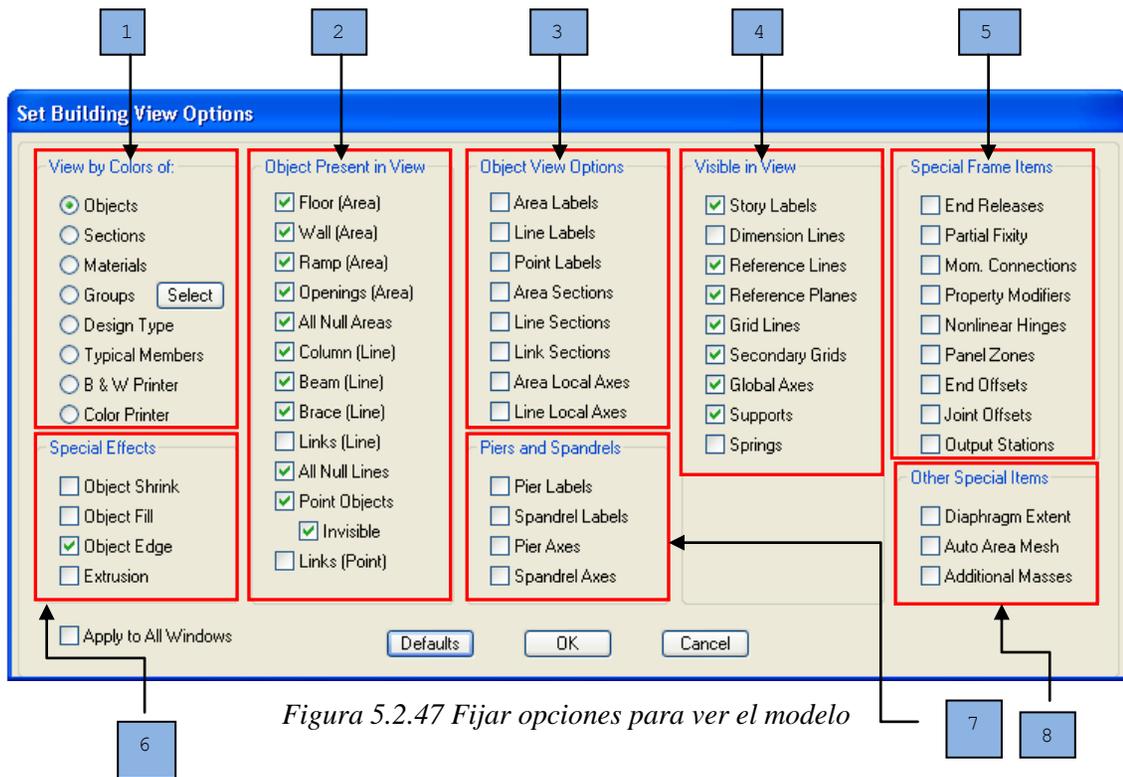


Figura 5.2.47 Fijar opciones para ver el modelo

- El cuadro 1 **View by color of:** permite seleccionar el color de cada uno de los elementos del modelo, el color puede ser de acuerdo a: Objetos, secciones, materiales, Grupos, Tipo de diseño, miembros típicos, escala de grises, color de impresión.

- El cuadro 2 **Object Present in View**, permite seleccionar que elementos del modelo se desean ver: pisos, paredes, rampas, vigas, columnas, etc.
- El cuadro 3 **Object View Options** permite seleccionar de que objetos del modelo se desea ver la etiqueta, los objetos pueden ser: areas, líneas, puntos, etc
- El cuadro 4 **Visible in view** se utiliza para visualizar las líneas guías de la grid, ya sean de ejes primarios o secundarios, líneas de referencia, etc.
- En el cuadro 5 **Special Frame Items** se seleccionan algunos item especiales para los elementos de los marcos, por ejemplo el estacionamiento de los datos de salida.
- En el cuadro 6 **Special Effects** se seleccionan algunos efectos especiales para ver los objetos, por ejemplo en Extrusion se ven los objetos extruidos, creando una vista mas real o parecida a la forma en la que estaría construido.
- El cuadro 7 **Piers and Spandrels** se utiliza para mostrar las etiquetas y ejes de paredes estructurales (Verticales/Pier y Horizontales/Spandrel).
- El cuadro 8 **Other Special Items** se utiliza para mostrar otros items especiales, por ejemplo mostrar graficamente el diafragma rigido.

Otra manera de ver u ocultar (**Show/Hide**) las líneas de la grid es seleccionando en el recuadro de la figura 5.2.48 Mostrar/Show u Ocultar/Hide.

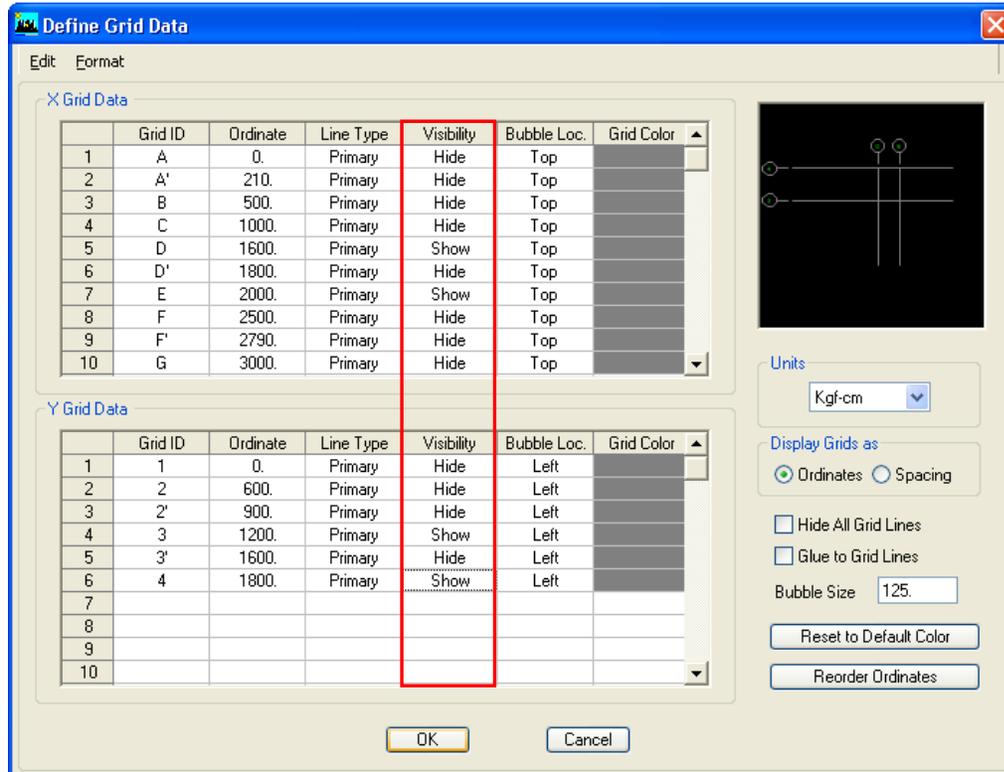


Figura 5.2.48 Opción para ver u ocultar las líneas guías.

### 5.2.4 FUNCIÓN DE BOTONES DE BARRA DE HERRAMIENTAS “Select”

Para seleccionar un elemento estando en la ventana únicamente se da click sobre el elemento y se selecciona y para quitar la selección se hace lo mismo (Click sobre el elemento seleccionado), pero hay algunos elementos que debido a la congestión del modelo se hace más difícil seleccionarlo, es ahí donde es muy útil hacer uso de los íconos que se despliegan en el submenú Select.

Los íconos mas importantes que se utilizarán para la selección de elementos se describen a continuación.

#### 5.2.4.1 Selección de elementos Frame (by Frame Sections)

El procedimiento para seleccionar elementos frame (Vigas, columnas, arriostramientos) es *Select/by Frame Sectios...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.49, en la que se seleccionan que elementos se pretenden

seleccionar, si los objetos a seleccionar se muestran en forma continua se da click sobre ellos sin soltarlo y si los objetos a seleccionar están espaciados entonces se da click sobre el primero, luego se busca el siguiente y cuando ya se tiene se presiona la tecla Ctrl y se da click sobre el otro objeto, de esa manera se pueden seleccionar los objetos que se quiera.

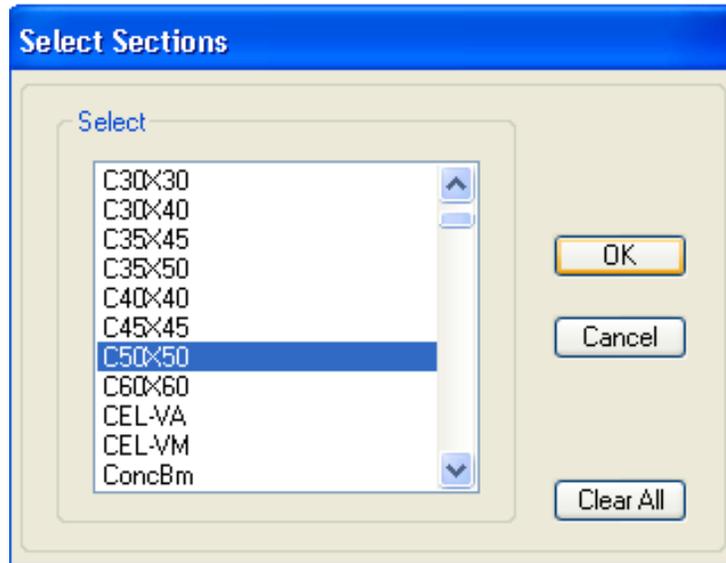


Figura 5.2.49 Selección de elementos Frame

#### 5.2.4.2 Selección de elementos Area (by Wall/Slab/Deck Sections...)

El procedimiento para seleccionar elementos área (paredes, losas rígidas, losas aligeradas) es *Select/by Wall/Slab/Deck Sections...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.50, en la que se seleccionan que elementos se pretenden seleccionar, si los objetos a seleccionar se muestran en forma continua se da click sobre ellos sin soltarlo y si los objetos a seleccionar están espaciados entonces se da click sobre el primero, luego se busca el siguiente y cuando ya se tiene se presiona la tecla Ctrl y se da click sobre el otro objeto, de esa manera se pueden seleccionar los objetos que se quiera.

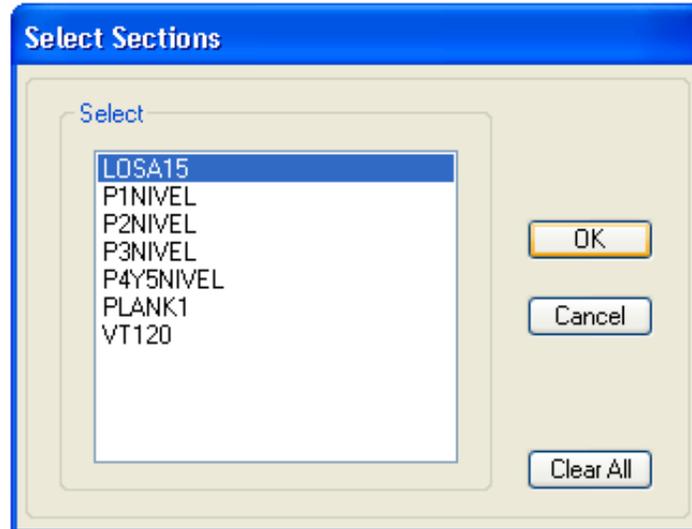


Figura 5.2.50 Selección de elementos área

#### 5.2.4.3 Selección de elementos lineales tipo (*by Line Object Type...*)

El procedimiento para seleccionar elementos lineales tipo (solo columnas, solo vigas, solo arriostramientos, etc) es *Select/by Line Object Type...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.51, en la que se selecciona que tipo de elemento se pretende seleccionar.

El programa considera todos los elementos verticales como columnas, los elementos horizontales (girados en cualquier dirección en el plano) los considera como vigas y otro de los elementos tipo usados en el modelo son los **Brace**/Arriostramientos y estos son todos aquellos elementos que están inclinados o diagonales (Celosías de Vigas macomber), es decir aquellos elementos que no son verticales ni horizontales.

Nota: Con esta opción solo se seleccionan elementos de un tipo: solo vigas, solo columnas, solo brace, etc.

#### 5.2.4.4 Selección de elementos área tipo (*by Area Object Type...*)

El procedimiento para seleccionar elementos área tipo (solo losas, solo paredes, solo rampas, etc) es *Select/by Area Object Type...* luego se despliega la ventana que se

muestra en la figura 5.2.52, en la que se selecciona que tipo de elemento se pretende seleccionar.

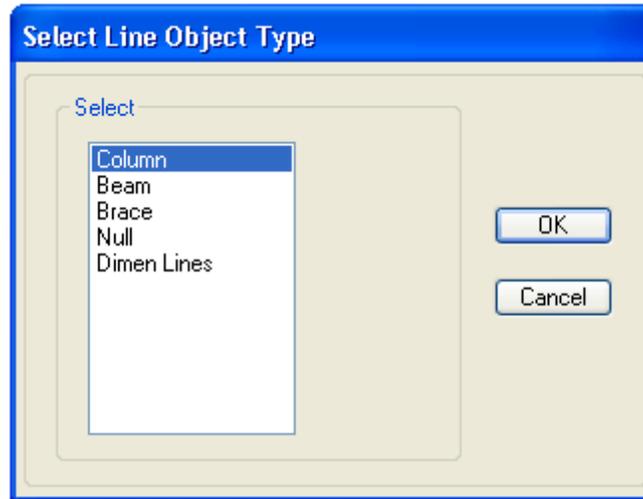


Figura 5.2.51 Selección de elementos lineales tipo

El programa considera todos los planos verticales como paredes, los planos horizontales los considera como losas y otro de los elementos tipo usados en el modelo son los **Ramp**/Rampas y estos son todos aquellos planos que están inclinados (Rampas de escaleras), es decir aquellos planos que no son verticales ni horizontales.

Nota: Con esta opción solo se seleccionan elementos de un tipo: solo paredes, solo losas, solo rampas, etc.

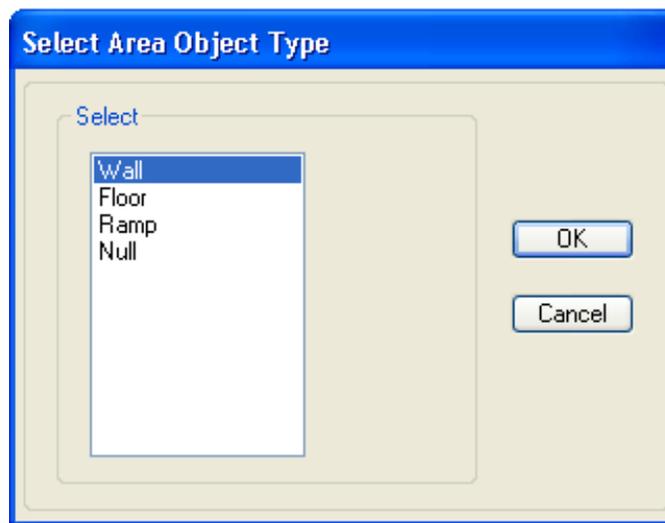


Figura 5.2.52 Selección de elementos área tipo

#### 5.2.4.5 Selección de elementos pared (by Pier ID...)

El procedimiento para seleccionar elementos pared (paredes de acuerdo a su ID) es *Select/by Pier ID...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.53, en la que se seleccionan las paredes (estén o no continuas) que se pretende seleccionar.

El programa para analizar y diseñar considerando el peso propio de las paredes, es necesario asignarle a cada pared una etiqueta (Ver sección 5.2.5.3), diferente para cada pared, independientemente si tiene o no las dimensiones iguales.

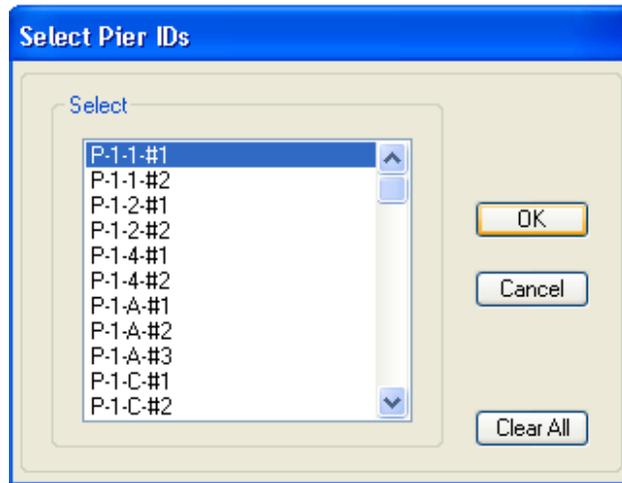


Figura 5.2.53 Selección de elementos pared

#### 5.2.4.6 Selección de elementos por nivel (by Story Level...)

El procedimiento para seleccionar elementos por nivel es *Select/by Story Level...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.54, en la que se selecciona el nivel.

El programa selecciona todos los elementos estructurales correspondientes al nivel seleccionado o a los niveles seleccionados, esto incluye: vigas, columnas, brace, rampas, losas, paredes, etc.

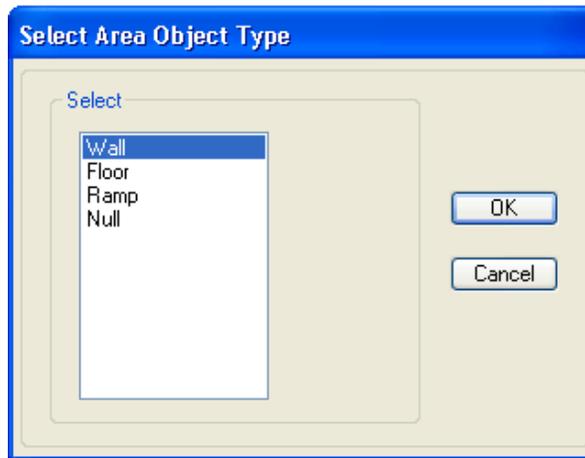


Figura 5.2.54 Selección de elementos área tipo

#### 5.2.4.7 Selección de todo el modelo (*all*)

El procedimiento para seleccionar elementos por nivel es *Select/all* o con la combinación de teclas Ctrl+A

El programa selecciona todos los elementos que contiene el modelo, esto incluye: vigas, columnas, brace, rampas, losas, paredes, etc.

### 5.2.5 FUNCIÓN DE BOTONES DE BARRA DE HERRAMIENTAS Assign

El submenú que se despliega de Assign es bien importante ya que al ser necesario alguna modificación en las secciones de los elementos estructurales modelados de acuerdo y en la sección 5.2.3, solamente se seleccionan haciendo uso de la técnicas descritas en la sección 5.2.4 y se asignan las nuevas propiedades y/o modificaciones. También en esta etapa se carga el modelo con los casos de carga definidos en la sección 5.2.2.3.

Los íconos mas importantes que se utilizarán en este modelo se describen a continuación.

#### 5.2.5.1 Puntos y juntas (*Joint/Point*)

Como ya se mencionó en la sección 5.2.3.1, al modelar las columnas y paredes del primer nivel, el programa automáticamente asigna un apoyo en la base del edificio,

por defecto asigna un apoyo de articulación, pero en este modelo se considerará que los elementos que transmiten la carga al suelo se encuentran empotrados, partiendo del hecho de que las columnas quedarán embebidas en las zapatas y las fundaciones de las paredes son lo suficientemente rígidas para mantener la estabilidad de las paredes frente a la acción cortante del sismo y cargas gravitacionales.

Para asignar el apoyo de empotramiento, de todas las columnas y paredes del edificio, es necesario tener seleccionados todos los nodos que se encuentran en la base, y para eso se activa una vista en planta (Figura 5.2.28a) y se seleccionan, luego se sigue el procedimiento descrito en la sección 3.16.

En la figura 5.2.55 se selecciona el tipo de apoyo para todas las columnas y paredes, puede seleccionarse de 2 maneras: pulsando en los cuadros en blanco del recuadro superior o sino simplemente se pulsa en los iconos que se muestran en el recuadro inferior, los cuales son: Apoyo tipo empotramiento, apoyo articulado, apoyo simple (rodillo) y el último se selecciona cuando no hay apoyo en ninguna dirección.



Figura 5.2.55 Asignación de apoyos

### 5.2.5.2 Elementos de marco (*Frame/Line*)

A un elemento de marco (Beam, Column, Brace), se le puede modificar propiedades que son necesarias para el análisis y diseño, en los siguientes párrafos se describirán las más importantes.

- Para modificar la sección de un elemento de marco se sigue este procedimiento *Assign/Frame/Line/Frame Section...* y seleccionando la nueva sección en la figura 5.2.56

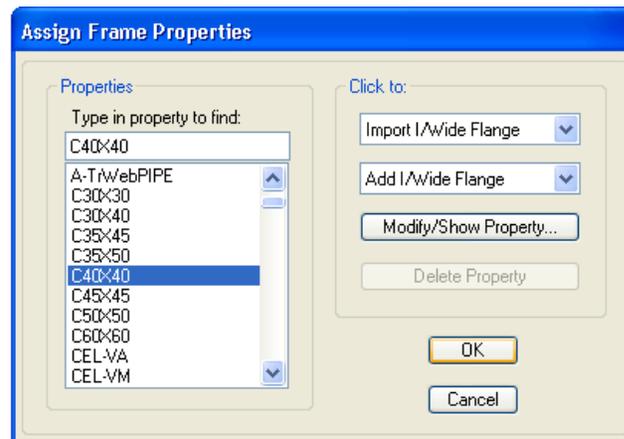


Figura 5.2.56 Asignación de sección a un elemento frame

- Cuando se modela una viga entre 2 ejes, el programa considera que el claro de esa viga esta definido por los ejes, sin importar cual es la dimensión de las columnas en las que se apoya y tambien existe en el programa la opcion para indicarle que los claros los considere al rostro del elemento en que se apoyan, para realizar esto se sigue el procedimiento *Assign/Frame/Line/End (Length) Offsets...* y se selecciona una de las dos opciones que se muestran en la figura 5.2.57, *Automatic from connectivity* sin considerar la distancia que el apoyo de resta, y *Define Lengths* hace llegar los elementos hasta el rostro.



Figura 5.2.57 Delimitación de longitud de elementos

- Para la revisión de los resultados, al programa se le indica el estacionamiento al cual nosotros deseamos verlos, en caso de no hacerse el programa lo define automáticamente; para definirse el estacionamiento de datos de salida se sigue el siguiente procedimiento, **Assign/Frame/Line/Frame Output Stations...** se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.58, en la que se edita 1 de 2 valores, si se desea establecer una distancia<sup>13</sup> específica, se edita en Max Station Spacing, y si se desea que el programa divida el elemento (sin importar cual es su longitud) en un número determinado de tramos se edita en el recuadro inferior.

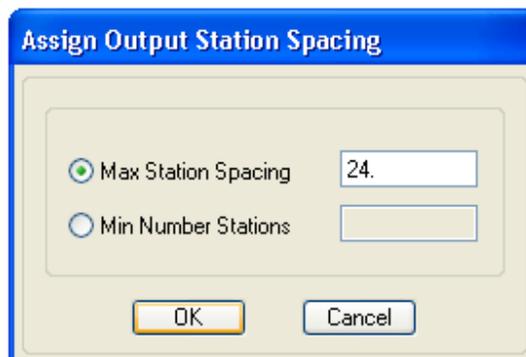


Figura 5.2.58 Asignación de estacionamiento de datos de salida

<sup>13</sup> Se debe de editar esta distancia en unidades congruente con las unidades activas en la ventana.

- Cuando un elemento no está orientado correctamente, puede girarse modificando sus ejes locales, este procedimiento se hace mediante *Assign/Frame Line /Local Axes...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.59, en la que se especifica el ángulo<sup>14</sup> de orientación al cual se desea cambiar.

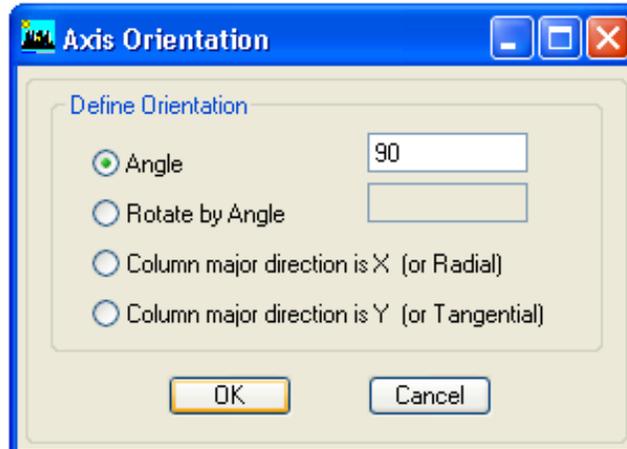


Figura 5.2.59 Orientación de ejes locales.

- Puede también una columna ancha considerarse como si fuese pared para ello se sigue el siguiente procedimiento *Assign/Frame Line/Pier Label...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.60 en la que se especifica el nuevo nombre de la pared, luego se adiciona y pulsa OK.

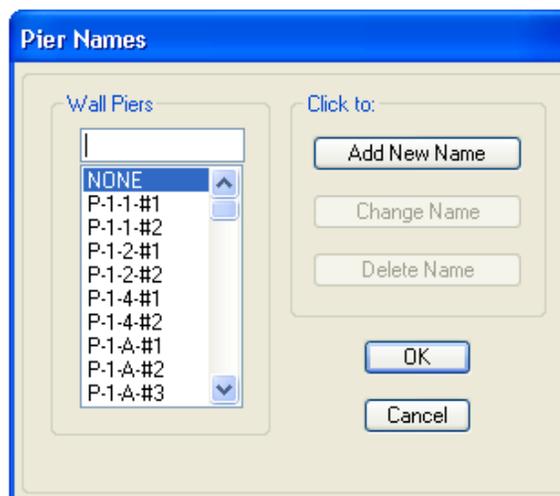


Figura 5.2.60 Asignar Pier a una columna ancha.

<sup>14</sup> El ángulo se debe de editar en grados.

### 5.2.5.3 Elementos área (*Shell/Área*)

A un elemento de área (Losa, Pared, Rampa), se le puede modificar propiedades que modifican su comportamiento que son necesarias para el análisis y diseño, en los siguientes párrafos se describirán las más importantes.

- Para modificar la sección de un elemento de área se sigue este procedimiento *Assign/ Shell/Área /Wall/Slab/Deck Section...* y seleccionando la nueva sección en la figura 5.2.61

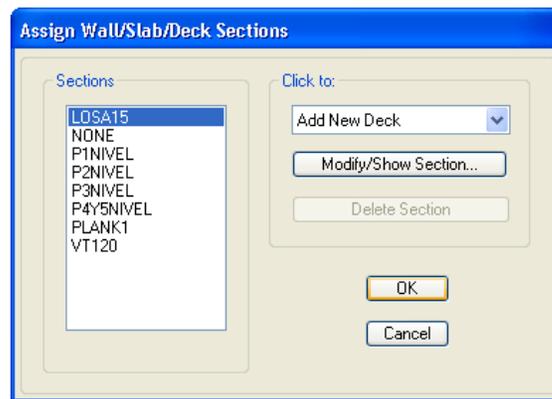


Figura 5.2.61 Asignación de un elemento área.

- Para que una losa tenga un comportamiento de placa rígida es necesario asignarle a la losa un diafragma rígido; procedimiento *Assign/ Shell/Área /Diaphragms...* y se selecciona D1 (Puede crearse otro con diferente nombre) y se pulsa *Modify/Show Diaphragm* para asegurarse de que tenga activada la opción *Rigid*. Figura 5.2.61.

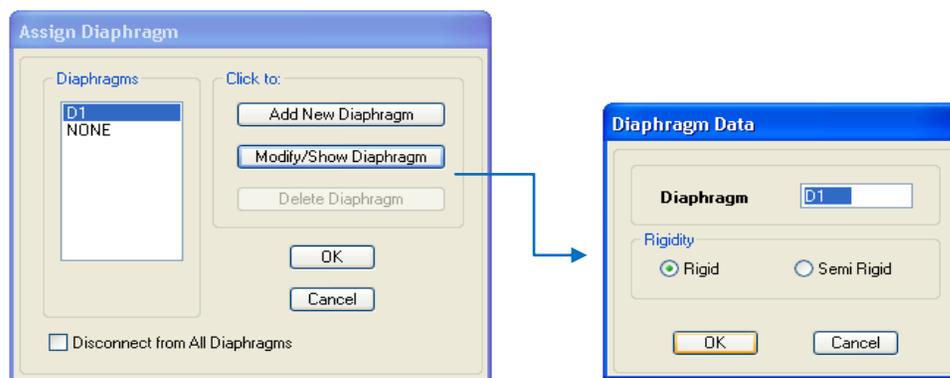


Figura 5.2.61 Asignación de un diafragma rígido.

- Para que el programa pueda transmitir las cargas de manera correcta (a las vigas donde cargan las viguetas) se debe de garantizar que la dirección de carga de las losas sea en la dirección donde van orientadas las viguetas; procedimiento *Assign/Shell/Área /Local Axes...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.62, en la que se especifica el ángulo de orientación al cual se desea cambiar.



Figura 5.2.62 Asignación de un diafragma rígido.

- Como ya se indicó anteriormente, para que el programa pueda analizar y diseñar las paredes, se le debe de colocar a cada pared, una etiqueta que la diferencie de las demás y así se podrán mostrar resultados de diseño para cada pared, según la etiqueta que se le haya asignado. Procedimiento *Assign/Shell/Área /Pier Label...* luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.2.60, en la que se va adicionando el nombre de cada pared que se va seleccionando.

#### 5.2.5.4 Cargas en nodos (*Joint/Point Loads*)

A los nodos se les puede aplicar fuerzas y momentos en las 3 direcciones globales del sistema, se les puede asignar un desplazamiento límite y también se le puede agregar información para que considere esfuerzos por cambios de temperatura, en este modelo solo se considerará el primero y los desplazamientos se consideraran en la parte de excentricidad, los cambios de temperatura en nuestro medio son irrelevantes.

- El procedimiento para cargar en un punto o union especifica es *Assign/Joint/Point Loads /Forces...* Ver Figura 5.2.63

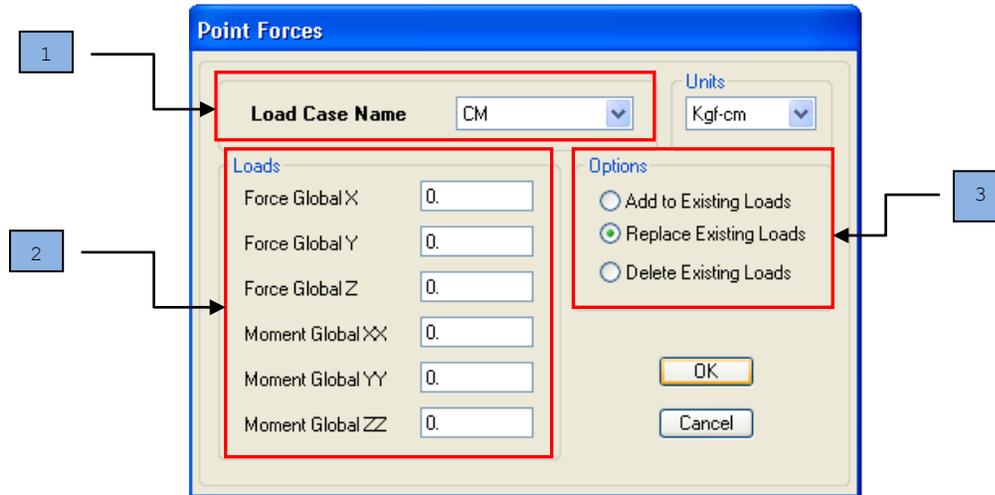


Figura 5.2.63 Asignación de carga a un punto o union.

- En el cuadro 1 de la figura 5.2.63 se selecciona el caso de carga, en el cuadro 2 se editan las cargas y en el cuadro 3 se especifica si las cargas se adicionaran a las existentes o se reemplazarán; se debe tener cuidado en la orientación de las fuerzas y momentos que se editan en el recuadro 2, si son gravitacionales se dibujan en “Z” anteponiendo el signo menos.

*Nota: Se deben de editar las cargas considerando las unidades que se muestran en la figura 5.2.63.*

El procedimiento anterior se debe repetir para editar cada caso de carga gravitacional.

#### 5.2.5.5 Cargas en elementos lineales (*Frame/Line Loads*)

En ambos sistemas estructurales se cargaran algunas vigas con las cargas muertas de las paredes, las cargas vivas actuaran directamente en las losas y el programa automáticamente las transmitirá a las vigas que corresponda, según la dirección de carga que se le ha editado a las losas.

Las cargas en los elementos lineales pueden ser: constantes, de forma triangular, de forma trapezoidal y cargas puntuales a una distancia relativa o absoluta.

➤ El procedimiento para cargar en un punto específico el elemento es *Assign/Frame/Line Loads/Point...* Ver Figura 5.2.64

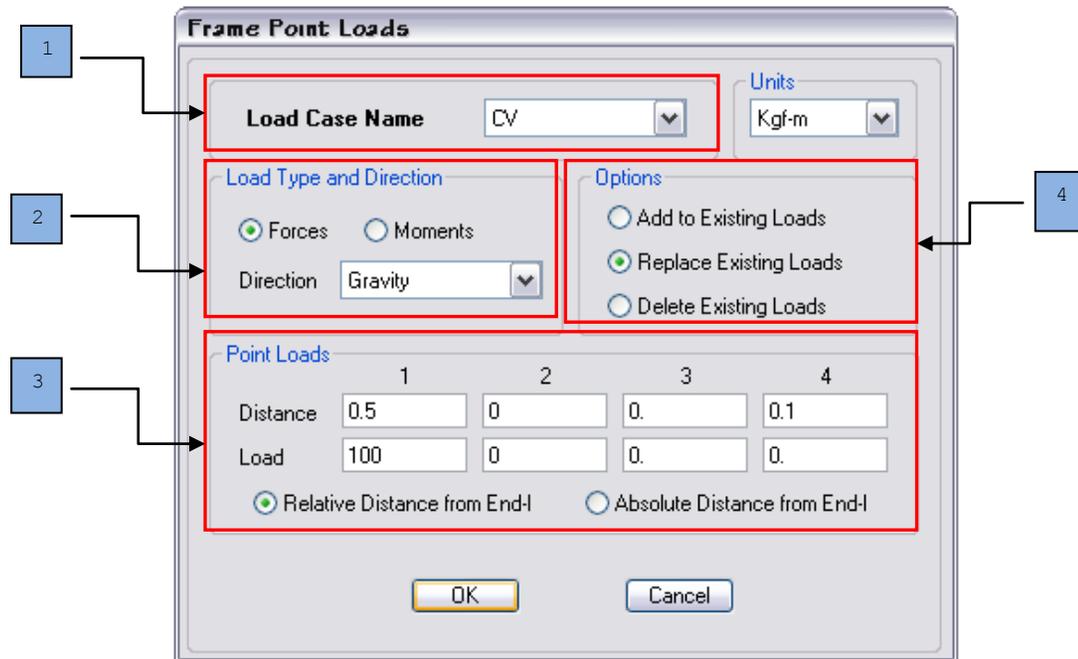


Figura 5.2.64 Aplicación de cargas puntuales en elementos lineales.

El reglamento en el título II donde se especifican las cargas vivas unitarias mínimas en donde se especifica que para cubiertas y azoteas con pendiente mayor al 5% la carga viva es de 20Kgf/m<sup>2</sup> y la observación #5 establece que se deben revisar los elementos de la cubierta con una carga concentrada de 100Kgf en la posición más crítica.

Para el diseño por flexión, la posición más crítica es el centro del claro y para el diseño por cortante es en los apoyos.

La carga de 100 Kgf ha sido aplicada en la posición indicada editando en **Load** el valor de 100 Kgf y en **distance** se editó 0.50 (Figura 5.2.64 cuadro 3), en el cuadro 1 se selecciona el caso de carga y en el cuadro 2 la dirección de esta carga.

Cuando la carga es lineal, sea uniformemente distribuida o no, el procedimiento a seguir es *Assign/Frame/Line Loads/Distributed...* y se muestra la ventana de la figura 5.2.65

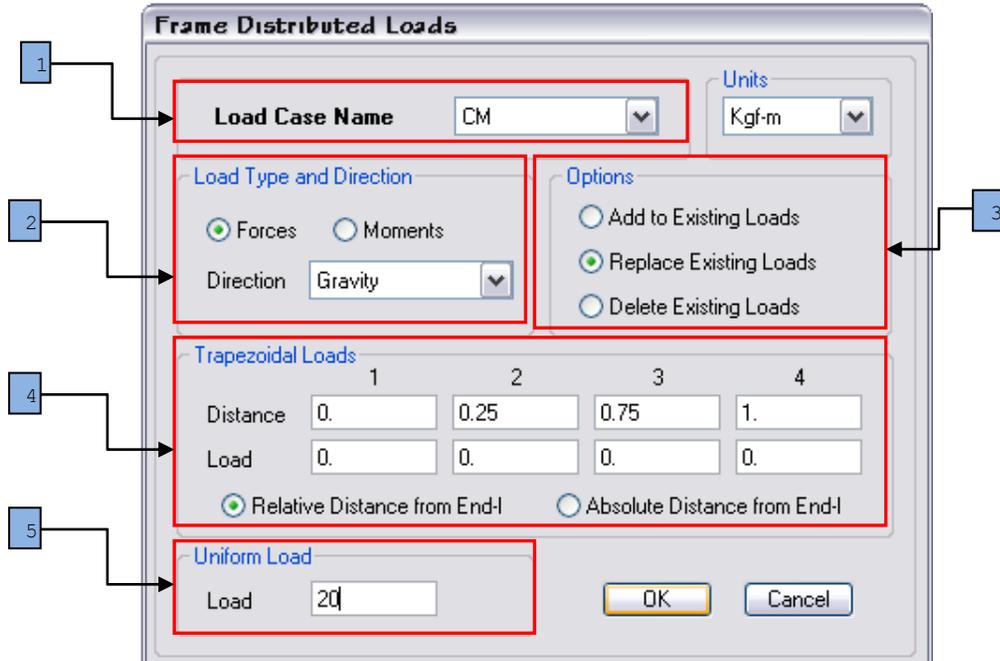


Figura 5.2.65 Asignación de carga distribuida en elementos lineales.

- En el cuadro 1 de la figura 5.2.65 se selecciona el caso de carga, en el cuadro 2 se selecciona el tipo de carga que se va a introducir (fuerza o momento) y en el cuadro 3 se especifica si las cargas se adicionarán a las existentes o se reemplazarán.
- Para editar la información en el cuadro 4 se debe tener bien claro la carga que se va a aplicar, si es constante en toda la longitud se deja el cuadro 4 sin editar datos y el valor de la carga se edita en el cuadro 5, pero si la carga es trapezoidal se debe editar el valor en Load del cuadro 4 y se debe editar la distancia correspondiente donde inicia esa carga, así por ejemplo si la carga en una viga de 5m, a 1m comienza a ascender/descender entonces se escribe el valor de la carga y en distancia se escribe 0.20, (relación de 1/5), y lo mismo se hace donde termina la carga.

El procedimiento anterior se debe repetir para editar cada caso de carga luego se pulsa en OK para guardarlas.

También hay otra opción para considerar carga debida a cambios de temperatura, pero en este modelo solo se cargaran los elementos con las formas descritas anteriormente.

### 5.2.5.6 Cargas en elementos área (*Shell/Area Loads*)

Para las losas se aplicarán tres casos de carga: Carga Viva CV, Carga Muerta CM y Carga Viva Instantánea, todas se consideran uniformemente distribuidas en toda la superficie, al momento de aplicarlas si son cargas similares en todos los piso entonces antes de asignarla se activa la opción *similar stories*.

- El procedimiento para cargar las losas es *Assign/Shell/Area Loads/Uniform...* luego se despliega la ventana de la figura 5.2.66 en la que se muestra el caso de carga CVINST.

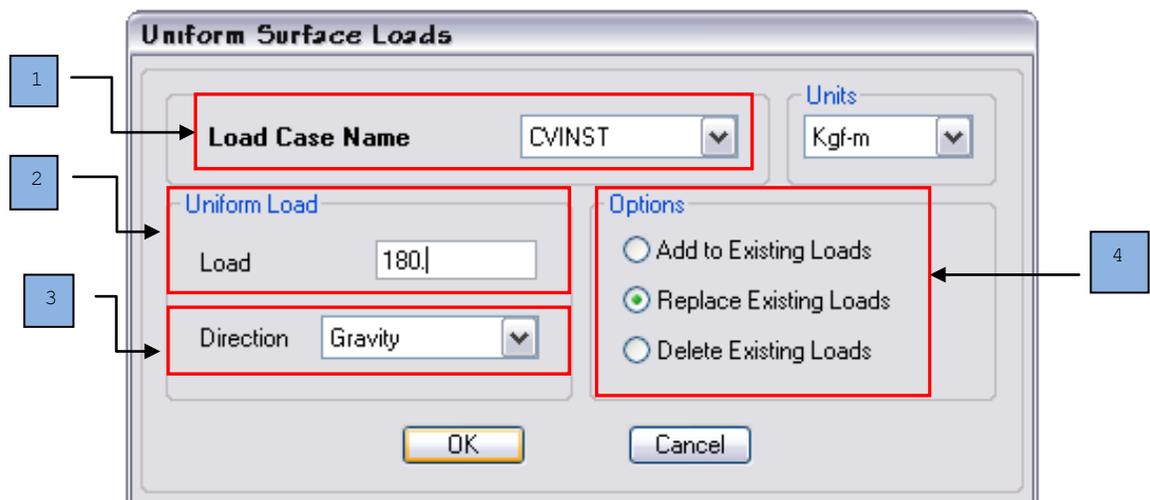


Figura 5.2.66 Aplicación de cargas uniformemente distribuidas en losas.

Los cuadros de la figura anterior son similares a los cuadros descritos para las figuras anteriores, por tanto ya no se volveran a explicar.

### 5.3 ANÁLISIS DEL MODELO

Después de haber modelado el edificio, definido los casos de carga, combinaciones de carga, y haber asignado las cargas, es necesario configurar las opciones de análisis. Para configurar, en el menú *Analyze* elegir la opción *Set Analysis Options* y luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.3.1, pulsar en la opción “*Full 3D*” y luego OK.

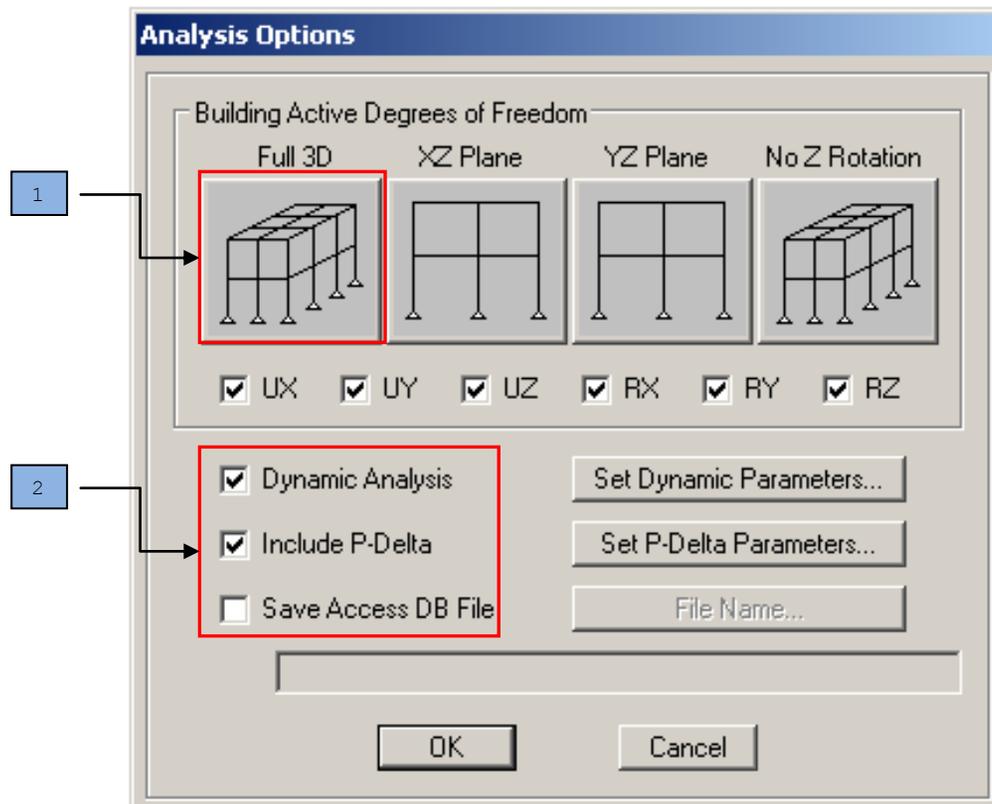


Figura 5.3.1 Opciones de análisis del edificio.

Para que el programa realice un análisis dinámico, es necesario activar la opción en el cuadro 2 de la figura 5.3.1 lo mismo se debe hacer para que el programa considere el efecto P- $\Delta$ .

También se puede chequear el modelo, para revisar si hay o no errores en el modelado del edificio, el programa muestra un resumen con los errores y la coordenadas globales (ubicación del error). (clic en *Analyze/Check Model...*)

### 5.3.1 REVISIÓN DE DATOS DE ENTRADA.

Los datos de entrada para el análisis y diseño del edificio utilizando el sistema dual se mostrarán desde la Tabla 5.3.1 hasta la Tabla 5.3.19.

Los datos del análisis y diseño de sistema dual se muestran en el anexo B, los datos de entrada, análisis y diseño del sistema de marcos de concreto se muestran en el anexo C.

**Tabla 5.3.1 STORY DATA**

STORY	SIMILAR TO	HEIGHT	ELEVATION
AZOTEA	None	5.430	19.830
STORY4	None	3.600	14.400
STORY3	None	3.600	10.800
STORY2	None	3.600	7.200
STORY1	None	3.600	3.600
BASE	None		0.000

**Tabla 5.3.2 MASS SOURCE DATA**

MASS FROM	LATERAL MASS ONLY	LUMP MASS AT STORIES
Masses & Load	Yes	Yes

**Tabla 5.3.3 MASS SOURCE LOADS**

LOAD	MULTIPLIER
CM	1.0000
CVINST	1.0000

**Tabla 5.3.4 DIAPHRAGM MASS DATA**

STORY	DIAPHRAGM	MASS-X	MASS-Y	MMI	X-M	Y-M
STORY4	D1	7.893E+04	7.893E+04	1.028E+07	14.995	8.929
STORY3	D1	6.553E+04	6.553E+04	8.337E+06	14.836	8.934
STORY2	D1	7.048E+04	7.048E+04	9.059E+06	14.842	8.924
STORY1	D1	7.383E+04	7.383E+04	9.747E+06	15.008	9.010

**Tabla 5.3.5 MATERIAL LIST BY ELEMENT TYPE**

ELEMENT TYPE	MATERIAL	TOTAL MASS tons	NUMBER PIECES
Column	CONC210	77.41	56
Column	CONC280	181.44	84
Column	A36	0.22	21
Beam	CONC210	532.77	233
Beam	A36	10.74	132
Brace	A36	19.76	836
Wall	P1NIVEL	160.25	
Wall	P2NIVEL	99.69	
Wall	P3NIVEL	93.40	
Wall	P4Y5NIVEL	140.06	
Floor	CONC210	548.16	
Ramp	CONC210	25.27	

**Tabla 5.3.6 MATERIAL LIST BY SECTION**

SECTION	ELEMENT TYPE	NUMBER PIECES	TOTAL LENGTH meters	TOTAL MASS tons
V40X60	Beam	84	504.000	267.32
V30X50	Beam	21	126.000	42.34
V30X60	Beam	108	540.000	211.51
C50X50	Column	84	302.400	181.44
C40X40	Column	56	201.600	77.41
VM-CS	Column	21	15.750	0.22
VM-CS	Brace	14	126.904	1.75
POLIN-C	Beam	108	540.000	9.79
CEL-VM	Brace	448	358.887	1.70
VT120	Floor			536.64
LOSA15	Floor			11.52
LOSA15	Ramp			25.27
P1NIVEL	wall			160.25
P2NIVEL	wall			99.69
P3NIVEL	wall			93.40
P4Y5NIVEL	wall			140.06

**Tabla 5.3.7 MATERIAL LIST BY STORY**

STORY	ELEMENT TYPE	MATERIAL	TOTAL WEIGHT tons	FLOOR AREA m2	UNIT WEIGHT kg/m2	NUMBER PIECES
STORY 5	Column	CONC210	38.71	0.000	28	
STORY 5	Column	A36	0.22	0.000	21	
STORY 5	Beam	CONC210	66.18	0.000	33	
STORY 5	Beam	A36	10.74	0.000	132	
STORY 5	Brace	A36	19.76	0.000	836	
STORY 5	Wall	P4Y5NIVEL	70.03	0.000		

**Tabla 5.3.7 MATERIAL LIST BY STORY (Continuación)**

STORY4	Column	CONC210	38.71	524.000	73.8687	28
STORY4	Beam	CONC210	117.95	524.000	225.0962	49
STORY4	wall	P4Y5NIVEL	70.03	524.000	133.6478	
STORY4	Floor	CONC210	137.04	524.000	261.5259	
STORY4	Ramp	CONC210	6.32	524.000	12.0541	
STORY3	Column	CONC280	60.48	524.000	115.4198	28
STORY3	Beam	CONC210	116.07	524.000	221.5105	50
STORY3	wall	P3NIVEL	93.40	524.000	178.2388	
STORY3	Floor	CONC210	137.04	524.000	261.5259	
STORY3	Ramp	CONC210	6.32	524.000	12.0541	
STORY2	Column	CONC280	60.48	524.000	115.4198	28
STORY2	Beam	CONC210	116.07	524.000	221.5105	50
STORY2	wall	P2NIVEL	99.69	524.000	190.2524	
STORY2	Floor	CONC210	137.04	524.000	261.5259	
STORY2	Ramp	CONC210	6.32	524.000	12.0541	
STORY1	Column	CONC280	60.48	524.000	115.4198	28
STORY1	Beam	CONC210	116.49	524.000	222.3120	51
STORY1	wall	P1NIVEL	160.25	524.000	305.8275	
STORY1	Floor	CONC210	137.04	524.000	261.5259	
STORY1	Ramp	CONC210	6.32	524.000	12.0541	
SUM	Column	CONC210	77.41	2096.00	36.9344	56
SUM	Column	CONC280	181.44	2096.00	86.5649	84
SUM	Column	A36	0.22	2096.00	0.1035	21
SUM	Beam	CONC210	532.77	2096.00	254.1829	233
SUM	Beam	A36	10.74	2096.00	5.1237	132
SUM	Brace	A36	19.76	2096.00	9.4295	836
SUM	wall	P1NIVEL	160.25	2096.00	76.4569	
SUM	wall	P2NIVEL	99.69	2096.00	47.5631	
SUM	wall	P3NIVEL	93.40	2096.00	44.5597	
SUM	wall	P4Y5NIVEL	140.06	2096.00	66.8239	
SUM	Floor	CONC210	548.16	2096.00	261.5259	
SUM	Ramp	CONC210	25.27	2096.00	12.0541	
TOTAL	All	All	1889.17	2096.00	901.3223	1362

**Tabla 5.3.8 MATERIAL PROPERTY DATA**

MATERIAL NAME	DESIGN TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	POISSON'S RATIO	THERMAL COEFF	SHEAR MODULUS
CONC210	Concrete	2188000000.0	0.20	9.9000E-06	911666666.7
CONC280	Concrete	2527000000.0	0.20	9.9000E-06	1052916666.7
A36	Steel	2.039E+10	0.30	1.1700E-05	7842307696
P1NIVEL	Concrete	840000000.0	0.25	8.1000E-06	336000000.0
P2NIVEL	Concrete	840000000.0	0.25	8.1000E-06	336000000.0
P3NIVEL	Concrete	840000000.0	0.25	8.1000E-06	336000000.0
P4Y5NIVEL	Concrete	840000000.0	0.25	8.1000E-06	336000000.0

**Tabla 5.3.8a MATERIAL PROPERTY MASS AND WEIGHT**

MATERIAL NAME	MASS PER UNIT VOL	WEIGHT PER UNIT VOL
STEEL	7.9814E+02	7.8334E+03
CONC	2.4460E+02	2.4000E+03
CONC210	2.4490E+02	2.4000E+03
CONC280	2.4490E+02	2.4000E+03
A36	8.0097E+02	7.8500E+03
P1NIVEL	1.6780E+02	1.6460E+03
P2NIVEL	1.5930E+02	1.5630E+03
P3NIVEL	2.0880E+02	2.0480E+03
P4Y5NIVEL	2.0180E+02	1.9790E+03

**Tabla 5.3.9 MATERIAL DESIGN DATA FOR STEEL MATERIALS**

MATERIAL NAME	STEEL FY	STEEL FU	STEEL COST (\$)
STEEL	35153480.00	45699530.00	0
A36	25310506.541	40778038.32	0

**Tabla 5.3.10 MATERIAL DESIGN DATA FOR CONCRETE MATERIALS**

MATERIAL NAME	LIGHTWEIGHT CONCRETE	CONCRETE FC	REBAR FY	REBAR FYS	LIGHTWT REDUC FACT
CONC210	No	2100000.00	42000000.00	28000000.00	N/A
CONC280	No	2800000.00	42000000.00	28000000.00	N/A
P1NIVEL	No	1050000.00	28000000.00	28000000.00	N/A
P2NIVEL	No	1050000.00	28000000.00	28000000.00	N/A
P3NIVEL	No	1050000.00	28000000.00	28000000.00	N/A
P4Y5NIVEL	No	1050000.00	28000000.00	28000000.00	N/A

**Tabla 5.3.11 FRAME SECTION PROPERTY DATA**

FRAME SECTION NAME	MATERIAL NAME	SECTION SHAPE NAME OR NAME IN SECTION DATABASE FILE	CONC COL	CONC BEAM
V40X60	CONC210	Rectangular		Yes
V30X50	CONC210	Rectangular		Yes
V30X60	CONC210	Rectangular		Yes
C50X50	CONC280	Rectangular	Yes	
C40X40	CONC210	Rectangular	Yes	
POLIN-C	A36	Channel		
VM-CI	A36	Angle		
VM-CS	A36	Angle		
CEL-VM	A36	Angle		

**Tabla 5.3.12 FRAME SECTION WEIGHTS AND MASSES**

FRAME SECTION NAME	TOTAL WEIGHT	TOTAL MASS
V40X60	267321.6000	27277.7188
V25X35	11602.5000	1183.9288
V30X50	42336.0000	4320.0007
V30X60	211507.2000	21582.3709
C50X50	181440.0000	18514.4400
C40X40	77414.4000	7899.4299
VM-CS	1964.2256	200.4189
POLIN-C	9789.7015	998.8881
CEL-VM	1703.9933	173.8662
VM-CI	15726.2519	1604.6216

**Tabla 5.3.13 CONCRETE COLUMN DATA**

FRAME SECTION NAME	REINF CONFIGURATION		REINF SIZE/TYPE	NUM BARS 3DIR/2DIR	BAR COVER
	LONGIT	LATERAL			
C50X50	Rectangular	Ties	#8/Design	4/4	0.06
C40X40	Rectangular	Ties	#9/Design	3/3	0.06
C60X60	Rectangular	Ties	#9/Design	3/3	0.05

**Tabla 5.3.14 CONCRETE BEAM DATA**

FRAME SECTION NAME	TOP	BOT	TOP LEFT	TOP RIGHT	BOT LEFT	BOT RIGHT
	COVER	COVER	AREA	AREA	AREA	AREA
V40X60	0.06	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000
V30X45	0.06	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000
V30X50	0.06	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000
V30X60	0.06	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000

**Tabla 5.3.15 SHELL SECTION PROPERTY DATA**

SHELL SECTION	MATERIAL NAME	SHELL TYPE	MEMBRANE THICK	BENDING THICK	TOTAL WEIGHT	TOTAL MASS
VT120	CONC210	Membrane	0.1083	0.1083	536638.3488	54759.0243
LOSA15	CONC210	Membrane	0.1500	0.1500	36785.3325	3753.6060
P1NIVEL	P1NIVEL	Membrane	0.2946	0.2946	160253.5856	16336.9087
P2NIVEL	P2NIVEL	Membrane	0.1930	0.1930	99692.2663	10160.5746
P3NIVEL	P3NIVEL	Membrane	0.1473	0.1473	93397.1558	9522.1319
P4Y5NIV	P4Y5NIV	Membrane	0.1143	0.1143	140062.8542	14282.3062

**Tabla 5.3.16 DECK SECTION PROPERTY DATA**

DECK SECTION	DECK TYPE	SLAB MATERIAL	DECK MATERIAL	DECK SHEAR THICK	DECK UNIT WT
VT120	Solid	CONC210	N/A	N/A	N/A

**Tabla 5.3.17 DECK SECTION GEOMETRY DATA**

DECK SECTION	SLAB DEPTH	RIB DEPTH	RIB WIDTH	RIB SPACING
VT120	0.1083	N/A	N/A	N/A
VT115	0.0991	N/A	N/A	N/A

**Tabla 5.3.18 PIER SECTION PROPERTY DATA**

PIER LABEL	STORY LEVEL	MATERIAL NAME	ANGLE	NUM OBJS AREA/LINE	WIDTH BOTTOM	THICK BOTTOM	WIDTH TOP	THICK TOP
P-5-1-#1	STORY 5	P4Y5NIVE	0.00	1/0	5.0	0.1143	5.0	0.1143
P-5-1-#2	STORY 5	P4Y5NIVE	0.00	1/0	5.0	0.1143	5.0	0.1143
P-5-4-#1	STORY 5	P4Y5NIVE	0.00	1/0	5.0	0.1143	5.0	0.1143
P-5-4-#2	STORY 5	P4Y5NIVE	0.00	1/0	5.0	0.1143	5.0	0.1143
P-5-A-#1	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-A-#2	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-A-#3	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-C-#1	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-C-#2	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-D-#1	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-E-#1	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-E-#2	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-G-#1	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-G-#2	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-5-G-#3	STORY 5	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-1-#1	STORY 4	P4Y5NIVE	0.00	1/0	5.0	0.1143	5.0	0.1143
P-4-1-#2	STORY 4	P4Y5NIVE	0.00	1/0	5.0	0.1143	5.0	0.1143
P-4-4-#1	STORY 4	P4Y5NIVE	0.00	1/0	5.0	0.1143	5.0	0.1143
P-4-4-#2	STORY 4	P4Y5NIVE	0.00	1/0	5.0	0.1143	5.0	0.1143
P-4-A-#1	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-A-#2	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-A-#3	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-C-#1	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-C-#2	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-D-#1	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-E-#1	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-E-#2	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-G-#1	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-4-G-#2	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143

**Tabla 5.3.18 PIER SECTION PROPERTY DATA (Continuación)**

P-4-G-#3	STORY 4	P4Y5NIVE	90.00	1/0	6.0	0.1143	6.0	0.1143
P-3-1-#1	STORY 3	P3NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.1473	5.0	0.1473
P-3-1-#2	STORY 3	P3NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.1473	5.0	0.1473
P-3-4-#1	STORY 3	P3NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.1473	5.0	0.1473
P-3-4-#2	STORY 3	P3NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.1473	5.0	0.1473
P-3-A-#1	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-A-#2	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-A-#3	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-C-#1	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-C-#2	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-D-#1	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-E-#1	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-E-#2	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-G-#1	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-G-#2	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-3-G-#3	STORY 3	P3NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1473	6.0	0.1473
P-2-1-#1	STORY 2	P2NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.1930	5.0	0.1930
P-2-1-#2	STORY 2	P2NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.1930	5.0	0.1930
P-2-4-#1	STORY 2	P2NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.1930	5.0	0.1930
P-2-4-#2	STORY 2	P2NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.1930	5.0	0.1930
P-2-2-#1	STORY 2	P2NIVEL	0.00	1/0	2.90	0.1930	2.90	0.1930
P-2-2-#2	STORY 2	P2NIVEL	0.00	1/0	2.90	0.1930	2.90	0.1930
P-2-A-#1	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-A-#2	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-A-#3	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-C-#1	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-C-#2	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-D-#1	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-E-#1	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-E-#2	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-G-#1	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-G-#2	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-2-G-#3	STORY 2	P2NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.1930	6.0	0.1930
P-1-1-#1	STORY 1	P1NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.2946	5.0	0.2946
P-1-1-#2	STORY 1	P1NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.2946	5.0	0.2946
P-1-4-#1	STORY 1	P1NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.2946	5.0	0.2946
P-1-4-#2	STORY 1	P1NIVEL	0.00	1/0	5.0	0.2946	5.0	0.2946
P-1-2-#1	STORY 1	P1NIVEL	0.00	1/0	2.90	0.2946	2.90	0.2946
P-1-2-#2	STORY 1	P1NIVEL	0.00	1/0	2.90	0.2946	2.90	0.2946
P-1-A-#1	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-A-#2	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-A-#3	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-C-#1	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-C-#2	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-D-#1	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-E-#1	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-E-#2	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-G-#1	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-G-#2	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946
P-1-G-#3	STORY 1	P1NIVEL	90.00	1/0	6.0	0.2946	6.0	0.2946

**Tabla 5.3.19 STATIC LOAD CASES**

STATIC CASE	CASE TYPE	AUTO LAT LOAD	SELF WT MULTIPLIER
SX1	QUAKE	USER_COEFF	0.0000
SY1	QUAKE	USER_COEFF	0.0000
SX2	QUAKE	USER_COEFF	0.0000
SY2	QUAKE	USER_COEFF	0.0000

### ANÁLISIS DEL MODELO

Una vez definidas las opciones de análisis, se guardan los cambios efectuados en el modelo y luego se procede a ejecutar el análisis haciendo uso del comando *Analyze / Run Analysis*, ó mediante el icono de acceso directo *Run Analysis* de la barra de herramientas Main.

### 5.3.2 DEFORMADAS DEL EDIFICIO

Después de haber ejecutado el análisis del modelo, aparece en la pantalla principal del programa la forma en que se desplaza en edificio ante la aplicación de los distintos casos y combinaciones de carga, como se muestra en la figura 5.3.2.

Las deformadas del edificio se pueden mostrar de acuerdo al caso de carga o a la combinación de carga que se desee, para ello se selecciona en el cuadro 1 de la figura 5.3.3 el caso o combinación de carga, en el cuadro 2 de la misma figura se selecciona la escala en la que se desea ver la deformada, se recomienda que el factor de escala sea *auto*.

En la ejecución del análisis, el programa calcula desplazamientos, deformaciones, fuerzas, momentos flexionantes y momentos torsores, etc.

Para ver la deformación de un punto específico en el modelo, desde la ventana que se muestra en la figura 5.3.2 se da clic derecho sobre el punto, luego se despliega un cuadro de dialogo como el que muestra la figura 5.3.2a, en la misma figura aparece otro ícono que no lleva a ver las derivas de ese mismo punto, ver figura 5.3.2 b.

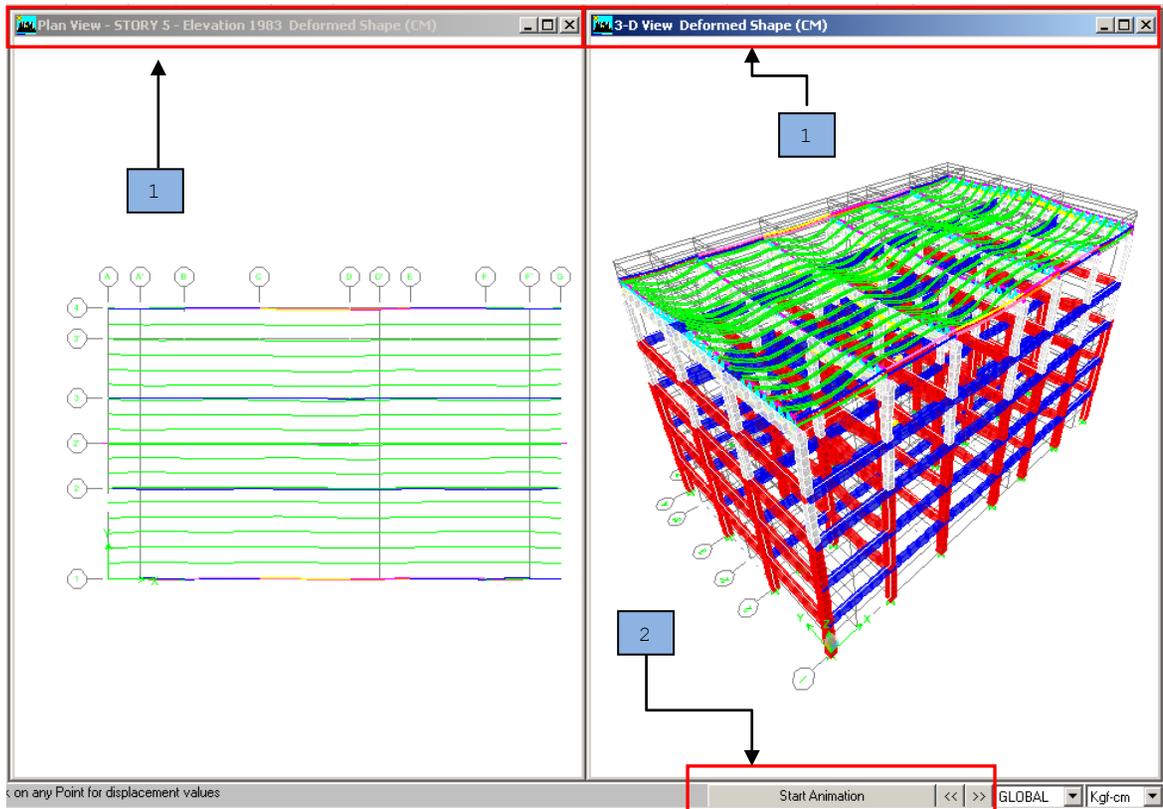


Figura 5.3.2 Deformada del edificio debido a cargas muertas.

Los cuadros 1 de la figura 5.3.2 muestran el título de la deformada que actualmente se muestra en la ventana, en el cuadro inferior 2 de la misma figura, se muestran 3 opciones: *Star Animation*, un par de flecha hacia adelante y otro hacia atrás.

La primera sirve para mostrar (mediante un video) el movimiento debido al caso de carga que se ha seleccionado, la segunda y tercera muestran la deformada del siguiente caso de carga o el anterior respectivamente.

Otra forma de mostrar las deformadas es mediante el Ícono *Show Deformed Shape* de la barra de herramientas **Display**, mostrado en la siguiente figura.



Figura 5.3.2a Desplazamientos de un punto.

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY 5	0.000923	-0.007977	0.000000	0.000000
STORY4	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
STORY3	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
STORY2	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
STORY1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

Figura 5.3.2 b Derivas de un punto.

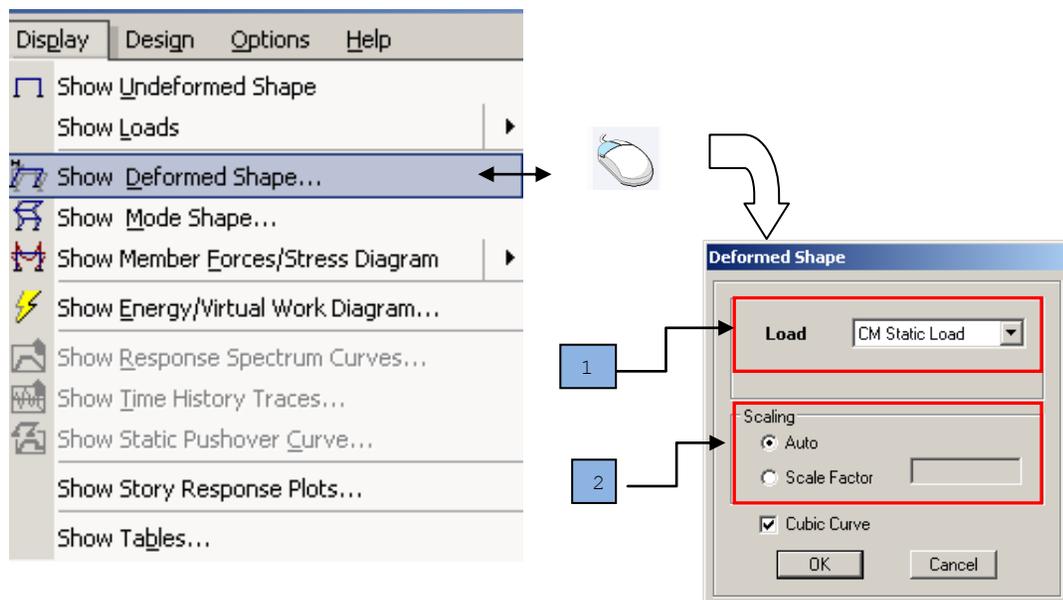


Figura 5.3.3 Deformadas del modelo.

La opción **Show Undeformed Shape**, se utiliza para mostrar la forma del marco o modelo (según sea la vista que se tenga activa) sin deformaciones.

### 5.3.3 MODOS DE VIBRACION DEL EDIFICIO

En el análisis dinámico que el programa realiza calcula el periodo de vibración para cada modo de vibrar de la estructura, el valor del periodo se muestra en el título de la ventana, es decir, en los cuadros 1 de la figura 5.3.5, la forma de seleccionar el modo de vibración es similar al anterior, seleccionando en el cuadro 1 (Figura 5.3.4) el modo de vibrar que se desea mostrar.

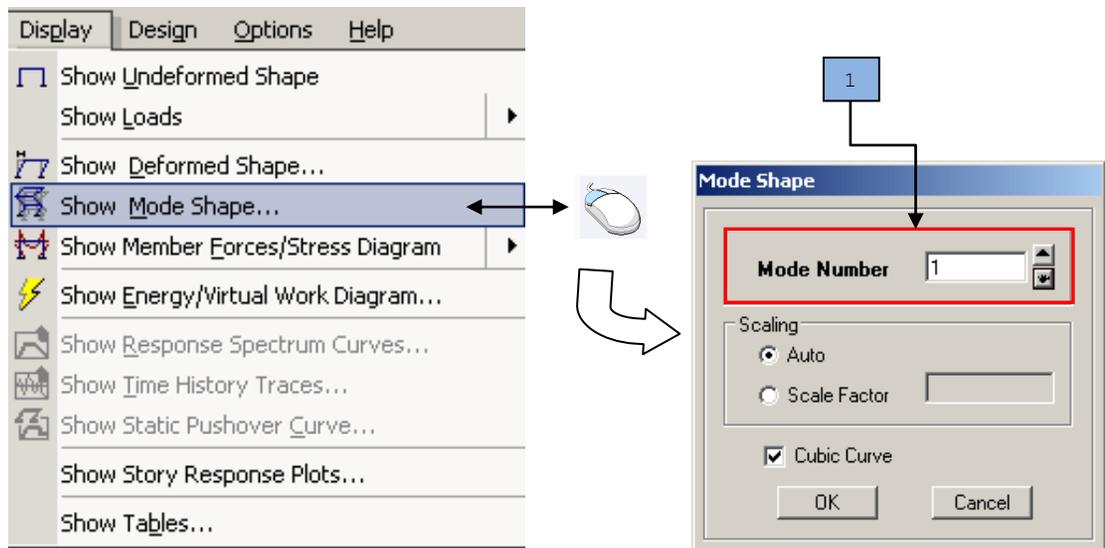


Figura 5.3.4 Modos de vibración del modelo.

### 5.3.4 DIAGRAMAS DE: FUERZAS, CORTANTES Y MOMENTOS

Para mostrar las acciones internas de los elementos hay que tener presente la vista que se tiene en la ventana, ya que si se desea mostrar información de un elemento en la dirección ortogonal a la que se tiene se debe de cambiar a otro marco en el que se muestre el elemento.

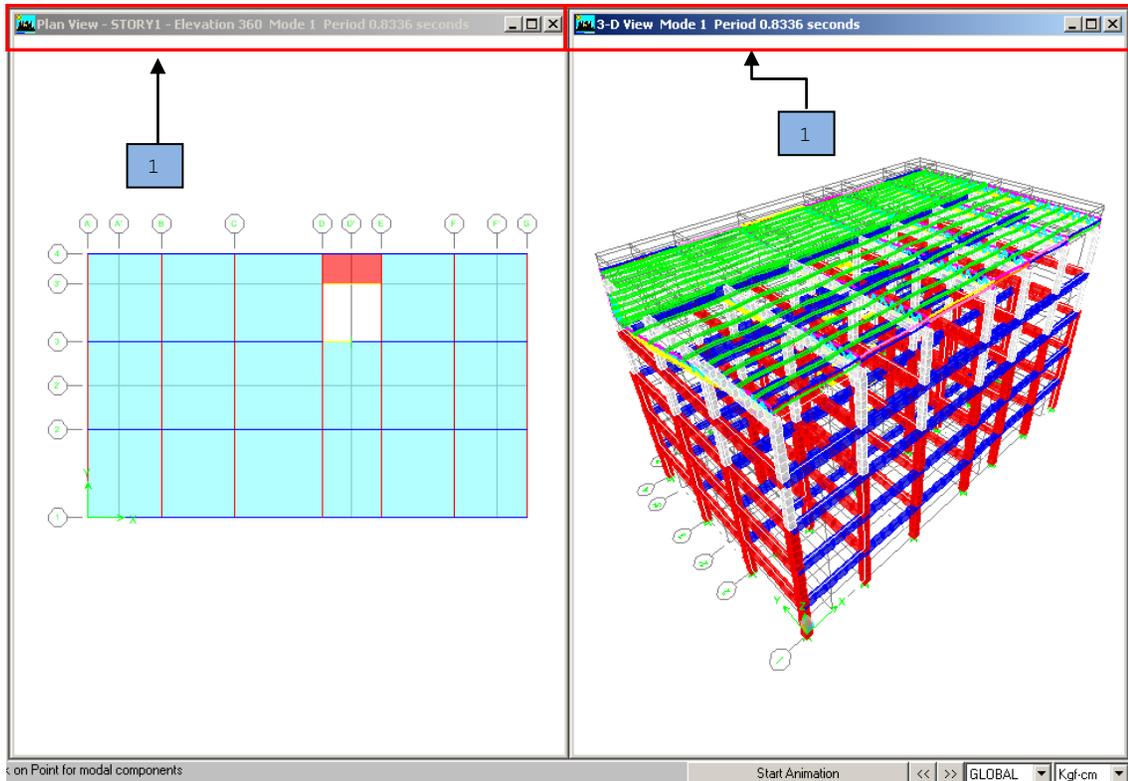


Figura 5.3.5 Modo 1 de vibración del modelo ( $T=0.8336$  Seg)

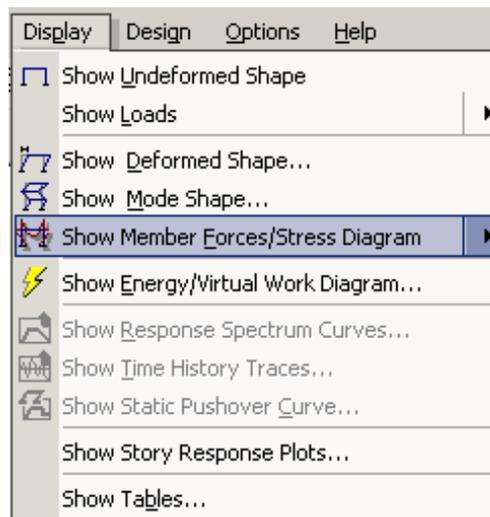


Figura 5.3.6 Acciones internas del modelo.

Para mostrar las reacciones del edificio, se sigue el siguiente procedimiento: **Display/Show Member Forces/ Stress Diagram/Support/Spring Reactions...** y luego se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.3.7.



Figura 5.3.7 Selección de caso o combinación de carga para reacciones

Las reacciones en el edificio se pueden mostrar para cada caso de carga o para una combinación específica, para ello se selecciona en **Load** de la figura 5.3.7, se activa la casilla de verificación de **Reactions** y luego se pulsa OK.

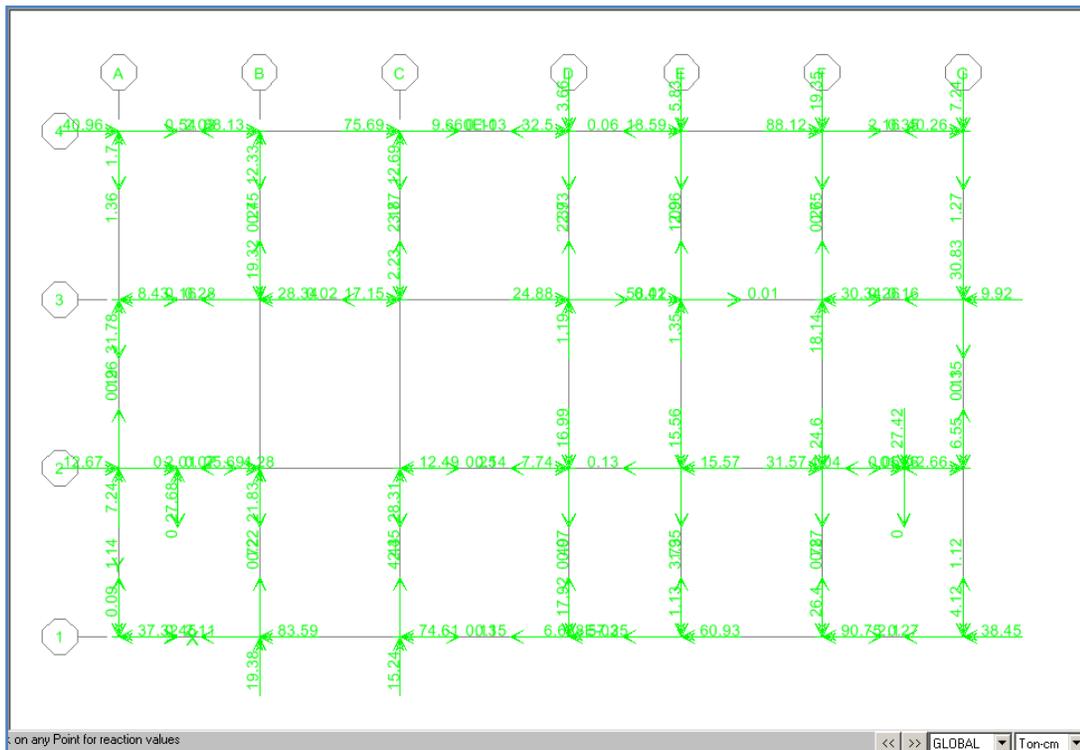


Figura 5.3.8 Reacciones debido a cargas muertas en el edificio.

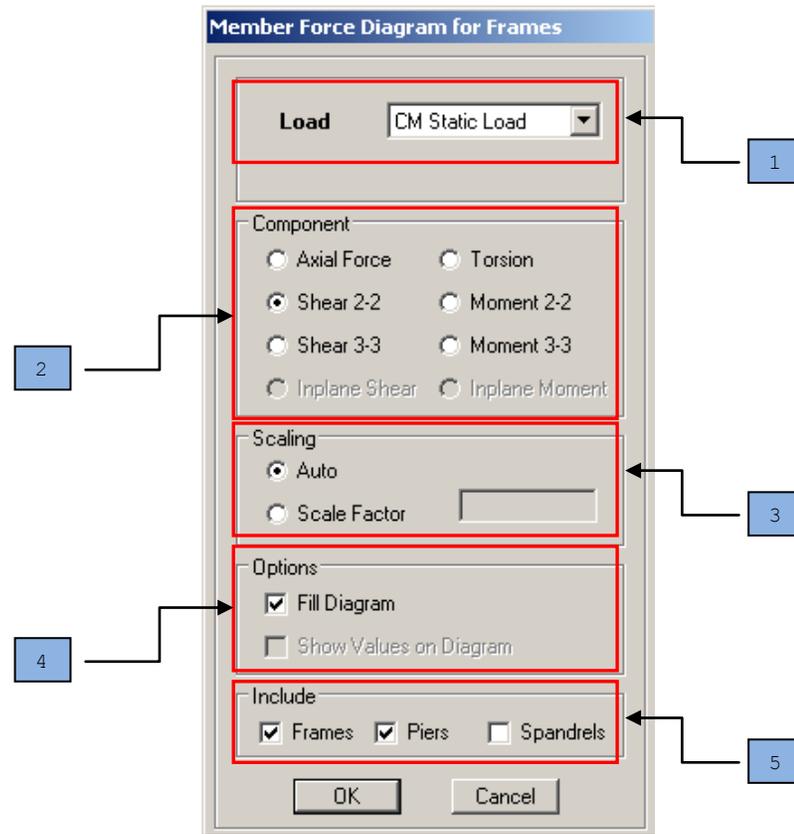


Figura 5.3.9 Diagrama de acciones internas

- En el cuadro 1 de la figura 5.3.9 se selecciona el caso o combinación de carga del cual se desea mostrar las acciones internas del edificio.
- En el cuadro 2 se selecciona que acción se desea mostrar, fuerza axial, cortante en las dos direcciones ortogonales del edificio, momento torsor y momentos flexionantes en las direcciones ortogonales del edificio.
- En el cuadro 3 se selecciona la escala en la cual deseamos que se muestre el diagrama.
- En el cuadro 4 se activa la casilla de verificación **Fill Diagram** para que la imagen de las acciones sea transparente.

➤ En el cuadro 5 se selecciona para qué tipo de elementos se desean mostrar las acciones, elementos de marco, y/o elementos pared.

Las figuras 5.3.10 hasta la 5.3.15, muestran las acciones internas de acuerdo al orden que se muestra en el cuadro 2 de la figura 5.3.9, para el marco o eje 3.

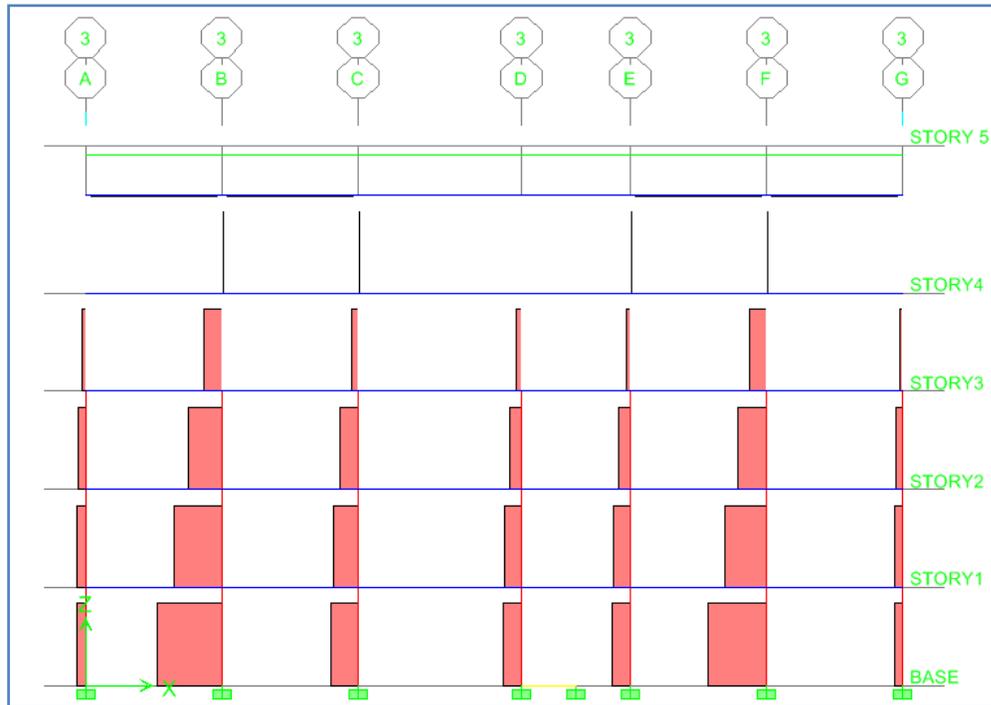


Figura 5.3.10 Diagrama de fuerzas axiales (marco 3)

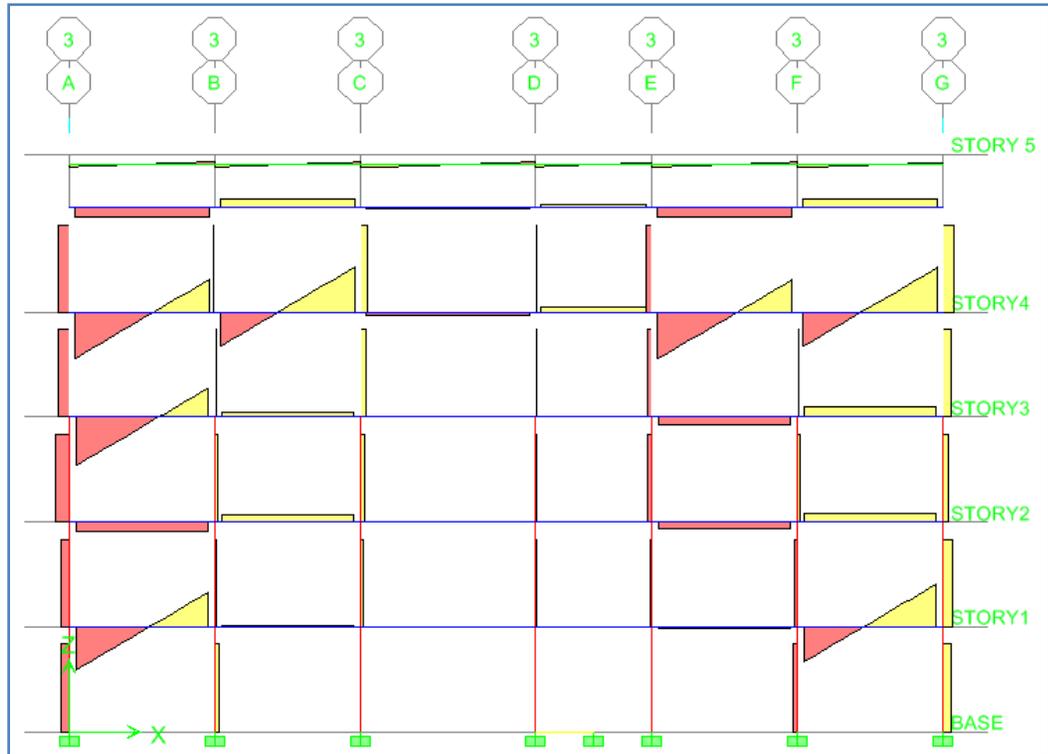


Figura 5.3.11 Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección 2-2 (marco 3)

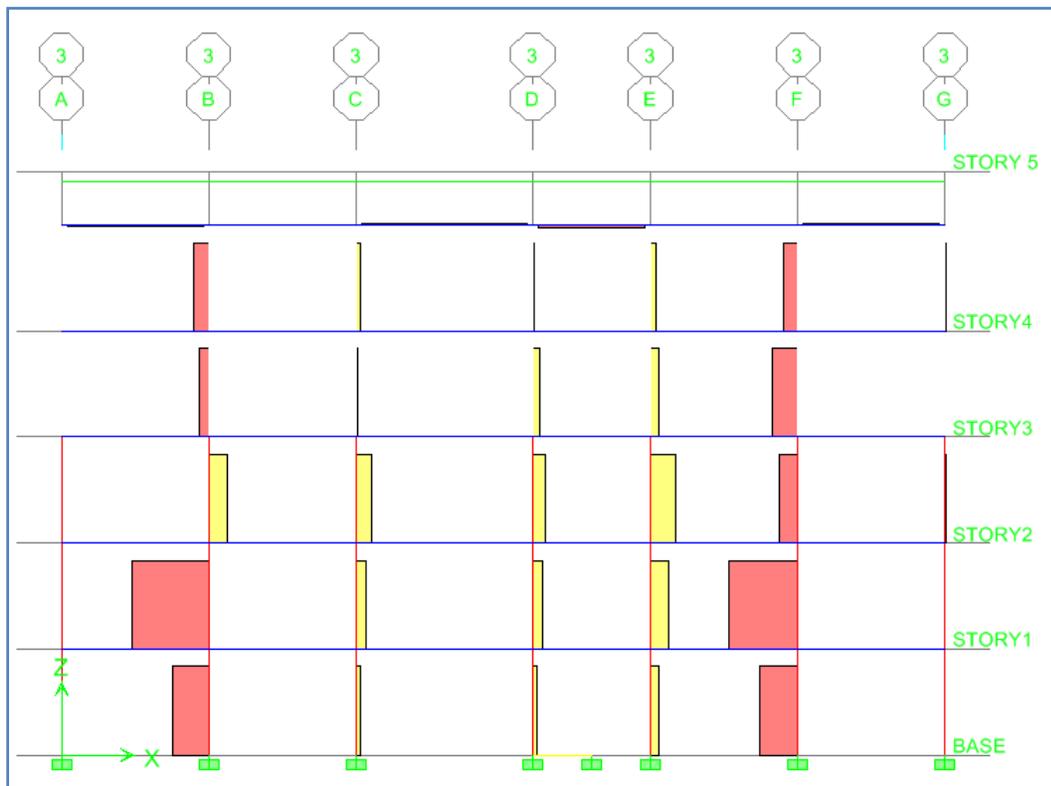


Figura 5.3.12 Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección 3-3 (marco 3)

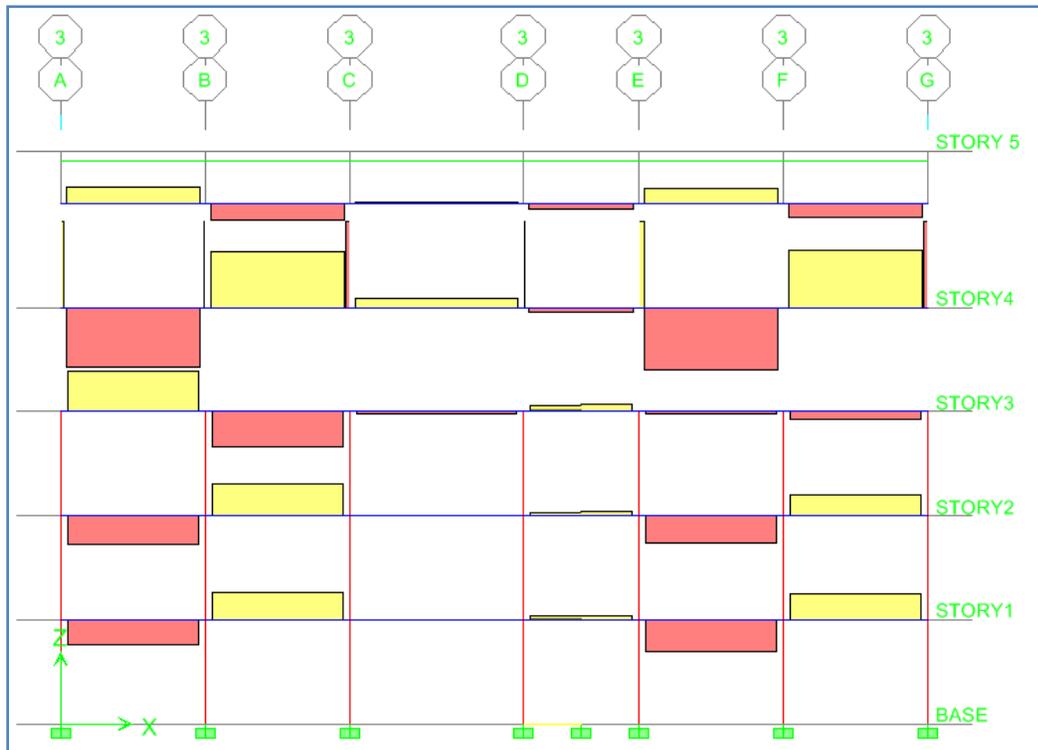


Figura 5.3.13 Diagrama de momentos de torsión (marco 3)

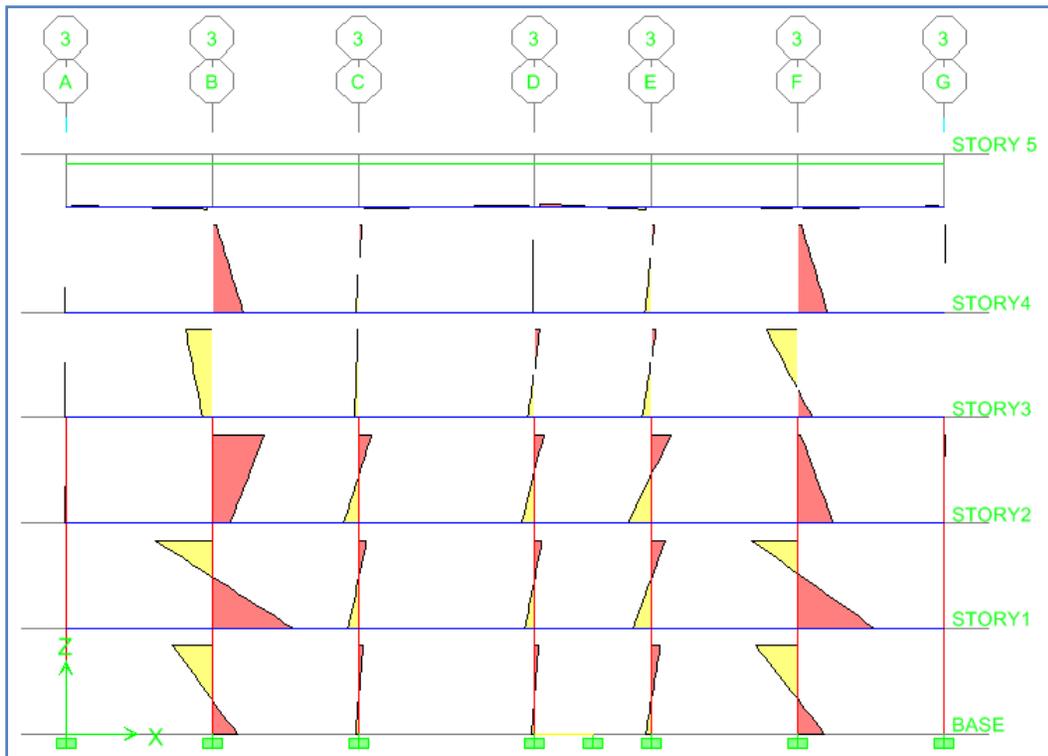


Figura 5.3.14 Diagrama de momentos flexionantes dirección 2-2 (marco 3)

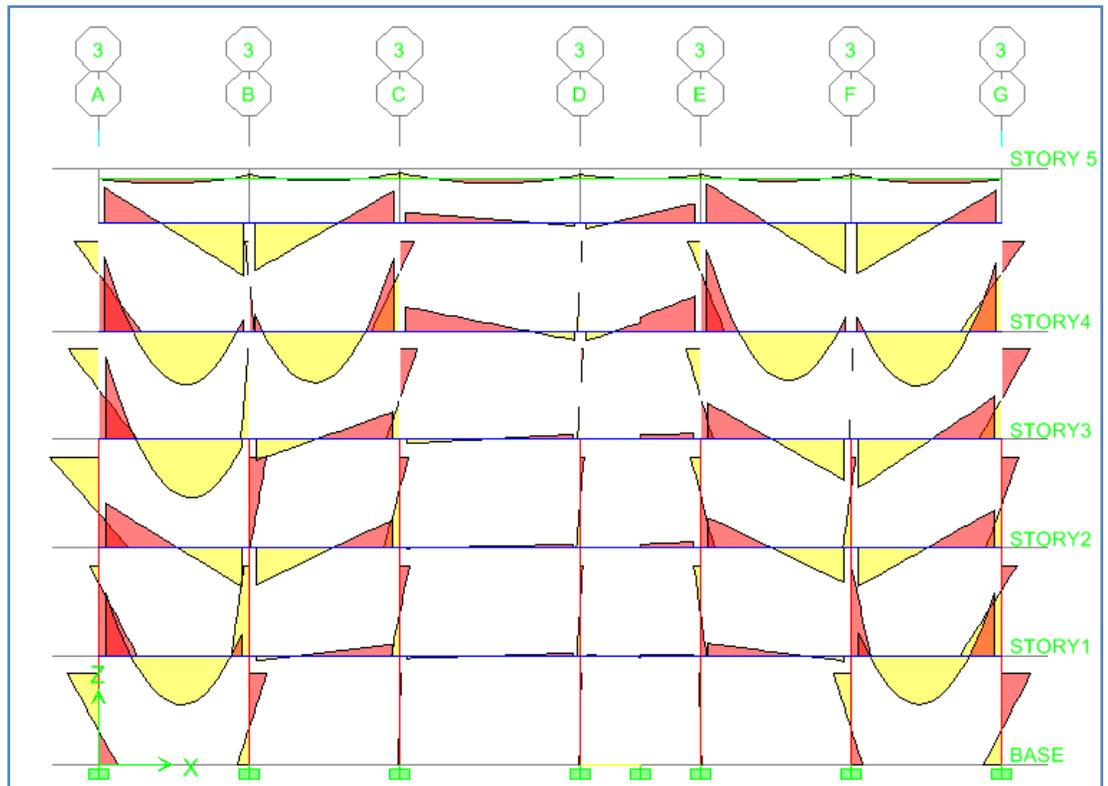


Figura 5.3.15 Diagrama de momentos flexionantes dirección 3-3 (marco 3)

Otra forma de revisar las acciones internas de un elemento, es dando click derecho en el elemento, y se despliega el cuadro de dialogo que se muestra en la figura 5.3.16.

La figura 5.3.16 se muestra solo para cortante en la dirección 2-2 y para momento flexionante en la dirección 3-3 (Solo para marcos en dirección X como por ejemplo el marco 3), en los otros casos las figuras que se despliegan son la 5.3.17 y 5.3.18, según sea el caso.

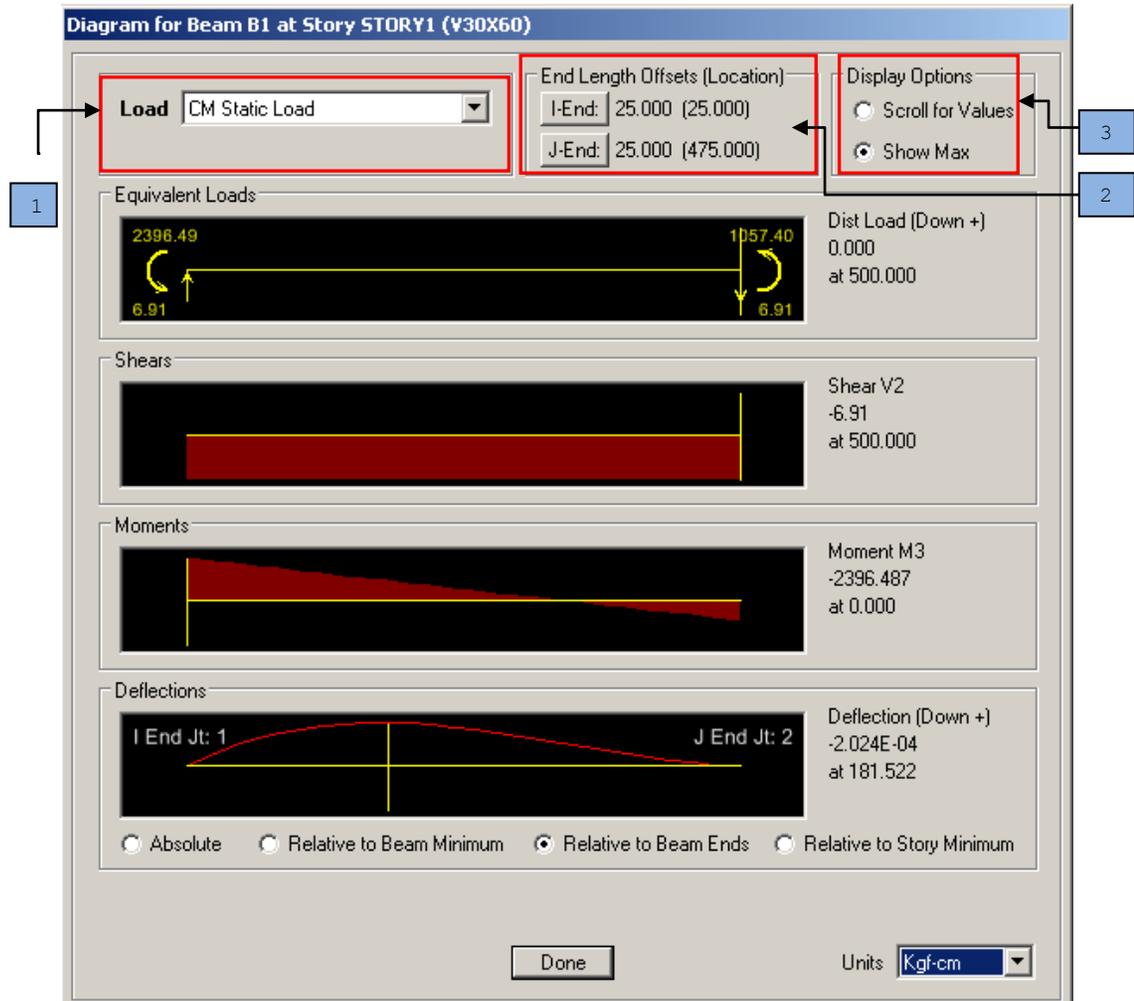


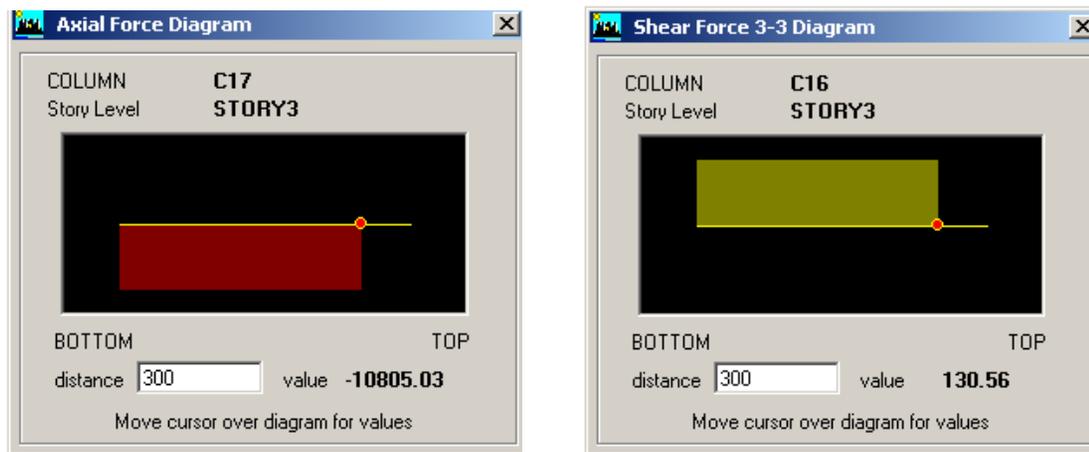
Figura 5.3.16. Diagramas de un elemento Viga.

El título de la imagen de la figura 5.3.16 es **Diagram for Beam B1 at story STORY 4 (V30X60)** lo que nos indica que es el diagrama de la viga etiquetada como B1 que corresponde al primer nivel y su sección transversal correspondiente es V30X60.

- En el cuadro de la figura 5.3.16 se selecciona el caso o combinación de carga, del cual se pretenden mostrar los diagramas de acciones internas de un elemento.
- El cuadro 2 indica los extremos del elemento, el inicial i y el final lo indica como j. (con su respectiva localización a lo largo del elemento).

➤ El cuadro 3 muestra 2 opciones: la primera es para revisar las acciones internas en cualquier punto a lo largo del elemento (deslizar el cursor donde se deseen conocer las acciones) y la segunda opción es para mostrar los valores máximos.

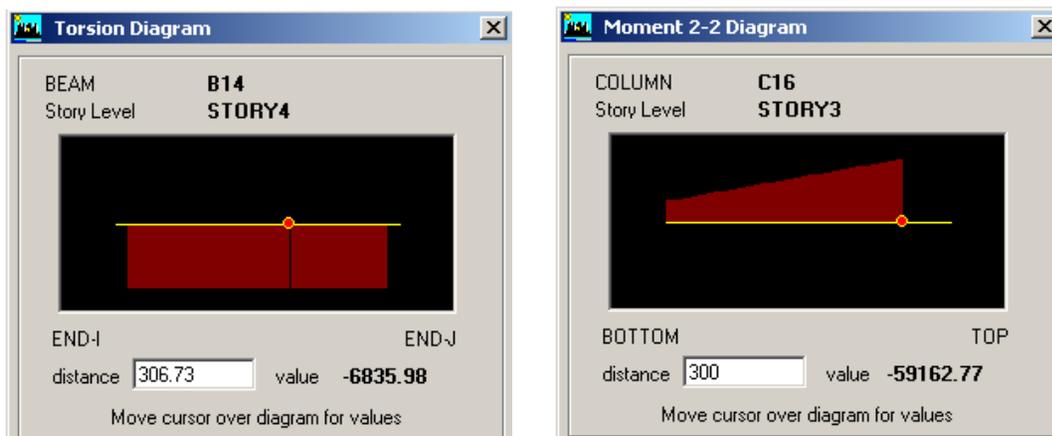
Los 4 diagramas que se muestran en la figura 5.3.16 son: a) *Equivalent Loads*, muestra una equivalencia de las cargas que le están llegando al elemento, b) *Shear V2*, muestra el cortante en la dirección 2-2 c) *Moment M3*, muestra el momento en la dirección 3-3 y d) muestra la deformada del elemento. En cada uno de los casos se muestra la correspondiente distancia en la cual se da la acción.



a

b

Figura 5.3.17. Diagramas de carga axial y cortante en la dirección 3-3 (de una columna).



a

b

Figura 5.3.18. Diagramas de momento torsional y flexionante en la dirección 2-2.

Para ver los resultados, del análisis sísmico (después de corrido el programa), se pueden mostrar, haciendo click en el menú “*Display*” y elegir la opción “*Show Story Response Plots*”, como se observa en la figura 5.3.19, en este cuadro se puede observar el valor de el cortante para cada nivel, así como los momentos de volteo, las derivas de entrepiso, la fuerza aplicada en el centro de masa (se debe tener en cuenta las unidades de medida en que están en el modelo) , etc.

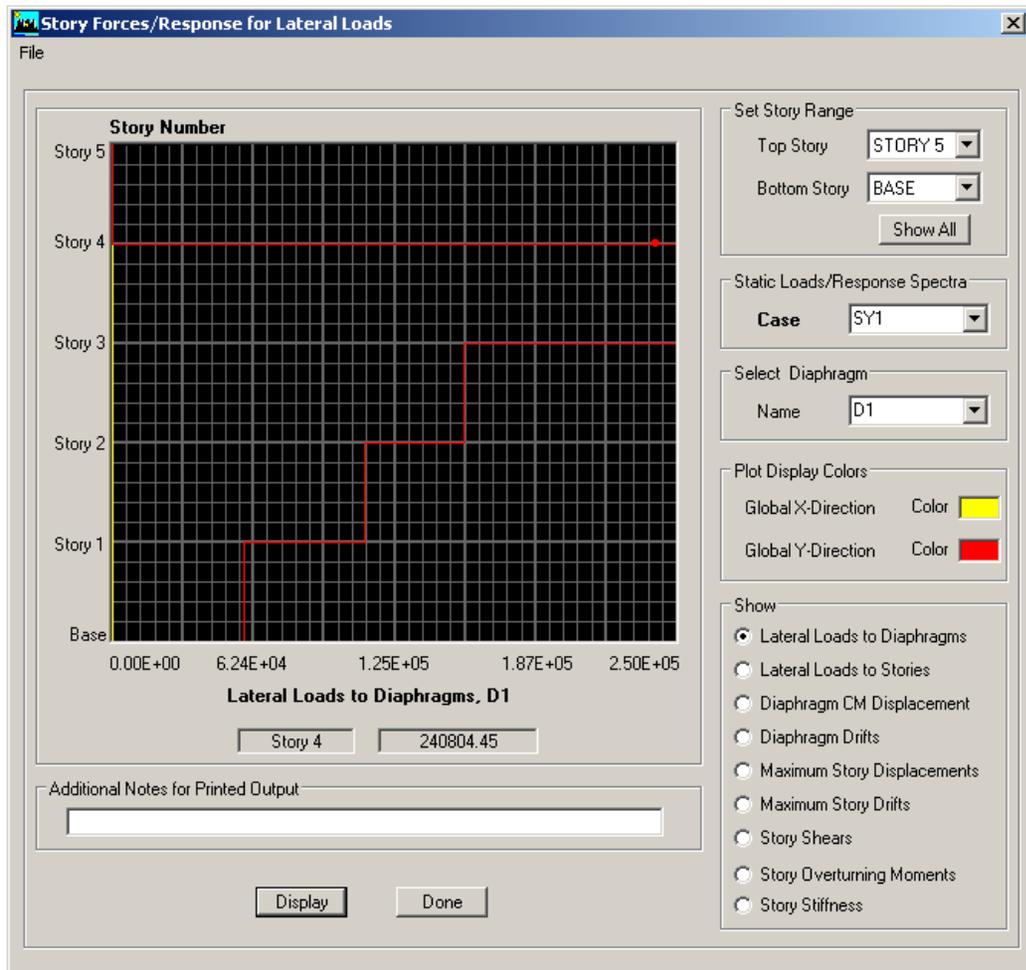


Figura 5.3.19 Resultados gráficos de análisis sísmico.

### 5.3.5 RESULTADOS DE ANALISIS DEL MODELO

Ya se indicó como se leen gráficamente los resultados de análisis del modelo, ahora se mostrará como se pueden ver todos los resultados en presentación tablas, ya que el modelo al correrse genera y almacena en su base de datos los resultados del mismo.

El procedimiento para ver las tablas de resultados de análisis es: **Display/Show Tables...** luego se muestra el cuadro de dialogo de la figura 5.3.20.

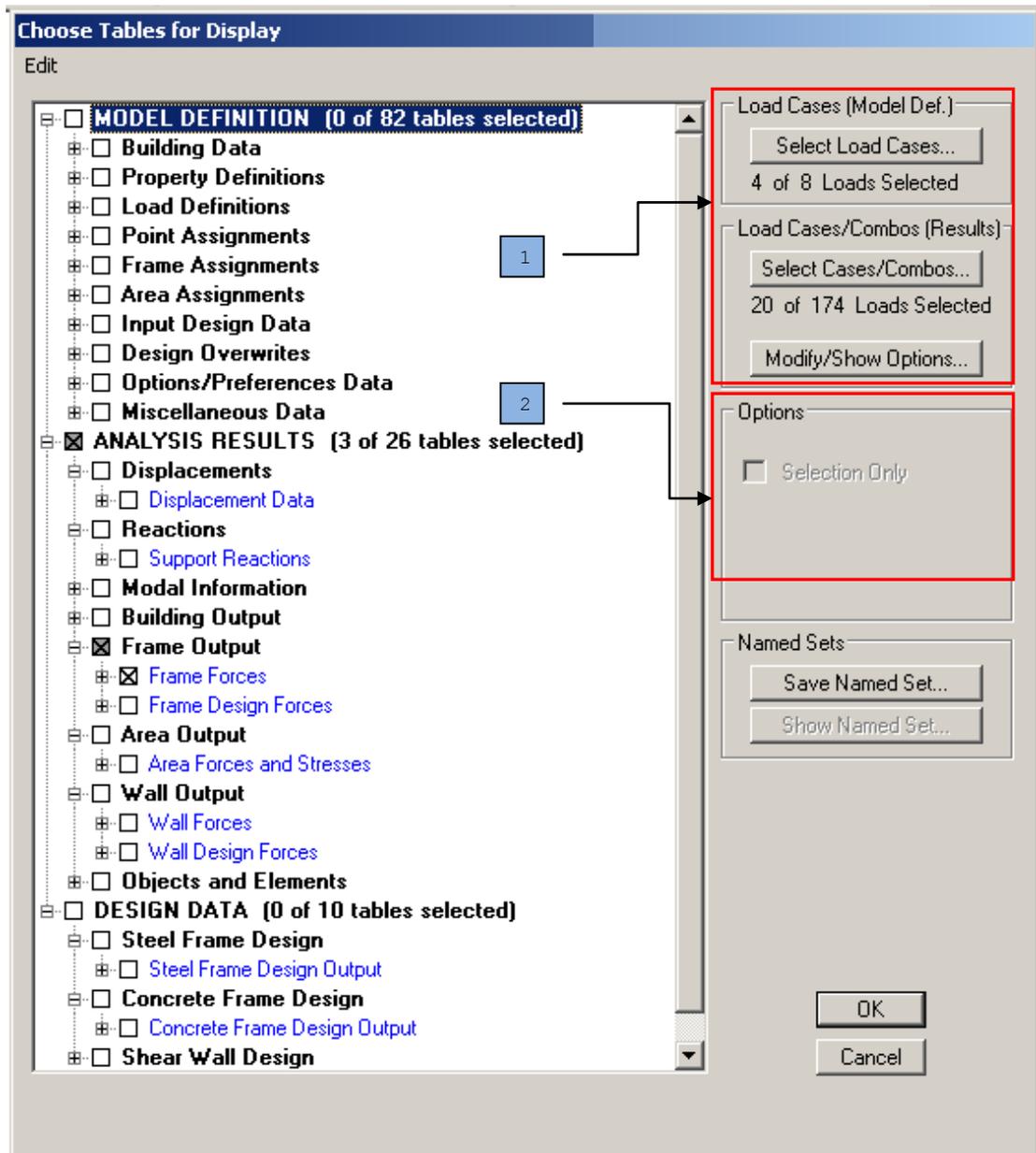


Figura 5.3.20. Mostrar tablas de resultados.

- El en cuadro 1 de la figura 5.3.20 se muestran 3 opciones para los resultados: a) Se seleccionan los casos de cargas (creados en la sección 5.2.2.3) de los que se desea ver los resultados, b) Se seleccionan las combinaciones de carga (creadas en la sección 5.2.2.4) de las que se desea ver los resultados y c) Se activa para la casilla de verificación para mostrar o no los resultados del análisis dinámico.
- El cuadro 2 de la figura 5.3.20, se encuentra activa la casilla de verificación cuando se ha seleccionado uno o varios elementos del modelo (para mostrar solo resultados de elementos seleccionados), para el caso particular no hay ningún elemento seleccionado.

Cuando el modelo ha sido analizado y diseñado se muestran en la figura 5.3.20, resultados de análisis y diseño, pero si no ha sido ejecutado el análisis solo se muestran las tablas de datos de entrada.

En MODEL DEFINITION (Figura 5.3.20) se muestran todas las tablas de datos de entrada, para desplegar alguna tabla en específico se pulsa en el cuadro que aparece una cruz, luego se despliegan mas tablas correspondientes a ese ítems, en algunos casos los ítems tienes varias tablas las cuales se despliegan de la misma manera, luego de que se tenga la tabla o tablas deseadas se chequea el cuadro de verificación quedando marcado con una X (Como se muestra en *ANALYSIS RESULTS/ Frame Output/Frame Forces*) y finalmente se pulsa en OK.

En ANALYSIS RESULTS se muestran los resultados de análisis y las tablas se seleccionan de la misma manera en que se describió en el párrafo anterior. Nota. Si no se ha ejecutado el análisis no se muestran tablas.

En DESIGN DATA se muestran los datos de salida del diseño del edificio. Nótese que en la figura se muestran resultados de diseño, para acero (*Steel Frame Desing*), marcos (*Concrete Frame Desing*) y paredes de cortante (*Shear Wall Design*).

Lo que nos indica que al momento de mostrar la figura ya se han ejecutado el análisis del edificio, diseño de estructura de techo (estructura metálica), diseño de estructura de concreto reforzado y el diseño de la paredes de cortante.

*Nota: El diseño del edificio (cualesquiera de sus elementos componentes) no se puede realizar si el análisis no ha sido ejecutado.*

## **5.4 DISEÑO DEL EDIFICIO**

Para ejecutar el diseño de cualesquiera elementos que conforman el modelo, es necesario que el modelo haya sido analizado, porque al ejecutar el diseño, este se hace en base a los resultados obtenidos para cada uno de los elementos que conforma la estructura general del edificio, es necesario también en este caso establecer algunos parámetros para el diseño.

El diseño del edificio se realiza por etapas, dependiendo de los materiales que contenga el modelo, por ejemplo, para nuestro caso particular, como el modelo contiene armadura metálica en la estructura de techo, entonces en una etapa se diseñarán todos los elementos de acero, en otra se diseñarán todos los elementos que conforman los marcos de concreto y en la última etapa se diseñaran las paredes.

El orden en que se diseñe el edificio no altera los resultados, puede diseñarse las paredes en primera etapa, luego acero y de último los marcos de concreto, o como el usuario estime conveniente.

*Nota: El programa automáticamente reconoce que materiales contiene el modelo, y para cada uno de ellos establece una etapa de análisis diferente.*

### **5.4.1 PREFERENCIAS DE DISEÑO.**

Antes de ejecutar el diseño, es necesario indicarle al programa que combinaciones de carga debe de considerar, este paso puede ser omitido pero es

recomendable hacerlo, ya que sino se hace, el programa automáticamente llama los combos creados por defecto, según el código de diseño que se seleccione, tambien se deben de revisar algunos parametros o preferencias de diseño.

#### 5.4.1.1 Preferencias de diseño para estructura metálica.

En esta parte se selecciona el código con el cual se diseñará la estructura de techo, para este caso particular, el diseño se realizará en base al código AISC-LRFD en la versión del 99, programas mas recientes a la versión v9.0.7 del Etabs ya traen códigos mas recientes.

Algunos parámetros como factores de reducción, factores de amplificación, tipo de detallado de marcos, etc. se crean de acuerdo al código de diseño seleccionado y algunos de ellos pueden ser modificados de tal manera de adecuarlo a nuestro medio.

Para establecer las preferencias de diseño en estructuras metálicas se sigue el siguiente procedimiento: *Options/Preferences.../Steel Frame Design...* (mostrado en figura 5.4.1) y luego se despliega el cuadro de la figura 5.4.2. en el que se seleccionara, el código y luego revisar (modificar, si es necesario) los parámetros o preferencias de diseño.

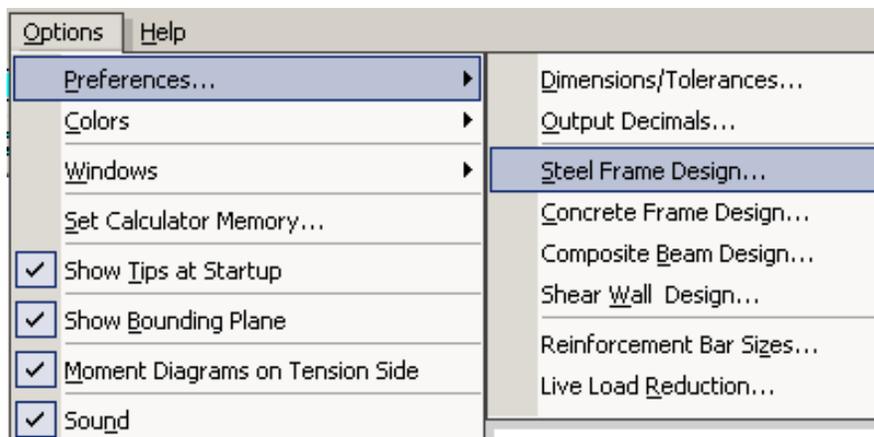


Figura 5.4.1 Preferencias de diseño según el tipo de material.

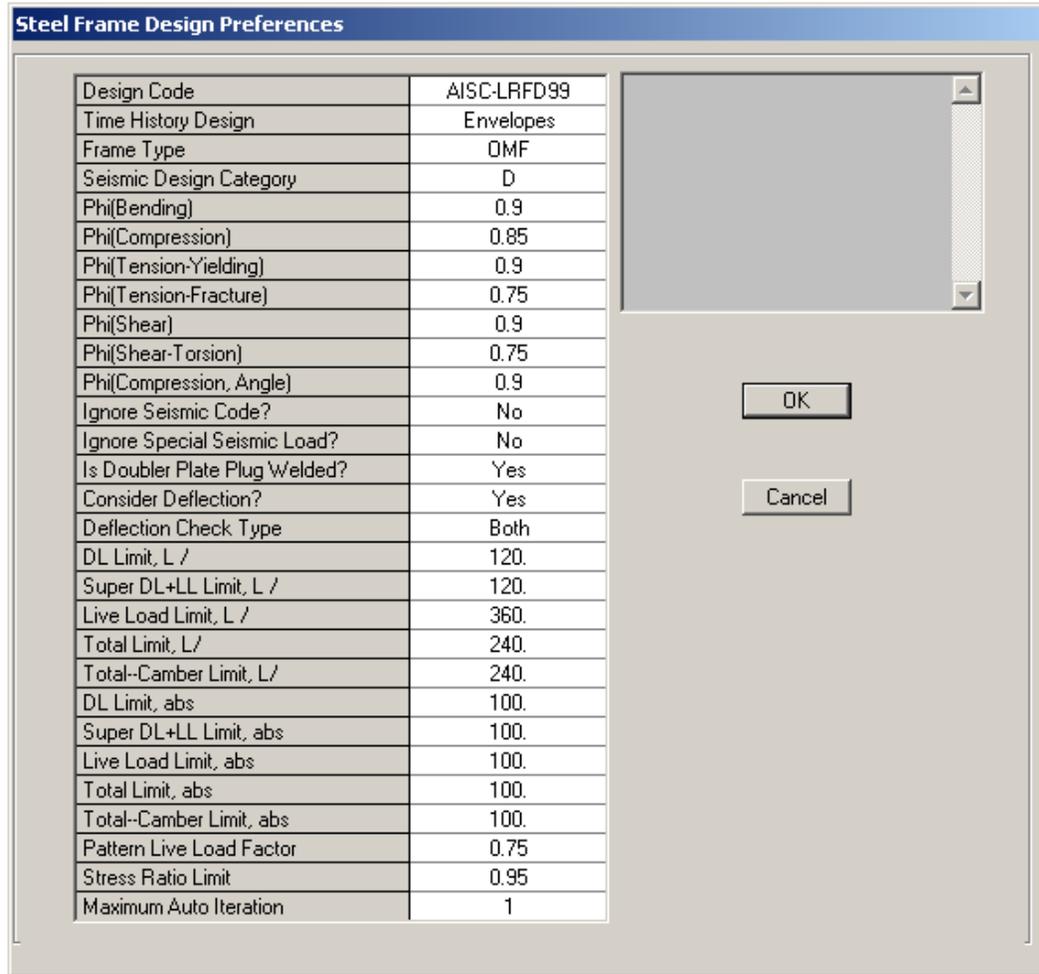


Figura 5.4.2 Preferencias de diseño para estructura de acero.

#### 5.4.1.2 Preferencias de diseño para marcos de concreto reforzado.

En esta parte se selecciona el código con el cual se diseñará la estructura de los marcos de concreto reforzado (vigas y columnas principales, vigas secundarias), para este caso particular, el diseño se realizará en base al código ACI-05/IBC-2003 (Código ACI version 2005 y la versión 2003 del IBC).

Algunos parámetros como factores de reducción, factores de amplificación, tipo de detallado de marcos, etc. se crean de acuerdo al código de diseño seleccionado y algunos de ellos pueden ser modificados de tal manera de adecuarlo a nuestro medio.

Para establecer las preferencias de diseño de marcos de concreto, se sigue el siguiente procedimiento: *Options/Preferences.../Concrete Frame Design...* (mostrado

en figura 5.4.1) y luego se despliega el cuadro de la figura 5.4.3. en el que se selecciona el código y luego se revisan (modificar, si es necesario) los parámetros o preferencias de diseño.

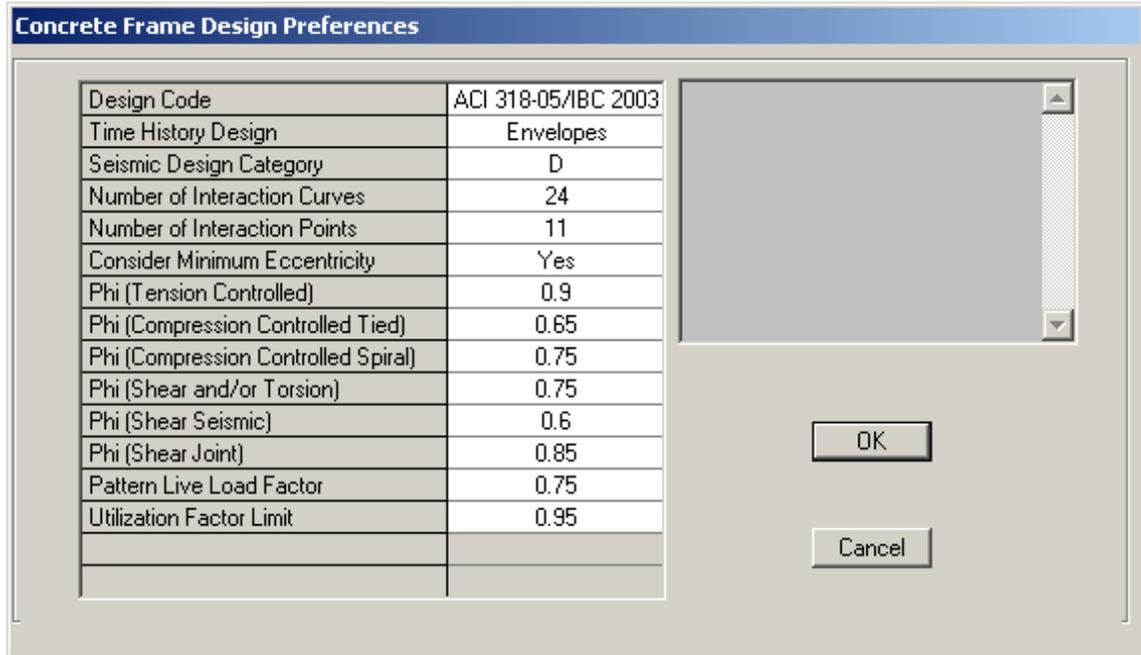


Figura 5.4.3. Preferencias de diseño para marcos de concreto reforzado.

### 5.4.1.3 Preferencias de diseño para paredes de mampostería.

En esta parte se selecciona el código con el cual se diseñaran las paredes (Se diseñan todas aquellas paredes que se les ha asignado la propiedad de Pier) para este caso particular, el diseño se realizará en base al UBC Versión del año 1997.

Algunos parámetros como factores de reducción, forma en la que se pretende que nos muestre los resultados, etc. se crean de acuerdo al código de diseño seleccionado.

Para establecer las preferencias de diseño de paredes de cortante, se sigue el siguiente procedimiento: **Options/Preferences.../Shear Wall Design...** (mostrado en figura 5.4.1) y luego se despliega el cuadro de la figura 5.4.4. en el que se selecciona el código y luego se revisan (modificar, si es necesario) los parámetros o preferencias de diseño.

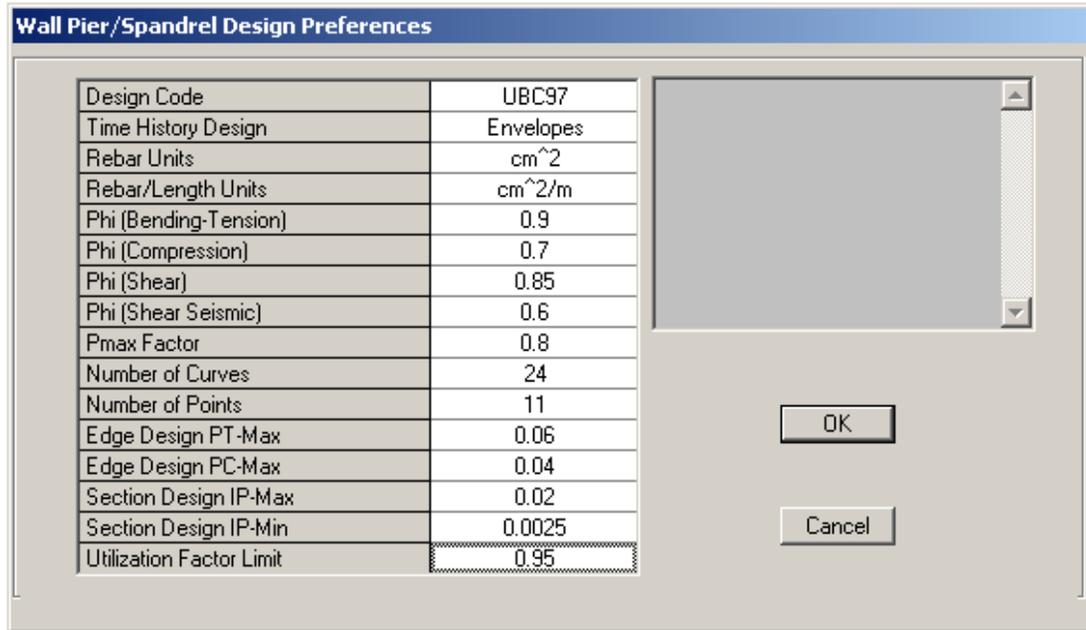


Figura 5.4.4. Preferencias de diseño para paredes de “mampostería”.

## 5.4.2 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO.

Otro aspecto que se indicó, para ejecutar el diseño, es seleccionar las combinaciones de diseño que se usaran, estas combinaciones son las que se editaron manualmente al programa (sección 5.2.2.4). Para cada tipo de diseño se seleccionan las combinaciones creadas, manualmente y se eliminan las que se crean por defecto, esto ayudará a tener certeza de la procedencia de los resultados obtenidos.

### 5.4.2.1 Combos de diseño para estructuras de acero

El procedimiento que se sigue para adicionar los combos es: *Design/Steel Frame Design/ Select Design Comb...* (Figura 5.4.5), y aparecerá la ventana que se muestra en la figura 5.4.6, en la que se deben seleccionar las combinaciones de diseño generadas por el usuario y/o pueden adicionarse las combinaciones generadas por el programa si el usuario lo estima necesario.

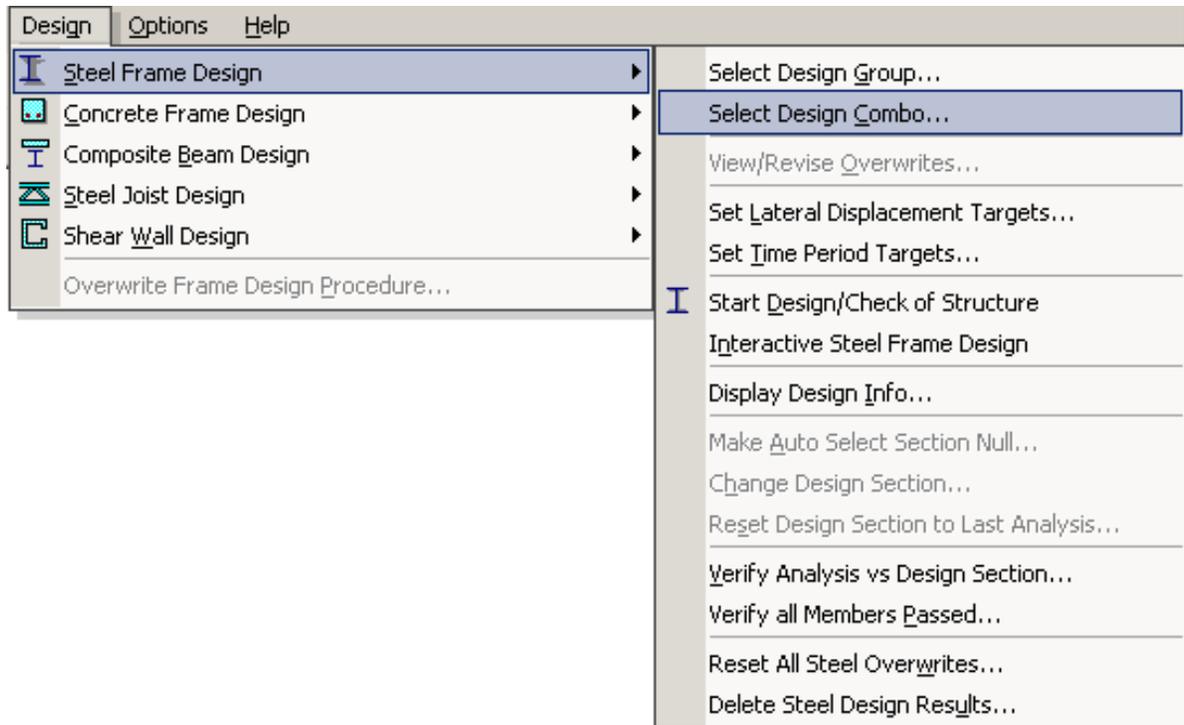


Figura 5.4.5 Seleccionar combos de diseño para la estructura de acero.

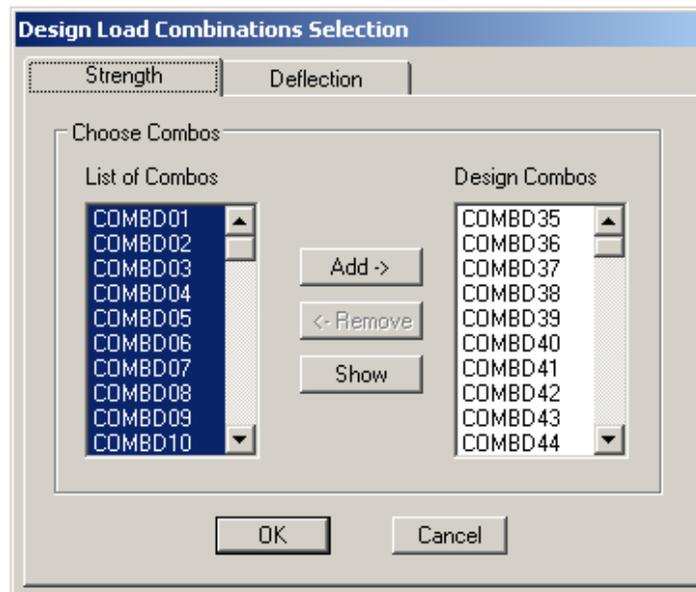


Figura 5.4.6 Adicionar combos de diseño para la acero.

En la figura anterior hay dos grupos de combinaciones a seleccionar: **Strength** y **Deflection**, las primeras se seleccionan los combos generados manualmente y en el caso

de deflexión se adicionan las que ya trae por defecto el programa, considerando que estas combinaciones no tomas en cuenta factores de amplificación o reducción de cargas, ya que son para revisar las condiciones de serviciabilidad del edificio.

#### 5.4.2.2 Combos de diseño para marcos de concreto reforzado.

El procedimiento que se sigue para adicionar los combos es: **Design/Concrete Frame Design/ Select Design Comb...** (o como lo muestra la figura 5.4.7), y aparecerá la ventana mostrada en la figura 5.4.6, en la que se deben seleccionar las combinaciones de diseño generadas por el usuario, tambien pueden adicionarse las combinaciones generadas por el programa, si el usuario lo estima necesario.

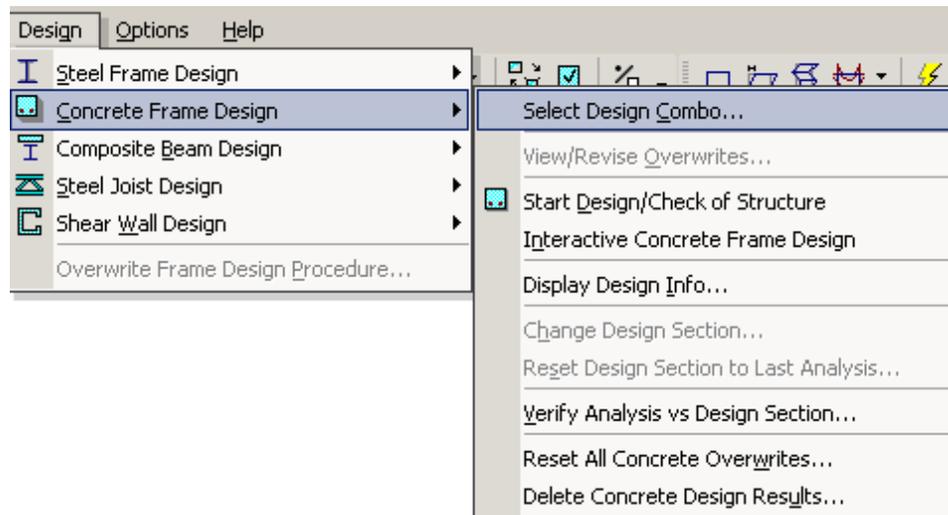


Figura 5.4.7 Selección de combos para marcos de concreto.

#### 5.4.2.3 Combos de diseño para paredes.

El procedimiento que se sigue para adicionar los combos es: **Design/Shear Wall Design/ Select Design Comb...** (o como lo muestra la figura 5.4.7a), y aparecerá una ventana similar a la mostrada en la figura 5.4.6, en la que se deben seleccionar las 18 combinaciones generadas manualmente para paredes.

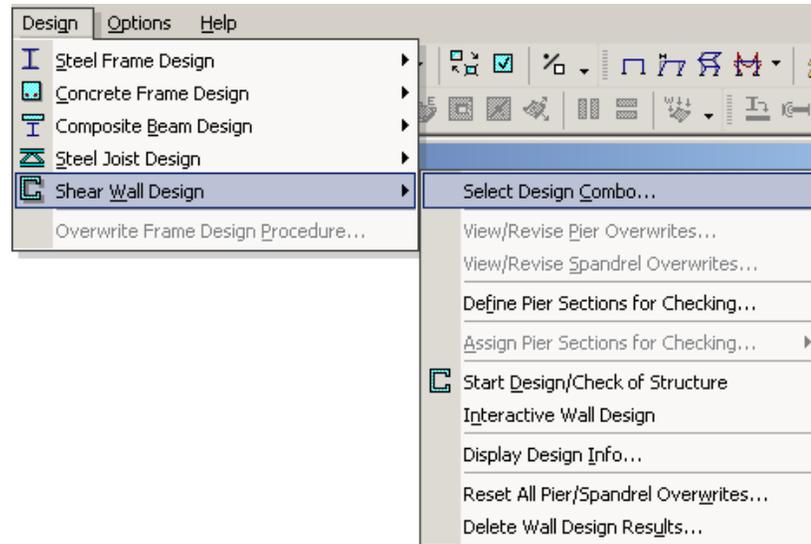


Figura 5.4.7a Selección de combos para paredes.

### 5.4.3 DISEÑO DEL EDIFICIO

#### 5.4.3.1 Estructura de techo (armadura metálica)

Después de haber seleccionado las combinaciones y las preferencias de diseño, se procede a ejecutar el diseño, este se puede realizar de varias formas una de ellas es dando clic en el menú **Design/Steel Frame Design/Start Design/Check of Structure** (mostrado en la figura 5.4.8), o haciendo clic en el icono de acceso directo de la barra de herramientas **design**.

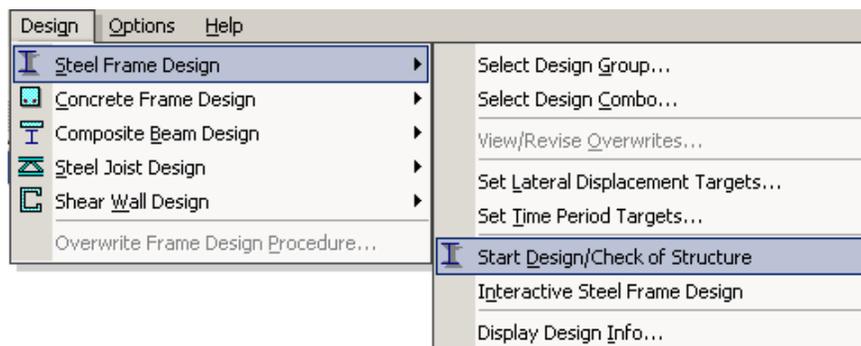


Figura 5.4.8 Iniciar diseño de estructura de acero.

Después de realizar el diseño en la ventana del ETABS aparece el modelo como se muestra en la figura 5.4.9.

La barra inferior de colores de la figura 5.4.9, nos indica la relación que hay entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo permisible del elemento, es decir entre mas se aproxime a 1.000 el elemento esta optimizado, pero si esa relación excede de 1.0, entonces nos indica que el elemento fallará.

Por dos razones puede estar la relación esfuerzo actuante entre esfuerzo permisible arriba de 1.00 a) Porque su resistencia haya sido excedida y b) Porque las deflexiones sean mayores a las permisibles. Pueden ocurrir los dos casos al mismo tiempo, sin embargo cuando esto ocurre hay que incrementar la resistencia y/o la sección transversal del elemento, incluso ambas.

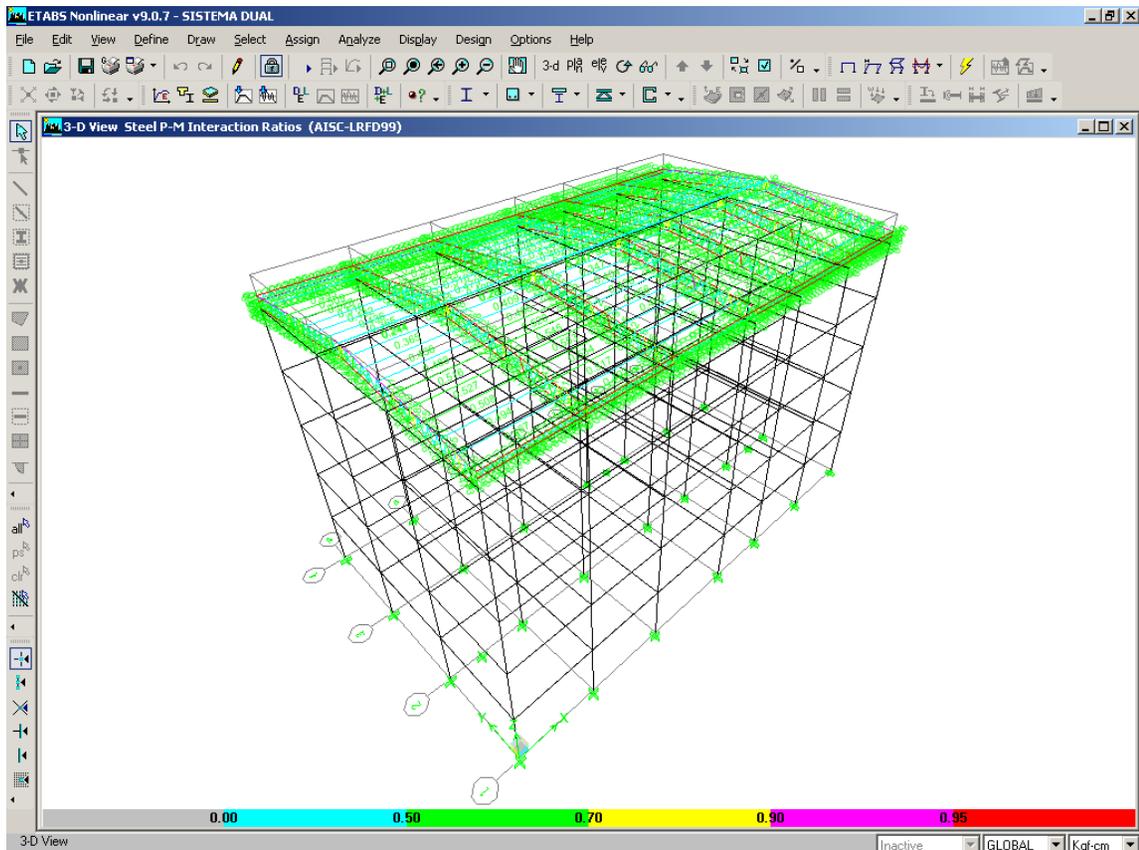


Figura 5.4.9 Estructura de techo (después de ejecutar el diseño).

La información sobre el diseño puede ser mostrada gráficamente siguiendo este procedimiento: **Design/Steel Frame Design/Display Design Info...** luego se despliega el cuadro de la figura 5.4.10, donde se selecciona que tipo de información se desea ver (datos de entrada o resultados de diseño).

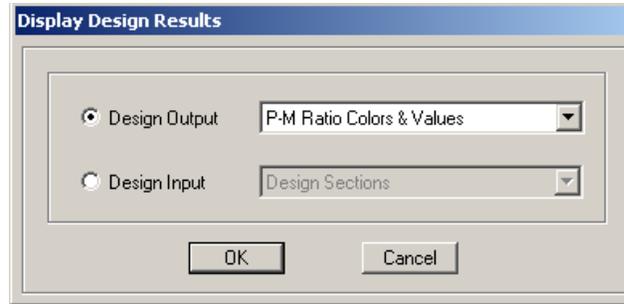


Figura 5.4.10 Mostrar resultados de diseño.

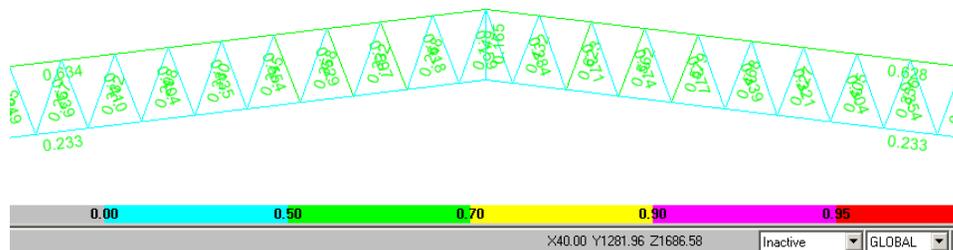


Figura 5.4.11 Resultados de diseño de viga macomber VM

### 5.4.3.2 Estructura de concreto reforzado (Estructura de marcos)

El procedimiento de diseño de los marcos de concreto reforzado es análogo al de la estructura de techo, detallado anteriormente y este se puede realizar de varias formas una de ellas es dando clic en el menú **Design/Concrete Frame Design/Start Design/Check of Structure** (mostrado en la figura 5.4.12), o haciendo clic en el icono de acceso directo de la barra de herramientas **design**.

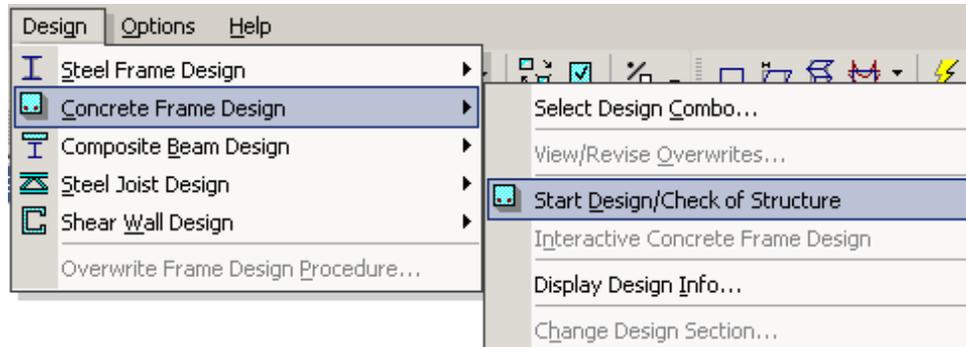


Figura 5.4.12 Iniciar diseño de estructura de concreto (elementos de marco).

Después de realizar el diseño en la ventana del ETABS aparece el modelo como se muestra en la figura 5.4.13.

La información de diseño que muestra inicialmente, es el refuerzo longitudinal de todos los elementos de marcos (Vigas, Columnas y Brace), también diseña cualquier elemento de marco que este aislado y/o sea un elemento de marco secundario.

Cuando un elemento se muestra en rojo, puede ser que la cuantía de armado requerido no cabe en la sección o porque cualquiera de los estados límite ha sido excedido, cuando esto ocurre se debe de incrementar la sección y/o la resistencia.

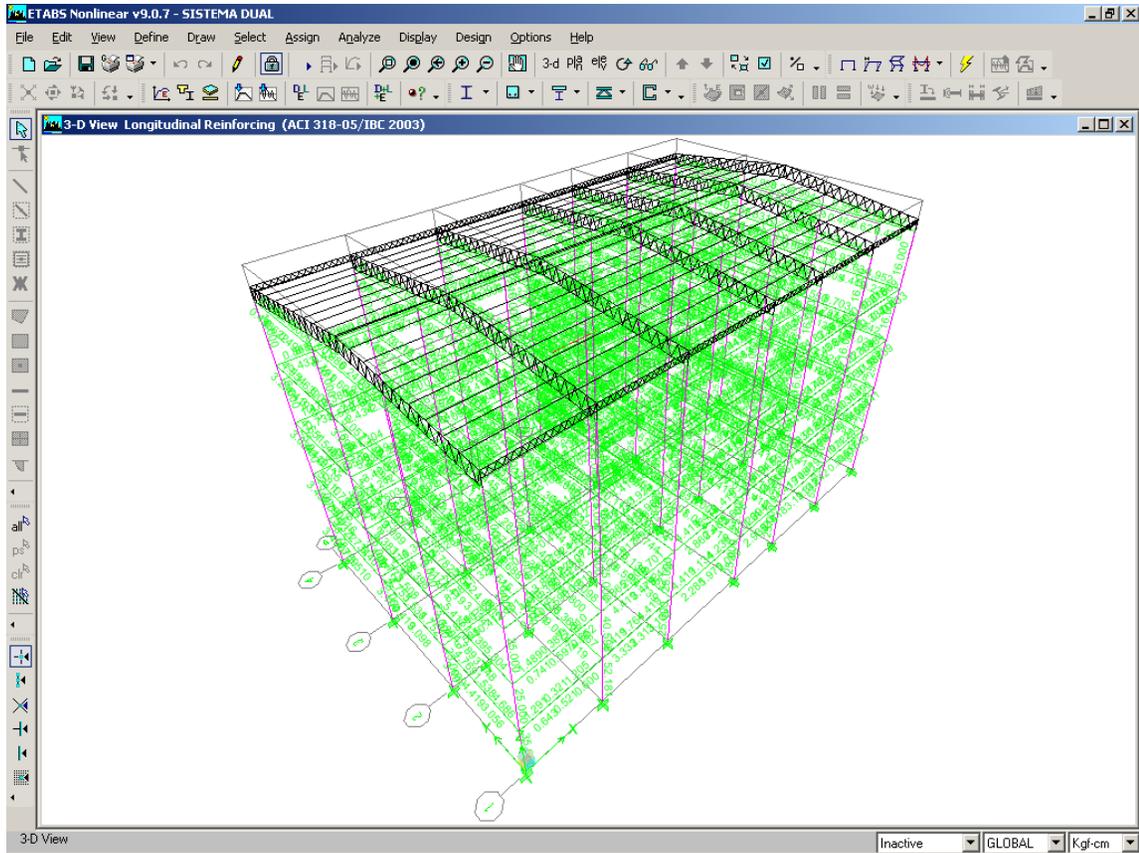


Figura 5.4.13 Estructura de concreto (después de ejecutar el diseño).

La información sobre el diseño puede ser mostrada gráficamente siguiendo este procedimiento: **Design/Concrete Frame Design/Display Design Info...** luego se despliega un cuadro similar al de la figura 5.4.10, donde se selecciona que tipo de información se desea ver (datos de entrada o resultados de diseño).

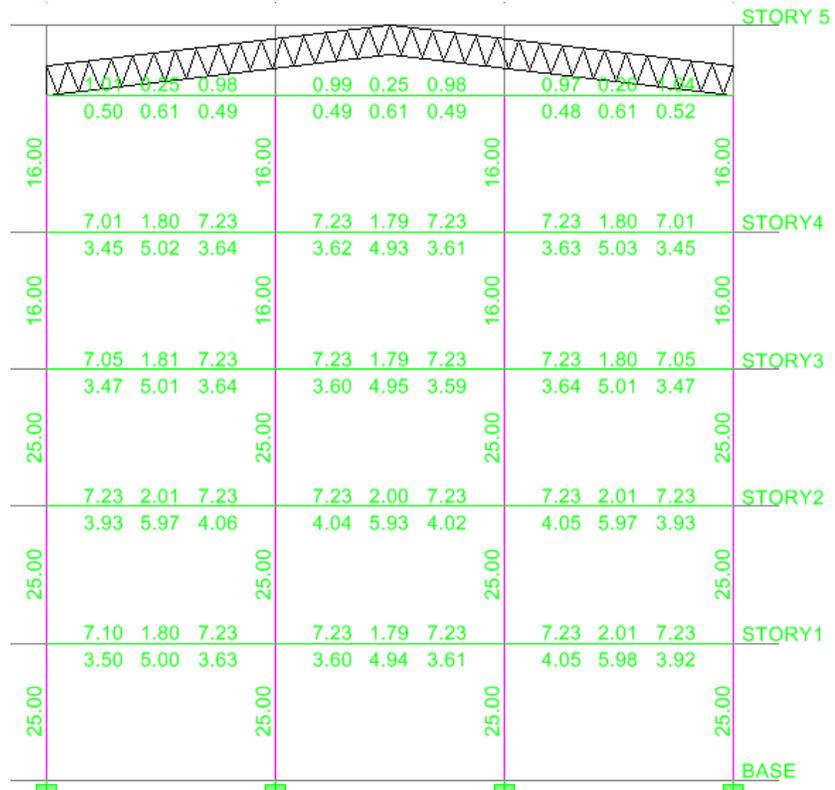


Figura 5.4.14 Armado longitudinal de eje A

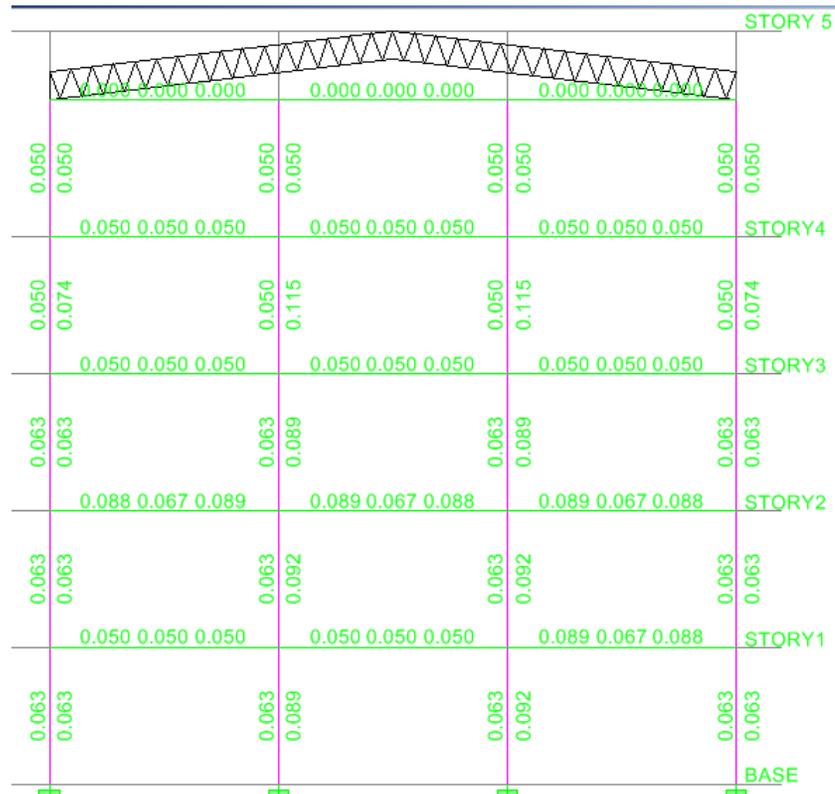


Figura 5.4.15 Armado por cortante de eje A

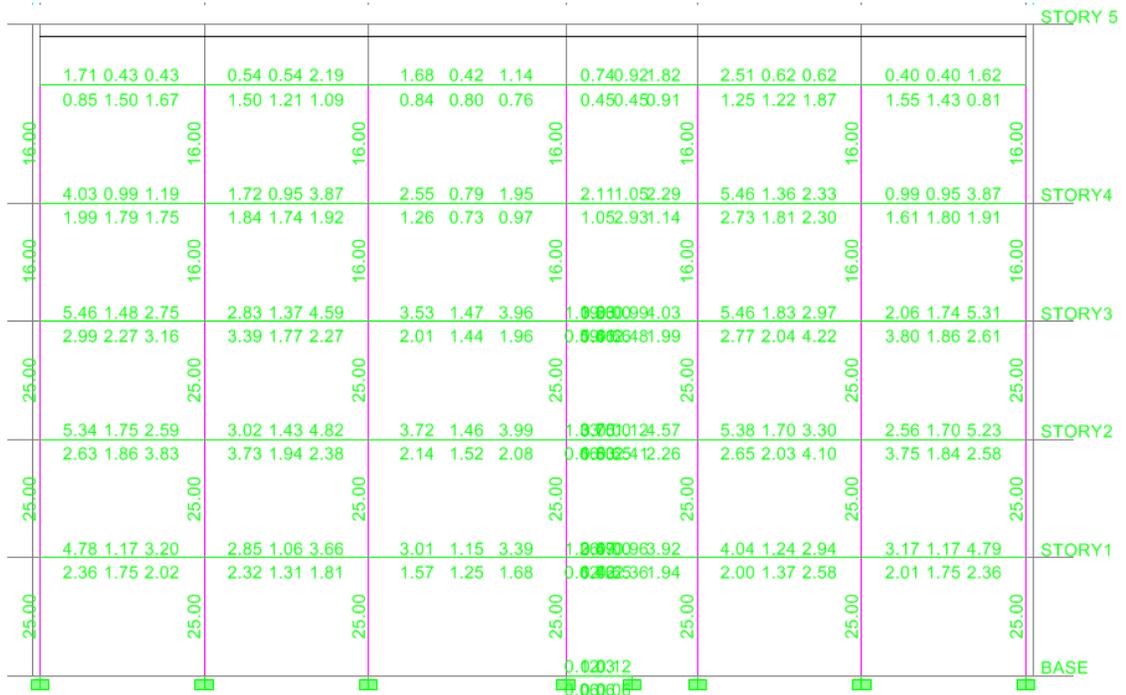


Figura 5.4.16 Armado longitudinal de eje 3

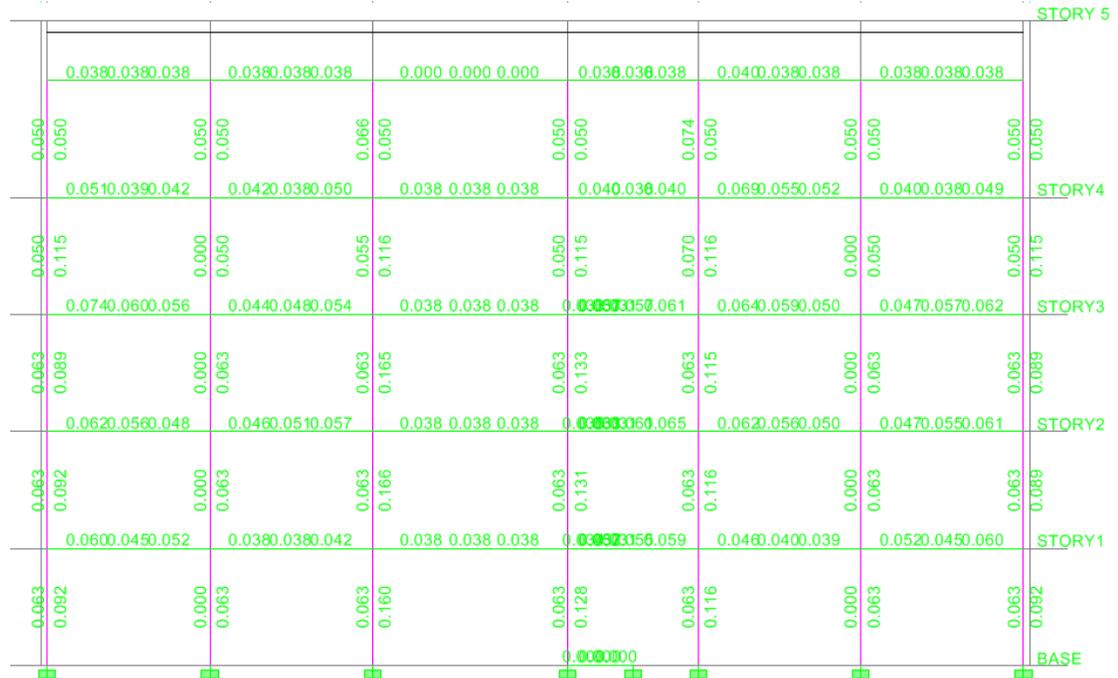


Figura 5.4.17 Armado por cortante de eje 3

### 5.4.3.3 Estructura de mampostería (paredes)

El procedimiento de diseño de los muros o paredes de mampostería, difiere con los de concreto y acero, descritos anteriormente, ya que el programa presenta 3 tipos de diseño de secciones paredes, los cuales son: Reforzamiento uniformemente distribuido, Reforzamiento general y el simplificado Sección de pilastra T y C también llamado tensión-compresión (T y el C es corto para la tensión y compresión).

#### Métodos para el diseño de paredes

*a) Tensión-Compresión:* Solo diseña los pilares de borde, determinando la longitud de borde de la pilastra y su armadura por flexión de borde, además diseña la sección completa al corte. El diseño esta basado en esfuerzos de un plano bidimensional.

*b) Armadura uniformemente distribuida:*<sup>15</sup> Diseño por flexión y al corte para toda la sección. Además permite comparar la armadura longitudinal propuesta por el usuario con la calculada por el programa. El diseño está basado en el diagrama de interacción tridimensional.

*c) Armadura General:*<sup>4</sup> Diseño por flexión y al corte para toda la sección. Se pueden crear secciones diferentes con armadura irregular. Además permite comparar la armadura propuesta por el usuario con la calculada por el programa. El diseño está se basado en el diagrama de interacción tridimensional.

#### a. Dimensiones y Propiedades del diseño simplificado de pilastra T y C

Esta sección describe las dimensiones del diseño y las propiedades de los materiales asociadas con el diseño simplificado de secciones de pared con elementos de borde. Usted puede definir el diseño simplificado de una sección T y C de una pared con

---

<sup>15</sup> Para los dos últimos casos se puede chequear Demanda v/s Capacidad de la sección, donde este factor es un indicador de las condiciones de esfuerzo de la pared con respecto a su capacidad, basado en el diagrama de interacción tridimensional.

elementos de borde usando el *pier desing overwrites*. (Opción de sobreescritura del diseño de pared con elementos de borde).

**Dimensiones del diseño** Una sección simplificada T y C siempre es en el plano (bidimensional). La figura 5.4.18 ilustra algunas dimensiones típicas asociadas con el diseño simplificado de paredes con elementos de borde. Se especifican las dimensiones ilustradas en *shear wall overwrites*, y ellos pueden especificarse diferente en la parte superior o inferior de la pared con elementos de borde. Las dimensiones mostradas en la figura 5.4.18 incluyen lo siguiente:

- ✚ Se designa la longitud de la pared pilastra como  $L_p$ . Ésta es la longitud horizontal de la pared pilastra en el plano.
- ✚ El espesor de la pared pilastra se designa como  $t_p$ . El espesor especificado para los miembros de borde izquierdo y derecho ( $DB2left$  y  $DB2right$ ) puede ser diferente del espesor de la pared.
- ✚  $DB1$  representa la longitud horizontal del miembro de borde de la pilastra.  $DB1$  puede ser diferente a la izquierda y a la derecha de la pilastra.
- ✚  $DB2$  representa el ancho horizontal (o espesor) del miembro de borde de la pilastra,  $DB2$  puede ser diferente a la izquierda y a la derecha de la pilastra.

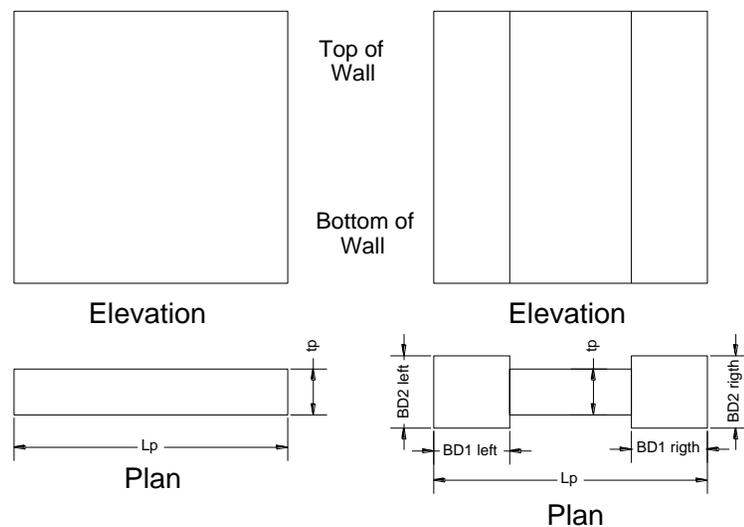


Figura 5.4.18 Vista en elevación y en planta de una pared

El programa calcula las longitudes de los elementos de borde, de acuerdo a las secciones predefinidas en la parte superior e inferior de la pared, así como la dimensión máxima del plano de la sección de análisis en la parte superior e inferior del elemento de borde, respectivamente. Típicamente, los objetos de línea (columnas) que son parte del elemento de borde no contribuyen a esta longitud, a menos que no haya ningún objeto de área en el borde.

El programa calcula internamente el área del elemento de borde en la parte superior e inferior. Esta área del elemento de borde incluye las contribuciones de área y objetos de línea. El espesor predefinido en la parte superior del elemento de borde está calculado como el área en la parte superior entre la longitud de la parte superior del elemento. De forma semejante, el valor predeterminado del espesor en la parte inferior está calculado como el área en la parte inferior del elemento entre la longitud de la parte inferior del elemento. Por defecto, el programa siempre asume que ningún miembro del borde con espesor es incluido en el diseño simplificado de la sección. Es decir, asume que DB1 y DB2 son cero.

Para el diseño simplificado Tensión-Compresión, es necesario asignar el tipo de diseño y este se hace con el siguiente procedimiento: *Design/Shear Wall Design/Assign Pier for Cheking.../Simplified C and T Section*, como lo muestra la secuencia de la figura 5.4.19, luego de haber asignado el tipo de diseño, éste se muestra en la vista como en la figura 5.4.20.

Después de haber seleccionado el tipo de diseño se procede a ejecutar el diseño, dando clic en el ícono de diseño de paredes (*Star Design/Check of Structure*) o también como se muestra en la figura 5.4.19.

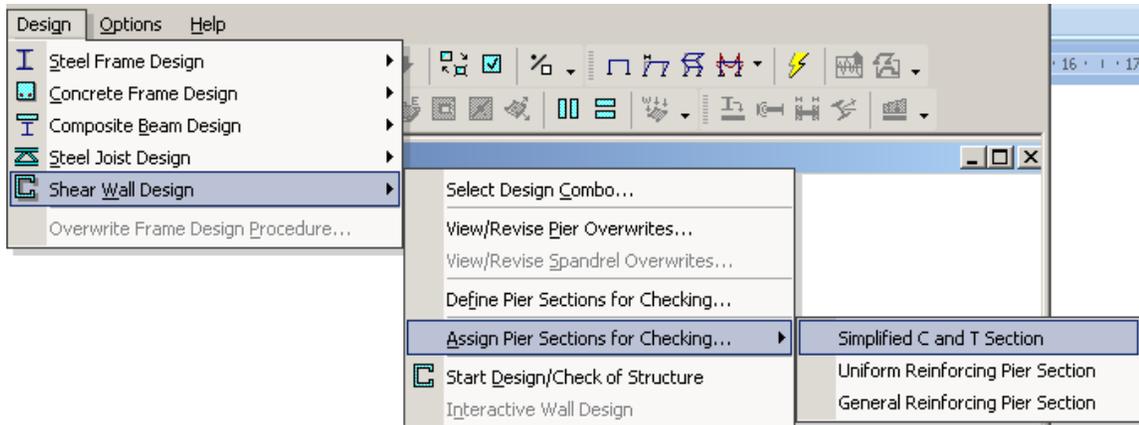


Figura 5.4.19 Asignar tipo de diseño para pared.

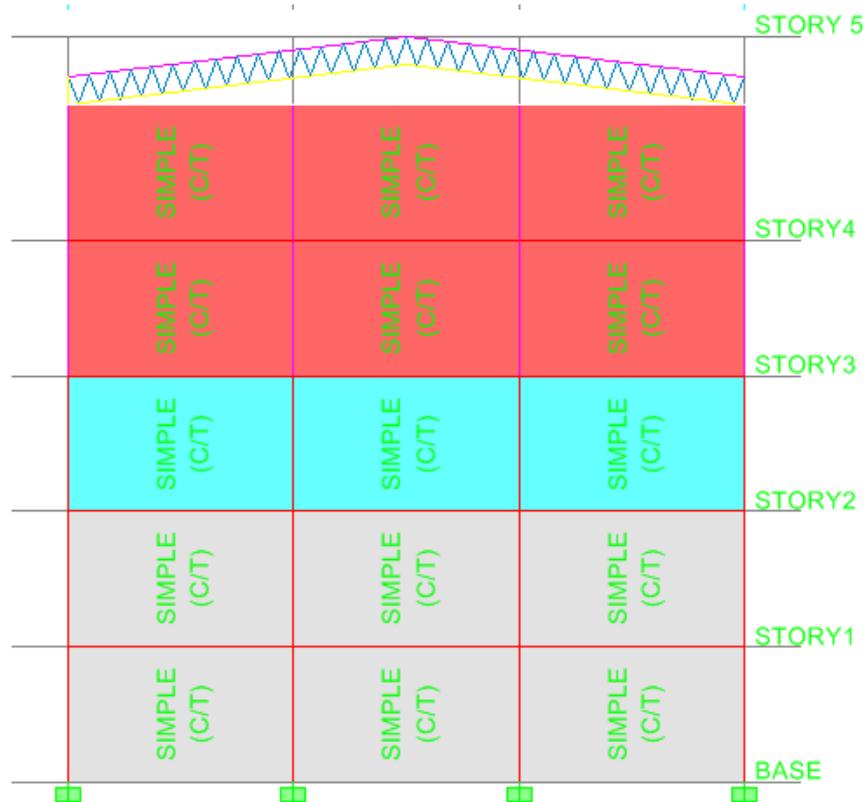


Figura 5.4.20 Asignación de tipo de diseño (Simple T-C)

Después de haberse ejecutado el diseño se pueden ver gráficamente los resultados figura 5.4.21 o mostrando las tablas de diseño como se ha explicado anteriormente.

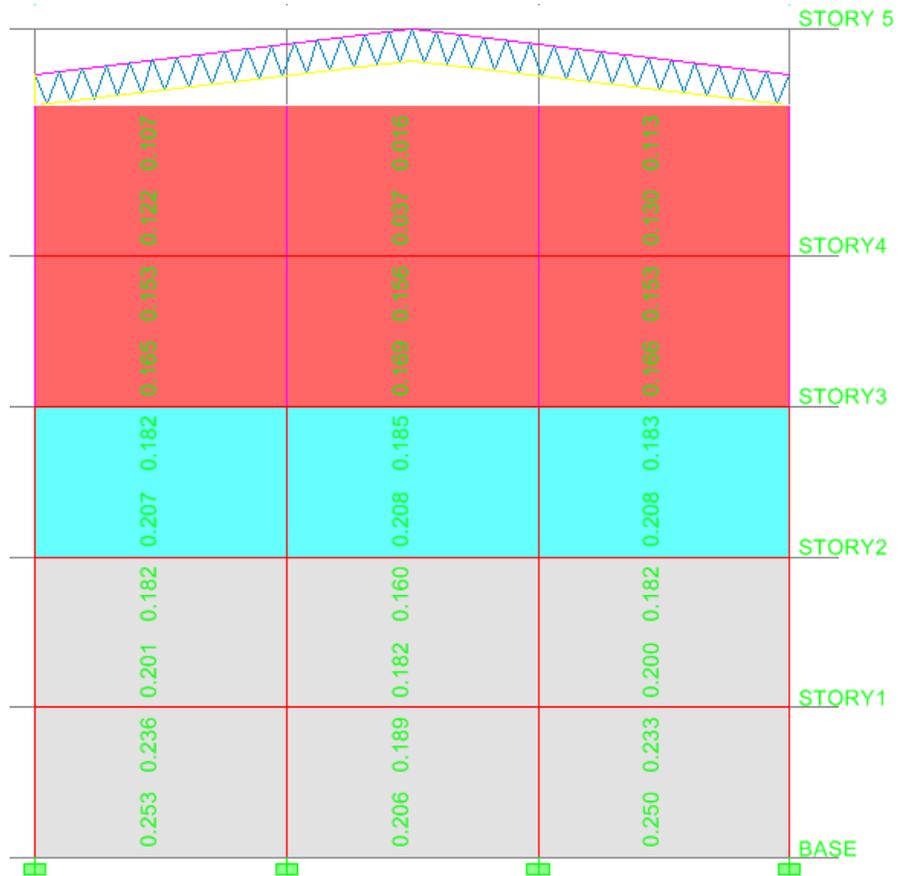


Figura 5.4.20 Diseño de paredes Eje A (Método simplificado).

Para revisar los resultados específicos de una pared, se pulsa con el clic derecho sobre la pared y luego se despliega la ventana de la figura 5.4.21.

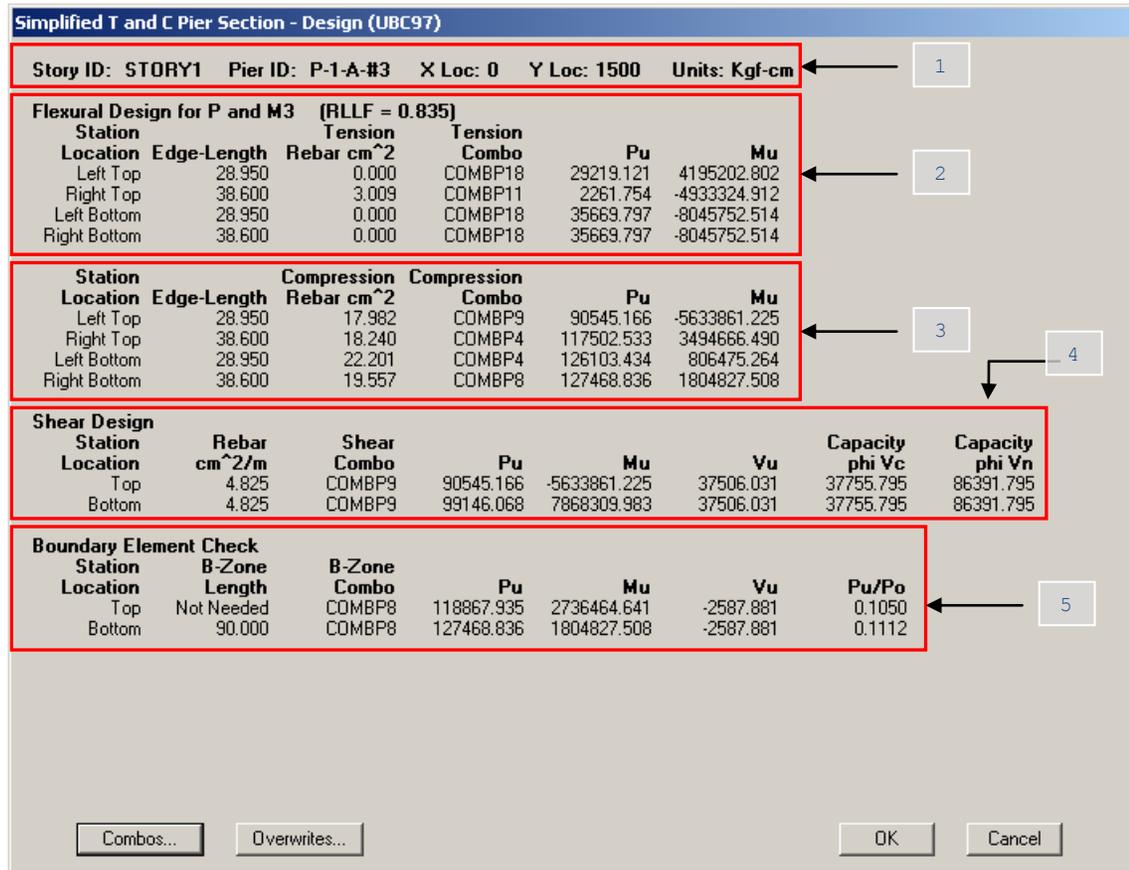


Figura 5.4.21 Resultados de diseño de pared P-1-A#3

- El cuadro 1 de la figura 5.4.21 muestra las siguientes datos de entrada: **Story ID** es el entrepiso en el que esta ubicada la pared; **Pier ID** es la etiqueta que se le asignó a la pared; **X** e **Y** son las coordenadas de la pared y finalmente se muestran las unidades en las que se presentan los resultados mostrados en los otros cuadros.
- En el cuadro 2 de la figura 5.4.21 se muestran los resultados del diseño por flexión de la pared para carga axial P y momento M3, los resultados son: **Edge Length** longitudes de los elementos de borde, **Rebar cm<sup>2</sup>** Armado en cm<sup>2</sup>, y las acciones internas **Pu** y **Mu** con la combinación que gobierna.
- En el cuadro 3 se muestra la misma información, que se muestra en el cuadro 2, con la variante de que los resultados corresponden al diseño por compresión.

- En el cuadro 4 se muestran los resultados para el diseño por cortante, (en el plano de la pared), estos son: **Station Locatios** localización del refuerzo, **Rebar  $cm^2$**  armado en  $cm^2/m$ , las acciones internas  **$M_u$ ,  $P_u$  y  $V_u$**  con la combinación que gobierna y  **$\Phi V_c$  y  $\Phi V_n$** , la capacidad de la mampostería y del refuerzo especificado, respectivamente.
- En el cuadro 5 de la figura 5.4.21 se muestran los resultados de la revisión del confinamiento de los bordes.

En este caso por tratarse del diseño simplificado, la longitud de confinamiento del borde depende, además de  $P_o$  y de la geometría de la pared, de otros cuatro valores que se muestran a continuación.

$$\frac{P_u}{P_o}, \quad \frac{P_u}{P_o f'_c}, \quad \frac{M_u}{V_u L_p} \quad \text{y} \quad 3A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

Después de determinadas las cantidades anteriores se entra al diagrama de flujo mostrado en la figura 5.4.22

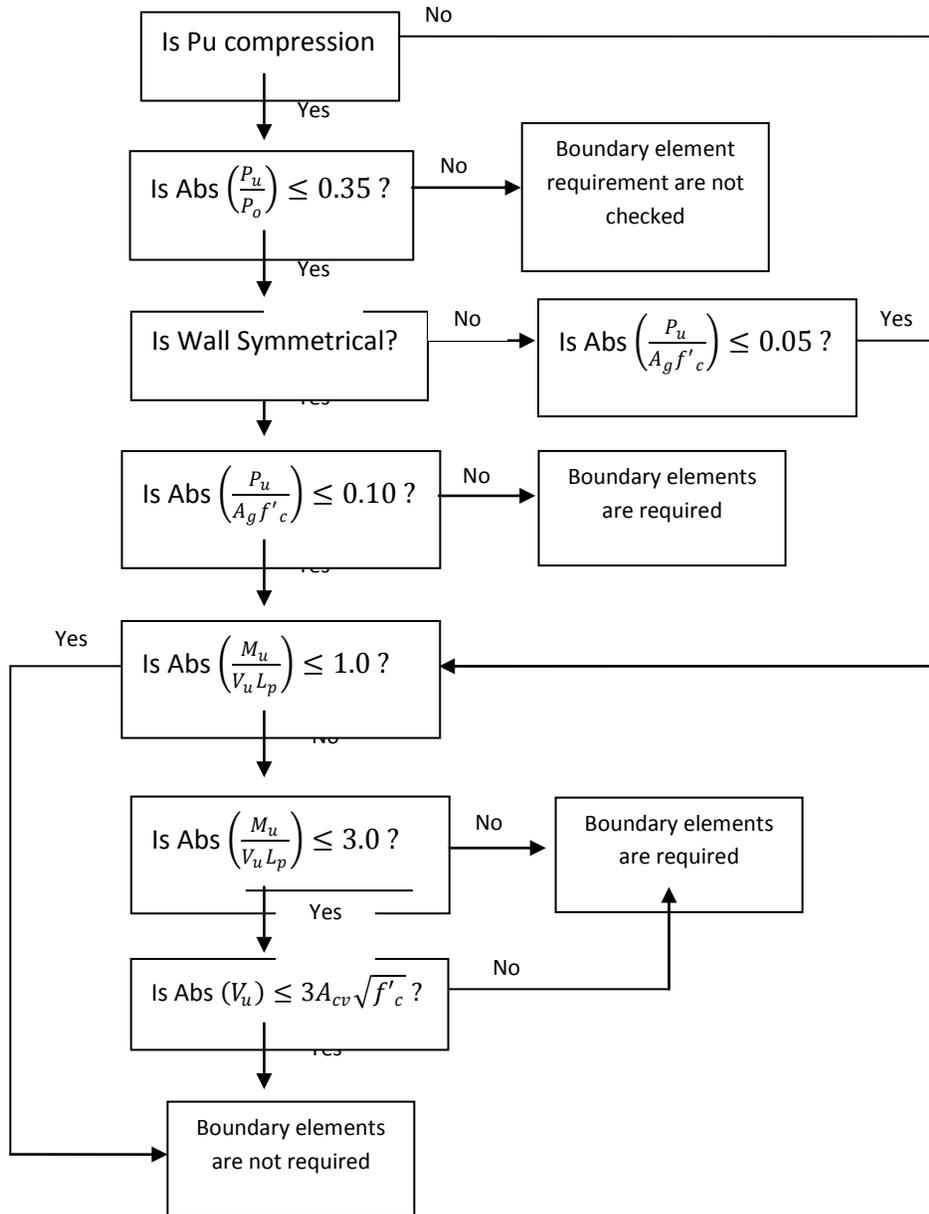


Figura 5.4.22 Flujograma para determinar si se requiere o no confinamiento de borde

Note que si  $P_u/P_o \geq 0.35$ , no requiere confinamiento, si  $P_u/P_o < 0.35$ , requiere una longitud de confinamiento y es determinada por la ecuación que sigue.

Si  $P_u$  es carga de compresión

$$L_{BZ} = \left[ Abs \left( \frac{P_u}{2P_o} \right) + 0.75 \right] L_p \geq 0.15L_p$$

Si  $P_u$  es carga de tensión

$$L_{BZ} = 0.15L_p$$

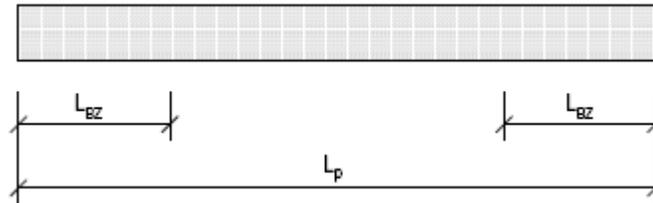


Figura 5.4.23 Zona de confinamiento de pared.

Si los resultados del diseño pueden ser modificados, según sea conveniente, para ello pulsa en **Overwrites...** de la figura 5.4.21 desplegándose el cuadro que se muestra en la figura 5.4.24.

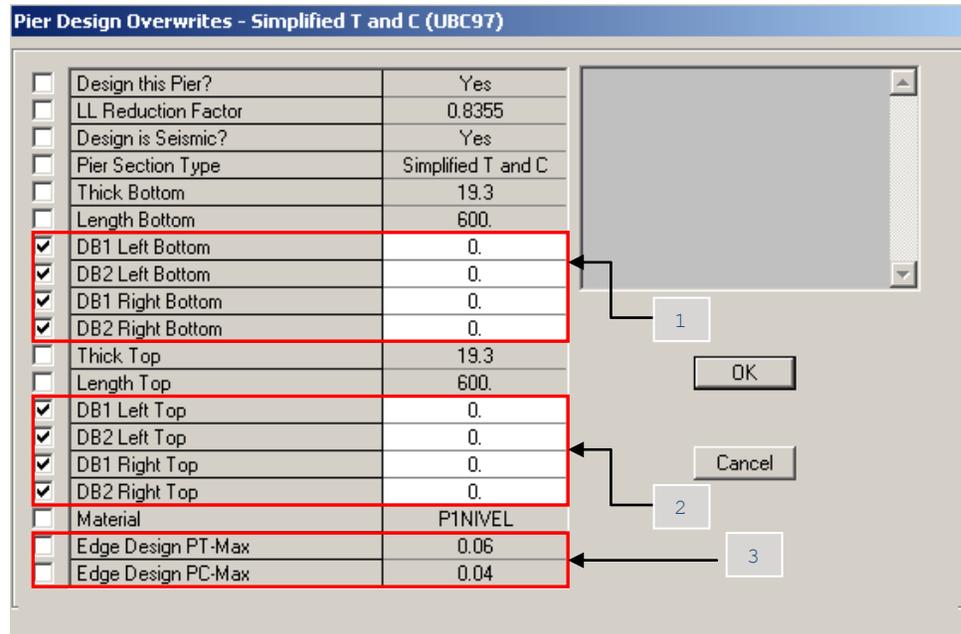


Figura 5.4.24 Sobre escribir en resultados de diseño.

- En los cuadros 1 y 2 de la figura 5.2.24 se modifican<sup>16</sup> las dimensiones de los elementos de borde (figura 5.4.18), los valores mostrados en esta figura son “cero” pero en realidad no lo son, los verdaderos valores son mostrados (como resultado del diseño) en la figura 5.4.21, que en esta figura se muestren valores “cero” nos indica que no han sido modificados y/o sobrescritos.
- Otros datos importantes mostrados en el cuadro 3 de la figura 5.4.24 son los porcentajes de refuerzo maximos para tension y compresion.

En la figura 5.4.25 se modifican las distancias de los elementos de borde y esto ocasiona cambios en los resultados de diseño, los cuales se muestran en la figura 5.2.26.

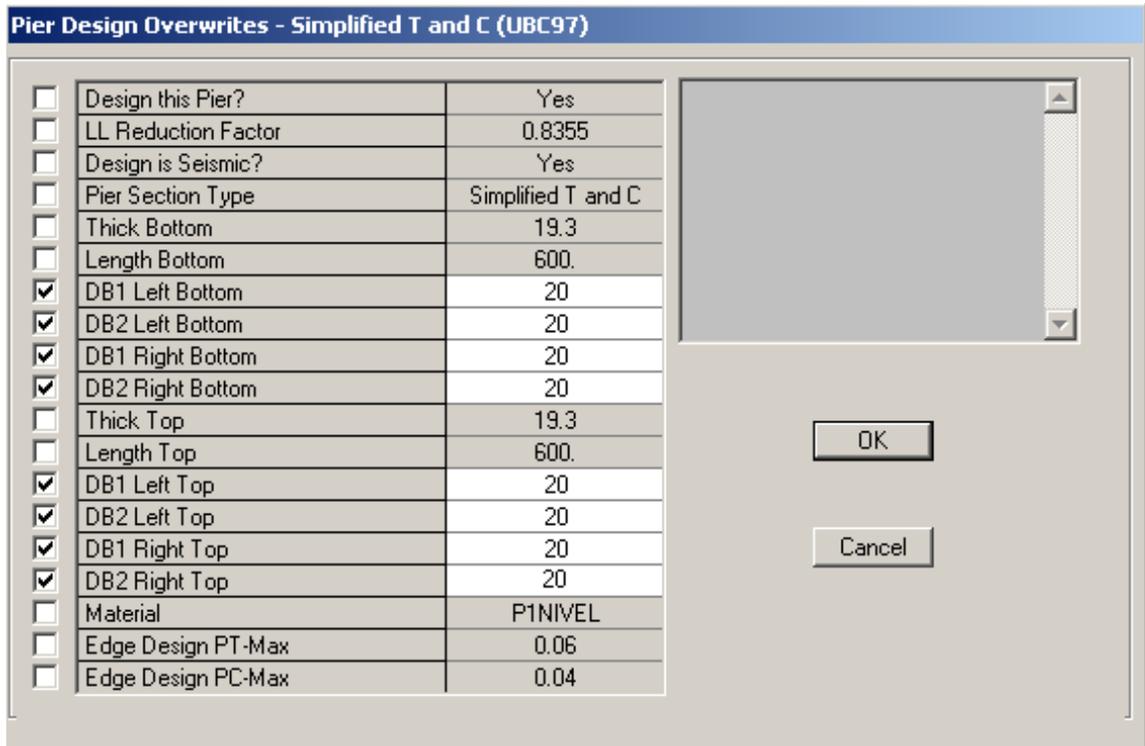


Figura 5.4.25 Sobre-escritura de dimensiones de elementos de borde

<sup>16</sup> Nótese que todos los datos mostrados en la figura 5.2.24 pueden ser modificados, solo se debe de chequear el cuadro de verificación adjunto.

Simplified T and C Pier Section - Design (UBC97)							
Story ID: STORY1		Pier ID: P-1-A-#3		X Loc: 0	Y Loc: 1500	Units: Kgf-cm	
<b>Flexural Design for P and M3 (RLLF = 1.000)</b>							
Station	Edge-Length	Rebar cm <sup>2</sup>	Tension Combo	Pu	Mu		
Left Top	20.000	0.000	COMBP18	29219.121	4195202.802		
Right Top	20.000	2.927	COMBP11	2261.754	-4933324.912		
Left Bottom	20.000	0.000	COMBP18	35669.797	-8045752.514		
Right Bottom	20.000	0.000	COMBP18	35669.797	-8045752.514		
Station	Edge-Length	Compression Rebar cm <sup>2</sup>	Compression Combo	Pu	Mu		
Left Top	20.000	23.052	COMBP9	90545.166	-5633861.225		
Right Top	20.000	29.502	COMBP4	117502.533	3494666.490		
Left Bottom	20.000	27.450	COMBP4	126103.434	806475.264		
Right Bottom	20.000	30.865	COMBP8	127468.836	1804827.508		
<b>Shear Design</b>							
Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top	4.825	COMBP9	90545.166	-5633861.225	37506.031	37755.795	86391.795
Bottom	4.825	COMBP9	99146.068	7868309.983	37506.031	37755.795	86391.795
<b>Boundary Element Check</b>							
Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Top	Not Needed	COMBP8	118867.935	2736464.641	-2587.881	0.1150	
Bottom	90.000	COMBP8	127468.836	1804827.508	-2587.881	0.1233	
<b>Design Inadequacy Message: Pier is overstressed in flexure !!</b>							
Combos...		Overwrites...		OK		Cancel	

Figura 5.4.26 Resultados<sup>17</sup> de diseño después de modificar dimensiones de bordes.

En el caso del acero longitudinal, el programa proporciona cuatro valores, se deberá seleccionar el mayor de ellos y distribuirlo en la franja de diseño. Para el acero por cortante, se proporcionan dos valores uno en la base, y otro en la parte superior de cada pared, de igual forma se deberá seleccionar el mayor de los dos, hay que recordar que este valor esta dado en unidades cuadradas por unidad de longitud, por lo que para obtener el calibre de acero de la varilla este valor se debe multiplicar por la separación propuesta.

Una información importante es que si la longitud del elemento de borde excede la mitad de la longitud de la pared se produce una falla por flexión.

<sup>17</sup> Note que los resultados de diseño, después de haber sobre-escrito dimensiones de borde, se muestran en rojo (falla por flexión y compresión), lo que nos indica que los cambios no son adecuados al diseño

También se puede generar un archivo de texto con la información del diseño de las paredes, este proceso se muestra en la figura 5.4.27, al no chequear la casilla de verificación *Print to File*, el programa automáticamente envía la información a la impresora, y en caso de chequearla, se crea un archivo con el mismo nombre con que ha sido guardado el modelo y en la misma carpeta del modelo, se puede cambiar el nombre y la ubicación si así se desea.

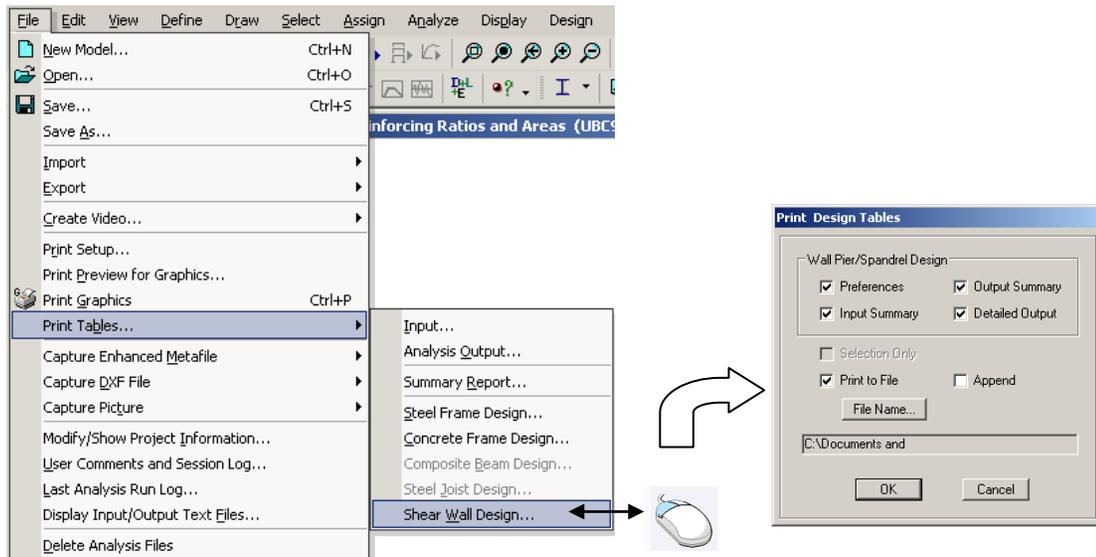


Figura 5.4.27 Obtención de archivo de resultados de diseño.

### b. Diseño de paredes con armado uniforme.

El programa automáticamente crea una sección de diseño, de acuerdo a las dimensiones de la sección de análisis creada para la pared.

Para el reforzamiento uniforme, solo permite definir el tipo de armadura repartida en las caras longitudinales y las barras en las esquinas, para las barras longitudinales se debe de especificar el espaciamiento del armado, sin embargo éste puede ser modificado (independientemente se esté diseñando o revisando un armado propuesto) y adecuarlo de acuerdo a lo que requerido por el programa según las acciones internas que tiene que soportar la pared.

El refuerzo longitudinal (refuerzo por flexión) en las paredes planas, el programa lo considera en dos hiladas (una en cada cara de la pared) como se muestra en la figura 5.4.28.

El espesor máximo de las paredes que se utilizará es de 20 cm y el armado se considerará solo en una hilada (en el centro del bloque), por tanto se deberá realizar un artificio para que el programa distribuya a un espaciamiento  $X$  el área de una barra, para realizar esto en el programa se sigue el procedimiento indicado en la figura 5.4.29, en la que se adicionarán barras del calibre 4 hasta el 8 (pueden adicionarse más si es necesario), en las que se reducirá el área hasta la mitad, es decir, el programa siempre considerará las dos hiladas, lo único que acero es el equivalente al armado de una sola hilada en el centro.

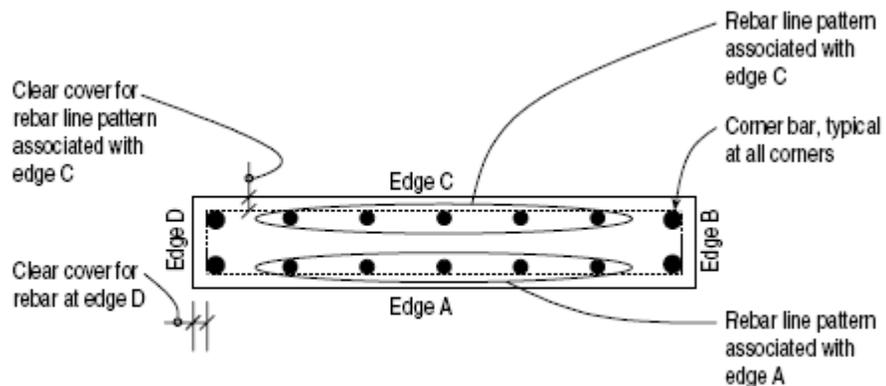


Figura 5.4.28 Armado uniformemente distribuido

Asignar a la pared el tipo de diseño uniformemente distribuido se hace en forma similar al descrito en la figura 5.4.19, en este caso al seleccionar **Uniform Reinforcement Pier Section** se despliega el cuadro de dialogo mostrado en la figura 5.4.30 en el que se seleccionará una de las barras creadas y se especificará el espaciamiento, así como el recubrimiento libre del refuerzo.

En **end/Corner Bars** se especifica el tamaño de las barras de los extremos.

Si se está proponiendo un armado (revisando la sección), el programa lo revisa, en base a eso crea una cuantía de refuerzo suministrado, internamente revisa cual es el

armado requerido y luego lo compara con el armado suministrado, para mostrar la relación Demanda/Capacidad de la sección (Ver en chequeo por flexión en figura 5.4.31, cuadro 2).

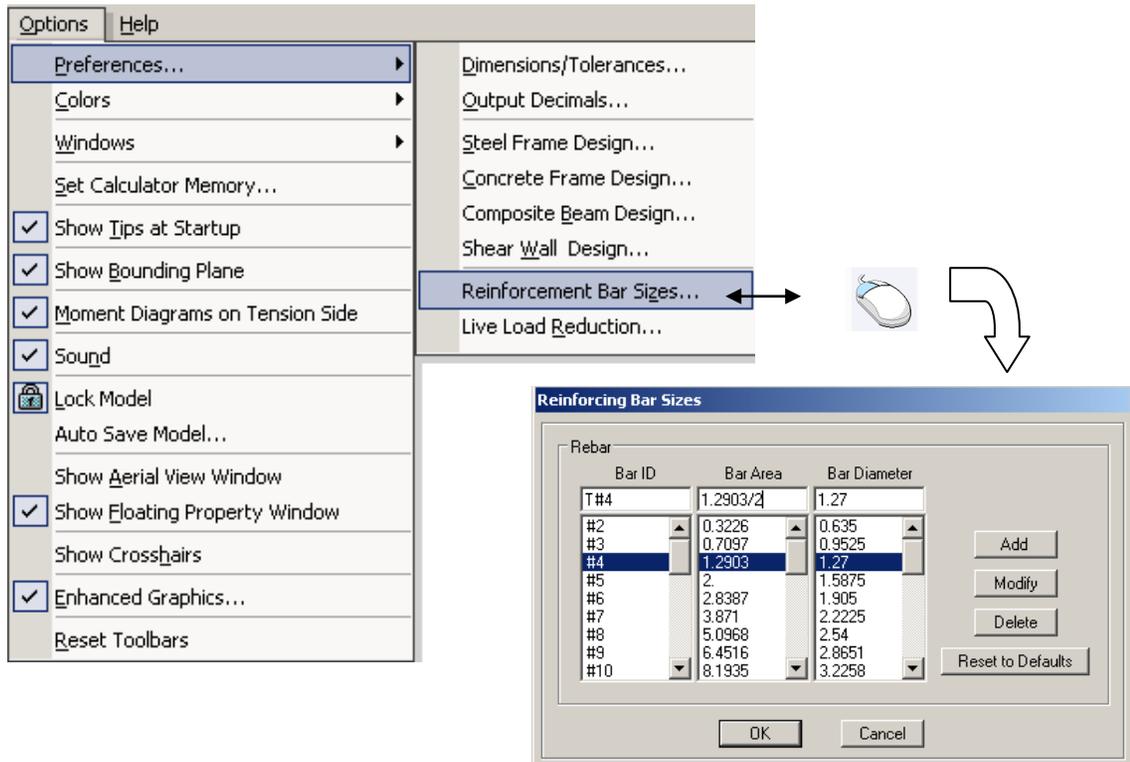


Figura 5.4.29 Adicionar/Modificar/Borrar, tamaño de barras

Los datos mostrados en la figura 5.4.31 son los resultados de revisión/diseño (con armado uniformemente distribuido) de la pared P-1-A-#3. Los cuales son:

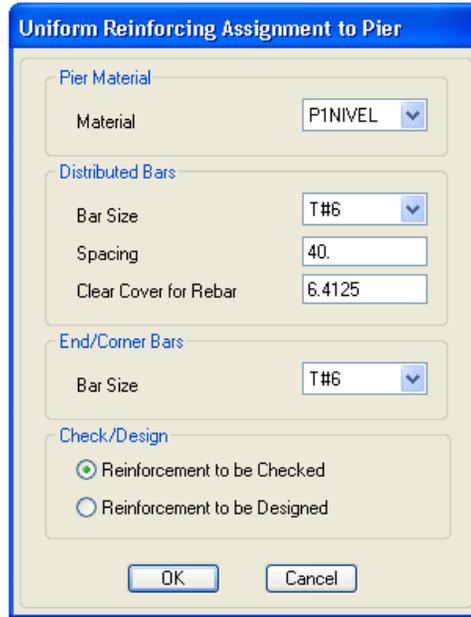


Figura 5.4.30 Asignación de armado uniforme.

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-A-#3 X Loc: 0 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.189	COMBP8	108465.205	0.000	2587763.599
Bottom	0.219	COMBP8	125667.658	0.000	1784247.665

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location							
Top Leg 1	7.365	COMBP9	83156.360	-6011403.047	38822.170	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP9	100358.813	7964578.249	38822.170	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location						
Top Leg 1	90.000	COMBP8	108465.205	2587763.599	-2231.989	0.1057
Bot Leg 1	90.000	COMBP8	125667.658	1784247.665	-2231.989	0.1224

Figura 5.4.31 Resultados de revisión/diseño de pared con refuerzo uniforme

El cuadro 1 en la figura 5.4.31 es el mismo descrito para la figura 5.4.21 (diseño simplificado), en el cuadro 2 se muestran los resultados del diseño por flexión, también se muestra la relación Demanda/Capacidad, en el cuadro 3 se muestran los resultados del diseño por corte y en el cuadro 4 se muestra el chequeo para la zona de confinamiento.

Si la relación  $D/C > 1.0$ , nos indica que la sección esta recibiendo mas carga de la que puede resistir (falla por flexión); si  $D/C = 1.0$  nos indica que la sección esta siendo utilizada toda su capacidad para resistir las cargas y si  $D/C < 1.0$  nos indica que la sección resiste las cargas aplicadas sin que haya falla por flexión.

Uniform Reinforcing Pier Section - Design (UBC97)							
Story ID: STORY1		Pier ID: P-1-A-#3		X Loc: 0	Y Loc: 1500	Units: Kgf-cm	
Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)							
Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0025	0.0100	COMBP18	29219.121	0.000	4195202.802	11580.000
Bottom	0.0025	0.0100	COMBP18	35669.797	0.000	-8045752.514	11580.000
Shear Design							
Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP9	90545.166	-5633861.225	37506.031	37755.795	86391.795
Bot Leg 1	4.825	COMBP9	99146.068	7868309.983	37506.031	37755.795	86391.795
Boundary Element Check							
Station Location	Check B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	118867.935	2736464.641	-2587.881	0.1069	
Bot Leg 1	90.000	COMBP8	127468.836	1804827.508	-2587.881	0.1146	

Figura 5.4.32 Resultados de diseño de pared P-1-A-#3.

La figura 5.4.32 muestra los resultados de diseño de la pared P-1-A-#3, en la que la variante con respecto a la figura 5.4.31 mostrada anteriormente, es en los resultados de diseño por flexión, ya que al indicarle al programa que diseñe (puede hacerse en *Overwhites* o cuando se esta asignando el tipo de diseño) muestra la cuantía de refuerzo requerido (*Current Reinf Ratio*) y de acuerdo al armado propuesto también muestra esta cuantía (*Required Reinf Ratio*).

La figura 5.4.34 muestra los resultados de revision/diseño de las paredes de eje A, los valores mostrados son la relación Demanda/Capacidad.

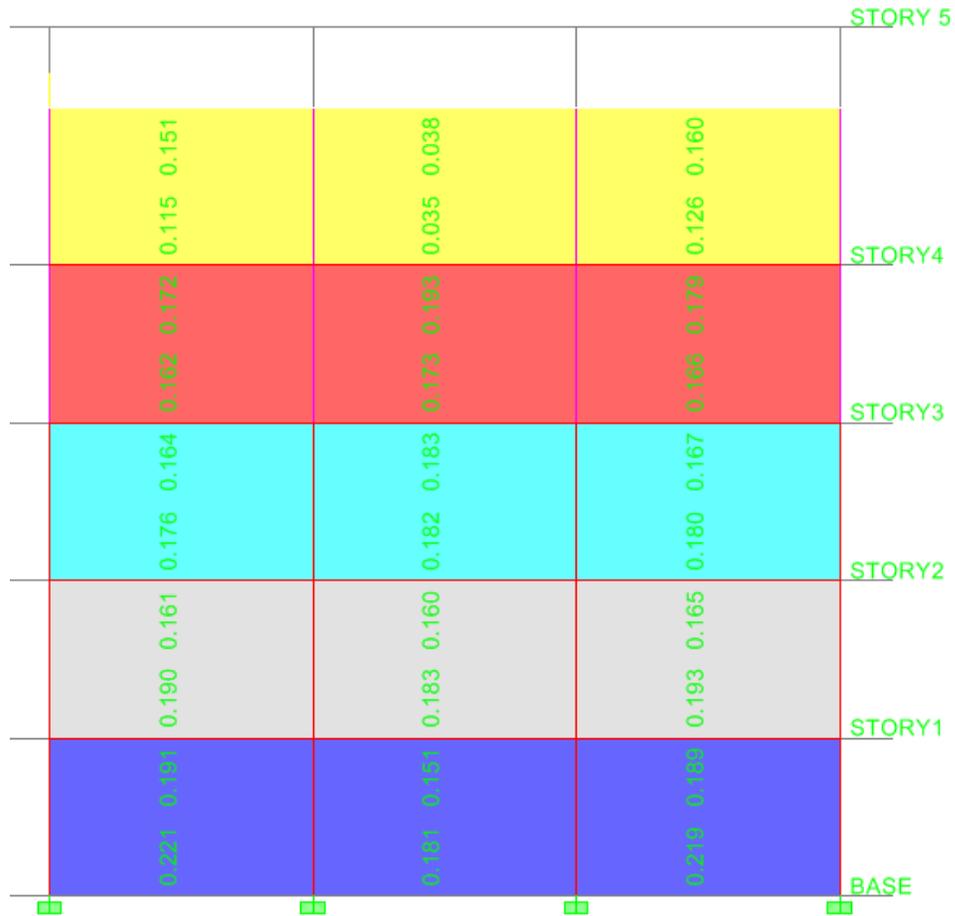


Figura 5.4.33 Diseño de paredes de eje A (Refuerzo uniforme).

**c. Diseño de paredes con armadura general.**

Armadura General: Diseño por flexión y al corte para toda la sección. Se pueden crear secciones diferentes con armadura irregular. Además permite comparar la armadura propuesta por el usuario con la calculada por el programa. El diseño está basado en el diagrama de interacción tridimensional.

Nuevas secciones de pared, con armadura irregular se definen siguiendo el procedimiento *Desing/Shear Wall Design/Define Pier sections for Checking...* luego se despliega el cuadro de dialogo que se muestra en la figura 5.4.34.

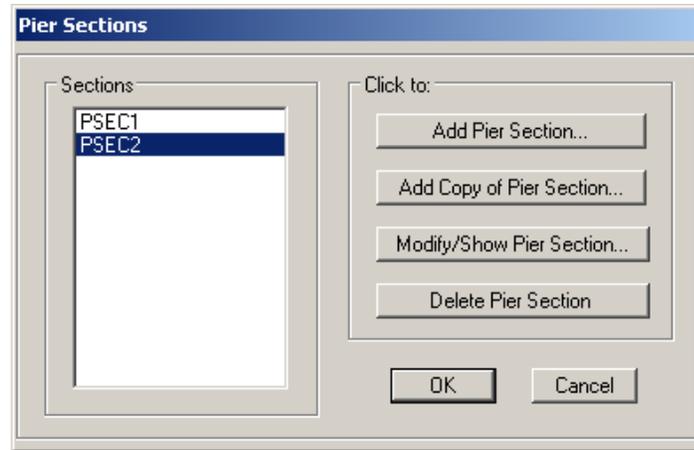


Figura 5.4.34 Secciones de pared

Al adicionar una nueva sección de pared (**Add Pier Section...** figura 5.4.34) se despliega la ventana que se muestra en la figura 5.4.35, en la que se puede adicionar una nueva sección de pared o iniciar en base a una pared existente.

Para proseguir en la definición de la sección pared, se accesa a otra utilidad que presenta el programa, **Section Designer...** dando clic sobre este recuadro y nuevamente se despliega otra ventana (figura 5.4.36) en la que se dibujan las secciones y se asignan los armados, cuando ya se ha completado la sección se pulsa en **Done** (parte inferior derecha de la figura 5.4.36) y nos vuelve a las ventanas de la figura 5.4.35 (La opción **OK**, ya activa) y la figura 5.4.34, respectivamente.

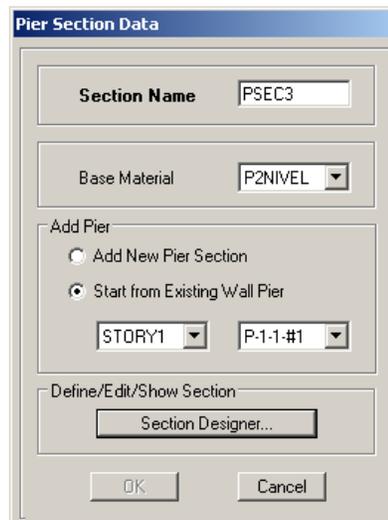


Figura 5.4.35 Creación de secciones de pared

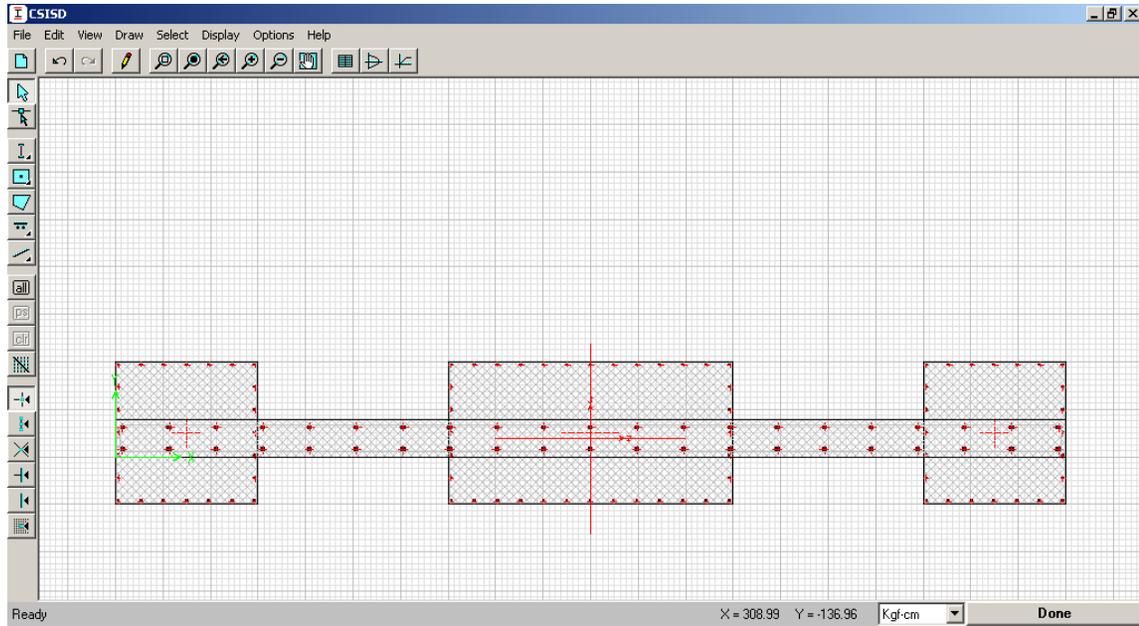


Figura 5.4.36 Secciones de pared con armado irregular

El procedimiento descrito en las tres figuras anteriores (5.4.34, 5.4.35 y 5.4.36) se repite par cada sección de pared que se desee definir.

Esta forma de diseñar es un poco impráctico y mas tedioso para definir pero se puede aplicar cuando las cargas actuando en la pared no son simétricas.

**General Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-A-#3 X Loc: 0 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0.902)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.378	COMBP9	66145.576	0.000	-6470310.950
Bottom	0.063	COMBP9	74746.477	0.000	7714317.955

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP9	66145.576	-6470310.950	39401.747	61654.956	110290.956
Bot Leg 1	4.825	COMBP9	74746.477	7714317.955	39401.747	61654.956	110290.956

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	83970.945	3009384.175	-10365.704	0.0249
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP8	92571.846	-722269.410	-10365.704	0.0319

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

Figura 5.4.37 Diseño de pared P-2-A#3 (Armadura general).

## CAPITULO VI

# COMPARACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

---

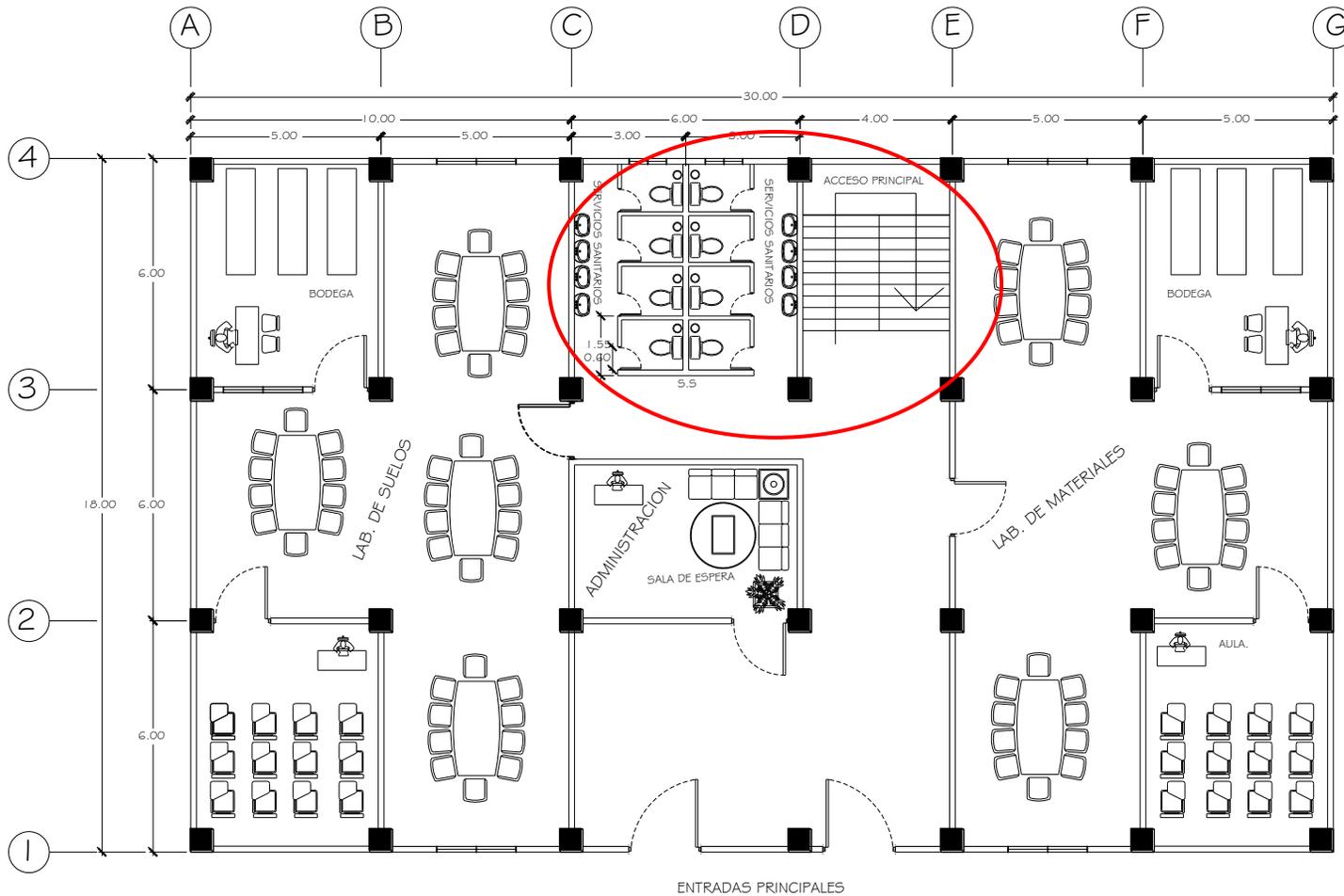
## 6.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo de la investigación está dedicado a comparar el funcionamiento del Sistema Dual con el funcionamiento del sistema más empleado en nuestro medio es decir el Sistema de Marcos de Concreto Reforzado.

Para poder hacer esta comparación fue necesario crear dos modelos (como se señaló en el capítulo IV) un tanto diferentes, teniendo en cuenta que la principal diferencia radica en el sistema estructural resistente a cargas laterales, si bien en este documento no se detalla explícitamente cómo se desarrollo el modelo del Sistema de Marcos hacemos ver que el Manual presentado en el Capitulo V, también sirve para crear modelos cuyo sistema estructural son Marcos de Concreto Reforzado, lo único que se debe de hacer es obviar todos aquellos procedimientos relacionados con paredes.

El objetivo principal de desarrollar este capítulo es poder presentar datos reales que nos describan de cierto modo como es el comportamiento de un sistema estructural respecto al otro cuando se ven sometidos a cargas laterales.

6.2 PROPUESTA ARQUITECTÓNICA PARA EDIFICIO.



La figura 6.2.1 nos muestra la distribución arquitectónica que adoptamos para la investigación, cabe mencionar que tomamos en cuenta criterios como regularidad en planta y elevación

Figura 6.2.1 Planta Arquitectónica del Primer nivel.

El edificio constará de 5 niveles, su altura total será de 18 m por lo que la altura de cada nivel será de 3.6 m (de NPT a NPT), los espacios en planta comunes para todos los niveles son los de los baños con un área de 36 m<sup>2</sup> y el área de las escaleras que comunicaran cada nivel con los demás la cual es de 24 m<sup>2</sup>.

### 6.3 PROPUESTA ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO

#### 6.3.1 SISTEMA DE MARCOS

Para la planta arquitectónica presentada en la figura 6.2.1 y como se aclara en esta, la estructura será de 5 niveles por ello se tomo a bien proporcionar un sistema estructural resistente a cargas laterales consistente en marcos de concreto reforzado, sin considerar ningún tipo de arriostramiento, es decir se va a modelar una serie de pórticos en paralelo conectados mediante vigas de enlace ver planta tipo en figura 6.3.1.

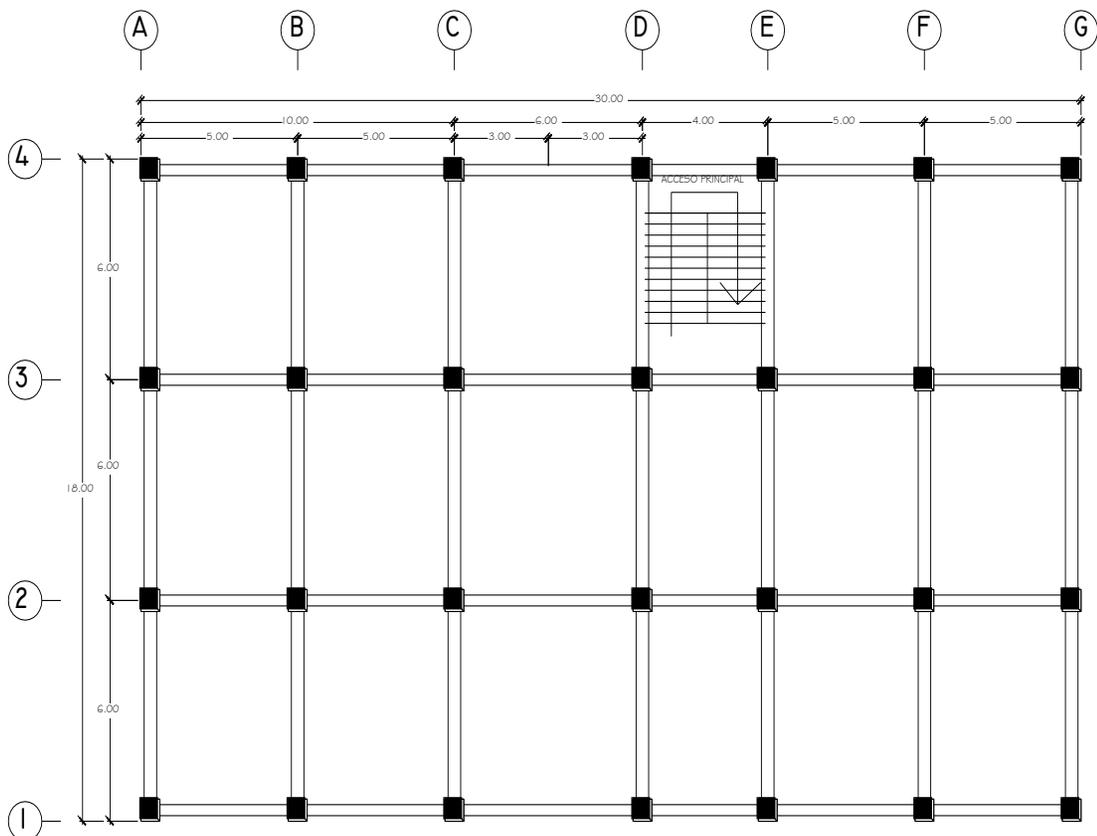
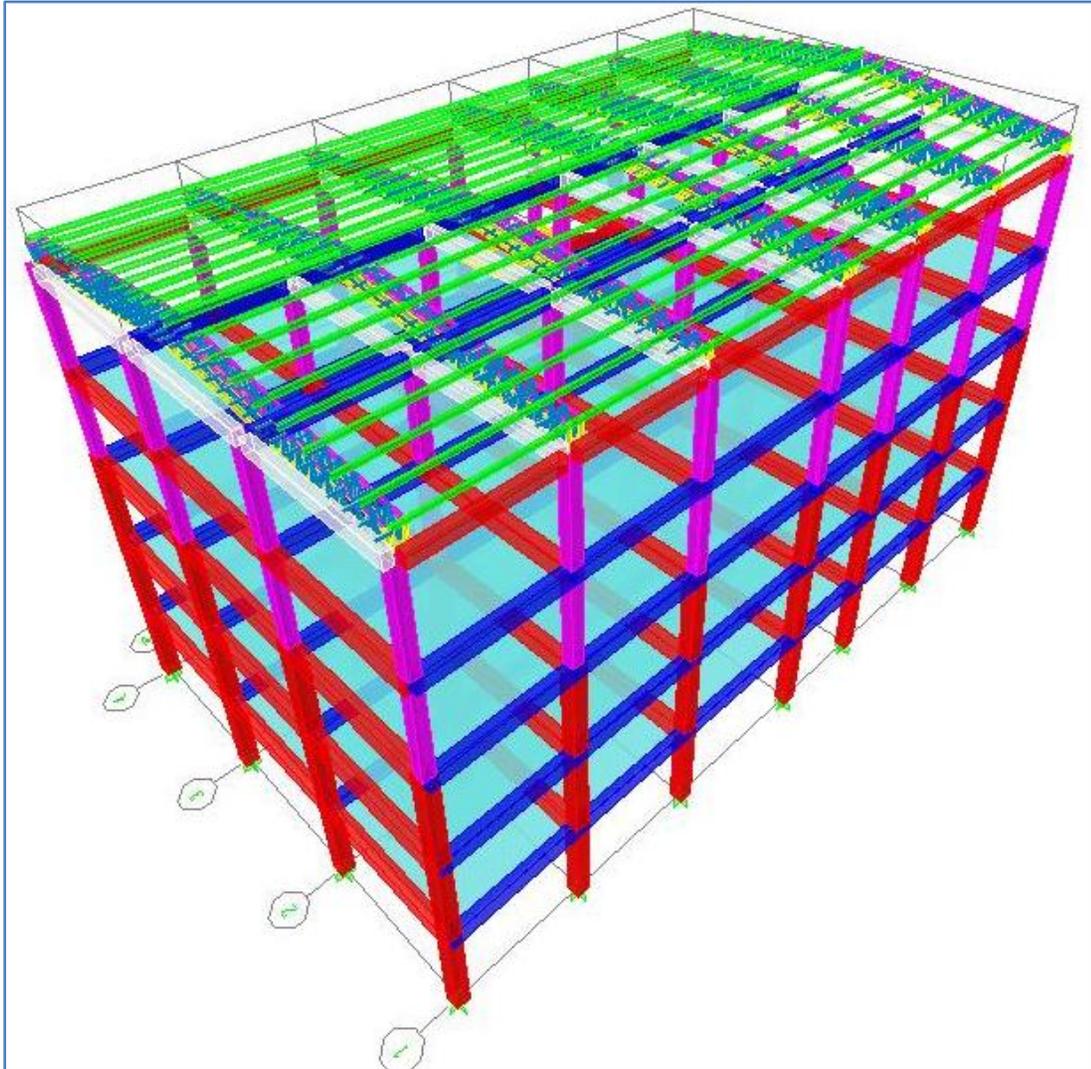


Figura 6.3.1 Planta Estructural Tipo para sistema de Marcos de Concreto Reforzado.

Como se mencionó anteriormente se van a desarrollar dos modelos un cuya principal diferencia radica en el sistema estructural la figura 6.3.2 muestra el modelo tridimensional correspondiente al sistema estructural de marcos de concreto reforzado las características y detalles más específicos de este edificio se detallan en el apartado 4.2.2.2 de este documento.



*Figura 6.3.2 Modelo Tridimensional desarrollado en el Etabs para el Sistema de Marcos de Concreto Reforzado*

### 6.3.2 SISTEMA DUAL

Para poder constituir el sistema estructural Dual tomamos a bien incorporar paredes de mampostería de bloque de concreto en algunos de los ejes del sistema de marcos de concreto reforzado, el cual ya presentamos anteriormente, la figura 6.3.3 nos muestra la ubicación de la paredes de mampostería de bloque de concreto que se añadirán para formar el sistema Dual.

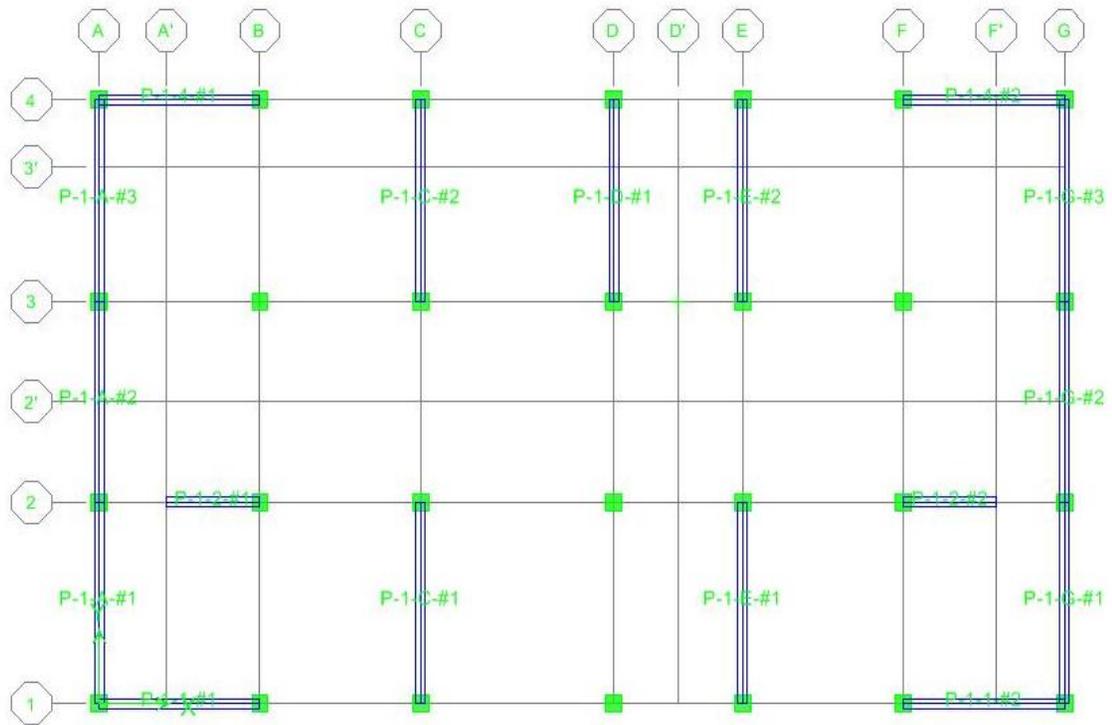
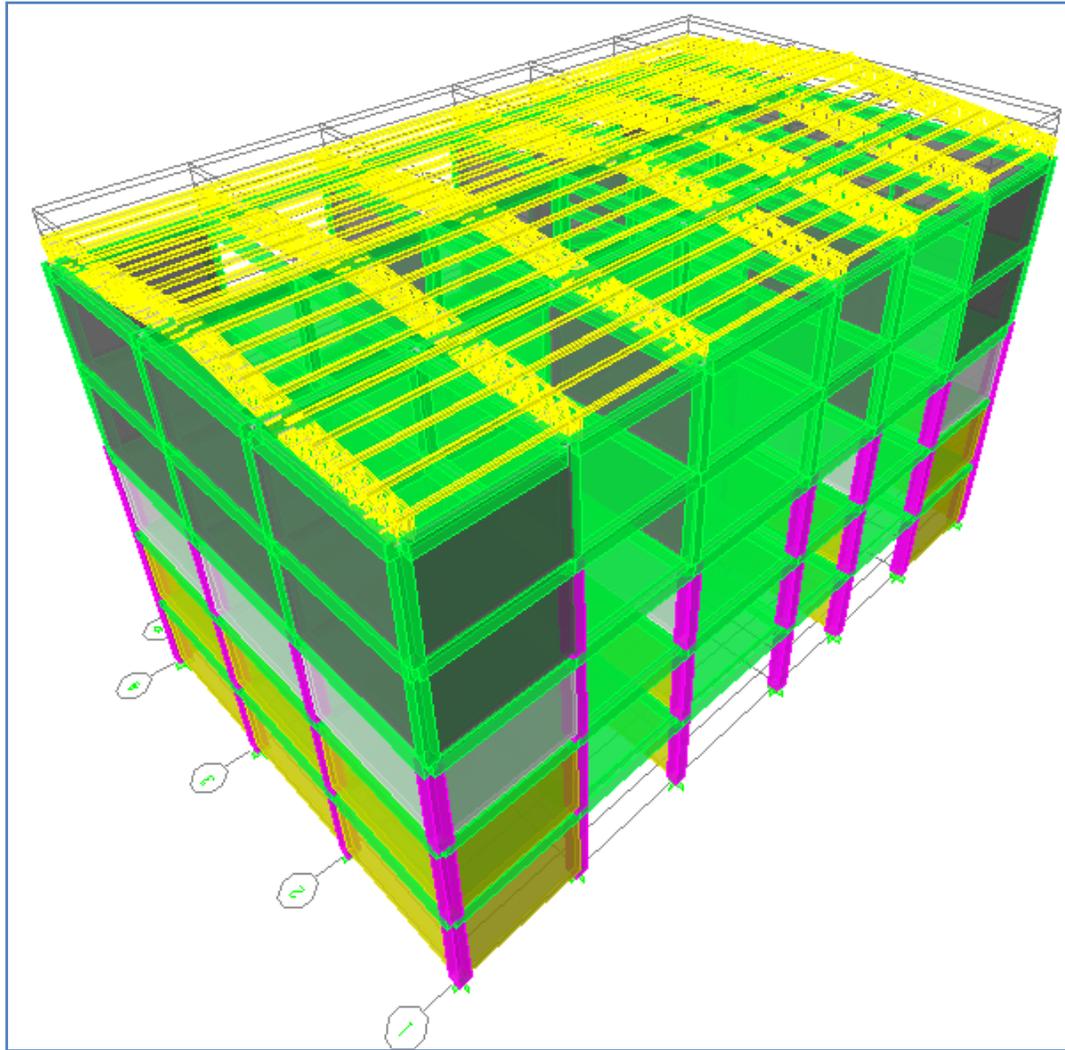


Figura 6.3.3 Planta Estructural Tipo para sistema Dual.

El uso estructural de la mampostería reforzada de bloques de concreto, en edificios de altura, se ha incrementado en los últimos años. Este hecho ha significado no sólo un aumento de este tipo de construcciones, cuyas alturas son cada vez mayores, sino que también implica aumento de las experiencias relacionadas al diseño estructural y métodos constructivos.

La figura 6.3.4 nos muestra el modelo desarrollado en el programa de análisis y diseño Etabs correspondiente al Sistema Dual.



*Figura 6.3.4 Modelo Tridimensional desarrollado en el Etabs para el Sistema Dual*

#### **6.4 COMPARACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES**

La comparación consistirá básicamente en tomar los resultados del programa de análisis y diseño Etabs, ya que a ambos modelos se les han asignado las mismas condiciones de carga y se les ha provisto de los mismo materiales estructurales así como también de iguales dimensiones en sus elementos estructurales (revisar capítulo IV)

6.4.1 COMPARACIÓN DE CORTANTE BASAL Y FUERZAS SÍSMICAS ENTRE SISTEMA DE MARCOS Y SISTEMA DUAL

SISTEMA DE MARCOS						
AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT						
Case: SX1						
AUTO SEISMIC INPUT DATA						
Direction: X + EccY						
Typical Eccentricity = 5%						
Top Story: STORY 5						
Bottom Story: BASE						
Coeficiente Sísmico C = 0.115						
AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS						
V = C W						
AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS						
W Used = 2753762.92 Kg = 2753.8 Ton						
V Used = 0.1150W = 316682.74 Kg = 316.7 Ton						
AUTO SEISMIC STORY FORCES						
STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.8300)					
	9002.42	0.00	0.00	0.000	-3662.499	-81021.744
STORY4	(Forces reported at X = 14.9930, Y = 8.8940, Z = 14.4000)					
	133111.05	0.00	0.00	0.000	-2502.834	-128429.098
STORY3	(Forces reported at X = 14.8298, Y = 8.9097, Z = 10.8000)					
	84903.07	0.00	0.00	0.000	-1877.126	-82868.332
STORY2	(Forces reported at X = 14.8318, Y = 8.9058, Z = 7.2000)					
	59616.66	0.00	0.00	0.000	-1251.417	-57961.426
STORY1	(Forces reported at X = 15.0029, Y = 8.9747, Z = 3.6000)					
	30049.54	0.00	0.00	0.000	-625.709	-29173.853

SISTEMA DUAL						
AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT						
Case: SX1						
AUTO SEISMIC INPUT DATA						
Direction: X + EccY						
Typical Eccentricity = 5%						
Top Story: STORY 5						
Bottom Story: BASE						
Coeficiente Sísmico C = 0.206						
AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS						
V = C W						
AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS						
W Used = 2947515.95 Kg = 2947.5 Ton						
V Used = 0.2060W = 607188.29 Kg = 607.2 Ton						
AUTO SEISMIC STORY FORCES						
STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.8300)					
	16234.61	0.00	0.00	0.000	-6604.810	-146111.501
STORY4	(Forces reported at X = 14.9983, Y = 8.9299, Z = 14.4000)					
	256599.19	0.00	0.00	0.000	-4513.515	-246410.899
STORY3	(Forces reported at X = 14.8418, Y = 8.9355, Z = 10.8000)					
	159982.96	0.00	0.00	0.000	-3385.137	-155577.891
STORY2	(Forces reported at X = 14.8476, Y = 8.9254, Z = 7.2000)					
	114478.22	0.00	0.00	0.000	-2256.758	-110771.806
STORY1	(Forces reported at X = 15.0105, Y = 9.0098, Z = 3.6000)					
	59893.31	0.00	0.00	0.000	-1128.379	-57721.776

SISTEMA DE MARCOS						
AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT						
Case: SX2						
AUTO SEISMIC INPUT DATA						
Direction: X - EccY						
Typical Eccentricity = 5%						
Top Story: STORY 5						
Bottom Story: BASE						
Coeficiente Sísmico C = 0.115						
AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS						
V = C W						
AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS						
W Used = 2753762.92 Kg = 2753.8 Ton						
V Used = 0.1150W = 316682.74 Kg = 316.7 Ton						
AUTO SEISMIC STORY FORCES						
STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5 (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.8300)						
	9002.42	0.00	0.00	0.000	-3662.499	-81021.744
STORY4 (Forces reported at X = 14.9930, Y = 8.8940, Z = 14.4000)						
	133111.05	0.00	0.00	0.000	-2502.834	108667.952
STORY3 (Forces reported at X = 14.8298, Y = 8.9097, Z = 10.8000)						
	84903.07	0.00	0.00	0.000	-1877.126	68080.065
STORY2 (Forces reported at X = 14.8318, Y = 8.9058, Z = 7.2000)						
	59616.66	0.00	0.00	0.000	-1251.417	48097.150
STORY1 (Forces reported at X = 15.0029, Y = 8.9747, Z = 3.6000)						
	30049.54	0.00	0.00	0.000	-625.709	24289.614

SISTEMA DUAL						
AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT						
Case: SX2						
AUTO SEISMIC INPUT DATA						
Direction: X - EccY						
Typical Eccentricity = 5%						
Top Story: STORY 5						
Bottom Story: BASE						
Coeficiente Sísmico C = 0.206						
AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS						
V = C W						
AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS						
W Used = 2947515.95 Kg = 2947.5 Ton						
V Used = 0.2060W = 607188.29 Kg = 607.2 Ton						
AUTO SEISMIC STORY FORCES						
STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5 (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.8300)						
	16234.61	0.00	0.00	0.000	-6604.810	-146111.501
STORY4 (Forces reported at X = 14.9983, Y = 8.9299, Z = 14.4000)						
	256599.19	0.00	0.00	0.000	-4513.515	210954.127
STORY3 (Forces reported at X = 14.8418, Y = 8.9355, Z = 10.8000)						
	159982.96	0.00	0.00	0.000	-3385.137	129006.292
STORY2 (Forces reported at X = 14.8476, Y = 8.9254, Z = 7.2000)						
	114478.22	0.00	0.00	0.000	-2256.758	93032.232
STORY1 (Forces reported at X = 15.0105, Y = 9.0098, Z = 3.6000)						
	59893.31	0.00	0.00	0.000	-1128.379	48957.802

SISTEMA DE MARCOS						
AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT						
Case: SY1						
AUTO SEISMIC INPUT DATA						
Direction: Y + EccX						
Typical Eccentricity = 5%						
Top Story: STORY 5						
Bottom Story: BASE						
Coeficiente Sísmico C = 0.115						
AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS						
V = C W						
AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS						
W Used = 2753762.92 Kg = 2753.8 Ton						
V Used = 0.1150W = 316682.74 Kg = 316.7 Ton						
AUTO SEISMIC STORY FORCES						
STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.8300)					
	0.00	9002.42	0.00	3662.499	0.000	135404.493
STORY4	(Forces reported at X = 14.9930, Y = 8.8940, Z = 14.4000)					
	0.00	133111.05	0.00	2502.834	0.000	201761.953
STORY3	(Forces reported at X = 14.8298, Y = 8.9097, Z = 10.8000)					
	0.00	84903.07	0.00	1877.126	0.000	129096.399
STORY2	(Forces reported at X = 14.8318, Y = 8.9058, Z = 7.2000)					
	0.00	59616.66	0.00	1251.417	0.000	90584.748
STORY1	(Forces reported at X = 15.0029, Y = 8.9747, Z = 3.6000)					
	0.00	30049.54	0.00	625.709	0.000	45594.733

SISTEMA DUAL						
AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT						
Case: SY1						
AUTO SEISMIC INPUT DATA						
Direction: Y + EccX						
Typical Eccentricity = 5%						
Top Story: STORY 5						
Bottom Story: BASE						
Coeficiente Sísmico C = 0.206						
AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS						
V = C W						
AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS						
W Used = 2947515.95 Kg = 2947.5 Ton						
V Used = 0.2060W = 607188.29 Kg = 607.2 Ton						
AUTO SEISMIC STORY FORCES						
STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.8300)					
	0.00	16234.61	0.00	6604.810	0.000	244183.262
STORY4	(Forces reported at X = 14.9983, Y = 8.9299, Z = 14.4000)					
	0.00	256599.19	0.00	4513.515	0.000	388664.288
STORY3	(Forces reported at X = 14.8418, Y = 8.9355, Z = 10.8000)					
	0.00	159982.96	0.00	3385.137	0.000	243092.941
STORY2	(Forces reported at X = 14.8476, Y = 8.9254, Z = 7.2000)					
	0.00	114478.22	0.00	2256.758	0.000	173788.983
STORY1	(Forces reported at X = 15.0105, Y = 9.0098, Z = 3.6000)					
	0.00	59893.31	0.00	1128.379	0.000	90773.694

SISTEMA DE MARCOS						
AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT						
Case: SY2						
AUTO SEISMIC INPUT DATA						
Direction: Y - EccX						
Typical Eccentricity = 5%						
Top Story: STORY 5						
Bottom Story: BASE						
Coeficiente Sísmico C = 0.115						
AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS						
V = C W						
AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS						
W Used = 2753762.92 Kg = 2753.8 Ton						
V Used = 0.1150W = 316682.74 Kg = 316.7 Ton						
AUTO SEISMIC STORY FORCES						
STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.8300)					
	0.00	9002.42	0.00	3662.499	0.000	135404.493
STORY4	(Forces reported at X = 14.9930, Y = 8.8940, Z = 14.4000)					
	0.00	133111.05	0.00	2502.834	0.000	-193399.796
STORY3	(Forces reported at X = 14.8298, Y = 8.9097, Z = 10.8000)					
	0.00	84903.07	0.00	1877.126	0.000	-122484.263
STORY2	(Forces reported at X = 14.8318, Y = 8.9058, Z = 7.2000)					
	0.00	59616.66	0.00	1251.417	0.000	-86179.544
STORY1	(Forces reported at X = 15.0029, Y = 8.9747, Z = 3.6000)					
	0.00	30049.54	0.00	625.709	0.000	-43511.047

SISTEMA DUAL						
AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT						
Case: SY2						
AUTO SEISMIC INPUT DATA						
Direction: Y - EccX						
Typical Eccentricity = 5%						
Top Story: STORY 5						
Bottom Story: BASE						
Coeficiente Sísmico C = 0.206						
AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS						
V = C W						
AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS						
W Used = 2947515.95 Kg = 2947.5 Ton						
V Used = 0.2060W = 607188.29 Kg = 607.2 Ton						
AUTO SEISMIC STORY FORCES						
STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.8300)					
	0.00	16234.61	0.00	6604.810	0.000	244183.262
STORY4	(Forces reported at X = 14.9983, Y = 8.9299, Z = 14.4000)					
	0.00	256599.19	0.00	4513.515	0.000	-373610.755
STORY3	(Forces reported at X = 14.8418, Y = 8.9355, Z = 10.8000)					
	0.00	159982.96	0.00	3385.137	0.000	-231214.030
STORY2	(Forces reported at X = 14.8476, Y = 8.9254, Z = 7.2000)					
	0.00	114478.22	0.00	2256.758	0.000	-165884.414
STORY1	(Forces reported at X = 15.0105, Y = 9.0098, Z = 3.6000)					
	0.00	59893.31	0.00	1128.379	0.000	-87025.602

Las tablas presentadas anteriormente nos muestran los resultados más básicos del análisis llevado a cabo por el por el Etabs, simultáneamente se presentan los resultados obtenidos para el sistema de marcos de concreto y los obtenidos para el sistema Dual, para poder apreciar mejor estos resultados, se decidió agruparlos según el criterio de la acción y dirección de la fuerza sísmica es decir se tomo a bien formar 4 grupos uno para cada una de las direcciones siguientes: **SX1**, **SX2**, **SY1** y **SY2**.

La información más importante contenida en las tablas anteriores se explica en los siguientes cuatro apartados:

- Primero se indica (*en ovalo rojo*) la dirección de la fuerza sísmica, se tomo a bien agruparlos de esta manera para poder comparar la fuerza sísmica que debe de resistir cada estructura (sistema de marcos y sistema Dual), para poder llevar a cabo esta comparación creemos que es conveniente considerar en cada caso la misma dirección de la fuerza sísmica.
- Luego se muestra (*en recuadro amarillo*)
  - (1) La dirección más exacta de la fuerza sísmica ya que aquí se indica la dirección de la excentricidad tomada en cuenta.
  - (2) También se muestra que el programa toma en cuenta lo que nosotros denominamos "excentricidad accidental" y bien sabemos que este valor se considera como 5% de L.
  - (3) Luego se muestran todos los entrepisos que resistirán la fuerza sísmica para ambos casos se ha considerado: **Bottom Story: BASE** y **Top Story: STORY 5** lo cual indica que la fuerza sísmica se distribuirá en toda la altura del edificio.
  - (4) A continuación se presenta el coeficiente sísmico empleado para cada caso en particular y he aquí una de las más notables diferencias entre ambos sistemas ya que para

el sistema de marcos de concreto reforzado se ha empleado un coeficiente sísmico igual a **0.115** y para el sistema Dual un coeficiente sísmico igual **0.206**, a continuación se detalla el por qué de esta diferencia.

**✚ Cálculo de coeficientes sísmicos.**

**SISTEMA DE MARCOS**

Sistema estructural en ambas direcciones X y Y. (Marcos de Concreto Reforzado con detallado especial en combinación)

A= 0.4 (Zona 1)

I= 1.2 (Categoría II)

Co= 3; To=0.6 (Perfil de Suelo S3)

R= 12 (Sistema estructural C-2a)

$T = C_t (h_n)^{3/4}$  Método A

Ct= 0.073 Para sistemas de Marcos

**✓ Cálculo del Período de vibración.**

$T = 0.073 (18)^{3/4}$

T= 0.6379 segundos

Revisión:  $To < T < 6To$   $(To/T) \leq 1.0$

$To = 0.6 > T = 0.6379 < 6To = 3.6$

Usar T = 0.6379 seg.

Ft (Fuerza de látigo) = 0 dado que  $T < 0.7$ seg.

**SISTEMA DUAL**

Sistema estructural en ambas direcciones X y Y. (Marcos de Concreto Reforzado con detallado especial en combinación con paredes de mampostería estructural).

A= 0.4 (Zona 1)

I= 1.2 (Categoría II)

Co= 3; To=0.6 (Perfil de Suelo S3)

R= 7 (Sistema estructural C-2a)

$T = C_t (h_n)^{3/4}$  Método A

Ct= 0.049 Para sistemas duales

**✓ Cálculo del Período de vibración.**

$T = 0.049 (18)^{3/4}$

T= 0.4282 segundos

Revisión:  $To < T < 6To$   $(To/T) \leq 1.0$

$To = 0.6 > T = 0.4282 < 6To = 3.6$

Usar T = To = 0.6 seg.

Ft (Fuerza de látigo) = 0 dado que  $T < 0.7$ seg.

✓ **Calculo del Coeficiente Sísmico (Sistema de Marcos de Concreto Reforzado).**

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

de Norma Técnica para Diseño por Sismo.

$$C_s = \frac{0.40(1.2)(3)}{12} \left( \frac{0.60}{0.6379} \right)^{2/3}$$

$$= 0.1149$$

$$C_s = 0.115$$

✓ **Calculo del Coeficiente Sísmico (Sistema Dual).**

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

de Norma Técnica para Diseño por Sismo.

$$C_s = \frac{0.40(1.2)(3)}{7} \left( \frac{0.60}{0.60} \right)^{2/3}$$

$$= 0.2057$$

$$C_s = 0.206$$

La principal diferencia del por que la variación en los coeficientes sísmicos de las estructuras es el coeficiente de respuesta elástica R, ya que la capacidad para resistir las cargas es diferente en cada sistema estructural, el sistema de marcos resiste las cargas por su ductilidad, y el sistema dual las resiste por la rigidez que proveen las paredes.

➤ Luego se indica (*recuadro color verde*) lo siguiente:

- (1) El peso sísmico de edificio W calculado por el Software, aquí notamos una apreciable diferencia la cual se detalla continuación:

	SISTEMA DE MARCOS	SISTEMA DUAL
Peso Sísmico de Edificio (W) (Ton)	2753.8 Ton	2947.5 Ton

Como se puede apreciar en este cuadro comparativo existe una diferencia de **193.70 Ton** entre el sistema de Marcos y el sistema Dual, pero nosotros creemos que esta cifra es producto de que al sistema Dual se le han incluido en el modelo respectivo las paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto.

- (2) A continua en el mismo recuadro se presenta el Cortante Basal el cual se calcula haciendo uso del coeficiente sísmico que nosotros le introducimos y el peso sísmico que el programa calcula automáticamente los resultados obtenidos de este procedimiento son:

	SISTEMA DE MARCOS	SISTEMA DUAL
Constante Basal (V) (Ton)	316.7 Ton	607.2 Ton

Como se puede apreciar claramente el Sistema Dual debe de ser capaz de soportar un cortante Basal que es prácticamente el **doblo** en comparación al que debe de soportar el sistema de marcos.

### 6.4.2 COMPARACIÓN DE FUERZAS INTERNAS EN VIGAS

Para poder llevar a cabo esta comparación tomamos a bien a elegir dos marcos de cada Sistema uno en la dirección X y el otro en la dirección Y, también añadimos características como la presencia o no de paredes estructurales dentro de estos, a continuación se presentan las respectivas vistas en elevación de cada uno de los marcos a comparar. (Ver figura 6.2.1, 6.3.1 y 6.3.3 para familiarizarse con estas vistas en elevación).

EJE "A" Sistema de Marcos de Concreto Reforzado

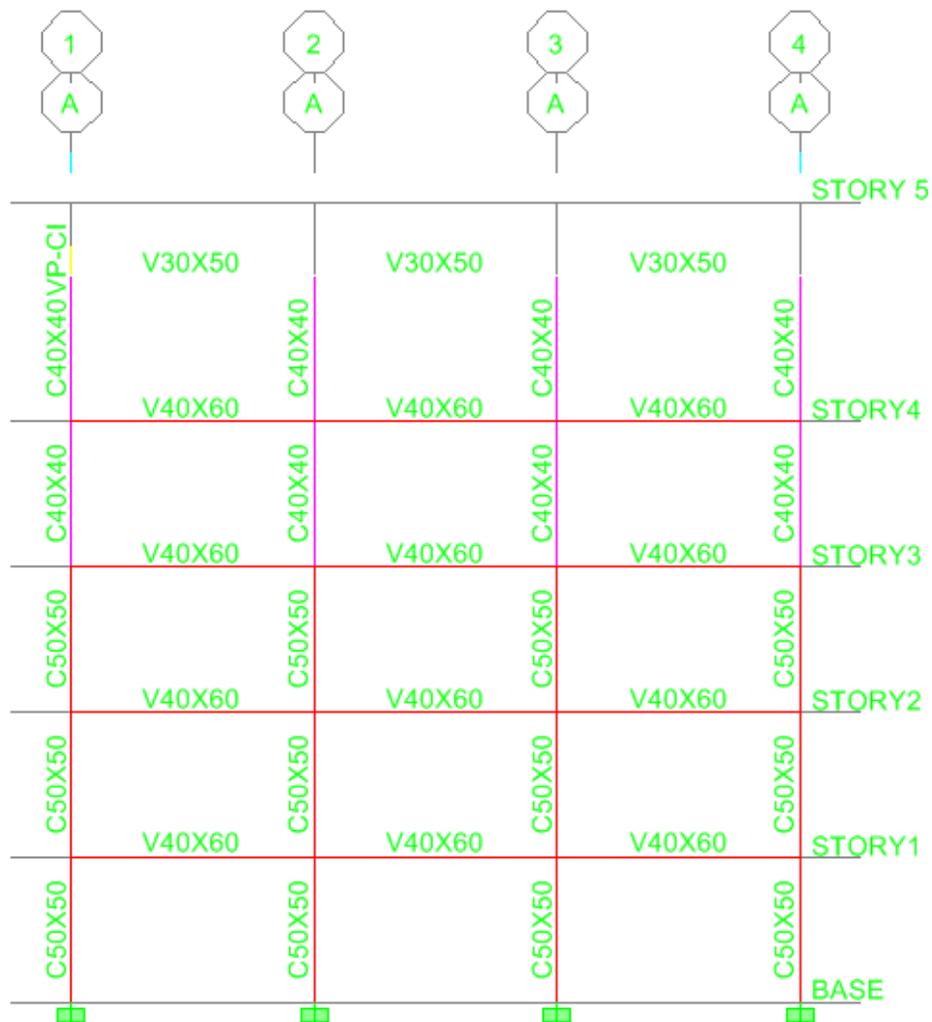


Figura 6.4.1 Vista en elevación del eje "A" del Sistema de Marcos.

EJE "A" Sistema Dual

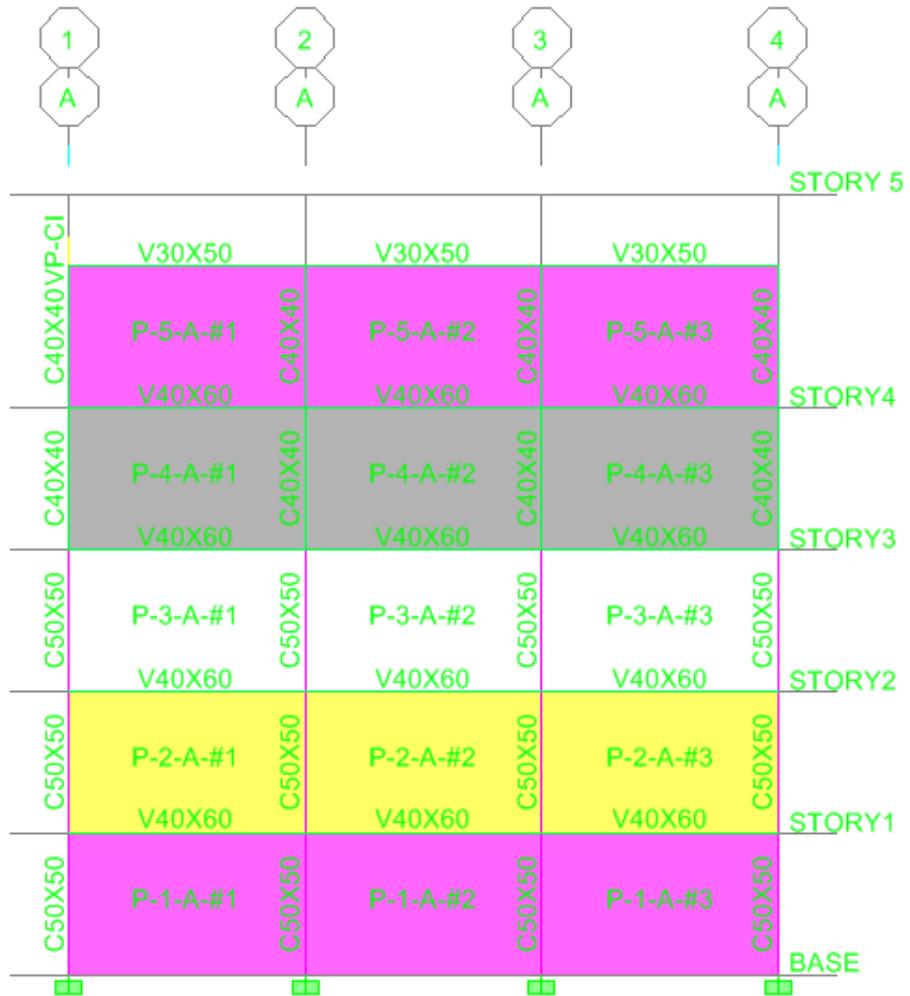


Figura 6.4.2 Vista en elevación del eje "A" del Sistema Dual.

EJE "3" Sistema de Marcos de concreto Reforzado

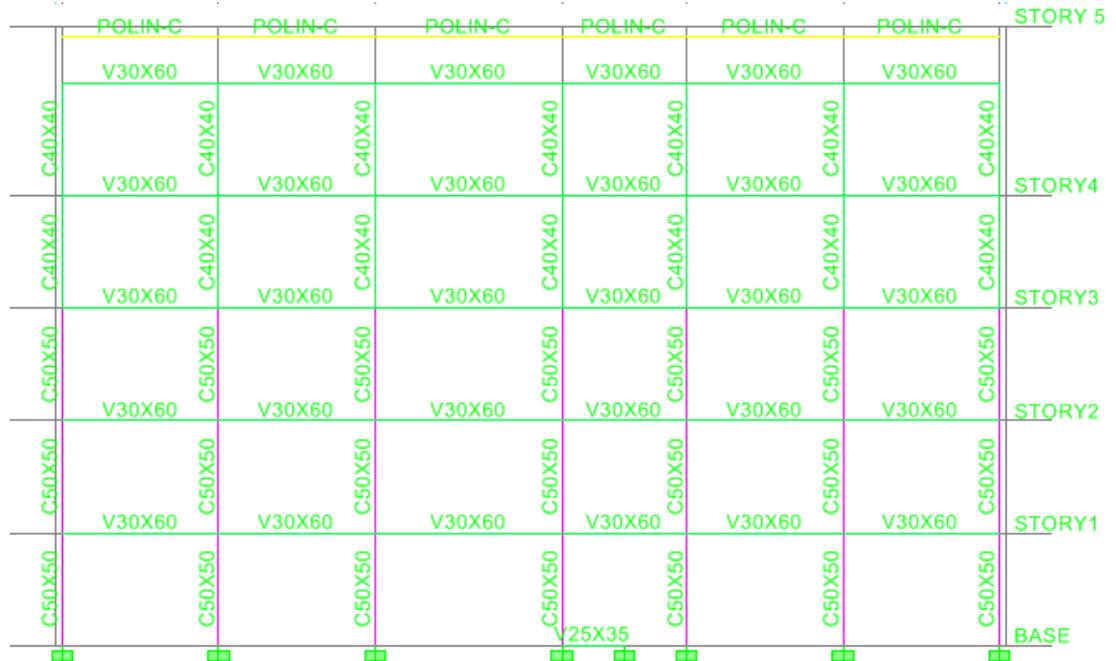


Figura 6.4.3 Vista en elevación del eje "3" del Sistema de Marcos.

EJE "3" Sistema Dual



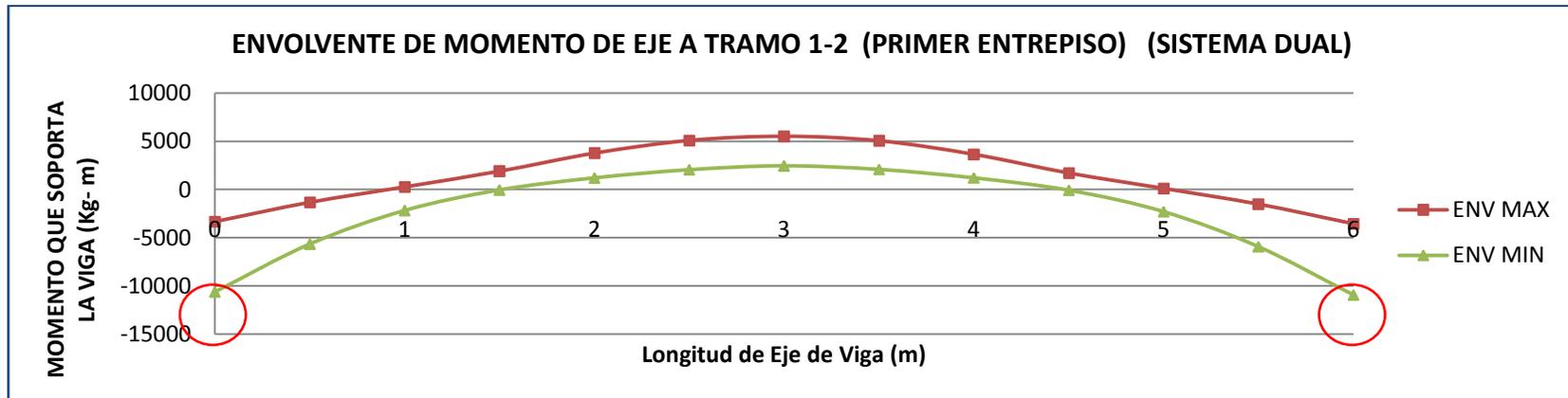
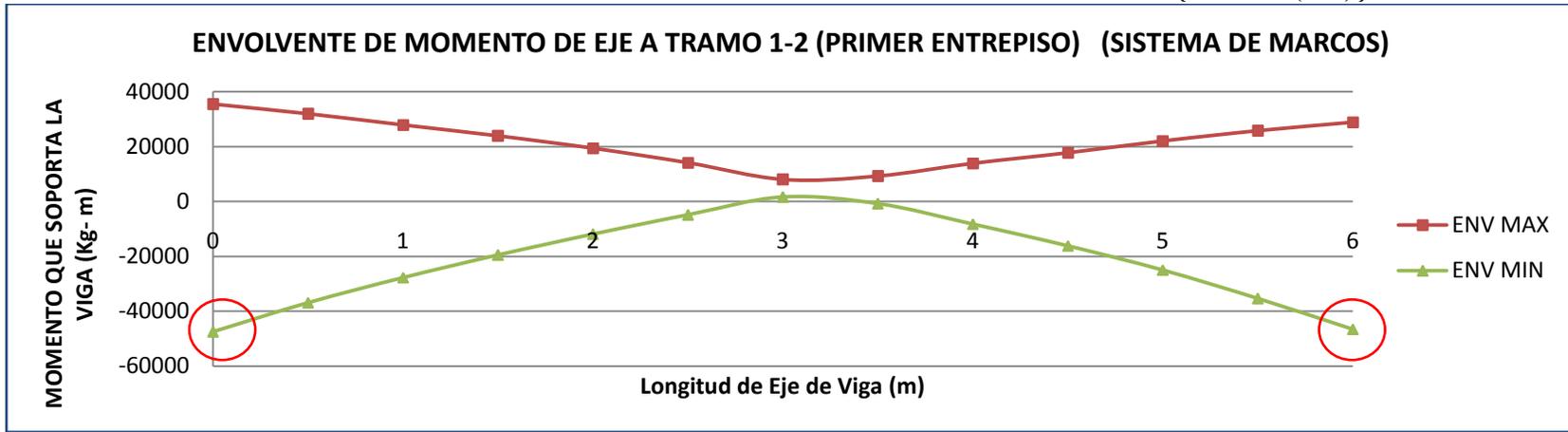
Figura 6.4.4 Vista en elevación del eje "3" del Sistema de Dual.

Como bien sabemos la acción más predominante en las vigas es la acción del momento es por eso que tomamos a bien elaborar los diagramas de momento para cada una de las vigas de los Ejes "A" y "3" de ambos sistemas.

Se debe de tener en cuenta que para el análisis y diseño de la estructura se han considerado combinaciones de carga en total estas son 66 combinaciones, pero como mencionamos en el capítulo V se añadieron 5 mas las cuales difieren de las primeras a la hora de su definición ya que en estas últimas se emplea el comando **ENV** en lugar de **ADD**, esto con el objeto de facilitar la interpretación de los resultados ya que con la ayuda de este comando se obtienen más fácilmente las denominadas "ENVOLVENTES" las cuales nos muestran todos los valores máximos y nos ahorran el trabajo de tener que graficar en una misma figura las 66 combinaciones de carga lo cual nos dejaría una figura muy saturada, a continuación presentamos los resultados.

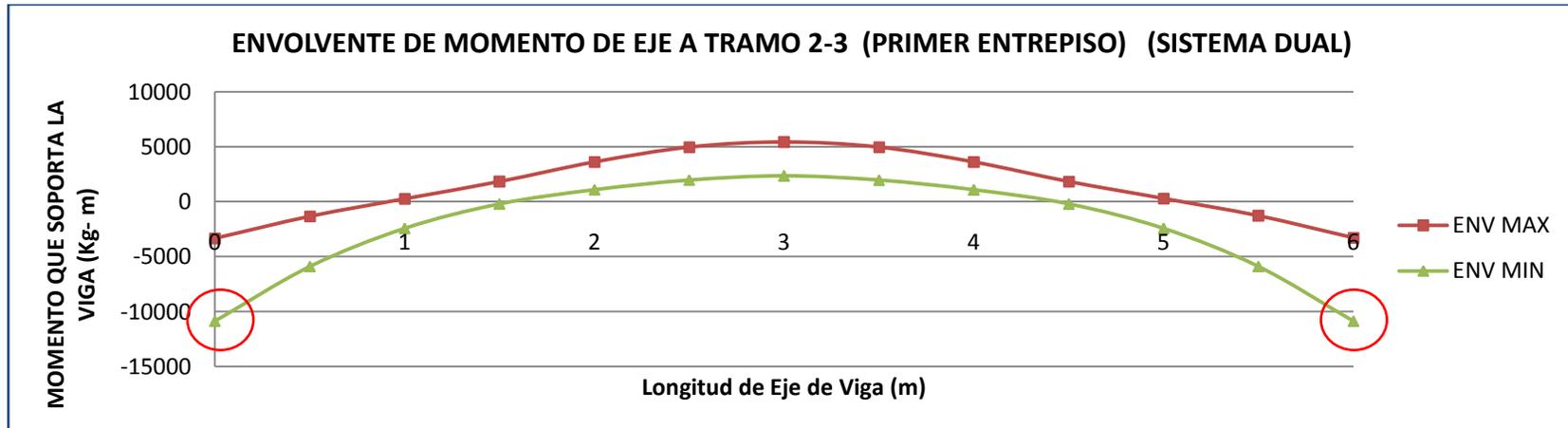
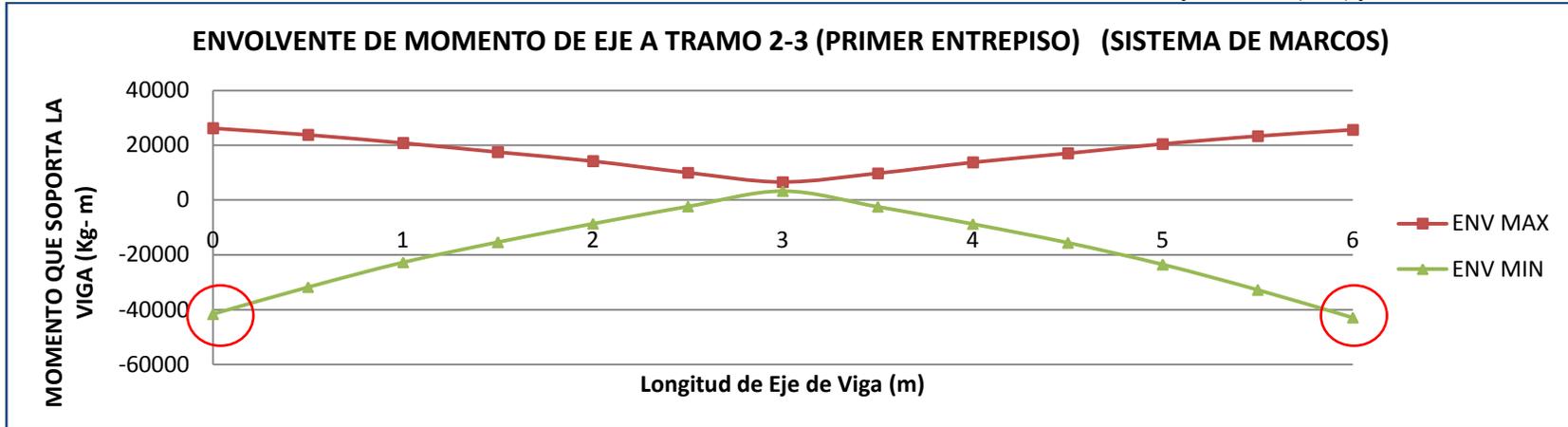
En los gráficos mostrados en este capítulo S.M =Sistema de Marcos y S.D = Sistema Dual.

**COMPARACIÓN DE RESULTADOS EN VIGAS DEL EJE "A"**  
**GRAFICO 1. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-EA-(1-2)}**



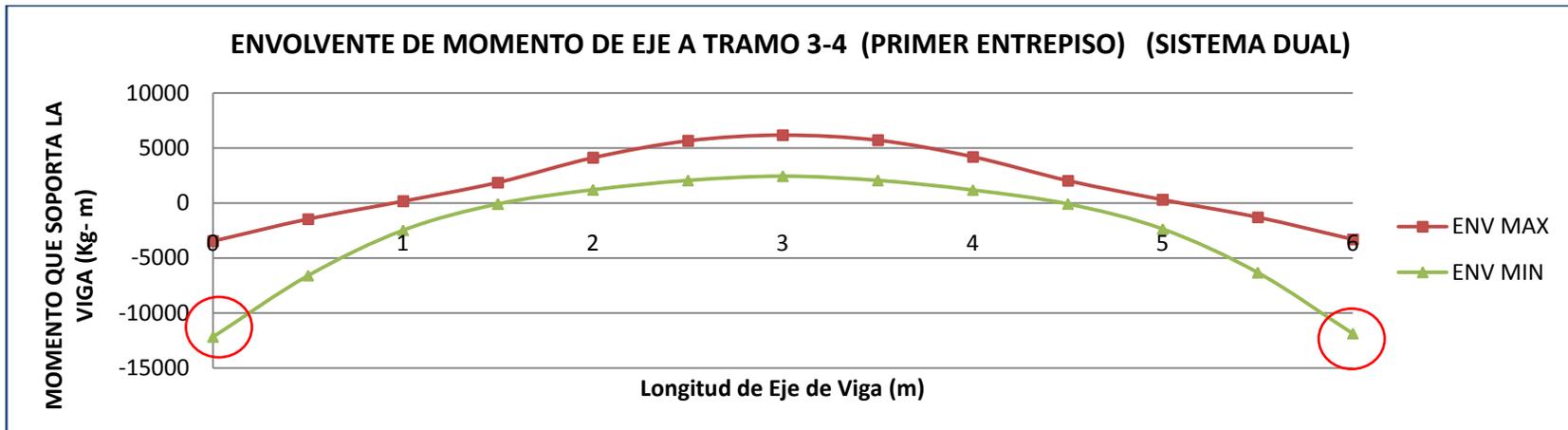
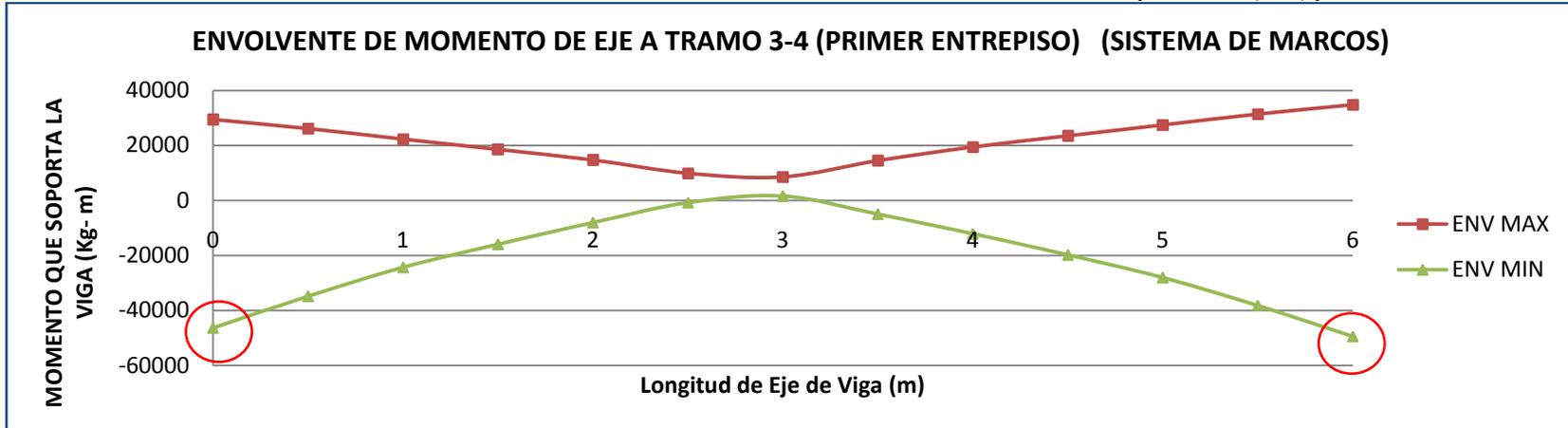
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-47483.903 Kg-m	Mmax S.M=	4.4	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-46584.162 Kg-m	Mmax S.M=	4.2	Mmax S.D
Sistema de Dual	-10610.747 Kg-m				Sistema de Dual	-10933.835 Kg-m			

GRAFICO 2. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-EA-(2-3)}



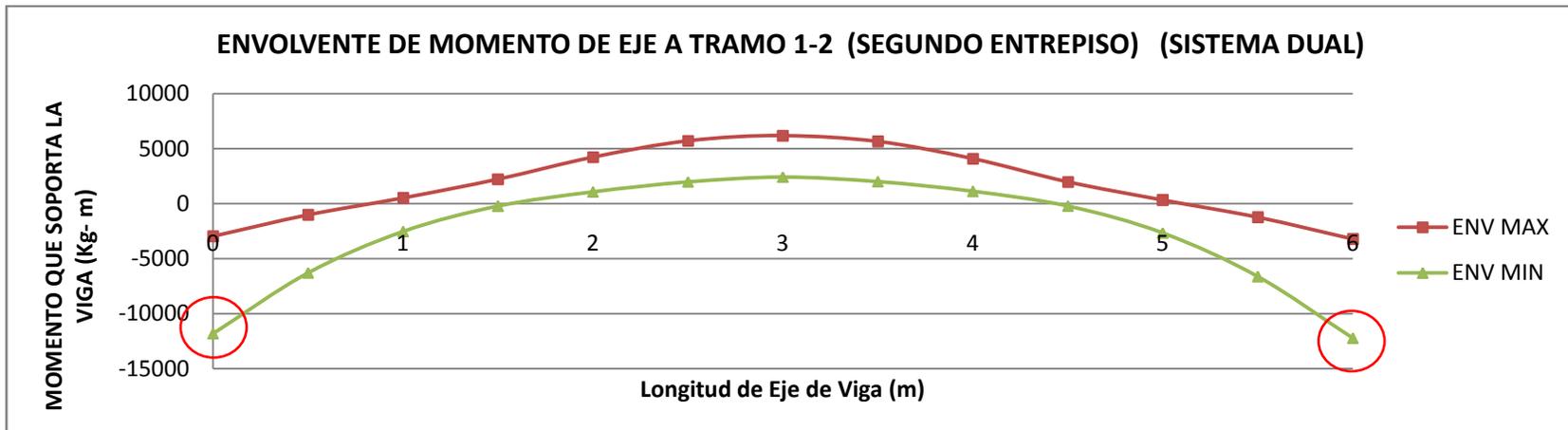
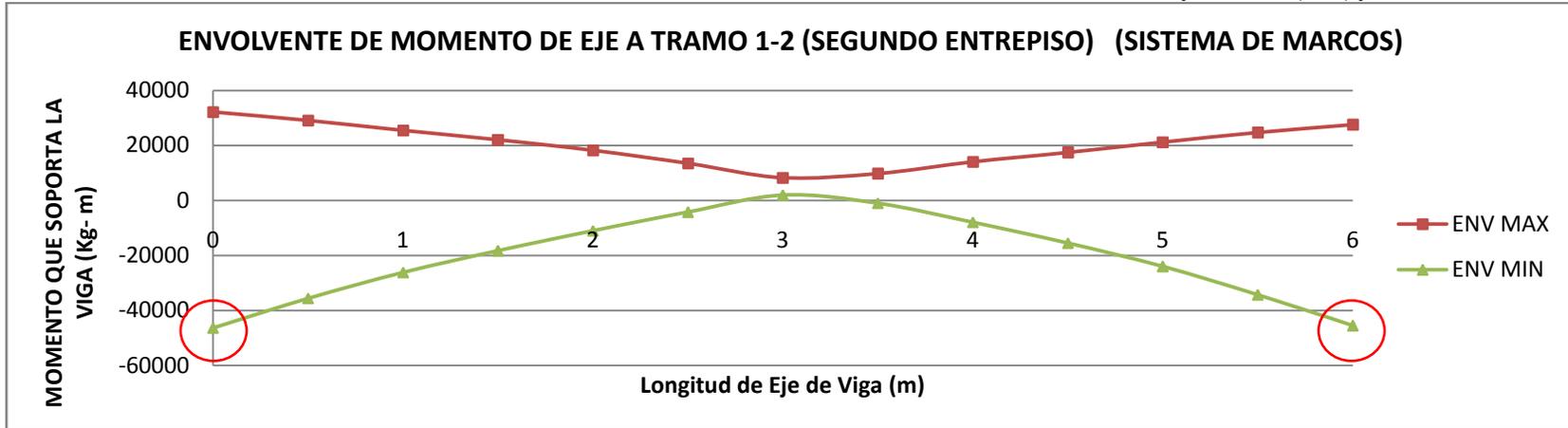
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-41662.49 Kg-m	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-42953.982 Kg-m	Mmax S.M=	3.9	Mmax S.D
Sistema de Dual	-10866.22 Kg-m				Sistema de Dual	-10869.99 Kg-m			

GRAFICO 3. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-EA-(3-4)}



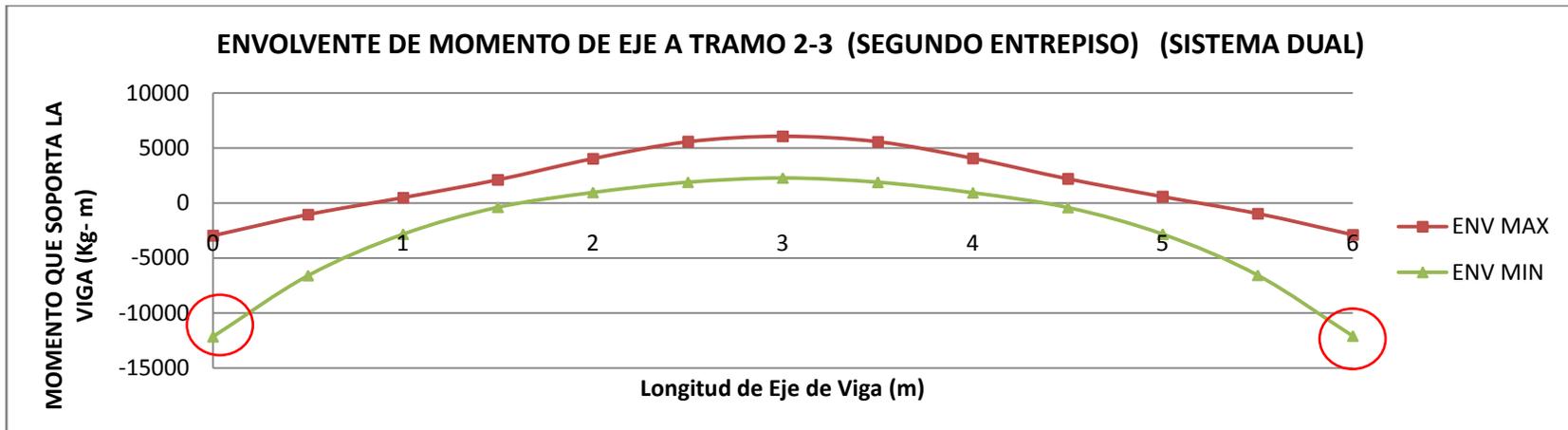
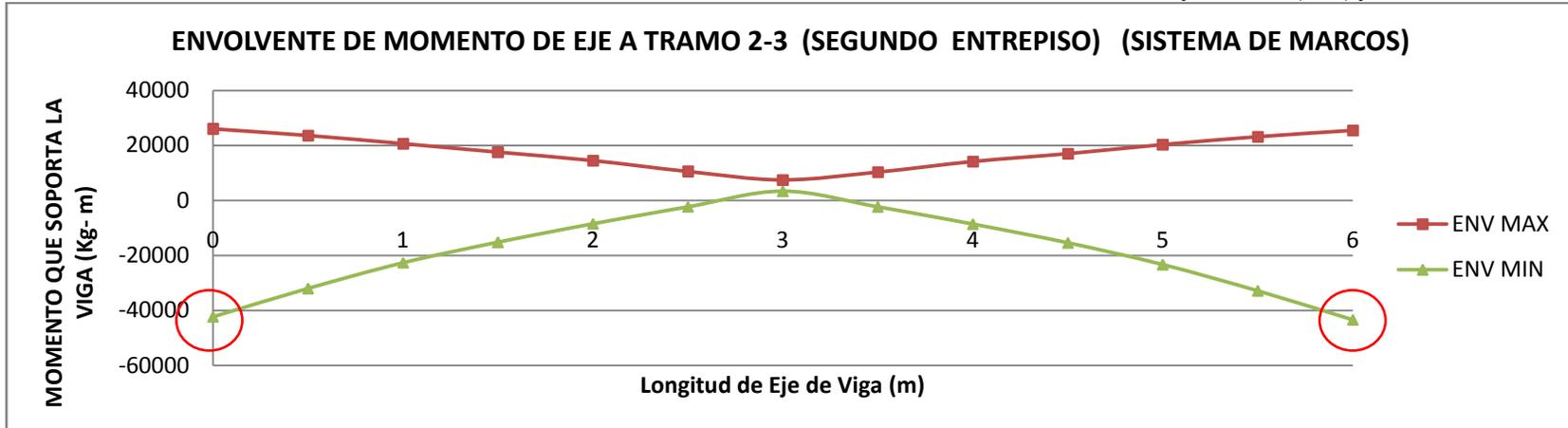
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-46363.099 Kg-m	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-49487.342 Kg-m	Mmax S.M=	4.2	Mmax S.D
Sistema de Dual	-12177.543 Kg-m				Sistema de Dual	-11871.240 Kg-m			

GRAFICO 4. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-EA-(1-2)}



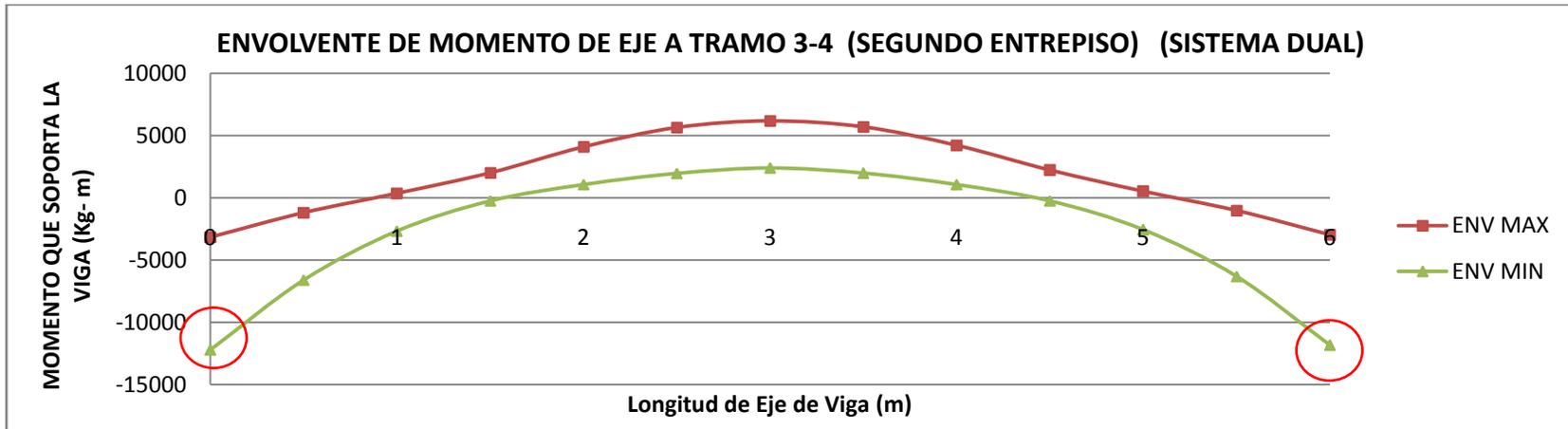
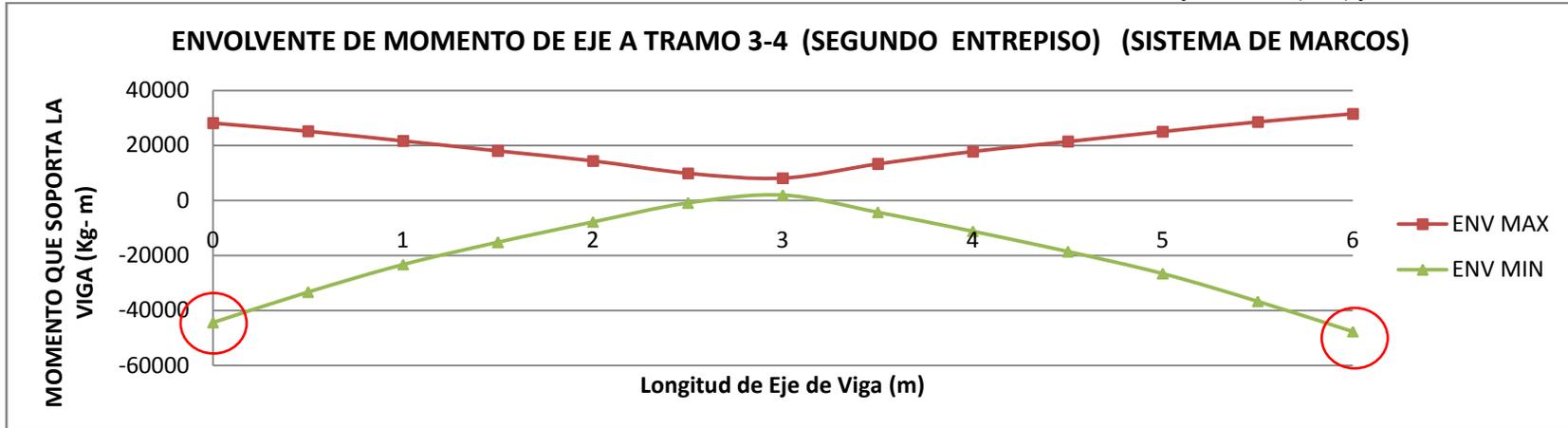
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-46376.975 Kg-m	Mmax S.M=	3.9	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-45552.185 Kg-m	Mmax S.M=	3.7	Mmax S.D
Sistema de Dual	-11815.887 Kg-m				Sistema de Dual	-12227.994 Kg-m			

GRAFICO 5. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-EA-(2-3)}



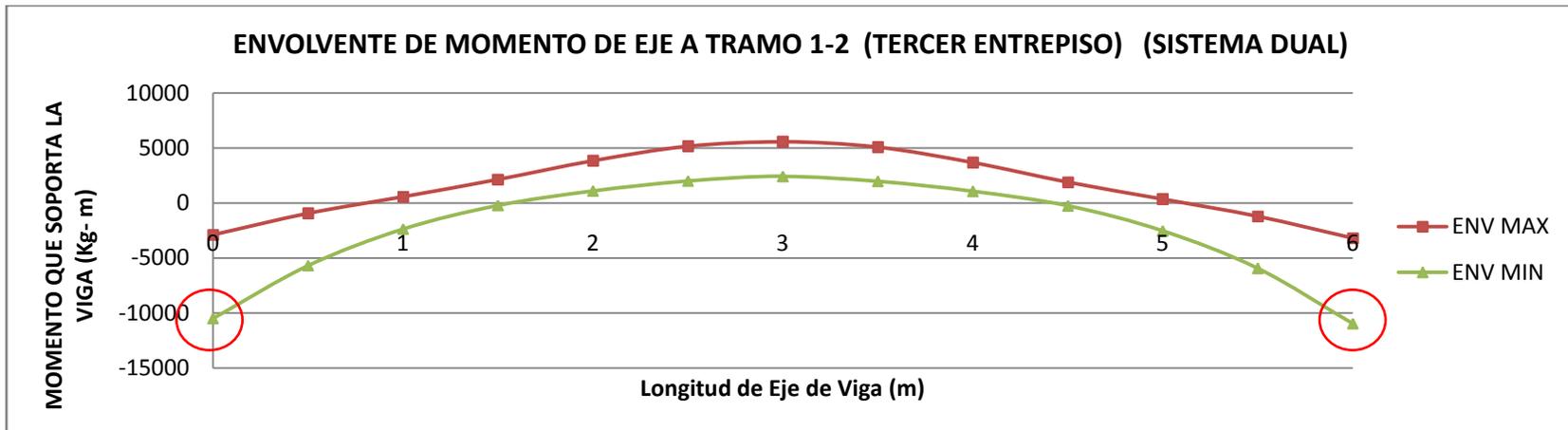
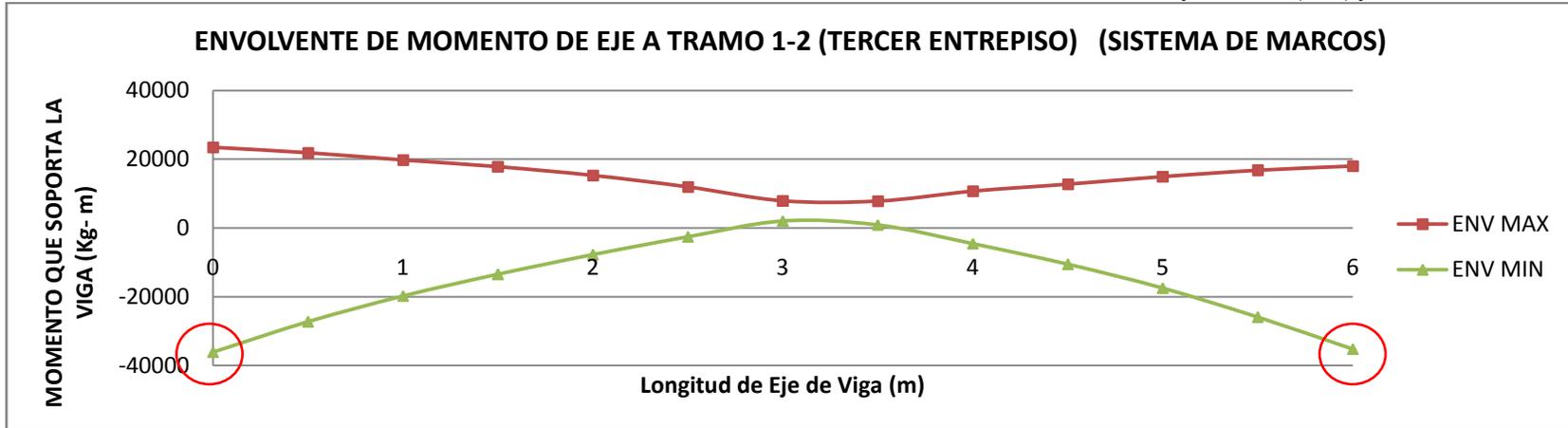
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-42349.148 Kg-m	Mmax S.M=	3.5	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-43382.552 Kg-m	Mmax S.M=	3.6	Mmax S.D
Sistema de Dual	-12162.039 Kg-m				Sistema de Dual	-12094.811 Kg-m			

GRAFICO 6. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-EA-(3-4)}



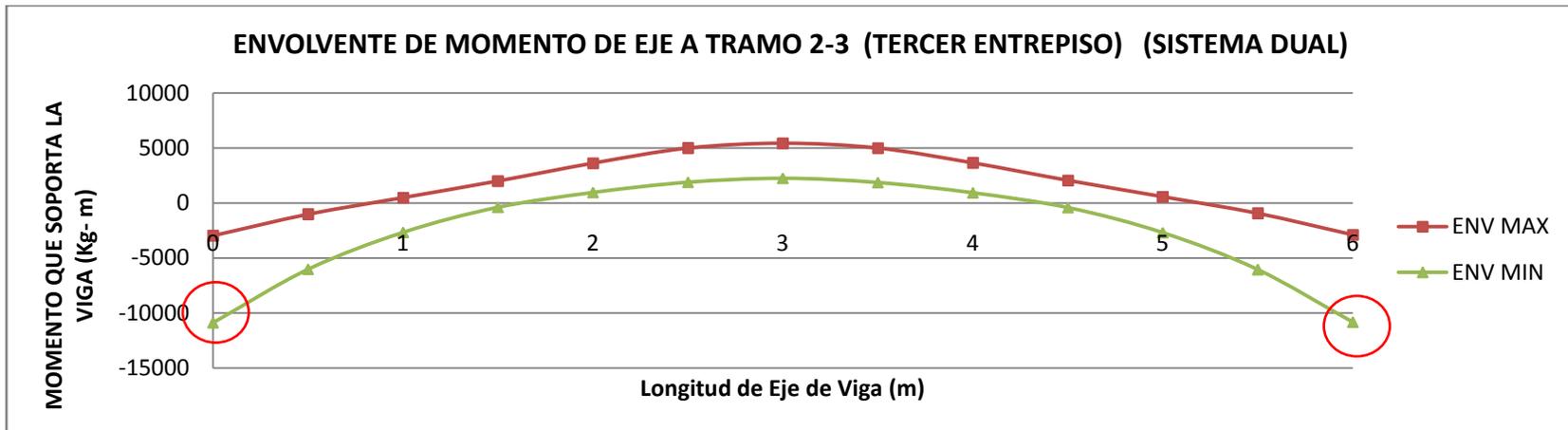
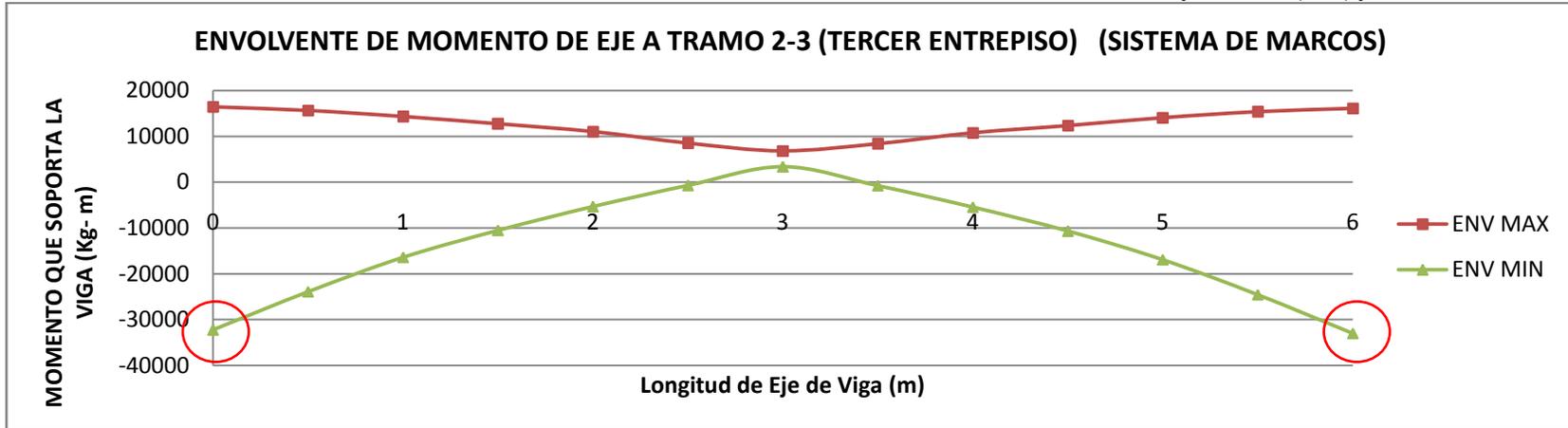
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-44371.569 Kg-m	Mmax S.M=	3.6	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-47714.808 Kg-m	Mmax S.M=	4.0	Mmax S.D
Sistema de Dual	-12203.904 Kg-m				Sistema de Dual	-11837.174 Kg-m			

GRAFICO 7. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-EA-(1-2)}



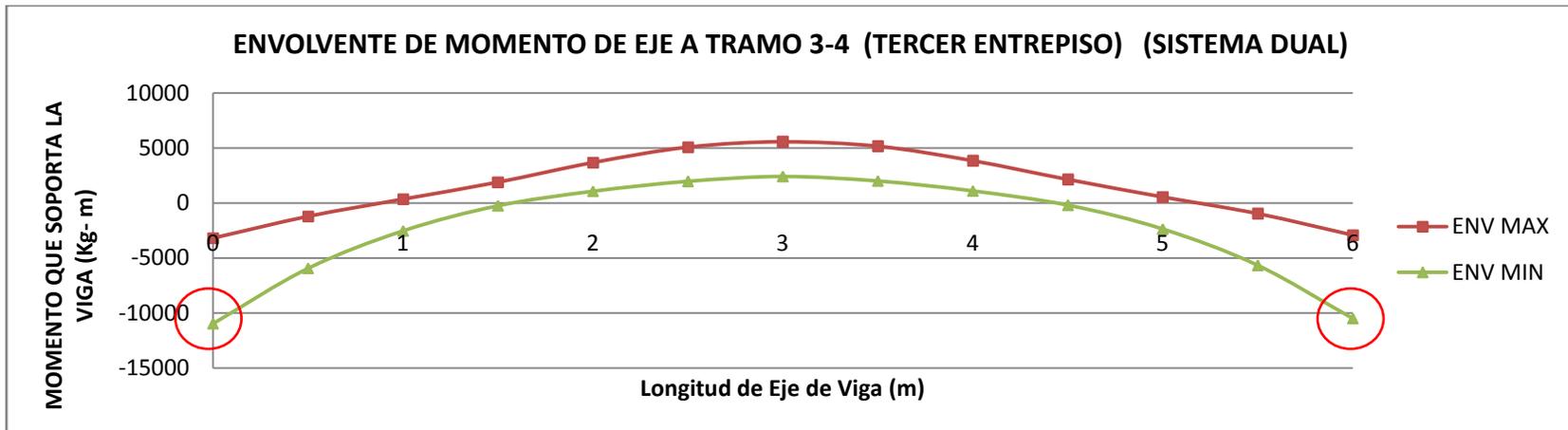
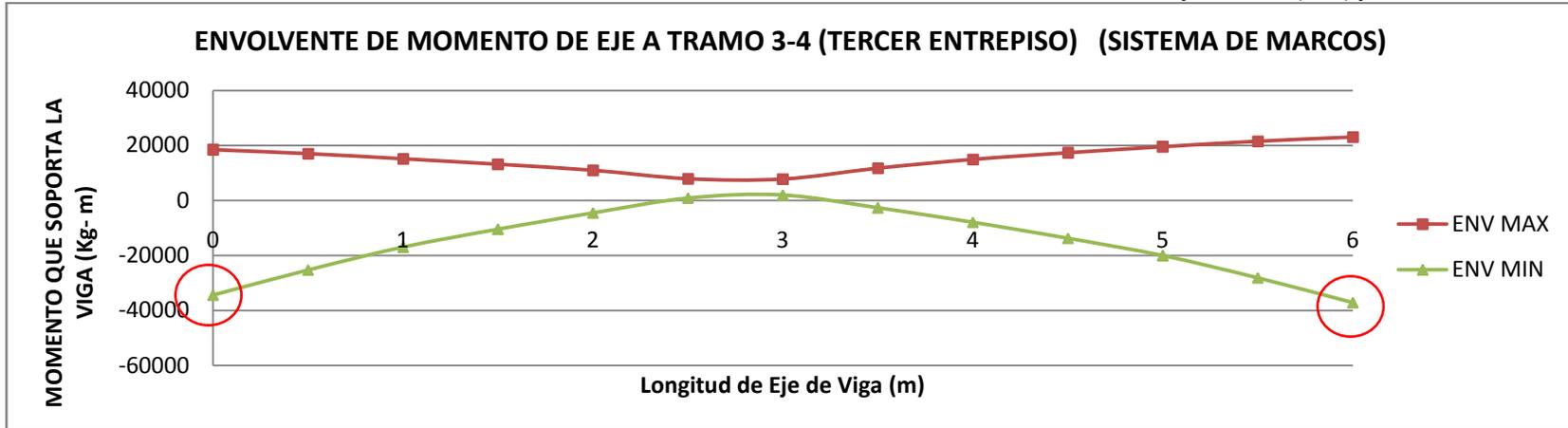
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-36135.571 Kg-m	Mmax S.M=	3.4	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-35270.240 Kg-m	Mmax S.M=	3.2	Mmax S.D
Sistema de Dual	-10491.115 Kg-m				Sistema de Dual	-10970.673 Kg-m			

GRAFICO 8. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-EA-(2-3)}



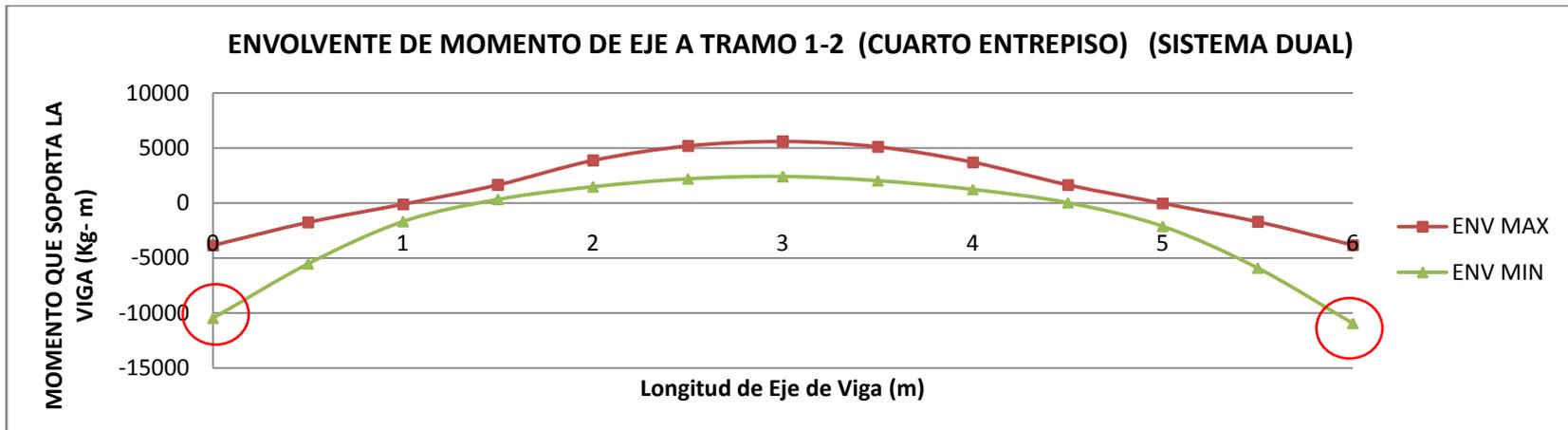
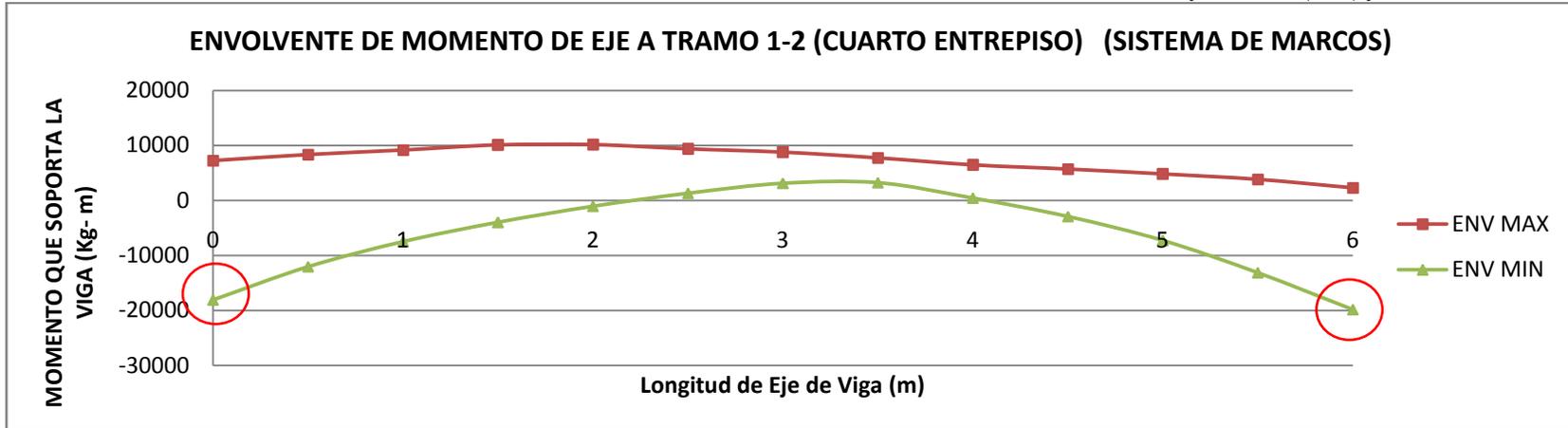
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-32255.367 Kg-m	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-33029.716 Kg-m	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D
Sistema de Dual	-10874.505 Kg-m				Sistema de Dual	-10822.311 Kg-m			

GRAFICO 9. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-EA-(3-4)}



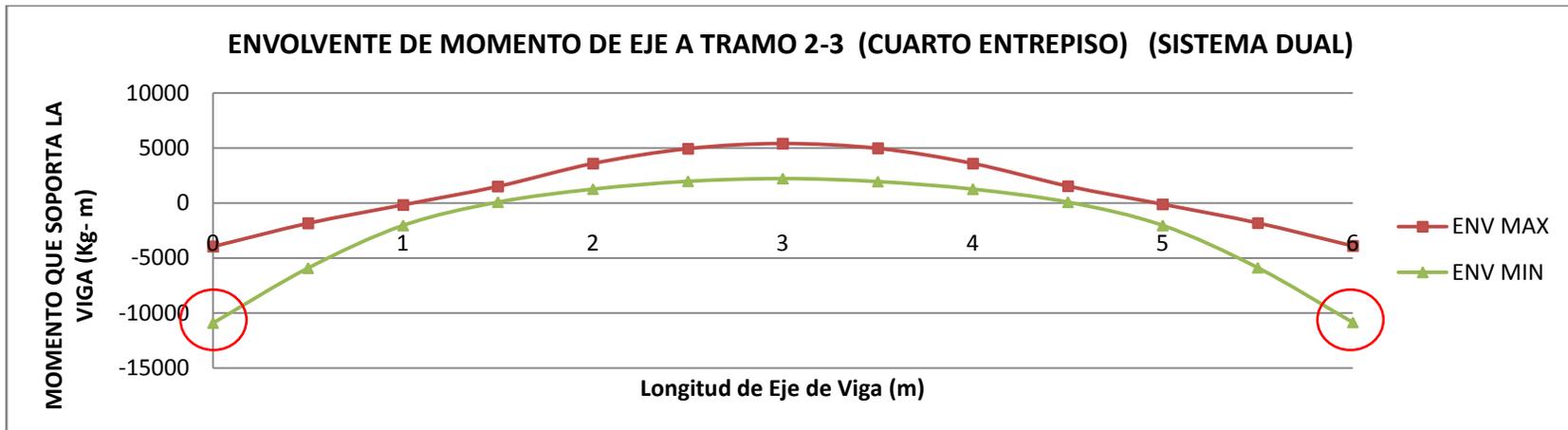
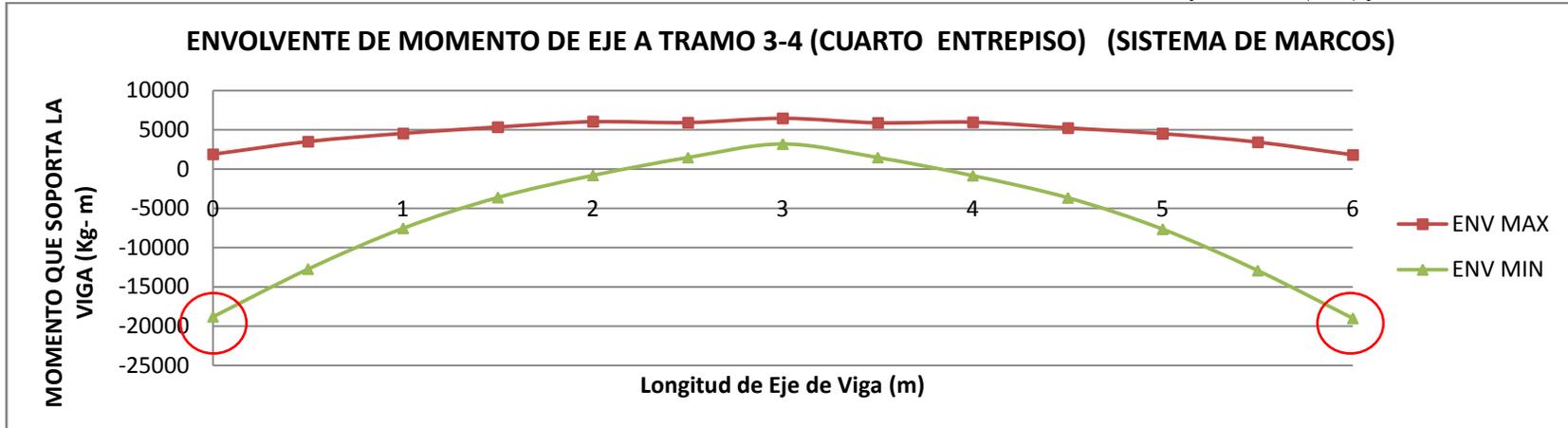
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-34395.918 Kg-m	Mmax S.M=	3.1	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-37123.863 Kg-m	Mmax S.M=	3.5	Mmax S.D
Sistema de Dual	-10958.702 Kg-m				Sistema de Dual	-10490.950 Kg-m			

GRAFICO 10. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-EA-(1-2)}



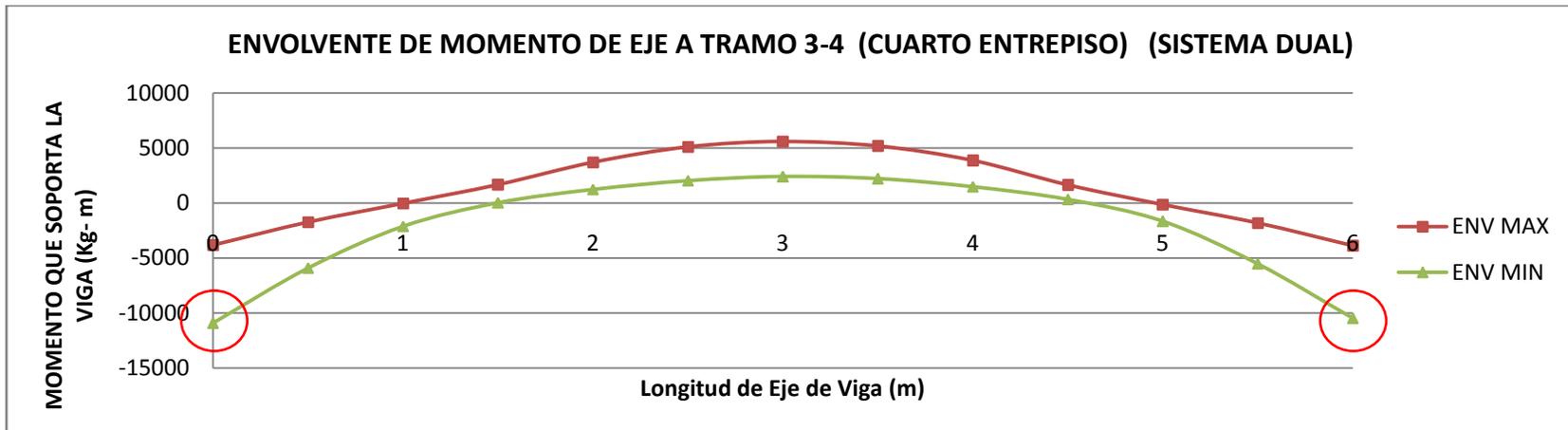
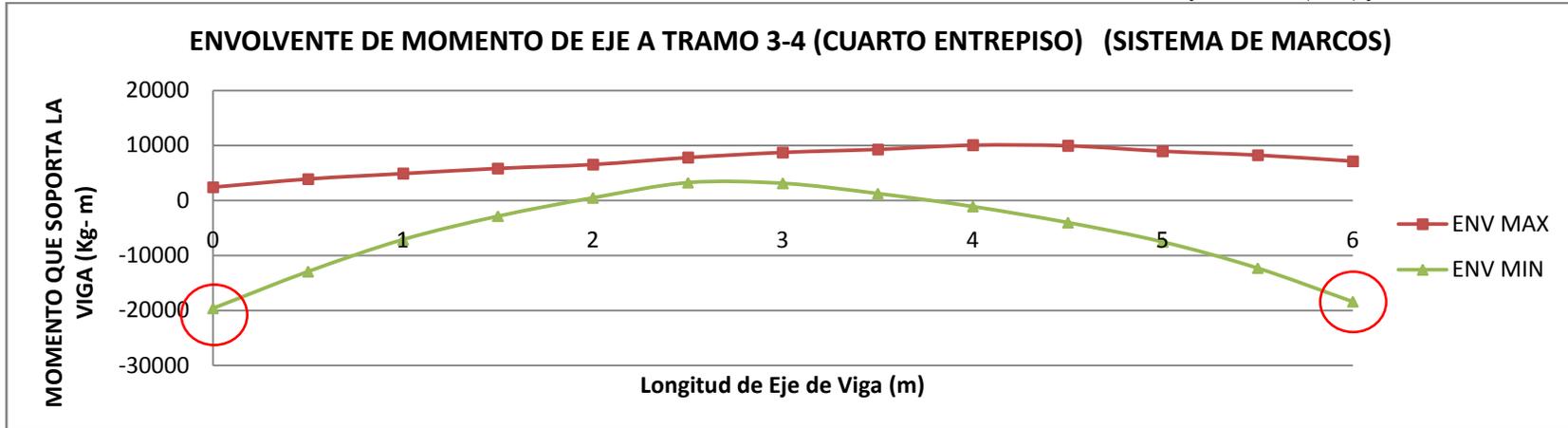
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-18087.119 Kg-m	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-19853.677 Kg-m	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D
Sistema de Dual	-10468.401 Kg-m				Sistema de Dual	-10932.085 Kg-m			

GRAFICO 11. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-EA-(2-3)}



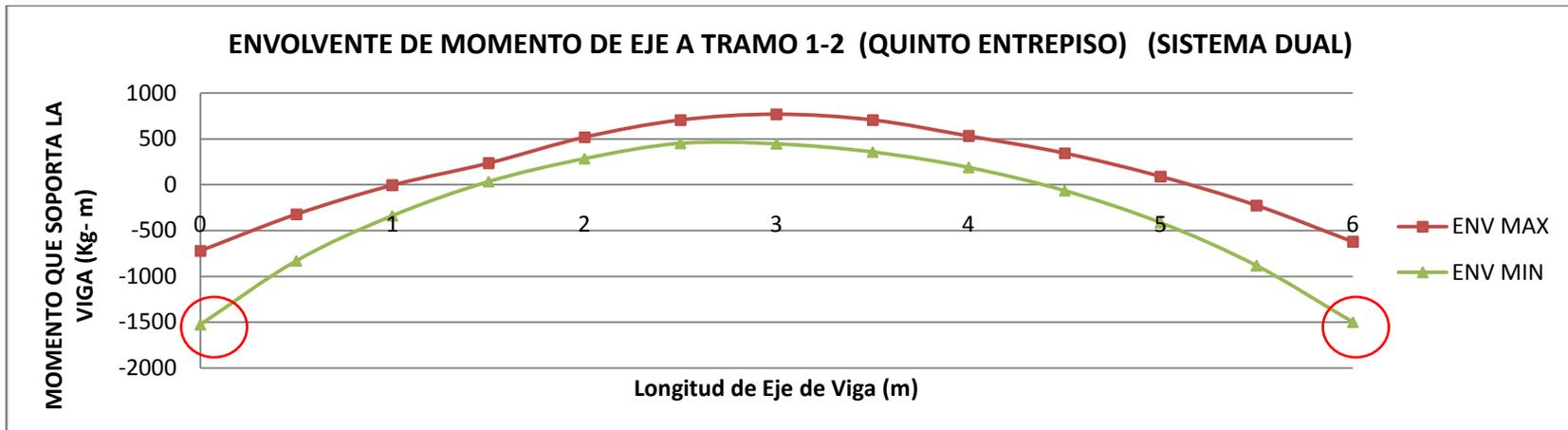
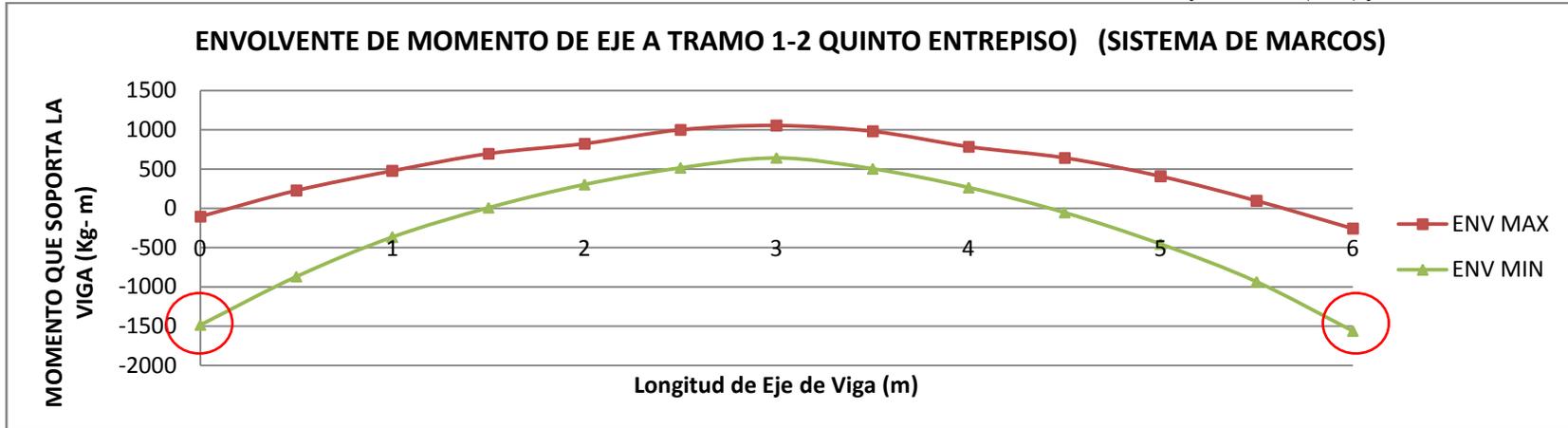
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-18810.789 Kg-m	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-19024.226 Kg-m	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D
Sistema de Dual	-10902.991 Kg-m				Sistema de Dual	-10860.793 Kg-m			

GRAFICO 12. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-EA-(3-4)}



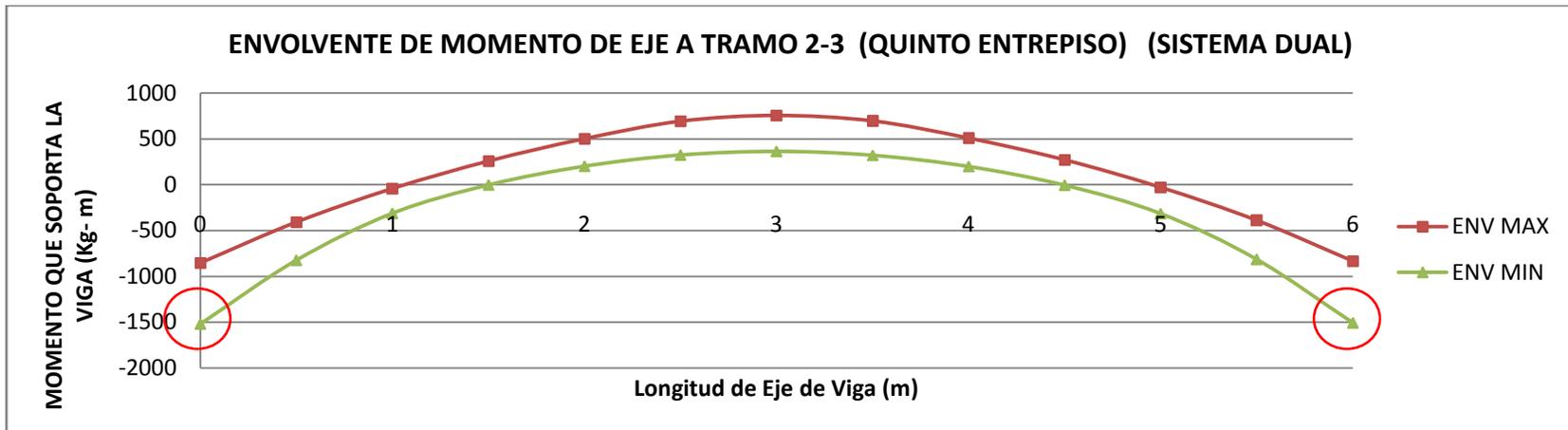
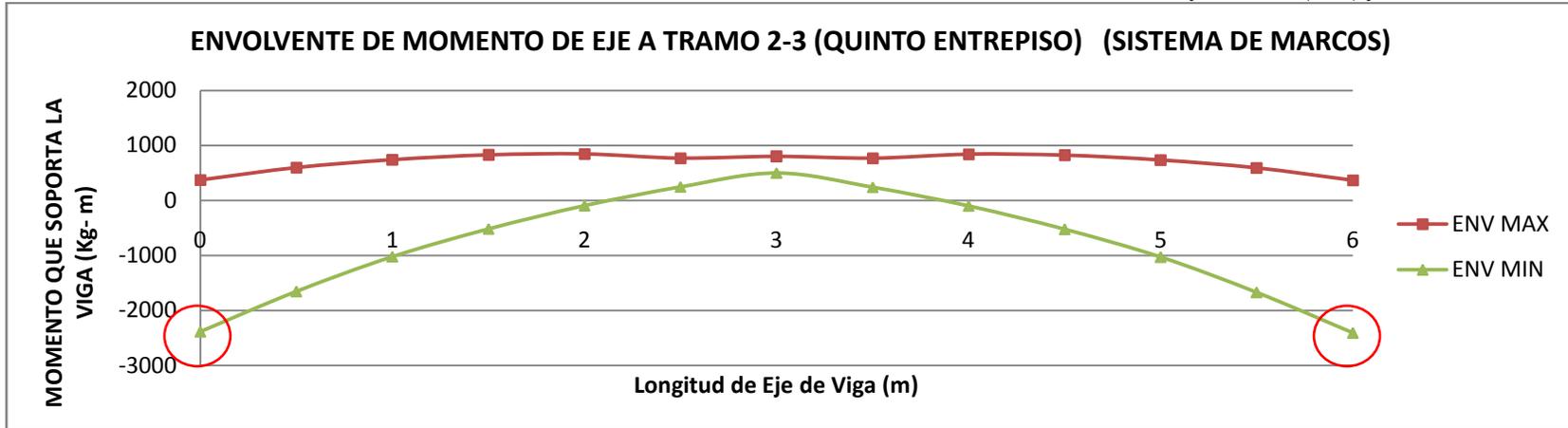
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-19609.108 Kg-m	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-18403.574 Kg-m	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D
Sistema de Dual	-10919.233 Kg-m				Sistema de Dual	-10469.884 Kg-m			

GRAFICO 13. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-EA-(1-2)}



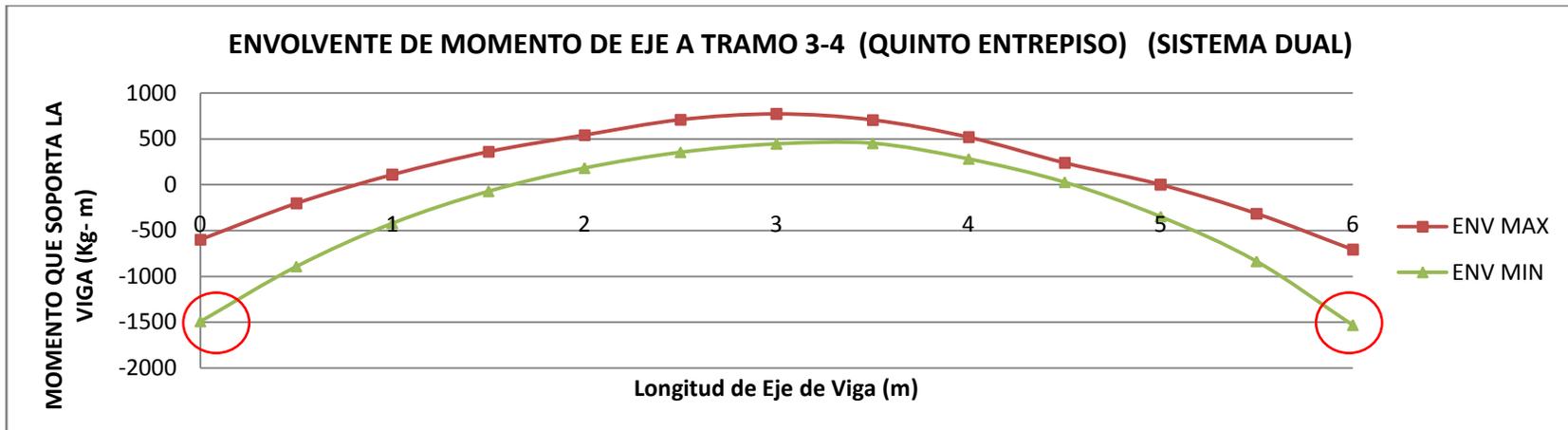
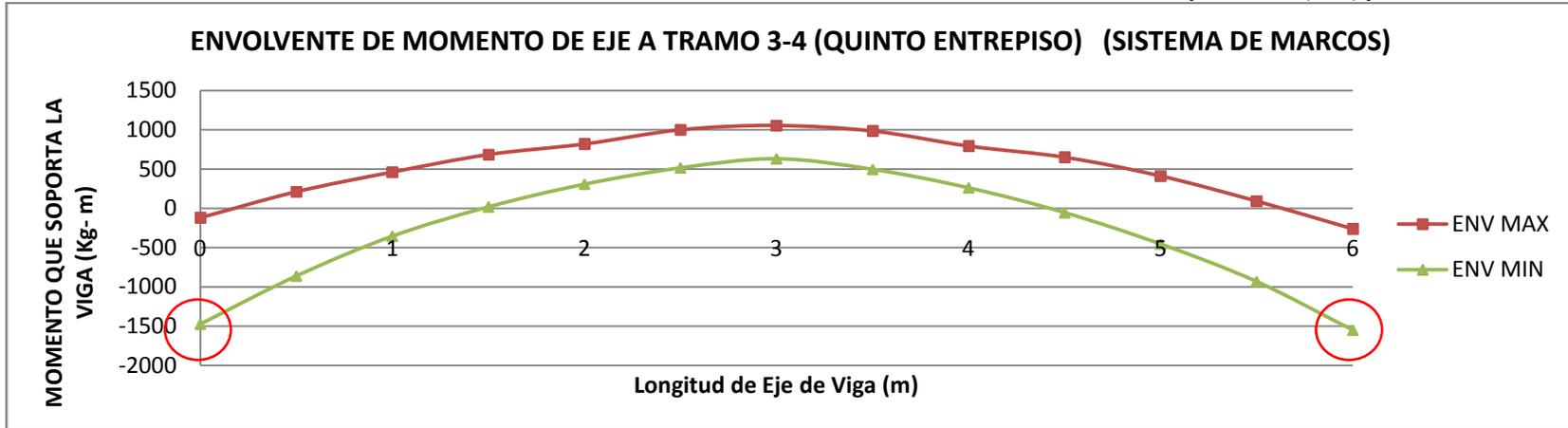
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-1483.924 Kg-m	Mmax S.M=	1.0	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-1562.694 Kg-m	Mmax S.M=	1.0	Mmax S.D
Sistema de Dual	-1527.117 Kg-m				Sistema de Dual	-1499.466 Kg-m			

GRAFICO 14. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-EA-(2-3)}



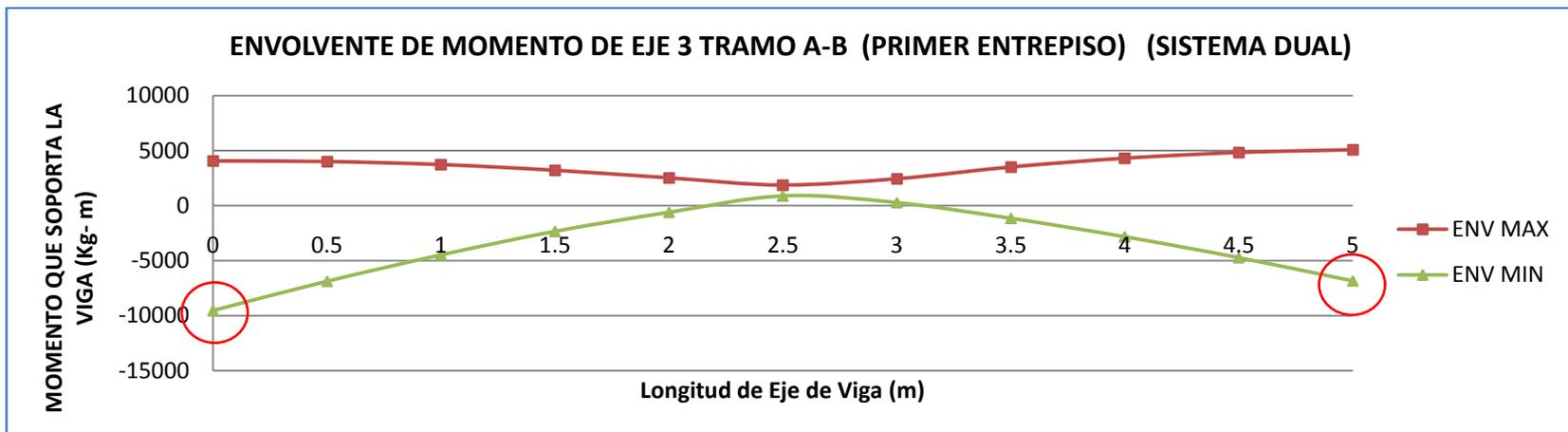
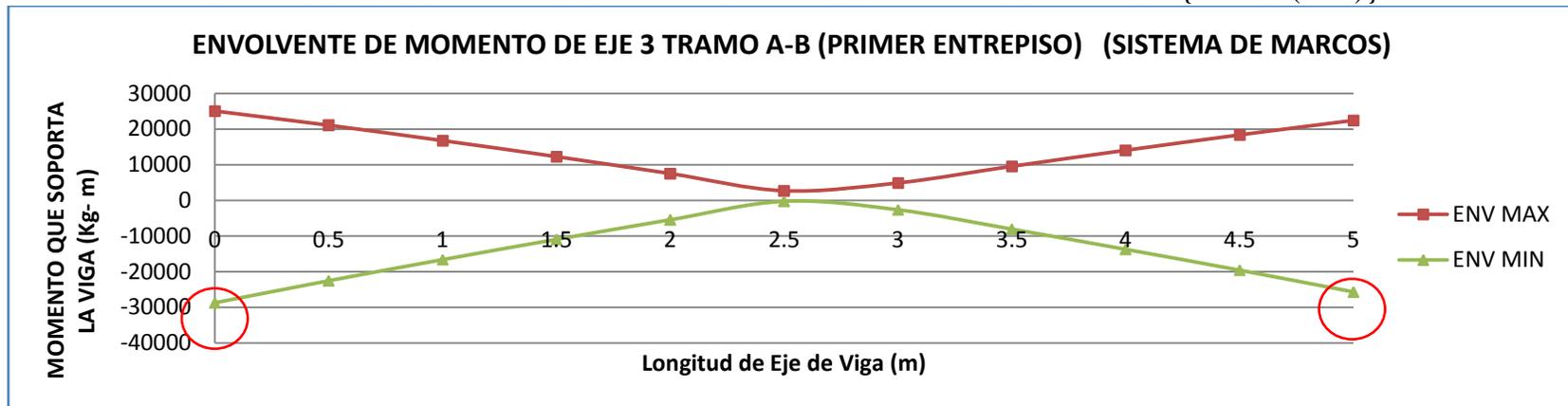
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-2388.135 Kg-m	Mmax S.M=	1.6	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-2409.721 Kg-m	Mmax S.M=	1.6	Mmax S.D
Sistema de Dual	-1518.906 Kg-m				Sistema de Dual	-1507.794 Kg-m			

GRAFICO 15. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-EA-(3-4)}



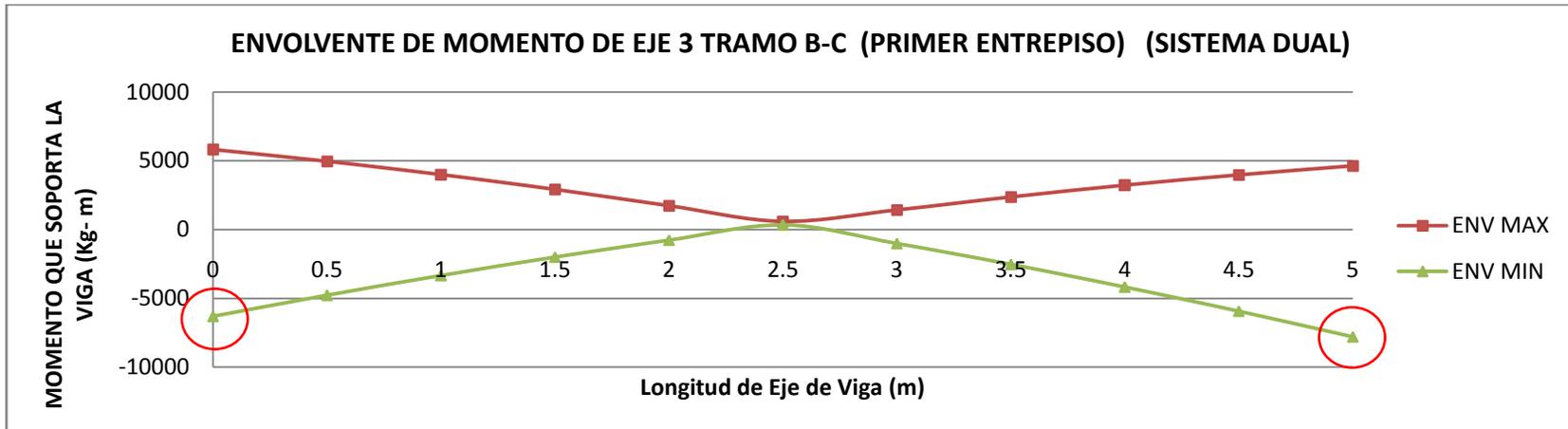
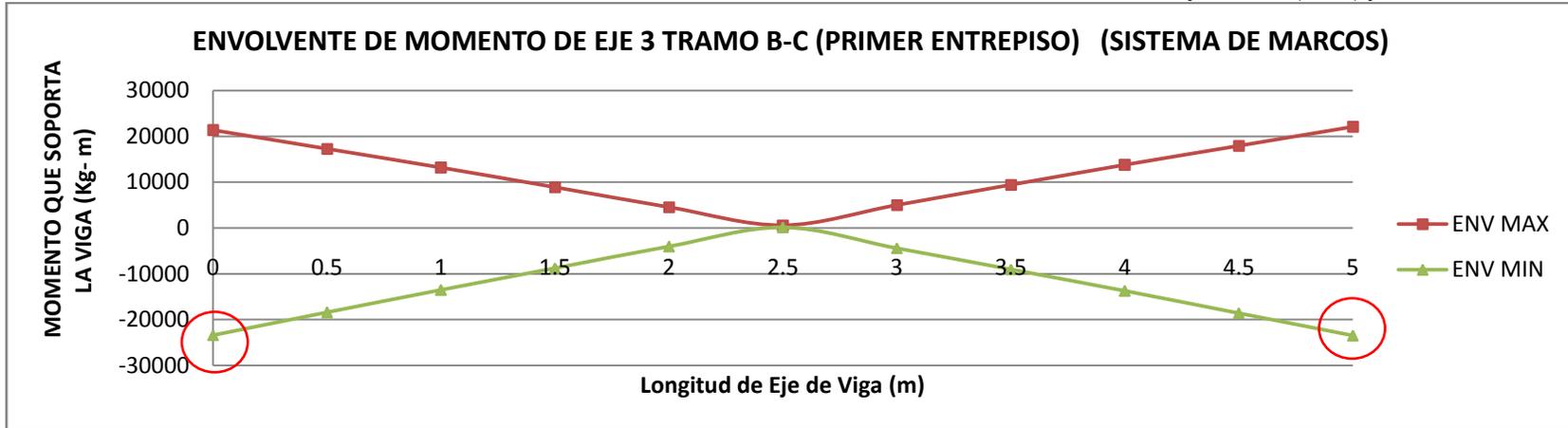
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-1475.188 Kg-m	Mmax S.M=	1.0	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-1549.404 Kg-m	Mmax S.M=	1.0	Mmax S.D
Sistema de Dual	-1491.755 Kg-m				Sistema de Dual	-1534.19 Kg-m			

**COMPARACIÓN DE RESULTADOS EN VIGAS DEL EJE "3"**  
**GRAFICO 16. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-E3-(A-B)}**



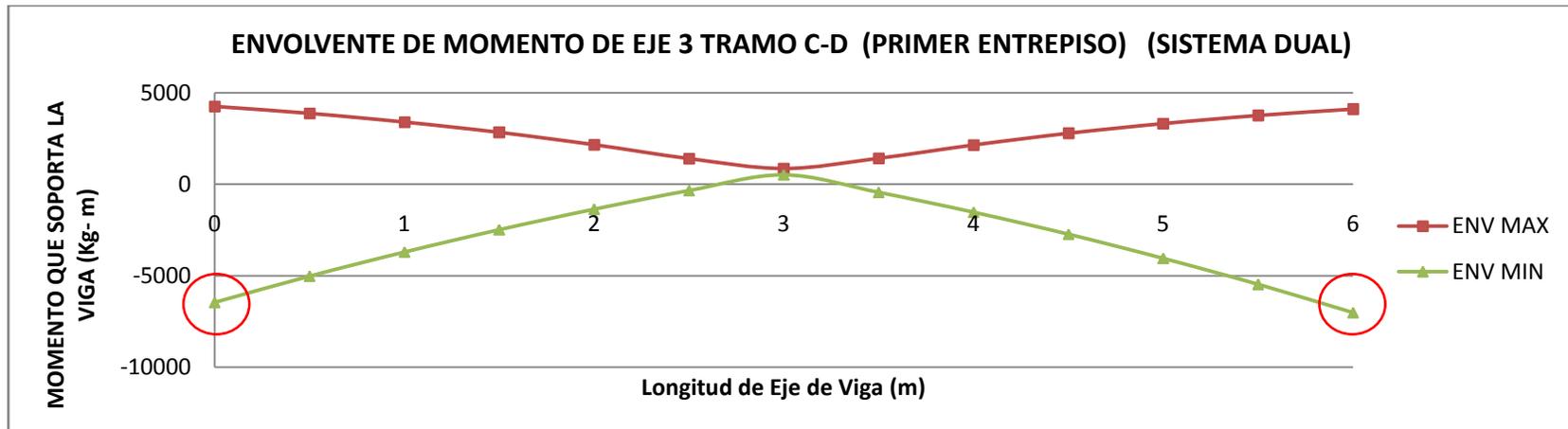
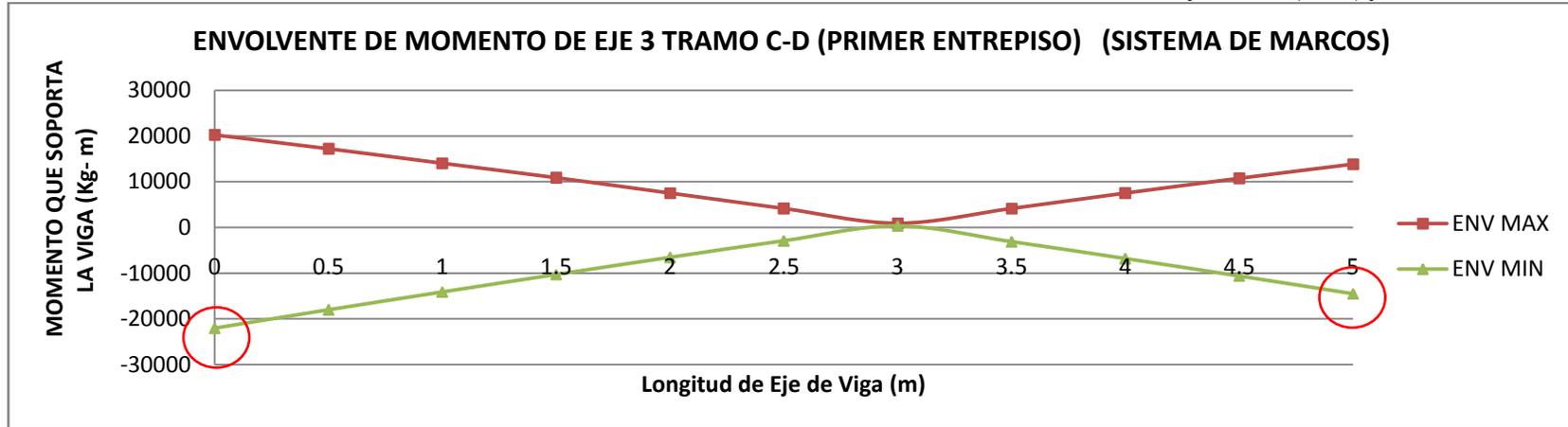
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-28714.908 Kg-m	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-25703.649 Kg-m	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D
Sistema de Dual	-9544.546 Kg-m				Sistema de Dual	-6841.946 Kg-m			

GRAFICO 17. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-E3-(B-C)}



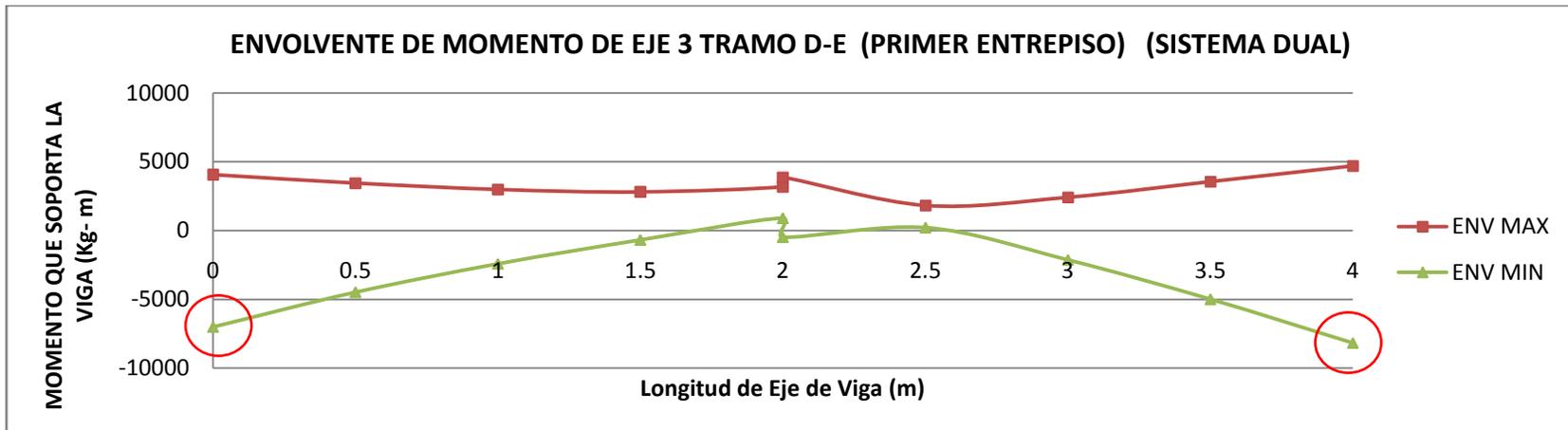
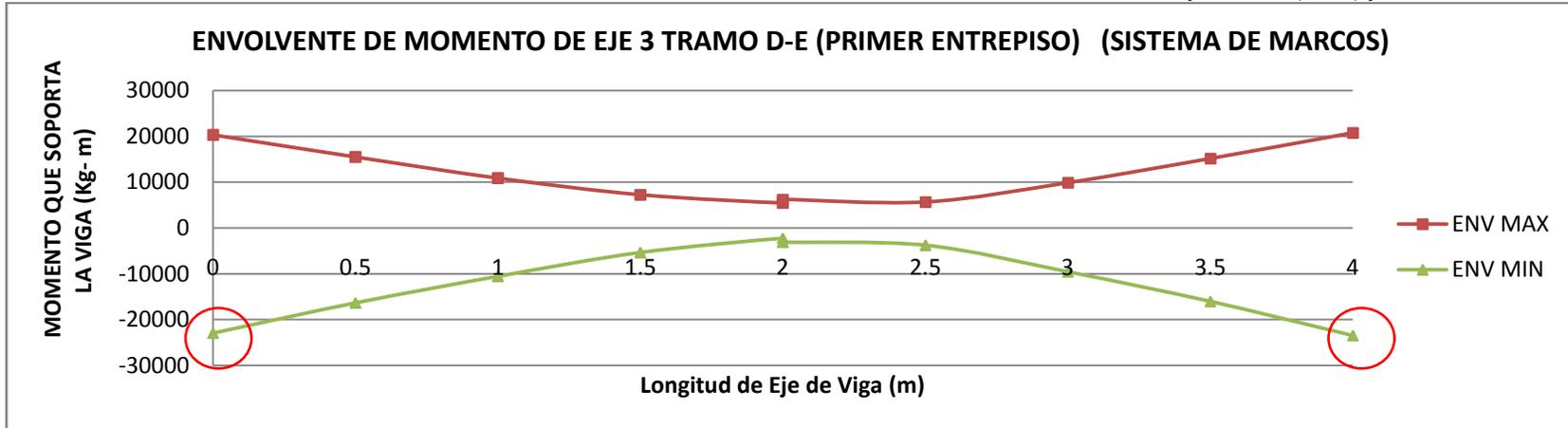
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-23427.991 Kg-m	Mmax S.M=	3.7	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-23499.552 Kg-m	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D
Sistema de Dual	-6312.440 Kg-m				Sistema de Dual	-7801.28 Kg-m			

GRAFICO 18. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-E3-(C-D)}



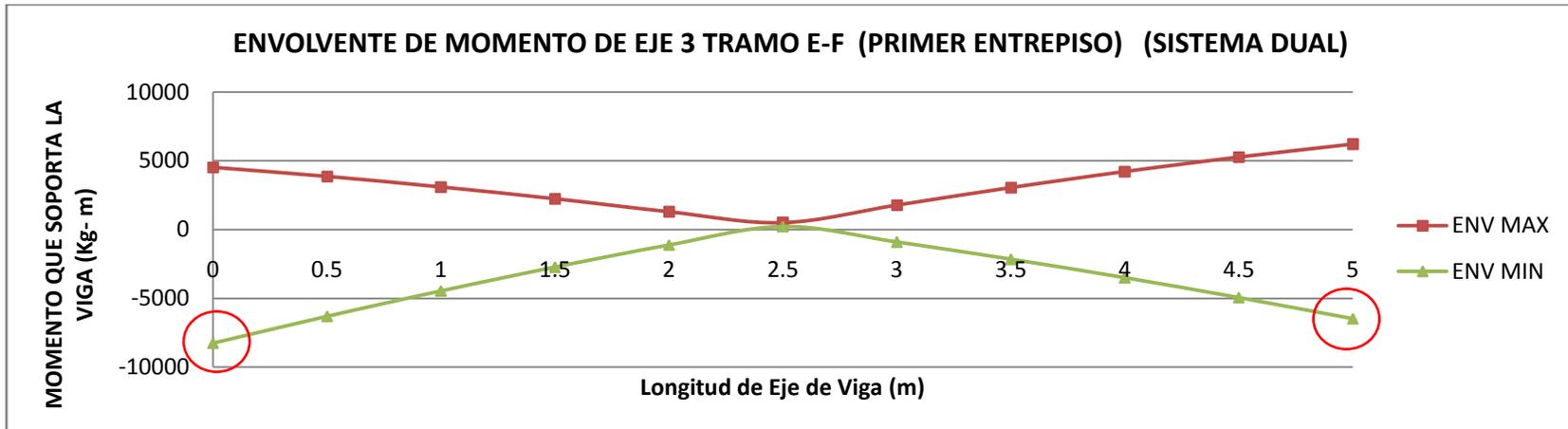
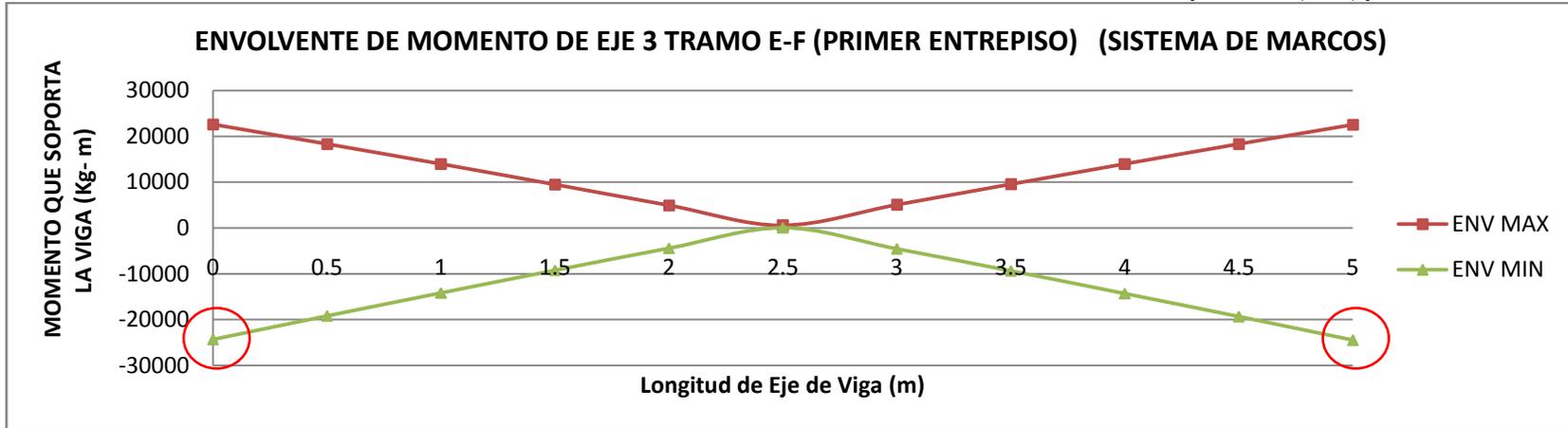
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-22051.351 Kg-m	Mmax S.M=	3.4	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-14502.626 Kg-m	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D
Sistema de Dual	-6462.633 Kg-m				Sistema de Dual	-7022.856 Kg-m			

GRAFICO 19. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-E3-(D-E)}



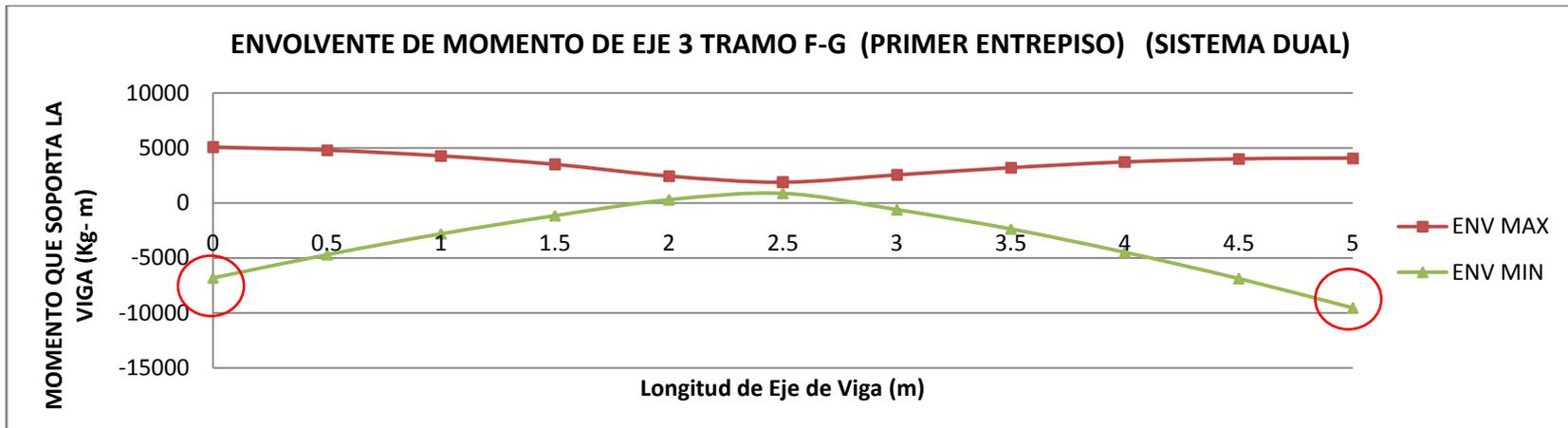
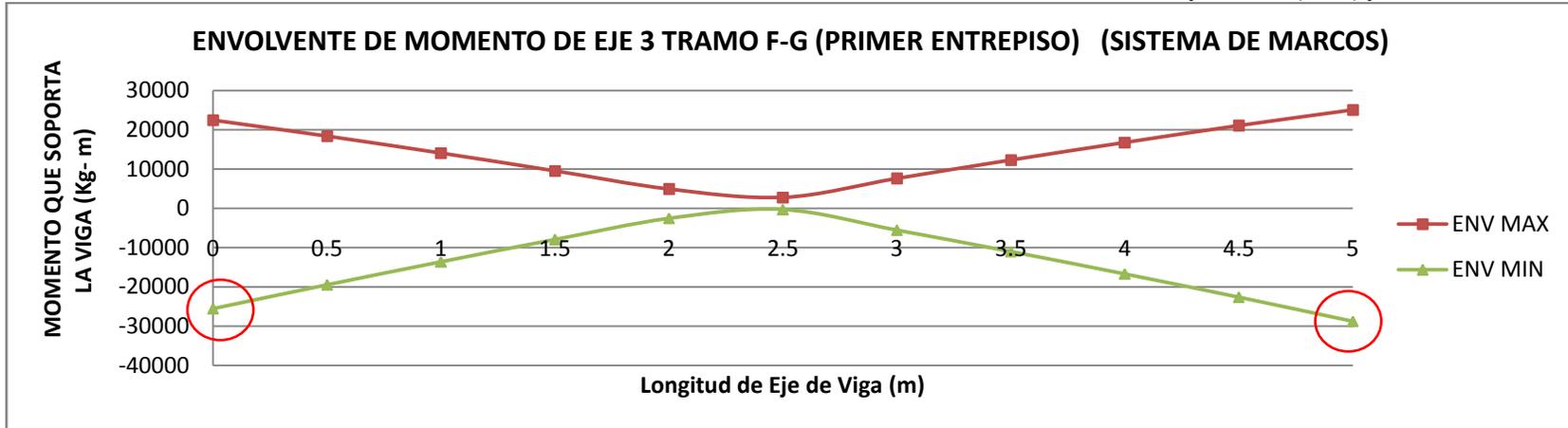
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-22935.741 Kg-m	Mmax S.M=	3.3	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-23455.054 Kg-m	Mmax S.M=	2.9	Mmax S.D
Sistema de Dual	-7015.93 Kg-m				Sistema de Dual	-8174.159 Kg-m			

GRAFICO 20. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-E3-(E-F)}



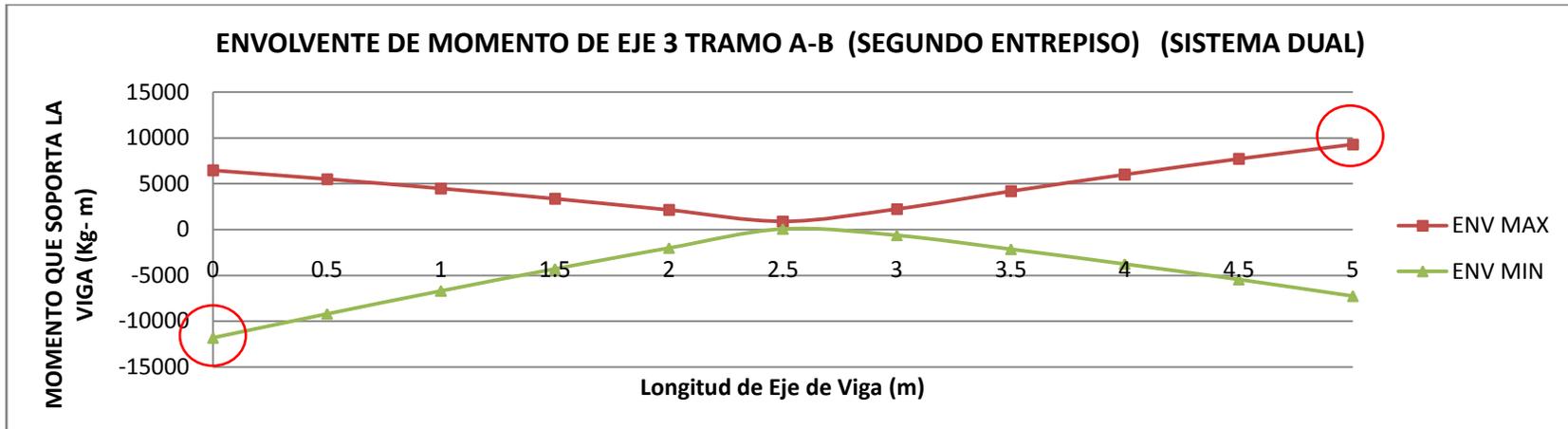
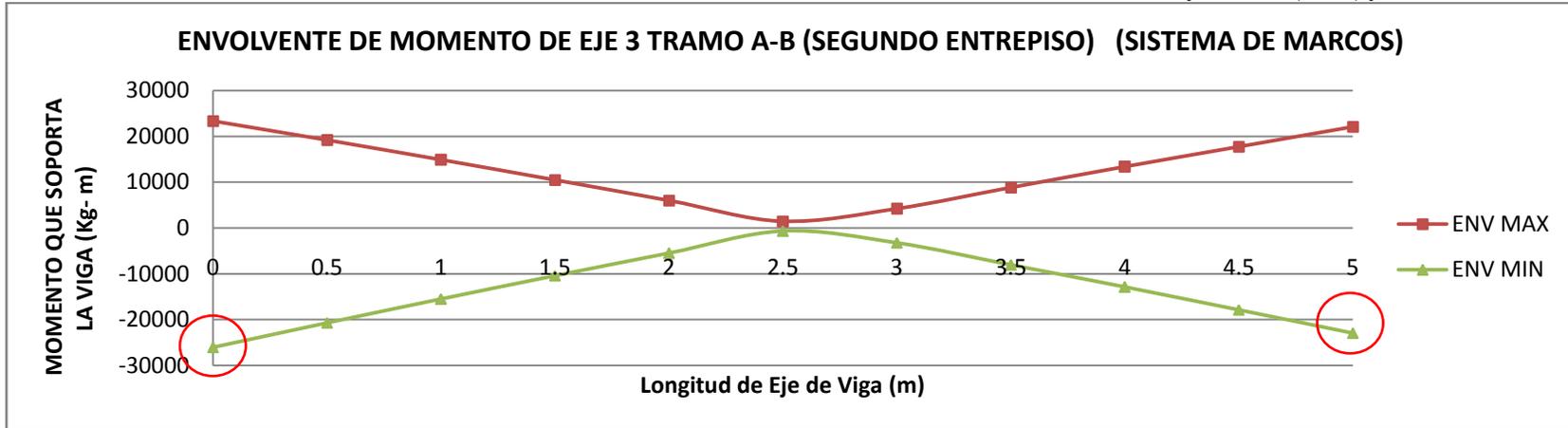
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-24329.547 Kg-m	Mmax S.M=	2.9	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-24492.40 Kg-m	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D
Sistema de Dual	-8269.521 Kg-m				Sistema de Dual	-6488.637 Kg-m			

GRAFICO 21. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N1-E3-(F-G)}



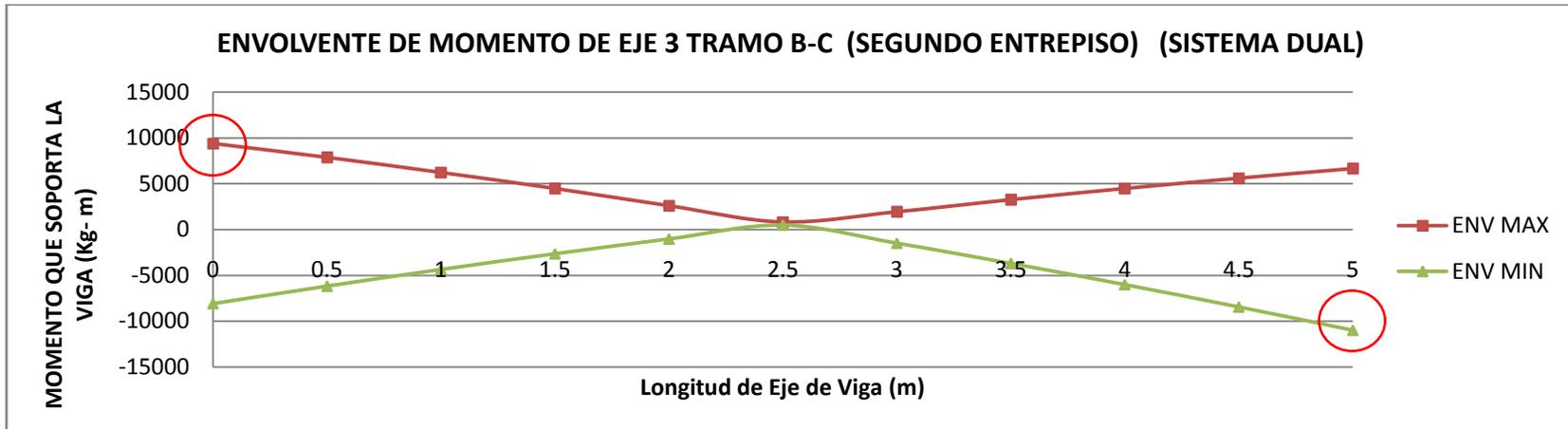
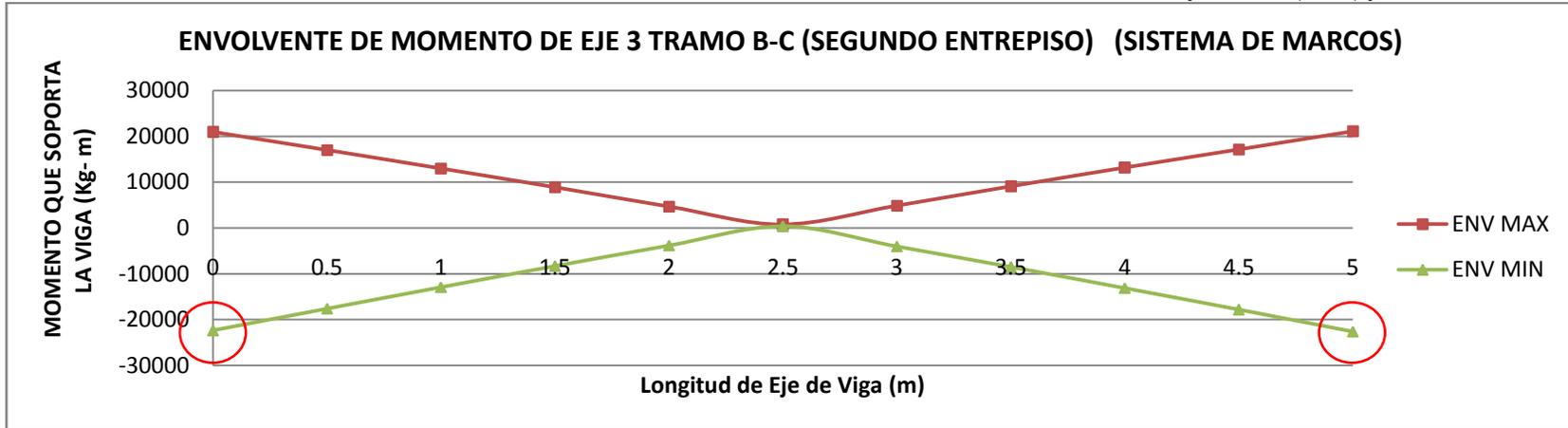
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-25568.826 Kg-m	Mmax S.M=	3.7	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-28799.045 Kg-m	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D
Sistema de Dual	-6821.088 Kg-m				Sistema de Dual	-9553.162 Kg-m			

GRAFICO 22. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-E3-(A-B)}



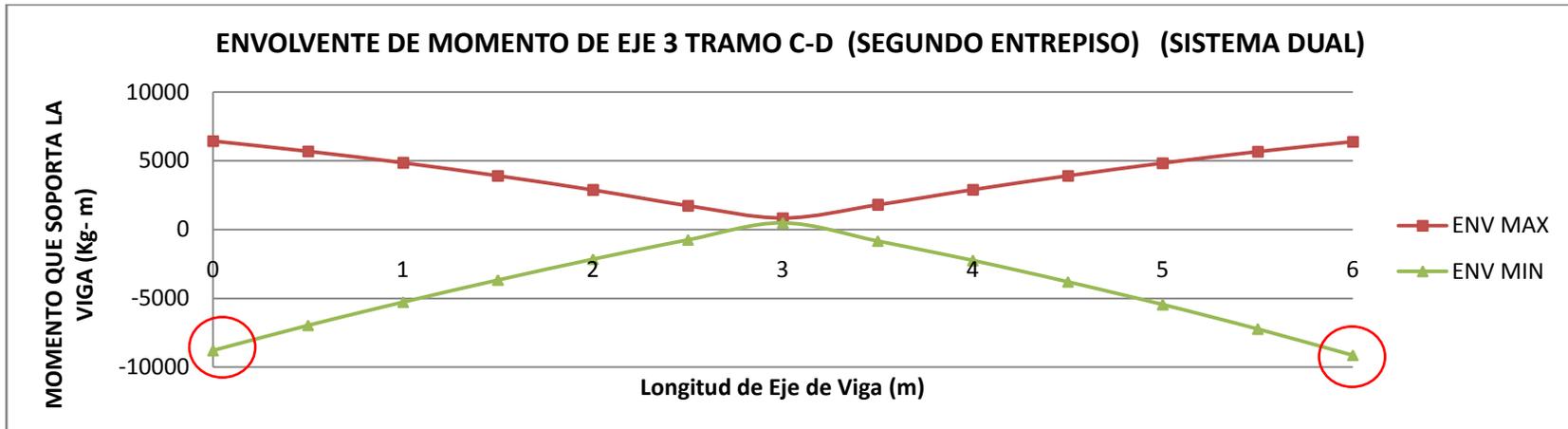
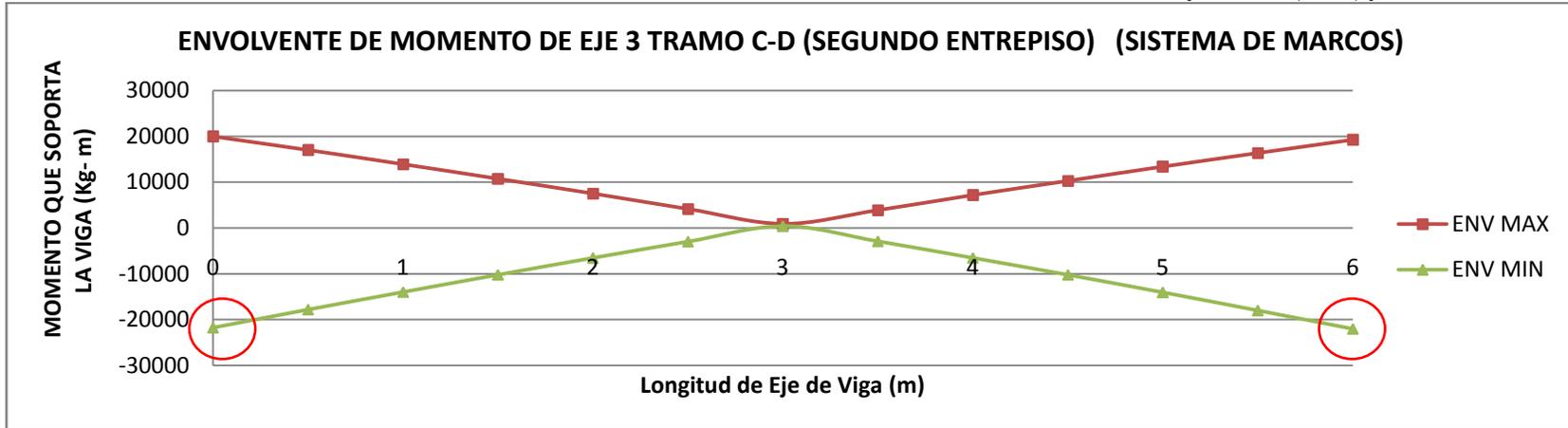
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-26046.171 Kg-m	Mmax S.M=	2.2	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-22936.556 Kg-m	Mmax S.M=	2.5	Mmax S.D
Sistema de Dual	-11818.589 Kg-m				Sistema de Dual	9287.192 Kg-m			

GRAFICO 23. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-E3-(B-C)}



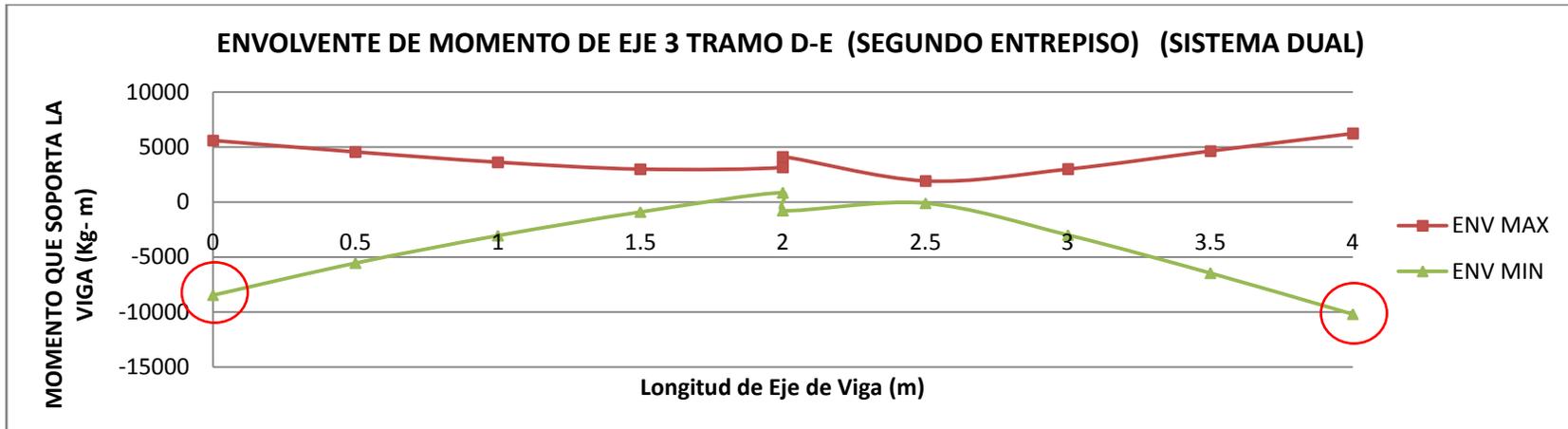
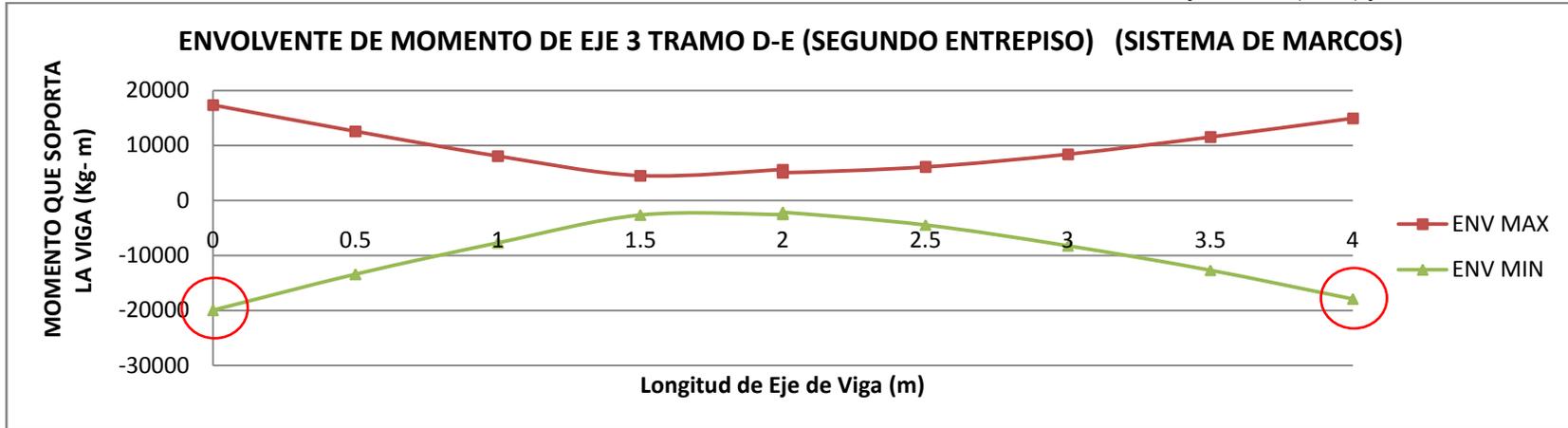
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-22390.783 Kg-m	Mmax S.M=	2.4	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-22619.647 Kg-m	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D
Sistema de Dual	9385.652 Kg-m				Sistema de Dual	-10990.252 Kg-m			

GRAFICO 24. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-E3-(C-D)}



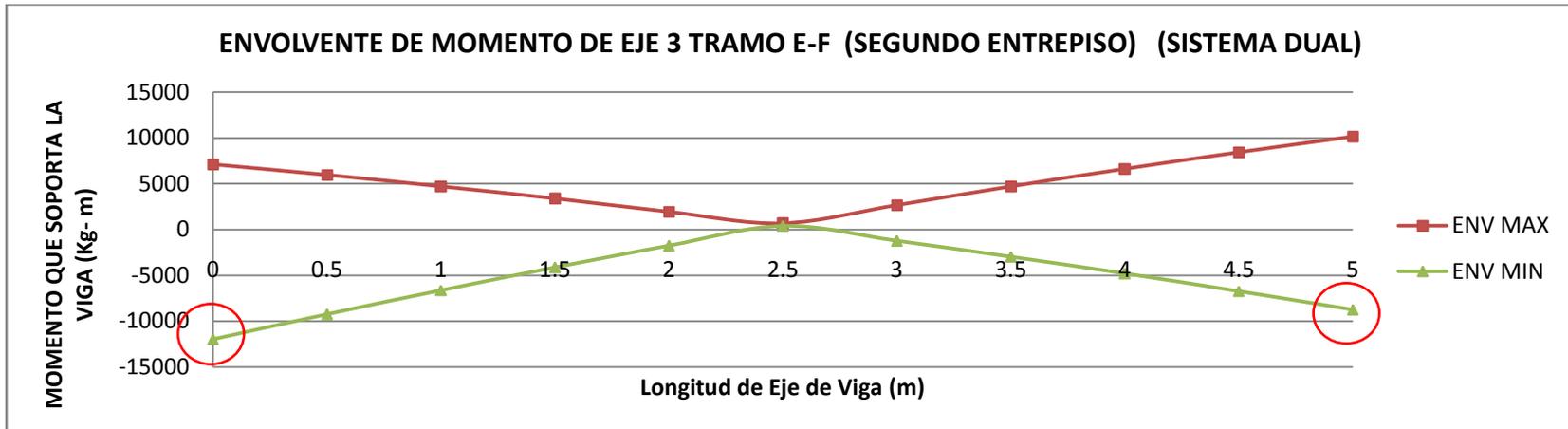
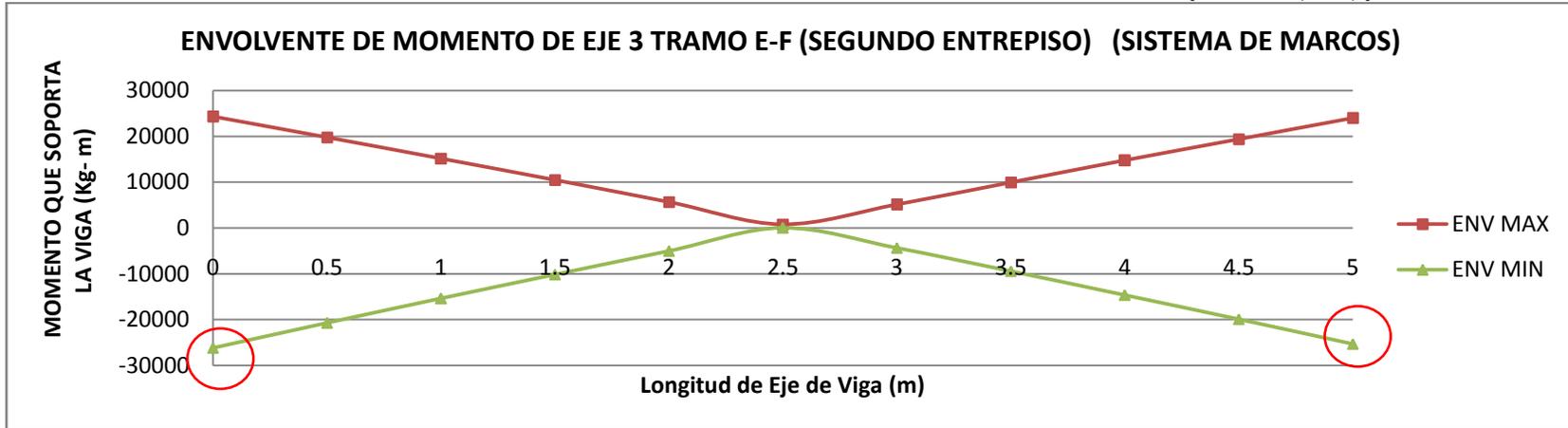
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-21772.883 Kg-m	Mmax S.M=	2.5	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-22037.038 Kg-m	Mmax S.M=	2.4	Mmax S.D
Sistema de Dual	-8804.821 Kg-m				Sistema de Dual	-9139.233 Kg-m			

GRAFICO 25. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-E3-(D-E)}



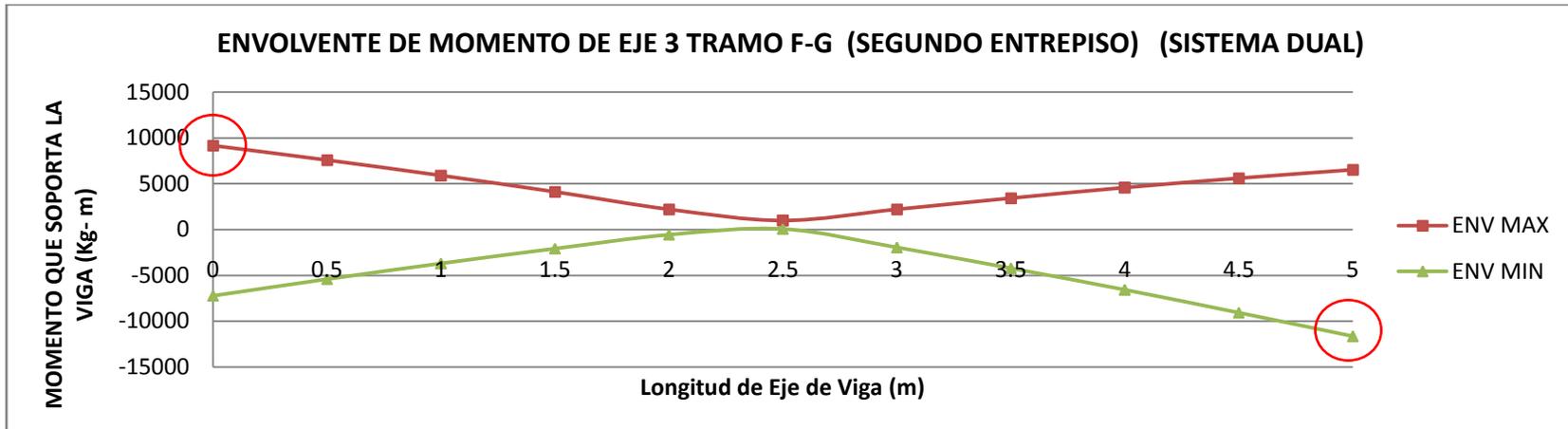
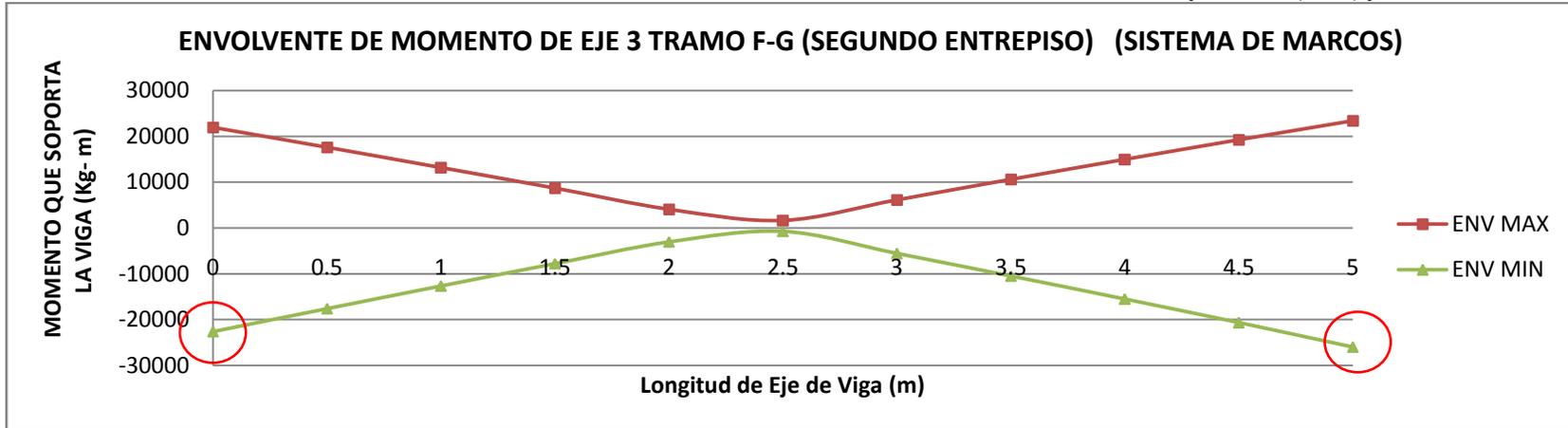
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-19982.952 Kg-m	Mmax S.M=	2.4	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-17928.207 Kg-m	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D
Sistema de Dual	-8465.984 Kg-m				Sistema de Dual	-10196.176 Kg-m			

GRAFICO 26. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-E3-(E-F)}



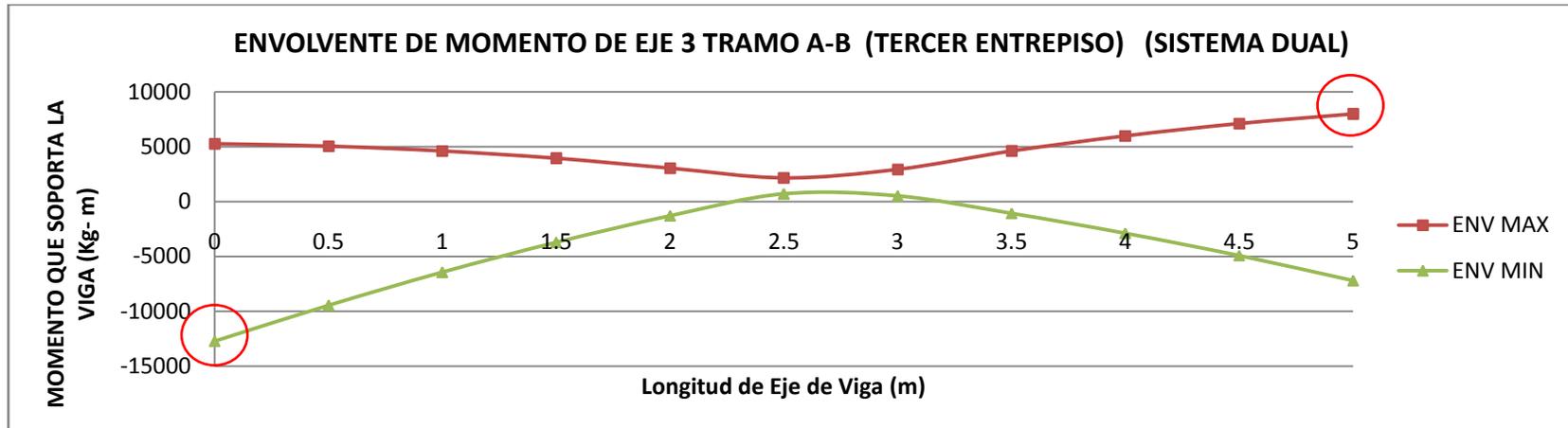
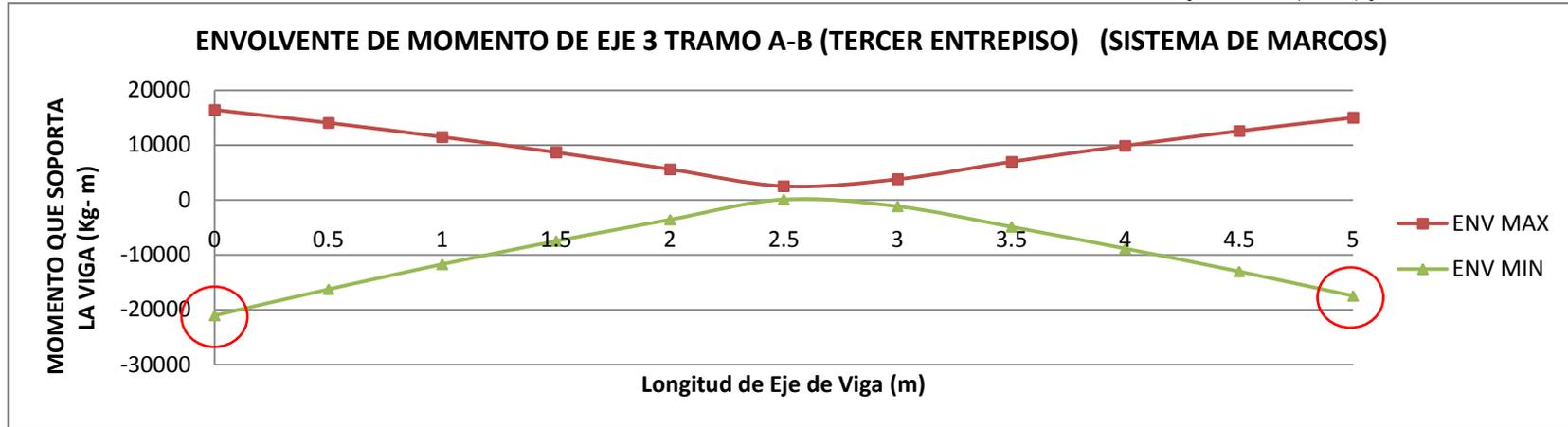
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-26170.501 Kg-m	Mmax S.M=	2.2	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-25304.675 Kg-m	Mmax S.M=	2.5	Mmax S.D
Sistema de Dual	-11969.845 Kg-m				Sistema de Dual	-10144.092 Kg-m			

GRAFICO 27. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N2-E3-(F-G)}



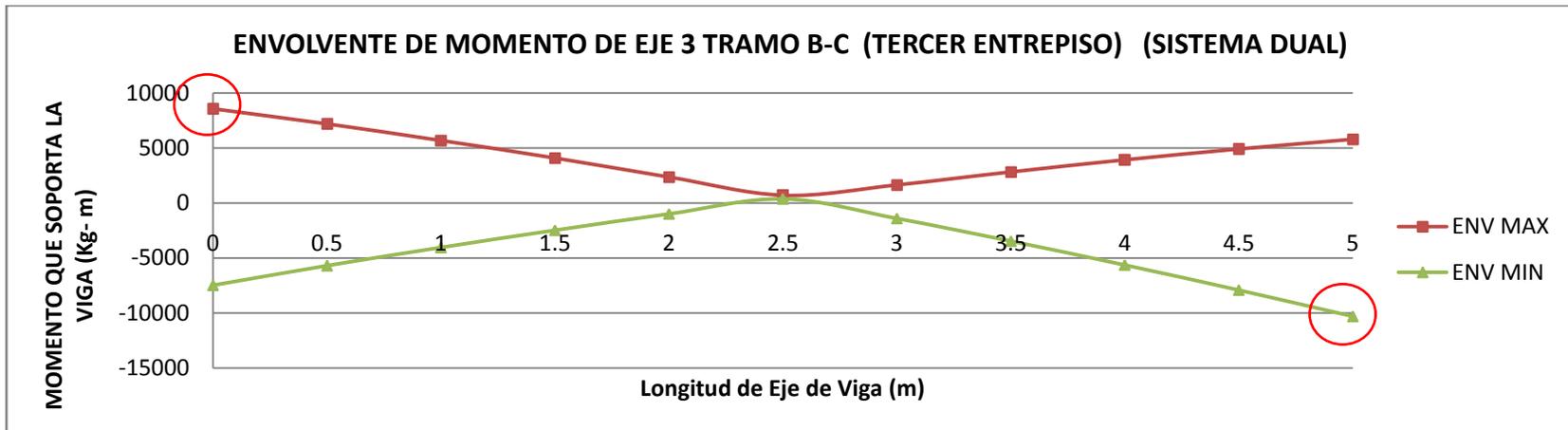
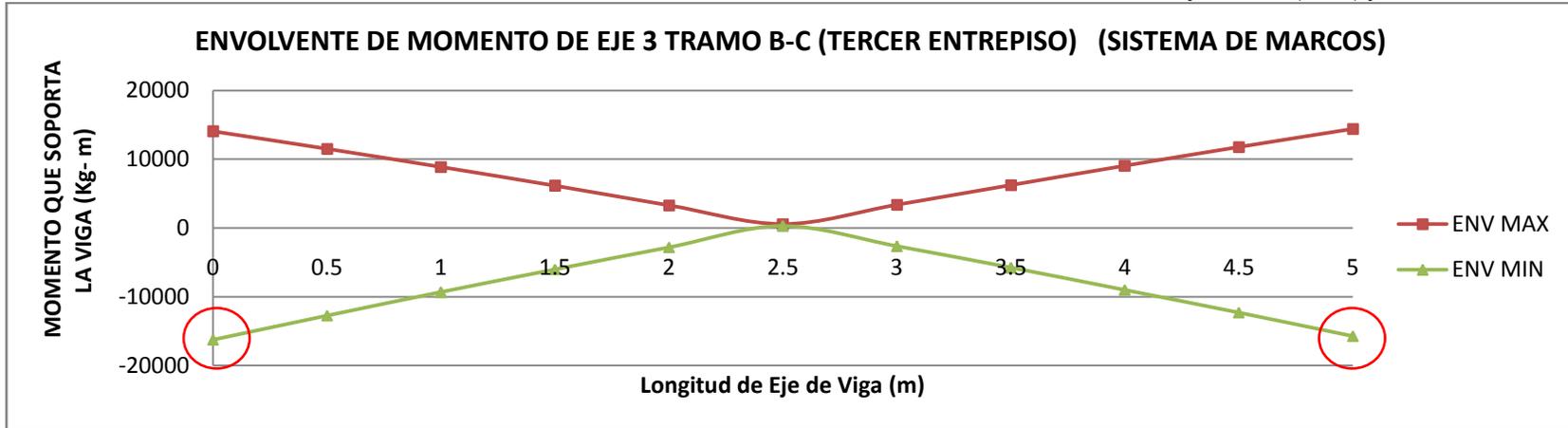
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-22630.334 Kg-m	Mmax S.M=	2.5	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-25974.577 Kg-m	Mmax S.M=	2.2	Mmax S.D
Sistema de Dual	9150.770 Kg-m				Sistema de Dual	-11652.133 Kg-m			

GRAFICO 28. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-E3-(A-B)}



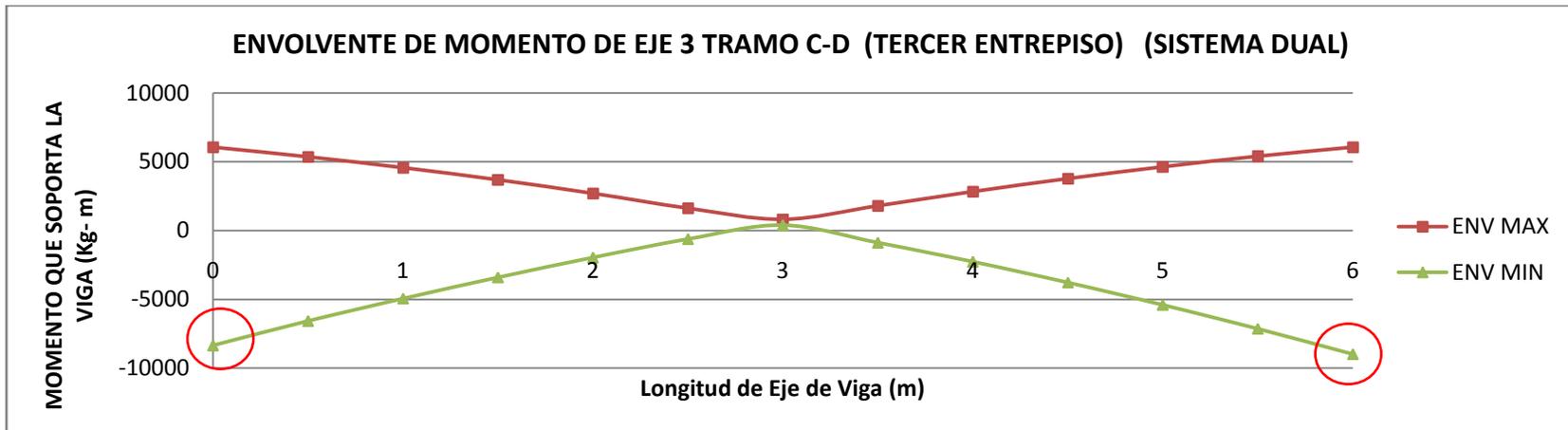
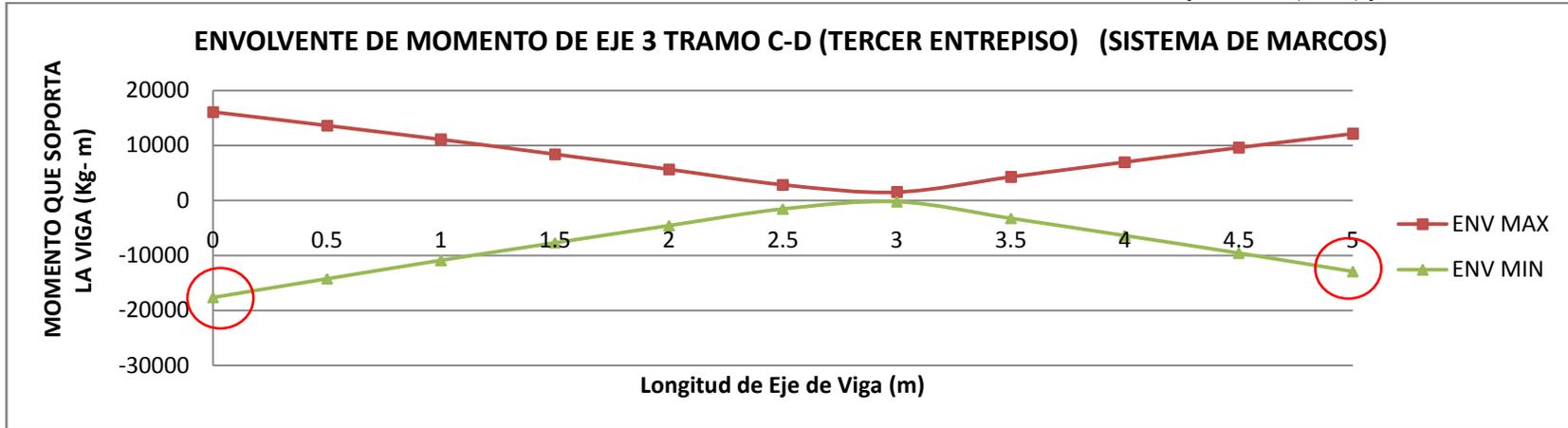
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-21064.751 Kg- m	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-17461.080 Kg- m	Mmax S.M=	2.2	Mmax S.D
Sistema de Dual	-12726.424 Kg- m				Sistema de Dual	7977.049 Kg- m			

GRAFICO 29. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-E3-(B-C)}



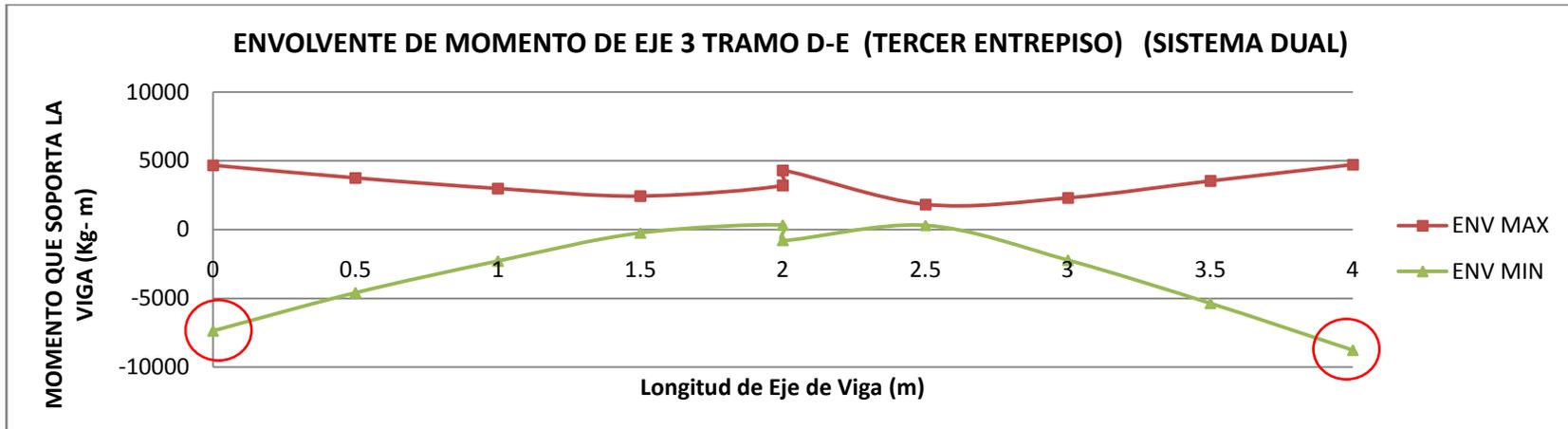
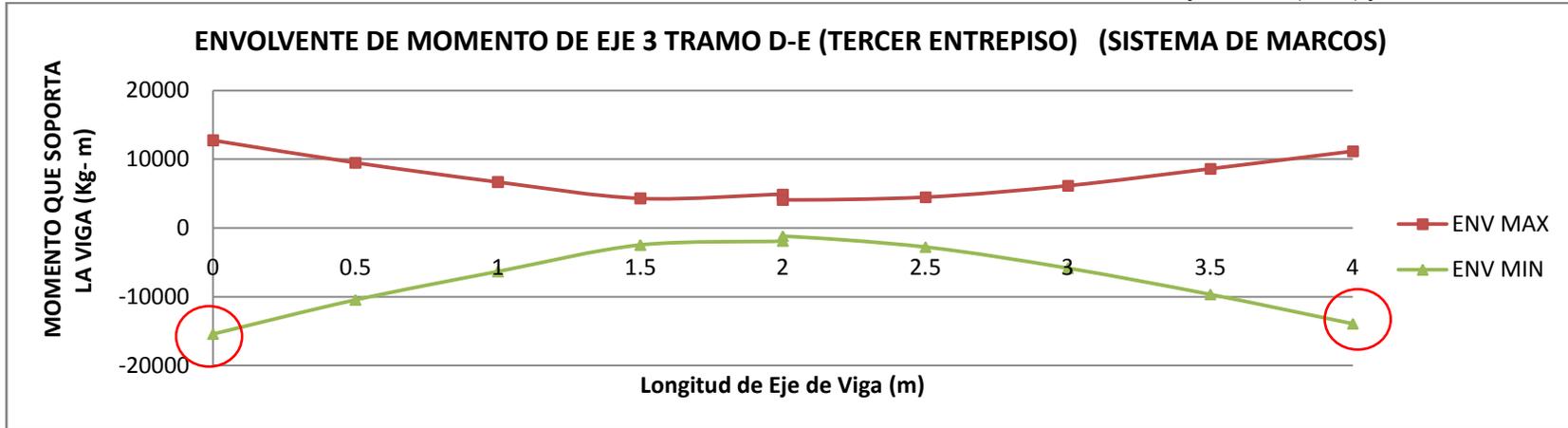
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-16255.049 Kg-m	Mmax S.M=	1.9	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-15733.504 Kg-m	Mmax S.M=	1.5	Mmax S.D
Sistema de Dual	8551.847 Kg-m				Sistema de Dual	-10312.306 Kg-m			

GRAFICO 30. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-E3-(C-D)}



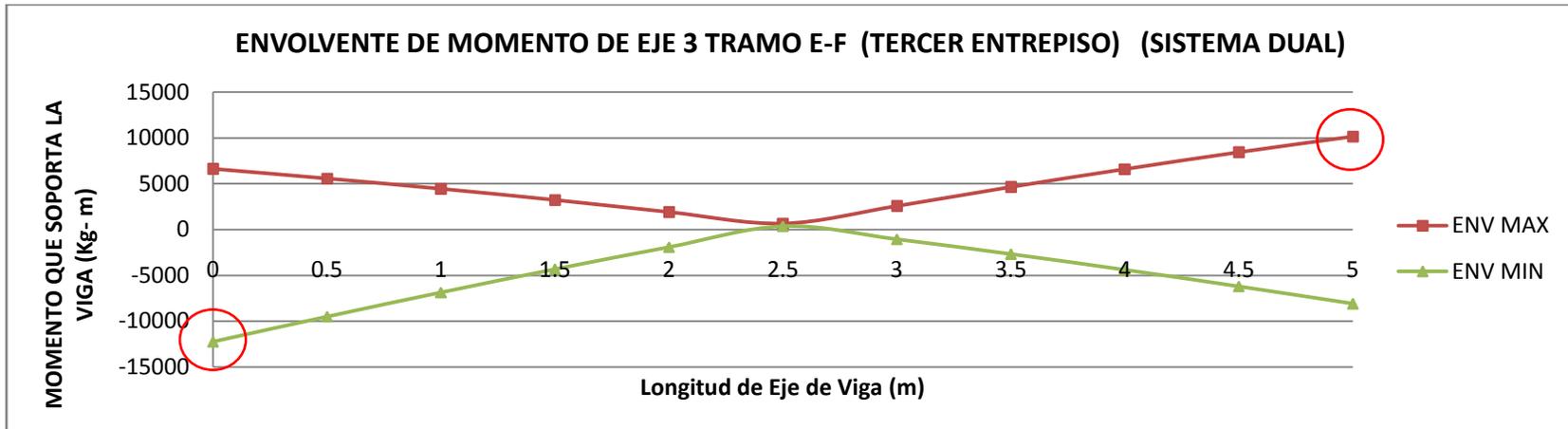
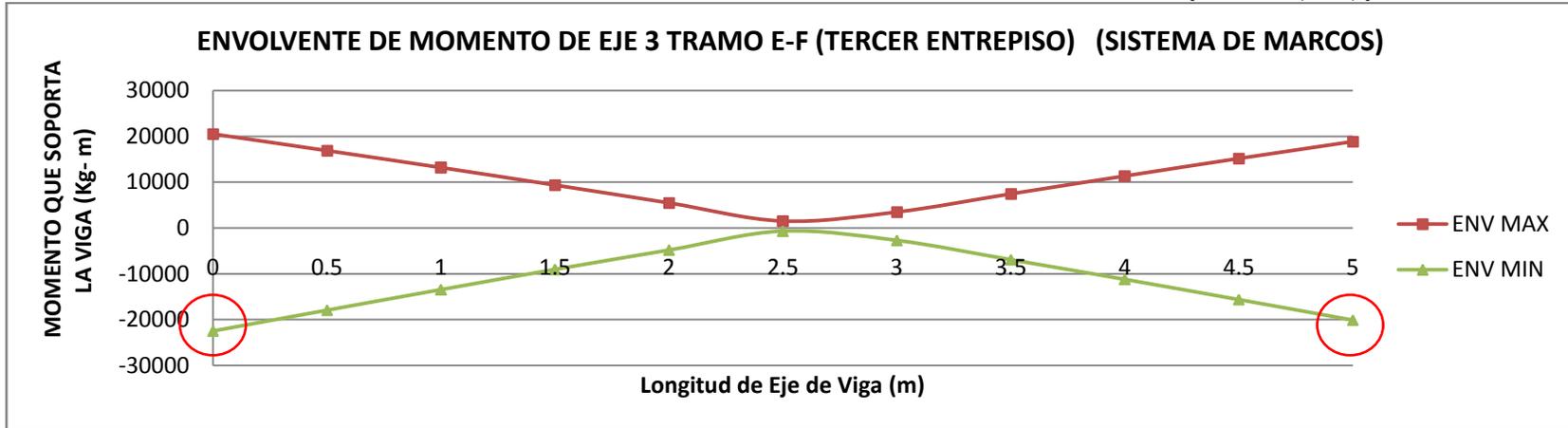
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-17633.413 Kg-m	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-12934.132 Kg-m	Mmax S.M=	1.4	Mmax S.D
Sistema de Dual	-8363.080 Kg-m				Sistema de Dual	-8988.475 Kg-m			

GRAFICO 31. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-E3-(D-E)}



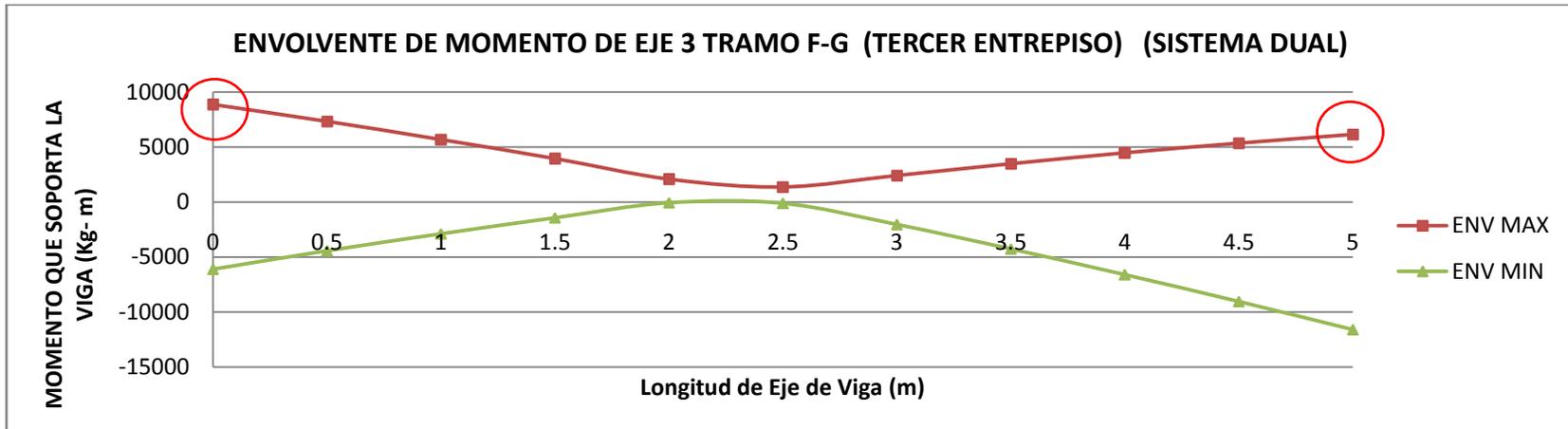
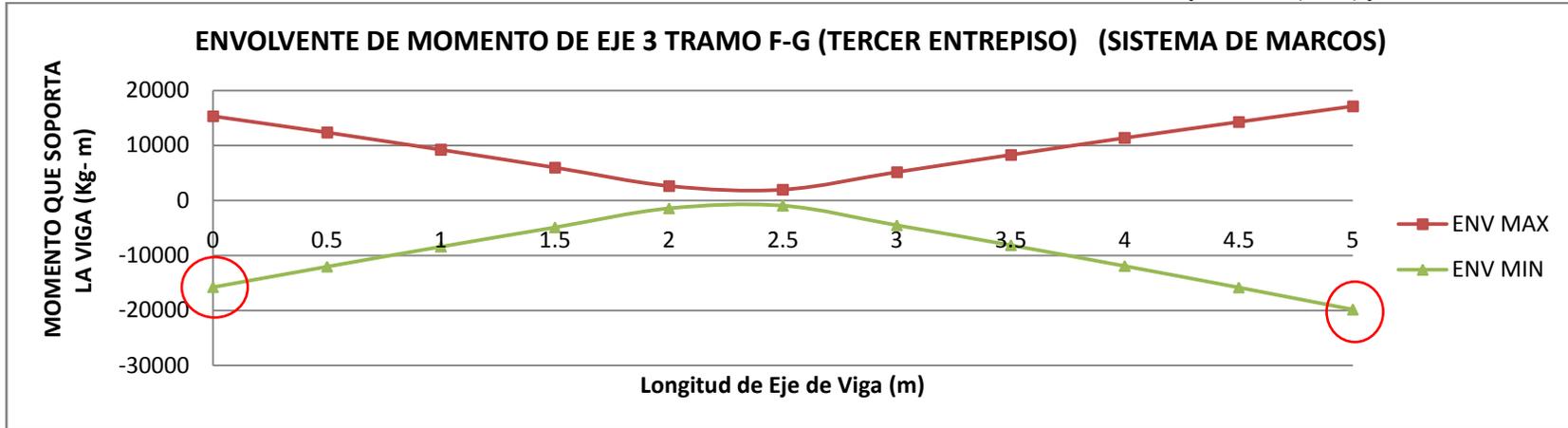
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-15440.383 Kg-m	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-13936.674 Kg-m	Mmax S.M=	1.6	Mmax S.D
Sistema de Dual	-7378.059 Kg-m				Sistema de Dual	-8770.700 Kg-m			

GRAFICO 32. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-E3-(E-F)}



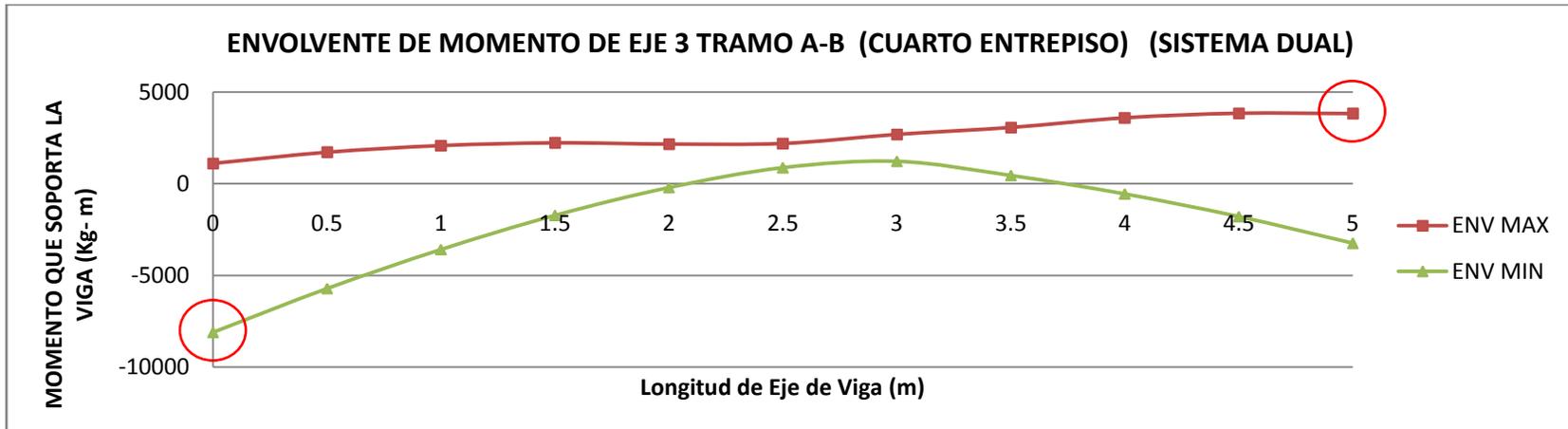
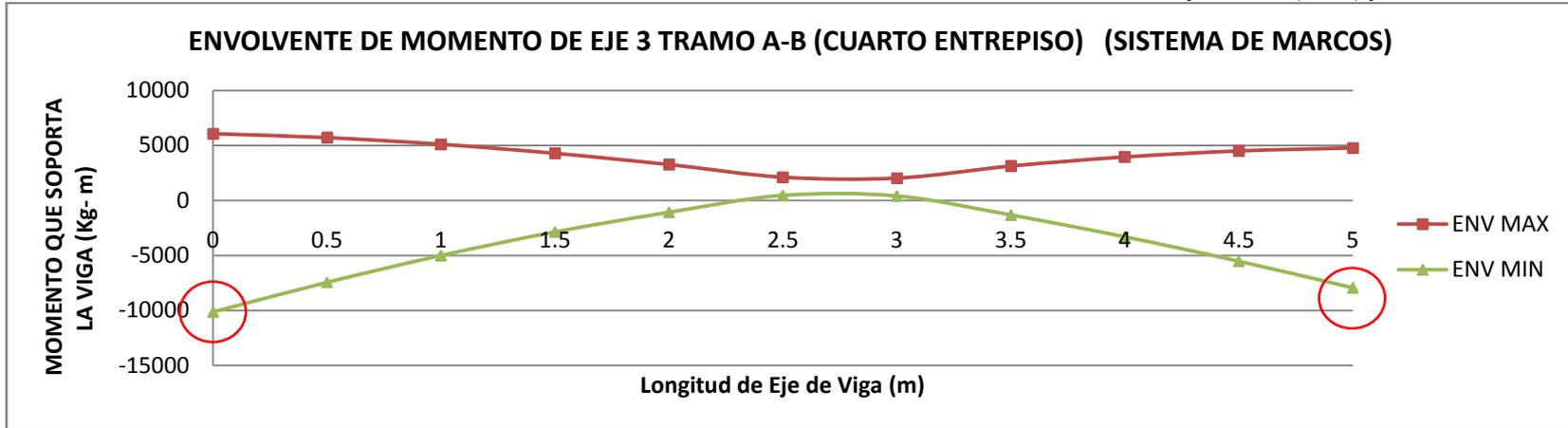
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-22507.599 Kg-m	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-20108.330 Kg-m	Mmax S.M=	2.0	Mmax S.D
Sistema de Dual	-12239.173 Kg-m				Sistema de Dual	10150.607 Kg-m			

GRAFICO 33. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N3-E3-(F-G)}



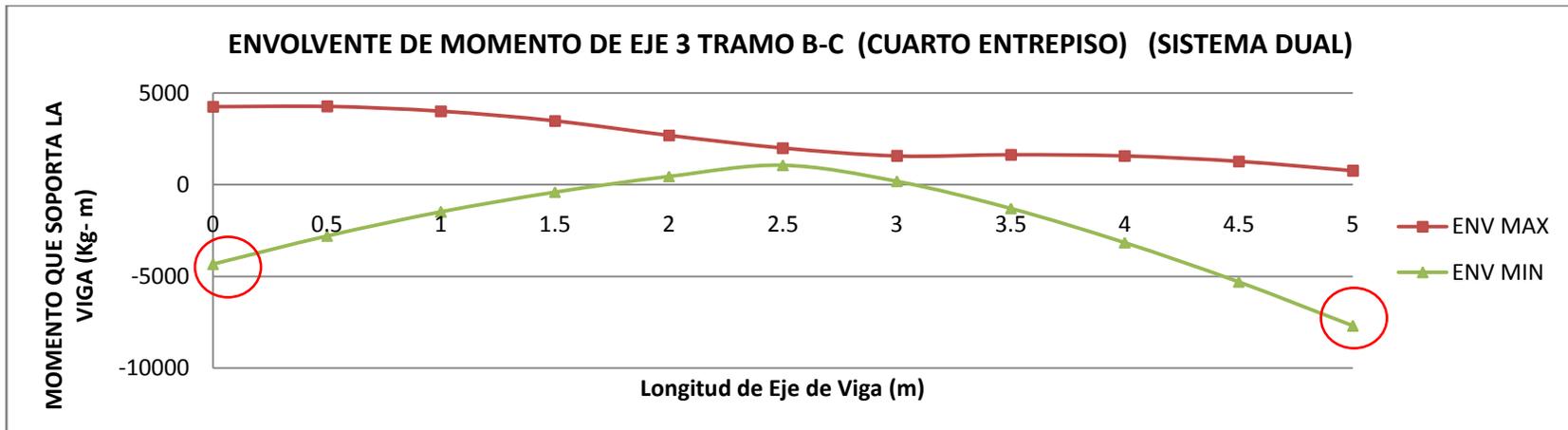
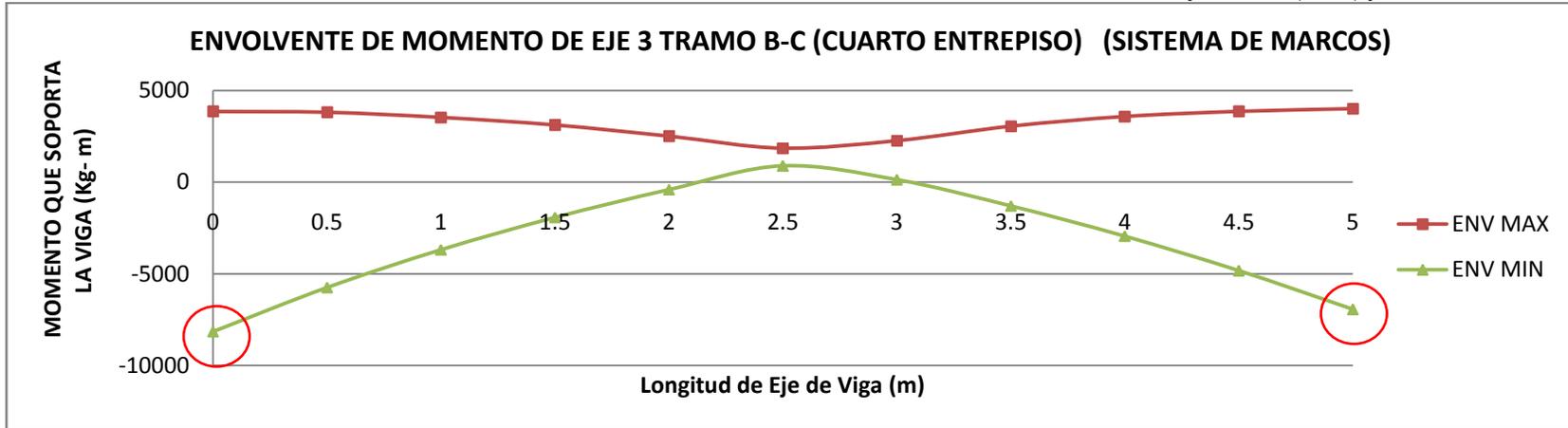
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-15771.522 Kg-m	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-19862.117 Kg-m	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D
Sistema de Dual	8855.794 Kg-m				Sistema de Dual	11588.257 Kg-m			

GRAFICO 34. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-E3-(A-B)}



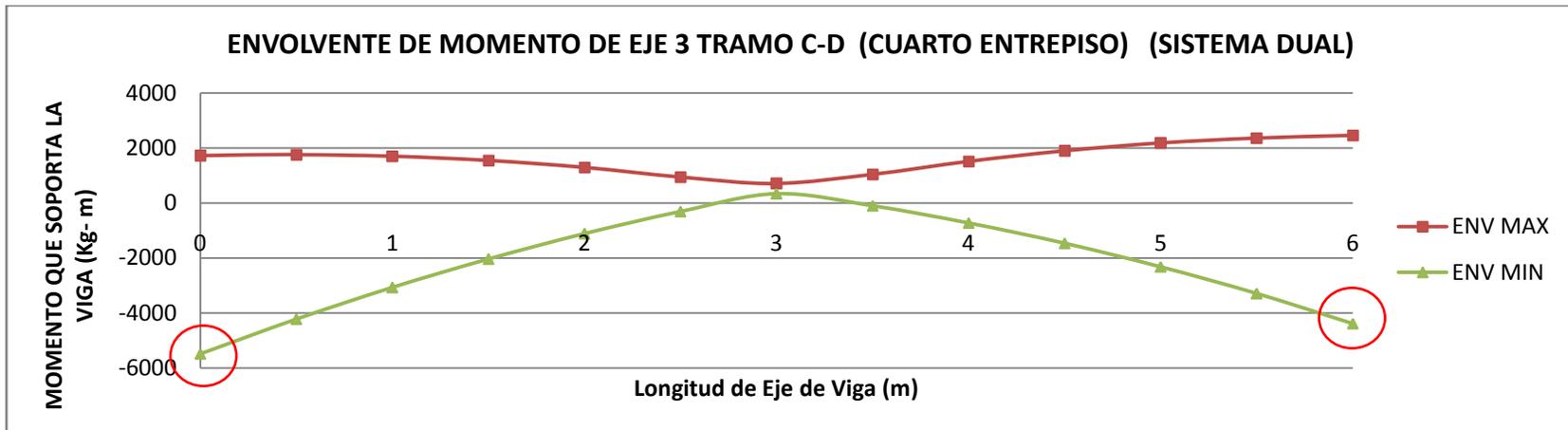
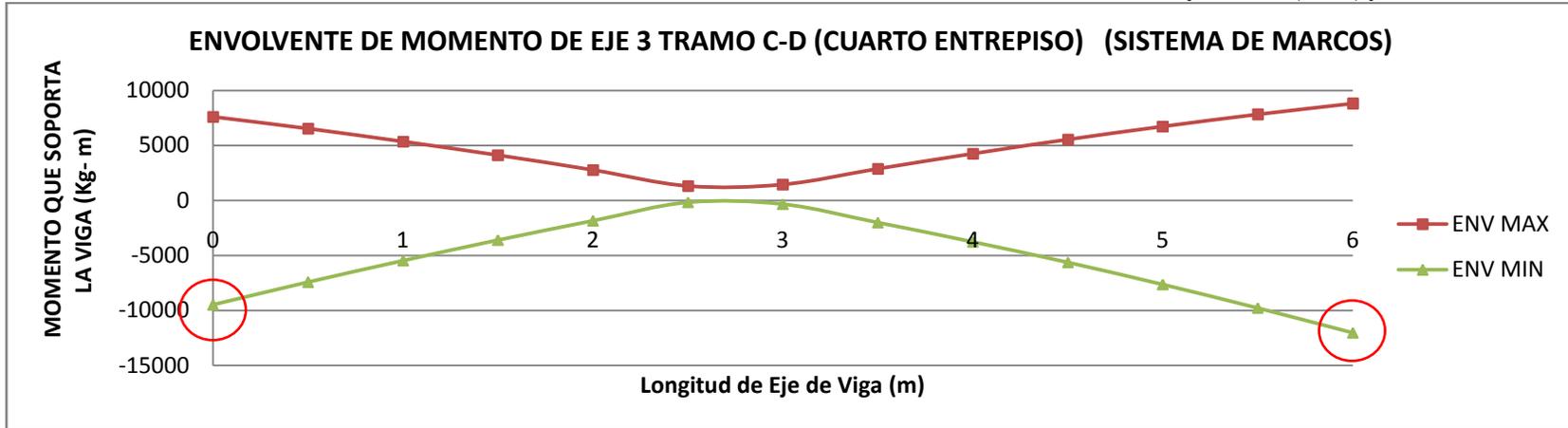
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-10139.821 Kg-m	Mmax S.M=	1.3	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-7952.090 Kg-m	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D
Sistema de Dual	-8107.332 Kg-m				Sistema de Dual	3820.438 Kg-m			

GRAFICO 35. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-E3-(B-C)}



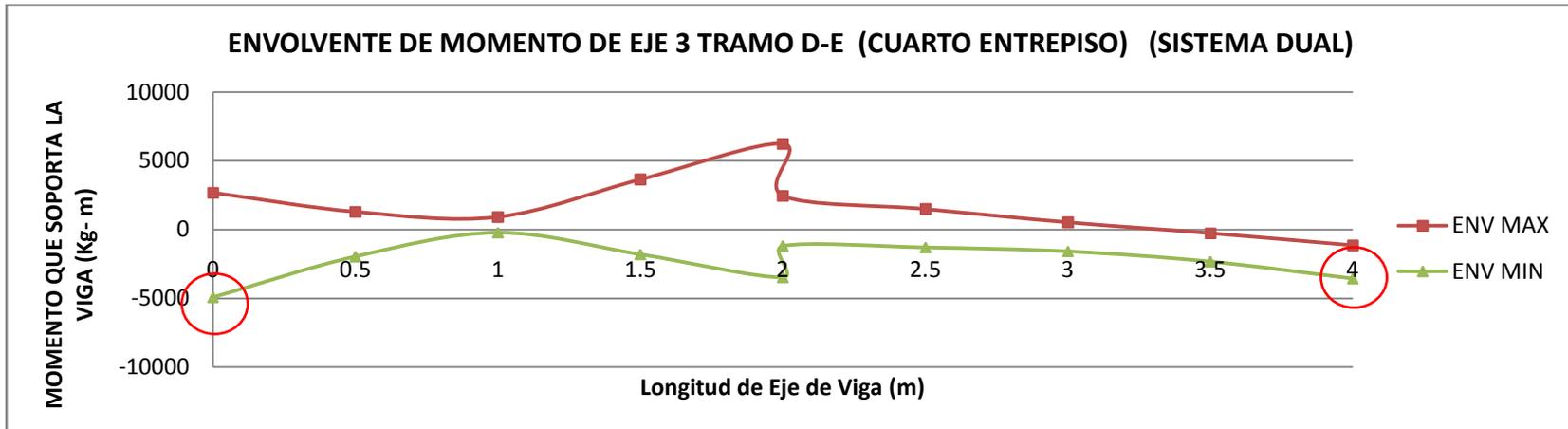
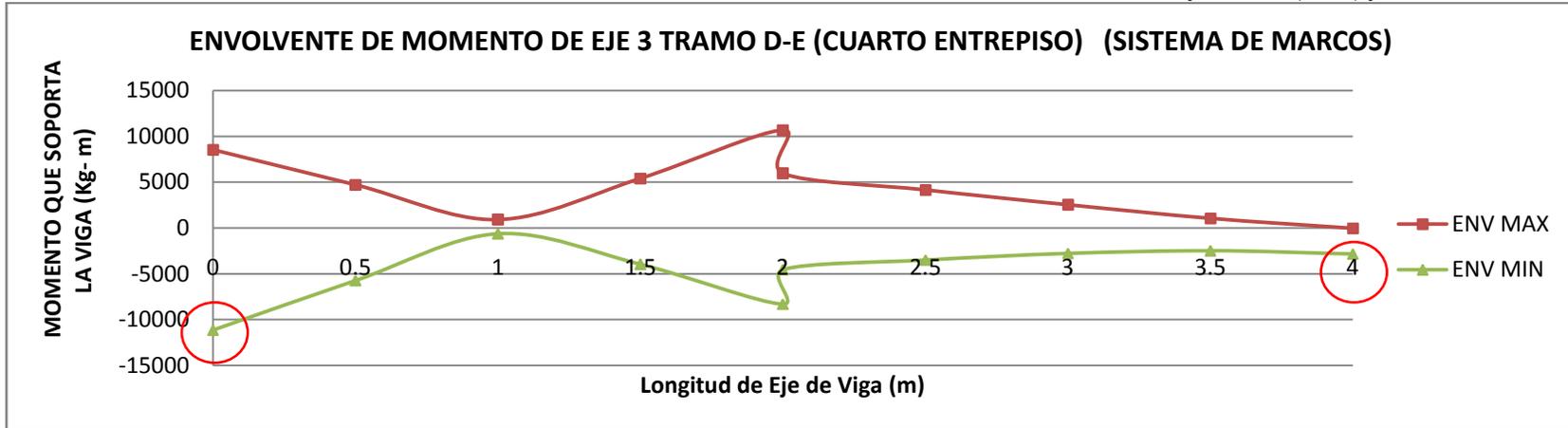
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-8150.478 Kg-m	Mmax S.M=	1.9	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-6944.578 Kg-m	Mmax S.M=	0.9	Mmax S.D
Sistema de Dual	-4341.698 Kg-m				Sistema de Dual	-7698.925 Kg-m			

GRAFICO 36. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-E3-(C-D)}



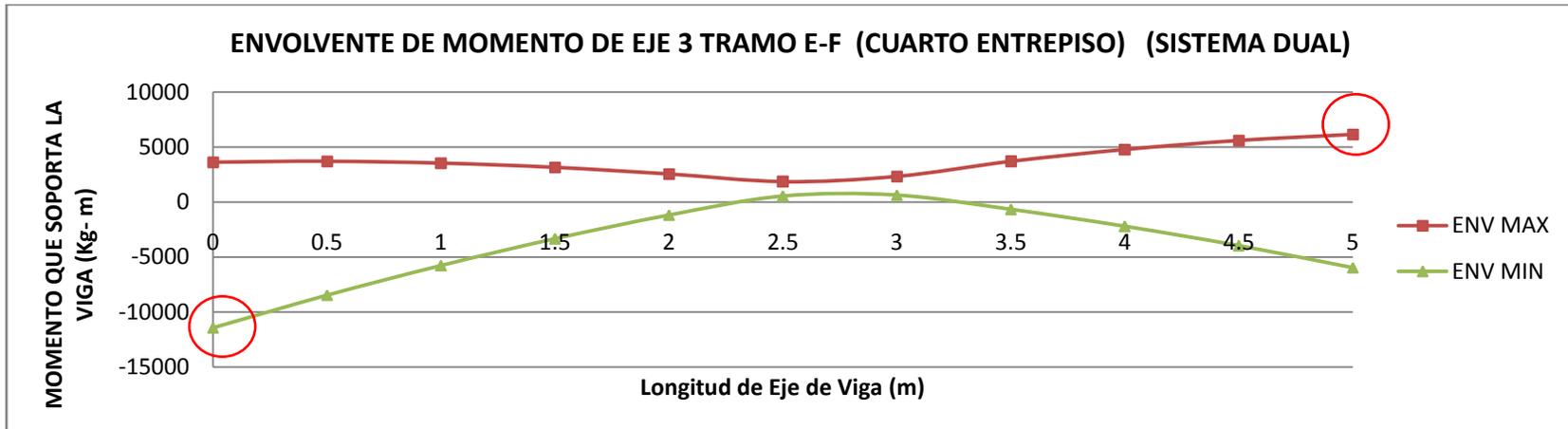
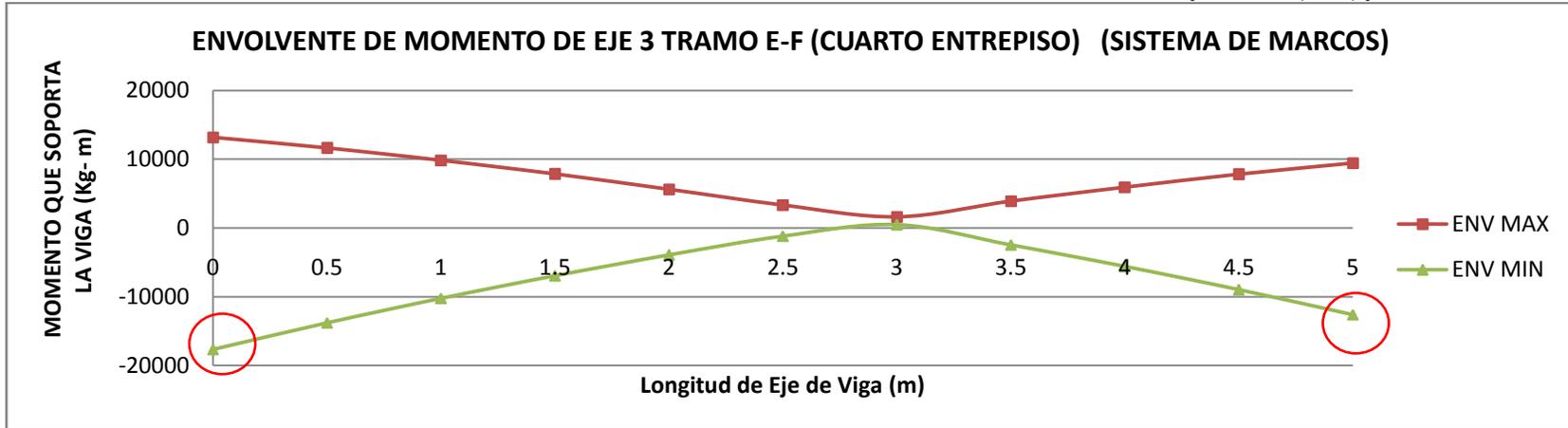
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-9493.717 Kg-m	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-12030.150 Kg-m	Mmax S.M=	2.7	Mmax S.D
Sistema de Dual	-5483.659 Kg-m				Sistema de Dual	-4384.396 Kg-m			

GRAFICO 37. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-E3-(D-E)}



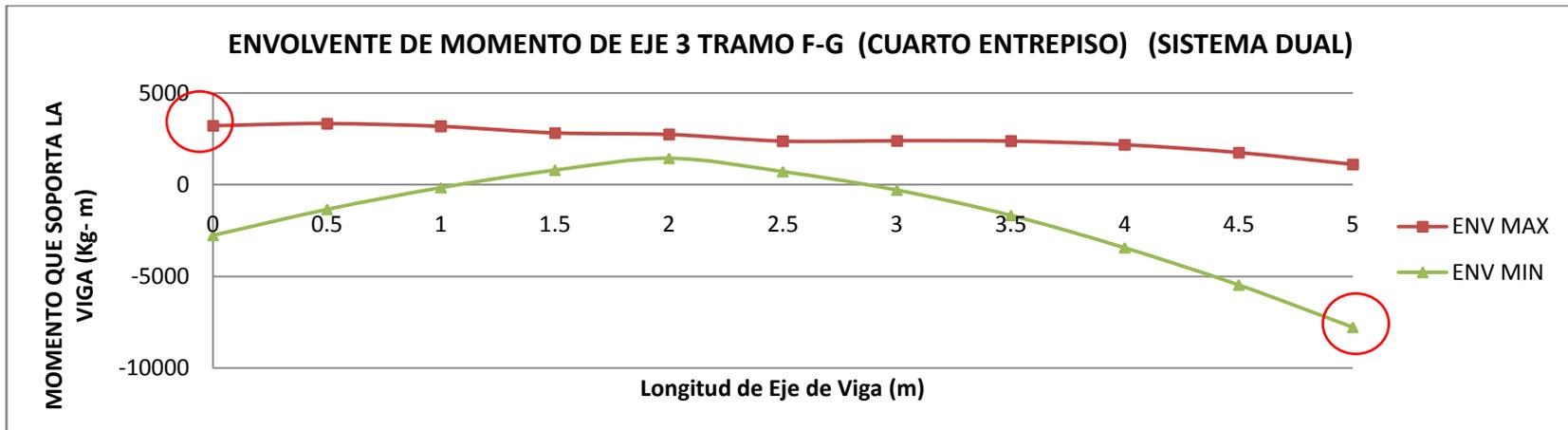
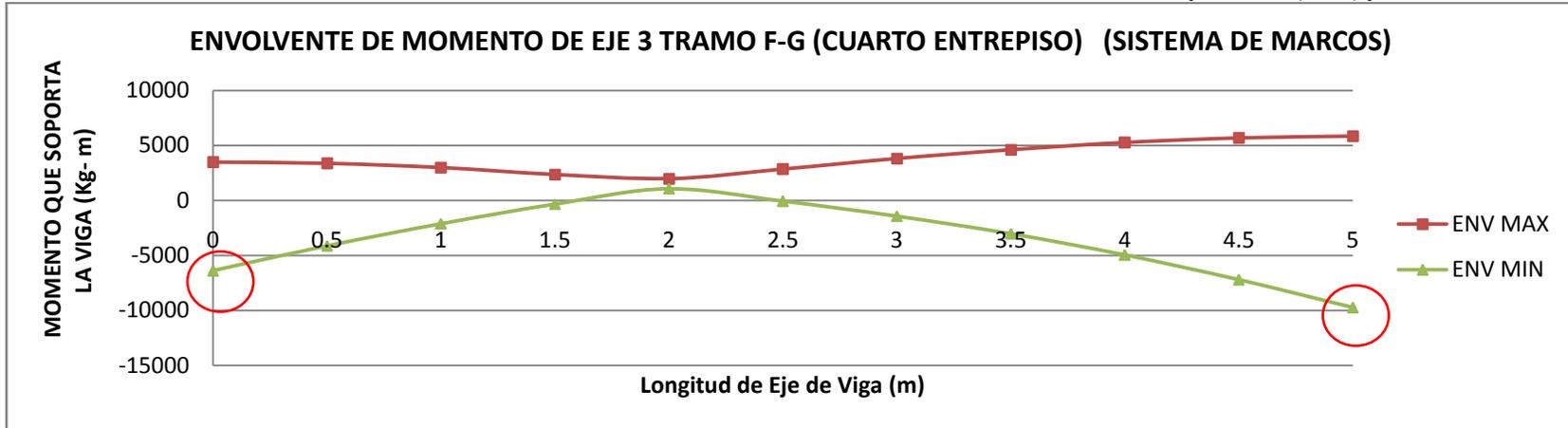
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-11146.552 Kg-m	Mmax S.M=	2.3	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-2834.778 Kg-m	Mmax S.M=	0.8	Mmax S.D
Sistema de Dual	-4919.272 Kg-m				Sistema de Dual	-3558.465 Kg-m			

GRAFICO 38. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-E3-(E-F)}



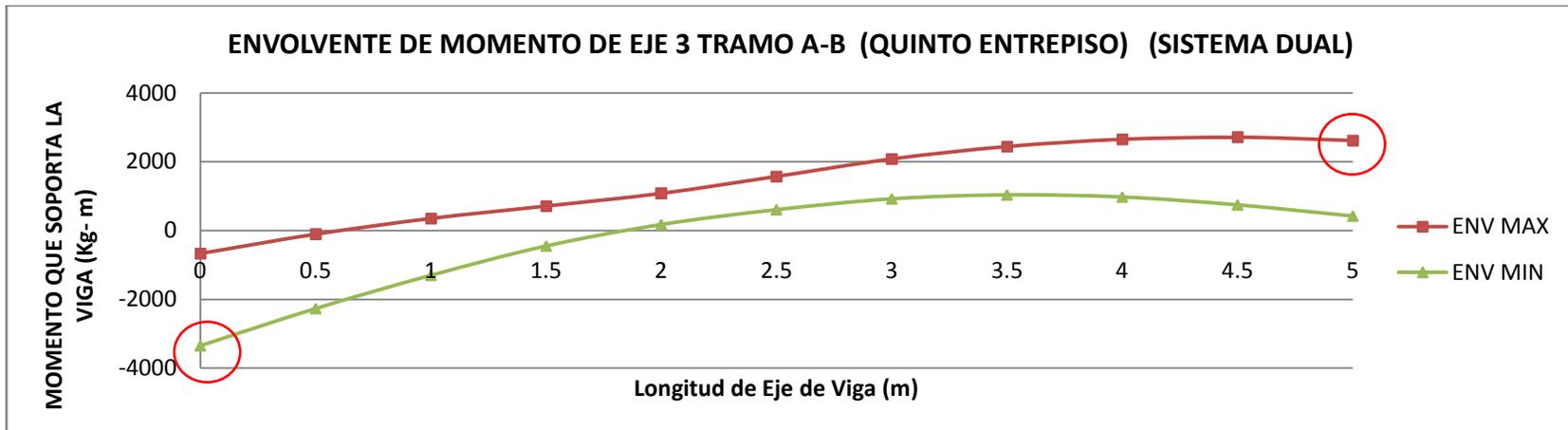
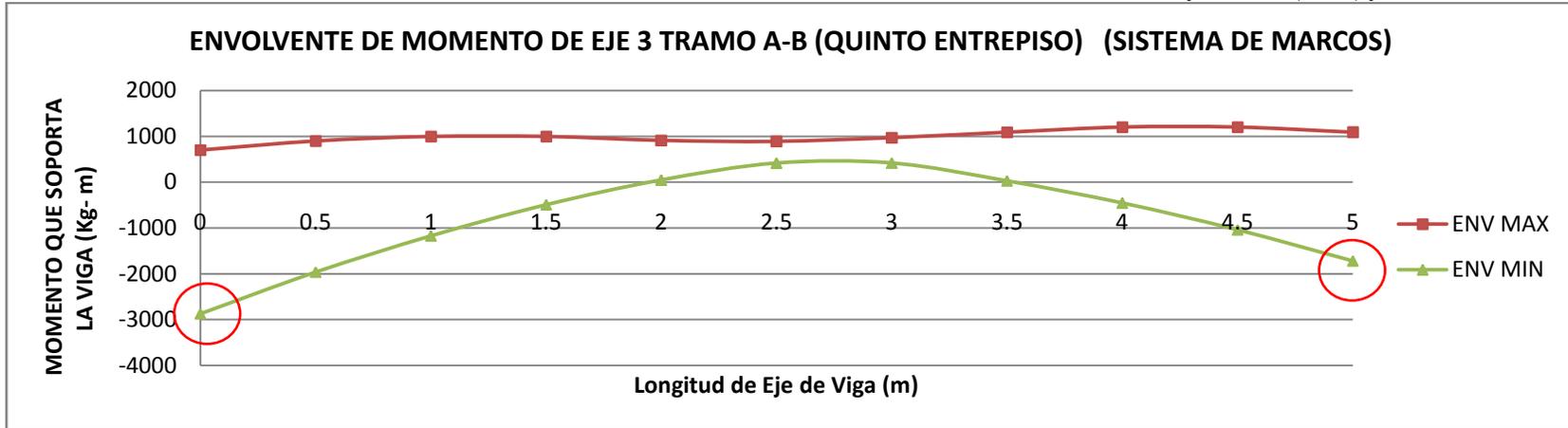
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-17686.450 Kg- m	Mmax S.M=	1.5	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-12606.091 Kg- m	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D
Sistema de Dual	-11421.585 Kg- m				Sistema de Dual	6146.001 Kg- m			

GRAFICO 39. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N4-E3-(F-G)}



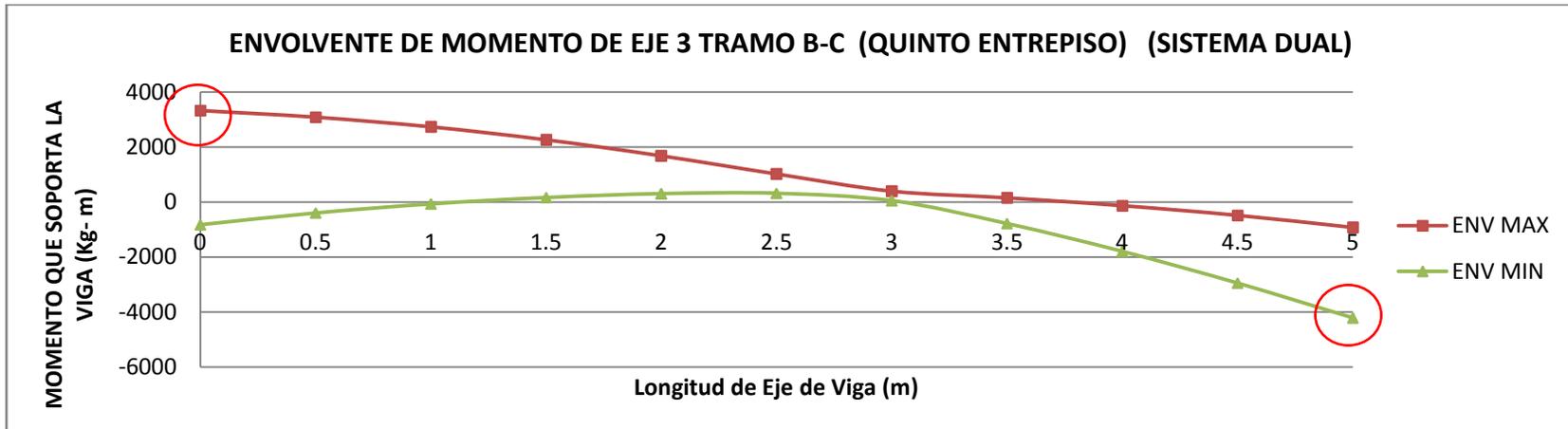
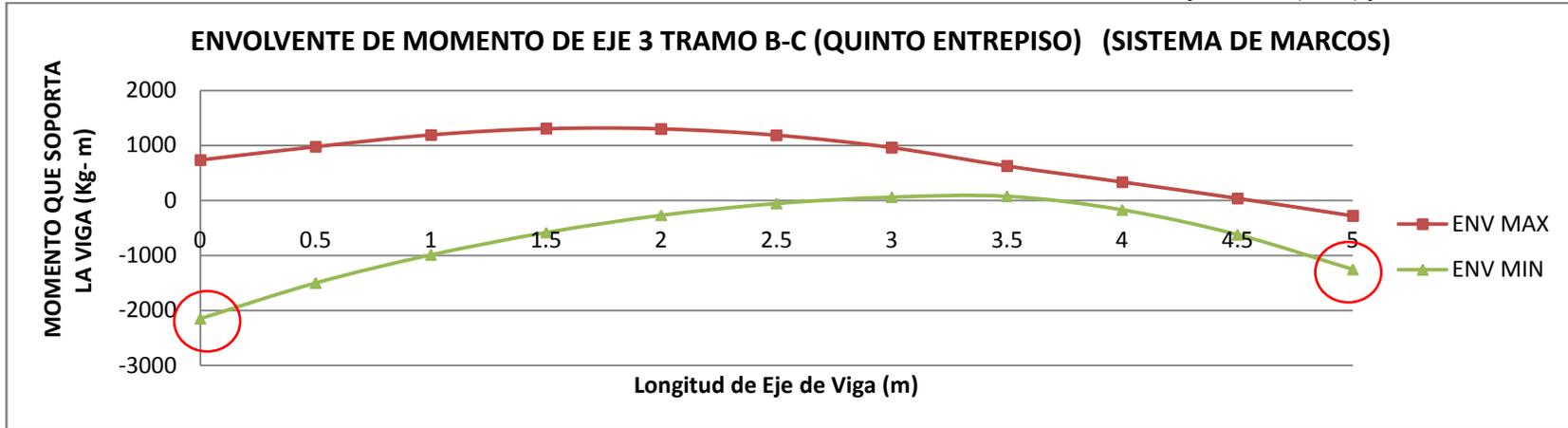
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-6386.670 Kg-m	Mmax S.M=	2.0	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-9738.472 Kg-m	Mmax S.M=	1.3	Mmax S.D
Sistema de Dual	3218.836 Kg-m				Sistema de Dual	-7772.174 Kg-m			

GRAFICO 40. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-E3-(A-B)}



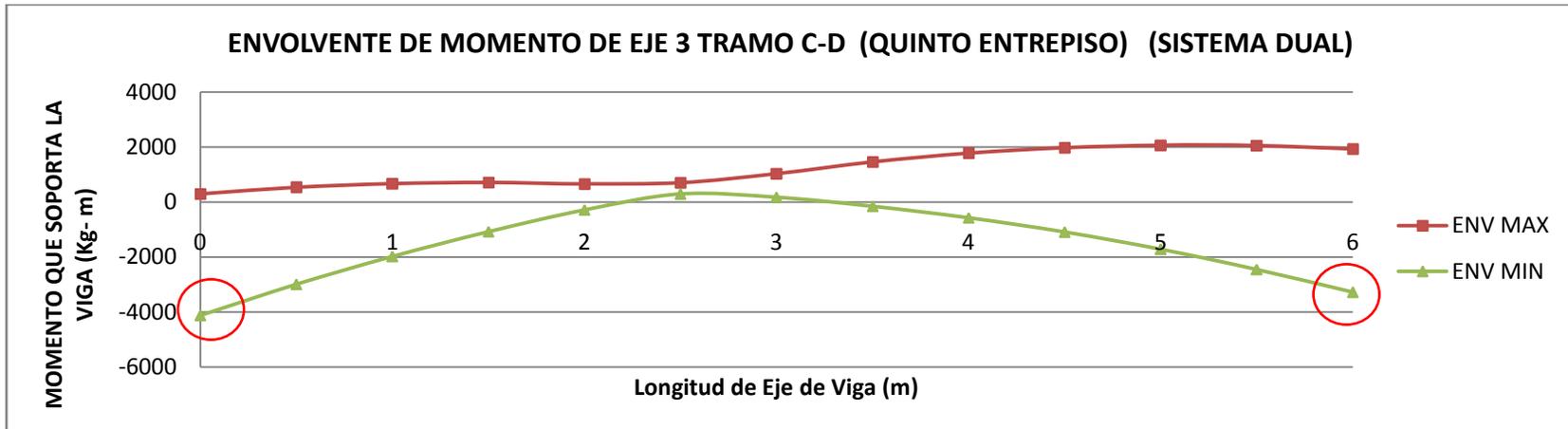
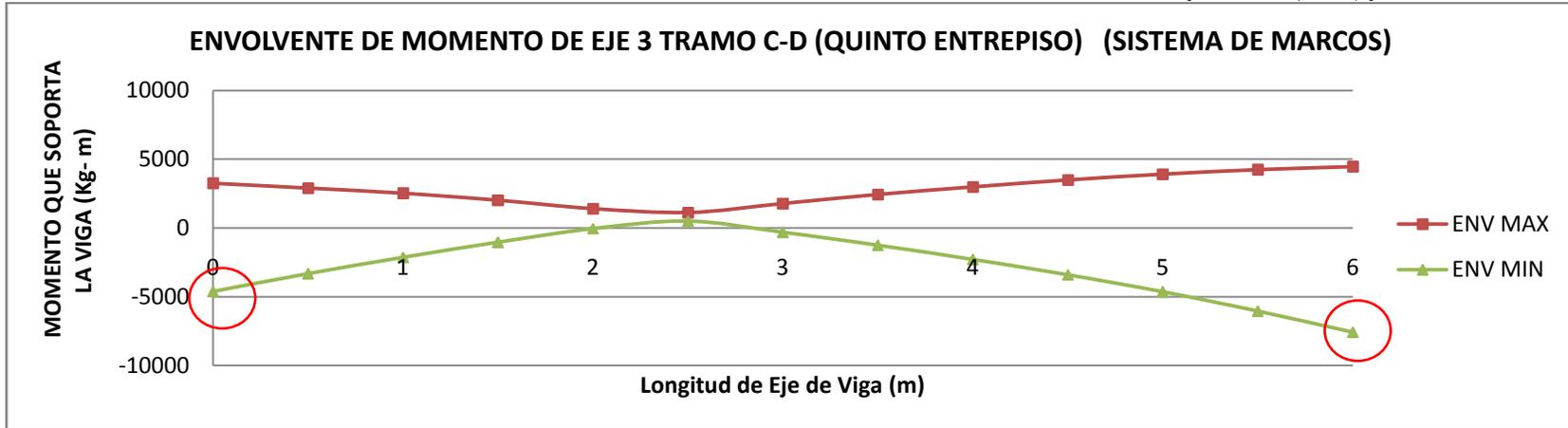
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-2870.818 Kg-m	Mmax S.M=	0.9	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-1718.443 Kg-m	Mmax S.M=	0.7	Mmax S.D
Sistema de Dual	-3350.905 Kg-m				Sistema de Dual	2615.71 Kg-m			

GRAFICO 41. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-E3-(B-C)}



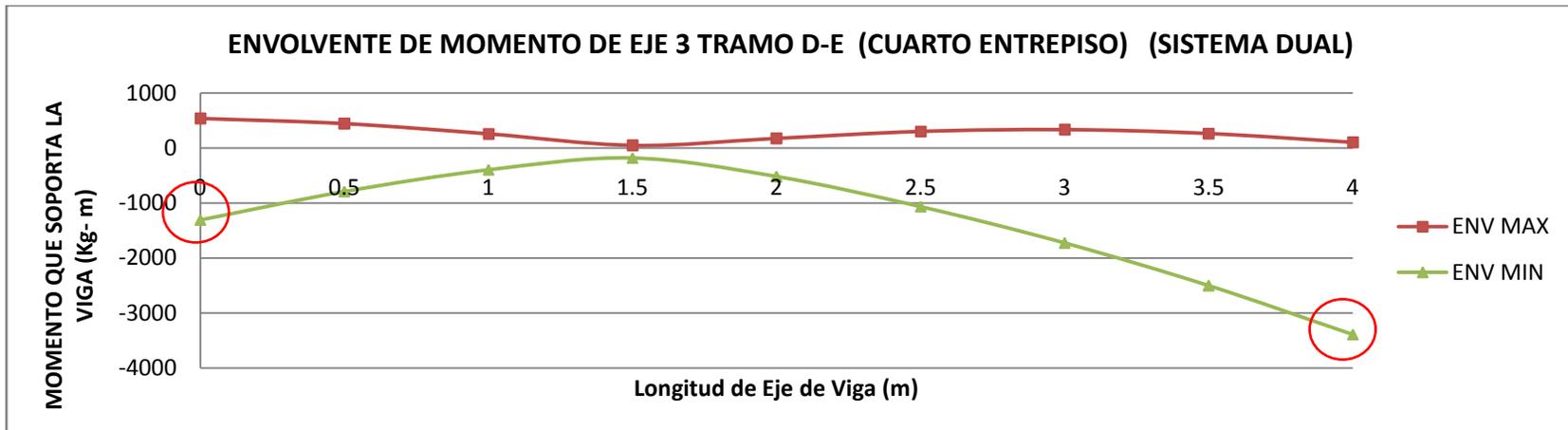
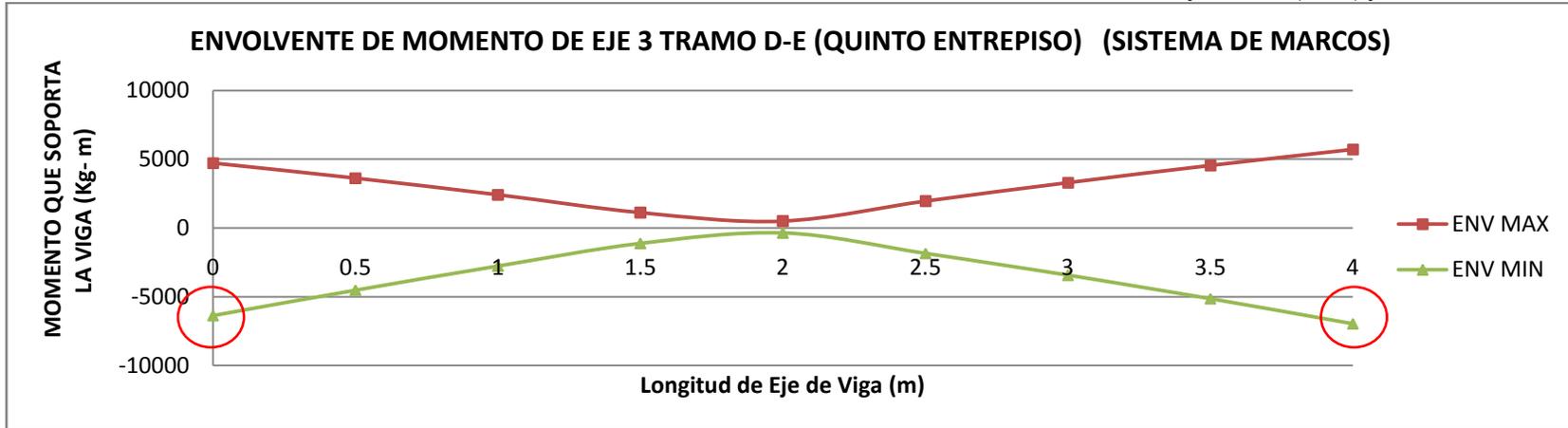
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-2152.181 Kg-m	Mmax S.M=	0.6	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-1255.802 Kg-m	Mmax S.M=	0.3	Mmax S.D
Sistema de Dual	3329.604 Kg-m				Sistema de Dual	-4214.158 Kg-m			

GRAFICO 42. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-E3-(C-D)}



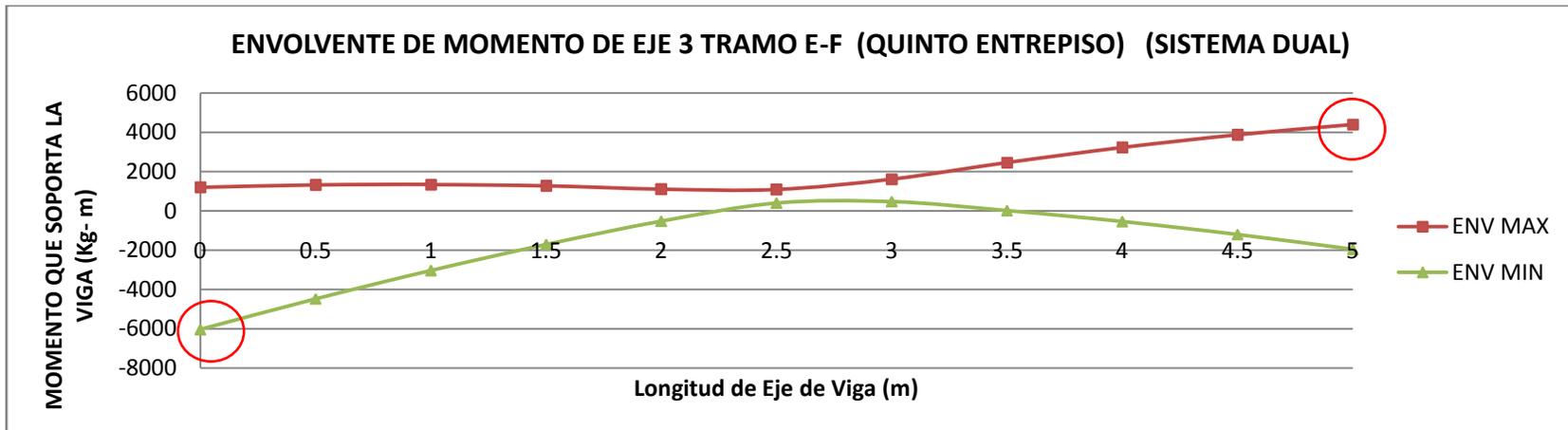
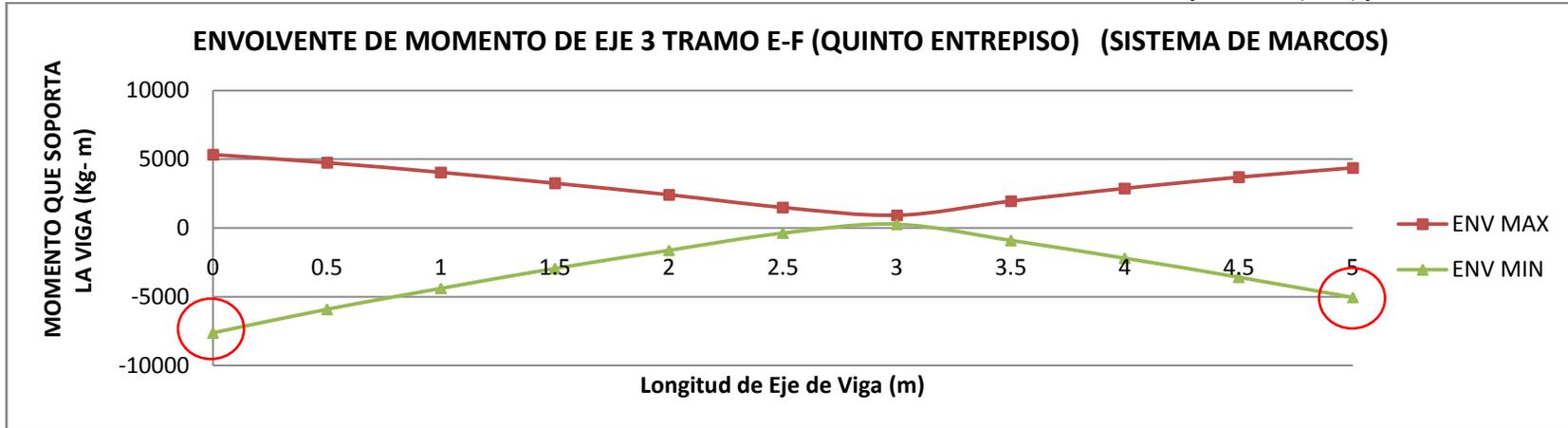
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento } S.M}{\text{Momento } S.D}$		
Sistema de Marcos	-4624.384 Kg-m	Mmax S.M=	1.1	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-7576.768 Kg-m	Mmax S.M=	2.3	Mmax S.D
Sistema de Dual	-4121.181 Kg-m				Sistema de Dual	-3280.714 Kg-m			

GRAFICO 43. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-E3-(D-E)}



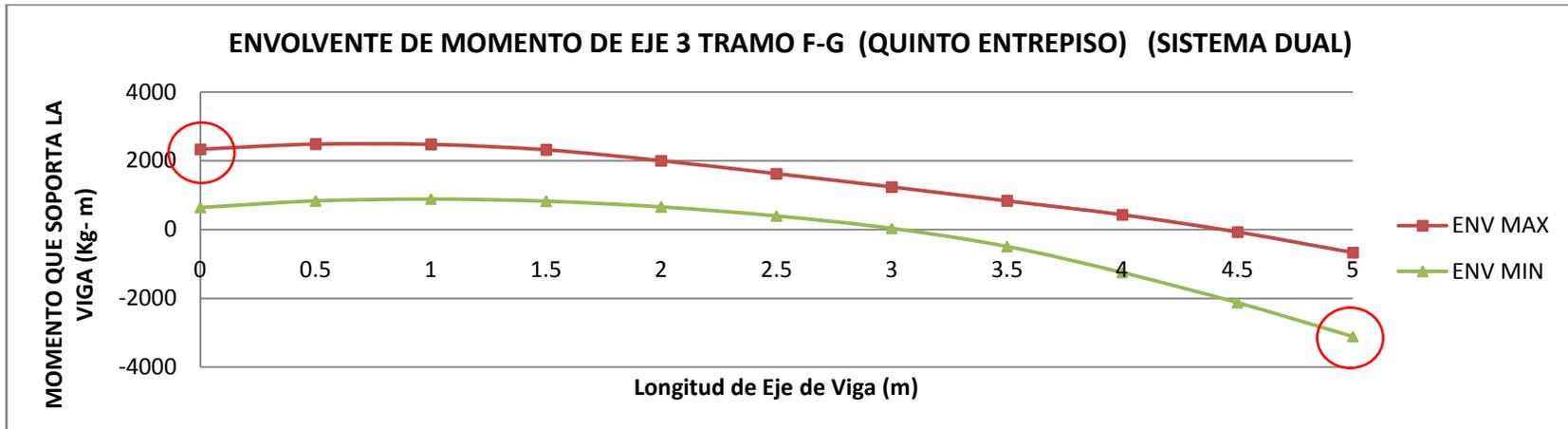
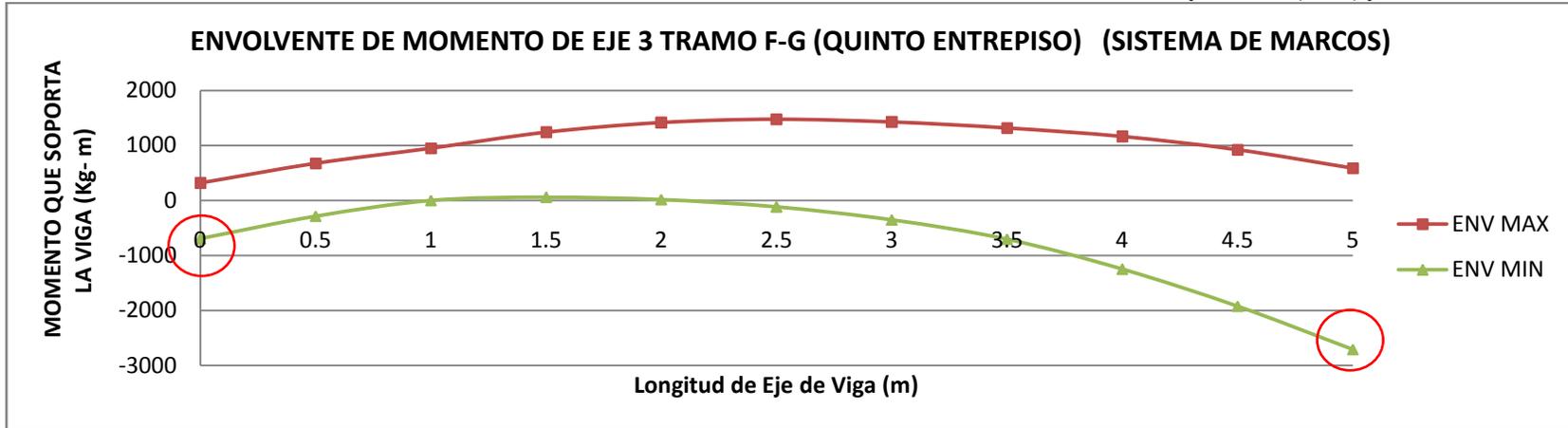
	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-6376.537 Kg-m	Mmax S.M=	4.9	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-6967.986 Kg-m	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D
Sistema de Dual	-1309.166 Kg-m				Sistema de Dual	-3390.82 Kg-m			

GRAFICO 44. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-E3-(E-F)}



	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-7638.947 Kg-m	Mmax S.M=	1.3	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-5055.446 Kg-m	Mmax S.M=	1.1	Mmax S.D
Sistema de Dual	-6037.266 Kg-m				Sistema de Dual	4401.571 Kg-m			

GRAFICO 45. COMPARACIÓN DE MOMENTOS INTERNOS DE VIGA {N5-E3-(F-G)}



	Momento Max. Izq.	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$				Momento Max. Der	Relación = $\frac{\text{Momento S.M}}{\text{Momento S.D}}$		
Sistema de Marcos	-696.328 Kg-m	Mmax S.M=	0.3	Mmax S.D	Sistema de Marcos	-2709.661 Kg-m	Mmax S.M=	0.9	Mmax S.D
Sistema de Dual	2338.623 Kg-m				Sistema de Dual	-3113.379 Kg-m			

**COMPARACIÓN DE ACCIONES INTERNAS DE ELEMENTOS VIGAS DEL EJE "A"**

A continuación se presentan un resumen completo de las 45 graficas presentadas anteriormente en estas se trata de determinar cuál es el incremento promedio de las acciones de momento en el sistema Dual respecto al sistema de Marcos.

**1<sup>ER</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
		Mmax S.M=		Mmax S.D	Mmax S.M=		Mmax S.D
1	1-2	Mmax S.M=	4.4	Mmax S.D	Mmax S.M=	4.0	Mmax S.D
1	2-3	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D			
1	3-4	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO DERECHO			PROMEDIO		
		Mmax S.M=		Mmax S.D	Mmax S.M=		Mmax S.D
1	1-2	Mmax S.M=	4.2	Mmax S.D	Mmax S.M=	4.1	Mmax S.D
1	2-3	Mmax S.M=	3.9	Mmax S.D			
1	3-4	Mmax S.M=	4.2	Mmax S.D			

**2<sup>DO</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
		Mmax S.M=		Mmax S.D	Mmax S.M=		Mmax S.D
2	1-2	Mmax S.M=	3.9	Mmax S.D	Mmax S.M=	3.7	Mmax S.D
2	2-3	Mmax S.M=	3.5	Mmax S.D			
2	3-4	Mmax S.M=	3.6	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO DERECHO			PROMEDIO		
2	1-2	Mmax S.M=	3.7	Mmax S.D	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D
2	2-3	Mmax S.M=	3.6	Mmax S.D			
2	3-4	Mmax S.M=	4.0	Mmax S.D			

**3<sup>ER</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
3	1-2	Mmax S.M=	3.4	Mmax S.D	Mmax S.M=	3.2	Mmax S.D
3	2-3	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D			
3	3-4	Mmax S.M=	3.1	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO DERECHO			PROMEDIO		
3	1-2	Mmax S.M=	3.2	Mmax S.D	Mmax S.M=	3.2	Mmax S.D
3	2-3	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D			
3	3-4	Mmax S.M=	3.5	Mmax S.D			

**4<sup>TO</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
4	1-2	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D
4	2-3	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D			
4	3-4	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO DERECHO			PROMEDIO		
4	1-2	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D
4	2-3	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D			
4	3-4	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D			

**5<sup>TO</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
5	1-2	Mmax S.M=	1.0	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.2	Mmax S.D
5	2-3	Mmax S.M=	1.6	Mmax S.D			
5	3-4	Mmax S.M=	1.0	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO DERECHO			PROMEDIO		
5	1-2	Mmax S.M=	1.0	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.2	Mmax S.D
5	2-3	Mmax S.M=	1.6	Mmax S.D			
5	3-4	Mmax S.M=	1.0	Mmax S.D			

**COMPARACIÓN DE ACCIONES INTERNAS DE ELEMENTOS VIGAS DEL EJE "3"**

**1<sup>ER</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
1	A-B	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D	Mmax S.M=	3.3	Mmax S.D
1	B-C	Mmax S.M=	3.7	Mmax S.D			
1	C-D	Mmax S.M=	3.4	Mmax S.D			
1	D-E	Mmax S.M=	3.3	Mmax S.D			
1	E-F	Mmax S.M=	2.9	Mmax S.D			
1	F-G	Mmax S.M=	3.7	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
1	A-B	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D	Mmax S.M=	3.1	Mmax S.D
1	B-C	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D			
1	C-D	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D			
1	D-E	Mmax S.M=	2.9	Mmax S.D			
1	E-F	Mmax S.M=	3.8	Mmax S.D			
1	F-G	Mmax S.M=	3.0	Mmax S.D			

**2<sup>DO</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
2	A-B	Mmax S.M=	2.2	Mmax S.D	Mmax S.M=	2.4	Mmax S.D
2	B-C	Mmax S.M=	2.4	Mmax S.D			
2	C-D	Mmax S.M=	2.5	Mmax S.D			
2	D-E	Mmax S.M=	2.4	Mmax S.D			
2	E-F	Mmax S.M=	2.2	Mmax S.D			
2	F-G	Mmax S.M=	2.5	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
2	A-B	Mmax S.M=	2.5	Mmax S.D	Mmax S.M=	2.3	Mmax S.D
2	B-C	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D			
2	C-D	Mmax S.M=	2.4	Mmax S.D			
2	D-E	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D			
2	E-F	Mmax S.M=	2.5	Mmax S.D			
2	F-G	Mmax S.M=	2.2	Mmax S.D			

**3<sup>ER</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
3	A-B	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.9	Mmax S.D
3	B-C	Mmax S.M=	1.9	Mmax S.D			
3	C-D	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D			
3	D-E	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D			
3	E-F	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D			
3	F-G	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
3	A-B	Mmax S.M=	2.2	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D
3	B-C	Mmax S.M=	1.5	Mmax S.D			
3	C-D	Mmax S.M=	1.4	Mmax S.D			
3	D-E	Mmax S.M=	1.6	Mmax S.D			
3	E-F	Mmax S.M=	2.0	Mmax S.D			
3	F-G	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D			

**4<sup>TO</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
4	A-B	Mmax S.M=	1.3	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.8	Mmax S.D
4	B-C	Mmax S.M=	1.9	Mmax S.D			
4	C-D	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D			
4	D-E	Mmax S.M=	2.3	Mmax S.D			
4	E-F	Mmax S.M=	1.5	Mmax S.D			
4	F-G	Mmax S.M=	2.0	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
4	A-B	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.7	Mmax S.D
4	B-C	Mmax S.M=	0.9	Mmax S.D			
4	C-D	Mmax S.M=	2.7	Mmax S.D			
4	D-E	Mmax S.M=	0.8	Mmax S.D			
4	E-F	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D			
4	F-G	Mmax S.M=	1.3	Mmax S.D			

**5<sup>TO</sup> ENTREPISO**

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
5	A-B	Mmax S.M=	0.9	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.5	Mmax S.D
5	B-C	Mmax S.M=	0.6	Mmax S.D			
5	C-D	Mmax S.M=	1.1	Mmax S.D			
5	D-E	Mmax S.M=	4.9	Mmax S.D			
5	E-F	Mmax S.M=	1.3	Mmax S.D			
5	F-G	Mmax S.M=	0.3	Mmax S.D			

ENTREPISO	TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO			PROMEDIO		
5	A-B	Mmax S.M=	0.7	Mmax S.D	Mmax S.M=	1.2	Mmax S.D
5	B-C	Mmax S.M=	0.3	Mmax S.D			
5	C-D	Mmax S.M=	2.3	Mmax S.D			
5	D-E	Mmax S.M=	2.1	Mmax S.D			
5	E-F	Mmax S.M=	1.1	Mmax S.D			
5	F-G	Mmax S.M=	0.9	Mmax S.D			

Como se puede apreciar en las tablas resumen presentadas anteriormente las acciones de momento en el sistema de Marcos son mucho más grande que las de acciones de momento actuantes en el sistema Dual, esto debido a que en sistema Dual las acciones de momento son soportadas por las paredes y por las vigas, por lo tanto las fuerzas que le llegan a las vigas son mucho menor.

### 6.4.3 COMPARACION DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS

*Resultados obtenidos del análisis y diseño del refuerzo longitudinal de columnas del eje "A" (Sistema de Marcos)*

Para poder determinar el acero longitudinal de las columnas el software toma el punto más desfavorable del diagrama de interacción tridimensional que el mismo elabora, las siguientes tablas muestran los resultados del análisis y diseño de columnas.

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Pu (Kg)	Mu2 (Kg-m)	Mu3 (Kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As % Ag
A	1	A,1	50x50	23539.864	39856.215	-13849.368	65.896	2.636
A	1	A,2	50x50	124336.279	46284.888	-10424.405	78.368	3.135
A	1	A,3	50x50	123531.64	-42819.006	-10534.519	68.969	2.759
A	1	A,4	50x50	91036.862	40409.882	12081.905	61.825	2.473
A	2	A,1	50x50	49174.131	25920.603	-6694.534	27.512	1.1
A	2	A,2	50x50	43423.307	37700.307	-5215.597	45.768	1.831
A	2	A,3	50x50	51677.216	37793.328	-3377.923	44.351	1.774
A	2	A,4	50x50	6179.072	20096.092	-1019.238	27.867	1.115
A	3	A,1	50x50	37006.272	20351.577	3602.028	25	1
A	3	A,2	50x50	31762.547	32905.495	-3223.368	42.239	1.69
A	3	A,3	50x50	38728.927	-33371.523	4492.243	41.827	1.673
A	3	A,4	50x50	15523.396	12986.346	5822.472	25	1
A	4	A,1	40x40	20740.452	16419.927	-3471.457	32.406	2.025
A	4	A,2	40x40	30639.985	-18178.343	485979	42.78	2674
A	4	A,3	40x40	29480.452	-17707.741	3786.333	38.22	2.389
A	4	A,4	40x40	23339.812	-17074.626	2559.334	31.942	1.996
A	5	A,1	40x40	3610.28	2790.433	98.344	16	1
A	5	A,2	40x40	3331.943	1916.107	971.166	16	1
A	5	A,3	40x40	2965.62	1749.556	1061.571	16	1
A	5	A,4	40x40	2946.422	-1154.351	80.261	16	1

*Resultados obtenidos del análisis y diseño del refuerzo longitudinal de columnas del eje "A" (Sistema Dual)*

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Pu (Kg)	Mu2 (Kg-m)	Mu3 (Kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As %Ag
A	1	A,1	50x50	-95534.027	2888.949	6216.522	39.111	1.564
A	1	A,2	50x50	34153.959	1872.974	2156.520	25	1
A	1	A,3	50x50	23428.085	2090.490	1692.276	25	1
A	1	A,4	50x50	-95454.602	-2886.547	6291.946	39.174	1.567
A	2	A,1	50x50	73805.54	2484.611	2231.880	25	1
A	2	A,2	50x50	36566.943	2751.202	2800.742	25	1
A	2	A,3	50x50	22324.429	3152.912	1936.564	25	1
A	2	A,4	50x50	7811.366	2567.685	2134.236	25	1
A	3	A,1	50x50	44185.829	2721.197	1336.179	25	1
A	3	A,2	50x50	28464.294	2959.649	3121.531	25	1
A	3	A,3	50x50	17663.579	3428.753	3672.692	25	1
A	3	A,4	50x50	7927.458	2729.443	2611.540	25	1
A	4	A,1	40x40	11920.101	1065.656	369.979	16	1
A	4	A,2	40x40	12693.104	1102.424	1867.054	16	1
A	4	A,3	40x40	7077.723	1315.321	2356.247	16	1
A	4	A,4	40x40	4625.376	1088.768	1100.537	16	1
A	5	A,1	40x40	1522.198	160.394	41.465	16	1
A	5	A,2	40x40	3435.024	-5.686	1247.572	16	1
A	5	A,3	40x40	1235.91	17.544	1777.232	16	1
A	5	A,4	40x40	1960.577	-244.661	53.406	16	1

*Resultados obtenidos del análisis y diseño del refuerzo longitudinal de columnas del eje "3" (Sistema de Marcos)*

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Pu (Kg)	Mu2 (Kg-m)	Mu3 (Kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As %Ag
3	1	3,A	50x50	123531.64	-42819.006	-10534.519	68.969	2.759
3	1	3,B	50x50	157712.827	40988.606	11501.974	74.06	2.962
3	1	3,C	50x50	171772.691	39146.779	11085.76	70.502	2.82
3	1	3,D	50x50	305862.777	-9249.29	-32276.503	71.52	2.861
3	1	3,E	50x50	301679.051	-9387.681	33013.717	72.855	2.914
3	1	3,F	50x50	147690.036	39589.613	9538.478	63.819	2.553
3	1	3,G	50x50	109672.391	41759.849	9085983	60.314	2.413
3	2	3,A	50x50	51677.216	37793.328	-3377.923	44.351	1.774
3	2	3,B	50x50	78747.496	-35785.897	6859.557	41.849	1.674
3	2	3,C	50x50	75391.817	-32893.023	6187.696	36.678	1.467
3	2	3,D	50x50	17884.93	-30296.475	-9572.362	43.18	1.727
3	2	3,E	50x50	-19573.084	10211.91	-25280.41	44.625	1.785
3	2	3,F	50x50	72483.738	33281.93	7056.535	38.634	1.545
3	2	3,G	50x50	55473.007	-34864.991	-4949.317	40.773	1.631
3	3	3,A	50x50	38728.927	-33371.523	4492.243	41.827	1.673
3	3	3,B	50x50	49457.521	-31666.183	5800.88	38.187	1.527
3	3	3,C	50x50	51644.181	-28947.722	5770.371	33.431	1.337
3	3	3,D	50x50	23542.563	-27308.85	-7534.715	37.573	1.503
3	3	3,E	50x50	22722.482	-28465.85	7921.467	39.528	1.581
3	3	3,F	50x50	46922.787	-29408.262	-6221.768	35.567	1.423
3	3	3,G	50x50	37520.238	-31015.473	-3944.092	38.854	1.554

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Pu (Kg)	Mu2 (Kg-m)	Mu3 (Kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As %Ag
3	4	3,A	40x40	29480.452	-17707.741	3786.333	38.22	2.389
3	4	3,B	40x40	28950.955	16764.176	-3312.846	33.225	2.077
3	4	3,C	40x40	29406.296	15547.531	-3424.525	28.913	1.807
3	4	3,D	50x50	37726.252	-15586.187	-4018.138	30.106	1.882
3	4	3,E	50x50	35480.227	-15526.963	3387.191	28.593	1.787
3	4	3,F	40x40	46788.821	-6739.886	-12863.814	30.581	1.911
3	4	3,G	40x40	29462.523	-16514.165	-3474.896	32.72	2.045
3	5	3,A	40x40	2965.62	1749.556	1061.571	16	1
3	5	3,B	40x40	3506.452	2068.936	775.527	16	1
3	5	3,C	40x40	4541.517	2096.518	1141.985	16	1
3	5	3,D	50x50	1839.139	2113.418	107.216	16	1
3	5	3,E	50x50	4748.873	1786.268	-320.922	16	1
3	5	3,F	40x40	3355.091	1908.035	753.726	16	1
3	5	3,G	40x40	2755.149	1461.074	-539.054	16	1

*Resultados obtenidos del análisis y diseño del refuerzo longitudinal de columnas del eje "3" (Sistema Dual)*

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Pu (Kg)	Mu2 (Kg-m)	Mu3 (Kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As %Ag
3	1	3,A	50x50	23428.085	2090.49	1692.276	25	1
3	1	3,B	50x50	90406.014	2121.164	2733.878	25	1
3	1	3,C	50x50	97522.008	1150.443	2949.066	25	1
3	1	3,D	50x50	105426.318	909.828	3188.092	25	1
3	1	3,E	50x50	78128.858	972.829	2362.617	25	1
3	1	3,F	50x50	90379.052	2113.7	2733.063	25	1
3	1	3,G	50x50	12498.31	1457.13	-377.949	25	1
3	2	3,A	50x50	22324.429	3152.912	1936.564	25	1
3	2	3,B	50x50	67532.563	2969.563	2426.519	25	1
3	2	3,C	50x50	71932.202	1409.495	2175.23	25	1
3	2	3,D	50x50	78213.604	973.667	2365.179	25	1
3	2	3,E	50x50	55925.481	1213.856	1691.187	25	1
3	2	3,F	50x50	66899.906	3007.771	2023.053	25	1
3	2	3,G	50x50	7604.996	2172.217	-229.975	25	1
3	3	3,A	50x50	17663.579	3428.753	3672.692	25	1
3	3	3,B	50x50	46949.482	2044.022	3455.485	25	1
3	3	3,C	50x50	43226.237	1453.981	3227.237	25	1
3	3	3,D	50x50	46358.745	954.192	3006.546	25	1
3	3	3,E	50x50	32816.714	1285.413	2527.221	25	1
3	3	3,F	50x50	45336.716	3234.845	2432.332	25	1
3	3	3,G	50x50	5194.927	2418.369	277.992	25	1

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Pu (Kg)	Mu2 (Kg-m)	Mu3 (Kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As %Ag
3	4	3,A	40x40	7077.723	1315.321	2356.247	16	1
3	4	3,B	40x40	25631.926	1346.857	1896.509	16	1
3	4	3,C	40x40	15143.321	529.117	1426.83	16	1
3	4	3,D	50x50	15058.231	122.79	1501.46	16	1
3	4	3,E	50x50	11447.366	438.068	1320.325	16	1
3	4	3,F	40x40	26268.192	1819.628	1304.539	16	1
3	4	3,G	40x40	2032.755	952.05	-170.925	16	1
3	5	3,A	40x40	1235.91	17.544	1777.232	16	1
3	5	3,B	40x40	2744.129	1357.278	1018.322	16	1
3	5	3,C	40x40	764.053	60.371	584.72	16	1
3	5	3,D	50x50	2371.829	180.316	110.855	16	1
3	5	3,E	50x50	1412.99	62.998	626.398	16	1
3	5	3,F	40x40	2873.297	1777.92	281.066	16	1
3	5	3,G	40x40	-781.195	-67.936	-1303.553	16	1

**COMPARACIÓN DE RESULTADOS EN COLUMNAS DE EJE "A"**

A continuación se muestra una tabla comparativa que contiene toda la información obtenida del análisis y diseño de las columnas de ambos sistemas estructurales, en esta se puede apreciar como varía la incidencia de las acciones internas principales en las columnas (Pu, Mu2 y Mu3), también se detalla el incremento sustancial de acero que requieren las columnas del sistema de marcos.

ENTREPISO	COLUMNA	SISTEMA ESTRUCTURAL	Pu (Ton)	Mu2 (Ton-m)	Mu3 (Ton-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Incremento del Área de Acero en el Sistema de Marcos respecto al Sistema Dual (cm <sup>2</sup> )
1	A,1	MARCOS	23.5	39.9	-13.8	65.9	26.8
		DUAL	-95.5	2.9	6.2	39.1	
1	A,2	MARCOS	124.3	46.3	-10.4	78.4	53.4
		DUAL	34.2	1.9	2.2	25.0	
1	A,3	MARCOS	123.5	-42.8	-10.5	69.0	44.0
		DUAL	23.4	2.1	1.7	25.0	
1	A,4	MARCOS	91.0	40.4	12.1	61.8	22.7
		DUAL	-95.5	-2.9	6.3	39.2	
2	A,1	MARCOS	49.2	25.9	-6.7	27.5	2.5
		DUAL	73.8	2.5	2.2	25.0	
2	A,2	MARCOS	43.4	37.7	-5.2	45.8	20.8
		DUAL	36.6	2.8	2.8	25.0	
2	A,3	MARCOS	51.7	37.8	-3.4	44.4	19.4
		DUAL	22.3	3.2	1.9	25.0	
2	A,4	MARCOS	6.2	20.1	-1.0	27.9	2.9
		DUAL	7.8	2.6	2.1	25.0	
3	A,1	MARCOS	37.0	20.4	3.6	25.0	0.0
		DUAL	44.2	2.7	1.3	25.0	

ENTREPISO	COLUMNA	SISTEMA ESTRUCTURAL	Pu (Ton)	Mu2 (Ton-m)	Mu3 (Ton-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Incremento del Área de Acero en el Sistema de Marcos respecto al Sistema Dual (cm <sup>2</sup> )
3	A,2	MARCOS	31.8	32.9	-3.2	42.2	17.2
		DUAL	28.5	3.0	3.1	25.0	
3	A,3	MARCOS	38.7	-33.4	4.5	41.8	16.8
		DUAL	17.7	3.4	3.7	25.0	
3	A,4	MARCOS	15.5	13.0	5.8	25.0	0.0
		DUAL	7.9	2.7	2.6	25.0	
4	A,1	MARCOS	20.7	16.4	-3.5	32.4	16.4
		DUAL	11.9	1.1	0.4	16.0	
4	A,2	MARCOS	30.6	-18.2	4.86	42.8	26.8
		DUAL	12.7	1.1	1.9	16.0	
4	A,3	MARCOS	29.5	-17.7	3.8	38.2	22.2
		DUAL	7.1	1.3	2.4	16.0	
4	A,4	MARCOS	23.3	-17.1	2.6	31.9	15.9
		DUAL	4.6	1.1	1.1	16.0	
5	A,1	MARCOS	3.6	2.8	0.1	16.0	0.0
		DUAL	1.5	0.2	0.0	16.0	
5	A,2	MARCOS	3.3	1.9	1.0	16.0	0.0
		DUAL	3.4	0.0	1.2	16.0	
5	A,3	MARCOS	3.0	1.7	1.1	16.0	0.0
		DUAL	1.2	0.0	1.8	16.0	
5	A,4	MARCOS	2.9	-1.2	0.1	16.0	0.0
		DUAL	2.0	-0.2	0.1	16.0	

**COMPARACIÓN DE RESULTADOS EN COLUMNAS DE EJE "3"**

ENTREPISO	COLUMNA	SISTEMA ESTRUCTURAL	Pu (Ton)	Mu2 (Ton-m)	Mu3 (Ton-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Incremento del Área de Acero en el Sistema de Marcos respecto al Sistema Dual (cm <sup>2</sup> )
1	3,A	MARCOS	123.5	-42.8	-10.5	69.0	44.0
		DUAL	23.4	2.1	1.7	25.0	
1	3,B	MARCOS	157.7	41.0	11.5	74.1	49.1
		DUAL	90.4	2.1	2.7	25.0	
1	3,C	MARCOS	171.8	39.1	11.1	70.5	45.5
		DUAL	97.5	1.2	2.9	25.0	
1	3,D	MARCOS	305.9	-9.2	-32.3	71.5	46.5
		DUAL	105.4	0.9	3.2	25.0	
1	3,E	MARCOS	301.7	-9.4	33.0	72.9	47.9
		DUAL	78.1	1.0	2.4	25.0	
1	3,F	MARCOS	147.7	39.6	9.5	63.8	38.8
		DUAL	90.4	2.1	2.7	25.0	
1	3,G	MARCOS	109.7	41.8	9.1	60.3	35.3
		DUAL	12.5	1.5	-0.4	25.0	
2	3,A	MARCOS	51.7	37.8	-3.4	44.4	19.4
		DUAL	22.3	3.2	1.9	25.0	
2	3,B	MARCOS	78.7	-35.8	6.9	41.8	16.8
		DUAL	67.5	3.0	2.4	25.0	
2	3,C	MARCOS	75.4	-32.9	6.2	36.7	11.7
		DUAL	71.9	1.4	2.2	25.0	
2	3,D	MARCOS	17.9	-30.3	-9.6	43.2	18.2
		DUAL	78.2	1.0	2.4	25.0	

ENTREPISO	COLUMNA	SISTEMA ESTRUCTURAL	Pu (Ton)	Mu2 (Ton-m)	Mu3 (Ton-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Incremento del Área de Acero en el Sistema de Marcos respecto al Sistema Dual (cm <sup>2</sup> )
2	3,E	MARCOS	-19.6	10.2	-25.3	44.6	19.6
		DUAL	55.9	1.2	1.7	25.0	
2	3,F	MARCOS	72.5	33.3	7.1	38.6	13.6
		DUAL	66.9	3.0	2.0	25.0	
2	3,G	MARCOS	55.5	-34.9	-4.9	40.8	15.8
		DUAL	7.6	2.2	-0.2	25.0	
3	3,A	MARCOS	38.7	-33.4	4.5	41.8	16.8
		DUAL	17.7	3.4	3.7	25.0	
3	3,B	MARCOS	49.5	-31.7	5.8	38.2	13.2
		DUAL	46.9	2.0	3.5	25.0	
3	3,C	MARCOS	51.6	-28.9	5.8	33.4	8.4
		DUAL	43.2	1.5	3.2	25.0	
3	3,D	MARCOS	23.5	-27.3	-7.5	37.6	12.6
		DUAL	46.4	1.0	3.0	25.0	
3	3,E	MARCOS	22.7	-28.5	7.9	39.5	14.5
		DUAL	32.8	1.3	2.5	25.0	
3	3,F	MARCOS	46.9	-29.4	-6.2	35.6	10.6
		DUAL	45.3	3.2	2.4	25.0	
3	3,G	MARCOS	37.5	-31.0	-3.9	38.9	13.9
		DUAL	5.2	2.4	0.3	25.0	
4	3,A	MARCOS	29.5	-17.7	3.8	38.2	22.2
		DUAL	7.1	1.3	2.4	16.0	

ENTREPISO	COLUMNA	SISTEMA ESTRUCTURAL	Pu (Ton)	Mu2 (Ton-m)	Mu3 (Ton-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Incremento del Área de Acero en el Sistema de Marcos respecto al Sistema Dual (cm <sup>2</sup> )
4	3,B	MARCOS	29.0	16.8	-3.3	33.2	17.2
		DUAL	25.6	1.3	1.9	16.0	
4	3,C	MARCOS	29.4	15.5	-3.4	28.9	12.9
		DUAL	15.1	0.5	1.4	16.0	
4	3,D	MARCOS	37.7	-15.6	-4.0	30.1	14.1
		DUAL	15.1	0.1	1.5	16.0	
4	3,E	MARCOS	35.5	-15.5	3.4	28.6	12.6
		DUAL	11.4	0.4	1.3	16.0	
4	3,F	MARCOS	46.8	-6.7	-12.9	30.6	14.6
		DUAL	26.3	1.8	1.3	16.0	
4	3,G	MARCOS	29.5	-16.5	-3.5	32.7	16.7
		DUAL	2.0	1.0	-0.2	16.0	
5	3,A	MARCOS	3.0	1.7	1.1	16.0	0.0
		DUAL	1.2	0.0	1.8	16.0	
5	3,B	MARCOS	3.5	2.1	0.8	16.0	0.0
		DUAL	2.7	1.4	1.0	16.0	
5	3,C	MARCOS	4.5	2.1	1.1	16.0	0.0
		DUAL	0.8	0.1	0.6	16.0	
5	3,D	MARCOS	1.8	2.1	0.1	16.0	0.0
		DUAL	2.4	0.2	0.1	16.0	
5	3,E	MARCOS	4.7	1.8	-0.3	16.0	0.0
		DUAL	1.4	0.1	0.6	16.0	

ENTREPISO	COLUMNA	SISTEMA ESTRUCTURAL	Pu (Ton)	Mu2 (Ton-m)	Mu3 (Ton-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Incremento del Área de Acero en el Sistema de Marcos respecto al Sistema Dual (cm <sup>2</sup> )
5	3,F	MARCOS	3.4	1.9	0.8	16.0	0.0
		DUAL	2.9	1.8	0.3	16.0	
5	3,G	MARCOS	2.8	1.5	-0.5	16.0	0.0
		DUAL	-0.8	-0.1	-1.3	16.0	

Como se puede apreciar en esta tabla resumen existe una variación bastante significativa entre los resultados obtenidos para un sistema estructural y el otro, dicha diferencia radica en la contribución a la resistencia de las fuerzas laterales que proporcionan las paredes al edificio en el sistema dual.

**6.4.4 COMPARACION DE REFUERZO TRANSVERSAL EN COLUMNAS**

*Resultados obtenidos del análisis para determinar el refuerzo transversal de columnas del eje "A" (Sistema de Marcos)*

A continuación se presentan los valores de cortante que están actuando en cada una de las dos direcciones de las columnas.

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Vu 2 (Ton)	Vu 3 (Ton)
A	1	A,1	50x50	12.36	15.76
A	1	A,2	50x50	11.30	27.05
A	1	A,3	50x50	10.70	26.98
A	1	A,4	50x50	10.87	18.19
A	2	A,1	50x50	11.67	17.12
A	2	A,2	50x50	10.34	26.60
A	2	A,3	50x50	9.70	26.61
A	2	A,4	50x50	10.11	16.20
A	3	A,1	50x50	9.40	13.63
A	3	A,2	50x50	8.74	17.07
A	3	A,3	50x50	8.17	19.65
A	3	A,4	50x50	8.09	14.03
A	4	A,1	40x40	4.95	8.15
A	4	A,2	40x40	4.36	12.59
A	4	A,3	40x40	4.12	12.51
A	4	A,4	40x40	4.33	8.49
A	5	A,1	40x40	7.51	1.27
A	5	A,2	40x40	2.39	3.29
A	5	A,3	40x40	2.56	3.31
A	5	A,4	40x40	7.46	1.27

*Resultados obtenidos del análisis para determinar el refuerzo transversal de columnas del eje "A" (Sistema Dual)*

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Vu 2 (Ton)	Vu 3 (Ton)
A	1	A,1	50x50	2.45	4.07
A	1	A,2	50x50	5.47	6.32
A	1	A,3	50x50	4.08	6.79
A	1	A,4	50x50	2.48	4.54
A	2	A,1	50x50	1.44	4.52
A	2	A,2	50x50	6.36	7.06
A	2	A,3	50x50	4.12	7.04
A	2	A,4	50x50	1.45	4.52
A	3	A,1	50x50	1.42	4.01
A	3	A,2	50x50	4.12	6.34
A	3	A,3	50x50	4.17	6.32
A	3	A,4	50x50	1.48	4.01
A	4	A,1	40x40	0.75	4.25
A	4	A,2	40x40	2.73	6.71
A	4	A,3	40x40	3.57	6.69
A	4	A,4	40x40	0.74	4.25
A	5	A,1	40x40	8.55	1.05
A	5	A,2	40x40	2.10	1.88
A	5	A,3	40x40	2.97	1.87
A	5	A,4	40x40	8.59	1.05

*Resultados obtenidos del análisis para determinar el refuerzo transversal de columnas del eje "3" (Sistema de Marcos)*

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Vu 2 (Ton)	Vu 3 (Ton)
3	1	3,A	50x50	10.70	26.98
3	1	3,B	50x50	17.63	26.95
3	1	3,C	50x50	16.58	26.75
3	1	3,D	50x50	16.11	23.50
3	1	3,E	50x50	17.31	24.11
3	1	3,F	50x50	18.08	25.76
3	1	3,G	50x50	10.72	24.82
3	2	3,A	50x50	9.70	26.61
3	2	3,B	50x50	16.67	26.85
3	2	3,C	50x50	16.05	26.54
3	2	3,D	50x50	14.99	23.47
3	2	3,E	50x50	13.79	23.37
3	2	3,F	50x50	17.64	24.82
3	2	3,G	50x50	9.66	24.45
3	3	3,A	50x50	8.17	19.65
3	3	3,B	50x50	12.32	21.56
3	3	3,C	50x50	12.31	21.63
3	3	3,D	50x50	11.38	19.21
3	3	3,E	50x50	11.95	19.09
3	3	3,F	50x50	13.51	20.08
3	3	3,G	50x50	7.74	18.43
3	4	3,A	40x40	4.12	12.51
3	4	3,B	40x40	6.78	13.51
3	4	3,C	40x40	7.36	12.29
3	4	3,D	50x50	7.10	12.87
3	4	3,E	50x50	7.73	12.69
3	4	3,F	40x40	7.69	13.24
3	4	3,G	40x40	4.12	12.03
3	5	3,A	40x40	2.56	3.31
3	5	3,B	40x40	2.83	3.43
3	5	3,C	40x40	5.31	3.59
3	5	3,D	50x50	7.37	4.70
3	5	3,E	50x50	7.60	4.57
3	5	3,F	40x40	5.50	3.49
3	5	3,G	40x40	2.35	3.26

*Resultados obtenidos del análisis para determinar el refuerzo transversal de columnas del eje "3" (Sistema Dual)*

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	DIMENSIONES DE COLUMNA (cm)	Vu 2 (Ton)	Vu 3 (Ton)
3	1	3,A	50x50	4.08	6.79
3	1	3,B	50x50	5.57	10.11
3	1	3,C	50x50	5.46	11.29
3	1	3,D	50x50	5.37	9.34
3	1	3,E	50x50	5.70	8.26
3	1	3,F	50x50	5.74	10.17
3	1	3,G	50x50	4.08	6.80
3	2	3,A	50x50	4.12	7.04
3	2	3,B	50x50	7.65	10.38
3	2	3,C	50x50	7.14	11.90
3	2	3,D	50x50	7.13	9.50
3	2	3,E	50x50	7.37	8.57
3	2	3,F	50x50	7.95	9.26
3	2	3,G	50x50	4.12	6.31
3	3	3,A	50x50	4.17	6.32
3	3	3,B	50x50	7.05	9.56
3	3	3,C	50x50	6.97	11.79
3	3	3,D	50x50	6.48	9.58
3	3	3,E	50x50	6.55	8.78
3	3	3,F	50x50	7.58	9.00
3	3	3,G	50x50	4.12	6.34
3	4	3,A	40x40	3.57	6.69
3	4	3,B	40x40	3.81	10.27
3	4	3,C	40x40	4.63	9.87
3	4	3,D	50x50	3.10	9.86
3	4	3,E	50x50	4.88	8.92
3	4	3,F	40x40	4.24	10.39
3	4	3,G	40x40	3.43	6.70
3	5	3,A	40x40	2.97	1.87
3	5	3,B	40x40	3.37	3.02
3	5	3,C	40x40	5.62	3.83
3	5	3,D	50x50	3.52	3.90
3	5	3,E	50x50	6.98	4.01
3	5	3,F	40x40	4.25	3.01
3	5	3,G	40x40	2.76	1.87

**COMPARACIÓN DE CORTANTE ACTUANTE EN COLUMNAS DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES**

EJE "A" La siguiente tabla muestra la diferencia que existe entre el cortante actuante entre ambos sistemas.

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	Vu 2 SISTEMA DE MARCOS (Ton)	Vu 2 SISTEMA DUAL (Ton)	DIFERENCIA ENTRE LOS SISTEMAS (Ton)	Vu 3 SISTEMA DE MARCOS (Ton)	Vu 3 SISTEMA DUAL (Ton)	DIFERENCIA ENTRE LOS SISTEMAS (Ton)
A	1	A,1	12.36	2.45	9.91	15.76	4.07	11.69
A	1	A,2	11.30	5.47	5.83	27.05	6.32	20.73
A	1	A,3	10.70	4.08	6.62	26.98	6.79	20.19
A	1	A,4	10.87	2.48	8.38	18.19	4.54	13.65
A	2	A,1	11.67	1.44	10.24	17.12	4.52	12.60
A	2	A,2	10.34	6.36	3.99	26.60	7.06	19.54
A	2	A,3	9.70	4.12	5.58	26.61	7.04	19.57
A	2	A,4	10.11	1.45	8.66	16.20	4.52	11.68
A	3	A,1	9.40	1.42	7.97	13.63	4.01	9.62
A	3	A,2	8.74	4.12	4.62	17.07	6.34	10.73
A	3	A,3	8.17	4.17	3.99	19.65	6.32	13.33
A	3	A,4	8.09	1.48	6.61	14.03	4.01	10.02
A	4	A,1	4.95	0.75	4.20	8.15	4.25	3.91
A	4	A,2	4.36	2.73	1.63	12.59	6.71	5.88
A	4	A,3	4.12	3.57	0.55	12.51	6.69	5.82
A	4	A,4	4.33	0.74	3.58	8.49	4.25	4.25
A	5	A,1	7.51	8.55	-1.04	1.27	1.05	0.22
A	5	A,2	2.39	2.10	0.29	3.29	1.88	1.41
A	5	A,3	2.56	2.97	-0.41	3.31	1.87	1.44
A	5	A,4	7.46	8.59	-1.13	1.27	1.05	0.22

## EJE "3"

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	Vu 2 SISTEMA DE MARCOS (Ton)	Vu 2 SISTEMA DUAL (Ton)	DIFERENCIA ENTRE LOS SISTEMAS (Ton)	Vu 3 SISTEMA DE MARCOS (Ton)	Vu 3 SISTEMA DUAL (Ton)	DIFERENCIA ENTRE LOS SISTEMAS (Ton)
3	1	3,A	10.70	4.08	6.62	26.98	6.79	20.19
3	1	3,B	17.63	5.57	12.05	26.95	10.11	16.85
3	1	3,C	16.58	5.46	11.12	26.75	11.29	15.47
3	1	3,D	16.11	5.37	10.74	23.50	9.34	14.16
3	1	3,E	17.31	5.70	11.61	24.11	8.26	15.85
3	1	3,F	18.08	5.74	12.34	25.76	10.17	15.59
3	1	3,G	10.72	4.08	6.64	24.82	6.80	18.02
3	2	3,A	9.70	4.12	5.58	26.61	7.04	19.57
3	2	3,B	16.67	7.65	9.02	26.85	10.38	16.47
3	2	3,C	16.05	7.14	8.91	26.54	11.90	14.64
3	2	3,D	14.99	7.13	7.86	23.47	9.50	13.97
3	2	3,E	13.79	7.37	6.43	23.37	8.57	14.80
3	2	3,F	17.64	7.95	9.69	24.82	9.26	15.57
3	2	3,G	9.66	4.12	5.54	24.45	6.31	18.14
3	3	3,A	8.17	4.17	3.99	19.65	6.32	13.33
3	3	3,B	12.32	7.05	5.27	21.56	9.56	12.00
3	3	3,C	12.31	6.97	5.34	21.63	11.79	9.85
3	3	3,D	11.38	6.48	4.90	19.21	9.58	9.62
3	3	3,E	11.95	6.55	5.40	19.09	8.78	10.31
3	3	3,F	13.51	7.58	5.94	20.08	9.00	11.07
3	3	3,G	7.74	4.12	3.62	18.43	6.34	12.10

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	Vu 2 SISTEMA DE MARCOS (Ton)	Vu 2 SISTEMA DUAL (Ton)	DIFERENCIA ENTRE LOS SISTEMAS (Ton)	Vu 3 SISTEMA DE MARCOS (Ton)	Vu 3 SISTEMA DUAL (Ton)	DIFERENCIA ENTRE LOS SISTEMAS (Ton)
3	4	3,A	4.12	3.57	0.55	12.51	6.69	5.82
3	4	3,B	6.78	3.81	2.97	13.51	10.27	3.24
3	4	3,C	7.36	4.63	2.73	12.29	9.87	2.42
3	4	3,D	7.10	3.10	3.99	12.87	9.86	3.01
3	4	3,E	7.73	4.88	2.85	12.69	8.92	3.77
3	4	3,F	7.69	4.24	3.45	13.24	10.39	2.85
3	4	3,G	4.12	3.43	0.70	12.03	6.70	5.33
3	5	3,A	2.56	2.97	-0.41	3.31	1.87	1.44
3	5	3,B	2.83	3.37	-0.54	3.43	3.02	0.41
3	5	3,C	5.31	5.62	-0.31	3.59	3.83	-0.24
3	5	3,D	7.37	3.52	3.85	4.70	3.90	0.80
3	5	3,E	7.60	6.98	0.62	4.57	4.01	0.56
3	5	3,F	5.50	4.25	1.25	3.49	3.01	0.48
3	5	3,G	2.35	2.76	-0.42	3.26	1.87	1.39

**6.4.5 REVISIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO**

**SISTEMA DUAL**

**Desplazamientos Elásticos Calculados por el programa**

ETABS v9.0.7 File:SISTEMA DUAL Units:Kgf-cm

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY4	SX1	X	0.6423	0.6357	1.010
STORY3	SX1	X	0.4545	0.4485	1.013
STORY2	SX1	X	0.2622	0.2576	1.018
STORY1	SX1	X	0.0987	0.0967	1.021
STORY4	SY1	Y	0.2315	0.2100	1.102
STORY3	SY1	Y	0.1693	0.1533	1.105
STORY2	SY1	Y	0.1017	0.0917	1.108
STORY1	SY1	Y	0.0396	0.0355	1.114
STORY4	SX2	X	0.6460	0.6359	1.016
STORY3	SX2	X	0.4552	0.4485	1.015
STORY2	SX2	X	0.2606	0.2574	1.012
STORY1	SX2	X	0.0977	0.0966	1.012
STORY4	SY2	Y	0.2353	0.2102	1.119
STORY3	SY2	Y	0.1725	0.1535	1.124
STORY2	SY2	Y	0.1036	0.0919	1.128
STORY1	SY2	Y	0.0404	0.0356	1.134

De acuerdo a la Tabla 8 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS)

$$\Delta_M = 0.015h_{SX}$$

Donde:  $h_{SX}$  = Altura del entrepiso debajo del nivel  $x$

**PRIMER ENTREPISO**

$$h_{SX} = 360 \text{ cm}$$

$$0.015(3.60 \text{ m}) = 5.4 \text{ cm} = \Delta_M$$

**Máximos desplazamientos inelásticos permisibles**

$$\Delta_M = Cd * \Delta_S \text{ Tabla 8 de la NTDS}$$

Donde:  $\Delta_M$  = Deriva amplificada de un entrepiso

$Cd$  = Factor de amplificación de desplazamientos ( $Cd=6$  para paredes de mampostería combinadas con marcos de Concreto con Detallado Especial)

Dirección X-X (Nota: Valores de  $\Delta_S$  tomado de resultados del programa, encerrados en óvalos color rojo)

$$\delta_X = \Delta_S = 0.0987 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 6(0.0987 \text{ cm}) = 0.5922 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 0.5922 \text{ cm} < 0.015h_{SX} = 5.4 \text{ cm} \quad \textbf{OK PASA}$$

Dirección Y-Y (Nota: Valores de  $\Delta_S$  tomado de resultados del programa, encerrados en óvalos color rojo)

$$\delta_Y = \Delta_S = 0.0404 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 6(0.0404 \text{ cm}) = 0.2424 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 0.2424 \text{ cm} < 0.015h_{SX} = 5.4 \text{ cm} \quad \textbf{OK PASA}$$

### SEGUNDO ENTREPISO

$$h_{SX} = 360 \text{ cm}$$

$$0.015(3.60 \text{ m}) = 5.4 \text{ cm} = \Delta_M$$

#### Máximos desplazamientos inelásticos permisibles

$$\Delta_M = Cd * \Delta_S \text{ Tabla 8 de la NTDS}$$

Donde:  $\Delta_M =$  Deriva amplificada de un entrepiso

$Cd =$  Factor de amplificación de desplazamientos

Dirección X-X (Nota: Valor de  $\Delta_S$  tomado de resultados del programa, indicados con una flecha color negra)

$$\delta_X = \Delta_S = 0.2622 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 6(0.2622 \text{ cm}) = 1.5732 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 1.5732 \text{ cm} < 0.015h_{SX} = 5.4 \text{ cm} \quad \textbf{OK PASA}$$

Dirección Y-Y (Nota: Valor de  $\Delta_S$  tomado de resultados del programa, indicados con una flecha color negra)

$$\delta_Y = \Delta_S = 0.1036 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 6 (0.1036 \text{ cm}) = 0.6216 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 0.6216 \text{ cm} < 0.015h_{SX} = 5.4 \text{ cm} \quad \textbf{OK PASA}$$

### TERCER ENTREPISO

$$h_{SX} = 360 \text{ cm}$$

$$0.015(3.60 \text{ m}) = 5.4 \text{ cm} = \Delta_M$$

#### Máximos desplazamientos inelásticos permisibles

$$\Delta_M = Cd * \Delta_S \text{ Tabla 8 de la NTDS}$$

Donde:  $\Delta_M =$  Deriva amplificada de un entrepiso

$Cd =$  Factor de amplificación de desplazamientos ( $Cd=6$ )

Dirección X-X (Nota: Valores de  $\Delta_S$  tomados resultados del programa indicados con una flecha color rojo)

$$\delta_X = \Delta_S = 0.4552 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 6(0.4552 \text{ cm}) = 2.7312 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 2.7312 \text{ cm} < 0.015h_{SX} = 5.4 \text{ cm} \quad \textbf{OK PASA}$$

Dirección Y-Y (Nota: Valores de  $\Delta_S$  tomados resultados del programa indicados con una flecha color rojo)

$$\delta_Y = \Delta_S = 0.1725 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 6 (0.1725 \text{ cm}) = 1.035 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 1.035 \text{ cm} < 0.015h_{SX} = 5.4 \text{ cm} \quad \textbf{OK PASA}$$

**CUARTO ENTREPISO**

$$h_{SX} = 360 \text{ cm}$$

$$0.015(3.60 \text{ m}) = 5.4 \text{ cm} = \Delta_M$$

**Máximos desplazamientos inelásticos permisibles**

$$\Delta_M = Cd * \Delta_S \text{ Tabla 8 de la NTDS}$$

Donde:  $\Delta_M =$  *Deriva amplificada de un entrepiso*

$Cd =$  *Factor de amplificación de desplazamientos (Cd=6)*

Dirección X-X (Nota: Valores de  $\Delta_S$  tomados resultados del programa indicados con un rectángulo color verde)

$$\delta_X = \Delta_S = 0.6460 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 6(0.6460 \text{ cm}) = 3.876 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 3.876 \text{ cm} < 0.015h_{SX} = 5.4 \text{ cm} \quad \textbf{OK PASA}$$

Dirección Y-Y (Nota: Valores de  $\Delta_S$  tomados resultados del programa indicados con un rectángulo color verde)

$$\delta_Y = \Delta_S = 0.2353 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 6(0.2353 \text{ cm}) = 1.4118 \text{ cm}$$

$$\Delta_M = 1.4118 \text{ cm} < 0.015h_{SX} = 5.4 \text{ cm} \quad \textbf{OK PASA}$$

### 6.4.6 COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS

A continuación se presentan los desplazamientos obtenidos por el programa Etabs para cada uno de los edificios modelados (Sistema de Marcos y Sistema Dual), luego se muestra una tabla comparativa en la que se puede apreciar claramente cuál es el aporte que le dan las paredes al sistema Dual.

ETABS v9.0.7 File:BUILDING FRAME WITH ROOF Units:Kgf-cm  
 Febrero 10, 2009 11:51

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY4	SX1	X	2.4133	2.3606	1.022
STORY3	SX1	X	1.8143	1.7835	1.017
STORY2	SX1	X	1.2243	1.2067	1.015
STORY1	SX1	X	0.5226	0.5183	1.008
STORY4	SY1	Y	2.8531	2.5954	1.099
STORY3	SY1	Y	2.1640	1.9694	1.099
STORY2	SY1	Y	1.4570	1.3288	1.097
STORY1	SY1	Y	0.6184	0.5659	1.093
STORY4	SX2	X	2.7285	2.3957	1.139
STORY3	SX2	X	2.0522	1.8091	1.134
STORY2	SX2	X	1.3852	1.2239	1.132
STORY1	SX2	X	0.5909	0.5253	1.125
STORY4	SY2	Y	3.1399	2.6196	1.199
STORY3	SY2	Y	2.3813	1.9862	1.199
STORY2	SY2	Y	1.6107	1.3395	1.202
STORY1	SY2	Y	0.6879	0.5701	1.207

ETABS v9.0.7 File:SISTEMA DUAL (MARCO-PARED) Units:Kgf-cm  
 febrero 16, 2009 10:57

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY4	SX1	X	0.6423	0.6357	1.010
STORY3	SX1	X	0.4545	0.4485	1.013
STORY2	SX1	X	0.2622	0.2576	1.018
STORY1	SX1	X	0.0987	0.0967	1.021
STORY4	SY1	Y	0.2315	0.2100	1.102
STORY3	SY1	Y	0.1693	0.1533	1.105
STORY2	SY1	Y	0.1017	0.0917	1.108
STORY1	SY1	Y	0.0396	0.0355	1.114
STORY4	SX2	X	0.6460	0.6359	1.016

STORY3	SX2	X	0.4552	0.4485	1.015
STORY2	SX2	X	0.2606	0.2574	1.012
STORY1	SX2	X	0.0977	0.0966	1.012
STORY4	SY2	Y	0.2353	0.2102	1.119
STORY3	SY2	Y	0.1725	0.1535	1.124
STORY2	SY2	Y	0.1036	0.0919	1.128
STORY1	SY2	Y	0.0404	0.0356	1.134

**TABLA COMPARATIVA DE DESPLAZAMIENTOS ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES**

STORY	LOAD	DIR	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (SISTEMA DE MARCOS (cm))	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (SISTEMA DUAL (cm))	DIFERENCIA (cm)
Story 4	SX1	X	2.4133	0.6423	1.771
Story 3	SX1	X	1.8143	0.4545	1.3598
Story 2	SX1	X	1.2243	0.2622	0.9621
Story 1	SX1	X	0.5226	0.0987	0.4239
Story 4	SY1	Y	2.8531	0.2315	2.6216
Story 3	SY1	Y	2.1640	0.1693	1.9947
Story 2	SY1	Y	1.4570	0.1017	1.3553
Story 1	SY1	Y	0.6184	0.0396	0.5788
Story 4	SX2	X	2.7285	0.6460	2.0825
Story 3	SX2	X	2.0522	0.4552	1.597
Story 2	SX2	X	1.3852	0.2606	1.1246
Story 1	SX2	X	0.5909	0.0977	0.4932
Story 4	SY2	Y	3.1399	0.2353	2.9046
Story 3	SY2	Y	2.3813	0.1725	2.2088
Story 2	SY2	Y	1.6107	0.1036	1.5071
Story 1	SY2	Y	0.6879	0.0404	0.6475

## CAPITULO VII

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

## CONCLUSIONES

Luego de haber finalizado la realización de este trabajo de graduación se presentan las siguientes conclusiones.

- Luego de comparar ambos sistemas estructurales se obtuvo que al emplear el sistema de marcos de concreto reforzado, el máximo desplazamiento es de 2.64cm (story 4 dirección X), al emplear el sistema estructural dual el máximo desplazamiento se reduce en un 76.3% .
- El análisis y diseño de edificios empleando software computacional, presenta ventajas significativas, por ejemplo la reducción del tiempo en analizar y diseñar, sin embargo se debe de tener cuidado en la edición de datos de entrada así como también en los resultados obtenidos, estos deben de ser congruentes y queda a responsabilidad del ingeniero estructurista en el diseño final de una edificación.
- Se concluye que la “GUIA PARA EL MODELADO, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL” presentada en el capítulo V de la presente investigación, gracias a su contenido y al formato con el que se ha presentado, servirá como una herramienta más, para el aprendizaje de los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil así como también para todo aquel profesional interesado en el manejo de programas de computadora, que facilitan el análisis y diseño estructural, también será una guía de consulta para todos los estudiantes y profesionales

que estén interesados en conocer acerca del análisis y diseño de sistemas duales, esta guía está enfocada para un uso y conocimiento básico del programa Etabs, queda a responsabilidad del usuario conocer e investigar más sobre las herramientas adicionales que trae el programa.

- Los resultados obtenidos en el capítulo III de la presente investigación son satisfactorios ya que la guía presentada en este apartado tiene por objeto único familiarizar al usuario con la interfaz grafica del programa Etabs.
  
- Llevar a cabo paralelamente el análisis y diseño de dos edificios cuyo comportamiento para resistir cargas laterales difiere grandemente, no es tarea fácil, mas sin embargo en esta investigación se llevo a cabo con el objeto de poder obtener parámetros de comparación, además se debe de tener en cuenta que en el capítulo IV de este documento se detalla minuciosamente la configuración arquitectónica y estructural de los edificios que se van a modelar, analizar y diseñar con la ayuda del programa, información que puede ser retomada por estudiantes del área de Arquitectura e Ingeniería Civil, para poder incrementar sus conocimientos y habilidades a la hora de llevar a cabo una tarea similar.
  
- Conocer la teoría básica de cómo se analiza y diseña un sistema dual es muy importante para todo aquel estudiante y profesional interesado en la rama de la Ingeniería Estructural, ya que es ahí donde se

encuentran las bases y conocimientos necesarios para comprender el verdadero comportamiento del sistema Dual (Marco-Pared) es por eso que en el capítulo II se profundiza en esta temática, con el objetivo que los estudiantes y profesionales afines a esta rama, la empleen como fuente de consulta.

- Existe una diferencia entre el comportamiento de ambos sistemas, esto se puede apreciar claramente en lo planteado en el capítulo VI de la investigación pero se hace notar que si bien el comportamiento estructural de ambos sistemas difiere uno respecto al otro, ambos sistemas resisten efectivamente las cargas laterales y gravitacionales a las que se ven sometidos.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda que antes de analizar y diseñar con el programa Etabs revisar en preferencias de diseño los datos de entrada de acuerdo al código de diseño que se emplea y en caso de ser necesario adaptar los valores de entrada para cumplir con códigos locales.
  
- La investigación se ha llevado a cabo para conocer el comportamiento estructural de los dos sistemas estructurales (Marcos de concreto reforzado y Sistema Dual), sin embargo se recomienda, conociéndose los resultados finales de diseño, bosquejar una evaluación de costos y así establecer una comparación entre ambos sistemas.
  
- Estar a la vanguardia y estar actualizándose continuamente debería ser la mentalidad de todo profesional indiferentemente al área que se dedique, para este caso en particular en el área de la Ingeniería Estructural, hoy en día existen muchos software que facilitan el trabajo del Ingeniero Estructurista, estos programas tienen como base teórica para resolver el análisis la teoría de elementos finitos, muchos profesionales emplean estos software, sin tener mucho conocimiento de lo que hay “detrás” de los programas, es por eso que en esta investigación, como se hizo uso de estos programas, se tomó a bien incluir un apartado donde se detalla de manera clara la “teoría de

elementos finitos” con el fin que este documento pueda ser empleado como un medio de consulta para todo aquel interesado.

- La norma técnica para diseño por sismo menciona los sistemas estructurales pero no da mayor detalle sobre los sistemas duales; marcos de concreto reforzado con paredes de mampostería, marcos de acero con paredes de mampostería etc., y con respecto al uso de la mampostería, la Norma para Diseño de Estructuras de Mampostería está muy limitada ya que considera únicamente el método de diseño de esfuerzos de trabajo, por tanto se recomienda hacer una revisión a la normativa y establecer nuevos parámetros de análisis y diseño para los sistemas duales.
- Cuando se van a analizar y diseñar un sistema dual de marcos de concreto reforzado y paredes de mampostería de bloque de concreto haciendo uso del programa Etabs se recomienda que se use para la mampostería el tipo de diseño que considera el armado uniformemente distribuido en la sección de la pared, esto con el objeto de evitar inconvenientes en los puntos de conexión de las paredes con los marcos.

---



# BIBLIOGRAFÍA

---

**BIBLIOGRAFÍA**

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08).

Reported by ACI Committee 318

Manual of Steel Construction Load & Resistance Factor Design

Volume I: Structural Members, Specifications, & Codes

Second Edition

Uniform Building Code.

V1997

Norma para Diseño y Construcción de Hospitales y Establecimientos de Salud.

Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones.

El Salvador, 1994.

Ministerio de obras publicas.

Norma técnica para diseño y construcción de estructuras de mampostería.

El Salvador, 1994.

Ministerio de obras publicas.

Norma Técnica para Diseño por Sismo.

El Salvador, 1994.

Ministerio de obras publicas.

Seismic Design of Reinforced Concreted and Masonry Building

Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences

University California, San Diego, USA.

T Pauly & M J N Priestley

Diseño de estructuras de mampostería

Cuarta reimpresión de segunda edición de 2003

Alba Fidelina Alfaro Méndez

Static And Dynamic Analysis Of Structures

Edward Wilson

Integrated Three Dimensional Analysis of Building Systems: Concrete Frame Design

Manual

V8. January, 2002.

Computers and Structure, Inc

Integrated Three Dimensional Analysis of Building Systems: Concrete Shear Wall

Design Manual

V8. January, 2002.

Computers and Structure, Inc

Integrated Three Dimensional Analysis of Building Systems: Steel Frame Design

Manual

V8. January, 2002.

Computers and Structure, Inc

Tesis: Método de Cálculo para Edificios con Muros de Rigidez Sujetos a Fuerzas

Horizontales

Universidad Nacional Autónoma de México, 1967.

Autor: Raúl Domingo Gonzales Soto

Trabajo de Graduación: Análisis y Diseño de Edificios de Mampostería con refuerzo

integral.

Universidad de El Salvador, Julio de 2008.

Fuentes Portillo, Nathaly Eugenia.

Rivera Romano, Roberto

Trabajo de Graduación: Diseño de Elementos Estructurales Típicos para Edificio de

Estructuras de Acero Utilizando las Especificaciones AISC 2005”

Universidad de El Salvador, Julio de 2008.

Díaz Márquez, Jolman Balmore

Mejía Arévalo, Everth Hahys

Trabajo de Graduación: Guía para el diseño estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales.

Universidad de El Salvador, 2004.

Arturo José Benítez Villatoro

Héctor Leonel Campos Rivera

Jonathan René Ortega Rivera

Trabajo de Graduación: Comportamiento, análisis y diseño de paredes de concreto reforzado.

Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, Septiembre 1992.

León Enrique Moncada Cuellar

Carlos Eduardo Morales Menéndez

Edgar Antonio Ruiz Calderon.

Trabajo de Graduación: Evaluación de daños físicos en edificaciones en el área Metropolitana de San Salvador, ante los sismos ocurridos en el 86 y 2001.

Universidad de El Salvador, Agosto de 2003.

Edwin Alexander Granados

Trabajo de Graduación: Revisión del Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador.

Universidad de El Salvador, Diciembre de 1987.

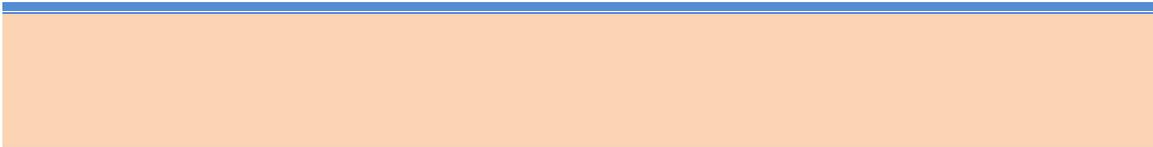
Héctor Alejandro León Rodríguez

Muros de Cortante en Edificios de niveles múltiples. , folleto complementario de la Cátedra de Estructuras de Concreto.

Universidad de El Salvador

<http://www.csiberkeley.com>

---



# ANEXOS

---

# ANEXO A

## GRAFICAS DE KHAN Y SBAROUNIS PARA ANÁLISIS MANUAL DE DISEÑO DE CORTANTE

---

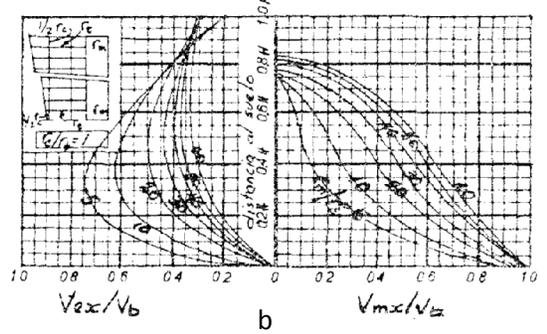
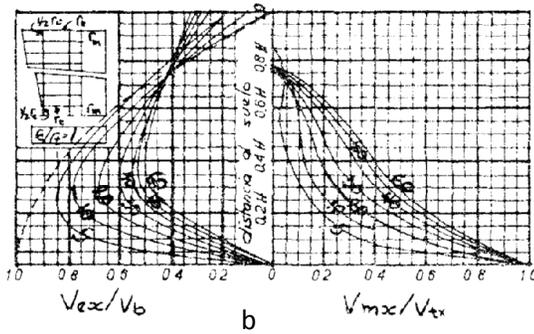
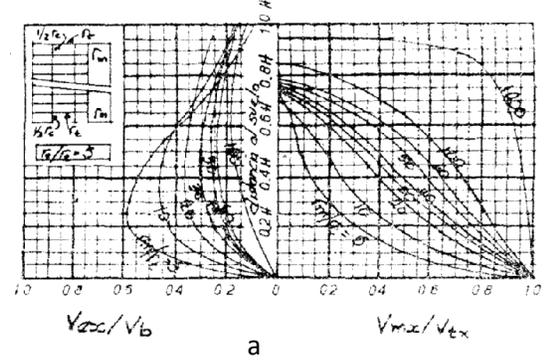
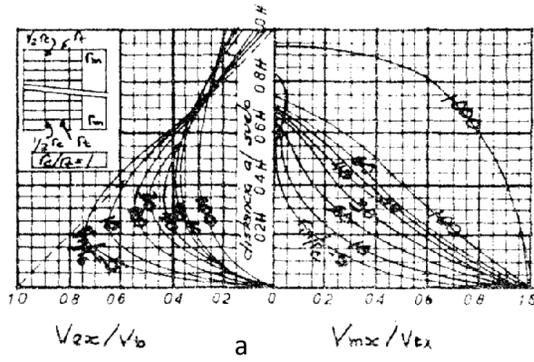


Figura A1

Figura A2

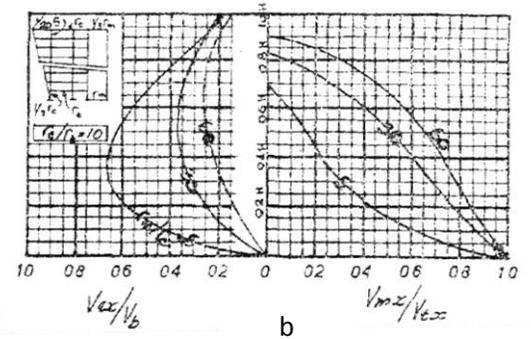
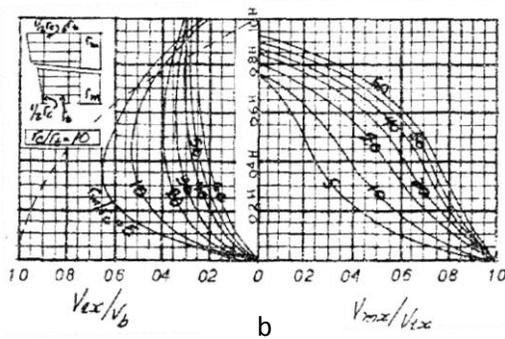
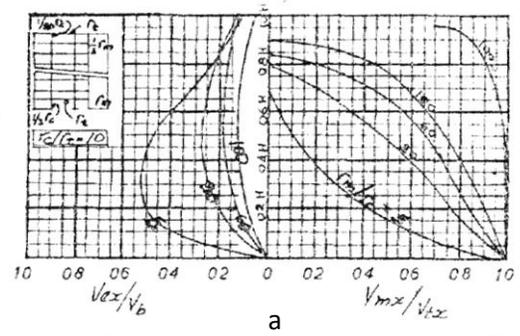
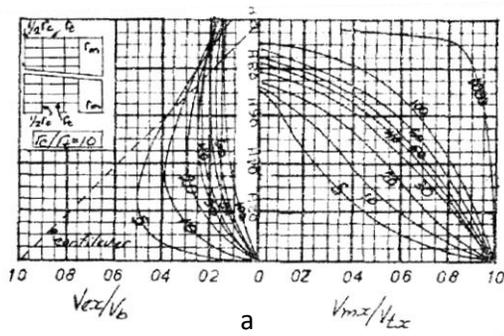
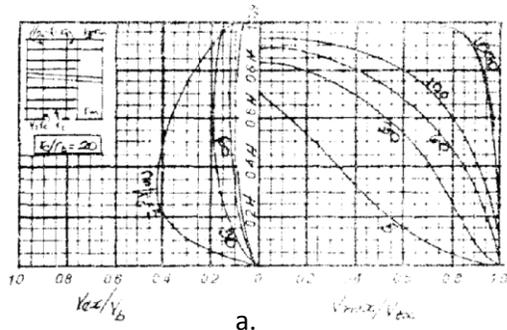
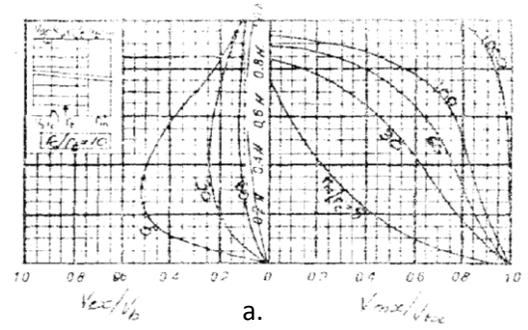


Figura A3

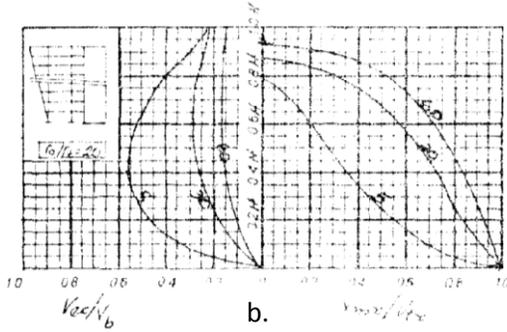
Figura A4



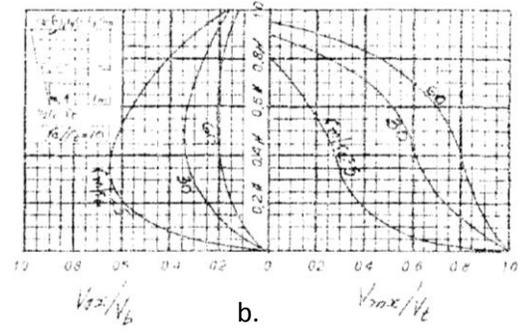
a.



a.



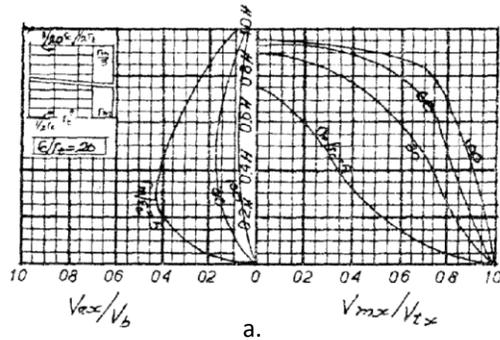
b.



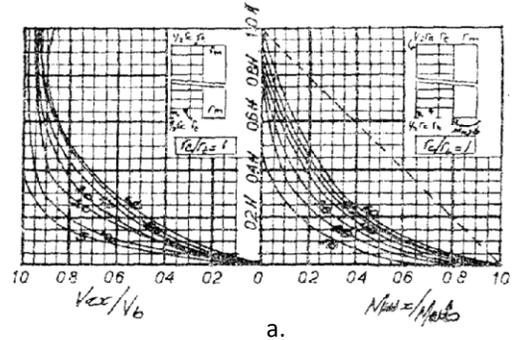
b.

Figura A5

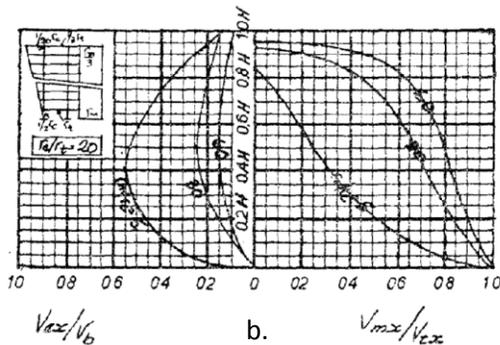
Figura A6



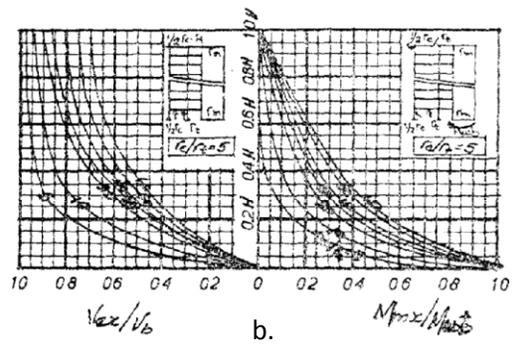
a.



a.



b.



b.

Figura A7

Figura A8

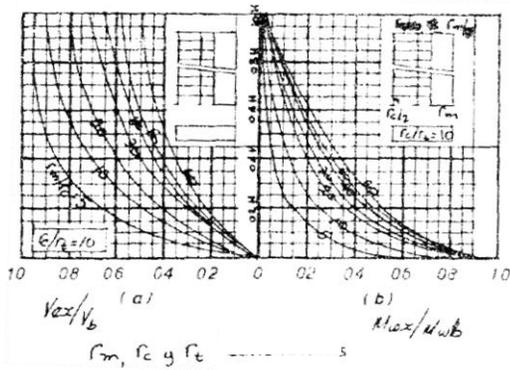


Figura A9

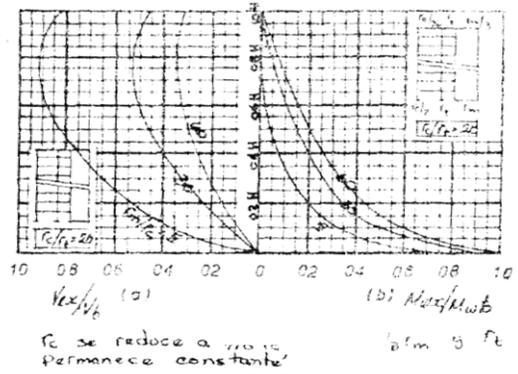


Figura A10

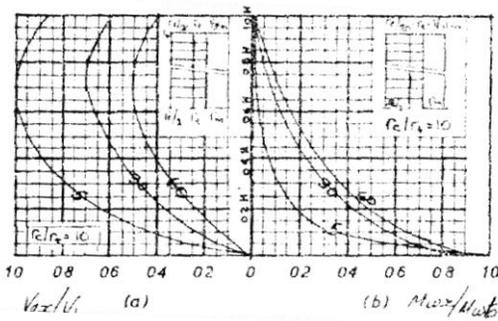


Figura A11

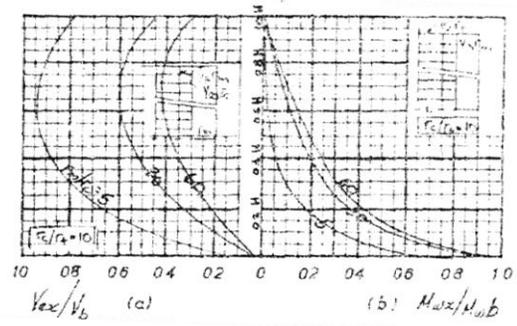


Figura A12

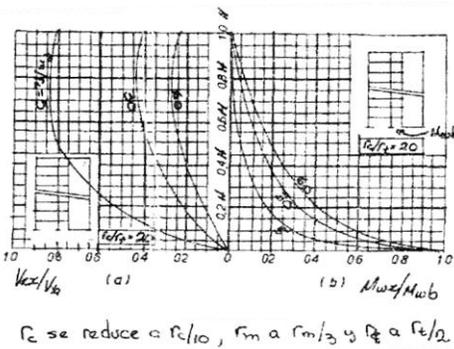


Figura A13

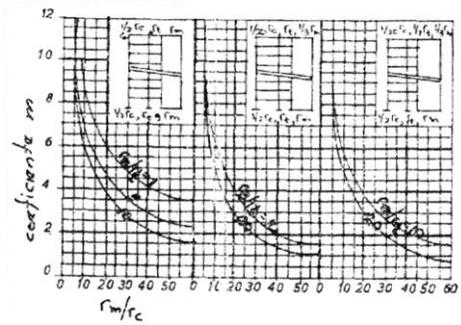


Figura A14

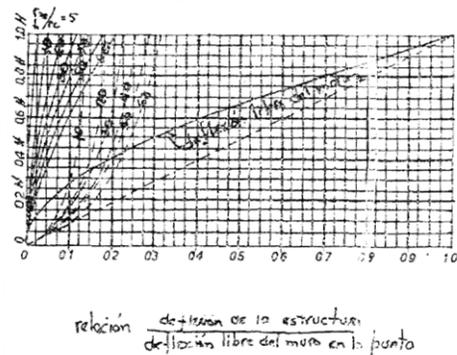
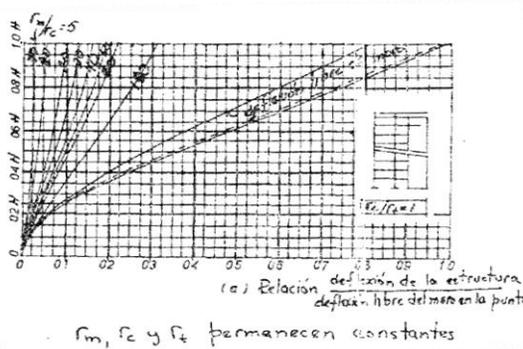


Figura A15

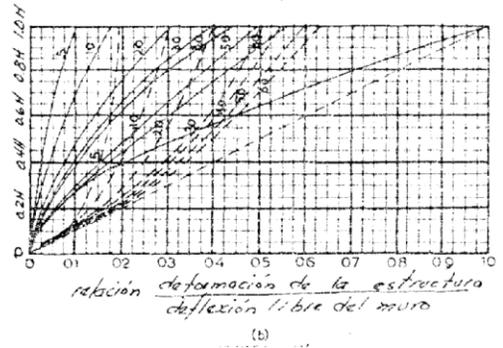
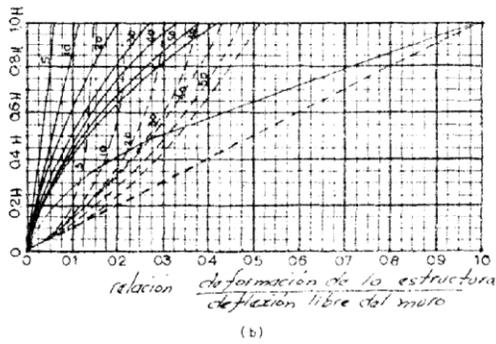
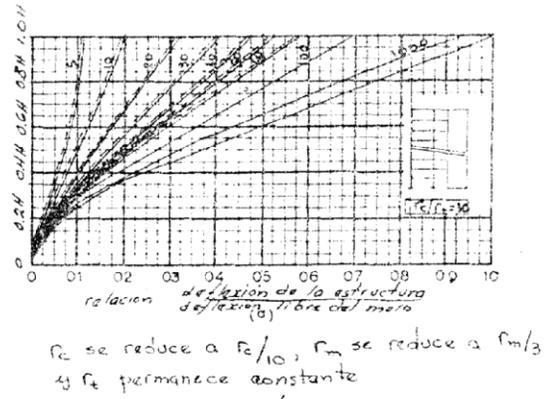
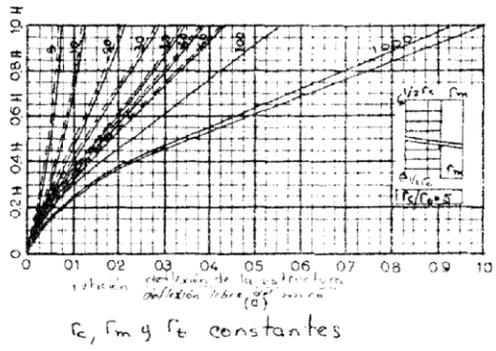


Figura A16

Figura A17

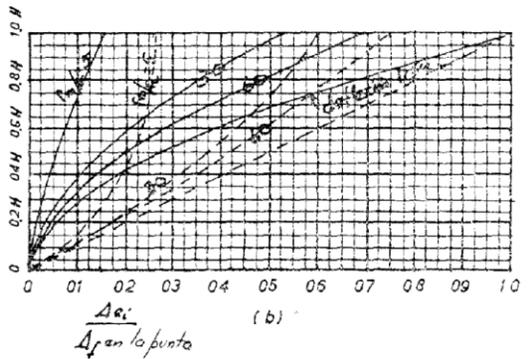
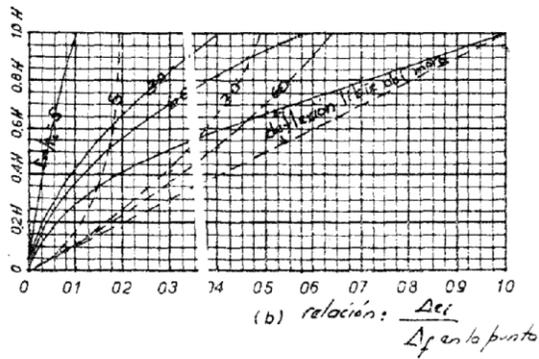
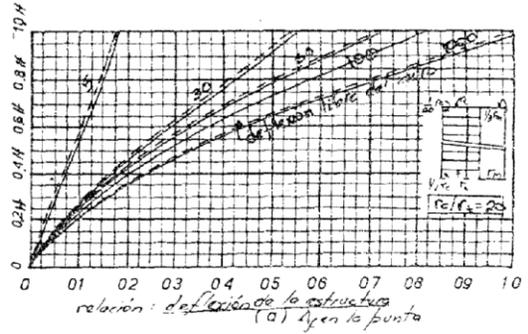
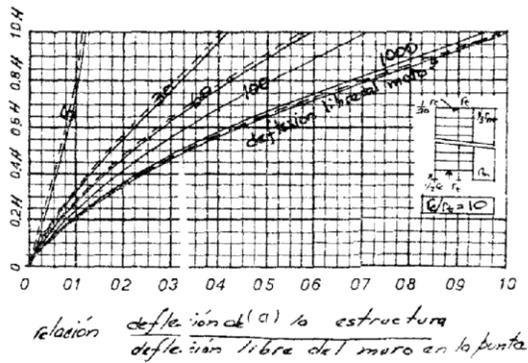


Figura A18

Figura A19

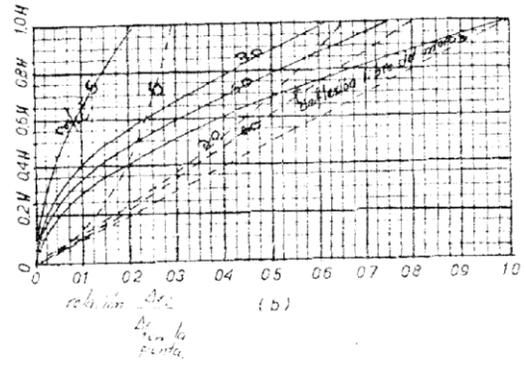
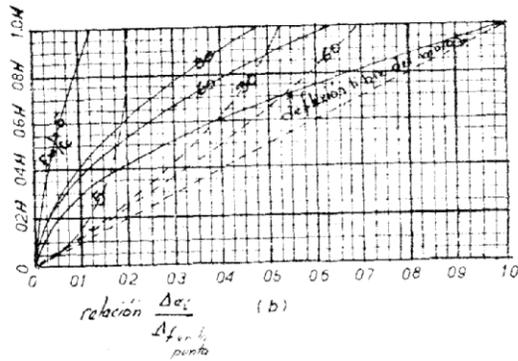
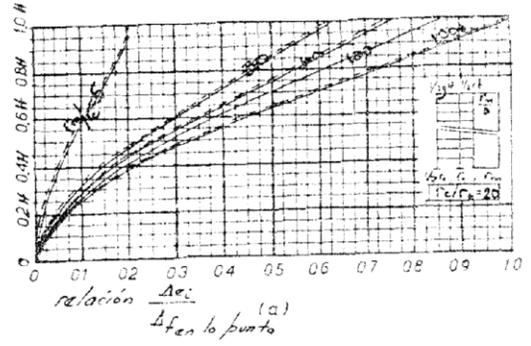
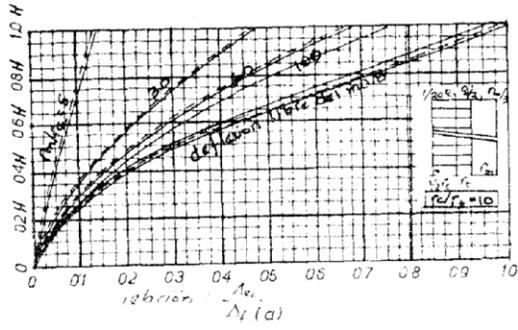


Figura A20

Figura A21

ANEXO B

RESULTADOS DE  
ANÁLISIS Y DISEÑO  
DE SISTEMA DUAL

---

## ANEXO B “SISTEMA DUAL”

Los resultados de análisis y diseño estructural se muestran en las secciones B1 y B2 de este anexo, respectivamente.

Los datos de entrada para el sistema dual se mostraron en las tabla 5.3.1- tabla 5.3.19, los valores mostrados en las tablas pueden ser comparados con los valores editados durante todo el proceso de modelado del edificio, puede en esta parte notarse errores en la edición de los datos y antes de ejecutar el diseño se deberá corregir, a fin de obtener resultados más confiables que se asemejen a las condiciones reales de la estructura.

### B\_1 RESULTADOS DE ANÁLISIS DE SISTEMA DUAL

Primeramente se mostrarán las acciones máximas actuando en cada nivel del edificio, luego las reacciones producida por las cargas.

El programa calcula el desplazamiento para cada punto de la estructura, sin embargo los desplazamientos más importantes son los producidos en los extremos del edificio, es decir las derivas que puedan producir que el estado límite de servicio sea sobrepasado.

Los desplazamientos que se muestran son: los producidos en el centro de masa de los diafragmas rígidos, derivas máximas de piso, derivas máximas de diafragmas y desplazamientos laterales promedio<sup>18</sup> y máximo de cada nivel. En base a estos desplazamientos el programa determina el centro de masa de los diafragmas rígidos y de acuerdo a la geometría de la estructura también determina el centro de rigideces.

El periodo y frecuencia de la estructura lo determina (el programa) para cada uno de los modos de vibración que trae por defecto, en los que se nota que solo para el primer modo el periodo excede<sup>19</sup> 0.7 seg.

---

<sup>18</sup> Con este valor, multiplicado por Cd se determinaran las derivas actuando en el edificio y se compararan con las permisibles que muestra la NTDS en la tabla 8.

<sup>19</sup> Cuando el periodo excede de 0.7 Segundos se determina la fuerza actuando en el edificio en su parte superior.

Y finalmente se muestran los resultados del análisis sísmico del edificio en donde se determina el cortante basal, se muestran las tablas de las fuerzas actuando en los entresijos y en los diafragmas, para cada caso sísmico de carga.

A cada tabla, le antecede: la versión del programa, el nombre del archivo, el nombre, las unidades.

Las unidades han sido seleccionadas, de tal modo de comprender más fácilmente los resultados mostrados en cada una de las tablas.

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**TABLA B1.1 STORY FORCE ENVELOPES**

STORY	LOC	ITEM	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY 5	Top	Min Value	0.000	-3.931	-3.931	-59.526	0.000	0.000
		Min Case	DSTLS7	DSTLS7	DSTLS17	DSTLS5	DSTLS7	DSTLS14
		Max Value	0.000	3.931	3.931	59.526	0.000	0.000
		Max Case	DSTLS16	DSTLS16	DSTLS10	DSTLS14	DSTLS16	DSTLS5
STORY 5	Bot	Min Value	159.209	-16.257	-16.257	-244.524	1371.739	-5247.128
		Min Case	DSTLS7	DSTLS7	DSTLS17	DSTLS5	DSTLS7	DSTLS14
		Max Value	342.417	16.257	16.257	244.524	3204.467	-2320.070
		Max Case	DSTLS16	DSTLS16	DSTLS10	DSTLS14	DSTLS16	DSTLS5
STORY4	Top	Min Value	508.225	-254.104	-254.104	-4166.757	4428.342	-17755.448
		Min Case	DSTLS11	DSTLS11	DSTLS9	DSTLS5	DSTLS18	DSTLS7
		Max Value	1181.451	254.104	254.104	4166.757	10550.672	-7525.729
		Max Case	DSTLS4	DSTLS12	DSTLS18	DSTLS14	DSTLS9	DSTLS16
STORY4	Bot	Min Value	595.237	-256.615	-256.615	-4211.955	4380.955	-21525.913
		Min Case	DSTLS11	DSTLS11	DSTLS9	DSTLS5	DSTLS18	DSTLS7
		Max Value	1364.415	256.615	256.615	4211.955	13347.357	-7951.551
		Max Case	DSTLS4	DSTLS12	DSTLS18	DSTLS14	DSTLS9	DSTLS16
STORY3	Top	Min Value	930.067	-404.189	-404.189	-6620.418	7309.869	-33398.263
		Min Case	DSTLS11	DSTLS15	DSTLS17	DSTLS5	DSTLS18	DSTLS7
		Max Value	2172.074	404.189	404.189	6620.418	20411.185	-12872.976
		Max Case	DSTLS4	DSTLS8	DSTLS10	DSTLS14	DSTLS9	DSTLS16
STORY3	Bot	Min Value	1048.664	-406.072	-406.072	-6654.317	7014.424	-38662.121
		Min Case	DSTLS11	DSTLS15	DSTLS17	DSTLS5	DSTLS18	DSTLS7
		Max Value	2418.210	406.072	406.072	6654.317	24329.278	-13236.732
		Max Case	DSTLS4	DSTLS8	DSTLS10	DSTLS14	DSTLS9	DSTLS16

**TABLA B1.1 STORY FORCE ENVELOPES (Continuación)**

STORY	LOC	ITEM	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY2 Top	Min Value		1399.476	-514.788	-514.788	-8430.052	10083.249	-51050.654
	Min Case	DSTLS15		DSTLS15	DSTLS13	DSTLS5	DSTLS18	DSTLS3
	Max Value		3269.835	514.788	514.788	8430.052	31798.927	-18393.749
	Max Case	DSTLS8		DSTLS8	DSTLS6	DSTLS14	DSTLS9	DSTLS12
STORY2 Bot	Min Value		1544.135	-516.044	-516.044	-8452.651	9616.483	-57496.193
	Min Case	DSTLS15		DSTLS15	DSTLS13	DSTLS5	DSTLS18	DSTLS3
	Max Value		3568.092	516.044	516.044	8452.651	36565.460	-18752.804
	Max Case	DSTLS8		DSTLS8	DSTLS6	DSTLS14	DSTLS9	DSTLS12
STORY1 Top	Min Value		1893.679	-571.866	-571.866	-9373.865	12715.144	-70021.467
	Min Case	DSTLS15		DSTLS15	DSTLS13	DSTLS5	DSTLS18	DSTLS7
	Max Value		4408.180	571.866	571.866	9373.865	44031.783	-23966.941
	Max Case	DSTLS9		DSTLS8	DSTLS14	DSTLS14	DSTLS9	DSTLS16
STORY1 Bot	Min Value		2017.854	-557.010	-596.752	-9726.170	11924.113	-76572.046
	Min Case	DSTLS15		DSTLS15	DSTLS13	DSTLS5	DSTLS18	DSTLS7
	Max Value		4701.842	547.981	554.872	9136.722	48821.636	-23800.989
	Max Case	DSTLS9		DSTLS8	DSTLS14	DSTLS14	DSTLS9	DSTLS16

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**TABLA B1.2 SUPPORT REACTION ENVELOPES**

STORY	POINT	ITEM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY1	39-1	Min Value	-6.325	-4.988	-1.315	0.000	-1.243	-4.563
		Min Case	DSTLS3	DSTLS12	DSTLS12	DSTLS14	DSTLS11	DSTLS4
		Max Value	1.795	20.284	11.755	0.000	2.151	2.871
		Max Case	DSTLS12	DSTLS3	DSTLS3	DSTLS5	DSTLS4	DSTLS11
BASE	1	Min Value	-44.485	-29.726	-104.677	-12.734	-22.769	-0.056
		Min Case	DSTLS15	DSTLS17	DSTLS11	DSTLS10	DSTLS15	DSTLS12
		Max Value	54.872	39.294	301.008	10.335	22.878	0.056
		Max Case	DSTLS8	DSTLS10	DSTLS4	DSTLS17	DSTLS8	DSTLS3
BASE	2	Min Value	-57.126	0.092	-146.332	-6.975	-23.219	-0.037
		Min Case	DSTLS7	DSTLS17	DSTLS16	DSTLS10	DSTLS15	DSTLS18
		Max Value	50.199	4.499	327.016	1.658	23.399	0.037
		Max Case	DSTLS16	DSTLS10	DSTLS7	DSTLS17	DSTLS8	DSTLS9
BASE	3	Min Value	-3.541	-18.297	10.432	-13.664	-8.452	-0.058
		Min Case	DSTLS15	DSTLS17	DSTLS17	DSTLS10	DSTLS15	DSTLS12
		Max Value	3.925	39.214	253.980	8.496	8.848	0.058
		Max Case	DSTLS8	DSTLS10	DSTLS10	DSTLS17	DSTLS8	DSTLS3

**TABLA B1.2 SUPPORT REACTION ENVELOPES (Continuación)**

STORY	POINT	ITEM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE 5		Min Value	-3.861	-18.991	1.393	-12.917	-8.848	-0.058
		Min Case	DSTLS7	DSTLS13	DSTLS13	DSTLS6	DSTLS7	DSTLS12
		Max Value	3.890	36.839	228.522	8.665	8.828	0.058
		Max Case	DSTLS16	DSTLS6	DSTLS6	DSTLS13	DSTLS16	DSTLS3
BASE 6		Min Value	-50.571	0.177	-148.576	-7.108	-23.789	-0.034
		Min Case	DSTLS15	DSTLS13	DSTLS15	DSTLS6	DSTLS7	DSTLS5
		Max Value	56.069	4.636	320.815	1.531	23.037	0.034
		Max Case	DSTLS8	DSTLS6	DSTLS8	DSTLS13	DSTLS16	DSTLS14
BASE 7		Min Value	-55.539	-29.053	-105.066	-12.589	-23.256	-0.056
		Min Case	DSTLS7	DSTLS13	DSTLS12	DSTLS6	DSTLS7	DSTLS12
		Max Value	44.208	38.495	301.301	10.068	22.613	0.057
		Max Case	DSTLS16	DSTLS6	DSTLS3	DSTLS13	DSTLS16	DSTLS3
BASE 8		Min Value	-4.600	-59.738	-5.725	-18.740	-9.977	-0.017
		Min Case	DSTLS15	DSTLS17	DSTLS11	DSTLS18	DSTLS15	DSTLS10
		Max Value	5.065	59.878	230.626	19.888	10.465	0.017
		Max Case	DSTLS8	DSTLS10	DSTLS4	DSTLS9	DSTLS8	DSTLS17
BASE 9		Min Value	-26.921	-1.951	6.007	-3.153	-14.442	-0.037
		Min Case	DSTLS7	DSTLS9	DSTLS16	DSTLS18	DSTLS15	DSTLS18
		Max Value	14.171	1.250	254.983	4.009	14.883	0.037
		Max Case	DSTLS16	DSTLS18	DSTLS7	DSTLS9	DSTLS8	DSTLS9
BASE 10		Min Value	-3.349	-33.449	32.269	-10.116	-8.192	-0.056
		Min Case	DSTLS15	DSTLS9	DSTLS18	DSTLS18	DSTLS15	DSTLS7
		Max Value	4.047	20.544	292.851	11.062	8.954	0.055
		Max Case	DSTLS8	DSTLS18	DSTLS9	DSTLS9	DSTLS8	DSTLS16
BASE 11		Min Value	-3.805	-1.473	76.593	-2.990	-8.413	-0.017
		Min Case	DSTLS7	DSTLS13	DSTLS11	DSTLS6	DSTLS7	DSTLS10
		Max Value	3.228	1.292	205.667	3.238	7.691	0.017
		Max Case	DSTLS16	DSTLS6	DSTLS4	DSTLS13	DSTLS16	DSTLS17
BASE 12		Min Value	-4.024	-32.093	21.040	-10.119	-9.001	-0.056
		Min Case	DSTLS7	DSTLS5	DSTLS14	DSTLS14	DSTLS7	DSTLS7
		Max Value	3.678	20.903	260.762	10.772	8.544	0.055
		Max Case	DSTLS16	DSTLS14	DSTLS5	DSTLS5	DSTLS16	DSTLS16
BASE 13		Min Value	-14.390	-2.005	2.925	-3.053	-15.121	-0.034
		Min Case	DSTLS15	DSTLS5	DSTLS15	DSTLS14	DSTLS7	DSTLS5
		Max Value	26.288	1.187	246.114	4.046	14.328	0.034
		Max Case	DSTLS8	DSTLS14	DSTLS8	DSTLS5	DSTLS16	DSTLS14

**TABLA B1.2 SUPPORT REACTION ENVELOPES (Continuación)**

STORY	POINT	ITEM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE 14		Min Value	-5.094	-58.638	-6.570	-18.322	-10.579	-0.017
		Min Case	DSTLS7	DSTLS5	DSTLS12	DSTLS14	DSTLS7	DSTLS10
		Max Value	4.588	58.448	228.003	19.557	9.929	0.017
		Max Case	DSTLS16	DSTLS14	DSTLS3	DSTLS5	DSTLS16	DSTLS17
BASE 15		Min Value	-2.766	-61.185	7.717	-19.789	-7.851	-0.017
		Min Case	DSTLS11	DSTLS9	DSTLS15	DSTLS10	DSTLS11	DSTLS10
		Max Value	3.728	59.220	223.227	18.834	8.918	0.017
		Max Case	DSTLS4	DSTLS18	DSTLS8	DSTLS17	DSTLS4	DSTLS17
BASE 16		Min Value	-3.683	-1.124	82.989	-4.178	-8.280	-0.017
		Min Case	DSTLS3	DSTLS17	DSTLS12	DSTLS10	DSTLS3	DSTLS10
		Max Value	3.307	2.201	208.816	2.959	7.793	0.017
		Max Case	DSTLS12	DSTLS10	DSTLS3	DSTLS17	DSTLS12	DSTLS17
BASE 17		Min Value	-3.568	-20.972	26.816	-10.521	-8.479	-0.059
		Min Case	DSTLS3	DSTLS17	DSTLS17	DSTLS10	DSTLS3	DSTLS12
		Max Value	3.529	32.264	283.667	10.309	8.382	0.059
		Max Case	DSTLS12	DSTLS10	DSTLS10	DSTLS17	DSTLS12	DSTLS3
BASE 18		Min Value	-19.172	-30.194	8.335	-9.579	-10.527	-5.937
		Min Case	DSTLS11	DSTLS11	DSTLS11	DSTLS14	DSTLS11	DSTLS4
		Max Value	33.074	64.980	291.905	11.141	11.260	4.753
		Max Case	DSTLS4	DSTLS4	DSTLS4	DSTLS5	DSTLS4	DSTLS11
BASE 19		Min Value	-4.164	-21.800	11.324	-9.669	-9.176	-0.059
		Min Case	DSTLS3	DSTLS13	DSTLS12	DSTLS14	DSTLS3	DSTLS12
		Max Value	3.630	29.231	252.361	11.812	8.500	0.059
		Max Case	DSTLS12	DSTLS6	DSTLS3	DSTLS5	DSTLS12	DSTLS3
BASE 20		Min Value	-3.363	-1.086	81.255	-4.174	-7.887	-0.017
		Min Case	DSTLS11	DSTLS13	DSTLS11	DSTLS6	DSTLS11	DSTLS10
		Max Value	3.702	2.219	195.406	2.890	8.234	0.017
		Max Case	DSTLS4	DSTLS6	DSTLS4	DSTLS13	DSTLS4	DSTLS17
BASE 21		Min Value	-3.745	-59.700	6.980	-19.446	-9.017	-0.017
		Min Case	DSTLS3	DSTLS5	DSTLS16	DSTLS6	DSTLS3	DSTLS10
		Max Value	2.760	58.031	219.660	18.402	7.809	0.017
		Max Case	DSTLS12	DSTLS14	DSTLS7	DSTLS13	DSTLS12	DSTLS17
BASE 22		Min Value	-44.980	-40.942	-101.577	-9.992	-22.906	-0.054
		Min Case	DSTLS11	DSTLS9	DSTLS15	DSTLS18	DSTLS11	DSTLS7
		Max Value	55.538	29.122	304.286	13.690	23.046	0.053
		Max Case	DSTLS4	DSTLS18	DSTLS8	DSTLS9	DSTLS4	DSTLS16

**TABLA B1.2 SUPPORT REACTION ENVELOPES (Continuación)**

STORY	POINT	ITEM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE 23		Min Value	-57.776	-4.957	-144.517	-1.442	-23.435	-0.037
		Min Case	DSTLS3	DSTLS9	DSTLS12	DSTLS18	DSTLS11	DSTLS18
		Max Value	50.540	-0.257	328.352	7.568	23.505	0.037
		Max Case	DSTLS12	DSTLS18	DSTLS3	DSTLS9	DSTLS4	DSTLS9
BASE 24		Min Value	-3.595	-39.486	8.408	-8.405	-8.544	-0.055
		Min Case	DSTLS11	DSTLS9	DSTLS18	DSTLS18	DSTLS11	DSTLS7
		Max Value	3.936	18.216	251.287	13.879	8.888	0.055
		Max Case	DSTLS4	DSTLS18	DSTLS9	DSTLS9	DSTLS4	DSTLS16
BASE 25		Min Value	-6.497	-45.370	-0.511	-11.123	-11.196	-0.153
		Min Case	DSTLS3	DSTLS4	DSTLS14	DSTLS14	DSTLS3	DSTLS15
		Max Value	6.484	12.951	228.346	13.246	10.716	0.333
		Max Case	DSTLS12	DSTLS11	DSTLS5	DSTLS5	DSTLS12	DSTLS8
BASE 26		Min Value	-7.479	-41.487	-5.434	-11.589	-11.623	-0.073
		Min Case	DSTLS3	DSTLS5	DSTLS14	DSTLS14	DSTLS3	DSTLS7
		Max Value	4.411	16.360	220.516	13.349	9.137	0.045
		Max Case	DSTLS12	DSTLS14	DSTLS5	DSTLS5	DSTLS12	DSTLS16
BASE 27		Min Value	-51.012	-5.045	-146.187	-1.363	-23.914	-0.034
		Min Case	DSTLS11	DSTLS5	DSTLS11	DSTLS14	DSTLS3	DSTLS5
		Max Value	56.812	-0.302	322.572	7.644	23.276	0.034
		Max Case	DSTLS4	DSTLS14	DSTLS4	DSTLS5	DSTLS12	DSTLS14
BASE 28		Min Value	-56.272	-40.110	-100.717	-9.740	-23.426	-0.054
		Min Case	DSTLS3	DSTLS5	DSTLS16	DSTLS14	DSTLS3	DSTLS7
		Max Value	44.684	28.501	303.532	13.546	22.743	0.054
		Max Case	DSTLS12	DSTLS14	DSTLS7	DSTLS5	DSTLS12	DSTLS16
BASE 36		Min Value	-3.831	0.092	48.826	-6.185	-8.480	-0.017
		Min Case	DSTLS7	DSTLS13	DSTLS15	DSTLS6	DSTLS7	DSTLS10
		Max Value	3.270	4.031	129.144	1.412	7.777	0.017
		Max Case	DSTLS16	DSTLS6	DSTLS8	DSTLS13	DSTLS16	DSTLS17

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**TABLA B1.3 DISPLACEMENT ENVELOPES AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS**

STORY	DIAPHRAGM	POINT	X	Y	ITEM	UX	UY	RZ
STORY4	D1	1983	14.991	8.925	Min Value	-0.0125	-0.0039	0.0000
					Min Case	DSTLS16	DSTLS18	DSTLS17
					Max Value	0.0126	0.0040	0.0000
					Max Case	DSTLS7	DSTLS9	DSTLS10

**TABLA B1.3 DISPLACEMENT ENVELOPES AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS (Cont.)**

STORY	DIAPHRAGM	POINT	X	Y	ITEM	UX	UY	RZ
STORY3	D1	1984	14.820	8.929	Min Value	-0.0090	-0.0029	0.0000
					Min Case	DSTLS16	DSTLS18	DSTLS17
					Max Value	0.0091	0.0030	0.0000
					Max Case	DSTLS7	DSTLS9	DSTLS10
STORY2	D1	1985	14.834	8.925	Min Value	-0.0053	-0.0019	0.0000
					Min Case	DSTLS16	DSTLS18	DSTLS17
					Max Value	0.0054	0.0019	0.0000
					Max Case	DSTLS7	DSTLS9	DSTLS10
STORY1	D1	1986	15.003	9.009	Min Value	-0.0022	-0.0008	0.0000
					Min Case	DSTLS12	DSTLS18	DSTLS17
					Max Value	0.0023	0.0009	0.0000
					Max Case	DSTLS3	DSTLS9	DSTLS10

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**TABLA B1.4 STORY DRIFT ENVELOPES**

STORY	DIRECTION	LOAD	POINT	X	Y	Z	MAX DRIFT
STORY4	X	DSTLS3	25-1	16.000	18.000	12.600	0.001029
STORY4	Y	DSTLS9	22	0.000	18.000	14.400	0.000311
STORY3	X	DSTLS7	36	16.000	0.000	10.800	0.001038
STORY3	Y	DSTLS9	22	0.000	18.000	10.800	0.000341
STORY2	X	DSTLS3	28	30.000	18.000	7.200	0.000880
STORY2	Y	DSTLS9	22	0.000	18.000	7.200	0.000315
STORY1	X	DSTLS3	28	30.000	18.000	3.600	0.000638
STORY1	Y	DSTLS9	22	0.000	18.000	3.600	0.000274

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**TABLA B1.5 DIAPHRAGM DRIFT ENVELOPES**

STORY	DIAPHRAGM	DIR	LOAD	POINT	X	Y	Z	MAX DRIFT
STORY4	D1	X	DSTLS7	36	16.000	0.000	14.400	0.001006
STORY4	D1	Y	DSTLS9	22	0.000	18.000	14.400	0.000311
STORY3	D1	X	DSTLS7	36	16.000	0.000	10.800	0.001038
STORY3	D1	Y	DSTLS9	22	0.000	18.000	10.800	0.000341

**TABLA B1.5 DIAPHRAGM DRIFT ENVELOPES (Cont.)**

STORY	DIAPHRAGM	DIR	LOAD	POINT	X	Y	Z	MAX DRIFT
STORY2	D1	X	DSTLS3	28	30.000	18.000	7.200	0.000880
STORY2	D1	Y	DSTLS9	22	0.000	18.000	7.200	0.000315
STORY1	D1	X	DSTLS3	28	30.000	18.000	3.600	0.000638
STORY1	D1	Y	DSTLS9	22	0.000	18.000	3.600	0.000274

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**TABLA B1.6 STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS**

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY4	SX1	X	0.8403	0.8324	1.010
STORY3	SX1	X	0.5837	0.5769	1.012
STORY2	SX1	X	0.3265	0.3213	1.016
STORY1	SX1	X	0.1174	0.1151	1.019
STORY4	SY1	Y	0.2563	0.2335	1.097
STORY3	SY1	Y	0.1858	0.1688	1.100
STORY2	SY1	Y	0.1097	0.0993	1.104
STORY1	SY1	Y	0.0418	0.0376	1.111
STORY4	SX2	X	0.8422	0.8325	1.012
STORY3	SX2	X	0.5832	0.5768	1.011
STORY2	SX2	X	0.3241	0.3212	1.009
STORY1	SX2	X	0.1161	0.1150	1.009
STORY4	SY2	Y	0.2599	0.2337	1.112
STORY3	SY2	Y	0.1888	0.1690	1.117
STORY2	SY2	Y	0.1116	0.0995	1.122
STORY1	SY2	Y	0.0425	0.0377	1.129

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**TABLA B1.7 CENTERS OF CUMULATIVE MASS & CENTERS OF RIGIDITY**

STORY LEVEL	DIAPHRAGM NAME	/-----CENTER OF MASS-----//		--CENTER OF RIGIDITY--/	
		MASS ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
STORY4	D1	7.513E+01	14.991	8.925	15.075
STORY3	D1	1.373E+02	14.914	8.927	15.083
STORY2	D1	2.060E+02	14.887	8.926	15.092
STORY1	D1	2.765E+02	14.916	8.947	15.104

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**TABLA B1.8 MODAL PERIODS AND FREQUENCIES**

<b>MODE NUMBER</b>	<b>PERIOD (TIME)</b>	<b>FREQUENCY (CYCLES/TIME)</b>	<b>CIRCULAR FREQ (RADIAN/TIME)</b>
Mode 1	0.83502	1.19758	7.52459
Mode 2	0.37996	2.63189	16.53663
Mode 3	0.26663	3.75046	23.56483
Mode 4	0.23267	4.29785	27.00419
Mode 5	0.22010	4.54336	28.54680
Mode 6	0.17936	5.57541	35.03134
Mode 7	0.14175	7.05470	44.32596
Mode 8	0.13385	7.47104	46.94194
Mode 9	0.12356	8.09310	50.85046
Mode 10	0.10879	9.19169	57.75311
Mode 11	0.10876	9.19432	57.76962
Mode 12	0.10728	9.32161	58.56943

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT**

Case: SX1

**AUTO SEISMIC INPUT DATA**

Direction: X + EccY  
 Typical Eccentricity = 5%  
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY 5  
 Bottom Story: BASE

C = 0.206  
 K = 1

**AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS**

$$V = C W$$

**AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS**

W Used = 2779.10  
 V Used = 0.2060W = 572.494

**TABLA B1.9 AUTO SEISMIC STORY FORCES**

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	16.257	0.000	0.000	0.000	-6.614	-146.315
STORY4	240.358	0.000	0.000	0.000	-4.520	-231.828
STORY3	149.457	0.000	0.000	0.000	-3.390	-146.133
STORY2	109.971	0.000	0.000	0.000	-2.260	-106.727
STORY1	56.450	0.000	0.000	0.000	-1.130	-54.629

**TABLA B1.10 AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES**

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	D1	2495.9788	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.2464
STORY3	D1	1554.0399	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.3986
STORY2	D1	1114.2719	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0028
STORY1	D1	583.6834	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.52531

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT**

Case: SY2

**AUTO SEISMIC INPUT DATA**

Direction: Y - EccX  
 Typical Eccentricity = 5%  
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY 5  
 Bottom Story: BASE

C = 0.206  
 K = 1

**AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS**

$$V = C W$$

**AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS**

W Used = 2779.10  
 V Used = 0.2060W = 572.494

**TABLA B1.11 AUTO SEISMIC STORY FORCES**

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	0.000	16.257	0.000	6.614	0.000	244.524
STORY4	0.000	240.358	0.000	4.520	0.000	-349.214
STORY3	0.000	149.457	0.000	3.390	0.000	-215.372
STORY2	0.000	109.971	0.000	2.260	0.000	-159.099
STORY1	0.000	56.450	0.000	1.130	0.000	-81.852

**TABLA B1.12 AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES**

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	D1	0.0	2495.9799	0.0	0.0	0.0	-3.74396
STORY3	D1	0.0	1554.0399	0.0	0.0	0.0	-2.33105
STORY2	D1	0.0	1114.2719	0.0	0.0	0.0	-1.67141
STORY1	D1	0.0	583.6834	0.0	0.0	0.0	-0.87552

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT**

Case: SY1

**AUTO SEISMIC INPUT DATA**

Direction: Y + EccX                      Top Story: STORY 5  
 Typical Eccentricity = 5%              Bottom Story: BASE  
 Eccentricity Overrides: No

C = 0.206  
 K = 1

**AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS**

$V = C W$

**AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS**

W Used = 2779.10  
 V Used = 0.2060W = 572.494

**TABLA B1.13 AUTO SEISMIC STORY FORCES**

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	0.000	16.257	0.000	6.614	0.000	244.524
STORY4	0.000	240.358	0.000	4.520	0.000	364.327
STORY3	0.000	149.457	0.000	3.390	0.000	227.348
STORY2	0.000	109.971	0.000	2.260	0.000	167.049
STORY1	0.000	56.450	0.000	1.130	0.000	85.615

**TABLA B1.14 AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES**

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	D1	0.0	2495.9788	0.0	0.0	0.0	3.74397
STORY3	D1	0.0	1554.0399	0.0	0.0	0.0	2.33105
STORY2	D1	0.0	1114.2719	0.0	0.0	0.0	1.67141
STORY1	D1	0.0	583.6834	0.0	0.0	0.0	0.87552

ETABS v9.0.7 File:Sistema Dual (Marco-Pared) Units: Ton-m

**AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT**

Case: SX2

**AUTO SEISMIC INPUT DATA**

Direction: X - EccY

Typical Eccentricity = 5%

Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY 5

Bottom Story: BASE

C = 0.206

K = 1

**AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS**

$$V = C W$$

**AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS**

W Used = 2779.10

V Used = 0.2060W = 572.494

**TABLA B1.15 AUTO SEISMIC STORY FORCES**

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	16.257	0.000	0.000	0.000	-6.614	-146.315
STORY4	240.358	0.000	0.000	0.000	-4.520	196.297
STORY3	149.457	0.000	0.000	0.000	-3.390	119.499
STORY2	109.971	0.000	0.000	0.000	-2.260	88.962
STORY1	56.450	0.000	0.000	0.000	-1.130	45.851

**TABLA B1.16 AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES**

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	D1	2495.9788	0.0	0.0	0.0	0.0	2.24638
STORY3	D1	1554.0399	0.0	0.0	0.0	0.0	1.39864
STORY2	D1	1114.2719	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00284
STORY1	D1	583.6834	0.0	0.0	0.0	0.0	0.52531

## **B\_2 RESULTADOS DE DISEÑO DE SISTEMA DUAL**

Los resultados de diseño para las el sistema dual se presentaran en tres partes, una para cada tipo de material: acero, concreto y mampostería.

Presentar todos los resultados de diseño para cada tipo de material, no es conveniente por la gran cantidad de tablas, las cuales reflejan el resultado para cada estacionamiento indicado en el modelado del edificio, sin embargo lo más conveniente y fácilmente comprensible son los resultados finales con los cuales los elementos quedan diseñados.

**El resultado para la estructura de techo**, el programa lo muestra para cada estacionamiento y para cada elemento de la armadura (cuerdas superior e inferior, celosías y polines), pero en esta parte se mostrarán los resultados de diseño para la cuerda superior e inferior mas esforzada, así como también se muestran los de la celosía mas esforzada; según la figura 4.3.3 la viga macomber mas cargada es la del marco C.

**Los resultados de los marcos de concreto**, son todos mostrados en figuras, considerando que en el capítulo VI se han mostrado los diagramas de momentos flexionantes, lo que nos ayudaría a configurar el armado de las vigas, es decir nos ayudaría a determinar la longitud los bastones propuestos, considerando, también, lo que menciona la sección 12.10 del código ACI-318-2008. Los planos del sistema de marcos se muestran y/o se deben de considerar las disposiciones del capítulo 21 del código ACI-318-2008.

**En los resultados de las paredes**, son mostrados únicamente la relación de esfuerzo a la que está sometida la pared, según el armado propuesto, puede en esta parte, como ya se mencionó en el modelado, indicar al programa que diseñe y los resultados mostrarían una cuantía para el refuerzo principal y para el refuerzo por corte mostraría un valor específico en unidades cuadradas por unidad de longitud.

### B\_2.1 RESULTADOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURA DE TECHO.

El corte de la figura B2.1 en la parte inferior, con sus diferentes colores muestra el rango de esfuerzo, al cual está sometido cada elemento de la viga VM-1, en cada elemento se muestra la relación de esfuerzo, donde se nota que la relación para la cuerda inferior es de 0.807, este valor está próximo a alcanzar la máxima capacidad (1.00) de la sección propuesta, sin embargo en otros marcos esa relación se reduce, con lo que se podrían proponer secciones más ligeras, pero en este modelo se han mantenido las secciones para lograr uniformidad en todas la vigas tipo macomber VM-1, algo similar ocurre con las celosías y también se ha dejado de una misma sección.

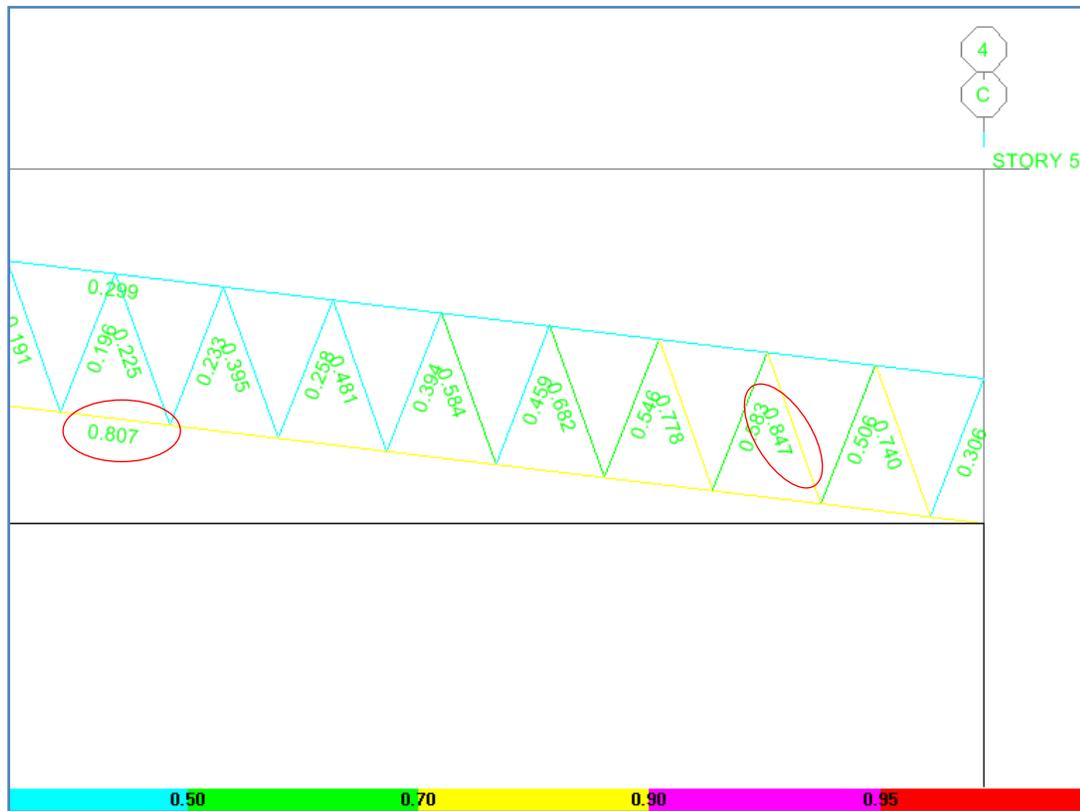


Figura B2.1 Nivel de esfuerzo de VM-1 en marco C.

La figura B2.3 se muestra para cada elemento de la estructura, para ello se da click derecho sobre el elemento y luego en *Details* (Figura B2.2).

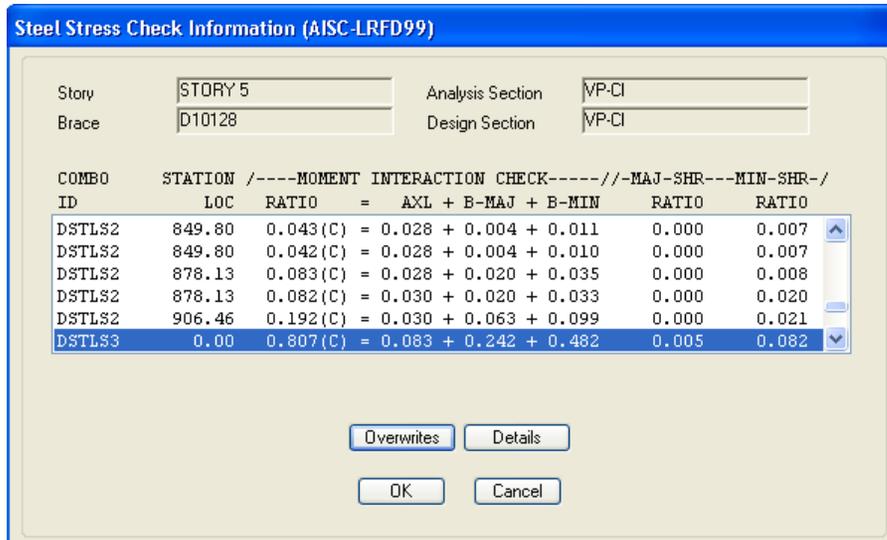


Figura B2.2 Revisión de esfuerzo del elemento.

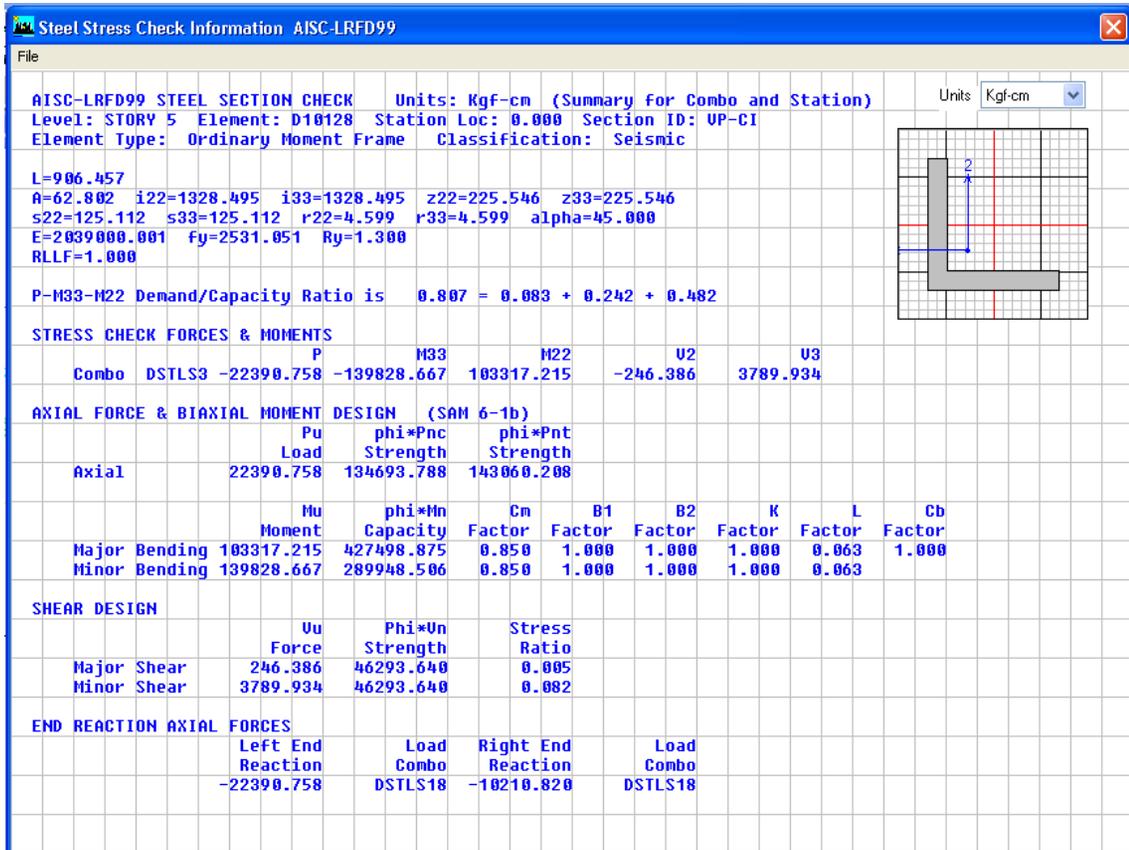


Figura B2.3 Resultados de diseño de cuerda inferior de VM-1

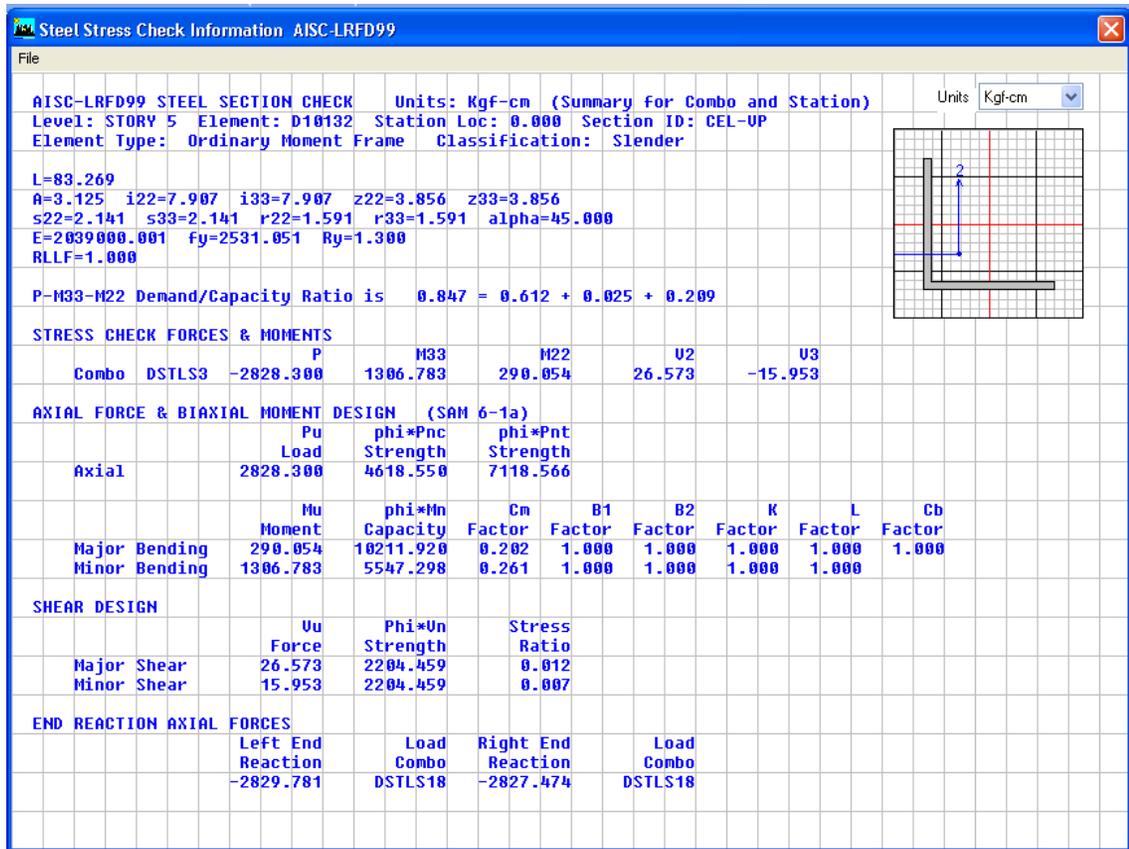


Figura B2.4 Resultados de diseño de celosía de VM-1

## B\_2.2 RESULTADOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURA DE CONCRETO.

Los resultados de diseño por flexión (armado longitudinal) y diseño por cortante (armado transversal) son mostrados gráficamente en las figuras B2.5 hasta la figura B2.26.

Las unidades en que están mostrados los resultados son  $\text{cm}^2$ .

*Nota: El armado longitudinal mostrado para las vigas se debe de ajustar con bastones, en los apoyos o centros de los claros (según corresponda), para determinar el punto de corte de los bastones puede recurrirse a las graficas que muestran las envolventes del sistema dual del Capítulo VI y prolongarlos hasta donde se indica en la sección 12.10 del código ACI-318-2008.*













							STORY 5
	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.041	0.038 0.038 0.038	0.0380.0380.038	0.048 0.043 0.038	0.038 0.038 0.038	
0.050 0.050	0.050 0.050	0.066 0.056	0.050 0.058	0.071 0.058	0.050 0.050	0.050 0.050	
	0.068 0.055 0.052	0.054 0.055 0.067	0.038 0.038 0.038	0.0780.0730.046	0.077 0.065 0.061	0.051 0.053 0.066	STORY4
0.050 0.071	0.000 0.050	0.052 0.135	0.050 0.128	0.052 0.108	0.000 0.050	0.050 0.072	STORY3
	0.083 0.071 0.066	0.051 0.057 0.062	0.044 0.039 0.046	0.0710.0690.073	0.067 0.062 0.053	0.051 0.061 0.066	
0.063 0.063	0.000 0.063	0.063 0.109	0.063 0.094	0.063 0.083	0.000 0.063	0.063 0.063	STORY2
	0.064 0.060 0.051	0.051 0.057 0.062	0.045 0.039 0.045	0.0740.0710.075	0.064 0.059 0.052	0.051 0.059 0.064	
0.063 0.063	0.000 0.063	0.063 0.111	0.063 0.093	0.063 0.083	0.000 0.063	0.063 0.063	STORY1
	0.065 0.052 0.057	0.043 0.044 0.049	0.038 0.038 0.038	0.0640.0600.063	0.052 0.047 0.045	0.057 0.052 0.065	
0.063 0.063	0.000 0.063	0.063 0.106	0.063 0.092	0.063 0.083	0.000 0.063	0.063 0.063	BASE

Figura B 2.11 Armado por corte de marco 3



			STORY 5
0.984 0.247 0.993	0.993 0.247 0.986	1.000 0.249 0.989	
0.491 0.621 0.495	0.495 0.604 0.491	0.498 0.622 0.493	
4.953 1.633 5.074	5.066 1.630 5.057	5.071 1.632 4.954	STORY4
3.226 4.419 3.303	3.298 4.419 3.292	3.300 4.419 3.227	
4.651 1.542 4.782	4.754 1.533 4.743	4.779 1.541 4.651	STORY3
3.033 4.419 3.117	3.099 4.419 3.092	3.115 4.419 3.034	
5.304 1.739 5.417	5.398 1.733 5.383	5.411 1.737 5.310	STORY2
3.448 4.789 3.520	3.508 4.773 3.498	3.516 4.790 3.452	
4.686 1.538 4.769	4.752 1.533 4.755	5.401 1.734 5.322	STORY1
3.056 4.419 3.109	3.098 4.419 3.100	3.510 4.789 3.460	
			BASE

Figura B2.13 Refuerzo por flexión de vigas de marco A

			STORY 5
1.469 0.395 1.593	1.823 0.452 1.210	1.762 0.537 2.173	
0.918 0.935 0.792	0.906 1.021 0.995	1.486 1.415 1.079	
8.732 3.520 11.489	11.406 3.497 10.230	10.766 3.318 9.274	STORY4
4.457 9.679 5.418	5.381 8.456 4.859	5.098 9.729 4.428	
7.909 3.050 9.824	11.550 3.537 10.267	9.127 2.849 8.515	STORY3
4.419 7.934 4.677	5.445 9.761 4.876	4.419 7.968 4.419	
10.098 3.497 11.405	11.282 3.463 10.116	11.335 3.496 11.401	STORY2
4.800 9.868 5.381	5.327 9.337 4.808	5.350 10.783 5.379	
8.967 3.366 10.936	9.687 3.011 8.971	11.101 3.412 10.037	STORY1
4.419 9.050 5.174	4.615 7.651 4.419	5.247 9.943 4.772	
			BASE

Figura B2.14 Refuerzo por flexión de vigas de marco B

			STORY 5
1.066 0.265 0.964	2.572 0.838 2.689	0.974 0.264 1.061	
0.531 0.603 0.480	1.346 1.134 1.332	0.485 0.600 0.529	
10.5723.32910.805	12.3873.80712.531	10.8143.33110.568	STORY4
5.012 8.804 5.116	5.81110.7325.873	5.119 8.801 5.010	
9.903 3.14310.150	12.9983.96213.099	10.1673.148 9.897	STORY3
4.712 8.605 4.823	6.07511.4496.119	4.831 8.603 4.710	
9.974 3.13310.113	13.0083.97113.136	10.8283.33510.666	STORY2
4.744 8.596 4.807	6.07911.4376.134	5.126 9.459 5.053	
9.963 3.13410.116	12.3213.76212.365	10.1203.135 9.966	STORY1
4.739 8.595 4.808	5.78210.5245.801	4.810 8.594 4.741	
			BASE

Figura B2.15 Refuerzo por flexión de vigas de marco C

			STORY 5
1.149 0.286 0.446	1.328 0.956 2.760	1.101 0.274 0.854	
0.572 1.131 0.869	0.856 0.792 1.367	0.549 0.639 0.426	
7.830 3.12310.079	10.3543.69412.118	6.140 1.960 5.864	STORY4
4.419 8.531 4.791	4.915 9.663 5.694	3.975 4.795 3.801	
		1.24812	
		1.248256	
7.932 2.920 9.372	9.505 3.52111.490	5.634 1.806 5.543	STORY3
4.419 8.140 4.473	4.533 9.484 5.418	3.657 4.735 3.599	
		1.206211	
		1.206244	
8.484 2.872 9.206	9.687 3.47111.311	5.632 1.805 5.569	STORY2
4.419 8.000 4.419	4.615 9.496 5.340	3.655 4.726 3.616	
		1.268296	
		1.268317	
7.813 3.002 9.657	9.999 3.39111.027	5.641 1.808 5.552	STORY1
4.419 8.084 4.601	4.756 9.479 5.214	3.661 4.728 3.605	
		0.748267	
		0.748397	
			BASE

Figura B2.16 Refuerzo por flexión de vigas de marco D

				STORY 5
1.060 0.264 0.956	2.743 0.948 2.872	0.943 0.247 0.994		
0.528 0.608 0.476	1.504 1.197 1.422	0.470 0.654 0.495		
8.632 2.759 8.816	10.1653.148 9.927	5.144 1.654 5.015		STORY4
4.419 7.182 4.419	4.830 8.731 4.723	3.347 4.419 3.265		
		1.408 4.452		
		1.408 4.053		
8.094 2.602 8.282	10.1193.13510.021	4.805 1.549 4.686		STORY3
4.419 7.022 4.419	4.810 8.578 4.765	3.132 4.419 3.056		
		1.636 3.258		
		1.636 2.762		
8.154 2.595 8.256	10.1203.13510.046	4.785 1.543 4.719		STORY2
4.419 7.015 4.419	4.810 8.565 4.777	3.119 4.419 3.077		
		1.438 1.557		
		1.438 1.092		
8.140 2.598 8.269	10.1453.14210.066	4.797 1.547 4.703		STORY1
4.419 7.015 4.419	4.821 8.553 4.786	3.126 4.419 3.067		
		1.003 3.039		
		1.003 3.037		
				BASE

Figura B2.17 Refuerzo por flexión de vigas de marco E

				STORY 5
1.444 0.402 1.620	1.830 0.453 1.245	1.797 0.513 2.073		
0.978 0.989 0.806	0.910 1.004 0.981	1.453 1.399 1.029		
8.703 3.550 11.597	11.3293.47610.232	10.9223.362 9.206		STORY4
4.457 9.654 5.465	5.347 8.482 4.860	5.167 9.706 4.419		
7.928 2.933 9.417	9.714 3.018 8.519	8.783 2.749 8.520		STORY3
4.419 8.068 4.493	4.627 7.825 4.419	4.419 8.065 4.419		
8.358 2.919 9.368	9.622 2.992 8.743	9.963 3.140 10.138		STORY2
4.419 7.954 4.471	4.586 7.733 4.419	4.739 8.997 4.818		
8.889 3.366 10.937	9.698 3.014 9.005	11.1413.423 9.951		STORY1
4.419 9.083 5.174	4.620 7.631 4.419	5.265 9.948 4.734		
				BASE

Figura B2.18 Refuerzo por flexión de vigas de marco F

				STORY 5
	0.982 0.248 0.996	0.994 0.247 0.988	1.001 0.249 0.986	
	0.489 0.621 0.496	0.495 0.602 0.492	0.499 0.621 0.491	
	4.951 1.634 5.078	5.066 1.630 5.058	5.075 1.633 4.952	STORY4
	3.225 4.419 3.305	3.297 4.419 3.292	3.304 4.419 3.225	
	4.642 1.544 4.787	4.756 1.534 4.747	4.786 1.543 4.641	STORY3
	3.028 4.419 3.120	3.100 4.419 3.095	3.119 4.419 3.028	
	4.678 1.540 4.775	4.755 1.533 4.743	4.771 1.539 4.682	STORY2
	3.051 4.419 3.112	3.100 4.419 3.092	3.110 4.419 3.053	
	4.681 1.539 4.772	4.752 1.534 4.757	5.405 1.735 5.317	STORY1
	3.053 4.419 3.111	3.098 4.419 3.101	3.512 4.789 3.456	
				BASE

Figura B2.19 Refuerzo por flexión de vigas de marco G

				STORY 5
	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	
	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	STORY4
	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	STORY3
	0.039 0.038 0.040	0.040 0.038 0.039	0.040 0.038 0.039	STORY2
	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	0.040 0.038 0.039	STORY1
				BASE

Figura B2.20 Refuerzo por cortante en vigas de marco A

				STORY 5
	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	0.038 0.038 0.038	
	0.134 0.066 0.145	0.134 0.059 0.129	0.140 0.061 0.134	STORY4
	0.109 0.041 0.117	0.152 0.069 0.146	0.112 0.044 0.110	STORY3
	0.146 0.063 0.151	0.141 0.063 0.137	0.160 0.073 0.160	STORY2
	0.132 0.054 0.140	0.114 0.046 0.111	0.149 0.067 0.145	STORY1
				BASE

Figura B2.21 Refuerzo por cortante en vigas de marco B

				STORY 5
	0.005 0.005 0.005	0.038 0.038 0.038	0.004 0.004 0.004	
	0.133 0.058 0.134	0.163 0.077 0.164	0.134 0.058 0.133	STORY4
	0.128 0.053 0.129	0.183 0.088 0.183	0.129 0.054 0.128	STORY3
	0.128 0.053 0.129	0.183 0.088 0.183	0.142 0.062 0.141	STORY2
	0.128 0.053 0.129	0.170 0.080 0.170	0.129 0.054 0.128	STORY1
				BASE

Figura B2.22 Refuerzo por cortante en vigas de marco C

			STORY 5
0.011 0.011 0.011	0.038 0.038 0.038	0.011 0.011 0.011	
0.111 0.051 0.120	0.140 0.068 0.147	0.048 0.038 0.047	STORY 4
		0.060782	
0.109 0.040 0.115	0.135 0.057 0.143	0.044 0.038 0.044	STORY 3
		0.060784	
0.110 0.041 0.113	0.135 0.057 0.142	0.044 0.038 0.044	STORY 2
		0.050873	
0.109 0.041 0.117	0.136 0.058 0.140	0.044 0.038 0.044	STORY 1
		0.039049	
			BASE

Figura B2.23 Refuerzo por cortante en vigas de marco D

			STORY 5
0.005 0.005 0.005	0.038 0.038 0.038	0.008 0.008 0.008	
0.098 0.038 0.099	0.122 0.050 0.121	0.038 0.038 0.038	STORY 4
		0.060781	
0.095 0.038 0.096	0.129 0.054 0.129	0.038 0.038 0.038	STORY 3
		0.070892	
0.095 0.038 0.095	0.129 0.054 0.129	0.038 0.038 0.038	STORY 2
		0.060782	
0.095 0.038 0.095	0.130 0.054 0.129	0.038 0.038 0.038	STORY 1
		0.046353	
			BASE

Figura B2.24 Refuerzo por cortante en vigas de marco E

			STORY 5
0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	0.038 0.038 0.038	
0.134 0.066 0.145	0.133 0.059 0.129	0.141 0.062 0.134	STORY4
0.109 0.040 0.115	0.115 0.047 0.110	0.110 0.042 0.109	STORY3
0.110 0.041 0.114	0.114 0.046 0.111	0.134 0.056 0.134	STORY2
0.131 0.054 0.140	0.114 0.046 0.111	0.149 0.067 0.145	STORY1
			BASE

Figura B2.25 Refuerzo por cortante en vigas de marco F

			STORY 5
0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	
0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	STORY4
0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	STORY3
0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	STORY2
0.038 0.038 0.038	0.038 0.038 0.038	0.040 0.038 0.039	STORY1
			BASE

Figura B2.26 Refuerzo por cortante en vigas de marco G

### **B\_2.3 RESULTADOS DE DISEÑO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA.**

Para el caso de las paredes, como ya se indicó en el modelado, se puede diseñar las paredes o revisar un armado propuesto, en este modelo todas las paredes se les ha asignado un armado, el programa lo revisa y en base a eso muestra los niveles de esfuerzo de cada una de las paredes (D/C), también se muestra el diseño por cortante.

La figura B3.1 muestra las relación D/C del marco del eje A, en la figuras B3.2 se pueden ver las etiquetas asignadas a cada pared del marco A y de la figura B3.3 hasta la figura B3.17 se muestran los resultados de la revisión por flexión, cortante y la longitud de confinamiento de cada una de las paredes del eje A.

*EL ARMADO PROPUESTO PARA CADA NIVEL ES:*

*1er nivel, barras T#6@0.40m con un recubrimiento de 0.064125 m*

*2do nivel, barras T#6@0.40m con un recubrimiento de 0.064125 m*

*3er nivel, barras T#5@0.40m con un recubrimiento de 0.0571 m*

*4to nivel, barras T#4@0.40m con un recubrimiento de 0.0508 m*

*5to nivel, barras T#4@0.60 m con un recubrimiento de 0.0457 m*

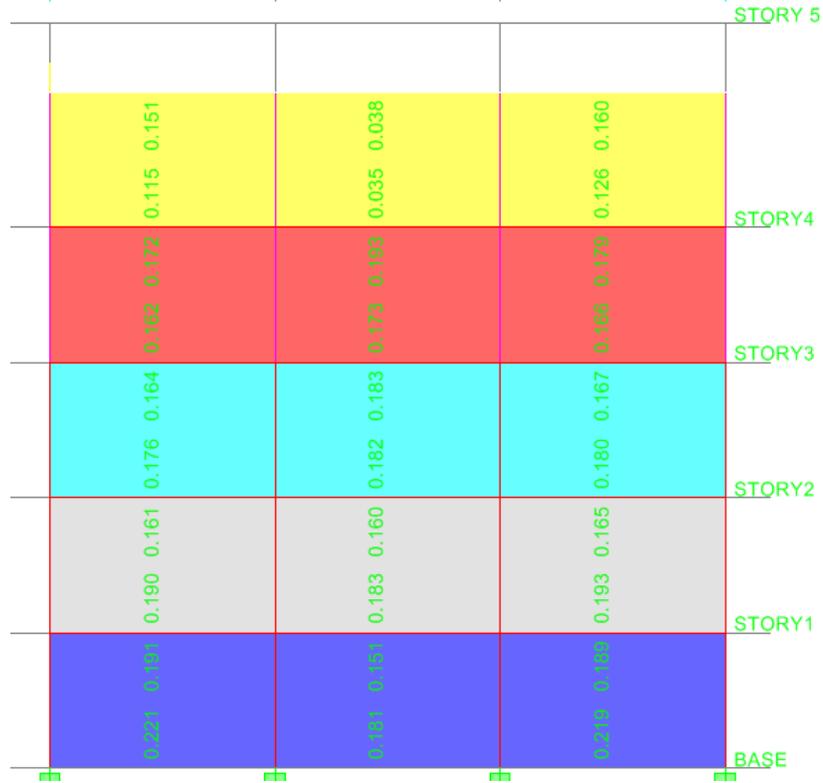


Figura B3.1 Revisión de paredes de eje A

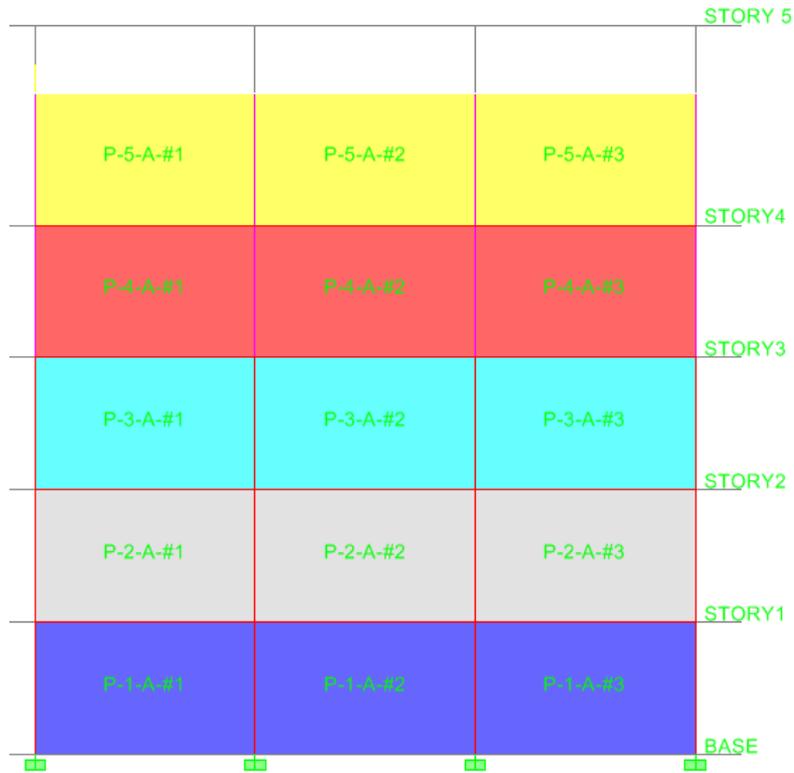


Figura B3.2 Etiqueta de paredes de eje A

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-A-#1 X Loc: 0 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.191	COMBP4	110058.899	0.000	-2149592.985
Bottom	0.221	COMBP4	127261.352	0.000	-1680226.023

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP10	80888.486	5675075.943	-37403.268	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP10	98090.939	-7790100.696	-37403.268	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP8	108928.588	-2923357.058	6303.385	0.1061
Bot Leg 1	90.000	COMBP8	126131.041	-654138.586	6303.385	0.1229

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.3 Revisión y diseño de pared P-1-A#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-A-#2 X Loc: 0 Y Loc: 900 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.151	COMBP8	87047.636	0.000	-709770.158
Bottom	0.181	COMBP8	104250.089	0.000	331443.625

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP9	70119.938	-6357075.277	39084.069	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP9	87322.391	7713189.467	39084.069	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	87047.636	-709770.158	2892.261	0.0848
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP8	104250.089	331443.625	2892.261	0.1016

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.4 Revisión y diseño de pared P-1-A#2

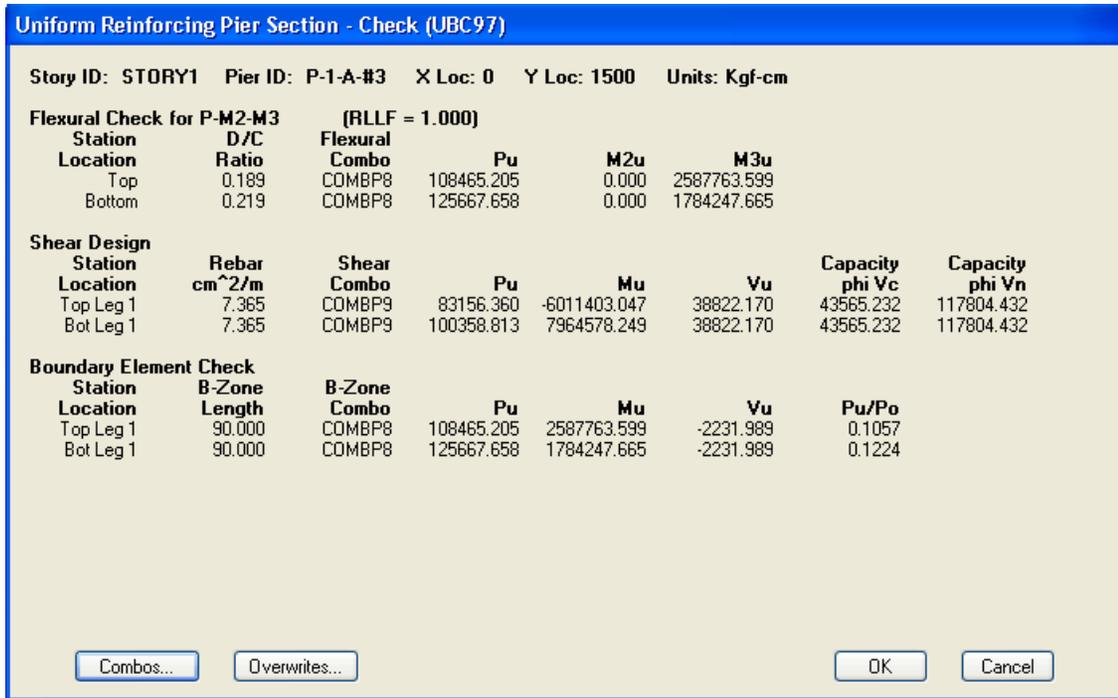


Figura B3.5 Revisión y diseño de pared P-1-A#3

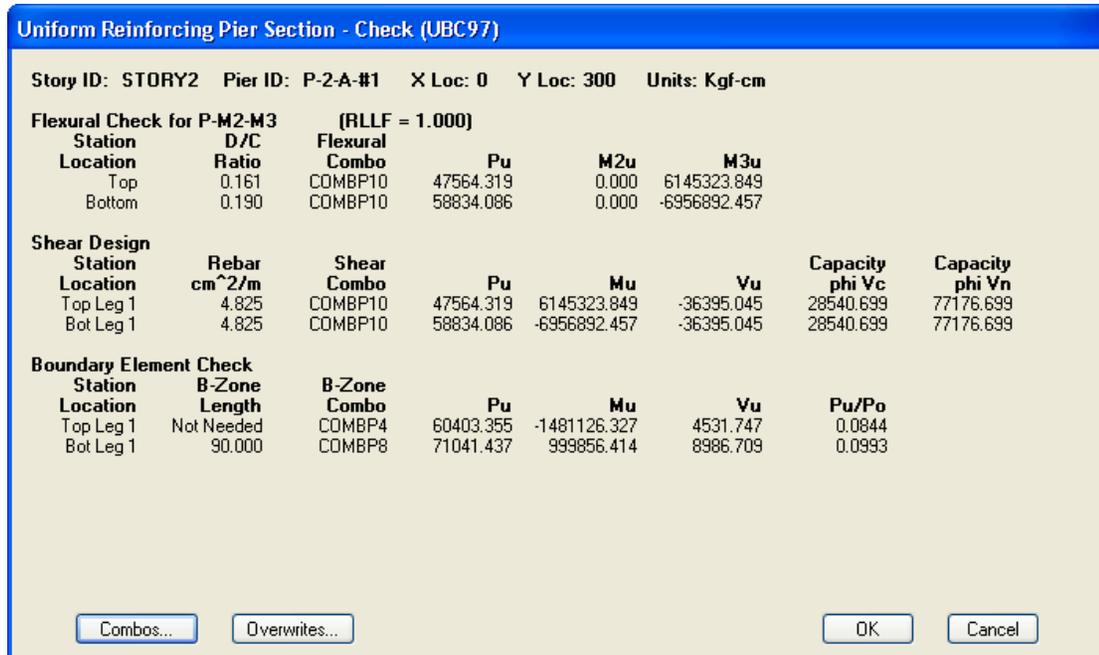


Figura B3.6 Revisión y diseño de pared P-2-A#1

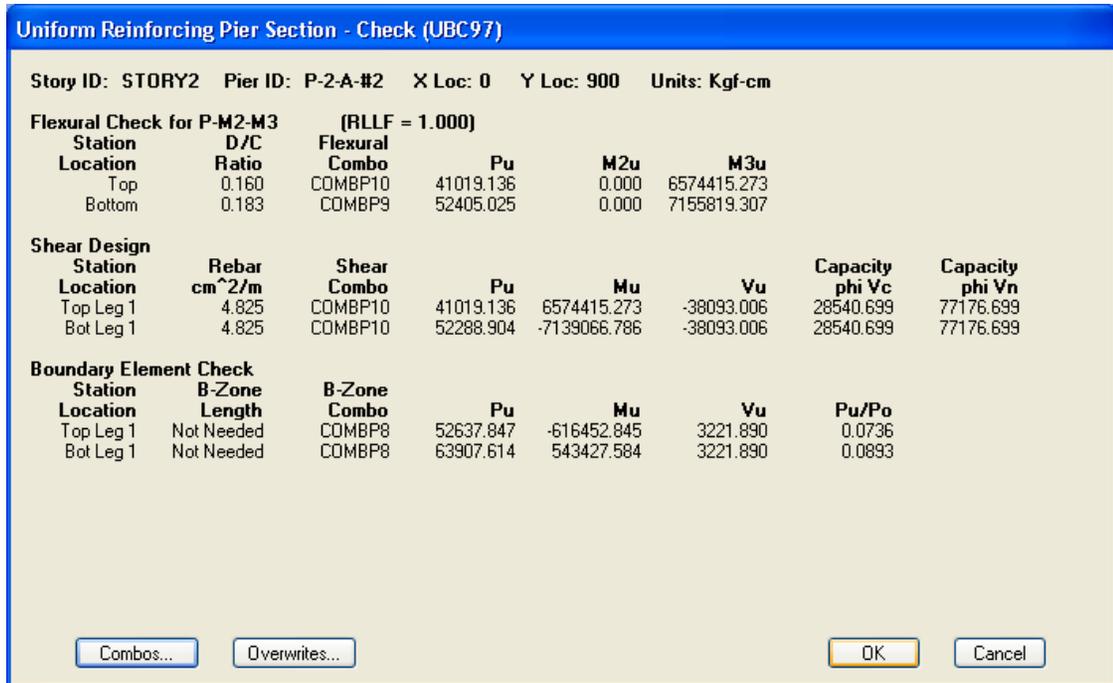


Figura B3.7 Revisión y diseño de pared P-2-A#2

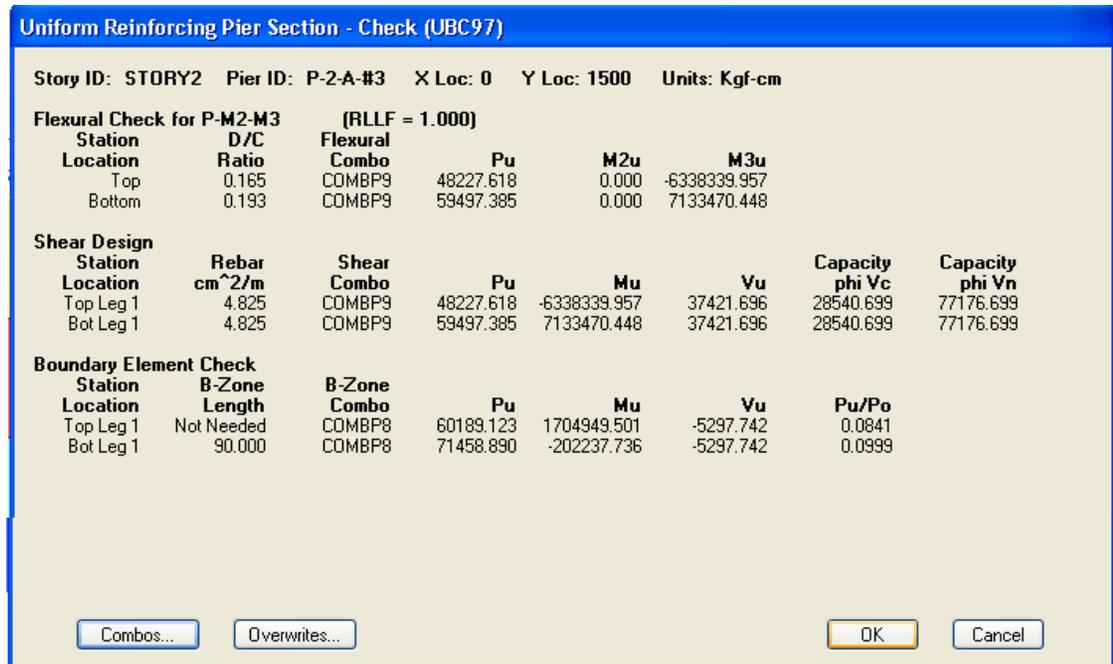


Figura B3.8 Revisión y diseño de pared P-2-A#3

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-A-#1 X Loc: 0 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.164	COMBP10	25935.262	0.000	5276109.390
Bottom	0.176	COMBP10	34536.488	0.000	-5410678.218

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP10	25935.262	5276109.390	-29685.521	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP10	34536.488	-5410678.218	-29685.521	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP4	30130.808	-1272362.425	6090.833	0.0559
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP4	38732.034	920337.496	6090.833	0.0719

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.9 Revisión y diseño de pared P-3-A#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-A-#2 X Loc: 0 Y Loc: 900 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.183	COMBP17	16032.284	0.000	-5352734.427
Bottom	0.182	COMBP18	22487.827	0.000	-5715877.515

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP10	23102.684	5347984.834	-30773.295	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP10	31703.911	-5730401.521	-30773.295	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP12	21679.113	69416.581	-10.369	0.0402
Bot Leg 1	90.000	COMBP12	28130.033	65683.587	-10.369	0.0522

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.10 Revisión y diseño de pared P-3-A#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-A-#3 X Loc: 0 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.167	COMBP9	25923.842	0.000	-5387529.060
Bottom	0.180	COMBP9	34525.068	0.000	5574220.305

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP9	25923.842	-5387529.060	30449.304	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP9	34525.068	5574220.305	30449.304	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	30980.726	902493.426	-4282.198	0.0575
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP8	39581.952	-639097.942	-4282.198	0.0735

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.11 Revisión y diseño de pared P-3-A#3

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-A-#1 X Loc: 0 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.172	COMBP18	11652.272	-4523.450	3685471.137
Bottom	0.162	COMBP10	22613.798	6215.733	-3744401.449

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP10	16162.958	3819073.837	-21009.654	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP10	22613.798	-3744401.449	-21009.654	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP4	17325.831	-971974.548	5529.245	0.0426
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP4	23776.671	1018553.798	5529.245	0.0585

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.12 Revisión y diseño de pared P-4-A#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-A-#2 X Loc: 0 Y Loc: 900 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.193	COMBP17	10128.960	-9588.804	-3748009.105
Bottom	0.173	COMBP17	14967.090	8549.273	3904292.248

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP17	10128.960	-3748009.105	21256.393	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP17	14967.090	3904292.248	21256.393	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	18032.346	-449017.503	2724.148	0.0444
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP8	24483.186	531675.747	2724.148	0.0602

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.13 Revisión y diseño de pared P-4-A#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-A-#3 X Loc: 0 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.179	COMBP17	11615.807	-5040.676	-3762760.590
Bottom	0.166	COMBP9	22563.648	6734.814	3853410.602

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP9	16112.808	-3913342.955	21574.315	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP9	22563.648	3853410.602	21574.315	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	17786.862	521621.406	-3282.231	0.0438
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP8	24237.702	-659981.853	-3282.231	0.0596

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.14 Revisión y diseño de pared P-4-A#3

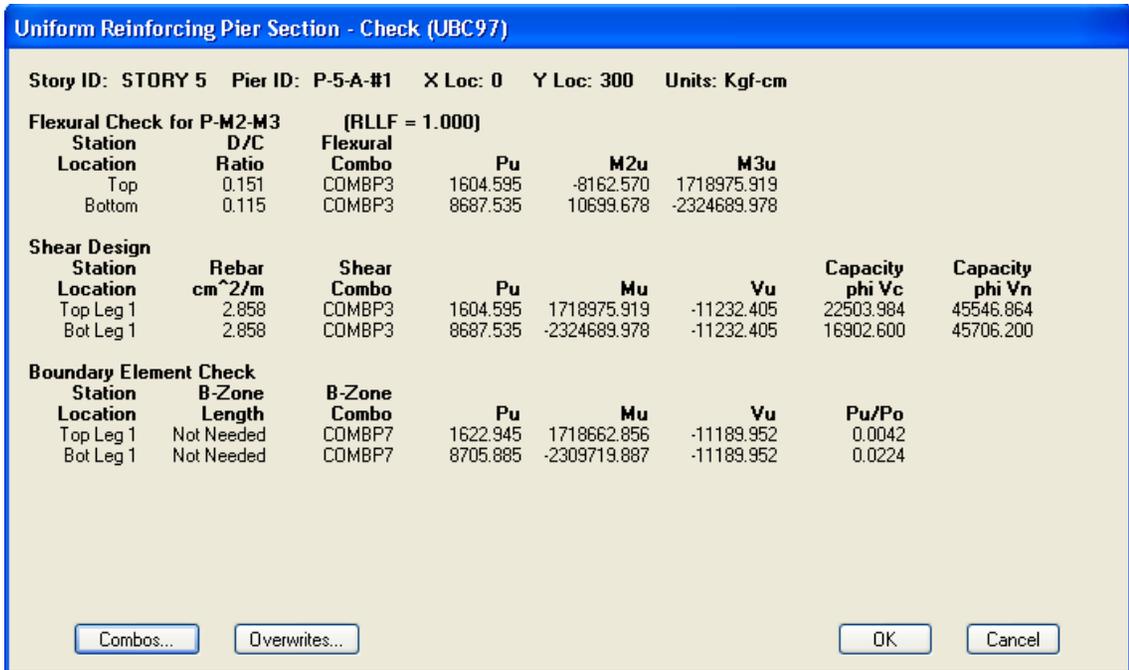


Figura B3.15 Revisión y diseño de pared P-5-A#1

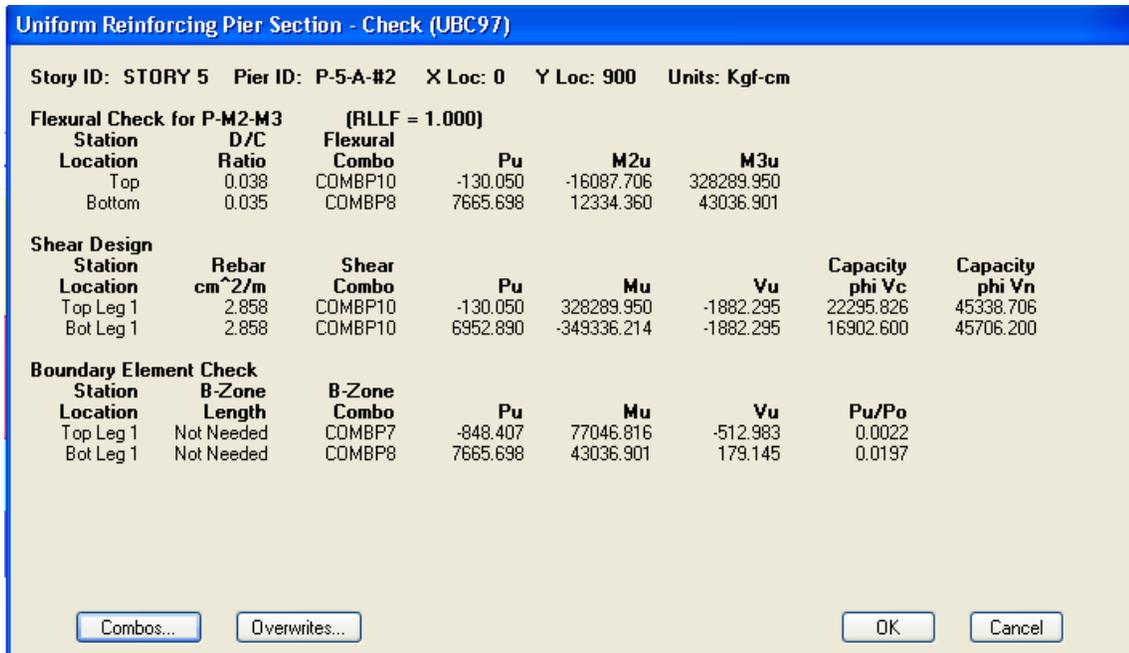


Figura B3.16 Revisión y diseño de pared P-5-A#2

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)							
Story ID: STORY 5		Pier ID: P-5-A-#3		X Loc: 0	Y Loc: 1500	Units: Kgf-cm	
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)							
Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u		
Location	Ratio						
Top	0.160	COMBP7	1374.838	-8343.009	-1776858.674		
Bottom	0.126	COMBP7	8457.778	10887.681	2425312.798		
Shear Design							
Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity	Capacity
Location	cm <sup>2</sup> /m	Combo				phi Vc	phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP7	1374.838	-1776858.674	11672.699	22476.413	45519.293
Bot Leg 1	2.858	COMBP7	8457.778	2425312.798	11672.699	16902.600	45706.200
Boundary Element Check							
Station	B-Zone	B-Zone	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Location	Length	Combo					
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	1391.729	-1775870.752	11625.375	0.0036	
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP3	8474.669	2409264.369	11625.375	0.0218	
<input type="button" value="Combos..."/> <input type="button" value="Overwrites..."/> <input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>							

Figura B3.17 Revisión y diseño de pared P-5-A#3

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)							
Story ID: STORY1		Pier ID: P-1-C-#1		X Loc: 1000	Y Loc: 300	Units: Kgf-cm	
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)							
Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u		
Location	Ratio						
Top	0.288	COMBP2	165788.622	0.000	4193058.557		
Bottom	0.320	COMBP2	184033.648	0.000	1587572.796		
Shear Design							
Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity	Capacity
Location	cm <sup>2</sup> /m	Combo				phi Vc	phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP10	132520.553	4119545.213	-32891.276	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP10	149723.005	-7721314.077	-32891.276	43565.232	117804.432
Boundary Element Check							
Station	B-Zone	B-Zone	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Location	Length	Combo					
Top Leg 1	90.000	COMBP10	132520.553	4119545.213	-32891.276	0.1291	
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	149723.005	-7721314.077	-32891.276	0.1459	
<input type="button" value="Combos..."/> <input type="button" value="Overwrites..."/> <input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>							

Figura B3.18 Revisión y diseño de pared P-1-C#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-C-#2 X Loc: 1000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.278	COMBP2	160049.742	0.000	-4000604.552
Bottom	0.310	COMBP2	178294.767	0.000	-1087341.401

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP9	126574.092	-3842482.737	33285.386	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP9	143776.545	8140256.236	33285.386	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP10	123050.040	-1700591.230	-21962.535	0.1199
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	140252.492	-9607103.697	-21962.535	0.1367

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.19 Revisión y diseño de pared P-1-C#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-C-#1 X Loc: 1000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.238	COMBP2	95192.374	0.000	3641734.847
Bottom	0.267	COMBP2	107145.157	0.000	-1136746.392

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP10	75812.176	5043804.284	-31256.157	28540.699	77176.699
Bot Leg 1	4.825	COMBP10	87081.944	-6208412.281	-31256.157	28540.699	77176.699

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP10	75812.176	5043804.284	-31256.157	0.1060
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	87081.944	-6208412.281	-31256.157	0.1217

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.20 Revisión y diseño de pared P-2-C#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-C-#2 X Loc: 1000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.230	COMBP2	92007.340	0.000	-3372729.562
Bottom	0.259	COMBP2	103960.123	0.000	1192296.704

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP9	72381.936	-4735426.953	30534.622	28540.699	77176.699
Bot Leg 1	4.825	COMBP9	83651.703	6257036.882	30534.622	28540.699	77176.699

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP10	70124.808	95434.951	-12871.318	0.0980
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	81394.575	-4538239.524	-12871.318	0.1138

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.21 Revisión y diseño de pared P-2-C#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-C-#1 X Loc: 1000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.175	COMBP2	52253.195	0.000	3005349.359
Bottom	0.203	COMBP2	61375.708	0.000	-2024286.744

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP10	41424.119	4434226.391	-25395.301	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP10	50025.346	-4708081.971	-25395.301	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	42011.466	2073446.575	-9980.446	0.0780
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	50612.693	-1519513.856	-9980.446	0.0940

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.22 Revisión y diseño de pared P-3-C#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-C-#2 X Loc: 1000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.167	COMBP2	50456.095	0.000	-2790716.455
Bottom	0.197	COMBP2	59578.607	0.000	1921990.166

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP9	39781.627	-4193448.791	24429.006	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP9	48382.854	4600993.284	24429.006	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	40035.982	-1779514.553	8511.573	0.0743
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP3	48637.209	1284651.836	8511.573	0.0903

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.23 Revisión y diseño de pared P-3-C#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-C-#1 X Loc: 1000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.164	COMBP2	36861.257	-5253.856	2069299.870
Bottom	0.192	COMBP2	43703.057	5243.563	-2197368.073

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP10	29448.910	2985030.833	-17383.774	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP10	35899.750	-3273127.902	-17383.774	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	29852.350	1382657.018	-8234.900	0.0734
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	36303.190	-1581907.080	-8234.900	0.0893

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.24 Revisión y diseño de pared P-4-C#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-C-#2 X Loc: 1000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.156	COMBP2	35615.050	483.743	-1873171.735
Bottom	0.187	COMBP2	42456.850	118.974	2084519.441

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP9	28307.551	-2757796.493	16426.163	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP9	34758.391	3155622.043	16426.163	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	28448.380	-1058371.408	6662.583	0.0700
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP3	34899.219	1340158.353	6662.583	0.0859

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.25 Revisión y diseño de pared P-4-C#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY 5 Pier ID: P-5-C-#1 X Loc: 1000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.195	COMBP2	4013.663	-3625.813	2524144.105
Bottom	0.239	COMBP2	11525.873	3817.193	-4028793.594

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP2	4013.663	2524144.105	-18202.605	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP2	11525.873	-4028793.594	-18202.605	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	3528.139	1768498.003	-12726.186	0.0091
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	10611.079	-2812929.044	-12726.186	0.0273

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.26 Revisión y diseño de pared P-5-C#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY 5 Pier ID: P-5-C-#2 X Loc: 1000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.190	COMBP2	3858.494	2650.226	-2461931.541
Bottom	0.235	COMBP2	11370.703	-2690.604	3978348.720

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP2	3858.494	-2461931.541	17889.667	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP2	11370.703	3978348.720	17889.667	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP9	3280.890	-1959687.929	13514.659	0.0084
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP9	10363.831	2905589.196	13514.659	0.0267

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.26a Revisión y diseño de pared P-5-C#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-D-#1 X Loc: 1600 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.250	COMBP2	143874.023	0.000	-5360498.872
Bottom	0.290	COMBP2	166509.245	0.000	-745973.579

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP14	72809.661	-1221264.694	-29264.200	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP5	133555.982	8320586.529	36697.005	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP10	110711.609	-2753492.504	-29008.833	0.1079
Bot Leg 1	90.000	COMBP16	110551.330	-589016.000	17581.901	0.1077

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.27 Revisión y diseño de pared P-1-D#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-D-#1 X Loc: 1600 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

(RLLF = 1.000)

Flexural Check for P-M2-M3		Flexural Combo	Pu	M2u	M3u		
Station Location	D/C Ratio						
Top	0.200	COMBP2	79699.278	0.000	-4548107.239		
Bottom	0.240	COMBP2	96014.656	0.000	1977738.688		

Shear Design		Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m						
Top Leg 1	4.825	COMBP5	62351.794	-5173599.988	25718.853	28540.639	77176.639
Bot Leg 1	4.825	COMBP5	77301.414	6601192.942	33248.026	28540.639	77176.639

Boundary Element Check		B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Station Location	B-Zone Length						
Top Leg 1	90.000	COMBP8	72067.080	-4311853.098	-1232.176	0.1007	
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	75365.519	-3745712.450	-4257.173	0.1053	

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.28 Revisión y diseño de pared P-2-D#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-D-#1 X Loc: 1600 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

(RLLF = 1.000)

Flexural Check for P-M2-M3		Flexural Combo	Pu	M2u	M3u		
Station Location	D/C Ratio						
Top	0.161	COMBP2	41823.592	0.000	-3918269.521		
Bottom	0.186	COMBP5	44796.865	0.000	4980723.089		

Shear Design		Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m						
Top Leg 1	3.683	COMBP5	32674.427	-4637618.423	20084.104	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP4	49485.451	2745957.725	28719.411	21782.616	58902.216

Boundary Element Check		B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Station Location	B-Zone Length						
Top Leg 1	90.000	COMBP8	36119.395	-3628944.457	-498.177	0.0670	
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	43550.695	-1153237.794	204.351	0.0808	

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.29 Revisión y diseño de pared P-3-D#1

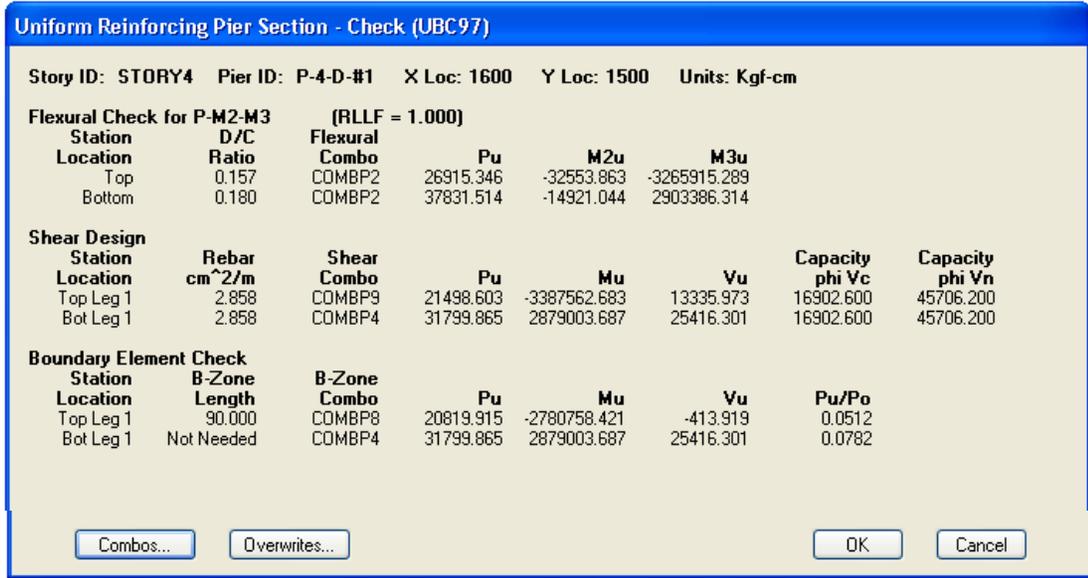


Figura B3.30 Revisión y diseño de pared P-4-D#1

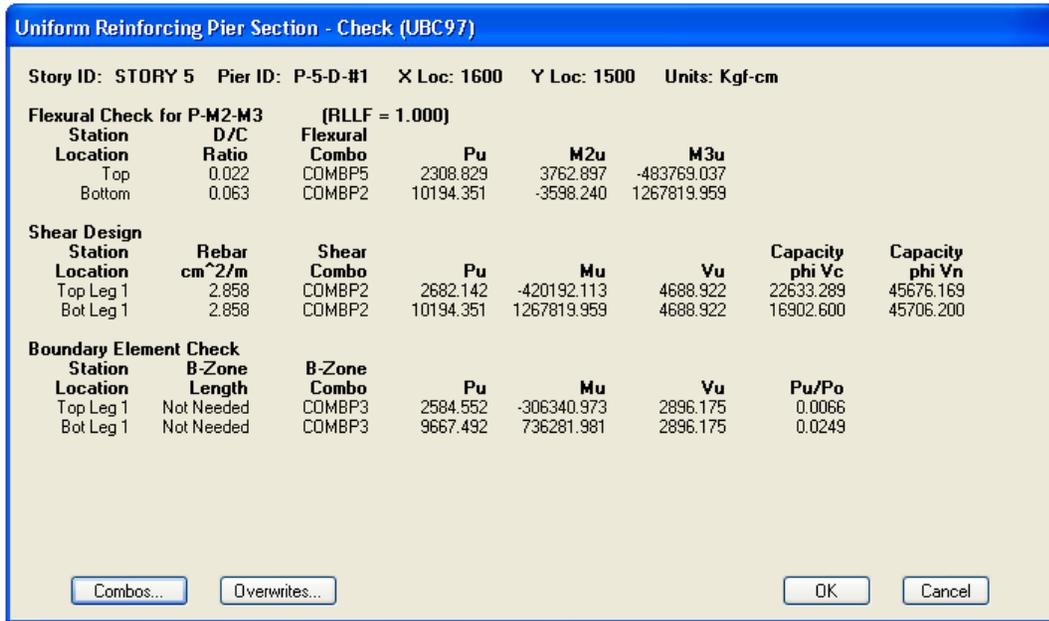


Figura B3.31 Revisión y diseño de pared P-5-D#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-E-#1 X Loc: 2000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.249	COMBP2	142966.340	0.000	3553323.054
Bottom	0.280	COMBP2	161211.366	0.000	1378343.111

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP6	115550.581	3799990.141	-32084.090	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP6	132753.033	-7750282.092	-32084.090	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP10	115388.834	3674724.353	-29866.763	0.1124
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	132591.287	-7077310.319	-29866.763	0.1292

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.32 Revisión y diseño de pared P-1-E#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-E-#2 X Loc: 2000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.230	COMBP2	132376.005	0.000	-4806040.578
Bottom	0.271	COMBP2	155500.356	0.000	-434568.114

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP5	105179.706	-4377113.099	31128.573	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP5	126343.302	8649184.213	34647.696	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP7	122767.518	-4937338.433	11019.828	0.1196
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	121810.858	-8365505.049	-14134.209	0.1187

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.33 Revisión y diseño de pared P-1-E#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-E-#1 X Loc: 2000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.205	COMBP2	81944.410	0.000	3065876.674
Bottom	0.234	COMBP2	93897.193	0.000	-960217.397

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP6	66026.351	4770952.850	-30096.808	28540.699	77176.699
Bot Leg 1	4.825	COMBP6	77296.119	-6063898.055	-30096.808	28540.699	77176.699

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP6	66026.351	4770952.850	-30096.808	0.0923
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	77184.811	-5677877.745	-28488.690	0.1079

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.34 Revisión y diseño de pared P-2-E#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-E-#2 X Loc: 2000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.187	COMBP2	74798.186	0.000	-4189165.271
Bottom	0.228	COMBP2	91453.474	0.000	1823807.474

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP5	59041.883	-5289479.699	28211.639	28540.699	77176.699
Bot Leg 1	4.825	COMBP5	74183.206	6728122.052	32016.267	28540.699	77176.699

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	69189.919	-4443292.363	20580.988	0.0967
Bot Leg 1	90.000	COMBP10	71566.894	-3699496.307	-8182.099	0.1000

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.35 Revisión y diseño de pared P-2-E#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-E-#1 X Loc: 2000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.154	COMBP6	35941.470	0.000	4226442.393
Bottom	0.179	COMBP2	54048.157	0.000	-1689228.628

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location							
Top Leg 1	3.683	COMBP6	35941.470	4226442.393	-24308.485	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP6	44542.696	-4524612.195	-24308.485	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location						
Top Leg 1	Not Needed	COMBP6	35941.470	4226442.393	-24308.485	0.0667
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP6	44542.696	-4524612.195	-24308.485	0.0827

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.36 Revisión y diseño de pared P-3-E#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-E-#2 X Loc: 2000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.157	COMBP5	31498.556	0.000	-4789687.663
Bottom	0.186	COMBP5	43807.653	0.000	5072639.474

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location							
Top Leg 1	3.683	COMBP7	36008.114	-4075128.039	25030.091	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP5	43807.653	5072639.474	25766.617	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location						
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	36039.481	-3996560.663	24657.477	0.0669
Bot Leg 1	90.000	COMBP11	35857.711	1987176.474	987.235	0.0666

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.37 Revisión y diseño de pared P-3-E#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-E-#1 X Loc: 2000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.143	COMBP6	25775.120	510.148	2903433.407
Bottom	0.171	COMBP2	38962.628	-2275.822	-1831704.965

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP6	25775.120	2903433.407	-16671.514	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP6	32225.960	-3098311.565	-16671.514	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	25778.401	1266963.762	-7147.881	0.0634
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP8	32229.241	-1306273.454	-7147.881	0.0793

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.38 Revisión y diseño de pared P-4-E#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-E-#2 X Loc: 2000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.150	COMBP5	21719.121	-11242.647	-3454617.040
Bottom	0.180	COMBP2	38527.919	-45847.059	2717731.042

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP7	22908.899	-3296758.319	24566.583	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP5	31561.406	3613343.355	17773.252	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	22908.899	-3296758.319	24566.583	0.0564
Bot Leg 1	90.000	COMBP15	24228.277	2196150.576	167.043	0.0596

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.39 Revisión y diseño de pared P-4-E#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY 5 Pier ID: P-5-E-#1 X Loc: 2000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.185	COMBP2	3706.105	808.306	2412849.492
Bottom	0.207	COMBP2	11218.314	-167.290	-3671858.801

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP2	3706.105	2412849.492	-16901.967	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP2	11218.314	-3671858.801	-16901.967	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP6	3150.614	1993359.433	-13122.725	0.0081
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP6	10233.554	-2730821.726	-13122.725	0.0263

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.40 Revisión y diseño de pared P-5-E#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY 5 Pier ID: P-5-E-#2 X Loc: 2000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.182	COMBP2	3252.622	-4965.881	-2273733.812
Bottom	0.201	COMBP2	10764.831	3751.259	3524253.362

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP2	3252.622	-2273733.812	16105.520	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP2	10764.831	3524253.362	16105.520	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP4	3210.479	-1376105.468	9560.966	0.0083
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP4	10293.419	2065842.357	9560.966	0.0265

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.41 Revisión y diseño de pared P-5-E#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-G-#1 X Loc: 3000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.192	COMBP3	110171.160	0.000	-2246935.292
Bottom	0.222	COMBP3	127373.613	0.000	-1721233.649

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP6	80869.849	5471890.562	-36548.189	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP6	98072.302	-7685457.503	-36548.189	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP7	109065.051	-3012332.590	6400.661	0.1063
Bot Leg 1	90.000	COMBP7	126267.504	-708094.770	6400.661	0.1230

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.42 Revisión y diseño de pared P-1-G#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-G-#2 X Loc: 3000 Y Loc: 900 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.150	COMBP7	86103.564	0.000	-741055.971
Bottom	0.180	COMBP7	103306.017	0.000	301218.603

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP5	69200.044	-6264875.823	38407.095	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP5	86402.497	7561678.480	38407.095	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	86103.564	-741055.971	2895.207	0.0839
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	103306.017	301218.603	2895.207	0.1007

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.43 Revisión y diseño de pared P-1-G#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-G-#3 X Loc: 3000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.188	COMBP7	108173.627	0.000	2728120.216
Bottom	0.218	COMBP7	125376.080	0.000	1825469.980

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP5	82757.379	-5779399.512	37919.984	43565.232	117804.432
Bot Leg 1	7.365	COMBP5	99959.832	7871794.650	37919.984	43565.232	117804.432

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	90.000	COMBP7	108173.627	2728120.216	-2507.362	0.1054
Bot Leg 1	90.000	COMBP7	125376.080	1825469.980	-2507.362	0.1222

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.44 Revisión y diseño de pared P-1-G#3

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-G-#1 X Loc: 3000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.157	COMBP6	47201.848	0.000	5934090.036
Bottom	0.187	COMBP6	58471.615	0.000	-6799723.523

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP6	47201.848	5934090.036	-35371.704	28540.699	77176.699
Bot Leg 1	4.825	COMBP6	58471.615	-6799723.523	-35371.704	28540.699	77176.699

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	60163.039	-1568622.616	4793.695	0.0841
Bot Leg 1	90.000	COMBP7	70812.021	997525.587	9201.749	0.0990

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.45 Revisión y diseño de pared P-2-G#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-G-#2 X Loc: 3000 Y Loc: 900 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.156	COMBP6	40227.176	0.000	6401644.926
Bottom	0.180	COMBP5	51572.469	0.000	7022992.479

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP13	27951.528	-6392802.652	37276.360	28540.699	77176.699
Bot Leg 1	4.825	COMBP13	36403.853	7026686.829	37276.360	28540.699	77176.699

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	51775.337	-642445.310	3239.149	0.0724
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	63045.104	523648.372	3239.149	0.0881

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.46 Revisión y diseño de pared P-2-G#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-G-#3 X Loc: 3000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.160	COMBP5	47682.764	0.000	-6089130.439
Bottom	0.190	COMBP5	58952.531	0.000	6984681.393

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP5	47682.764	-6089130.439	36316.144	28540.699	77176.699
Bot Leg 1	4.825	COMBP5	58952.531	6984681.393	36316.144	28540.699	77176.699

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	59623.283	1856790.830	-5844.154	0.0833
Bot Leg 1	90.000	COMBP7	70893.050	-247104.634	-5844.154	0.0991

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.47 Revisión y diseño de pared P-2-G#3

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-G-#1 X Loc: 3000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.159	COMBP6	25466.247	0.000	5080415.236
Bottom	0.172	COMBP6	34067.473	0.000	-5273042.873

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP6	25466.247	5080415.236	-28759.606	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP6	34067.473	-5273042.873	-28759.606	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	29738.831	-1352563.934	6337.196	0.0552
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP3	38340.058	928826.524	6337.196	0.0712

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.48 Revisión y diseño de pared P-3-G#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-G-#2 X Loc: 3000 Y Loc: 900 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.181	COMBP13	15502.268	0.000	-5264134.992
Bottom	0.179	COMBP13	21953.188	0.000	5613364.086

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP13	15502.268	-5264134.992	30215.275	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP13	21953.188	5613364.086	30215.275	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	28015.724	87719.036	-101.867	0.0520
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP3	36616.951	51046.814	-101.867	0.0680

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.49 Revisión y diseño de pared P-3-G#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-G-#3 X Loc: 3000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.162	COMBP5	25608.633	0.000	-5190770.725
Bottom	0.176	COMBP5	34209.859	0.000	5429444.884

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP5	25608.633	-5190770.725	29500.599	21782.616	58902.216
Bot Leg 1	3.683	COMBP5	34209.859	5429444.884	29500.599	21782.616	58902.216

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	30586.223	1046930.496	-4958.697	0.0568
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	39187.449	-738200.332	-4958.697	0.0727

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.50 Revisión y diseño de pared P-3-G#3

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-G-#1 X Loc: 3000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.166	COMBP14	11603.486	4262.973	3604750.814
Bottom	0.158	COMBP6	22542.958	-4863.287	-3630532.660

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP6	16092.118	3716191.335	-20407.567	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP6	22542.958	-3630532.660	-20407.567	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP3	17278.666	-984879.925	5628.861	0.0425
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP3	23729.506	1041510.133	5628.861	0.0584

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.51 Revisión y diseño de pared P-4-G#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-G-#2 X Loc: 3000 Y Loc: 900 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.190	COMBP13	10192.029	8852.514	-3716394.632
Bottom	0.171	COMBP13	15030.159	-6526.037	3880518.725

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP5	14562.147	-3717533.765	21107.163	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP5	21012.987	3881044.834	21107.163	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	18068.736	-411410.991	2530.501	0.0444
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	24519.576	499569.384	2530.501	0.0603

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.52 Revisión y diseño de pared P-4-G#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-G-#3 X Loc: 3000 Y Loc: 1500 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.173	COMBP13	11646.994	4766.897	-3691429.926
Bottom	0.162	COMBP5	22599.174	-5458.396	3753318.899

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP5	16148.335	-3828625.522	21060.957	16902.600	45706.200
Bot Leg 1	2.858	COMBP5	22599.174	3753318.899	21060.957	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	17694.653	623781.825	-3927.611	0.0435
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	24145.492	-790158.258	-3927.611	0.0594

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.53 Revisión y diseño de pared P-4-G#3

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY 5 Pier ID: P-5-G-#1 X Loc: 3000 Y Loc: 300 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.148	COMBP4	1567.472	7608.474	1682101.624
Bottom	0.113	COMBP4	8650.413	-10253.771	-2285116.617

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP4	1567.472	1682101.624	-11020.051	22499.529	45542.409
Bot Leg 1	2.858	COMBP4	8650.413	-2285116.617	-11020.051	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	1586.071	1681760.575	-10978.034	0.0041
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP8	8669.011	-2270331.609	-10978.034	0.0223

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.54 Revisión y diseño de pared P-5-G#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY 5 Pier ID: P-5-G-#2 X Loc: 3000 Y Loc: 900 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.037	COMBP6	-141.237	15134.913	312940.994
Bottom	0.035	COMBP7	7626.735	-11660.562	56697.171

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP6	-141.237	312940.994	-1791.319	22294.484	45337.364
Bot Leg 1	2.858	COMBP6	6941.703	-331933.886	-1791.319	16902.600	45706.200

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	-824.818	67796.932	-443.883	0.0021
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	7626.735	56697.171	263.643	0.0196

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.55 Revisión y diseño de pared P-5-G#2

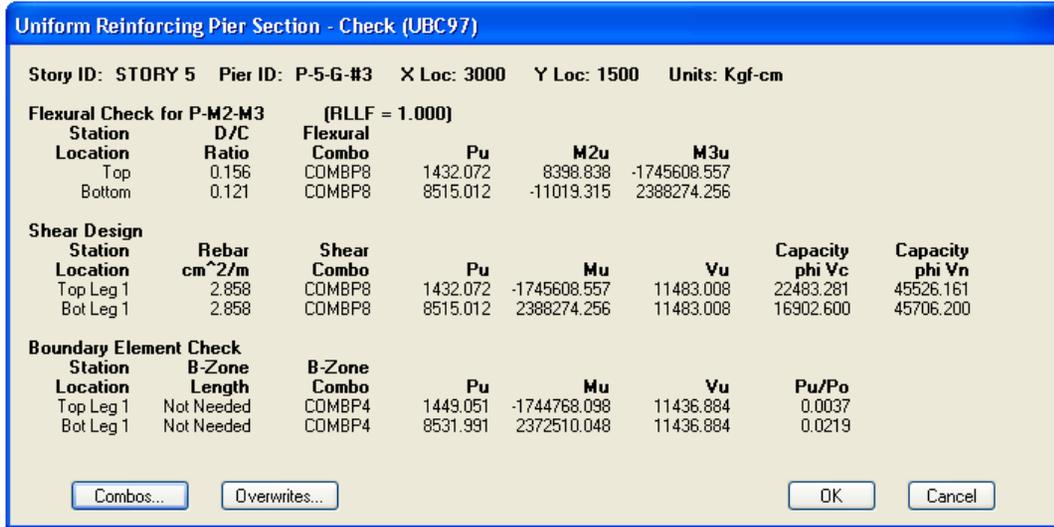


Figura B3.56 Revisión y diseño de pared P-5-G#3

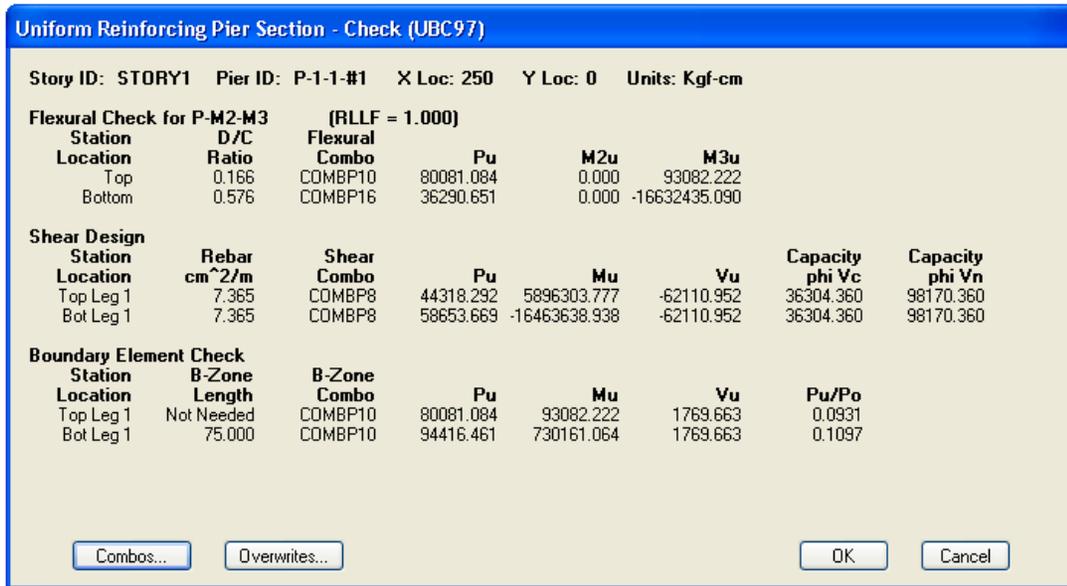


Figura B3.57 Revisión y diseño de pared P-1-1#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-1-#2 X Loc: 2750 Y Loc: 0 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.163	COMBP6	78379.219	0.000	-219227.422
Bottom	0.593	COMBP15	35630.027	0.000	16868016.137

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP7	43100.367	-5924511.837	63166.951	36304.360	98170.360
Bot Leg 1	7.365	COMBP7	57435.745	16815590.391	63166.951	36304.360	98170.360

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	75.000	COMBP6	78379.219	-219227.422	-66.225	0.0911
Bot Leg 1	75.000	COMBP10	88435.879	577958.829	3799.095	0.1028

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.58 Revisión y diseño de pared P-1-1#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-1-#1 X Loc: 250 Y Loc: 0 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.292	COMBP16	16878.281	0.000	7130600.843
Bottom	0.507	COMBP16	23921.886	0.000	-11874573.815

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP8	27791.722	7561827.460	-54474.126	23783.915	64313.915
Bot Leg 1	4.825	COMBP8	37183.194	-12048857.975	-54474.126	23783.915	64313.915

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP10	44741.690	-3499.508	821.091	0.0744
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP10	54133.163	292093.343	821.091	0.0900

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.59 Revisión y diseño de pared P-2-1#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-1-#2 X Loc: 2750 Y Loc: 0 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.297	COMBP15	16429.005	0.000	-7192365.890
Bottom	0.520	COMBP15	23472.610	0.000	12047896.573

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP7	26953.073	-7668644.642	55497.227	23783.915	64313.915
Bot Leg 1	4.825	COMBP7	36344.545	12310356.949	55497.227	23783.915	64313.915

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP6	43654.357	-193264.926	713.081	0.0726
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP6	53045.830	63444.150	713.081	0.0882

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.60 Revisión y diseño de pared P-2-1#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-1-#1 X Loc: 250 Y Loc: 0 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.440	COMBP16	10278.186	0.000	7104422.374
Bottom	0.529	COMBP16	15653.953	0.000	-8814634.629

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP8	16304.999	7503759.951	-46137.530	18152.180	49085.180
Bot Leg 1	3.683	COMBP8	23472.687	-9105750.738	-46137.530	18152.180	49085.180

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP10	23464.742	142371.564	-268.035	0.0518
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP10	30632.431	45878.903	-268.035	0.0677

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.61 Revisión y diseño de pared P-3-1#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-1-#2 X Loc: 2750 Y Loc: 0 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.441	COMBP15	10352.088	0.000	-7121105.296
Bottom	0.530	COMBP15	15727.855	0.000	8627260.299

**Shear Design**

Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location	cm <sup>2</sup> /m	Combo					
Top Leg 1	3.683	COMBP7	16367.684	-7530317.645	46260.014	18152.180	49085.180
Bot Leg 1	3.683	COMBP7	23535.373	9123287.245	46260.014	18152.180	49085.180

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone	B-Zone	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location	Length	Combo				
Top Leg 1	Not Needed	COMBP6	23413.696	-225955.081	698.369	0.0517
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP6	30581.385	25457.692	698.369	0.0676

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.62 Revisión y diseño de pared P-3-1#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-1-#1 X Loc: 250 Y Loc: 0 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.507	COMBP16	8916.482	12273.148	5570741.356
Bottom	0.464	COMBP16	12948.257	-9620.441	-5629843.488

**Shear Design**

Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location	cm <sup>2</sup> /m	Combo					
Top Leg 1	2.858	COMBP8	13619.822	5977443.578	-32998.963	14085.500	38088.500
Bot Leg 1	2.858	COMBP8	18995.522	-5902183.058	-32998.963	14085.500	38088.500

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone	B-Zone	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location	Length	Combo				
Top Leg 1	Not Needed	COMBP10	16639.229	520738.060	-1562.563	0.0488
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP10	22014.929	-41784.692	-1562.563	0.0645

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.63 Revisión y diseño de pared P-4-1#1

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)							
Story ID: STORY4		Pier ID: P-4-1-#2		X Loc: 2750	Y Loc: 0	Units: Kgf-cm	
<b>Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)</b>							
Station	D/C	Flexural	Pu	M2u	M3u		
Location	Ratio	Combo					
Top	0.511	COMBP15	8965.582	12325.612	-5613710.052		
Bottom	0.466	COMBP15	12997.357	-9938.493	5655943.862		
<b>Shear Design</b>							
Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity	Capacity
Location	cm^2/m	Combo				phi Vc	phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP7	13662.846	-6037342.354	33266.642	14085.500	38088.500
Bot Leg 1	2.858	COMBP7	19038.546	5938648.903	33266.642	14085.500	38088.500
<b>Boundary Element Check</b>							
Station	B-Zone	B-Zone	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Location	Length	Combo					
Top Leg 1	75.000	COMBP14	11927.231	-167300.757	-64.192	0.0350	
Bot Leg 1	75.000	COMBP14	15959.006	-190409.725	-64.192	0.0468	
Combos...		Overwrites...		OK		Cancel	

Figura B3.64 Revisión y diseño de pared P-4-1#2

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)							
Story ID: STORY 5		Pier ID: P-5-1-#1		X Loc: 250	Y Loc: 0	Units: Kgf-cm	
<b>Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)</b>							
Station	D/C	Flexural	Pu	M2u	M3u		
Location	Ratio	Combo					
Top	0.076	COMBP4	3597.326	15929.634	966866.736		
Bottom	0.071	COMBP2	11166.408	-28084.127	-849437.736		
<b>Shear Design</b>							
Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity	Capacity
Location	cm^2/m	Combo				phi Vc	phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP5	3532.524	944265.556	-5287.132	14085.500	38088.500
Bot Leg 1	2.858	COMBP5	9434.975	-959102.013	-5287.132	14085.500	38088.500
<b>Boundary Element Check</b>							
Station	B-Zone	B-Zone	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Location	Length	Combo					
Top Leg 1	Not Needed	COMBP6	3750.581	497695.388	-2364.467	0.0115	
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP6	9653.031	-353512.804	-2364.467	0.0295	
Combos...		Overwrites...		OK		Cancel	

Figura B3.65 Revisión y diseño de pared P-5-1#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY 5 Pier ID: P-5-1-#2 X Loc: 2750 Y Loc: 0 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.073	COMBP3	3630.098	15965.415	-946051.518
Bottom	0.070	COMBP2	11201.038	-27823.467	806969.253

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP9	3548.119	-912526.128	5071.571	14085.500	38088.500
Bot Leg 1	2.858	COMBP9	9450.569	913239.585	5071.571	14085.500	38088.500

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP10	3773.308	-489196.918	2293.473	0.0115
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP10	9675.759	336453.451	2293.473	0.0296

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.66 Revisión y diseño de pared P-5-1#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-2-#1 X Loc: 355 Y Loc: 600 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.350	COMBP8	78795.621	0.000	4160365.954
Bottom	0.643	COMBP15	26774.137	0.000	6444216.683

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP8	78795.621	4160365.954	-31348.475	21056.529	56938.809
Bot Leg 1	7.365	COMBP8	87110.140	-7125085.040	-31348.475	21056.529	56938.809

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	44.686	COMBP8	78795.621	4160365.954	-31348.475	0.1582
Bot Leg 1	47.106	COMBP8	87110.140	-7125085.040	-31348.475	0.1749

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.67 Revisión y diseño de pared P-1-2#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-2-#2 X Loc: 2645 Y Loc: 600 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.345	COMBP7	77274.234	0.000	-4125049.253
Bottom	0.639	COMBP16	26051.194	0.000	-6369509.307

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.365	COMBP7	77274.234	-4125049.253	31547.875	21056.529	56938.809
Bot Leg 1	7.365	COMBP7	85588.753	7232185.668	31547.875	21056.529	56938.809

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	44.243	COMBP7	77274.234	-4125049.253	31547.875	0.1551
Bot Leg 1	46.663	COMBP7	85588.753	7232185.668	31547.875	0.1718

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.68 Revisión y diseño de pared P-1-2#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-2-#1 X Loc: 355 Y Loc: 600 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.824	COMBP8	28058.431	0.000	6833463.832
Bottom	0.635	COMBP8	33505.485	0.000	-5927049.642

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP8	28058.431	6833463.832	-35445.871	13794.671	37302.071
Bot Leg 1	4.825	COMBP8	33505.485	-5927049.642	-35445.871	13794.671	37302.071

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP10	28184.887	2899962.549	-12854.664	0.0810
Bot Leg 1	43.500	COMBP10	33631.941	-1727716.435	-12854.664	0.0967

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.69 Revisión y diseño de pared P-2-2#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-2-#2 X Loc: 2645 Y Loc: 600 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.772	COMBP7	28135.587	0.000	-6503745.965
Bottom	0.622	COMBP7	33582.641	0.000	5845879.673

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location							
Top Leg 1	4.825	COMBP7	28135.587	-6503745.965	34304.516	13794.671	37302.071
Bot Leg 1	4.825	COMBP7	33582.641	5845879.673	34304.516	13794.671	37302.071

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location						
Top Leg 1	Not Needed	COMBP8	28237.125	1130926.901	-9744.588	0.0812
Bot Leg 1	43.500	COMBP10	33624.828	1725818.749	12147.797	0.0967

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.70 Revisión y diseño de pared P-2-2#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY1 Pier ID: P-1-4-#1 X Loc: 250 Y Loc: 1800 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.167	COMBP9	80601.929	0.000	54591.999
Bottom	0.581	COMBP12	36752.575	0.000	-16789903.446

**Shear Design**

Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location							
Top Leg 1	7.365	COMBP4	45269.319	6019621.691	-62893.807	36304.360	98170.360
Bot Leg 1	7.365	COMBP4	59604.696	-16622148.785	-62893.807	36304.360	98170.360

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location						
Top Leg 1	Not Needed	COMBP9	80601.929	54591.999	1705.264	0.0937
Bot Leg 1	75.000	COMBP9	94937.307	668487.184	1705.264	0.1103

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.71 Revisión y diseño de pared P-1-4#1

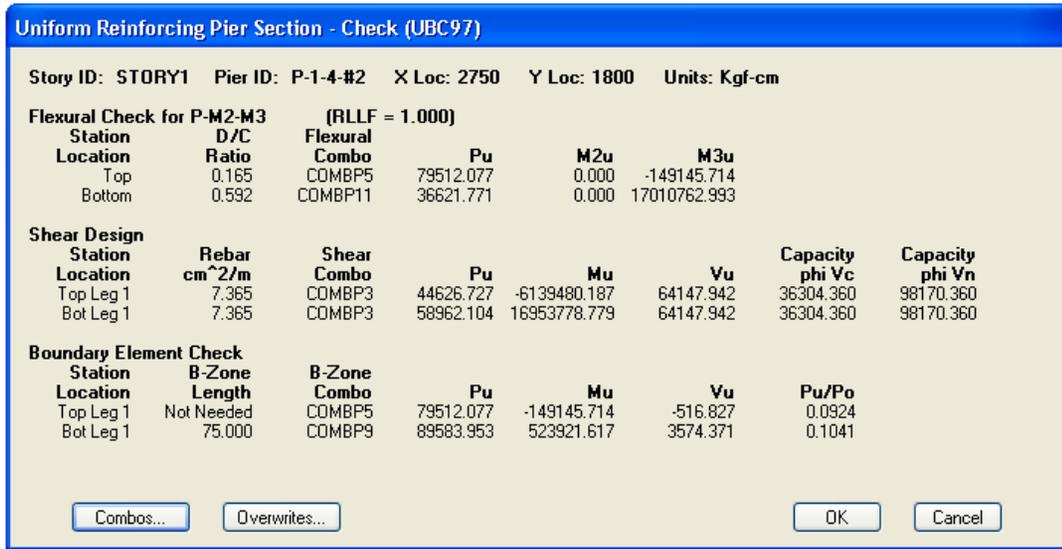


Figura B3.72 Revisión y diseño de pared P-1-4#2

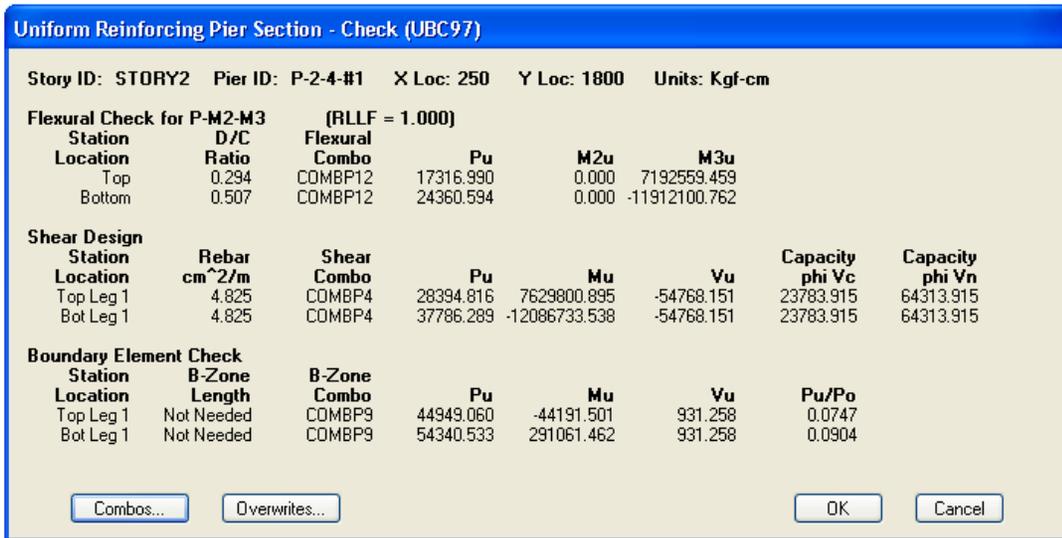


Figura B3.73 Revisión y diseño de pared P-2-4#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY2 Pier ID: P-2-4-#2 X Loc: 2750 Y Loc: 1800 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.303	COMBP11	17287.390	0.000	-7373067.023
Bottom	0.517	COMBP11	24330.995	0.000	12113277.686

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	4.825	COMBP3	28010.159	-7857161.472	56200.748	23783.915	64313.915
Bot Leg 1	4.825	COMBP3	37401.631	12375107.896	56200.748	23783.915	64313.915

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP5	44317.392	-164419.127	498.356	0.0737
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP5	53708.865	14989.148	498.356	0.0893

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.74 Revisión y diseño de pared P-2-4#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-4-#1 X Loc: 250 Y Loc: 1800 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.429	COMBP12	10527.218	0.000	6950600.739
Bottom	0.514	COMBP12	15902.985	0.000	-8635504.429

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	3.683	COMBP4	16578.661	7349285.313	-45226.999	18152.180	49085.180
Bot Leg 1	3.683	COMBP4	23746.350	-8932434.234	-45226.999	18152.180	49085.180

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP9	23502.366	106052.106	-149.235	0.0519
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP9	30670.055	52327.648	-149.235	0.0678

Combos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.75 Revisión y diseño de pared P-3-4#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY3 Pier ID: P-3-4-#2 X Loc: 2750 Y Loc: 1800 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.435	COMBP11	10568.878	0.000	-7053690.565
Bottom	0.520	COMBP11	15944.644	0.000	8719384.030

**Shear Design**

Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location	cm^2/m	Combo					
Top Leg 1	3.683	COMBP3	16599.165	-7458321.478	45774.529	18152.180	49085.180
Bot Leg 1	3.683	COMBP3	23766.854	9020509.009	45774.529	18152.180	49085.180

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone	B-Zone	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location	Length	Combo				
Top Leg 1	Not Needed	COMBP5	23393.707	-190618.683	654.214	0.0517
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP5	30561.396	44898.238	654.214	0.0675

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.76 Revisión y diseño de pared P-3-4#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-4-#1 X Loc: 250 Y Loc: 1800 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	0.489	COMBP12	8969.499	-13943.253	5410818.142
Bottom	0.446	COMBP12	13001.274	11034.907	-5465504.083

**Shear Design**

Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location	cm^2/m	Combo					
Top Leg 1	2.858	COMBP4	13686.856	5820344.318	-32111.825	14085.500	38088.500
Bot Leg 1	2.858	COMBP4	19062.556	-5739912.503	-32111.825	14085.500	38088.500

**Boundary Element Check**

Station	B-Zone	B-Zone	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Location	Length	Combo				
Top Leg 1	Not Needed	COMBP9	16635.835	484702.727	-1383.270	0.0488
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP9	22011.534	-13274.635	-1383.270	0.0645

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.77 Revisión y diseño de pared P-4-4#1

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY4 Pier ID: P-4-4-#2 X Loc: 2750 Y Loc: 1800 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.502	COMBP11	9037.786	-13830.992	-5537425.441
Bottom	0.454	COMBP11	13069.561	11027.073	5548979.248

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP3	13738.956	-5952988.516	32724.812	14085.500	38088.500
Bot Leg 1	2.858	COMBP3	19114.656	5827943.723	32724.812	14085.500	38088.500

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP5	16569.982	-558257.358	1794.993	0.0486
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP5	21945.682	87940.212	1794.993	0.0643

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.78 Revisión y diseño de pared P-4-4#2

**Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)**

Story ID: STORY 5 Pier ID: P-5-4-#1 X Loc: 250 Y Loc: 1800 Units: Kgf-cm

**Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.073	COMBP8	3487.711	-16461.489	928347.763
Bottom	0.069	COMBP2	11185.628	29015.354	-776777.696

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	2.858	COMBP6	3549.960	890411.026	-4898.243	14085.500	38088.500
Bot Leg 1	2.858	COMBP6	9452.410	-872956.331	-4898.243	14085.500	38088.500

**Boundary Element Check**

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMBP7	3808.721	425466.934	-2691.695	0.0116
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP7	9711.171	-543543.087	-2691.695	0.0297

Compos... Overwrites... OK Cancel

Figura B3.79 Revisión y diseño de pared P-5-4#1

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (UBC97)							
Story ID: STORY 5		Pier ID: P-5-4-#2		X Loc: 2750	Y Loc: 1800	Units: Kgf-cm	
<b>Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)</b>							
<b>Station</b>	<b>D/C</b>	<b>Flexural</b>	<b>Pu</b>	<b>M2u</b>	<b>M3u</b>		
<b>Location</b>	<b>Ratio</b>	<b>Combo</b>					
Top	0.070	COMBP7	3592.401	-16318.460	-920541.195		
Bottom	0.068	COMBP2	11232.464	28709.784	759956.375		
<b>Shear Design</b>							
<b>Station</b>	<b>Rebar</b>	<b>Shear</b>	<b>Pu</b>	<b>Mu</b>	<b>Vu</b>	<b>Capacity</b>	<b>Capacity</b>
<b>Location</b>	<b>cm^2/m</b>	<b>Combo</b>				<b>phi Vc</b>	<b>phi Vn</b>
Top Leg 1	2.858	COMBP10	3579.518	-889497.376	4866.286	14085.500	38088.500
Bot Leg 1	2.858	COMBP10	9481.968	862365.549	4866.286	14085.500	38088.500
<b>Boundary Element Check</b>							
<b>Station</b>	<b>B-Zone</b>	<b>B-Zone</b>	<b>Pu</b>	<b>Mu</b>	<b>Vu</b>	<b>Pu/Po</b>	
<b>Location</b>	<b>Length</b>	<b>Combo</b>					
Top Leg 1	Not Needed	COMBP9	3768.744	-464109.149	2106.313	0.0115	
Bot Leg 1	Not Needed	COMBP9	9671.194	294163.601	2106.313	0.0296	

Figura B3.80 Revisión y diseño de pared P-5-4#2

ANEXO C

RESULTADOS DE  
ANÁLISIS Y DISEÑO  
DE SISTEMA DE  
MARCOS

---

## ANEXO C “SISTEMA DE MARCOS”

En este anexo se muestran los resultados de análisis y diseño del edificio, en el que se ha empleado como sistema estructural resistente a cargas gravitacionales y laterales, un sistema estructural de marcos no arriostrados con detallado especial.

Los resultados de diseño se mostrarán en unidades fácilmente comprensibles y congruentes con las unidades empleadas desde el inicio del modelado.

Los resultados que muestra el programa para el diseño, son los requeridos por lo tanto hay que cumplir con algunos requisitos de armado que cita en Código ACI-318-08 y/o nuestra norma para estructuras de concreto.

El detallado de las secciones mostradas en los planos, se han realizado en base al capítulo 21 del Código ACI-318-08, ya que en preferencias de diseño de ha seleccionado, marcos de concreto con detallado especial.

### C\_1 DATOS DE ENTRADA SISTEMA DE MARCOS

Los modelos que han sido comparados en el Capítulo VI (Sistema de Marcos-Sistema Dual), se ha procurado dejarlos con secciones similares, con las variantes de la inclusión de las paredes en el Sistema Dual y la modificación del coeficiente sísmico, que para ambos casos es diferente. ( $C_s=0.206$  para el sistema dual y  $C_s=0.115$  para el sistema de marcos).

Los datos de entrada para el sistema de marcos se muestran en las tablas 5.3.1 hasta la tabla 5.3.17 y la tabla 5.3.19. Por tanto no se mostrarán en esta parte del anexo.

**C\_2 RESULTADOS DE ANÁLISIS DE SISTEMA DE MARCOS**

Los resultados de análisis para el sistema de marcos se mostrarán de forma similar a como han sido mostrados en la sección B\_1 del anexo B.

Similarmente al sistema de dual, las acciones, desplazamientos y derivas que se muestran son las más desfavorables al diseño (Envolventes).

ETABS v9.0.7 File: Sistema de Marcos Units:Kgf-m

**TABLA C2.1 STORY FORCE ENVELOPES**

STORY	LOC	ITEM	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY 5	Top	Min Val	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
STORY 5	Bot	Min Val	21000	0.0	0.0	0.0	189000	-315000
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	21000	0.0	0.0	0.0	189000	-315000
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
STORY4	Top	Min Val	261300.1	0.0	0.0	0.0	2315442.6	-3905951.1
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	261300.1	0.0	0.0	0.0	2315442.6	-3905951.1
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
STORY4	Bot	Min Val	261300.1	0.0	0.0	0.0	2315442.6	-3905951.1
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	261300.1	0.0	0.0	0.0	2315442.6	-3905951.1
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
STORY3	Top	Min Val	480432.2	0.0	0.0	0.0	4251373.2	-7070602.2
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	480432.2	0.0	0.0	0.0	4251373.2	-7070602.2
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
STORY3	Bot	Min Val	480432.2	0.0	0.0	0.0	4251373.2	-7070602.2
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	480432.2	0.0	0.0	0.0	4251373.2	-7070602.2
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM

**TABLA C2.1 STORY FORCE ENVELOPES (Cont.)**

STORY	LOC	ITEM	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY2	Top	Min Val	710996.9	0.0	0.0	0.0	6271975.8	-10517813.1
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	710996.9	0.0	0.0	0.0	6271975.8	-10517813.1
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
STORY2	Bot	Min Val	710996.9	0.0	0.0	0.0	6271975.8	-10517813.1
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	710996.9	0.0	0.0	0.0	6271975.8	-10517813.1
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
STORY1	Top	Min Val	948029.6	0.0	0.0	0.0	8356082.4	-14060574.0
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	948029.6	0.0	0.0	0.0	8356082.4	-14060574.0
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
STORY1	Bot	Min V	947973.24	-47.2	-125.25	-1573.00	78355406.045	-14059611.26
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	947973.24	-47.2	-125.25	-1573.00	7 8355406.045	-14059611.26
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM

ETABS v9.0.7 File: Sistema de Marcos Units: Kgf-m

**TABLA C2.2 SUPPORT REACTION ENVELOPES**

STORY	POINT	ITEM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY1	39-1	Min Value	7.87	70.44	31.70	0.0	-4.565	10.145
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	7.87	70.44	31.70	0.0	-4.565	10.145
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE	1	Min Value	206.92	526.65	21516.14	-613.814	234.365	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	206.92	526.65	21516.14	-613.814	234.365	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE	2	Min Value	-54.12	742.89	32221.50	-866.799	-70.186	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	-54.12	742.89	32221.50	-866.799	-70.186	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE	3	Min Value	112.80	793.28	35849.61	-926.282	124.549	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	112.80	793.28	35849.61	-926.282	124.549	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM

**TABLA C2.2 SUPPORT REACTION ENVELOPES (Cont.)**

STORY	POINT	ITEM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE 5		Min Value	24.08	694.46	29611.39	-812.402	21.047	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	24.08	694.46	29611.39	-812.402	21.047	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 6		Min Value	34.99	797.68	30707.29	-933.529	33.774	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	34.99	797.68	30707.29	-933.529	33.774	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 7		Min Value	-209.33	525.97	21538.17	-617.233	-251.262	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	-209.33	525.97	21538.17	-617.233	-251.262	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 8		Min Value	245.98	-38.30	34927.18	45.290	279.087	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	245.98	-38.30	34927.18	45.290	279.087	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 9		Min Value	-205.96	-248.73	44011.54	290.091	-248.178	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	-205.96	-248.73	44011.54	290.091	-248.178	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 10		Min Value	247.74	-69.45	53921.39	80.230	281.138	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	247.74	-69.45	53921.39	80.230	281.138	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 11		Min Value	-124.33	-50.93	41829.38	57.786	-152.938	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	-124.33	-50.93	41829.38	57.786	-152.938	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 12		Min Value	-108.35	-52.45	45487.54	58.992	-134.295	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	-108.35	-52.45	45487.54	58.992	-134.295	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 13		Min Value	157.68	-299.49	40526.10	346.505	176.076	0.178
		Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
		Max Value	157.68	-299.49	40526.10	346.505	176.076	0.178
		Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM

**TABLA C2.2 SUPPORT REACTION ENVELOPES (Cont.)**

STORY POINT ITEM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE 14 Min Value	-197.24	-42.78	34841.23	46.305	-237.999	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-197.24	-42.78	34841.23	46.305	-237.999	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 15 Min Value	237.67	37.28	34947.39	-42.881	268.551	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	237.67	37.28	34947.39	-42.881	268.551	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 16 Min Value	-175.13	243.86	42716.31	-284.596	-213.054	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-175.13	243.86	42716.31	-284.596	-213.054	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 17 Min Value	13.25	54.64	46123.75	-64.542	6.722	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	13.25	54.64	46123.75	-64.542	6.722	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 18 Min Value	19.76	116.89	32168.42	-74.068	-24.542	-15.445
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	19.76	116.89	32168.42	-74.068	-24.542	-15.445
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 19 Min Value	-14.55	-132.95	33999.43	152.906	-25.704	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-14.55	-132.95	33999.43	152.906	-25.704	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 20 Min Value	169.79	260.25	39133.37	-306.529	189.363	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	169.79	260.25	39133.37	-306.529	189.363	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 21 Min Value	-228.28	37.64	33622.40	-47.512	-275.053	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-228.28	37.64	33622.40	-47.512	-275.053	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 22 Min Value	209.49	-526.94	21500.41	615.375	234.826	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	209.49	-526.94	21500.41	615.375	234.826	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM

**TABLA C2.2 SUPPORT REACTION ENVELOPES (Cont.)**

STORY POINT ITEM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE 23 Min Value	-90.04	-744.29	30651.33	868.242	-114.619	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-90.04	-744.29	30651.33	868.242	-114.619	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 24 Min Value	118.53	-784.21	33755.71	914.115	128.710	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	118.53	-784.21	33755.71	914.115	128.710	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 25 Min Value	-45.73	-585.42	28638.49	645.645	-77.201	5.267
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-45.73	-585.42	28638.49	645.645	-77.201	5.267
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 26 Min Value	-83.25	-572.10	23986.09	612.925	-88.375	1.630
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-83.25	-572.10	23986.09	612.925	-88.375	1.630
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 27 Min Value	83.79	-740.35	30476.26	860.845	88.181	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	83.79	-740.35	30476.26	860.845	88.181	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 28 Min Value	-213.82	-528.18	21541.00	612.613	-259.032	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-213.82	-528.18	21541.00	612.613	-259.032	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
BASE 36 Min Value	-140.19	514.63	27749.07	-602.033	-170.604	0.178
Min Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM
Max Value	-140.19	514.63	27749.07	-602.033	-170.604	0.178
Max Case	CM	CM	CM	CM	CM	CM

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units:Kgf-cm

**TABLA C2.3 DISPLACEMENT ENVELOPES AT  
DIAPHRAGM CENTER OF MASS**

STORY	DIAPHRAGM POINT	X	Y	ITEM	UX	UY	RZ
STORY4	D1	1918	1498.991	889.198 Min Value	0.0032	-0.0032	0.00000
				Min Case	CM	CM	CM
				Max Value	0.0032	-0.0032	0.00000
				Max Case	CM	CM	CM
STORY3	D1	1919	1482.384	890.802 Min Value	0.0023	-0.0019	0.00000
				Min Case	CM	CM	CM
				Max Value	0.0023	-0.0019	0.00000
				Min Case	CM	CM	CM
STORY2	D1	1920	1482.626	890.413 Min Value	0.0014	-0.0007	0.00000
				Min Case	CM	CM	CM
				Max Value	0.0014	-0.0007	0.00000
				Min Case	CM	CM	CM
STORY1	D1	1921	1500.029	897.422 Min Value	0.0004	-0.0001	0.00000
				Min Case	CM	CM	CM
				Max Value	0.0004	-0.0001	0.00000
				Min Case	CM	CM	CM

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units:Kgf-cm

**TABLA C2.4 STORY DRIFT ENVELOPES**

STORY	DIRECTION	LOAD	POINT	X	Y	Z	MAX DRIFT
STORY4	X	CM	37-1	1600.000	1600.000	1260.000	0.000003
STORY4	Y	CM	28	3000.000	1800.000	1440.000	0.000004
STORY3	X	CM	25-1	1600.000	1800.000	900.000	0.000005
STORY3	Y	CM	21	3000.000	1200.000	1080.000	0.000004
STORY2	X	CM	28	3000.000	1800.000	720.000	0.000004
STORY2	Y	CM	25-1	1600.000	1800.000	540.000	0.000008
STORY1	X	CM	28	3000.000	1800.000	360.000	0.000001
STORY1	Y	CM	28	3000.000	1800.000	360.000	0.000000

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units:Kgf-cm

**TABLA C2.5 DIAPHRAGM DRIFT ENVELOPES**

STORY	DIAPHRAGM	DIR	LOAD	POINT	X	Y	Z	MAX DRIFT
STORY4	D1	X	CM	28	3000.000	1800.000	1440.000	0.000003
STORY4	D1	Y	CM	28	3000.000	1800.000	1440.000	0.000004
STORY3	D1	X	CM	28	3000.000	1800.000	1080.000	0.000003
STORY3	D1	Y	CM	21	3000.000	1200.000	1080.000	0.000004
STORY2	D1	X	CM	28	3000.000	1800.000	720.000	0.000004
STORY2	D1	Y	CM	28	3000.000	1800.000	720.000	0.000004
STORY1	D1	X	CM	28	3000.000	1800.000	360.000	0.000001
STORY1	D1	Y	CM	28	3000.000	1800.000	360.000	0.000000

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units:Kgf-cm

**TABLA C2.6 STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS**

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY4	SX1	X	2.4133	2.3606	1.022
STORY3	SX1	X	1.8143	1.7835	1.017
STORY2	SX1	X	1.2243	1.2067	1.015
STORY1	SX1	X	0.5226	0.5183	1.008
STORY4	SY1	Y	2.8531	2.5954	1.099
STORY3	SY1	Y	2.1640	1.9694	1.099
STORY2	SY1	Y	1.4570	1.3288	1.097
STORY1	SY1	Y	0.6184	0.5659	1.093
STORY4	SX2	X	2.7285	2.3957	1.139
STORY3	SX2	X	2.0522	1.8091	1.134
STORY2	SX2	X	1.3852	1.2239	1.132
STORY1	SX2	X	0.5909	0.5253	1.125
STORY4	SY2	Y	3.1399	2.6196	1.199
STORY3	SY2	Y	2.3813	1.9862	1.199
STORY2	SY2	Y	1.6107	1.3395	1.202
STORY1	SY2	Y	0.6879	0.5701	1.207

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units: Kgf-m

**TABLA C2.7 CENTERS OF CUMULATIVE MASS & CENTERS OF RIGIDITY**

STORY LEVEL	DIAPHRAGM NAME	/-----CENTER OF MASS-----//		--CENTER OF RIGIDITY--/	
		MASS ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
STORY4	D1	7.370E+04	14.990	8.892	15.469
STORY3	D1	1.363E+05	14.914	8.899	15.429
STORY2	D1	2.024E+05	14.885	8.901	15.426
STORY1	D1	2.690E+05	14.914	8.919	15.403

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units: Kgf-m

**TABLA C2.8 MODAL PERIODS AND FREQUENCIES**

<b>MODE NUMBER</b>	<b>PERIOD (TIME)</b>	<b>FREQUENCY (CYCLES/TIME)</b>	<b>CIRCULAR FREQ (RADIAN/TIME)</b>
Mode 1	0.86547	1.15544	7.25986
Mode 2	0.76816	1.30182	8.17955
Mode 3	0.73284	1.36456	8.57380
Mode 4	0.67023	1.49202	9.37465
Mode 5	0.27969	3.57541	22.46495
Mode 6	0.27129	3.68611	23.16050
Mode 7	0.26565	3.76440	23.65242
Mode 8	0.24454	4.08930	25.69382
Mode 9	0.23354	4.28193	26.90418
Mode 10	0.14833	6.74173	42.35952
Mode 11	0.14544	6.87564	43.20092
Mode 12	0.14462	6.91457	43.44553

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units: Ton-m

**AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT**

Case: SX1

**AUTO SEISMIC INPUT DATA**

Direction: X + EccY  
 Typical Eccentricity = 5%  
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY 5  
 Bottom Story: BASE

C = 0.115  
 K = 1

**AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS**

$$V = C W$$

**AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS**

W Used = 2705.95  
 V Used = 0.1150W = 311.18

**TABLA C2.9 AUTO SEISMIC STORY FORCES**

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	9.00	0.00	0.00	0.000	-3.663	-81.031
STORY4	130.61	0.00	0.00	0.000	-2.503	-126.178
STORY3	83.41	0.00	0.00	0.000	-1.877	-81.523
STORY2	58.62	0.00	0.00	0.000	-1.252	-57.065
STORY1	29.55	0.00	0.00	0.000	-0.626	-28.725

**TABLA C2.10 AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES**

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	D1	129.21	0.0	0.0	0.0	0.0	-116.293
STORY3	D1	82.36	0.0	0.0	0.0	0.0	-74.126
STORY2	D1	57.92	0.0	0.0	0.0	0.0	-52.131
STORY1	D1	29.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-26.283

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units: Ton-m

**AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT**

Case: SY2

**AUTO SEISMIC INPUT DATA**

Direction: Y - EccX

Typical Eccentricity = 5%

Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY 5

Bottom Story: BASE

C = 0.115

K = 1

**AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS**

V = C W

**AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS**

W Used = 2705.95

V Used = 0.1150W = 311.18

**TABLA C2.11 AUTO SEISMIC STORY FORCES**

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	0.00	9.00	0.00	3.663	0.000	135.420
STORY4	0.00	130.61	0.00	2.503	0.000	-189.636
STORY3	0.00	83.41	0.00	1.877	0.000	-120.231
STORY2	0.00	58.62	0.00	1.252	0.000	-84.678
STORY1	0.00	29.55	0.00	0.626	0.000	-42.762

**TABLA C2.12 AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES**

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	D1	0.0	129.21	0.0	0.0	0.0	-193.822
STORY3	D1	0.0	82.36	0.0	0.0	0.0	-123.544
STORY2	D1	0.0	57.92	0.0	0.0	0.0	-86.885
STORY1	D1	0.0	29.20	0.0	0.0	0.0	-43.804

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units: Ton-m

**AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT**

Case: SY1

**AUTO SEISMIC INPUT DATA**

Direction: Y + EccX  
 Typical Eccentricity = 5%  
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY 5  
 Bottom Story: BASE

C = 0.115  
 K = 1

**AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS**

$$V = C W$$

**AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS**

W Used = 2705.95  
 V Used = 0.1150W = 311.18

**TABLA C2.13 AUTO SEISMIC STORY FORCES**

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	0.00	9.00	0.00	3.663	0.000	135.420
STORY4	0.00	130.61	0.00	2.503	0.000	198.008
STORY3	0.00	83.41	0.00	1.877	0.000	126.857
STORY2	0.00	58.62	0.00	1.252	0.000	89.092
STORY1	0.00	29.55	0.00	0.626	0.000	44.847

**TABLA C2.14 AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES**

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	D1	0.0	129.21	0.0	0.0	0.0	193.822
STORY3	D1	0.0	82.36	0.0	0.0	0.0	123.544
STORY2	D1	0.0	57.92	0.0	0.0	0.0	86.885
STORY1	D1	0.0	29.20	0.0	0.0	0.0	43.804

ETABS v9.0.7 File:Sistema de Marcos Units: Ton-m

**AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT**

Case: SX2

**AUTO SEISMIC INPUT DATA**

Direction: X - EccY

Typical Eccentricity = 5%

Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY 5

Bottom Story: BASE

C = 0.115

K = 1

**AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS**

$V = C W$

**AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS**

W Used = 2705.95

V Used = 0.1150W = 311.18

**TABLA C2.15 AUTO SEISMIC STORY FORCES**

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY 5	9.00	0.00	0.00	0.000	-3.663	-81.031
STORY4	130.61	0.00	0.00	0.000	-2.503	106.409
STORY3	83.41	0.00	0.00	0.000	-1.877	66.730
STORY2	58.62	0.00	0.00	0.000	-1.252	47.197
STORY1	29.55	0.00	0.00	0.000	-0.626	23.840

**TABLA C2.16 AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES**

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	D1	129.21	0.00	0.00	0.000	0.000	116.293
STORY3	D1	82.36	0.00	0.00	0.000	0.000	74.126
STORY2	D1	57.92	0.00	0.00	0.000	0.000	52.131
STORY1	D1	29.20	0.00	0.00	0.000	0.000	26.283

### C\_3 RESULTADOS DE DISEÑO DE SISTEMA DE MARCOS

Los resultados de diseño por flexión (armado longitudinal) y armado por cortante (armado transversal) son mostrados gráficamente en las figuras que siguen.

Se muestra el armado longitudinal y transversal en diferentes figuras, para evitar la congestión en el dibujo.

Las unidades en que están mostrados los resultados son cm<sup>2</sup>.

*Nota: El armado longitudinal mostrado para las vigas se debe de ajustar con bastones, en los apoyos o centros de los claros (según corresponda), para determinar el punto de corte de los bastones puede recurrirse a las graficas que muestran las envolventes del sistema de marcos del Capítulo VI y prolongarlos hasta donde se indica en la sección 12.10 del código ACI-318-2008.*





0.177	0.122	0.104	0.102	0.125
0.209	0.162	0.148	0.135	0.050
0.197	0.190	0.181	0.104	0.129
0.188	0.168	0.130	0.098	0.050
0.063	0.181	0.171	0.050	0.129
0.063	0.161	0.130	0.050	0.050
0.233	0.221	0.185	0.133	0.129
0.160	0.144	0.116	0.086	0.050
0.202	0.231	0.190	0.137	0.128
0.165	0.150	0.121	0.089	0.050
0.197	0.190	0.182	0.104	0.129
0.172	0.154	0.123	0.094	0.050
0.176	0.121	0.103	0.100	0.125
0.187	0.148	0.139	0.123	0.050
				STORY4
				STORY3
				STORY2
				STORY1
				BASE

Figura C3.5 Armado por cortante de columnas de marco 1.

0.063	0.110	0.083	0.079	0.050
0.099	0.258	0.227	0.151	0.050
0.063	0.063	0.063	0.050	0.050
0.067	0.076	0.063	0.064	0.050
0.063	0.063	0.063	0.050	0.050
0.063	0.063	0.063	0.059	0.050
0.063	0.063	0.063	0.050	0.050
0.063	0.063	0.063	0.050	0.050
0.063	0.063	0.063	0.052	0.050
0.063	0.063	0.063	0.050	0.050
0.063	0.063	0.063	0.055	0.050
0.063	0.107	0.081	0.050	0.050
0.068	0.237	0.209	0.050	0.050
				STORY4
				STORY3
				STORY2
				STORY1
				BASE

Figura C3.6 Armado por cortante de columnas de marco 2.











			STORY 5
0.9980.2661.068	1.7010.4291.732	1.0490.2610.995	
0.5370.8470.532	0.8460.6940.861	0.5230.8500.525	
8.1082.8848.992	8.4342.7728.628	8.7612.8138.404	STORY4
6.8987.0315.840	5.4875.3825.610	5.6946.8546.674	
16.9787.23216.387	14.8366.12115.302	15.8586.65017.593	STORY3
11.8638.8688.925	8.2067.2328.023	9.1268.09011.615	
22.4488.24721.785	20.1127.23220.680	21.1357.23223.204	STORY2
16.0910.8343.506	12.7808.51512.536	13.7669.75115.792	
23.2138.87222.485	19.8157.23220.555	22.2577.41424.321	STORY1
17.9351.7484.205	12.8738.43312.636	14.4700.7477.619	
			BASE

Figura C3.13 Armado Longitudinal de vigas de marco A

			STORY 5
0.9680.2861.150	1.7390.4401.775	1.1560.2870.981	
0.7710.9980.592	0.8640.7140.882	0.6060.9990.770	
9.4853.62511.426	10.7033.47710.935	11.1573.5449.828	STORY4
7.2328.4867.232	6.9157.2327.060	7.1978.4457.232	
17.3397.09317.902	16.8765.36617.391	17.3035.71618.081	STORY3
10.3089.0048.469	8.0127.8908.242	8.2038.39810.041	
23.5097.23223.382	21.4027.23222.246	23.0847.23224.718	STORY2
13.5041.1191.038	10.8458.44110.558	11.3100.5843.200	
23.9767.60824.114	20.7427.23221.522	23.8267.23225.200	STORY1
15.2532.0741.566	10.9358.20410.673	11.8421.3844.927	
			BASE

Figura C3.14 Armado Longitudinal de vigas de marco B

				STORY 5
1.0840.2801.125	1.6590.4651.878	1.1990.2981.023		
0.7411.0150.706	0.8250.7450.933	0.6691.0020.751		
9.4783.75511.857	11.2300.70611.693	11.7043.7099.844		STORY4
7.2329.1757.232	7.2328.0247.232	7.2329.0927.232		
17.3035.85618.267	17.1265.51317.913	17.7315.54918.042		STORY3
9.0689.0958.631	8.1249.0168.474	8.3938.6768.665		
22.2567.23222.396	21.3806.99022.508	22.1397.00723.403		STORY2
11.9000.3790.424	9.9899.02010.472	10.3149.96911.645		
22.6787.23223.656	21.3127.14022.082	22.9417.23223.526		STORY 1
13.5911.5680.958	9.9598.28810.290	10.6540.7673.270		
				BASE

Figura C3.15 Armado Longitudinal de vigas de marco C

										STORY 5
	1.085	0.288	1.158	2.204	0.893	2.726	1.196	0.297	0.826	
	0.892	1.071	0.727	1.094	1.007	1.351	0.750	1.138	0.832	
	8.212	3.340	10.482	10.847	3.451	10.400	9.083	3.218	9.473	STORY4
	6.909	7.447	6.777	7.004	7.727	6.726	5.898	7.232	7.232	
	15.114	5.689	15.818	15.696	4.950	15.931	13.794	5.397	15.532	STORY3
	8.321	8.095	7.537	7.482	7.666	7.588	7.232	7.232	8.929	
	19.484	7.232	19.533	19.430	6.948	19.879	17.306	7.136	19.443	STORY2
	11.404	9.286	9.208	9.374	7.870	9.338	9.771	8.230	11.966	
	19.803	7.232	20.723	19.443	6.923	19.749	18.087	6.887	18.834	STORY1
	12.857	10.307	9.705	9.158	7.713	9.281	9.942	8.282	12.073	
										BASE

Figura C3.16 Armado Longitudinal de vigas de marco D

									STORY 5
1.150	0.288	1.160	2.147	0.785	2.565	1.315	0.327	0.782	
0.770	0.979	0.675	1.066	0.960	1.271	0.953	1.113	0.617	
8.524	3.413	10.722	10.847	3.451	10.035	8.095	2.832	8.821	STORY4
7.232	7.738	6.927	7.004	7.232	6.497	5.273	6.345	6.063	
15.867	5.835	16.641	15.975	4.962	15.941	13.629	5.956	15.875	STORY3
8.667	8.501	7.907	7.608	7.232	7.592	7.232	7.232	9.724	
20.445	7.232	20.539	19.778	7.097	20.071	17.297	7.232	19.849	STORY2
11.807	9.746	9.625	9.398	7.959	9.422	10.621	8.280	12.922	
20.764	7.232	21.655	19.737	7.055	19.756	18.052	7.232	19.305	STORY1
13.288	10.780	10.107	9.276	7.774	9.285	10.730	8.302	13.023	
									BASE

Figura C3.17 Armado Longitudinal de vigas de marco E

				STORY 5
	0.929 0.297 1.197 0.837 1.031 0.596	1.693 0.446 1.800 0.842 0.679 0.894	1.179 0.293 0.922 0.589 1.035 0.821	
	9.034 3.593 11.317 7.232 8.465 7.232	10.354 3.404 10.692 6.696 7.232 6.908	10.940 3.479 9.611 7.062 8.389 7.232	STORY4
	16.298 6.446 16.936 9.575 8.770 8.039	15.106 4.964 15.835 7.232 7.232 7.545	16.115 5.361 17.374 7.669 8.075 9.171	STORY3
	21.078 7.232 21.091 12.972 10.091 10.534	19.119 7.232 20.373 10.158 7.979 9.553	20.961 6.972 22.852 10.266 9.620 12.091	STORY2
	22.174 7.232 22.084 13.924 11.487 10.632	19.474 7.232 20.436 9.863 7.715 9.581	22.374 7.232 23.653 10.675 10.746 13.469	STORY1
				BASE

Figura C3.18 Armado Longitudinal de vigas de marco F

				STORY 5
	0.9660.2631.058 0.5350.8480.527	1.6120.4201.695 0.8020.6720.843	1.0450.2600.970 0.5200.8500.526	
	7.4822.7948.698 6.5946.7885.655	7.9702.6888.357 5.1935.3795.439	8.3042.6728.005 5.4056.5626.190	STORY4
	15.4737.22915.552 10.7908.4217.885	13.7125.50714.556 7.3867.2327.232	14.6676.01816.527 8.2137.51310.385	STORY3
	20.1527.42219.884 14.4939.94211.987	17.9777.23218.929 11.4887.87811.096	18.9047.23221.287 12.3498.76514.083	STORY2
	20.7767.84320.751 15.9180.8522.394	17.9797.23219.033 11.3697.77111.017	20.1937.23222.244 12.7639.81715.478	STORY1
				BASE

Figura C3.19 Armado Longitudinal de vigas de marco G

	0.011 0.011 0.011	0.038 0.038 0.038	0.006 0.006 0.006	
	0.112 0.093 0.120	0.114 0.088 0.115	0.118 0.091 0.112	STORY4
	0.194 0.155 0.202	0.178 0.137 0.181	0.196 0.155 0.194	STORY3
	0.236 0.192 0.245	0.225 0.177 0.229	0.240 0.191 0.240	STORY2
	0.236 0.199 0.246	0.216 0.173 0.221	0.250 0.204 0.246	STORY1

Figura C3.20 Armado por cortante de vigas de marco A

	0.009 0.009 0.009	0.038 0.038 0.038	0.010 0.010 0.010	
	0.089 0.050 0.107	0.143 0.109 0.143	0.105 0.050 0.090	STORY4
	0.178 0.148 0.186	0.183 0.143 0.185	0.181 0.148 0.177	STORY3
	0.280 0.210 0.289	0.198 0.164 0.199	0.223 0.183 0.223	STORY2
	0.279 0.217 0.292	0.245 0.186 0.248	0.294 0.225 0.288	STORY1

Figura C3.21 Armado por cortante de vigas de marco B

0.006	0.006	0.006	0.038	0.038	0.038	0.004	0.004	0.004	
0.100	0.050	0.120	0.152	0.117	0.153	0.119	0.050	0.102	STORY4
0.191	0.150	0.199	0.191	0.148	0.193	0.196	0.153	0.191	STORY3
0.219	0.176	0.224	0.213	0.170	0.216	0.221	0.178	0.219	STORY2
0.227	0.187	0.236	0.212	0.169	0.214	0.231	0.189	0.225	STORY1

Figura C3.22 Armado por cortante de vigas de marco C

0.010	0.010	0.010	0.038	0.038	0.038	0.000	0.000	0.000	
0.066	0.050	0.085	0.142	0.108	0.142	0.128	0.098	0.120	STORY4
0.164	0.132	0.170	0.163	0.130	0.165	0.188	0.142	0.184	STORY3
0.237	0.179	0.246	0.184	0.151	0.186	0.210	0.165	0.210	STORY2
0.243	0.192	0.259	0.183	0.150	0.184	0.216	0.170	0.211	STORY1

Figura C3.23 Armado por cortante de vigas de marco D

0.008 0.008 0.008	0.038 0.038 0.038	0.011 0.011 0.011	
0.073 0.050 0.092	0.137 0.105 0.134	0.116 0.089 0.111	STORY4
0.175 0.140 0.182	0.172 0.135 0.172	0.179 0.139 0.177	STORY3
0.247 0.186 0.256	0.193 0.156 0.194	0.207 0.163 0.209	STORY2
0.253 0.199 0.269	0.192 0.155 0.192	0.211 0.168 0.207	STORY1

Figura C3.24 Armado por cortante de vigas de marco E

0.007 0.007 0.007	0.038 0.038 0.038	0.004 0.004 0.004	
0.086 0.050 0.106	0.141 0.107 0.142	0.104 0.050 0.089	STORY4
0.172 0.141 0.179	0.162 0.128 0.163	0.173 0.139 0.170	STORY3
0.248 0.191 0.257	0.236 0.178 0.243	0.264 0.198 0.264	STORY2
0.269 0.209 0.285	0.236 0.178 0.241	0.224 0.184 0.220	STORY1

Figura C3.25 Armado por cortante de vigas de marco F

0.0110.0110.011	0.0380.0380.038	0.0070.0070.007	
0.0500.0500.050	0.1120.0860.113	0.0500.0500.050	STORY4
0.1850.1500.196	0.1710.1300.176	0.1860.1450.186	STORY3
0.2160.1770.225	0.2050.1620.208	0.2180.1740.221	STORY2
0.2220.1870.234	0.2040.1610.208	0.2360.1880.234	STORY1

Figura C3.26 Armado por cortante de vigas de marco G

ANEXO D

ESTADOS LIMITE

---

### ***Comportamiento del estado 1***

Dentro de este comportamiento de estado, el sistema de la mampostería no se agrieta. La junta del mortero, La unión entre el mortero y las unidades, y la unidad de mampostería misma resisten a las fuerzas de tensión causadas por el momento en la sección. El rango de los esfuerzos va desde cero hasta menos del módulo de ruptura.

El límite del comportamiento de estado 1 es cumplido cuando el momento en la sección esfuerza a la mampostería hasta el modulo de ruptura.

#### ***Diseño de estado de limite 1A***

En el diseño de estado limite 1A, el esfuerzo de tensión de la mampostería está limitada. Basado en la tabla A-9 (UBC sección 2107.3.5 y en el ACI/ASCE Tabla 6.3.1.1) Cuál forma la base para el diseño de sistemas de mampostería no reforzada.

#### ***Diseño de estado de limite 1B***

En el diseño de estado limite 1B, el módulo de ruptura es alcanzado y la sección se agrieta. El valor del modulo de ruptura es aproximado, basado en la sección del UBC 2108.2.4.6

El momento de agrietamiento de la pared es determinado por la ecuación:

$$M_{cr} = S f_r \quad (\text{UBC capitulo 21, Ecuación 8-39})$$

### ***Comportamiento del estado 2***

Cuando el momento en la sección excede el módulo de ruptura, la mampostería comenzará a agrietarse y el comportamiento del estado 2 es alcanzado. El acero de refuerzo en el sistema resiste las fuerzas de tensión y la mampostería resiste las fuerzas de compresión. Esta es la base para la mampostería reforzada.

#### ***Diseño de estado de limite 2A***

En el diseño de estado límite 2A, los esfuerzos en el acero y en la mampostería son limitados para los valores máximos admisibles que son dados en el UBC Sección

2107 y ACI/ASCE Sección. 7.3. Estos valores están bien dentro del rango elástico de los materiales y sirven para procedimientos de por esfuerzos de trabajo.

Esfuerzo de compresión por flexión.

$$F_b = 0.33 f'_m \quad 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ como máximo.}$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo por tensión, barras deformadas

$$F_s = 0.4 f_y \quad 1680 \text{ kg/cm}^2 \text{ como máximo.}$$

### ***Diseño de estado de límite 2B***

Como el momento en la sección incrementa, los esfuerzos en el acero de refuerzo y la mampostería incrementan.

Para asegurar una falla dúctil en el miembro, la proporción del acero de refuerzo está limitada a fin de que llegue a fluencia bien antes de que la mampostería comience a agrietarse. El estado de límite 2 ocurre en el punto donde el acero primero alcanza la fluencia.

$$f_y = 60.000 \text{ psi } (4200 \text{ kg/cm}^2) \text{ Mínimo especificado}$$

$$< 78.000 \text{ psi } (5460 \text{ kg/cm}^2) \text{ Máximo}$$

$$e_y = 0.0021 \text{ para } f_y = 60000 \text{ psi}$$

$$e_{sh} = 0.008 \text{ para } f_y = 60000 \text{ psi}$$

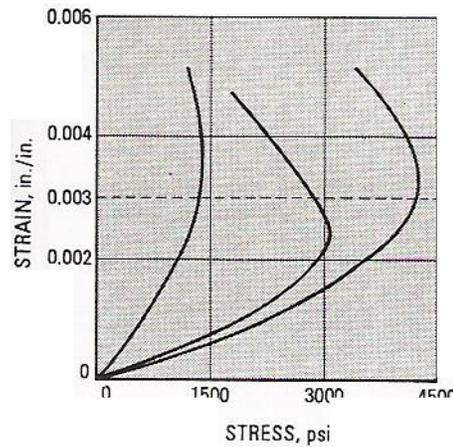
### ***Comportamiento del estado 3***

Después de que el estado de límite 2 es alcanzado, el acero de refuerzo se estira sin un significativo aumento en el momento en la sección. La deformación en la mampostería aumenta a todo lo largo del comportamiento de estado 3 hasta que el límite de la deformación es excedido en el punto en que la mampostería comience a fallar por compresión. El estado de límite para la deformación máxima de la mampostería por compresión esta en el rango de 0.0025 para 0.005. Para Los códigos de construcciones,

sin embargo, limitan la deformación máxima de compresión de la mampostería para 0.003.

En el estado de límite 3, el acero está en fluencia y la mampostería alcanza su deformación de agrietamiento que es definida como 0.003

Esta condición es la base para procedimientos del diseño por resistencia última de un miembro y están dados en el UBC sección 2108.2.1.2.1



*Figura D1 Relación esfuerzo-deformación para la mampostería.*



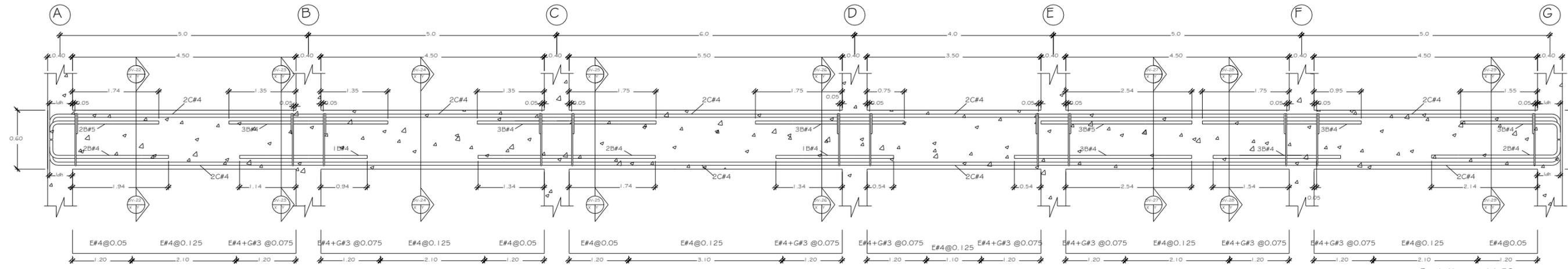
# PLANOS

---



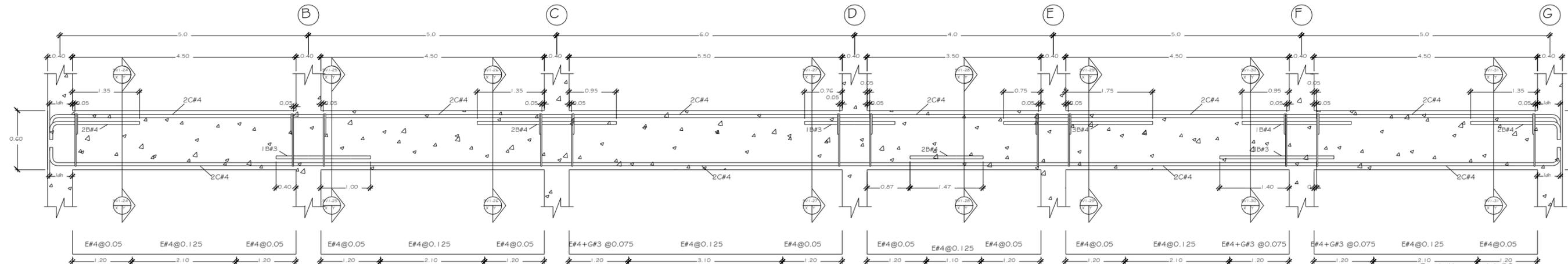


# COMPARACION DE ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE EJE 3 (Elev= 0+14.40)



ELEVACION VIGA EJE 3 Nivel 4 (Sistema de Marcos)

Escala Horizontal 1:50  
Escala Vertical 1:25



ELEVACION VIGA EJE 3 Nivel 4 (Sistema Dual)

Escala Horizontal 1:50  
Escala Vertical 1:25

No. 4/23  
Elevación



CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CONTENIDO: PLANOS ESTRUCTURALES

ESCALA: INDICADA

Ciudad UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

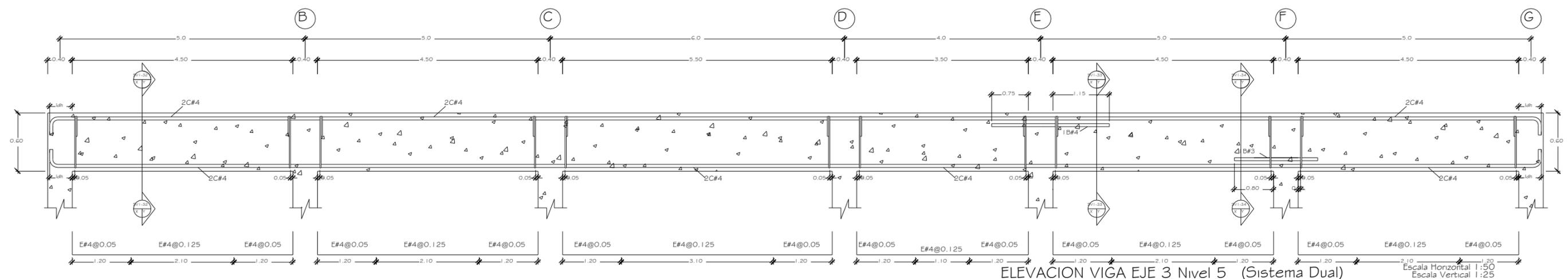
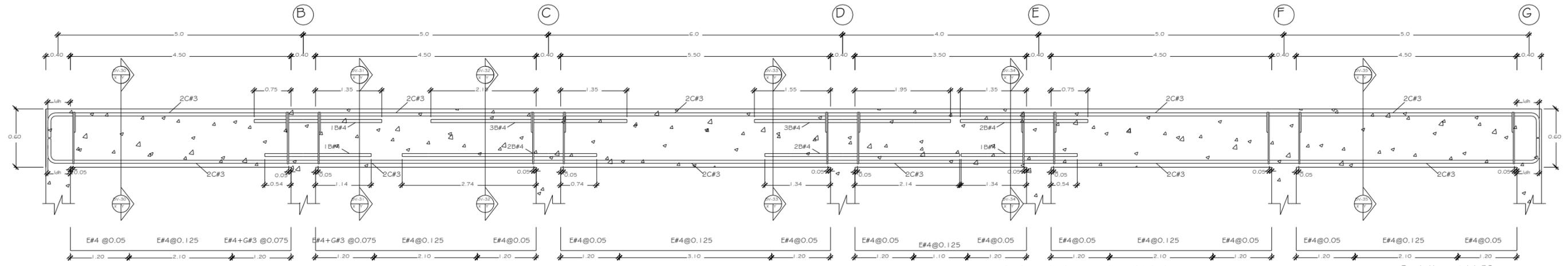
---

TRABAJO DE GRADUACION: GUIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN MANEJO DE BLOQUE DE CONCRETO EN EL DISEÑO DE SISTEMAS COMPUTACIONAL

PROFESOR DIRECTOR: Ing. Mauricio Aristides Peña Lopez

PROFESOR: JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARMELO FAIZ JURADO

# COMPARACION DE ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE EJE 3 (Elev= 0+18.0)



No. DE HOJA: 5/23

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

---

CONTENIDO: PLANDOS ESTRUCTURALES

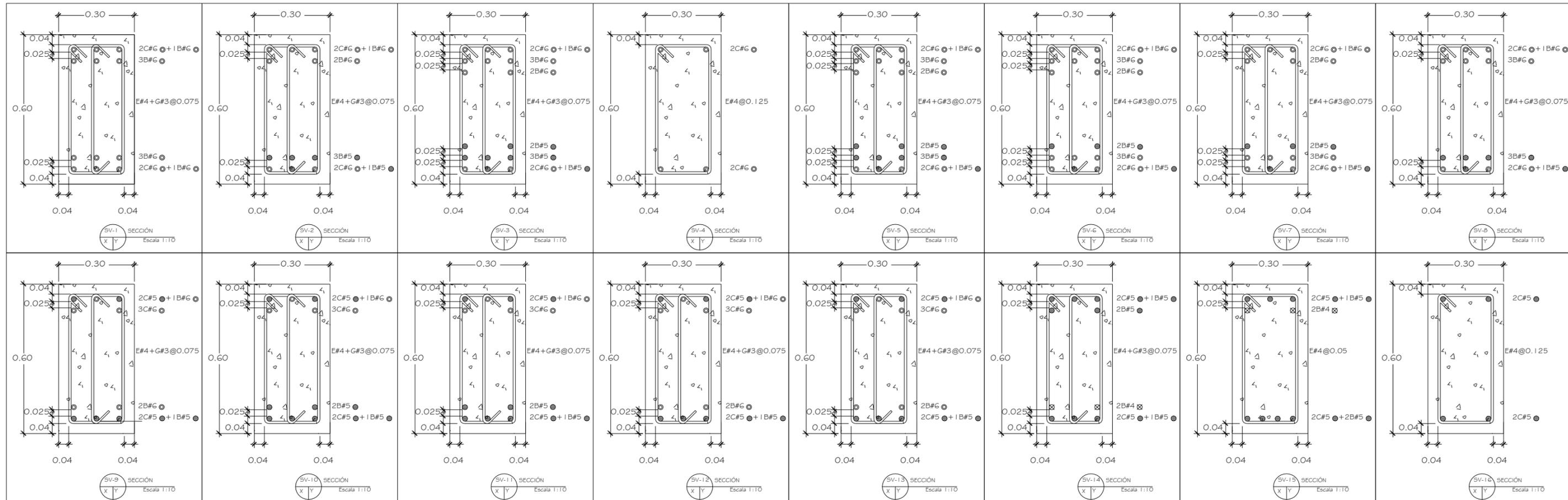
INDICADA

---

PROFESOR: Ing. Mauricio Arisides Peña Lopez

ALUMNO: JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARMELO PAIZ JURADO

# SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE 3 (SISTEMA DE MARCOS)



No. DE HOJA: 23

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

ESCUELA: PLANDS ESTRUCTURALES

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL MARZO DE 2009

INDICADA

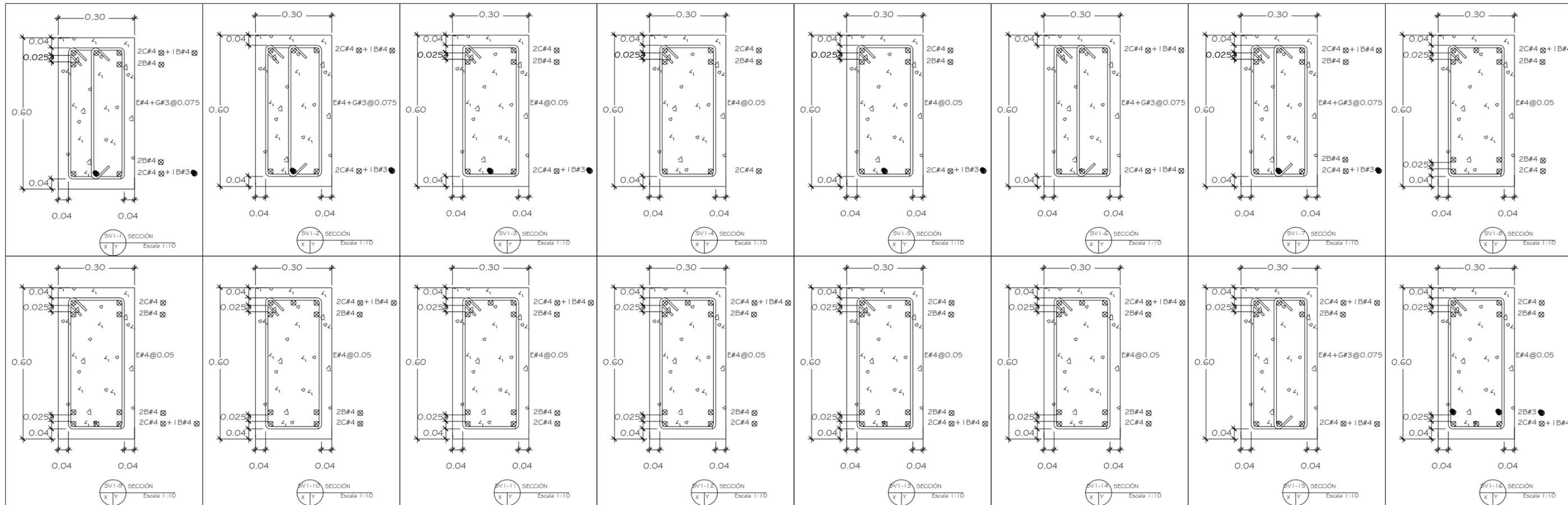
PRESENTE: JHAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACÓN  
JOSE CARMELO PAIZ JURADO

DOCENTE DIRECTOR: Ing. Mauricio Aristides Peña López

PROBLEMA DE CONSULTA: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN SISTEMA INTRINCANTE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO Y PAREDES DE MAMPUESTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO EMPLEANDO SOFTWARE COMPUTACIONAL.



# SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE 3 (SISTEMA DUAL)



No. de Hoja: 8/23



CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

CONTENIDO:  
PLANS ESTRUCTURALES INDICADA

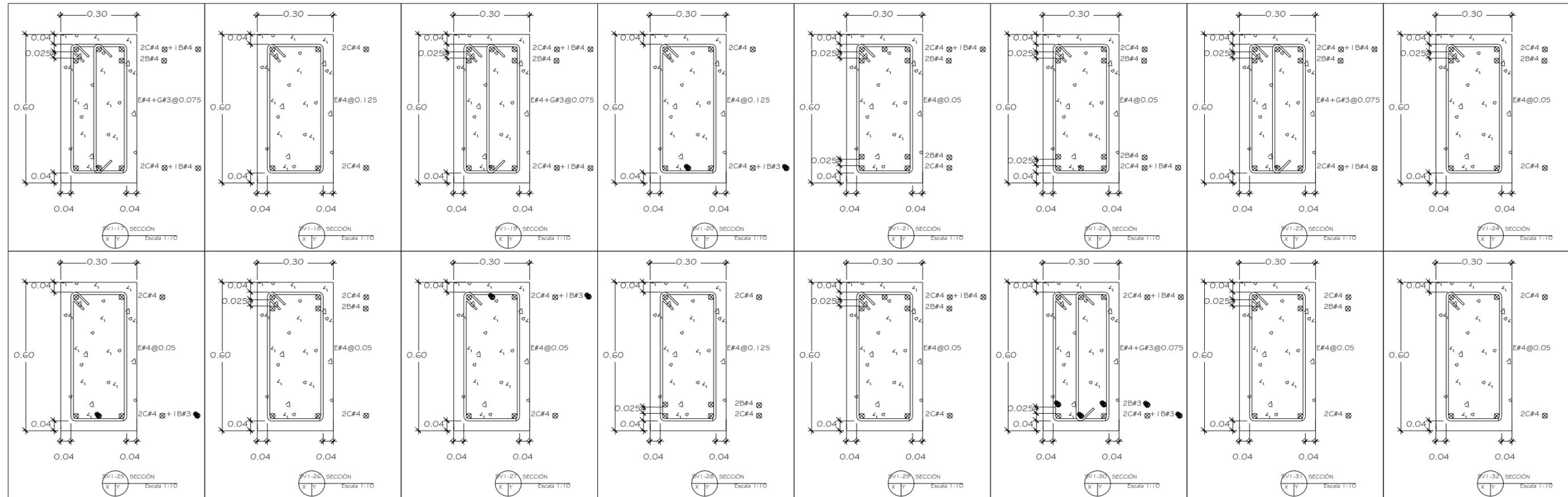
ESCALA

PRESENTA: JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARMELO PAIZ JURADO

DOCENTE DIRECTOR:  
Ing. Mauricio Aristides Perla Lopez

FABRICA DE GRADUACION: INGENIERIA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN SISTEMA INTEGRANTE DE MARCO DE CONCRETO REFORZADO Y PAREDES DE MANEJO DE CARGA DE CONCRETO EMPLEANDO SOFTWARE COMPUTACIONAL

# SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE 3 (SISTEMA DUAL)



No. 9/23  
EX-HOJA



CARRERA:  
INGENIERIA CIVIL

CONTENIDO:  
PLANS ESTRUCTURALES

ESCALA:  
INDICADA

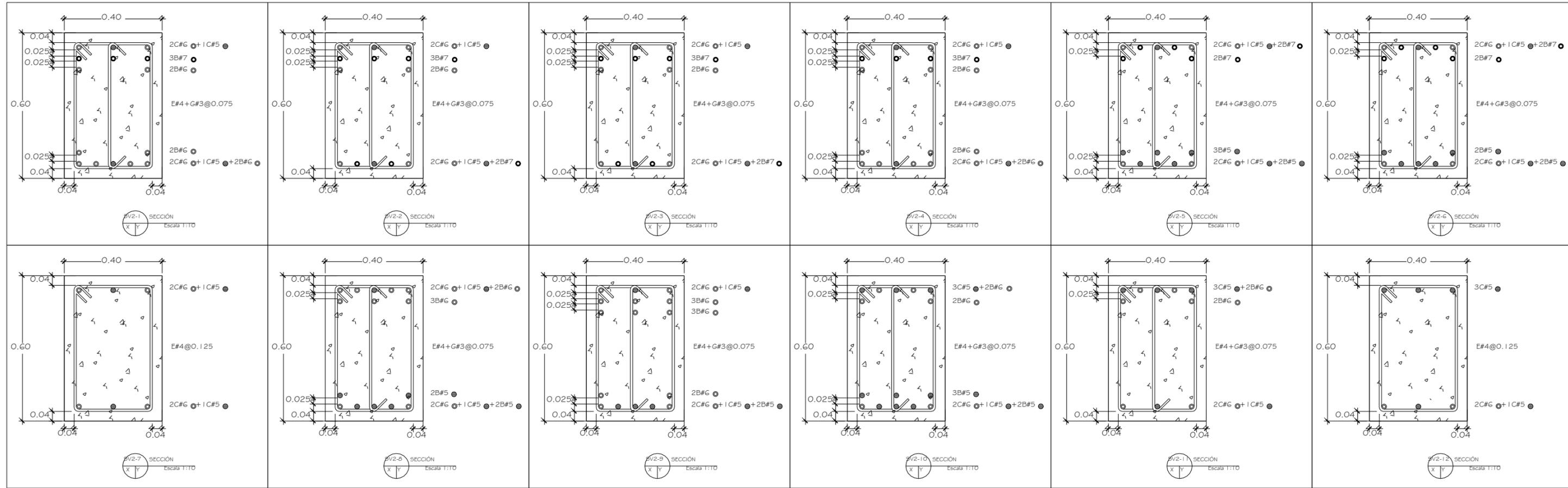
Ciudad: CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

PROFESOR:  
ING. MAURICIO ANSICHES PERLA LOPEZ

PROYECTANTE:  
JORQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARRELO PAIZ JURADO

TRABAJO DE GRADUACION:  
GUIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN  
MATERIAL DE CONCRETO REFORZADO CON ACERO EN EL SISTEMA DUAL  
MANIFIESTA DE BLOQUE DE CONCRETO REFORZADO CON ACERO COMPUTACIONAL

# SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE A (SISTEMA DE MARCOS)



19/23



CARRERA:  
INGENIERIA CIVIL

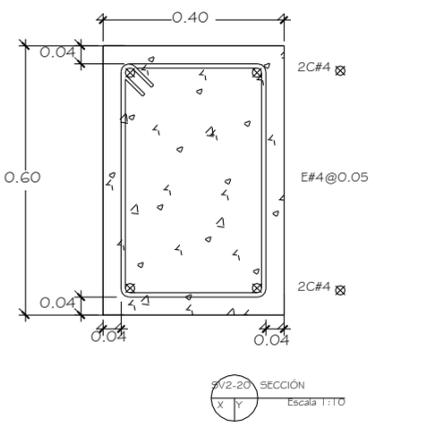
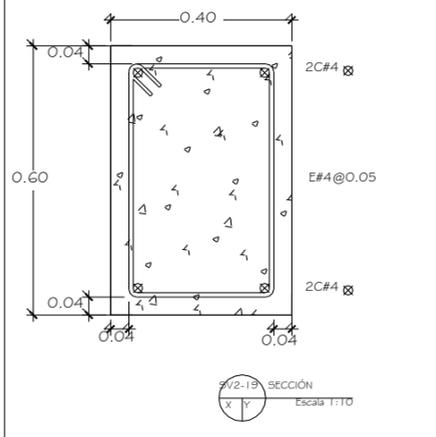
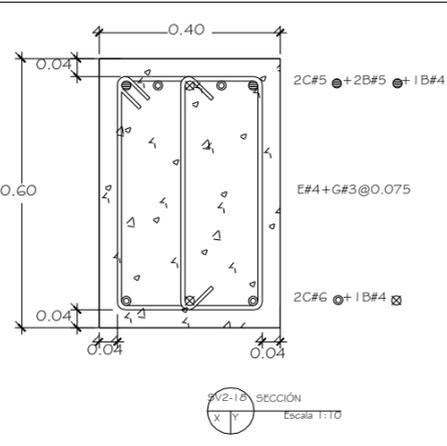
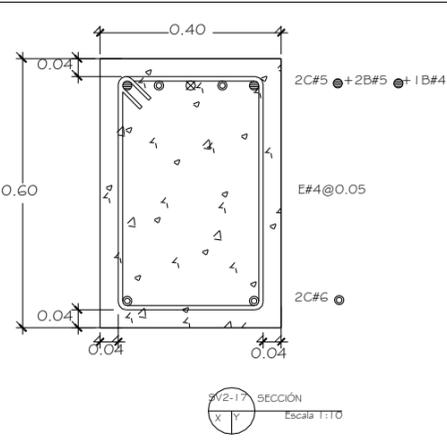
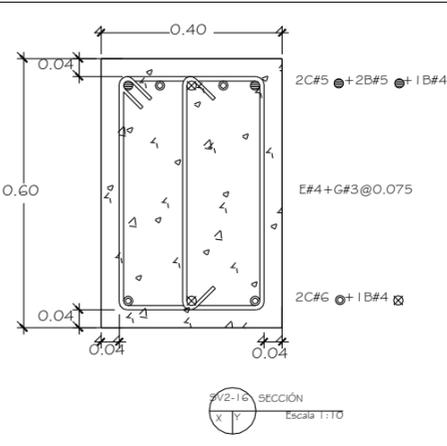
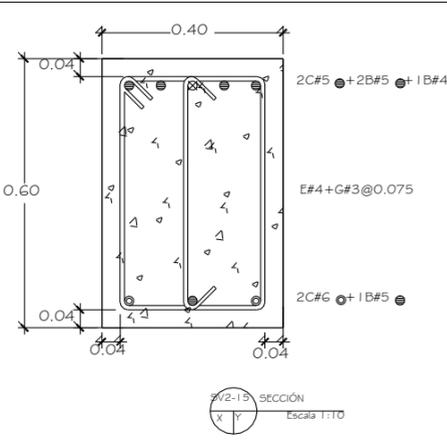
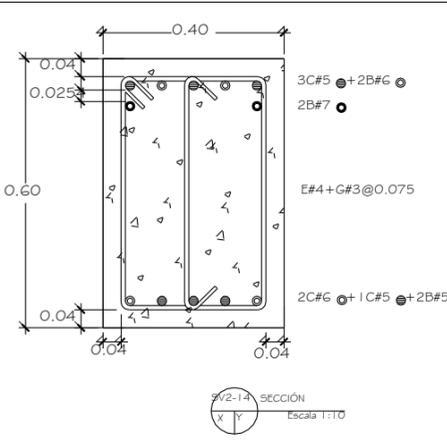
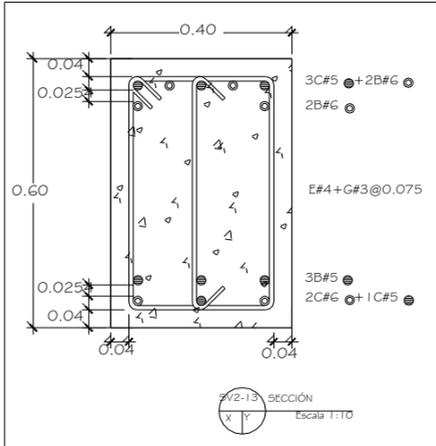
CONTENIDO:  
PLANDS ESTRUCTURALES

ESCALA:  
INDICADA

PRESEMAN:  
JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARMELO PAIZ JURADO

# SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE A (SISTEMA DE MARCOS)

NO. de Hoja: 11/23



CARRERA: INGENIERIA CIVIL

Ciudad Universitaria Oriental  
MARZO DE 2009

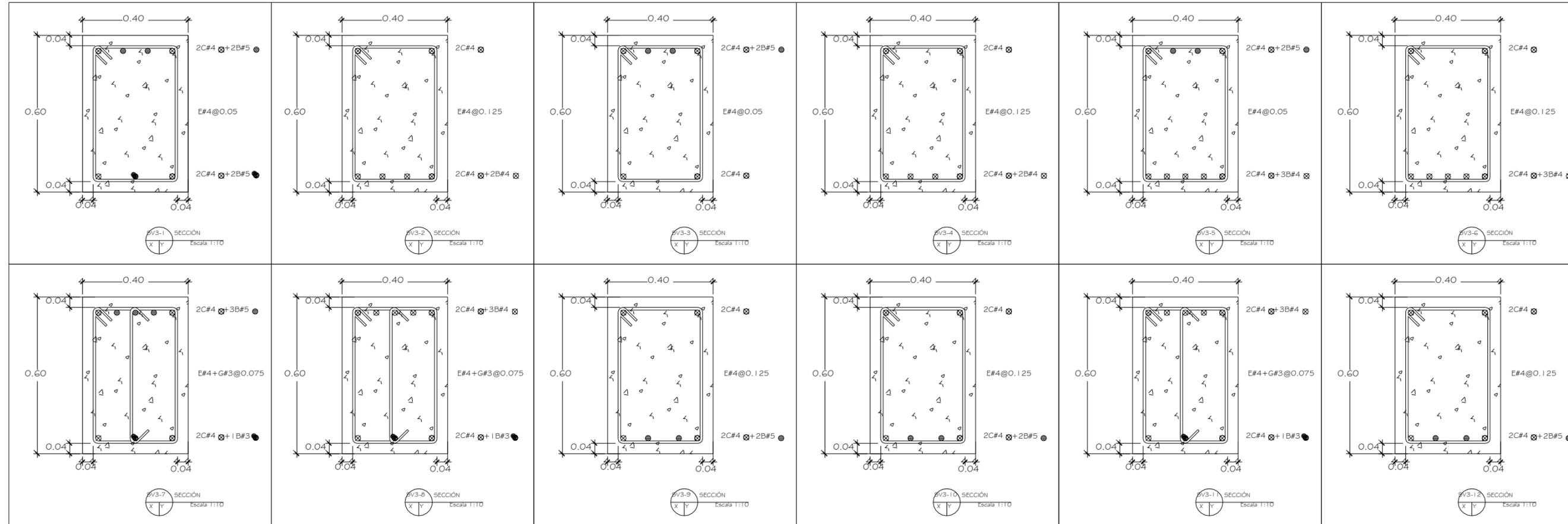
PLANDOS ESTRUCTURALES  
ESCALA INDICADA

PROFESOR: Ing. Mauricio Aristides Perlo Lopez

JOSÉ EDUARDO QUINTANILLA CHACÓN  
JOSE CARNELO PAIZ JURADO

PRESENTE

# SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE A (SISTEMA DUAL)



No. de Hoja: 123



CARRERA:  
**INGENIERIA CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

---

CONTENIDO:  
**PLANDS ESTRUCTURALES**

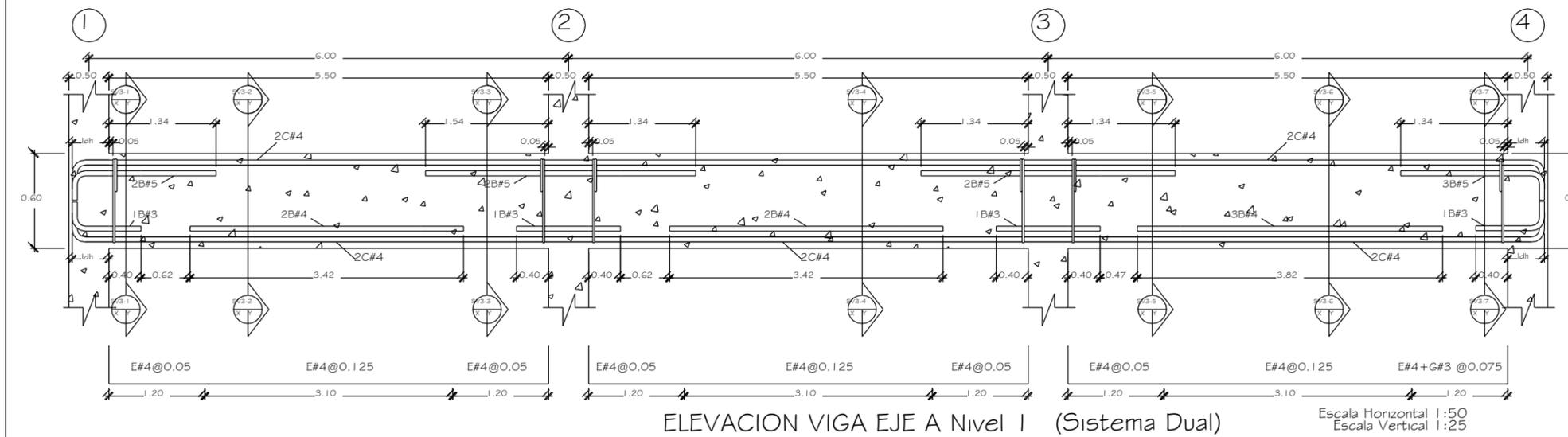
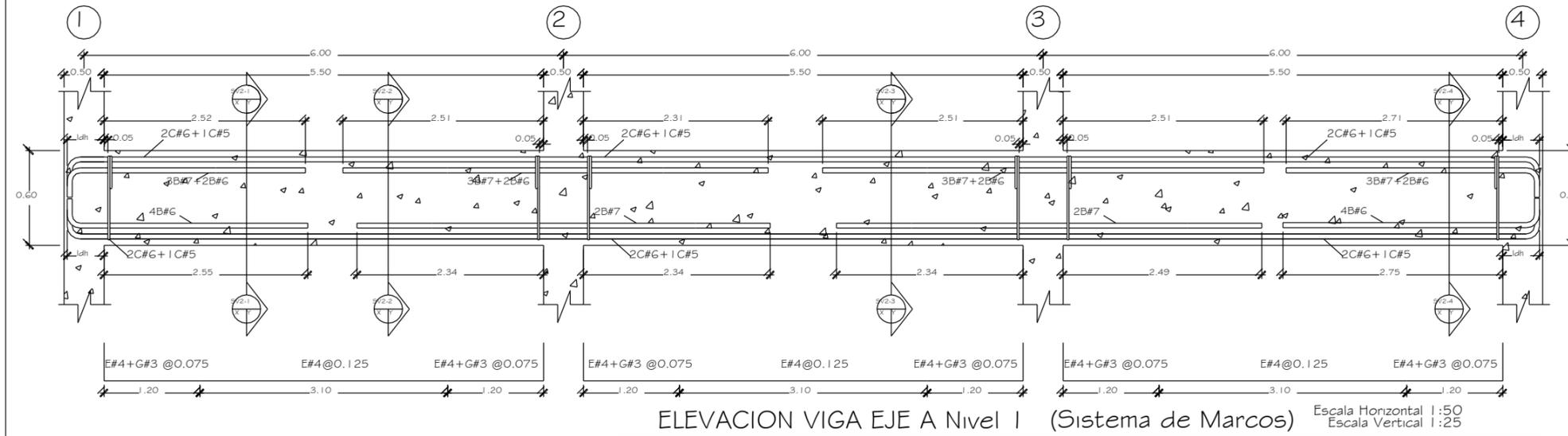
ESCALA:  
**INDICADA**

---

PRESENCIA:  
**ING. MURICIO PRISCILDES PERLA LOPEZ**

PRESENCIA:  
**JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON**  
**JOSE CARMELO PAIZ JURADO**

# COMPARACION DE ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE EJE A (Elev= 0+3.60)



No. de Hoja: 13/23



CARRERA:  
INGENIERIA CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

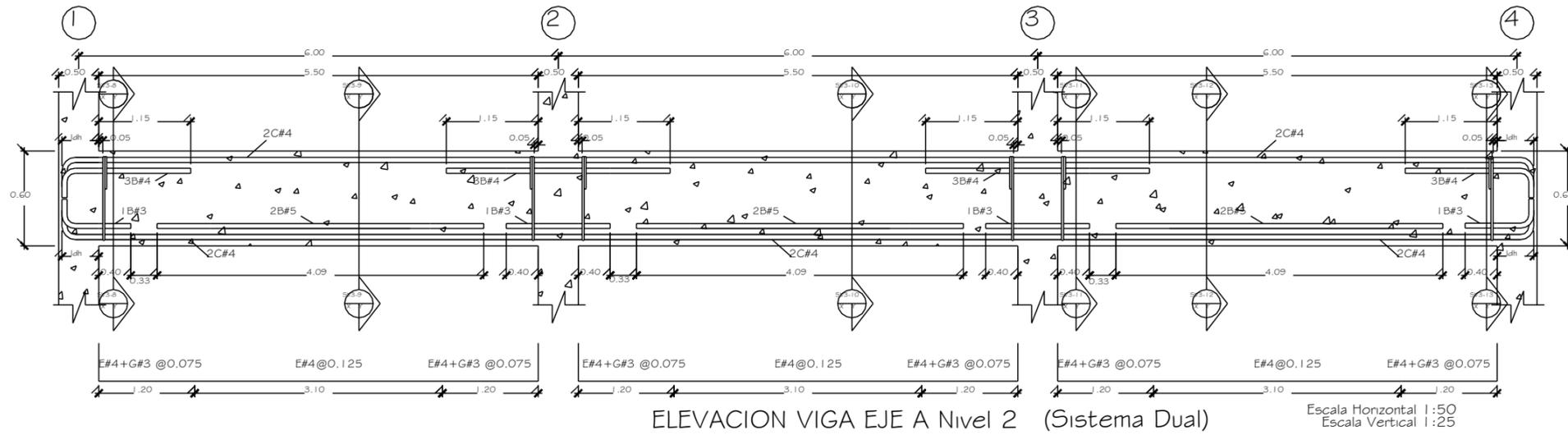
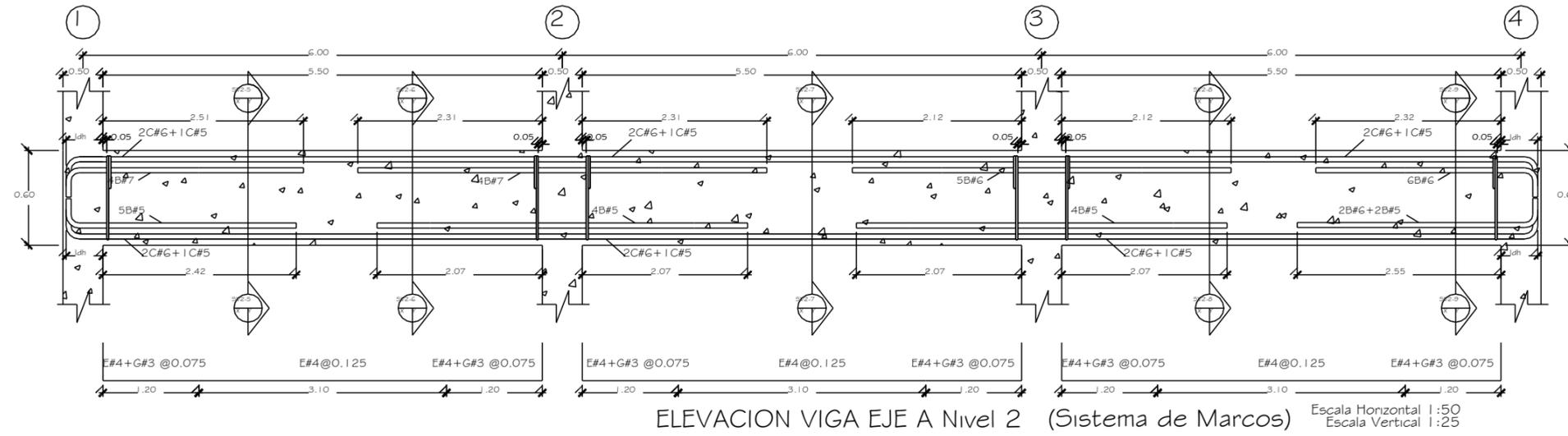
CONTENIDO:  
PLANOS ESTRUCTURALES

INDICADA

PRESENTE:  
ING. JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARMELO PAIZ JURADO

DOCENTE DIRECTOR:  
Ing. Mauricio Aristides Perla Lopez

# COMPARACION DE ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE EJE A (Elev= 0+7.20)



NO. de Hoja: 14 / 23

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CONTENIDO: PLANOS ESTRUCTURALES

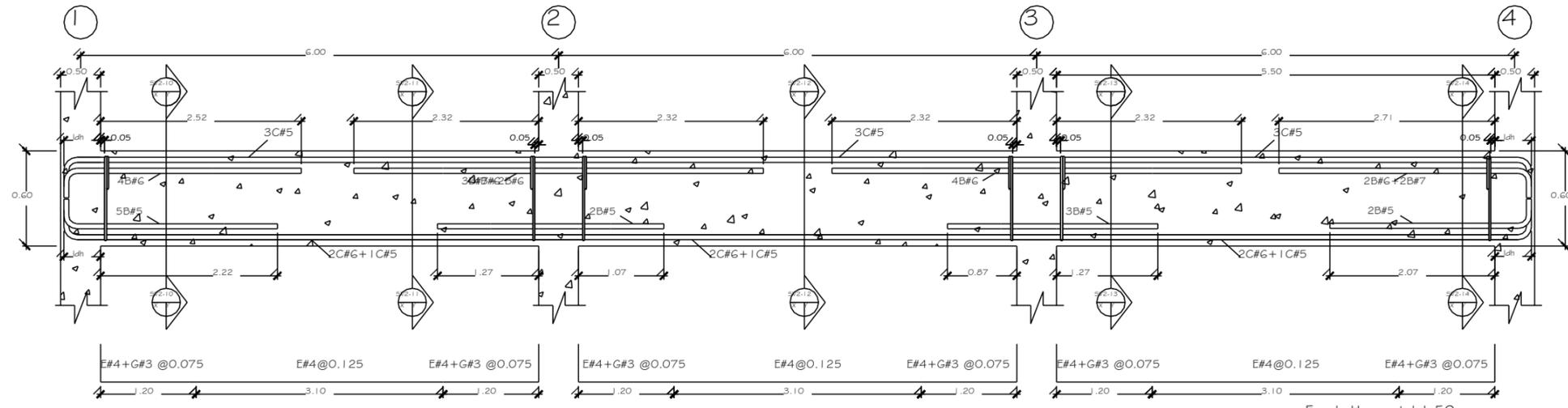
ESCALA: INDICADA

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

DOCENTE DIRECTOR: Ing. Mauricio Arisides Perla Lopez

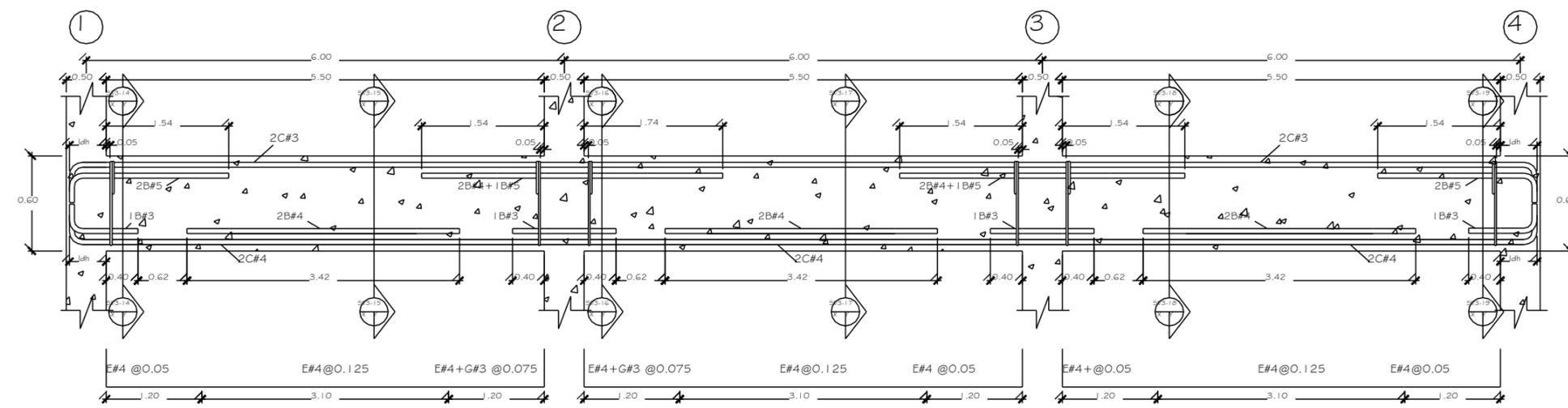
PRESENTE: JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARMELO PAIZ JURADO

# COMPARACION DE ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE EJE A (Elev= 0+10.80)



ELEVACION VIGA EJE A Nivel 3 (Sistema de Marcos)

Escala Horizontal 1:50  
Escala Vertical 1:25



ELEVACION VIGA EJE A Nivel 3 (Sistema Dual)

Escala Horizontal 1:50  
Escala Vertical 1:25

NO. DE PLANOS  
15/23



CARRERA  
**INGENIERIA CIVIL**

CONTENIDO:  
**PLANOS ESTRUCTURALES**

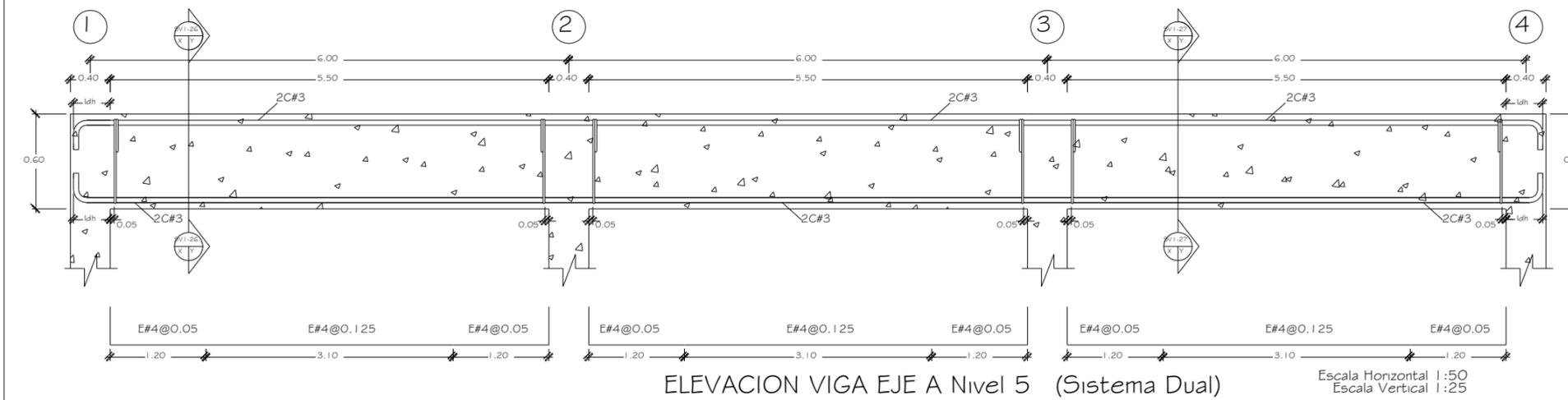
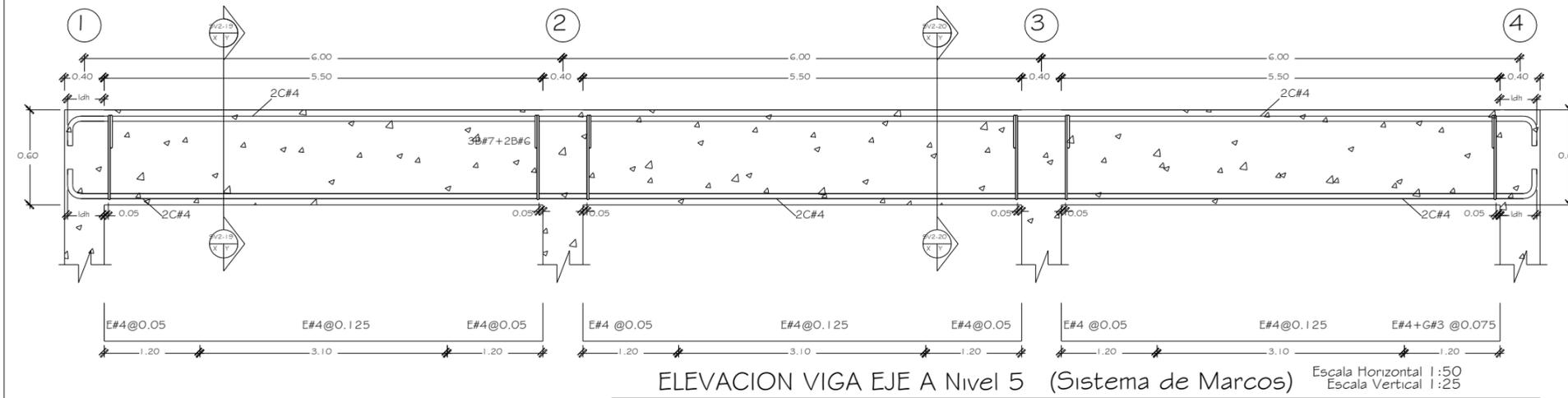
PRESENTAN:  
**JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON**  
**JOSE CARMELO PAIZ JURADO**

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

ESCALA  
INDICADA



# COMPARACION DE ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE EJE A (Elev= 0+18.0)



No. de hoja: 17/23

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CONTENIDO: PLANOS ESTRUCTURALES

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL MARZO DE 2009

INDICADA

ESCALA

PRESENTE A: JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARMELO PAIZ JURADO

DOCENTE DIRECTOR: Ing. Mauricio Aristides Peña Lopez

Elaborado por: JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
SISTEMA INTELIGENTE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO Y PAREDES DE MAESTRERIA DE BLOQUE DE CONCRETO EMPLEANDO SOFTWARE COMPUTACIONAL

# ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE PAREDES

ARMADO DE PAREDES (EJE A y G)

①	②	③	④
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #7@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #7@0.40	Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #7@0.40	

ARMADO DE PAREDES (EJE C y E)

①	②	③	④
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40		Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40		Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40		Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40		Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #7@0.40		Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #7@0.40	

ARMADO DE PAREDES (EJE D)

①	②	③	④
			Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40
			Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40
			Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40
			Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40
			Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #7@0.40

ARMADO DE PAREDES (EJE 1 y 4)

Ⓐ	Ⓑ	Ⓒ	Ⓓ	Ⓔ	Ⓚ	Ⓛ
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40					Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40					Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #4@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40					Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40					Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #5@0.40	
Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #7@0.40					Refuerzo Vertical: #6@0.40 Refuerzo Horizontal: #7@0.40	

ARMADO DE PAREDES (EJE 2)

Ⓐ	Ⓑ	Ⓒ	Ⓓ	Ⓔ	Ⓚ	Ⓛ
Ref. Vert.: #6@0.40 Ref. Hor.: #5@0.40					Ref. Vert.: #6@0.40 Ref. Hor.: #5@0.40	
Ref. Vert.: #6@0.40 Ref. Hor.: #7@0.40					Ref. Vert.: #6@0.40 Ref. Hor.: #7@0.40	

No. DE HOJA: 19 / 23



CARRERA: **INGENIERIA CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
MARZO DE 2009

---

CONTENIDO:  
**PLANOS ESTRUCTURALES**

ESCALA  
**INDICADA**

---

DOCENTE DIRECTOR: **Ing. Mauricio Aristides Peral Lopez**

PRESENTAN:  
**JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
JOSE CARMELO PAIZ JURADO**

## SECCIONES DE COLUMNAS DE EJE 3 "SISTEMA DE MARCOS"

		C-3A	C-3B	C-3C	C-3D	C-3E	C-3F	C-3G
QUINTO NIVEL	Zona no Confinada							
	Zona Confinada							
CUARTO NIVEL	Zona no Confinada							
	Zona Confinada							
TERCER NIVEL	Zona no Confinada							
	Zona Confinada							
SEGUNDO NIVEL	Zona no Confinada							
	Zona Confinada							
PRIMER NIVEL	Zona no Confinada							
	Zona Confinada							



# SECCIONES DE COLUMNAS DE EJE A "SISTEMA DE MARCOS"

		C-1A	C-2A	C-3A	C-4A
QUINTO NIVEL	Zona no Confinada				
	Zona Confinada				
CUARTO NIVEL	Zona no Confinada				
	Zona Confinada				
TERCER NIVEL	Zona no Confinada				
	Zona Confinada				
SEGUNDO NIVEL	Zona no Confinada				
	Zona Confinada				
PRIMER NIVEL	Zona no Confinada				
	Zona Confinada				

N

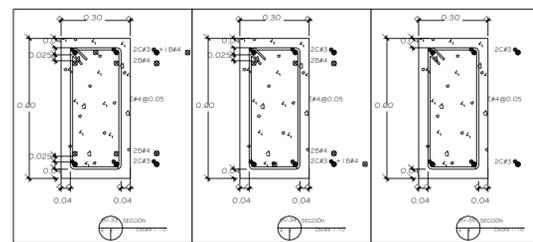


UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DEL ECUADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL  
TRABAJO DE GRADUACIÓN  
PROYECTO DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE MARCOS PARA UN EDIFICIO DE 5 PISOS  
AUTOR: JOSÉ CARMELO PÉREZ  
TUTOR: DR. JOSÉ CARMELO PÉREZ  
MARZO DE 2009

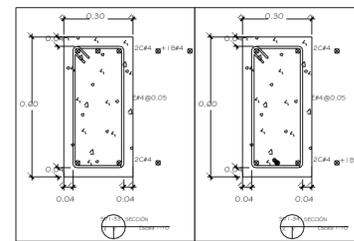
### SECCIONES DE COLUMNAS DE EJE A "SISTEMA DUAL"

		C-1A	C-2A	C-3A	C-4A
CUARTO NIVEL Y QUINTO NIVEL	Zona no Confinada				
	Zona Confinada				
SEGUNDO NIVEL Y TERCER NIVEL	Zona no Confinada				
	Zona Confinada				
PRIMER NIVEL	Zona no Confinada				
	Zona Confinada				

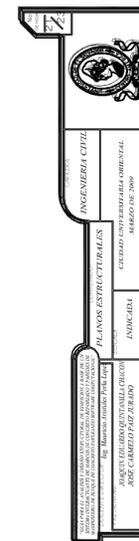
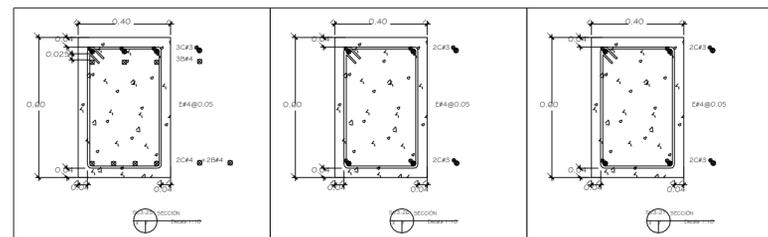
### SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE 3 (SISTEMA DE MARCOS)



### SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE 3 (SISTEMA DUAL)



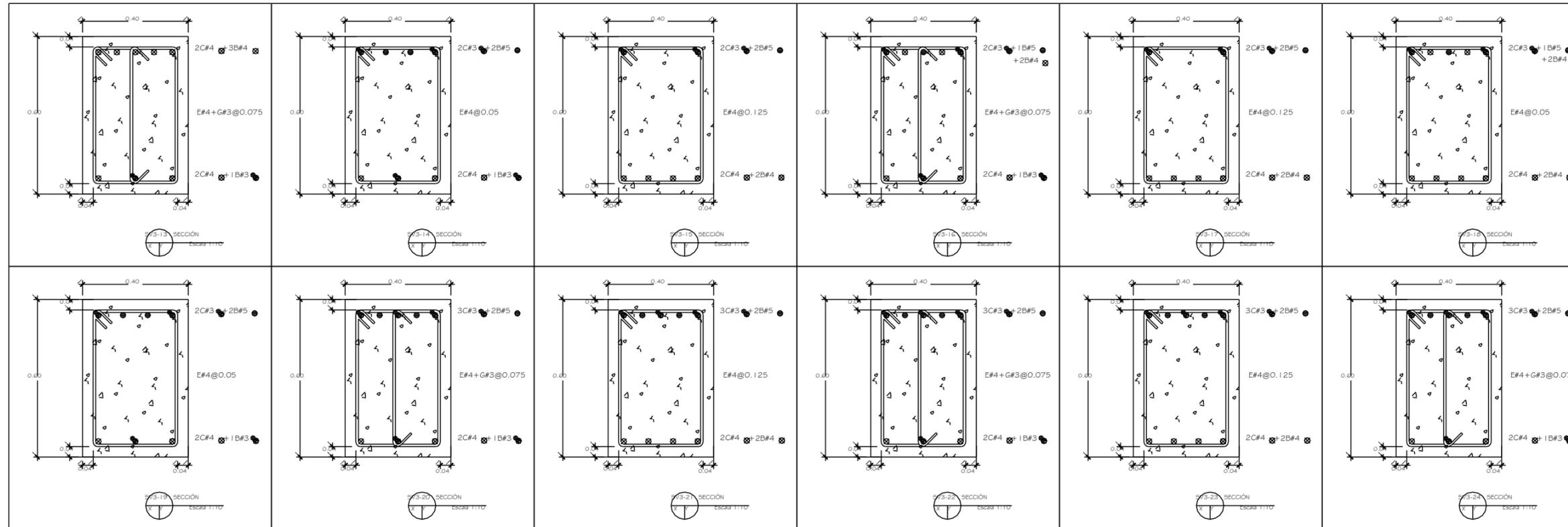
### SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE A (SISTEMA DUAL)



### SECCIONES DE COLUMNAS DE EJE 3 "SISTEMA DUAL"

		C-3A	C-3B	C-3C	C-3D	C-3E	C-3F	C-3G
CUARTO NIVEL Y QUINTO NIVEL	Zona no Confinada							
	Zona Confinada							
PRIMER, SEGUNDO Y TERCER NIVEL	Zona no Confinada							
	Zona Confinada							

## SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS DE EJE A (SISTEMA DUAL)



  
**INGENIERIA CIVIL**  
 CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
 MARZO DE 2009

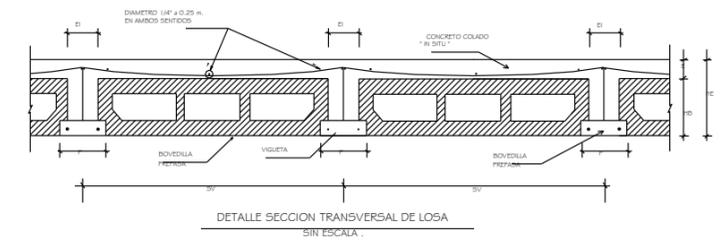
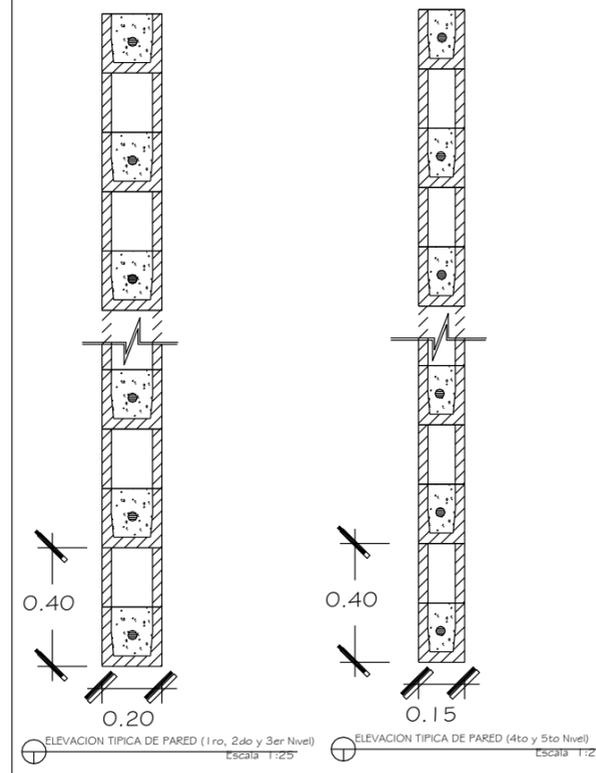
---

**PLANOS ESTRUCTURALES**  
 INDICADA

---

JOAQUÍN EDUARDO QUINTANILLA CHACÓN  
 JOSÉ CARMELO PAIZ JURADO

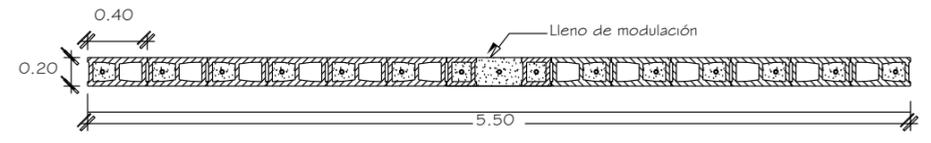
# ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE PAREDES Y DETALLES DE LOSA



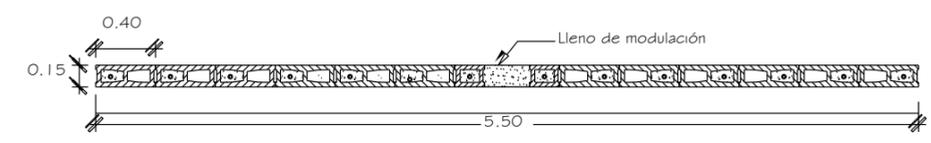
VIGUETA	HE	HB	E	SV	DI	Tabla
VT1-20	20	15	5	70	7	14

VIGUETA	VT1-20
LEC	Ø5
LEB	1.50
FB	1.5
No. VAR.	2#4VIG

NOTA: TODAS LAS COTAS DE LOS CUADROS EN CM.



VISTA EN PLANTA TIPICA DE PARED (1er, 2do y 3 Nivel)  
Escala 1:50



VISTA EN PLANTA TIPICA DE PARED EJE A, 4to y 5to Nivel  
Escala 1:50

No. 222  
 No. 222  
 No. 222

**CARRERA:**  
 INGENIERIA CIVIL  
 CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL  
 MARZO DE 2009

**PROFESOR:**  
 PLANOS ESTRUCTURALES  
 INDICADA

**PROFESORADO:**  
 JOAQUIN EDUARDO QUINTANILLA CHACON  
 JOSE CARMELO PAIZ JURADO

"GUSTO POR EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN MANEJO RESPONSABLE DE LOS MATERIALES Y LA FUERZA DE TRABAJO CONSTRUCTIVO."  
 "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA COMERCIO."  
 Ing. Mauricio Arribas Peña Lopez