

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE POSGRADO**



**Evaluación del diseño por Desempeño basado en desplazamientos
aplicado a sistema de marcos de concreto Reforzado Combinados con
paredes de Corte.**

PRESENTADO POR:

RICARDO JOSUÉ JIMÉNEZ VELASCO

GERARDO JAVIER JOVEL RODRÍGUEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JULIO DE 2017

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSc. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSc. CRISTOBAL HERNAN RÍOS BENÍTEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE POSGRADO

DIRECTORA:

MSc. PATRICIA HAYDÉE ESTRADA DE LÓPEZ

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE POSGRADO**

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Título :

**Evaluación del diseño por Desempeño basado en desplazamientos
aplicado a sistema de marcos de concreto Reforzado Combinados
con paredes de Corte.**

Presentado por:

RICARDO JOSUÉ JIMÉNEZ VELASCO

GERARDO JAVIER JOVEL RODRÍGUEZ

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

PhD. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

SAN SALVADOR, JULIO DE 2017

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

PhD. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

AGRADECIMIENTO

AL GRAN YO SOY: A mi Dios todopoderoso, sin él no soy nadie, y lo más grande que él me da y me ha dado se lo debo todo a él, A MI SEÑOR JESUS, que me dio la vida y las fuerzas para salir adelante en todo lo que él me ha puesto y que a pesar de todo siempre estuvo, está y estoy seguro que estará conmigo.

A MI FAMILIA: A mi esposa que me ha mostrado su apoyo incondicional para terminar este trabajo, que siempre estuvo insistiéndome en que lo terminara, que se aguantó todas las noches de desvelo y todas las veces que no pude estar con ella porque estaba finalizando mi maestría y este trabajo, a mi linda hija que con sus travesuras y su sonrisa ella me inspira todos los días a ser mejor y a luchar por tener mejores oportunidades para brindarle un mejor futuro a ella y a mi esposa.

A MIS PADRES: A mi mamá porque ella a pesar de todo nunca desmayó, y me apoyo sin ningún pero y con gran esfuerzo me dio todo para que yo saliera adelante, a mi papá por haberme inculcado el hábito de la ingeniería y apoyarme a salir adelante en esta nueva meta que inicié, porque siempre me ha ayudado cuando no sé cómo salir de los problemas en los que me he metido y me ha echado la mano en todo y he podido obtener varios triunfos por el apoyo que siempre me ha dado.

A MIS HERMANOS: (Sergio y Elías) que también son ingenieros, porque siempre han estado conmigo en las buenas y en las malas y por qué son mis hermanos.

A MI TIAS: Gracias a todas mis tías, a mi tía Anangelina, gracias porque aunque con un poquito siempre me apoyo y siempre me ha dado algo de comer cuando tengo hambre, a mi tía Ana gracias por sus consejos y su apoyo, a mi tía Lucy gracias por todo sus oraciones, a mi mamachely por haberme cuidado desde pequeño, en fin a todas.

A MI COMPAÑERO DE TESIS: por haber llegado conmigo hasta el final de este trabajo de graduación, sobrepasando todos los obstáculos que tuvimos y siempre echándome la mano en todo. Gracias Jovel.

A LOS QUE ALGUNA VEZ DUDARON: Aquí está la prueba de que lo logré.

Ricardo Josué Jiménez Velasco.

DEDICATORIA

A mis esposa, mi hija, mis padres, a mis hermanos, a mis tías, a mis pastores, a mis amigos, a mi compañero de tesis que también es mi amigo y hermano, y por sobre todo, AL GRAN YO SOY.

Ricardo Josué Jiménez Velasco.

AGRADECIMIENTO

A DIOS: Por ser mi padre, dador de todo, por quien existo y a quien le doy toda la gloria.

A JESUS: Por morir por mí, por mostrarme el camino al Padre y enseñarme el amor verdadero.

A MI ESPOSA: Rocío Peña, por tu amor y apoyo incondicional en estos casi 15 años juntos. Por tus ánimos en cada momento de la vida diaria, por tu fuerza en cada momento difícil que hemos vivido. TE AMO MI AMOR.

A MIS HIJAS: Por su paciencia y entendimiento cada vez que iba al kínder para grandes, como ellas le llaman a la Universidad. Espero ser un buen ejemplo para ustedes siempre y que puedan volar a alturas más elevadas que este su viejo.

A MIS MAESTROS: Los de la universidad que me enseñaron a amar mi carrera y los de la Maestría, que me enseñaron mucho más de esta preciosa carrera, y sobre todo me ubicaron en un punto desde el cual me hicieron dar cuenta que el poco conocimiento con el que cuento no es más que una pequeña gota de agua en un mar inmenso, el cual estoy ansioso de explorar en los años que me quedan de vida. En especial al Dr. Manuel López, nuestro asesor, quien es un ejemplo de humildad y alto grado de conocimiento en Ingeniería.

A MI COMPAÑERO DE TESIS: Gracias viejo, por culminar esta etapa juntos, por tu esfuerzo y paciencia, como amigos y como hermanos en la fe desde hace muchos años ya, que juntos podamos afilar el conocimiento del Señor y de nuestra carrera con entusiasmo.

Gerardo Javier Jovel Rodríguez

DEDICATORIA

A DIOS: Porque de ti procede todo.

A MI ESPOSA ROCIO PEÑA, tu gran amor es lo más valioso que tengo.

A MIS HIJAS: SARAH ABIGAIL, SOPHIA ELIZABETH Y SAMARA MICHELLE, mis tesoros hermosos que Dios me ha dado para que cuide de ellos.

A MIS PADRES, su ejemplo mamá es lo mejor que me ha pasado, su ejemplo papá siempre lo tendré presente.

A MIS HERMANOS, HERMANAS Y DEMAS FAMILIA

A MIS AMIGOS, COLEGAS Y CLIENTES, porque de una u otra forma siempre han estado pendientes de este esfuerzo

Gerardo Javier Jovel Rodríguez

INDICE DE TABLAS

Capítulo 2:

Tabla 2. 1 Tabla 1 NTDS	14
Tabla 2. 2 Coeficientes de Sitio C_o y T_o (Tabla 2, NTDS)	15
Tabla 2. 3 Categorías de Ocupación (Tabla 3, NTDS)	16
Tabla 2. 4 Factores de importancia. (Tabla 4, NTDS)	16
Tabla 2. 5 Clasificación de los diferentes sistemas estructurales (Tabla 7, NTDS)	18
Tabla 2. 6 Ecuaciones representativas del espectro de diseño de la Norma Técnica de Diseño por Sismo	25
Tabla 2. 7 (Variación de Diferentes factores de Modificación de Respuesta, Priestley y Kowalsky, 2007)	31
Tabla 2. 8 (Niveles de desempeño definidos por Visión 2000 y ATC-40)	34
Tabla 2. 9 Comparación de métodos de diseños por desplazamientos (Sullivan, 2002)	44
Tabla 2. 10 Niveles de desempeño considerados en cada método (Sullivan, 2002)	45
Tabla 2. 11 Diferentes ecuaciones para el amortiguamiento histérico	53
Tabla 2. 12 Valor típico de λ	55

Capítulo 3:

Tabla 3. 1 Propiedades del Concreto a utilizar.	74
Tabla 3. 2 Propiedades del Acero a utilizar	75

Capítulo 4:

Tabla 4. 1 Características del Edificio de Seis Niveles	94
Tabla 4. 2 Características del Edificio de doce niveles	95
Tabla 4. 3 Espectro de Aceleración S_a	96
Tabla 4. 4 Datos para el espectro de Desplazamiento	97
Tabla 4. 5 Cortante dinámico en "X"	102
Tabla 4. 6 Cortante dinámico en "Y"	102
Tabla 4. 7 Cortante a utilizar en el diseño	103
Tabla 4. 8 Denominación de los Elementos	107
Tabla 4. 9 Diseño de los Muros	107
Tabla 4. 10 Diseño de la Columna C1	108
Tabla 4. 11 Diseño de la columna C2	108
Tabla 4. 12 Refuerzo Principal de Viga V1	109

Tabla 4. 13 Refuerzo a cortante de viga V1.....	109
Tabla 4. 14 Refuerzo principal de la viga V2.....	110
Tabla 4. 15 Refuerzo a cortante de viga V2.....	110
Tabla 4. 16 Costo Total de la Estructura (Análisis Estático)	111
Tabla 4. 17 Limites de Deformación para los niveles de desempeño.....	111
Tabla 4. 18 Valores límites de desplazamientos para los niveles de desempeño.....	112
Tabla 4. 19 Derivas obtenidas y niveles de daños esperados	114
Tabla 4. 20 Resistencia del concreto para el DDBD.....	115
Tabla 4. 21 Resistencia del acero para el DDBD.....	116
Tabla 4. 22 Calculo de la altura Hcf.....	119
Tabla 4. 23 Datos del perfil de desplazamiento del método DDBD	122
Tabla 4. 24 Valores del espectro elástico e inelástico de desplazamientos.....	125
Tabla 4. 25 Cortantes y Momentos en dirección "X" edificio seis niveles	128
Tabla 4. 26 Calculo de la altura Hcf en "Y"	129
Tabla 4. 27 Datos para el perfil de desplazamientos en "Y"	131
Tabla 4. 28 Cortantes y Momentos Eje "Y" edificio seis niveles	135
Tabla 4. 29 Distribución del cortante basal en altura.....	136
Tabla 4. 30 Denominación de los Elementos para el DDBD.....	137
Tabla 4. 31 Diseño de los Muros del edificio por el método DDBD	138
Tabla 4. 32 Diseño de la columna C1	138
Tabla 4. 33 Diseño de la columna C2	138
Tabla 4. 34 Diseño de la columna C3.....	139
Tabla 4. 35 Refuerzo Principal de viga V1.....	139
Tabla 4. 36 Refuerzo a cortante de viga V1.....	140
Tabla 4. 37 Refuerzo Principal de Viga V2	140
Tabla 4. 38 Refuerzo a cortante de viga V2.....	141
Tabla 4. 39 Derivas máximas obtenidas y niveles de daños esperados para el edificio por el DDBD.....	143
Tabla 4. 40 Costo Total del proyecto	144
Tabla 4. 41 Denominación Resumen de los Elementos	147
Tabla 4. 42 Diseño de los muros en la dirección "X"	148
Tabla 4. 43 Diseño de los muros en la dirección "Y"	149
Tabla 4. 44 Diseño de la columna C1	149
Tabla 4. 45 Diseño de la columna C2	149
Tabla 4. 46 Diseño de la columna C3.....	149

Tabla 4. 47 Refuerzo principal viga V1	150
Tabla 4. 48 Refuerzo a cortante de la viga V1	150
Tabla 4. 49 Diseño del refuerzo principal de la viga V2	151
Tabla 4. 50 Diseño del refuerzo a cortante de la viga V2	151
Tabla 4. 51 Costo total de la Estructura	152
Tabla 4. 52 Limites de Deformación para los niveles de desempeño	152
Tabla 4. 53 Valores límites de desplazamientos para los niveles de desempeño	153
Tabla 4. 54 Derivas máximas y daños esperados	155
Tabla 4. 55 Resistencia del concreto	156
Tabla 4. 56 Resistencia del Acero	158
Tabla 4. 57 Calculo de la altura Hcf	158
Tabla 4. 58 Altura del punto de inflexión	159
Tabla 4. 59 Revisión de la Deriva Dominante	159
Tabla 4. 60 Datos del perfil de desplazamientos	160
Tabla 4. 61 Amortiguamiento de los muros	161
Tabla 4. 62 Amortiguamiento de los marcos	161
Tabla 4. 63 Fuerzas de Diseño en marcos y muros	164
Tabla 4. 64 Datos para el cálculo de la altura Hcf	164
Tabla 4. 65 Altura del punto de inflexión Hcf	165
Tabla 4. 66 Revisión de la deriva dominante	165
Tabla 4. 67 Datos para el perfil de desplazamientos en "Y"	166
Tabla 4. 68 Amortiguamiento de los muros	167
Tabla 4. 69 Amortiguamiento de los marcos	167
Tabla 4. 70 Fuerzas de Diseño en Marcos y Muros	169
Tabla 4. 71 Denominación de los Elementos	170
Tabla 4. 72 Diseño de los muros en "X"	171
Tabla 4. 73 Diseño de los muros en "Y"	172
Tabla 4. 74 Diseño de la columna C1	172
Tabla 4. 75 Diseño de la columna C2	172
Tabla 4. 76 Diseño de la columna C4	173
Tabla 4. 77 Diseño de la columna C4	173
Tabla 4. 78 Diseño del refuerzo principal de la viga V1	173
Tabla 4. 79 Diseño del refuerzo a cortante de la viga V1	174
Tabla 4. 80 Diseño del refuerzo principal de la viga V2	174

Tabla 4. 81 Diseño de refuerzo a cortante de la viga V2	174
Tabla 4. 82 Costo total de la Estructura.....	175
Tabla 4. 53 Valores límites de desplazamientos para los niveles de desempeño.	175
Tabla 4. 54 Derivas máximas y daños esperados	178

INDICE DE FIGURAS

Capítulo 2:

Figura 2. 1 Zonificación Sísmica de El Salvador (Fig. 1. NTDS).....	14
Figura 2. 2 Influencia de la Resistencia el Diagrama de Momento-Curvatura (Priestley y Kowalsky, 2007).	29
Figura 2. 3 Definición de concepto de ductilidad (Priestley y Kowalsky, 2007).....	30
Figura 2. 4 Matriz de objetivos de desempeño.	35
Figura 2. 5 Caracterización de la respuesta histórica de la Rigidez Inicial y Secante.	39
Figura 2. 6 Representación del espectro EC8 para suelo firme y un $PGA=0.4g$	40
Figura 2. 7 Esquema de la estructura sustituta de shoen-shibata.	47

Capítulo 3:

Figura 3. 1 Representación Gráfica del Método DDBD	62
Figura 3. 2 Niveles de desempeño sísmico.....	63
Figura 3. 3 Modelo de Mander para Concreto Confinado y No Confinado (Montejo, 2007)	72
Figura 3. 4 Modelo de acero bajo carga monotónica (Park, Paulay, 1995) (Montejo, 2007)	73
Figura 3. 5 Representación gráfica de un Sistema Dual.	76
Figura 3. 6 Distribución del cortante basal y momento de volteo (Priestley et al. 2007)	78
Figura 3. 7 Distribución de momentos generados por el cortante basal, (Priestley et al. 2007)	79
Figura 3. 8 Transferencia de momentos entre el sistema de muros y los marcos de concreto (Priestley et al. 2007)	81
Figura 3. 9 Resistencia al corte del concreto por ductilidad de la sección de una columna (Priestley et al. 2007)	85
Figura 3. 10 Contribución de la carga axial a la resistencia al corte de la sección de una columna (Priestley et al. 2007).....	86
Figura 3. 11 Planta de nudo de columna interior sometido a momento bidireccional (Priestley et al. 2007)	87
Figura 3. 12 Envolvente de momento y cortante en muros estructurales (Priestley et al. 2007).....	89
Figura 3. 13 Envolvente de cortantes y Momentos. (Priestley et al. 2007).....	91

Capítulo 4:

Figura 4. 1 Espectro de Aceleración	96
Figura 4. 2 Espectro de Desplazamiento	97
Figura 4. 3 Planta Típica de los Edificios a Evaluar	98
Figura 4. 4 Edificio de Seis Niveles (Análisis Estático)	100
Figura 4. 5 Obtención del punto de Desempeño para el patrón Modal "X"	113
Figura 4. 6 Obtención del punto de Desempeño para el patrón Modal "Y"	114

Figura 4. 7 Edificio de Seis Niveles (DDBD)	117
Figura 4. 8 Espectro elástico e inelástico de desplazamientos	126
Figura 4. 9 Obtención del Punto de Desempeño para el patrón Estático "X"	142
Figura 4. 10 Obtención del Punto de desempeño para el patrón Estático"	143
Figura 4. 11 Planta y elevación de edificio de doce niveles.....	145
Figura 4. 12 Obtención del punto de desempeño para el patrón estático "X"	154
Figura 4. 13 Obtención del punto de desempeño para el patrón estático "Y"	155
Figura 4. 14 Planta y elevación de edificio de doce niveles para el diseño de DDBD	157
Figura 4. 15 Obtención del punto de desempeño para el patrón estático en "X"	177
Figura 4. 16 Obtención del punto de desempeño para el patrón estático en "Y"	178

INDICE TEMATICO

1.	CAPITULO I: "PREÁMBULO"	2
1.1	Antecedentes.	2
2.	CAPITULO II: "MARCO TEORICO".	12
2.1	Enfoques Utilizados Actualmente.	12
2.1.1	Generalidades.	12
2.1.2	Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.....	13
2.1.2.1	Zonificación Sísmica.	14
2.1.2.2	Características del Sitio.	15
2.1.2.3	Categorías de Ocupación.	15
2.1.2.4	Configuración Estructural.....	16
2.1.2.5	Sistemas Estructurales.	17
2.1.2.6	Análisis Estático.....	19
2.1.2.7	Análisis Dinámico.....	24
2.2	Problemas con los métodos de diseño basado en fuerzas.....	28
2.2.1	Generalidades	28
2.2.2	Interdependencia de la Resistencia y la Rigidez	28
2.2.3	Ductilidad y Factores de Modificación de Respuesta	30
2.3	Diseño por desempeño sísmico.....	31
2.3.1	Introducción.....	31
2.3.2	Ventajas.....	32
2.3.3	Demanda sísmica y objetivos de desempeño.	32
2.4	Desarrollo de los métodos de diseño por desplazamientos.....	36
2.4.1	Método basado en la verificación de la relación fuerza-desplazamiento.....	36
2.4.2	Método basado en el Cálculo de la Deformación.	37
2.4.3	Método basado en una deformación específica.	37
2.4.4	Propuestas de diferentes autores.....	40
2.5	Elección del Enfoque a utilizar.....	45
2.5.1	Elección del Método.	45
2.6	Diseño Directo Basado en Desplazamientos.....	46
2.6.1	Resumen del Método de diseño basado en desplazamientos.	46
2.6.2	Datos de entrada para la aplicación del DDBD.	47
2.6.2.1	La estructura sustituta de Gulkan-Sozen, Shibata-Sozen.	47

2.6.2.2	Altura y masa efectiva.....	47
2.6.2.3	Espectros.....	48
2.6.2.3.1	Generación del Espectro de desplazamientos (según Priestley y Kowalsky, 2007).	49
2.6.3	El Amortiguamiento.	50
2.6.3.1	La ductilidad.....	50
2.6.3.2	Amortiguamiento Viscoso Equivalente.	51
2.6.3.3	Amortiguamiento del sistema.....	51
2.6.3.4	Amortiguamiento Histérico.....	53
2.6.3.5	Amortiguamiento Elástico.	54
2.6.3.6	Recomendaciones de diseño.....	55
2.6.4	Desplazamiento de diseño.	56
2.6.4.1	Sistemas de un solo grado de libertad.....	56
2.6.4.2	Sistemas de múltiples grados de libertad	57
2.6.4.3	Formas de los Desplazamientos.....	58
3.	CAPITULO III: "GUIA METODOLOGICA".....	61
3.1	Introducción.	61
3.2	Formulación del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos..	61
3.3	Límites de diseño y niveles de desempeño.	63
3.3.1	Objetivos de Desempeño.	64
3.3.2	Niveles de desempeño.	64
3.3.3	Niveles de amenaza sísmica.....	64
3.3.4	Estados límite de la estructura.	65
3.3.5	Estados límite de los elementos estructurales.	65
3.4	Curvatura de fluencia y desplazamiento de diseño para un sistema de un grado de libertad.	65
3.5	Amortiguamiento viscoso equivalente.....	67
3.6	Espectro de Desplazamientos.	68
3.7	Estructuras de múltiples grados de libertad.	68
3.7.1	Desplazamiento de diseño y perfil de desplazamientos.....	68
3.7.2	Masa Efectiva.	69
3.7.3	Amortiguamiento viscoso equivalente	69
3.7.4	Altura Efectiva.	69
3.7.5	Distribución del Cortante Basal.	70
3.8	Combinaciones de carga para el diseño basado en desplazamientos.	70
3.9	Diseño por capacidad en el método DDBD	70
3.10	Diagramas de momento Curvatura.....	72

3.11	Propiedades de los materiales.....	72
3.11.1	Resistencia de los materiales.....	73
3.12	Efectos de la Torsión.	75
3.13	Diseño basado en desplazamientos para un sistema de marcos de concreto reforzados combinados con paredes de corte.	76
3.13.1	Consideraciones preliminares.	77
3.13.1.1	Distribución del cortante entre los dos sistemas estructurales:	77
3.13.1.2	Distribución vertical de la resistencia de las vigas:	77
3.13.1.3	Momentos en Marcos y muros a lo largo de la estructura.	78
3.13.1.4	Momentos en marcos y muros a lo largo de la estructura, cuando ambos sistemas están conectados por medio de vigas.	80
3.13.1.5	Perfil de desplazamientos.....	81
3.13.1.6	Consideraciones para el diseño por capacidad de columnas.....	83
3.13.1.6.1	Diseño a flexión de rótulas plásticas en la base de la columna	83
3.13.1.6.2	Diseño a flexión por capacidad, en columnas	84
3.13.1.6.3	Diseño a cortante por capacidad, en columnas	84
3.13.1.6.4	Amplificación de la respuesta en columnas por efectos bidireccionales	87
3.13.1.7	Consideraciones para el diseño por capacidad de los muros.....	88
3.13.1.8	Consideraciones para el diseño por capacidad de vigas.....	90
4.	CAPITULO IV: "APLICACIÓN DEL METODO".	94
4.1	Introducción.	94
4.2	Geometría de los Edificios.	94
4.3	Carga Sísmica a aplicar.....	95
4.3.1	Método Estático.....	95
4.4	Descripción de la planta típica de la estructura.	98
4.5	Propiedades Mecánicas de los Materiales.....	99
4.6	Cargas impuestas.	99
4.7	Edificio de Seis Niveles.....	99
4.7.1	Método del Diseño por Fuerzas.....	99
4.7.1.1	Descripción de la Estructura.....	99
4.7.1.2	Análisis Estático.....	101
4.7.1.3	Análisis Dinámico.....	101
4.7.1.4	Combinaciones de carga.....	103
4.7.1.5	Derivas permisibles.....	106
4.7.1.6	Diseño de los Elementos.	106

4.7.1.6.1	Diseño de los Elementos.....	106
4.7.1.6.2	Diseño de los muros:.....	107
4.7.1.6.3	Diseño de las columnas:	108
4.7.1.6.4	Diseño de las vigas primarias	109
4.7.1.6.5	Diseño de las vigas Secundarias	110
4.7.1.6.6	Presupuesto del proyecto.....	111
4.7.1.6.7	Control del Danos.	111
4.7.2	Diseño del edificio de seis niveles con el método DDBD.	115
4.7.2.1	Descripción de la Estructura.	115
4.7.2.2	Datos de Entrada.	115
4.7.2.4	Obtención del Cortante aplicado a la estructura en la dirección "X"	118
4.7.2.4.1	Determinación del punto de inflexión Hcf.	118
4.7.2.4.2	Perfil de desplazamientos.	120
4.7.2.4.3	Desplazamiento de Diseño.....	122
4.7.2.4.4	Altura efectiva del sistema equivalente.	123
4.7.2.4.5	Amortiguamiento equivalente del sistema.	123
4.7.2.4.6	Cortante Basal.....	125
4.7.2.4.7	Fuerzas de diseño en Marcos muros estructurales.....	127
4.7.2.5	Obtención del Cortante aplicado a la estructura en la dirección "Y"	128
4.7.2.5.1	Determinación del punto de inflexión Hcf.	129
4.7.2.5.2	Perfil de desplazamientos.	129
4.7.2.5.3	Desplazamiento de Diseño.....	132
4.7.2.5.4	Altura efectiva del sistema equivalente.	132
4.7.2.5.5	Amortiguamiento equivalente del sistema.	132
4.7.2.5.6	Cortante Basal.....	134
4.7.2.5.7	Fuerzas de diseño en Marcos muros estructurales.....	135
4.7.2.5.8	Diseño de los elementos en Midas Gen.....	135
4.7.2.5.8.1	Distribución del cortante en altura.	135
4.7.2.6	Combinaciones de carga	136
4.7.2.7	Derivas permisibles.....	136
4.7.2.8	Diseño de los Elementos.	136
4.7.2.8.1	Diseño de los Elementos.....	136
4.7.2.8.1.1	Diseño de los muros:.....	137
4.7.2.8.1.2	Diseño de las columnas:	138
4.7.2.8.1.3	Diseño de las vigas primarias.....	139

4.7.2.8.1.4	Diseño de las vigas Secundarias	140
4.7.2.9	Verificación del Método.....	141
4.7.2.10	Presupuesto del proyecto.	144
4.8	Edificio de Doce Niveles.	145
4.8.1	Método del Diseño por Fuerzas.....	145
4.8.1.1	Descripción de la Estructura	145
4.8.1.2	Análisis Estático	146
4.8.1.3	Combinaciones de carga	146
4.8.1.4	Derivas permisibles.	146
4.8.1.5	Diseño de los Elementos.	147
4.8.1.5.1.1	Diseño de los muros:.....	148
4.8.1.5.1.2	Diseño de las columnas:	149
4.8.1.5.1.3	Diseño de las vigas primarias.....	150
4.8.1.5.1.4	Diseño de las vigas Secundarias	151
4.8.1.6	Presupuesto del proyecto.	152
4.8.1.7	Control de daños.....	152
4.8.2	Diseño del edificio de doce niveles con el método DDBD	156
4.8.2.1	Descripción de la Estructura.	156
4.8.2.2	Datos de Entrada.....	156
4.8.2.3	Distribución de las fuerzas sísmica.....	158
4.8.3	Obtención del Cortante aplicado a la estructura en la dirección “X”	158
4.8.3.1	Determinación del punto de inflexión Hcf.	158
4.8.3.2	Perfil de desplazamientos.....	159
4.8.3.3	Desplazamiento de Diseño.	160
4.8.3.4	Altura efectiva del sistema equivalente.....	160
4.8.3.5	Amortiguamiento equivalente del sistema.	161
4.8.3.6	Cortante Basal	162
4.8.3.7	Fuerzas de diseño en Marcos y muros estructurales.	163
4.8.4	Obtención del Cortante aplicado a la estructura en la dirección “Y”	164
4.8.4.1	Determinación del punto de inflexión Hcf.	164
4.8.4.2	Perfil de desplazamientos.....	165
4.8.4.3	Desplazamiento de Diseño.	166
4.8.4.4	Altura efectiva del sistema equivalente.....	166
4.8.4.5	Amortiguamiento equivalente del sistema.	167
4.8.4.6	Cortante Basal	168

4.8.4.7	Fuerzas de diseño en Marcos y muros estructurales.	169
4.8.4.8	Diseño de los Elementos.	170
4.8.4.8.1.1	Diseño de los muros:.....	171
4.8.4.8.1.2	Diseño de las columnas:	172
4.8.4.8.1.3	Diseño de las vigas primarias.....	173
4.8.4.8.1.4	Diseño de las vigas Secundarias	174
4.8.4.9	Presupuesto del proyecto.	175
4.8.4.10	Verificación del Método.....	175
4.8.5	Análisis Comparativo.....	179
4.8.5.1	Edificio Seis Niveles.....	179
	Análisis comparativo	179
4.8.5.2	Edificio doce Niveles.....	182
	Análisis comparativo	182
5.	“CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”.....	186
5.1	Conclusiones y Recomendaciones.....	186
6.	BIBLIOGRAFIA.	190
	ANEXO 1: Diseño estructural de los elementos del edificio de seis niveles utilizando la metodología basada en fuerzas.	192
	ANEXO 2: Diseño estructural de los elementos del edificio de seis niveles utilizando la metodología del Diseño Directo Basado en Desplazamientos..	193
	ANEXO 3: Diseño estructural de los elementos del edificio de doce niveles utilizando la metodología basada en fuerzas.	194
	ANEXO 4: Diseño estructural de los elementos del edificio de doce niveles utilizando la metodología del Diseño Directo Basado en Desplazamientos..	195

ECUACIONES, NOTACION Y DEFINICIONES	
Ecuación 2.1	$V = C_s W$
Donde: V = Cortante Basal C _s = Coeficiente Sísmico W _s = Peso sísmico: Carga muerta más la carga viva instantánea.	
Ecuación 2.2	$C_s = \frac{A I C_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$
Donde A = Factor de zona I = Factor de Importancia C _s = Coeficiente Sísmico C _o , T _o = Coeficientes de sitio. R = Factor de Modificación de Respuesta. T = Periodo Natural del Vibración de la estructura.	
Ecuación 2.3	$T = C_t H^{3/4}$
Donde H = Altura de la estructura C _t = Coeficiente numérico, para sistemas Tipo A toma un valor de 0.085 en marcos de acero y 0.073 en marcos de concreto reforzado. Para el resto de sistemas es 0.049 o ver Ec. 2.4 para cálculo en paredes.	
Ecuación 2.4	$C_t = \frac{0.074}{\sqrt{A_c}}$
Ecuación 2.5	$A_c = \sum A_e \left[0.2 + \left(\frac{D_e}{H_n} \right)^2 \right]$
Donde: A _c = Área efectiva combinada, de las paredes de cortante del primer piso de la estructura A _e = Área de la sección transversal horizontal efectiva de cada pared de cortante del primer piso de la estructura. D _e = Longitud de cada elemento de una pared de cortante del primer piso en dirección paralela a las fuerzas aplicadas. H _n = Altura desde la base hasta el nivel n. El valor de D _e / H _n no debe de exceder de 0.9.	

Ecuación 2.6	$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i^1}}$
Donde: T = Periodo natural de vibración de la estructura. W_i = Peso del Nivel i. F_i = Fuerza lateral del nivel i g = aceleración de la gravedad. Nivel i = Nivel de la estructura determinado por el subíndice i, i= determina el primer nivel arriba de la base	
Ecuación 2.7	$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$
Donde: V = Cortante Basal. F_t = Porción del cortante basal considerada concentrada en los pisos más altos de la estructura en adición a Fi. Fuerza de látigo. F_i = Fuerza lateral aplicada en el nivel i.	
Ecuación 2.8	$F_t = 0.77TV$
Donde: V = Cortante Basal T = Periodo Natural del Vibración de la estructura.	
Ecuación 2.9	$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$
Donde: Fi = Fuerza lateral aplicada en el Nivel “x” V = Cortante Basal Ft = Fuerza de látigo para estructuras con periodos mayores de 0.7 seg, que se calcula con la expresión Ft=0.07*T*V y su valor no debe de ser mayor de 0.25*V. Wi = Peso de la estructura en el nivel x hi = Altura desde la base hasta el piso x. ∑ Wi*hi = Sumatoria de peso por la altura desde el nivel 1 hasta el i.	
Ecuación 2.10	$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right]^2$
Donde: A_x = Factor de Amplificación torsional en el nivel x. δ_{max} = Máximo desplazamiento horizontal del nivel x, incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura. δ_{prom} = Promedio de desplazamientos horizontales del nivel x, incluyendo la torsión accidental de los extremos de la estructura.	

Ecuación 2.11	$B_x = 3.0 \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}} - 2.60 \leq 1.40$
Donde: B_x = Factor de amplificación de la fuerza cortante de diseño en el entrepiso x. Δ_{max} = Deriva máxima del entrepiso x, incluyendo la torsión accidental de un extremo de la estructura, en la dirección de análisis. Δ_{prom} = Deriva promedio del entrepiso x, de los dos extremos de la estructura.	
Ecuación 2.12	$\delta x = C_d \delta x_e$
Donde: δx = Desplazamiento total del centro de masa del nivel x δx_e = Desplazamiento total de análisis elástico del centro de masa del nivel x C_d = Factor de amplificación de desplazamientos.	
Ecuación 2.13	$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$
Ecuación 2.14	$\theta_{max} = \frac{0.70}{B C_d} \leq 0.25$
Donde: θ = Coeficiente de estabilidad, el cual no debe de exceder θ_{max}, determinado por medio de la Ecuación 2.14. P_x = Carga Gravitacional total actuando sobre el entrepiso. Δ = Deriva de Entrepiso V_x = Cortante del Entrepiso x h_{sx} = Altura de entrepiso C_d = Factor de amplificación de desplazamientos. B = Relación entre la fuerza cortante demandada y la fuerza cortante proporcionada del entrepiso.	
Ecuación 2.15	$\rho_m = \frac{(\sum_{i,m=1}^N \phi_{im} m_i)^2}{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im}^2 m_i} * \frac{1}{\sum_{i=1}^N m_i}$
Donde: ρ_m = Factor de participación de masas. m_i = Masa correspondiente al nivel i. ϕ_{im} = Componente de la forma modal para el nudo i para un modo dado.	
Ecuación 2.16	$V_{Bm} = S_a (T_m) g (\rho_m \sum_{i=1}^N m_i)$
Donde: V_{Bm} = Cortante Basal modal. ρ_m = Factor de participación de masas. S_a = Aceleración espectral. T_m = Período modal de la estructura. g = Aceleración de la gravedad 9.81m/s² m_i = Masa correspondiente al nivel i.	

Ecuación 2.17	$F_{mi} = V_{Bm} \frac{\phi_{im} m_i}{\sum_{i=1}^N (\phi_{im} m_i)}$
Donde:	
F_{mi}	= Fuerza correspondiente a nivel i
V_{Bm}	= Cortante Basal modal.
m_i	= Masa correspondiente al nivel i.
ϕ_{im}	= Componente de la forma modal para el nudo i para un modo dado.
Ecuación 2.18	$\Delta_m = S_a(T_m) g \frac{T_m^2}{4\pi^2}$
Donde:	
Δ_m	= Desplazamiento máximo.
S_a	= Aceleración espectral.
T_m	= Período modal de la estructura.
g	= Aceleración de la gravedad 9.81m/s ²
Ecuación 2.19	$\Delta_{im} = \phi_{im} \frac{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im} m_i \Delta_m}{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im}^2 m_i}$
Donde:	
Δ_{im}	= Desplazamiento máximo nivel i
Δ_m	= Desplazamiento máximo.
ϕ_{im}	= Componente de la forma modal para el nudo i para un modo dado.
m_i	= Masa correspondiente al nivel i.
Ecuación 2.20	$EI = M_N / \phi_Y$
Donde:	
M_N	= Momento Nominal de la sección
ϕ_Y	= Curvatura de fluencia
EI	= Rigidez a flexión
Ecuación 2.21	$\Delta_{max,ductil} = \Delta_{max,elastico} = \frac{T^2}{4\pi^2} a_{(T)} g .$
Donde:	
$\Delta_{m\ elastico}$	= Desplazamiento máximo elástico
$a_{(T)}$	= Aceleración espectral.
T	= Período modal de la estructura.
g	= Aceleración de la gravedad 9.81m/s ²
Ecuación 2.22	$H_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i H_i)}{\sum(m_i \Delta_i)}$
Donde:	
H_e	= Altura Efectiva de sistema de un grado de libertad
Δ_i	= Desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio
H_i	= Altura del Nivel i sobre la base
m_i	= Masa del Nivel i

Ecuación 2.23	$M_e = \frac{[\sum(m_i \Delta_i H_i)^2]}{\sum(m_i \Delta_i^2)}$
Donde: M_e = Desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio Δ_i = Desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio H_i = Altura del Nivel i sobre la base m_i = Masa del Nivel i	
Ecuación 2.24	$T_e = T_i \left(\frac{\mu}{1 + r(\mu - 1)} \right)^{0.5}$
Donde: T_e = Período secante T_i = Período elástico r = Relación post-fluencia de rigidez elástica μ = Ductilidad	
Ecuación 2.25	$R_\mu = \left(\frac{1 + r(\mu - 1)}{\mu} \right)^{0.5}$
Donde: R_μ = Factor de modificación de respuesta r = Relación post-fluencia de rigidez elástica μ = Ductilidad	
Ecuación 2.26	$R_\mu = \left(\frac{0.07}{0.07 + C \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)} \right)^\alpha$
Donde: R_μ = Factor de modificación de respuesta r = Relación post-fluencia de rigidez elástica μ = Ductilidad	
Ecuación 2.27	$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst}$
Donde: ξ_{eq} = Amortiguamiento equivalente. ξ_{el} = Amortiguamiento elástico. ξ_{hyst} = Amortiguamiento histéretico.	
Ecuación 2.28	$\Delta_y = \theta_y H_e$
Donde: Δ_y = Desplazamiento de fluencia. θ_y = Deriva de fluencia H_e = Altura efectiva	

Ecuación 2.29	$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$
Donde: H_e = Altura efectiva Δ_i = Desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio H_i = Altura del Nivel i sobre la base m_i = Masa del Nivel i	
Ecuación 2.30	$\mu = \Delta_d / \Delta_y$
Donde: μ = Ductilidad Δ_y = Desplazamiento de fluencia. Δ_d = Desplazamiento máximo	
Ecuación 2.31	$\xi_e = \frac{\sum_{i=1}^n (V_j \Delta_j \xi_j)}{\sum_{j=1}^m V_j \Delta_j}$
Donde: ξ_e = Amortiguamiento efectivo del sistema. V_j = Resistencia en desplazamiento de diseño Δ_j = Desplazamiento en el punto más alto ξ_j = Amortiguamiento de elemento estructural j	
Ecuación 2.32	$\xi_e = \frac{\sum_{i=1}^n (V_j \xi_j)}{\sum_{j=1}^m V_j}$
Donde: ξ_e = Amortiguamiento efectivo del sistema. V_j = Resistencia en desplazamiento de diseño ξ_j = Amortiguamiento de elemento estructural j	
Ecuación 2.33	$\xi_e = \frac{\sum_{i=1}^n (l_{wj}^2 \xi_j)}{\sum_{j=1}^m l_{wj}^2}$
Donde: ξ_e = Amortiguamiento efectivo del sistema. l_w = Longitud de paredes en nivel j ξ_j = Amortiguamiento de elemento estructural j	
Ecuación 2.34	$\xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m}$
Donde: ξ_{hyst} = Amortiguamiento histerético A_h = Área dentro de un ciclo completo de la respuesta estabilizada fuerza-desplazamiento F_m = Máxima fuerza alcanzada en los ciclos de carga estabilizados Δ_m = Máximo desplazamiento alcanzado en los ciclos de carga estabilizados	

Ecuación 2.35	$\xi_{hyst} = C \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right)$																																			
Donde:																																				
ξ_{hyst}	= Amortiguamiento histerético																																			
μ	= Ductilidad																																			
C	= Constante que depende de regla de histéresis																																			
Ecuación 2.36	$\xi_{hyst} = a \left(1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \left(1 + \frac{1}{(T_e + c)^d} \right)$																																			
Donde:																																				
ξ_{hyst}	= Amortiguamiento histerético																																			
T_e	= Período efectivo																																			
μ	= Ductilidad																																			
a, b, c y d para diferentes reglas de histéresis vienen dadas por:																																				
<table><tr><td>Modelo</td><td>a</td><td>b</td><td>c</td><td>d</td></tr><tr><td>EPP</td><td>0.224</td><td>0.336</td><td>-0.002</td><td>0.250</td></tr><tr><td>Bilineal, r=0.2 (BI)</td><td>0.262</td><td>0.655</td><td>0.813</td><td>4.890</td></tr><tr><td>Taketa Thim (TT)</td><td>0.215</td><td>0.642</td><td>0.824</td><td>6.444</td></tr><tr><td>Takeda Fat (TF)</td><td>0.305</td><td>0.492</td><td>0.790</td><td>4.463</td></tr><tr><td>Flag, $\beta=0.35$ (FS)</td><td>0.251</td><td>0.148</td><td>3.015</td><td>0.511</td></tr><tr><td>Ramberg-Osgood (RO)</td><td>0.289</td><td>0.622</td><td>0.856</td><td>6.460</td></tr></table>		Modelo	a	b	c	d	EPP	0.224	0.336	-0.002	0.250	Bilineal, r=0.2 (BI)	0.262	0.655	0.813	4.890	Taketa Thim (TT)	0.215	0.642	0.824	6.444	Takeda Fat (TF)	0.305	0.492	0.790	4.463	Flag, $\beta=0.35$ (FS)	0.251	0.148	3.015	0.511	Ramberg-Osgood (RO)	0.289	0.622	0.856	6.460
Modelo	a	b	c	d																																
EPP	0.224	0.336	-0.002	0.250																																
Bilineal, r=0.2 (BI)	0.262	0.655	0.813	4.890																																
Taketa Thim (TT)	0.215	0.642	0.824	6.444																																
Takeda Fat (TF)	0.305	0.492	0.790	4.463																																
Flag, $\beta=0.35$ (FS)	0.251	0.148	3.015	0.511																																
Ramberg-Osgood (RO)	0.289	0.622	0.856	6.460																																
Ecuación 2.37	$c = 2m\omega_i\xi = 2\xi\sqrt{mk}$																																			
Donde:																																				
ξ	= Fracción amortiguamiento crítico																																			
m	= Masa del sistema																																			
k	= Rigidez del sistema																																			
ω_i	= Frecuencia circular de oscilación del sistema																																			
c	= Coeficiente de amortiguamiento																																			
Ecuación 2.38	$\xi_{eq} = k\xi_{el} + \xi_{hyst}$ $k = \mu^\lambda$																																			
Donde:																																				
ξ_{eq}	= Amortiguamiento equivalente.																																			
ξ_{el}	= Amortiguamiento elástico																																			
ξ_{hyst}	= Amortiguamiento histérico																																			
Los valores de λ dependiendo de la rigidez utilizada (inicial o tangente)																																				
<table><tr><td>Modelo</td><td>Rigidez Inicial</td><td>Rigidez Tangente</td></tr><tr><td>EPP</td><td>0.127</td><td>-0.341</td></tr><tr><td>Bilineal (BI)</td><td>0.193</td><td>-0.808</td></tr><tr><td>Takeda Thin (TT)</td><td>0.340</td><td>-0.378</td></tr><tr><td>Takeda Flat (TF)</td><td>0.312</td><td>-0.313</td></tr><tr><td>Flag, (FS)</td><td>0.387</td><td>-0.430</td></tr><tr><td>Romberg-Osgood (RO)</td><td>-0.060</td><td>0.617</td></tr></table>		Modelo	Rigidez Inicial	Rigidez Tangente	EPP	0.127	-0.341	Bilineal (BI)	0.193	-0.808	Takeda Thin (TT)	0.340	-0.378	Takeda Flat (TF)	0.312	-0.313	Flag, (FS)	0.387	-0.430	Romberg-Osgood (RO)	-0.060	0.617														
Modelo	Rigidez Inicial	Rigidez Tangente																																		
EPP	0.127	-0.341																																		
Bilineal (BI)	0.193	-0.808																																		
Takeda Thin (TT)	0.340	-0.378																																		
Takeda Flat (TF)	0.312	-0.313																																		
Flag, (FS)	0.387	-0.430																																		
Romberg-Osgood (RO)	-0.060	0.617																																		

Ecuación 2.39	Paredes de concreto y puentes: $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39a}$ Marcos de Concreto: $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39b}$ Marcos de Acero: $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39c}$ Marcos híbridos presforzados ($\beta=0.85$) $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.186 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39d}$ Amortiguador de fricción: $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.670 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39e}$ Amortiguador de tipo Bilineal ($r=0.2$): $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.519 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39f}$
Donde: ε_{eq} = Amortiguamiento viscoso equivalente μ = Ductilidad de desplazamiento.	
Ecuación 2.40	Columna circular de concreto: $\phi_y = 2.25\varepsilon_y/D \quad \text{Ec. 2.40a}$ Columna rectangular de concreto: $\phi_y = 2.10\varepsilon_y/h_c \quad \text{Ec. 2.40b}$ Pared rectangular de concreto: $\phi_y = 2.00\varepsilon_y/l_w \quad \text{Ec. 2.40c}$ Secciones simétricas de acero $\phi_y = 2.10\varepsilon_y/h_s \quad \text{Ec. 2.40d}$ Viga de concreto con alas: $\phi_y = 1.70\varepsilon_y/h_b \quad \text{Ec. 2.40e}$
Donde: ϕ_y = Curvatura de fluencia ε_y = Deformación unitaria de fluencia ε_y/E_s D = Diámetro de columna circular h_c = Peralte de columna l_w = Longitud de muro h_s = Peralte de viga de acero h_b = Peralte de viga de concreto con alas	

Ecuación 2.41	$\Delta_y = \phi_y (H + L_{sp})^2 / 3$
Donde: Δ_y = Desplazamiento de fluencia ϕ_y = Curvatura de fluencia H = Altura de columna L_{sp} = Longitud de rótula plástica	
Ecuación 2.42	Marcos de concreto reforzado $\theta_y = 0.50 \varepsilon_y L_b / h_b \quad \text{Ec. 2.42a}$ Marcos de Acero $\theta_y = 0.60 \varepsilon_y L_b / h_b \quad \text{Ec. 2.42b}$
Donde: θ_y = Deriva de fluencia ε_y = Deformación unitaria de fluencia ε_y / E_s L_b = Longitud de viga h_b = Peralte de viga	
Ecuación 2.43	$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$
Donde: m_i = Masa del Nivel i Δ_i = Desplazamiento del Nivel	
Ecuación 2.44	$\Delta_i = \delta_i \cdot \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right)$
Donde: Δ_i = Desplazamiento del Nivel i δ_i = Deformada modal Δ_c = Desplazamiento diseño de masa crítica δ_c = Deformada inelástico modal de masa crítica	
Ecuación 2.45	$n \leq 4: \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad \text{Ec. 2.45.a}$ $n > 4: \quad \delta_i = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad \text{Ec. 2.45.b}$
Donde: H_i = Altura de Nivel i H_n = Altura de techo nivel n δ_i = Deformada modal	

Ecuación 2.46	$\theta_{yn} = \frac{\phi_y H_n}{2}$
Donde: θ_{yn} = Deriva de fluencia ϕ_y = Curvatura de fluencia H_n = Altura de techo nivel n	
Ecuación 2.47	$\theta_{yn} = \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w}$
Donde: θ_{yn} = Deriva de fluencia ε_y = Deformación unitaria de fluencia ε_y/Es H_n = Altura de nivel de techo l_w = Longitud de pared	
Ecuación 2.48	$\theta_{dn} = \theta_{yn} + \theta_{pn} = 1.0 \cdot \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} + \left(\phi_m - 2.0 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \right) L_p \leq \theta_c$
Donde: θ_{dn} = Deriva crítica total en el punto más alto de la pared θ_{yn} = Deriva de fluencia θ_{pn} = Deriva plástica ε_y = Deformación unitaria de fluencia ε_y/Es H_n = Altura de nivel n l_w = Longitud de pared ϕ_m = Curvatura de la base L_p = Longitud de rótula plástica θ_c = Deriva de diseño	
Ecuación 2.49	$\Delta_{yi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right)$
Donde: Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia ε_y = Deformación unitaria de fluencia ε_y/Es H_i = Altura de nivel i H_n = Altura de nivel de techo l_w = Longitud de pared	

Ecuación 2.50	$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \left(\phi_m - \frac{2\varepsilon_y}{l_w}\right) L_p H_i$
Donde: Δ_i = Desplazamiento de nivel i Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia Δ_{pi} = Desplazamiento plástico ε_y = Deformación unitaria de fluencia ε_y/E_s H_i = Altura de nivel i H_n = Altura de nivel de techo l_w = Longitud de pared ϕ_m = Curvatura de la base L_p = Longitud de rótula plástica	
Ecuación 2.51	$\Delta_i = \Delta_{yi} + (\theta_c - \theta_{yn})H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \left(\theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w}\right) H_i$
Donde: Δ_i = Desplazamiento de nivel i Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia θ_c = Deriva de diseño θ_y = Deriva de fluencia ε_y = Deformación unitaria de fluencia ε_y/E_s H_i = Altura de nivel i H_n = Altura de nivel de techo l_w = Longitud de pared	
Ecuación 3.1	$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$
Donde: K_e = Rigidez equivalente m_e = Masa equivalente T_e = Período equivalente	
Ecuación 3.2	$F = V_b = K_e \Delta_d$
Donde: F = Fuerza en la base V_b = Cortante basal K_e = Rigidez equivalente Δ_d = Desplazamiento de diseño	

Ecuación 3.3	$\Delta_y = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3}$
Donde: Δ_y = Desplazamiento de fluencia ϕ_y = Curvatura de fluencia H = Altura de sistema L_{sp} = Longitud de penetración de deformación en elemento de soporte	
Ecuación 3.4	$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$
Donde: μ = Ductilidad del sistema de un grado de libertad Δ_d = Desplazamiento de diseño Δ_y = Desplazamiento de fluencia	
Ecuación 3.5	$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bl}$
Donde: L_{sp} = Longitud de penetración en elemento de apoyo f_{ye} = Resistencia efectiva a la fluencia d_{bl} = Diámetro de barras longitudinales	
Ecuación 3.6	Para Marcos de Concreto $\theta_y = \frac{0.5 \varepsilon_y L_b}{h_b}$, Ec. 3.6a
	Para Marcos de Acero $\theta_y = \frac{0.65 \varepsilon_y L_b}{h_b}$, Ec. 3.6b
Donde: θ_y = Deriva de fluencia ε_y = Deformación unitaria de fluencia ε_y / E_s L_b = Longitud de vigas h_b = Altura de vigas	
Ecuación 3.7	$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H$
Donde: Δ_d = Desplazamiento de diseño Δ_y = Desplazamiento de fluencia Δ_p = Desplazamiento plástico ϕ_y = Curvatura de fluencia H = Altura de sistema L_{sp} = Longitud de penetración de deformación en elemento de soporte L_p = Longitud de rótula plástica ϕ_{ls} = Curvatura máxima permitida por el concreto o por el acero longitudinal	

Ecuación 3.8	$\Delta_{d\theta} = \theta_c$
Donde: $\Delta_{d\theta}$ = Desplazamiento de diseño θ_c = Deriva de código de diseño	
Ecuación 3.9	$L_p = kH_e + 0.1l_w + L_{sp}$
Donde: L_p = Longitud de rótula plástica k = Relación entre el esfuerzo a tensión de barras y resistencia de fluencia del sistema H_e = Altura efectiva l_w = Longitud de muro L_{sp} = Longitud de penetración de deformación en elemento de soporte	
Ecuación 3.10	$\varepsilon_{eq} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{hist}$
Donde: ε_{eq} = Amortiguamiento equivalente ε_{el} = Amortiguamiento elástico ε_{hist} = Amortiguamiento histerético	
Ecuación 3.11	$\varepsilon_{hist} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m}$
Donde: ε_{eq} = Amortiguamiento equivalente A_h = Área dentro de un ciclo completo de la respuesta estabilizada fuerza-desplazamiento F_m = Máxima fuerza en un ciclo de carga estabilizado Δ_m = Máximo desplazamiento en un ciclo de carga estabilizado	
Ecuación 3.12	$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + \varepsilon} \right)^{0.5}$
Donde: R_ε = Factor de reducción de espectro de desplazamiento ε = Amortiguamiento	
Ecuación 3.13	$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d}$
Donde: m_e = Masa equivalente m_i = Masa nivel i Δ_i = Desplazamiento nivel i Δ_d = Desplazamiento de diseño	

Ecuación 3.14	$\varepsilon_{sys} = \frac{\varepsilon_W M_{OTM,W} + \varepsilon_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}$
Donde: ε_{sys} = Amortiguamiento de sistema ε_W = Amortiguamiento de sistema de paredes ε_F = Amortiguamiento de sistema de marcos $M_{OTM,W}$ = Momento de volteo de paredes $M_{OTM,F}$ = Momento de volteo de marcos M_{OTM} = Momento de volteo total	
Ecuación 3.15	$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}$
Donde: H_e = Altura equivalente Δ_i = Desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio H_i = Altura del Nivel i sobre la base m_i = Masa del Nivel i	
Ecuación 3.16	$F_i = V_s \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}$
Donde: F_i = Fuerza sísmica nivel i V_s = Cortante en la base Δ_i = Desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio (respuesta inelástica) m_i = Masa del Nivel i	
Ecuación 3.17	$\phi_s S_D \geq S_R = \phi^\circ \omega S_E$
Donde: ϕ_s = Factor de reducción de resistencia S_D = Resistencia nominal S_R = Resistencia requerida ϕ° = Factor de sobrerresistencia ω = Factor de amplificación (que toma en cuenta efectos de modos superiores) S_E = Solicitaciones de análisis estructural	
Ecuación 3.18	$f'_{ce} = 1.3 f'_c$
Donde: f'_{ce} = Resistencia efectiva del concreto f'_c = Resistencia nominal a compresión del concreto	
Ecuación 3.19	$f'_{ye} = 1.1 f'_y$
Donde: f'_{ye} = Resistencia efectiva del acero f'_y = Resistencia nominal a fluencia del acero	
Ecuación 3.20	$f'_{co} = 1.7 f'_c$
Donde: f'_{co} = Resistencia máxima esperada del concreto f'_c = Resistencia nominal a compresión del concreto	
Ecuación 3.21	$f'_{yo} = 1.2 f'_y$
Donde: f'_{yo} = Resistencia máxima esperada del acero	

f'_y = Resistencia nominal a fluencia del acero	
Ecuación 3.22	$V_F = \beta_f * V_{BASE}$
Donde: β_f = Porcentaje tomado por sistema de marcos V_F = Cortante sísmico tomado por el sistema de Marcos. V_w = Cortante sísmico tomado por los muros. V_{BASE} = Cortante sísmico Total.	
Ecuación 3.23	$V_w = (\beta_f - 1) * V_{BASE}$
Donde: β_f = Porcentaje tomado por sistema de marcos V_F = Cortante sísmico tomado por el sistema de Marcos. V_w = Cortante sísmico tomado por los muros. V_{BASE} = Cortante sísmico Total.	
Ecuación 3.24	$\sum V_C = V_1 + V_2 + V_3 = \sum V_F$
Donde: V_C = Cortante en columnas $V_1, V_2, V_3..$ V_F = Cortante sísmico tomado por el sistema de Marcos.	
Ecuación 3.25	$\sum M_{bi} = M_{i,1} + M_{i,2} + M_{i,2} + M_{i,4} = \sum V_C H_S$
Donde: M_{bi} = Momento en columnas V_C = Cortante sísmico tomado por el sistema de Marcos. H_S = Altura de nivel i.	
Ecuación 3.26	$\sum M_c = \frac{\sum V_c H_s}{2} = 0.5 V_F H_S$
Donde: M_c = Momento en columnas V_C = Cortante sísmico tomado por el sistema de Marcos. H_S = Altura de nivel i. V_F = Cortante sísmico tomado por el sistema de Marcos.	
Ecuación 3.27	$M_{ci} = 0.5 V_i H_S$
Donde: M_c = Momento en columnas H_S = Altura de nivel i. V_i = Cortante de nivel i	
Ecuación 3.28	$M_b = \frac{V_c H_s}{n_{be}}$
Donde: M_b = Momentos en vigas H_S = Altura de nivel V_c = Cortante en columnas n_{be} = Número de vigas que llegan al pórtico	

Ecuación 3.29	$M_{b,wall} = M_{b,l} + \frac{(M_{b,l} - M_{b,r})l_{w,cl}}{L_b}$
Donde: $M_{b,wall}$ = Momentos en muro $M_{b,l}$ = Momentos en columna de borde de muro $M_{b,r}$ = Momento en columna más cercana a muro $l_{w,cl}$ = Longitud de borde a centro de muro L_b = Longitud de viga	
Ecuación 3.30	$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left[\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{cf}} \right],$
Donde: Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia ϕ_{yw} = Curvatura de fluencia de muro H_i = Altura de nivel i H_{cf} = Altura de punto de inflexión	
Ecuación 3.31	$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left[\frac{H_i H_{cf}}{2} - \frac{H_i^2}{6} \right]$
Donde: Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia ϕ_{yw} = Curvatura de fluencia de muro H_i = Altura de nivel i H_{cf} = Altura de punto de inflexión	
Ecuación 3.32	$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_P H_i,$
Donde: Δ_{Di} = Desplazamiento total Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia ϕ_{dc} = Curvatura de fluencia permitida para un estado de control de daño en base de muro ϕ_{yw} = Curvatura de fluencia de muro H_i = Altura de nivel i L_P = Longitud de rótula plástica.	
Ecuación 3.33	$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_w}$
Donde: ϕ_{dc} = Curvatura de fluencia permitida para un estado de control de daño en base de muro L_w = Longitud de muro	

Ecuación 3.34	$\theta_{dn} = \theta_{yw} + \theta_{pn} = \frac{\phi_{yw} H_{cf}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_p$
Donde: θ_{dn} = Deriva máxima θ_{yw} = Deriva de fluencia θ_{pn} = Deriva plástica ϕ_{dc} = Curvatura de fluencia permitida para un estado de control de daño en base de muro ϕ_{yw} = Curvatura de fluencia de muro H_{cf} = Altura de punto de inflexión. L_p = Longitud de rótula plástica.	
Ecuación 3.35	$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \left(\frac{\phi_{yw} H_{cf}}{2} \right) \right) H_i$
Donde: Δ_{Di} = Desplazamiento total Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia θ_c = Deriva del código ϕ_{yw} = Curvatura de fluencia de muro H_{cf} = Altura de punto de inflexión. H_i = Altura de nivel i L_p = Longitud de rótula plástica.	
Ecuación 3.36	$\theta_{CD} = \theta_c \omega_\theta = \theta_c \left[1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \right]$
Donde: θ_{CD} = Deriva corregida θ_c = Deriva de análisis ω_θ = Factor de corrección por modos superiores n = Numero de niveles $M_{OTM,F}$ = Momento de volteo de marcos M_{OTM} = Momento de volteo total	
Ecuación 3.37	$M_{CB} = M_{CBR} \geq M_{CBE}$
Donde: M_{CB} = Momento resistente esperado M_{CBR} = Momento resistente requerido M_{CBE} = Momento actuante	
Ecuación 3.38	$\phi_f M_c \geq M^o = 1.3 \phi^o M_{CE}$
Donde: ϕ_f = Factor de reducción de resistencia a flexión M_c = Momento nominal M^o = Momento amplificado ϕ^o = Factor de sobresistencia M_{CE} = Momento actuante	

Ecuación 3.39	$\phi_v V_C \geq V^o = 1.3 \phi^o V_{CE}$
Donde: ϕ_f = Factor de reducción de resistencia a cortante V_C = Resistencia a cortante nominal V^o = Cortante amplificado ϕ^o = Factor de sobresistencia V_{CE} = Cortante actuante	
Ecuación 3.40	$\phi_v V_{CAP} = \phi_v (V_C + V_S + V_p)$
Donde: ϕ_v = Factor de reducción de resistencia a cortante V_{CAP} = Resistencia a cortante nominal V_C = Resistencia a cortante proporcionada por el concreto V_S = Resistencia a cortante proporcionada por el acero transversal V_p = Resistencia a cortante proporcionada por efecto de carga axial	
Ecuación 3.41	$V_C = k \sqrt{f'_{ce} A_e} = \alpha \beta \gamma \sqrt{f'_{ce}} 0.8 A_g$
Donde: V_C = Resistencia a cortante proporcionada por el concreto f'_{ce} = Resistencia efectiva del concreto A_e = Area efectiva de sección A_g = Area grues de sección k = Factor que depende de valores α , β y γ α = Factor que depende de relación entre Momento M, cortante V y peralte de sección D β = Factor que depende de cuantía de refuerzo longitudinal γ = Factor que depende de la demanda de ductilidad	
Ecuación 3.42	$1.0 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \leq 1.5$
Donde: M = Momento actuante V = Cortante actuante D = Peralte efectivo de sección	
Ecuación 3.43	$\beta = 0.5 + 20 \rho_l \leq 1.0$
Donde: ρ_l = Cuantía de refuerzo longitudinal	

Ecuación 3.44	$V_s = \frac{A_v f_{yh} (D - c - C_o)}{s}$
Donde: V_s = Resistencia a cortante proporcionada por acero A_v = Área de acero transversal f_{yh} = Resistencia a fluencia de acero transversal D = Peralte efectivo de sección c = Distancia de eje neutro C_o = Recubrimiento medido al centro del estribo s = Espaciamiento de estribos	
Ecuación 3.45	$\sum M_{CD} = \sqrt{(M_{B1P} + M_{B1N})^2 + (M_{B2P} + M_{B2N})^2}$
Donde: M_{CD} = Momento actuante en columna M_{B1P} = Momento en extremo P de viga 1 M_{B1N} = Momento en extremo N de viga 1 M_{B2P} = Momento en extremo P de viga 2 M_{B2N} = Momento en extremo N de viga 2	
Ecuación 3.46	$\sum M_C \approx \sum M_{CD} = \sqrt{2} (M_{B1P} + M_{B1N})$
Donde: M_{CD} = Momento actuante en columna M_C = Momento actuante en columna M_{B1P} = Momento en extremo P de viga 1 M_{B1N} = Momento en extremo N de viga 1	
Ecuación 3.47	$M_{0.5Hn}^o = C_{1,T} \phi^o M_B$
Donde: $M_{0.5Hn}^o$ = Momento a mitad de altura de muros $C_{1,T}$ = Factor de amplificación por efectos de modo superiores M_B = Momento actuante ϕ^o = Factor de sobresistencia	
Ecuación 3.48	$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 T_i \left(\frac{\mu}{\phi^o} - 1 \right) \geq 0.4$
Donde: T_i = Período inicial $C_{1,T}$ = Factor de amplificación por efectos de modo superiores μ = Ductilidad del sistema ϕ^o = Factor de sobresistencia	
Ecuación 3.49	$V_{BASE}^o = \phi^o \omega_V V_{BASE}$
Donde: V_{BASE}^o = Cortante actuante en la base amplificado V_{BASE} = Cortante en base actuante ω_V = Factor de amplificación por efecto de modos superiores ϕ^o = Factor de sobresistencia	

Ecuación 3.50	$\omega_V = 1 + \frac{\mu}{\phi^o} C_{2,T}$
Donde: ω_V = Factor de amplificación por efecto de modos superiores $C_{2,T}$ = Factor de amplificación por efectos de modo superiores μ = Ductilidad del sistema ϕ^o = Factor de sobresistencia	
Ecuación 3.51	$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$
Donde: T_i = Período inicial $C_{2,T}$ = Factor de amplificación por efectos de modo superiores	
Ecuación 3.52	$V_n^o = C_3 V_{BASE}^o$
Donde: V_n^o = Cortante actuante en la base amplificado V_{BASE}^o = Cortante en base actuante C_3 = Factor de amplificación por efecto de modos superiores	
Ecuación 3.53	$C_3 = 0.9 - 0.3T_i \geq 0.3,$
Donde: T_i = Período inicial C_3 = Factor de amplificación por efectos de modo superiores	
Ecuación 3.54	$\frac{T_i}{T_e} = \sqrt{\frac{1+r(\mu_{SYS}-1)}{\mu_{SYS}}},$
Donde: T_i = Período inicial T_e = Período efectivo μ_{SYS} = Ductilidad del sistema	
Ecuación 3.55	$\mu_{SYS} = \frac{u_W V_W + u_F V_F}{V_{BASE}},$
Donde: μ_{SYS} = Ductilidad del sistema V_W = Cortante de muros V_F = Cortante de marcos u_W = Desplazamiento de muros u_F = Desplazamiento de marcos V_{BASE} = Cortante en base actuante	
Ecuación 3.56	$M_x = M_{E,I}^o + (M_{E,r}^o - M_{E,I}^o) \frac{x}{L_B} + \frac{\omega_G L_B}{2} x - \frac{\omega_G x^2}{2},$
Donde: M_x = Momento a lo largo de eje de viga $M_{E,r}^o$ = Momento en extremo de columna $M_{E,I}^o$ = Momento en extremo de columna w_G = Carga por gravedad L_B = Longitud de viga	

Ecuación 3.57	$V_x = \frac{(M_{E,r}^o - M_{E,l}^o)}{L_B} + \frac{\omega_G^o L_B}{2} - \omega_G^o * x,$
V_x = Cortante lo largo de eje de viga $M_{E,r}^o$ = Momento en extremo de columna $M_{E,l}^o$ = Momento en extremo de columna w_G = Carga por gravedad L_B = Longitud de viga	

CAPITULO I:
PREÁMBULO DE LA INVESTIGACIÓN.

1. CAPITULO I: “PREÁMBULO”.

1.1 Antecedentes.

Actualmente se pueden observar construcciones de edificios de diferentes tamaños, materiales y distribuciones tanto en planta como en elevación, los cuales son diseñados mediante métodos y análisis que proporcionan resistencia ante fuerzas de sismo, viento, presiones hidrostáticas, etc., tales métodos de análisis han sido mejorados con el pasar del tiempo, la experiencia de la aplicación de los mismos y la experiencia de los ingenieros que los aplican, por lo que el desarrollo de tales metodologías no ha podido llevarse a cabo sin la contribución de diferentes profesionales de la ingeniería que a través del tiempo han colaborado con aspectos tales como el desarrollo de los materiales, técnicas constructivas, métodos de análisis y el diseño de las estructuras.

En los países pioneros y/o avanzados en las tecnologías de análisis para estructuras se desarrollaron, en diferentes tiempos de la historia, distintos sucesos que buscaban llevar a una metodología adecuada para que las estructuras soportaran los requerimientos que los sismos imponen a estas y que a su vez no colapsaran y provocaran graves pérdidas humanas. Entre estos hechos podemos mencionar:

- En 1875, William E. Ward, construyó el primer edificio de concreto reforzado en Estados Unidos en Port Chester, N. Y. En 1883, presentó una disertación ante la American Society of Mechanical Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos) donde afirmaba haber obtenido la idea del concreto reforzado al observar a trabajadores ingleses, intentando limpiar el cemento endurecido de sus herramientas de hierro en el año de 1867 (Benítez, Campos y Ortega, 2005).
- En 1877 Thaddeus Hyatt, analiza correctamente los esfuerzos en una viga de concreto reforzado publicando una obra de 28 páginas con los resultados de sus análisis denominada “An Account of Some Experiments with Portland Cement Concrete, Combined with Iron as a Building Material” (Benítez, Campos y Ortega, 2005).
- En el año de 1885, en Chicago se construye el edificio de 10 niveles de la compañía Home Life Insurance. A partir de ese año, fueron construidos numerosos edificios altos utilizando estructuras esqueléticas de acero. En esa época, el concreto reforzado era utilizado en edificios de “poca altura”. A medida proliferaban las construcciones de concreto reforzado, los problemas debidos a los sismos se intensificaron, ya que no existían requerimientos de

diseño que pudieran garantizar la seguridad de las construcciones a base de concreto reforzado. (Benítez, Campos y Ortega, 2005).

- En 1927 el UBC (Uniform Building Code) presentó por primera vez un requerimiento sísmico en Norte América que buscaba responder a las acciones impuestas por el terremoto de Santa Bárbara a las estructuras construidas en aquella época. El documento proponía que se evaluara una carga puntual aplicada a las estructuras igual a un valor de 7.5-10% de las sumas de las cargas vivas y las cargas muertas (Benítez, Campos y Ortega, 2005).
- En 1933 después del terremoto de Long Beach, las provisiones sísmicas en los códigos de USA fueron más severas debido a que este sismo dejó pérdidas económicas y físicas considerables y fue ese el factor que motivó que las regulaciones sísmicas en edificios fueran considerables (Benítez, Campos y Ortega, 2005).
- En 1943 Se presentan por primera vez en Los Ángeles California, un coeficiente sísmico y una distribución de fuerza lateral que indirectamente reflejaba la flexibilidad del Edificio (Benítez, Campos y Ortega, 2005).
- Por otra parte, entre 1940 y 1957 con la bonanza económica en El Salvador por la venta del café se comienza la construcción de edificios de concreto reforzado de hasta 8 niveles, como fue el caso del Edificio Darío (Benítez, Campos y Ortega, 2005). La mayoría de estos edificios se componían de marcos ortogonales de concreto reforzado, losas densas y paredes de mampostería, tales como el Edificio Dueñas, el Edificio Pacífico y la Torre López.
- En 1963 se Construye por primera vez en Chicago un Edificio de 43 Niveles utilizando Marcos y paredes Rígidas (Benítez, Campos y Ortega, 2005).
- En 1986, posterior al terremoto del mismo año se construyen diferentes edificios de concreto reforzado de varios niveles a base de marcos de concreto reforzado y de paredes de carga, tales como el Hotel Princess, la Torre Cuscatlán (Benítez, Campos y Ortega, 2005).
- En la década de los años ochenta son publicados varios trabajos por profesionales graduados de la Universidad de El Salvador con respecto a las evaluaciones de Estructuras sismo resistente (Benítez, Campos y Ortega, 2005).
- En el año de 1994, después de los estragos que sufre el país por el sismo de 1986, el presidente Calderón Sol publica el Reglamento Para la Seguridad Estructural de las Construcciones, el cual a la fecha de hoy es el reglamento vigente para el diseño de Estructuras Sismo Resistentes en El Salvador (Benítez, Campos y Ortega, 2005).

Nuestra Norma Técnica de Diseño por Sismo, aunque es un documento que no se ha actualizado en los últimos 17 años, contempla dos tipos de análisis para las estructuras; análisis a base de la fuerza estática equivalente y el análisis dinámico para estructuras regulares e irregulares, que son los análisis con los que actualmente se diseñan las estructuras sismo resistentes en nuestro país.

Ambos métodos son ampliamente aceptados y utilizados. Juntamente con estos, nuestra normativa acepta el análisis paso a paso, afirmando que este es un análisis dinámico elástico o inelástico, en el cual el modelo matemático de la estructura es sometido a una historia de movimiento específico del terreno (Capítulo 5, Norma Técnica de Diseño por Sismo) mas no se extiende en los pasos para los requerimientos necesarios para llevar a cabo este análisis.

En nuestros tiempos, específicamente en el año 2012, como parte de un esfuerzo de país por mejorar el conocimiento de los profesionales de la Ingeniería Civil en El Salvador se lanza la primera cohorte de la Maestría en Ingeniería Estructural la cual, como uno de sus temas principales se introduce el tema de diseño basado en desplazamientos, metodología en la cual se busca controlar el daño que sufrirá la edificación fijando el desplazamiento limite que ha de experimentar la estructura frente a la acción de un sismo.

La diferencia fundamental de este método con respecto al método basado en fuerzas es que se caracteriza por emplear una estructura equivalente con un solo grado de libertad (SDOF) que representa el funcionamiento de la respuesta pico de desplazamiento, más que las características elásticas iniciales de la estructura.

Esta metodología fue aplicada primeramente en pilas de puentes, las cuales pueden ser analizadas como sistemas de un solo grado de libertad (Aporta Walter J et al, 2003). En nuestro país hasta la fecha de hoy no se conocen estudios en los cuales se muestre los pasos a seguir y/o alguna guía práctica para poder llevar a cabo el diseño por desplazamientos en sistemas duales, por lo que el presente trabajo de graduación formara parte de los primeros.

1.2 Planteamiento del Problema.

En El Salvador, los métodos más utilizados para el diseño de estructuras sismo resistentes, están basados en el diseño por fuerzas. Los métodos más usados son: El método de la fuerza estática equivalente (representada por un análisis estático de la acción sísmica aplicada a las estructuras) y el método del análisis modal espectral (representada por análisis dinámico de la

acción sísmica aplicada a la estructura) siendo ambos métodos aceptados para el diseño sismo resistente de edificaciones.

En ambos métodos, los resultados obtenidos (fuerzas internas en los miembros que componen la estructura) pasan a ser comparados con los parámetros establecidos en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones; y siendo que ésta no ha sido actualizada en 17 años, muchos profesionales prefieren comparar los resultados (fuerzas internas en los elementos) con normas internacionales tales como ASCE, ACI, UBC, IBC, AISC, etc.

El diseño por fuerzas ha mostrado que, para distintas estructuras, incluyendo estructuras de concreto reforzado (edificios, puentes, etc.), al incrementar la resistencia de las mismas ante una demanda sísmica, no se mejora directamente la seguridad en la respuesta requerida ante un nivel de desempeño requerido, es decir cuando incrementamos la resistencia de una estructura, estamos disminuyendo la capacidad de la misma a desplazarse, lo cual se traduce en la reducción de la capacidad última de curvatura. Debido a que cuando una estructura es sometida a la acción de un sismo es fundamental obtener una capacidad por desplazamiento en vez de un control de daños de la estructura basados en su resistencia, ya que el daño estructural ante las acciones sísmicas se encuentra directamente relacionado con el desplazamiento, puesto que son estos los que proveen una expresión más realista de la respuestas de las estructuras que las fuerzas internas de las mismas, por lo que es necesario proponer un daño controlado más eficiente a través de los desplazamientos límites en lugar de fuerzas límites (Priestley, 2003).

A raíz de lo anterior surge la inquietud de evaluar tal aseveración, por lo que se realiza una investigación en la cual se pueda establecer una metodología de pasos a seguir, que permita llevar a cabo el análisis de edificios de sistema Dual (Sistemas de Marcos de Concreto Reforzado con Paredes de Corte de Concreto Reforzado), basados en el método de diseño por desplazamientos, en el cual, con una demanda de desplazamientos requerida por la acción externa del sismo y utilizando un espectro de respuestas de desplazamientos, pueda determinarse el período de vibración necesario para alcanzar este desplazamiento, asumiendo para la estructura un modelo lineal equivalente con respecto a la respuesta real no lineal, con lo que las fuerzas de diseño y las rigideces de la estructura se vuelvan un producto final del diseño en lugar el objetivo principal del diseño primario (Aporta Walter J et al, 2003).

1.3 Justificación.

En nuestro país, a pesar de los avances y recursos tecnológicos que se poseen para la modelación y análisis de las diferentes estructuras sismo resistentes y de que existen muchos programas estructurales de análisis, hoy en día no existe ninguna metodología, ni programas, ni códigos ni documentación reconocida que permita observar cómo sería el comportamiento de los edificios de concreto reforzado a base de sistemas duales y que juntamente con el análisis de su comportamiento permita explicar y/o mostrar cómo debe de llevarse a cabo el análisis de estructuras basado en desplazamientos permitiendo que este análisis y el posterior diseño, basado en los resultados obtenidos, pueda ser entendido de una manera más sencilla proveyendo al ingeniero estructural una guía que lo haga obtener un diseño con mejor desempeño y que le permita identificar errores cometidos en el proceso. Esta nueva metodología de análisis caza perfectamente en el análisis de estructuras basado en su desempeño y es la nueva tendencia del análisis estructural. La metodología se sustenta en principios básicos de dinámica estructural e hipótesis realistas concernientes al comportamiento de los materiales, permitiendo de esta manera, un diseño controlado y eficiente mediante la aplicación de un procedimiento práctico, racional, sencillo y de fácil estudio.

Juntamente con esto no existe ningún diseño de alguna estructura real, que haya sido construida en el país utilizando este método, sino que se puede decir con certeza que todas las estructuras existentes en el país han sido diseñadas utilizando los métodos de resistencias ampliamente aceptados en nuestro medio, así como los diferentes códigos nacionales e internacionales ocupados para tales fines.

Actualmente en la Universidad de El Salvador, como un proceso de vanguardia, se está desarrollando por primera vez en el país la primera cohorte de la maestría en Ingeniería Estructural en la cual se han impartido estos conocimientos con el propósito de preparar profesionales capaces de llevar a cabo tales labores en proyectos de alta envergadura y en proyectos de importancia tanto para el estado como para la empresa privada.

Es por lo anterior que se da la necesidad de incorporar un proceso de investigación que pueda dar como resultado una guía metodológica que permita llevar a cabo el diseño por desempeño basado en desplazamientos de estructuras de concreto reforzado, siendo que tal análisis pueda servir como una herramienta complementaria y/o definitiva para el estudio de los

edificios de concreto reforzado a base de sistemas duales y juntamente con esto proporcionar así un adecuado manejo de los conocimientos adquiridos para poder llevar a cabo tal análisis.

1.4 Objetivos.

1.4.1 Objetivo General.

- Establecer los criterios técnicos básicos que puedan ser una guía para ser utilizada por cualquier profesional de la ingeniería estructural con el propósito de saber aplicar el método de diseño por desempeño basado en desplazamientos, aplicado a marcos de concreto reforzado combinados con paredes de corte.

1.4.2 Objetivos Específicos.

- Estudiar las diferentes metodologías utilizadas para la aplicación del diseño por desempeño basados en desplazamientos presentando los aspectos básicos de cada uno con el propósito de definir el rango de aplicación de los mismos y, determinar qué tipo de método se utilizará para llevar a cabo el diseño por desplazamiento de la estructura propuesta.
- Realizar una guía práctica la cual permita al ingeniero estructural llevar a cabo el entendimiento y familiarización con la metodología del análisis basado en desplazamientos, proporcionando los pasos a seguir de una manera ordenada y coherente para llevar a cabo tal análisis.
- Determinar mediante la elaboración de la guía práctica cómo se realiza el diseño por desplazamiento de edificios de marcos de concreto reforzados con paredes de corte de concreto reforzado.
- Desarrollar un análisis comparativo entre una estructura diseñada por fuerzas y sus resultados vrs los resultados obtenidos en la misma estructura analizada y diseñada con el método de análisis basado en desplazamiento, siguiendo la guía práctica propuesta y obteniendo así un listado de ventajas y desventajas para la elección y utilización de ambos métodos.

1.5 Alcances.

- Establecer el tipo de diseño por desplazamientos a utilizar presentando los aspectos técnicos básicos de cada uno de los métodos existentes, definiendo el rango de aplicación de estos y el tipo de método que se utilizara para llevar a cabo el diseño de la estructura propuesta.
- Establecer una guía que defina la metodología propuesta a seguir para desarrollar el análisis de edificios de sistema dual por medio del diseño Basado en Desplazamientos.
- Llevar a cabo el Análisis de Edificios de Concreto Reforzado a base de Sistema Dual basados en la Guía establecida para llevar a cabo el diseño por desplazamiento.
- Realizar el análisis de una Estructura a base de Marcos de Concreto Reforzados con Paredes de Corte, utilizando la guía metodológica propuesta en el presente trabajo.
- Realizar un análisis comparativo entre las estructuras analizadas y diseñadas con los métodos de diseño tradicionales vs el análisis y diseño de la misma estructura, a la cual se le impondrá un nivel de desempeño que deberá alcanzar, utilizando el método del diseño por desplazamientos, comparando los resultados obtenidos de ambas estructuras.
- Realizar una comparación económica simple entre los costos de construcción y los costos asociados al desempeño en un evento sísmico, obtenidos para una estructura diseñada por los métodos de diseño tradicionales vs la misma estructura diseñada por el Método basado en Desplazamientos

1.6 Limitaciones.

- Debido a la amplia gama de sistemas constructivos en el mercado la investigación se enfocará solamente en edificios de concreto reforzado combinado con paredes de concreto (sistema dual), analizando solamente un edificio mediante los métodos del análisis de la fuerza estática equivalente, análisis modal espectral y el método elegido para el análisis basado en desplazamientos.
- Debido al bajo presupuesto para la elaboración del presente trabajo de investigación, no se llevará a cabo desarrollo de software para realizar la tarea del análisis por desplazamiento de la estructura propuesta. Para el análisis de la misma estructura por los métodos tradicionales se utilizarán software existente en el mercado.

1.7 Metodología para el desarrollo de la Investigación.

Con el propósito de llevar a cabo un correcto desarrollo del trabajo de investigación propuesto, se presentan a continuación los puntos básicos que seguiremos para el desarrollo del mismo.

- Búsqueda a la información relacionada con la temática en desarrollo. Este paso tendrá como objeto principal la familiarización con el tema a desarrollar por medio de diferentes consultas a material bibliográfico existente y disponible, así como publicaciones afines a la problemática planteada que se está estudiando o en trabajos realizados en el extranjero ya que no se dispone de estudios realizados para este tema en nuestro país.
- Planteamiento del Marco Teórico relacionado con la investigación. En este paso ya recolectado y clasificado toda la información, se procederá a plantear los conceptos que regirán la investigación, así como a definir la terminología a utilizar. Este paso servirá como sustento para los diferentes cálculos y procesos a realizar para llevar a cabo la propuesta de la guía metodológica y el análisis de la estructura propuesta.
- Selección del tipo de diseño por desplazamiento a seguir y redacción de la guía de análisis estructural de edificios de concreto reforzado a base de sistemas duales. En este paso con toda la información obtenida del paso anterior, y establecidos todos los aspectos técnicos básicos de cada uno de los métodos para diseño por desplazamiento existentes, definiendo el rango de aplicación de estos, se procederá a la selección del tipo de método de diseño por desplazamientos que se utilizara para llevar a cabo el diseño de la estructura propuesta y se finalizará la redacción de la guía metodológica utilizando toda la información recolectada para llevar a cabo el análisis de estructuras por el método de desplazamientos, la cual quedará como material didáctico para que futuros profesionales de la ingeniería estructural interesados en el tema puedan aprenderlo, entenderlo, así como mejorar la guía propuesta en el presente trabajo de investigación.
- Presentación e interpretación de resultados de los análisis y diseños realizados. Esta será la penúltima etapa de la investigación en la cual se presentará de manera ordenada y sistemática los resultados obtenidos en la modelación de las diferentes estructuras basado en los tres métodos propuestos en el presente trabajo de investigación, presentado una comparación de estos juntamente con las ventajas y desventajas de la utilización de cada método para el análisis de la estructura propuesta.

- Elaboración de conclusiones y recomendaciones. En esta etapa buscaremos presentar las conclusiones y recomendaciones obtenidas que muestren los hallazgos encontrados en la investigación y que anime al lector a realizar investigaciones posteriores.

CAPITULO II:
MARCO TEORICO

2. CAPITULO II: “MARCO TEORICO”.

2.1 Enfoques Utilizados Actualmente.

2.1.1 Generalidades.

Las estructuras de marcos de concreto reforzado son las estructuras más comunes en los edificios utilizados en regiones con alta sismicidad. Sin embargo, el uso de estos sistemas estructurales y la variabilidad geométrica de las secciones de los elementos, de los materiales utilizados y sus propiedades mecánicas, conllevan a que el comportamiento dinámico de tales estructuras, bajo acciones sísmicas, sea difícil de evaluar.

Las técnicas desarrolladas para el diseño de estructuras de concreto reforzado están dirigidas a llevar a cabo un mejor entendimiento de su comportamiento, y mejorar considerablemente el desarrollo de nuevos métodos para que puedan ser aplicados al análisis de elementos estructurales y no estructurales, lo cual ha sido acogido por diferentes códigos y normativas para que sean considerados en las nuevas estructuras y edificios a diseñar para soportar las acciones sísmicas.

El enfoque estándar de los códigos de diseños sísmicos, adoptado por muchos códigos internacionales y por nuestra Norma Técnica de Diseño por Sismo, contempla el cálculo del valor de la fuerza cortante en la base de la estructura, el cual corresponde a un espectro de diseño dado. Este valor de diseño es a menudo derivado de un nivel reducido de excitación en la condición que el comportamiento inelástico es aceptable y permitido para una sección de un miembro de la estructura, siempre que se provea un adecuado nivel de detalle para asegurar que el comportamiento del material se acomode a las demandas de las deformaciones en el elemento en análisis.

Para el espectro de diseño reducido (espectro elástico entre el factor de modificación de respuesta R) un conjunto de fuerzas laterales pueden ser desarrolladas para representar el primer modo de respuesta, como en el caso del método de la fuerza estática equivalente, o una serie de vectores de fuerza representando un número de modos especificados en los códigos aplicables para el diseño, como en el método del análisis modal espectral.

Estas fuerzas laterales son aplicadas a la estructura como fuerzas externas, las acciones resultantes en los miembros son tomadas directamente o combinadas estáticamente para proveer un diseño final y valores finales de diseño en las diferentes estructuras.

Los métodos más fundamentales para tales análisis están basados en el diseño por fuerzas externas que son aplicadas a la estructura las cuales son equivalentes a las fuerzas inerciales inducidas por las aceleraciones del suelo. Estos métodos de diseño están basados en el teorema que dinámicamente, la estructura se comportará principalmente en el primer modo de vibración y que este será el modo más importante. En la mayoría de casos esta suposición es válida, sin embargo, tal afirmación no puede dejar fuera la presencia y la afectación de los demás modos de vibración de la estructura en su comportamiento.

En algunos casos es necesario revisar las deformaciones estructurales de los elementos, generalmente expresadas en formas de derivas, basados en las restricciones que imponen los códigos, para verificar el comportamiento de la estructura.

2.1.2 Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.

El objetivo de este reglamento es establecer los requisitos mínimos de servicio, seguridad y cargas estructurales que deben de cumplir los diseños y construcciones en el país, a fin de evitar pérdidas materiales o humanas; para este propósito el reglamento se apoya en "Normas Técnicas", las cuales tratan problemas específicos dentro de las etapas de diseño y construcción de las estructuras; el reglamento se deriva de la Ley de Urbanismo y Construcción de nuestro país; su esquema se presenta a continuación:

1. Norma Técnica de:

- Diseño por Sismo
- Diseño por viento
- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
- Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.
- Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.
- Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes
- Control de Calidad de los Materiales Estructurales.
- Diseño y Construcción de Vivienda
- Diseño y Construcción de hospitales.

La Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) proporciona a los ingenieros estructurales parámetros para el análisis de las estructuras a construir basados en la selección de aspectos como: La zona sísmica donde se encuentra la estructura, las características del sitio, la categoría de

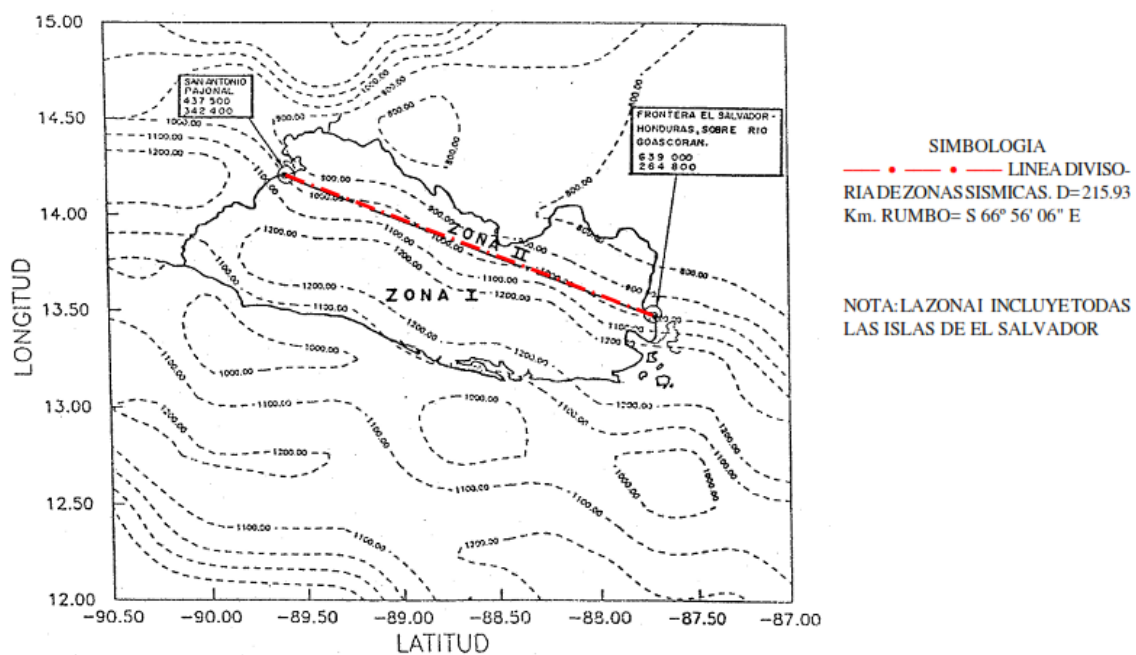
ocupación, configuración y el sistema estructural. Con tales aspectos se puede proceder al cálculo de la fuerza estática aplicada a la estructura en el caso de que se utilizara el método estático equivalente o al desarrollo del espectro de diseño en el caso que se utilizara el análisis modal espectral. A continuación, una breve explicación de lo que significa cada parámetro.

2.1.2.1 Zonificación Sísmica.

La zonificación sísmica está definida por un factor de zona denominado "A" proveniente de la NTDS (ver cuadro 2.1.2.1.1) el cual está basado en las aceleraciones pico efectiva de cada zona.

Tabla 1 NTDS	
ZONA*	FACTOR A
1	0.40
2	0.30
*Ver Figura 1.	

Tabla 2. 1 Tabla 1 NTDS



ZONIFICACION SISMICA PARA LA REPUBLICA DE EL SALVADOR, SEPT 1993

Figura 2. 1 Zonificación Sísmica de El Salvador (Fig. 1. NTDS)

2.1.2.2 Características del Sitio.

Para cuantificar los efectos de la geología del lugar y las características del suelo, la Norma Técnica de Diseño por Sismo ha definido las propiedades de los perfiles de suelo que se encuentran en el país, en los coeficientes de sitio C_o y T_o , mostrados en el cuadro 2.1.2.2.1 que corresponde a la Figura 2.0 de la Norma Técnica de Diseño Por Sismo.

TABLA 2			
COEFICIENTES DE SITIO C_o y T_o ⁽¹⁾			
Tipo	Descripción	C_o	T_o
S ₁	Perfiles de suelo siguientes: a) Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/s b) Suelos con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m sobre el manto rocoso.	2.5	0.3
S ₂	Perfil de Suelo siguientes: a) Suelo con condiciones rígidas o muy densas cuyo espesor sea de 30 m o más sobre el manto rocoso. b) Suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor de 30 m.	2.75	0.5
S ₃	Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 m de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos.	3.0	0.6
S ₄	Perfil de suelo que contiene más de 12 m de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/s	3.0	0.9

Tabla 2. 2 Coeficientes de Sitio C_o y T_o (Tabla 2, NTDS)

2.1.2.3 Categorías de Ocupación.

La Norma Técnica de Diseño por Sismo define diferentes categorías de ocupación (Cuadro 2.1.2.3.1), de acuerdo al uso y función de la estructura, luego se asigna un factor de importancia (Cuadro 2.1.2.3.2) con el que se incrementa la fuerza de diseño aplicada a la estructura y proporcionar una mayor seguridad para la misma. Además de esto la norma también reconoce, que para estos propósitos resulta más efectivo mejorar aspectos tales como: la absorción de energía, la redundancia en el sistema resistente a fuerzas laterales, el control de desplazamientos horizontales, la calidad en la supervisión y en la construcción de la obra.

CATEGORIA DE OCUPACION	
Categorías de Ocupación	Tipo de Ocupación o Función de la Estructura
I	Comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares y cualquier otra edificación y/o instalación de servicio público, almacenamiento de sustancias tóxicas que se requiere para superar la emergencia.
II	Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación o edificaciones que requieren su operación el período inmediatamente después del sismo. Incluye: edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados, centros comerciales con un área de as de 3000 m ² o más de 10 m de altura, salones que agrupan más de 200 personas, estadios con graderías al aire libre para 2000 personas o más, edificios de más de 4 pisos o más de 1000 m ² por piso, museos, monumentos, terminales de transporte, instalaciones hospitalarias diferentes a las de categoría de ocupación I, locales que alojen equipo especialmente costoso, etc.
III	Construcciones que tengan niveles bajo de ocupación, incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas construcciones no incluidas en las categorías de ocupación I y II

Tabla 2. 3 Categorías de Ocupación (Tabla 3, NTDS)

FACTORES DE IMPORTANCIA	
Categoría de Ocupación	Factor de Importancia I
I Establecimientos Esenciales o Peligrosos	1.5
II Edificios de Ocupación Especial	1.2
III Edificios de Ocupación Normal	1.0

Tabla 2. 4 Factores de importancia. (Tabla 4, NTDS).

2.1.2.4 Configuración Estructural.

De acuerdo a su configuración estructural y según la Norma Técnica de Diseño por Sismo las estructuras pueden considerarse como regulares o irregulares, siendo las estructuras regulares aquellas que no tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta o en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales y las estructuras irregulares aquellas que presentan discontinuidades físicas significativas en su configuración o en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales, las cuales pueden dar lugar a cargas y deformaciones significativamente distintas a las asumidas en el método estático equivalente, por lo que es necesario, en este tipo de estructuras realizar análisis dinámicos para cuantificar los puntos con concentraciones excesivas de esfuerzos. Los diferentes tipos de Irregularidades están definidos en la tabla 6.0 de la NTDS.

2.1.2.5 Sistemas Estructurales.

Los sistemas estructurales, se refieren al sistema resistente a cargas laterales que se van a utilizar en el diseño, clasificando de acuerdo a estos los valores respectivos de modificación de respuesta de las estructuras (factor R), amplificaciones de desplazamientos Cd y límites de altura H (Cuadro 2.1.2.5.1) ; Dichos valores son establecidos en la NTDS basándose en las capacidades relativas de los sistemas estructurales conocidas en la época de elaboración de la NTDS para disipar la energía en el rango inelástico. Los sistemas estructurales que menciona la norma son:

- Sistema A: Marcos no arriostrados, que resisten en su totalidad las cargas gravitacionales y laterales para las que se diseña la estructura; presentan una gran capacidad de absorción de energía; pero, para que pueda desarrollarse esta ductilidad, deben de cumplir con los requisitos de detallado especial para estructuras de concreto o acero, los cuales tienden a asegurar, que no se presenten fallas frágiles y pandeos inelásticos y que la capacidad de los marcos este gobernada por la acción flexionante de las vigas.
- Sistema B: Marcos no arriostrados, que soportan esencialmente las cargas gravitacionales y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados que resisten la totalidad de las cargas laterales.
- Sistema C: Estructura formada por marcos no arriostrados y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados. Todos los componentes de la estructura resisten la totalidad de las cargas verticales y horizontales, con la excepción, de ser capaces de resistir las cargas gravitacionales cuando se desplazan C_d veces el desplazamiento elástico: δ_{xe} calculado para la estructura. Los componentes se diseñarán para resistir las fuerzas laterales, en proporción a sus rigideces relativas y de acuerdo a un análisis de interacción. En todo caso, los marcos no arriostrados deben diseñarse para resistir al menos el 25% de las fuerzas laterales calculadas para la estructura.
- Sistema D: Estructura en la cual, la resistencia a cargas gravitacionales es proporcionada esencialmente por paredes o marcos arriostrados que resisten también, la totalidad de las cargas laterales.
- Sistema E: Estructura cuyos elementos resistentes a cargas laterales en la dirección de análisis, sean aislados o deban considerarse como tal.

- Otros sistemas: En estos casos, debe mostrarse mediante datos técnicos y ensayos, que establezcan las características dinámicas, que su resistencia a fuerzas laterales y capacidad de absorción de energía son equivalentes a las de alguno de los sistemas aquí definidos.

SISTEMAS ESTRUCTURALES				
Sistema Básico Estructural ⁽¹⁾	Sistema Resistente a Fuerzas Laterales-Descripción	Cd ⁽²⁾	R ⁽³⁾	H ⁽⁴⁾
SISTEMA A	1. Marcos de acero o concreto con detallado especial	8	12	S.L. (5)
	2. Marcos de concreto con detallado intermedio	5	5	15
	3. Marcos de acero con detallado ordinario	6	7	30
SISTEMA B	1. Paredes de:			
	a. Concreto	7	8	50
	b. Mampostería	6	7	35
	2. Marcos de acero arriostrados:			
	a. Excéntricamente	6	10	50
	b. Concéntricamente	7	8	50
SISTEMA C	1. Paredes de concreto combinadas con:			
	a. Marcos de concreto o acero con detallado especial.			
	b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario.	9	12	S.L.
	2. Paredes de mampostería combinadas con:			
	a. Marcos de concreto o acero con detallado especial	7	8	S.L.
	b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario	6	7	50
	3. Marcos de acero arriostrados combinados con marcos de concreto o acero con detallado especial:			
	a. Arriostamiento excéntrico	5	6	30
SISTEMA D		6	12	S.L.
		7	10	S.L.
	1. Paredes de:			
	a. Concreto	6	7	35
	b. Mampostería	5	6	25
	2. Marcos de acero arriostrados	5	6	50
SISTEMA E	1. Sistemas con masa esencialmente concentrada en el extremo superior (Péndulo invertido)	3	3	--
	2. Sistemas con masa esencialmente distribuida en su altura	4	4	--
NOTAS	(1) Los sistemas básicos estructurales están definidos en sección 3.6 de NTDS (2) Factor de Amplificación de desplazamientos (3) Para combinaciones de sistemas estructurales ver sección 3.8 de NTDS (4) H=Altura límite en m (5) S.L.= Sin Límite de altura			

Tabla 2. 5 Clasificación de los diferentes sistemas estructurales (Tabla 7, NTDS)

2.1.2.6 Análisis Estático.

2.1.2.6.1 Generalidades.

Este método se basa en la suposición que el primer modo de vibración es el modo dominante de la estructura y que por lo tanto no es necesario llevar a cabo un análisis detallado de los demás modos de vibración. Las limitaciones de la mayoría de códigos para la utilización de esta metodología, incluyendo nuestra NTDS generalmente se centran en que el periodo obtenido en el primer modo de vibración es el menor con respecto a modos superiores de la estructura y por lo tanto es necesario mantener en las estructuras diseñadas con este método la regularidad vertical y horizontal de las estructuras.

Si una estructura satisface estos requerimientos entonces el vector de fuerzas es definido de tal forma que la distribución de fuerzas varia linealmente de manera incremental en la estructura como un triángulo invertido, por lo que este perfil de distribución de fuerzas en la estructura satisface el modo fundamental de vibración de la estructura.

2.1.2.6.2 Cortante basal de diseño y coeficiente sísmico.

El método estático equivalente, es el método simplificado de diseño para el análisis de la fuerza sísmica que afecta las estructuras al presentarse un sismo; consistiendo en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura en el centro de masa de cada entrepiso. El peso de la estructura es multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual está en función de los siguientes factores: factor de zona "A", factor de importancia "I", coeficientes de sitio "Co" y "To", el factor de modificación de respuesta "R" y el período de la estructura "T"; y son calculados por las siguientes expresiones:

$$V = C_s W \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

V = Cortante Basal
C_s = Coeficiente Sísmico
W_s = Peso sísmico: Carga muerta más la carga viva instantánea.

$$C_s = \frac{A I C_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde

A = Factor de zona
I = Factor de Importancia

C_o, T_o	=	Coeficientes de sitio.
R	=	Factor de Modificación de Respuesta.
T	=	Periodo Natural de Vibración de la estructura.

2.1.2.6.3 Periodo natural de Vibración de la Estructura.

El valor del periodo natural, “T” de acuerdo a la NTDS se determina con los siguientes procedimientos:

2.1.2.6.3.1 Método A.

Para todos los edificios, el valor de T puede determinarse aproximadamente con la siguiente formula:

$$T = C_t H^{3/4} \quad \text{Ec. 2.3}$$

Donde C_t es igual a 0.085 para sistemas Tipo “A” con marcos de acero; y 0.073 para sistemas tipo “A” de marcos de concreto reforzado y H es la altura de la estructura. Estos valores intentan fijar el límite inferior de los periodos de las estructuras diseñadas de acuerdo a la norma proporcionando valores entre el 80% y el 90% de los menores valores de los periodos medidos. La NTDS reconoce que los valores de C_t proporcionan periodos estimados, menores que los valores obtenidos en el rango elástico y definitivamente, menores que los valores obtenidos en el rango inelástico. En el caso de los sistemas con paredes de cortante ya sea de concreto reforzado o de mampostería de concreto, el valor de C_t tomar como $C_t = 0.049$ o calcular como:

$$C_t = \frac{0.074}{\sqrt{A_c}} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Dónde:

$$A_c = \sum A_e \left[0.2 + \left(\frac{D_e}{H_n} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. 2.5}$$

Donde:

A_c	=	Área efectiva combinada, de las paredes de cortante del primer piso de la estructura
A_e	=	Área de la sección transversal horizontal efectiva de cada pared de cortante del primer piso de la estructura.
D_e	=	Longitud de cada elemento de una pared de cortante del primer piso en dirección paralela a las fuerzas aplicadas.
H_n	=	Altura desde la base hasta el nivel n. El valor de D_e / H_n no debe de exceder de 0.9.

2.1.2.6.3.2 Método B.

El periodo fundamental del edificio, puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, mediante un análisis apropiado como la expresión de Raleigh o por cualquier otro análisis adecuadamente sustentado, donde la ecuación de Raleigh viene dada por:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i^1}} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Donde:

T = Periodo natural de vibración de la estructura.
W_i = Peso del Nivel i.
F_i = Fuerza lateral del nivel i
g = aceleración de la gravedad.
Nivel i = Nivel de la estructura determinado por el subíndice i, i= determina el primer nivel arriba de la base

El valor se C_s así obtenido no debe de ser menor del 80% valor obtenido al ser calculado por el método "A".

2.1.2.6.4 Distribución vertical de la fuerza cortante.

Los valores de F_i, representan cualquier distribución aproximada de fuerzas laterales, en ausencia de un procedimiento riguroso, la fuerza total debe distribuirse en la altura de la estructura de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde:

V = Cortante Basal.
F_t = Porción del cortante basal considerada concentrada en los pisos más altos de la estructura en adición a F_n.
F_i = Fuerza lateral aplicada en el nivel i.

$$F_t = 0.77TV \quad \text{Ec. 2.8}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{Ec. 2.9}$$

Dónde:

F_i = Fuerza lateral aplicada en el Nivel "x"
V = Cortante Basal
F_t = Fuerza de látigo para estructuras con periodos mayores de 0.7 s, que se calcula con la expresión F_t=0.07*T*V y su valor no debe de ser mayor de 0.25*V.

W_i	=	Peso de la estructura en el nivel x
h_i	=	Altura desde la base hasta el piso x.
$\sum W_i \cdot h_i$	=	Sumatoria de peso por la altura desde el nivel 1 hasta el i.

2.1.2.6.5 Distribución horizontal del cortante.

El cortante de diseño horizontal (V), es la suma de las fuerzas F_i y F_t , arriba de un entrepiso. Debe distribuirse en los elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del diafragma. La fuerza cortante deberá incrementarse debido al efecto de la torsión que se genera cuando los diafragmas no son flexibles. Un diafragma se considera flexible cuando su máxima deformación lateral es mayor que dos veces la deriva promedio del entrepiso. El momento torsionante de diseño, debe calcularse en base a la excentricidad que se genera entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a un entrepiso y las fuerzas ejercidas por los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental. El momento torsionante accidental, es considerado al desplazar la masa del entrepiso a ambos lados del centro de masa, este desplazamiento es igual al 5% de la dimensión del edificio en un piso, en dirección perpendicular a las fuerzas que se consideran actuando en la estructura. Cuando existe algún tipo de irregularidad torsional sus efectos deben considerarse en dos formas:

- i. Incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado de acuerdo con la ecuación 2.10.

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right]^2 \quad \text{Ec. 2.10}$$

Donde:

- | | | |
|-----------------|---|--|
| A_x | = | Factor de Amplificación torsional en el nivel x. |
| δ_{max} | = | Máximo desplazamiento horizontal del nivel x, incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura. |
| δ_{prom} | = | Promedio de desplazamientos horizontales del nivel x, incluyendo la torsión accidental de los extremos de la estructura. |
- ii. Aplicando la fuerza cortante de diseño mediante un factor B_x calculado mediante la ecuación 2.11.

$$B_x = 3.0 \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}} - 2.60 \leq 1.40 \quad \text{Ec. 2.11}$$

Donde:

B_x	=	Factor de amplificación de la fuerza cortante de diseño en el entrepiso x.
Δ_{max}	=	Deriva máxima del entrepiso x, incluyendo la torsión accidental de un extremo de la estructura, en la dirección de análisis.
Δ_{prom}	=	Deriva promedio del entrepiso x, de los dos extremos de la estructura.

Determinación de la deriva de entrepiso.

La deriva de entrepiso Δ , debe ser calculada como la diferencia de los desplazamientos totales δx de los niveles superior e inferior del entrepiso considerado. El desplazamiento total δx del centro de masa del nivel x deberá ser evaluado de acuerdo a la expresión:

$$\delta x = C_d \delta x_e \quad \text{Ec. 2.12}$$

Cuando sea aplicable, la deriva de entrepiso Δ , deberá ser incrementada por el factor relativo a los efectos P-Delta. Los valores de deriva de entrepiso, no deberán de exceder los valores admisibles de Δ_a , dados en la tabla 8 de la NTDS. Para este propósito únicamente es permisible, calcular las fuerzas sísmicas utilizando el periodo fundamental calculado por el método B, haciendo caso omiso a la limitación de 80% del coeficiente sísmico.

2.1.2.6.6 Efecto P-Delta.

El efecto P-Delta sobre cortantes, momentos y derivas de entrepiso x, no necesita ser considerado, cuando el coeficiente de estabilidad θ calculado con la siguiente expresión sea menor o igual a 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} \quad \text{Ec. 2.13}$$

Donde:

P_x	=	Carga Gravitacional total actuando sobre el entrepiso.
Δ	=	Deriva de Entrepiso
V_x	=	Cortante del Entrepiso x
h_{sx}	=	Altura de entrepiso
C_d	=	Factor de amplificación de desplazamientos.

El coeficiente de estabilidad θ no debe de exceder θ_{max} , determinado por medio de la Ecuación 2.14.

$$\theta_{max} = \frac{0.70}{B C_d} \leq 0.25 \quad \text{Ec. 2.14}$$

Donde B, es la relación entre la fuerza cortante demandada y la fuerza cortante proporcionada del entrepiso, comprendido entre el piso x y el x-1, puede tomarse

conservadoramente como 1.0. Cuando el coeficiente de estabilidad θ es mayor que 0.10 pero menor o igual a θ_{max} , el incremento de la deriva de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos, deben estimarse adecuadamente, multiplicando estos valores por el factor $1/(1-\theta)$. Cuando θ es mayor que θ_{max} , la estructura es potencialmente inestable y deberá ser rediseñada.

2.1.2.7 Análisis Dinámico.

De acuerdo a la NTDS el uso de estos procedimientos de análisis busca incorporar aspectos dinámicos de la respuesta sísmica en el procedimiento de diseño. El análisis dinámico no proporcionará en si respuestas estimadas congruentes con el comportamiento sísmico real ni dará todas las respuestas o soluciones a los problemas de diseño sísmico. La exactitud de los resultados obtenidos para el análisis dinámico dependerá de los siguientes factores:

- Las simplificaciones asumidas en el procedimiento de cálculo.
- La adecuación a los valores de las propiedades de los materiales, de las dimensiones de las estructuras, de los coeficientes de amortiguamiento y otras características.
- La similitud entre el modelo y la estructura real y sus condiciones de cimentación
- La adecuada representación del máximo impulso sísmico esperado en el sitio
- La correcta interpretación del análisis.

El análisis dinámico puede, sin embargo, ser de gran ayuda en el proceso de diseño sísmico, porque clarifica ciertos aspectos importantes de las características de la respuesta dinámica que el análisis estático no puede presentar tales como la existencia de modos normales con componentes significativos de movimiento torsional, que pueden conducir a incrementos de las cargas dinámicas en los sistemas resistentes y los efectos de la estructura en los modos más altos de respuesta, que pueden contribuir sustancialmente a las deformaciones y fuerzas cortantes de los entrepisos. El procedimiento del análisis dinámico fue desarrollado para establecer en forma más real la distribución de fuerzas en algunas estructuras a menudo considerablemente diferentes a las del procedimiento estático, las cuales, a manera de ejemplo, pueden ocurrir en edificios con entrantes severos, con configuraciones inusuales y con variaciones significativas en las derivas de piso. La NTDS incluye dos métodos de análisis dinámico: El procedimiento de análisis paso a paso se incluye para ser utilizado cuando resulte importante representar las características de la respuesta inelástica o incorporar efectos dependientes del tiempo y el análisis por medio de espectros de respuesta se espera que se el análisis más utilizado.

2.1.2.7.1 Movimiento del Terreno.

El movimiento del terreno en la NTDS está representado a través de un espectro de respuesta, el cual puede ser utilizado en el análisis dinámico donde sus resultados serán sensitivas en la estimación de la intensidad y frecuencias contenidas en el movimiento del terreno. El espectro se define en base a dos características: forma y amplitud. Para la NTDS la forma del espectro de diseño es más importante que la magnitud, debido a que la respuesta estructural dinámica se limita a lo definido por los métodos de análisis dinámico aprobado por la NTDS (Método del análisis modal espectral y el método de análisis paso a paso). La duración del movimiento del terreno, que también es un factor importante en la respuesta de la estructura, no está directamente representada por los espectros de respuesta de la NTDS, pero la duración representativa del mayor movimiento del terreno está implícita en las disposiciones especiales para los sistemas estructurales y los elementos que las componen. El espectro de respuesta del terreno está representado por las siguientes ecuaciones (Cuadro 2.1.2.7.1.1).

$$\begin{aligned} \text{Si } T_m < \frac{T_o}{3} \quad C_{sm} &= \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3(C_o-1)T_m}{T_o} \right] \\ \text{Si } \frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o \quad C_{sm} &= \frac{IAC_o}{R} \\ \text{Si } T_o < T_m \leq 4.0 \text{ seg} \quad C_{sm} &= \frac{IAC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T_m} \right)^{2/3} \\ \text{Si } T_m > 4 \text{ seg.} \quad C_{sm} &= \frac{2.5IAC_o T_o^{2/3}}{RT_m^{4/3}} \end{aligned}$$

Tabla 2. 6 Ecuaciones representativas del espectro de diseño de la Norma Técnica de Diseño por Sismo.

2.1.2.7.2 Método de la superposición modal.

El procedimiento de análisis modal es apropiado para calcular la respuesta de estructuras complejas de varios grados de libertad a movimientos sísmicos. La respuesta estructural es modelada como la máxima respuesta de un número de oscilaciones de un simple grado de libertad, cada uno representando un modo específico de vibración de la estructura real. Combinando la respuesta de los modos individuales se obtienen las fuerzas externas equivalentes, la cortante basal y el cortante de piso, que pueden usarse de la misma forma como en el procedimiento de fuerza

lateral estática. El procedimiento de análisis modal tiene la ventaja de determinar la distribución real de las fuerzas laterales, de las masas y una distribución de rigideces a lo largo de la altura de una estructura irregular, que puede diferir apreciablemente de la distribución lineal simplificada asumida en el método de la fuerza lateral estática. Además, considera los efectos de los modos más altos de la respuesta de una estructura, alguno de los cuales puede contribuir significativamente en la respuesta global de la estructura.

Cuando una estructura no puede ser diseñada usando la metodología de la fuerza estática equivalente debido a que esta no cumple con algunos de los requerimientos necesarios para la utilización del método estático tales como máxima altura, período de la estructura, regularidad horizontal y vertical, un análisis modal y por lo tanto una combinación de los modos es totalmente requerida. Este procedimiento requiere la determinación de un número específico de periodos de vibración en función de incluir una proporción suficiente de la masa de la estructura en el análisis. La mayoría de códigos son enfáticos en expresar que la proporción de la masa analizada debe ser mayor al 90% con todos los modos del análisis contribuyente siendo el relacionado el amortiguamiento menor al 5%.

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

Este método puede ser utilizado para obtener la contribución modal de los modos mayores, especialmente en los niveles más altos de la estructura. Una vez se ha determinado los valores de los periodos de la estructura y la forma de la deformada de los modos correspondientes, el factor de participación de masas para cada modo “m” puede ser encontrado por la ecuación 2.15.

$$\rho_m = \frac{(\sum_{i,m=1}^N \phi_{im} m_i)^2}{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im}^2 m_i} * \frac{1}{\sum_{i=1}^N m_i} \quad \text{Ec. 2.15}$$

Donde:

m_i = Masa correspondiente al nivel i.
 ϕ_{im} = Componente de la forma modal para el nudo i para un modo dado.

Es posible también obtener valores de aceleración espectral $S_a(T)$, de un espectro de diseño seleccionado adecuadamente para el caso de diseño (generalmente los espectros de diseño vienen definidos por los códigos de diseño aplicables, en nuestro caso por nuestra Norma Técnica de Diseño por Sismo). Para estos valores el cortante basal correspondiente a cada modo participante en el análisis viene dado por

$$V_{Bm} = S_a(T_m) g (\rho_m \sum_{i=1}^N m_i) \quad \text{Ec. 2.16}$$

De una manera similar y equivalente al procedimiento del análisis de la fuerza estática equivalente, la cual ha sido descrita anteriormente, el cortante basal para cada modo de vibración puede ser distribuido de la siguiente manera:

$$F_{mi} = V_{Bm} \frac{\phi_{im} m_i}{\sum_{i=1}^N (\phi_{im} m_i)} \quad \text{Ec. 2.17}$$

Estas fuerzas son aplicadas a la estructura como cargas externas encontrando así las acciones modales en los miembros. Los máximos desplazamientos modales son encontrados del pseudo espectro de desplazamiento el cual puede ser directamente calculado de la aceleración espectral de diseño de acuerdo a:

$$\Delta_m = S_a(T_m) g \frac{T_m^2}{4\pi^2} \quad \text{Ec. 2.18}$$

Este desplazamiento máximo es usado para encontrar el desplazamiento modal en cada piso “i” definido por la siguiente expresión:

$$\Delta_{im} = \phi_{im} \frac{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im} m_i \Delta_m}{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im}^2 m_i} \quad \text{Ec. 2.19}$$

Los resultados obtenidos de la ecuación 2.19 Son específicos para cada modo de vibración. Bajo la acción de una excitación tal como la producida por un sismo es improbable que la respuesta modal máxima ocurra simultáneamente, por lo tanto puede considerarse que la suma directa de las cantidades modales producirá valores de diseño que son excesivamente conservativos. Por estas razones es común aplicar cualquiera de las combinaciones estadísticas conocidas como la Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) la combinación cuadrática completa (QRS).

2.2 Problemas con los métodos de diseño basado en fuerzas.

2.2.1 Generalidades

Priestley y Kowalsky, 2007, resumen los problemas de los métodos basados en fuerzas en los siguientes:

- i. Los diseños por fuerzas se basan en la estimación de la rigidez inicial para determinar el período de la estructura y la distribución de las fuerzas de diseño entre los diferentes elementos estructurales, dado que la rigidez es dependiente de la resistencia de los elementos, estas características no podrán ser conocidas hasta que el proceso de diseño sea finalizado.
- ii. La asignación de fuerzas sísmicas en los elementos estructurales basados en la rigidez inicial de estos (aun si la rigidez es conocida de manera precisa) no es una postulación lógica debido a que es incorrecto asumir que todos los elementos estructurales fluirán al mismo tiempo y de manera simultánea.
- iii. El diseño estructural basado en fuerzas se fundamenta en que un único factor de modificación de respuesta (basado en la ductilidad de la estructura) es apropiado para una forma estructural y para un material específico.

2.2.2 Interdependencia de la Resistencia y la Rigidez.

Un problema fundamental con los métodos de diseños basados en fuerzas, particularmente cuando son aplicados al diseño de las estructuras de concreto y mampostería de concreto reforzado, es la apropiada selección de la rigidez de los miembros. Para estimar las dimensiones de los miembros estructurales deben de hacerse diferentes suposiciones, por la cual las fuerzas aplicadas, serán distribuidas proporcionalmente de acuerdo a la rigidez de estos, por lo que puede decirse que, si las dimensiones de los miembros son modificadas de aquellas que fueron asumidas inicialmente, entonces las fuerzas de diseño calculadas no serán las mismas fuerzas tomadas por los miembros estructurales y por lo tanto habrá que volver a calcularlas y distribuirlas en ellos.

En los casos del concreto reforzado y la mampostería de concreto reforzado, una consideración más importante a tomar en cuenta, es la manera en la cual la rigidez individual de los miembros es calculada. La rigidez de los miembros de la estructura está basada en el área gruesa de la sección, y muchas veces en la rigidez reducida de la sección la cual representa la influencia del agrietamiento, siendo la suposición más común la reducción del 50% del área gruesa de la

sección y/o otros porcentajes de acuerdo al tipo de miembro y la carga axial que este soporta (ACI 318-11). Claramente el valor de la rigidez asumida afectara significativamente el diseño de las fuerzas sísmicas. Independientemente de que tipo de suposición sea hecha, la rigidez de los miembros de la estructura es asumida tradicionalmente para que sea independiente de la resistencia en una sección dada del miembro. Consideremos la rigidez a flexión de un elemento cualquiera, la cual puede ser estimada del diagrama Momento-Curvatura de acuerdo a la ecuación 2.20.

$$EI = M_N / \phi_Y \quad \text{Ec. 2.20}$$

Donde M_N es la capacidad nominal a momento y ϕ_Y es la curvatura de fluencia basada en un modelo bilineal para la representación del diagrama de momento curvatura. La suposición de que la rigidez del miembro se mantiene constante implica que la curvatura de fluencia es directamente proporcional a la resistencia a flexión del mismo como se muestra en la fig. 2.2 (a). Análisis detallados y evidencia experimental han demostrado que tal suposición es errónea ya que la rigidez es proporcional a la resistencia del miembro y, que la curvatura de fluencia de este es independiente de su resistencia para una sección cualquiera como es mostrado en la fig. 2.2 (b) por lo que no es posible realizar un análisis preciso de los periodos estructurales, ni de la distribución elástica de la resistencia requerida en la estructura hasta que las rigideces de los miembros sean determinadas, por lo que, debido a que la determinación de la resistencia de los miembros es el producto final del análisis por métodos de fuerzas, implicara que deberán de hacerse iteraciones sucesivas para encontrar las dimensiones necesarias de la estructura a diseñar, proceso que un muy raras ocasiones es desarrollado (Priestley et al., 2007; Calvi et al., 2007).

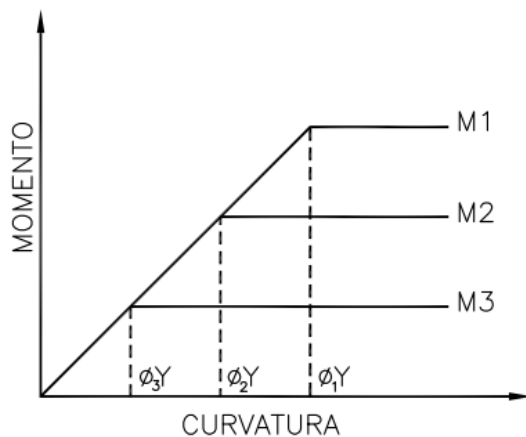


Fig. 2.2 (a)

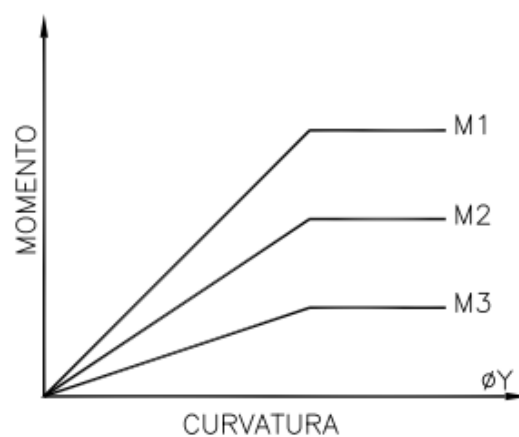


Fig. 2.2 (b)

Figura 2. 2 Influencia de la Resistencia el Diagrama de Momento-Curvatura (Priestley y Kowalsky, 2007).

2.2.3 Ductilidad y Factores de Modificación de Respuesta.

Obsérvese la fig. 2.3 (b). El desplazamiento de fluencia puede ser definido como: a) la intersección de la línea que parte desde el origen con la rigidez inicial y la resistencia nominal (punto 1), b) el desplazamiento en la primera fluencia (punto 2), y la intersección de la línea a través del origen con la rigidez secante y la primera fluencia, c) la resistencia nominal (punto 3). Todo como una amplia gama de posibilidades. Típicamente los desplazamientos en el punto 3 serán 1.8 a 4 veces los desplazamientos en el punto 1. La capacidad por desplazamiento, o el desplazamiento último, bajo la misma suposición, tendrá un numero variado de definiciones tales como: a) incluyendo el desplazamiento en el punto de máxima resistencia (punto 4), b) desplazamientos con el 20%, 30% u otro porcentaje de la degradación de la resistencia (punto 5) y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal (punto 6) el cual implica falla inminente.

Claramente con tal variedad de posibilidades, habrá variaciones considerables en los desplazamientos que puedan ser evaluados para obtener el desplazamiento de fluencia de la estructura. Esta variación de los desplazamientos de fluencia es representada en los factores de modificación de respuesta de diferentes códigos, en diferentes países, siendo algunos de los valores de estos factores de modificación de respuesta listados en la Tabla 2.2.3.1

Con tal variedad de Factores de Modificación de Respuesta se puede concluir que el valor absoluto de la resistencia de un elemento es el elemento menos importante en el análisis de la estructura.

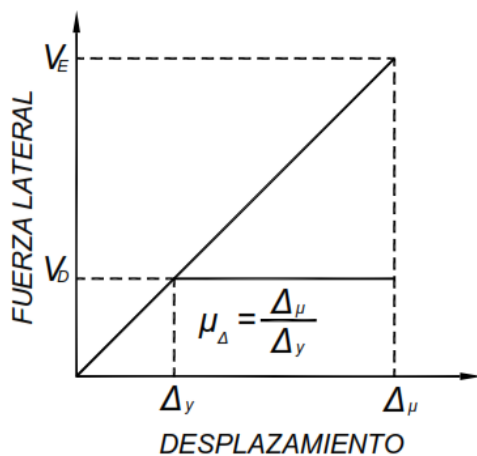


Fig. 2.3 (a) Aproximación de Igual desplazamientos.

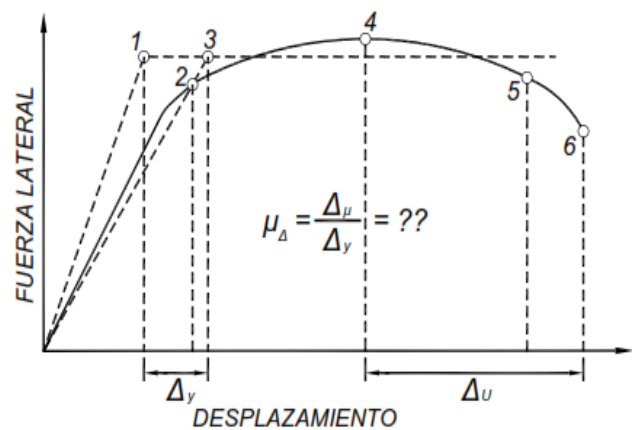


Fig. 2.3 (b) Definición de fluencia y desplazamiento último.

Figura 2. 3 Definición de concepto de ductilidad (Priestley y Kowalsky, 2007).

<i>Tipo de estructura</i>	<i>Costa Oeste U.S.A.</i>	<i>Japón</i>	<i>Nueva Zelanda</i>	<i>Europa</i>
Marcos de Concreto	8	1.8-3.3	9	5.85
Paredes de Concreto	5	1.8-3.3	7.5	4.4
Marcos de Acero	8	2.0-4.0	9	6.3
Marcos de Acero (EBF)	8	2.0-4.0	9	6.0
Mampostería	3.5	----	6	3.0
Madera	----	2.0-4.0	6	5.0
Paredes pretensadas	1.5	-----	---	---
Sistema Dual	8	1.8-3.3	6	5.85
Puentes	3-4	3.0	6	3.5

Tabla 2. 7 (Variación de Diferentes factores de Modificación de Respuesta, Priestley y Kowalsky, 2007)

2.3 Diseño por desempeño sísmico.

2.3.1 Introducción.

El desarrollo de los principios del diseño por capacidad en Nueva Zelanda en la década de los 70s (Park y Paulay, 1976), mostró que la distribución de la resistencia en un edificio es más importante que el valor de la fuerza cortante basal de diseño. Se reconoció que un edificio reticular se comportaría mejor bajo acciones sísmicas si se garantiza que las articulaciones plásticas ocurran en las vigas en lugar de las columnas; y que el comportamiento de los elementos estructurales este dominado por flexión. Esto puede identificarse como el primer intento de la ingeniería sísmica basada en desempeño, con el cual se utilizará el acrónimo ISBD de aquí en adelante, en garantizar los resultados, ya que se controla el comportamiento del edificio en el proceso de diseño. Este enfoque se ha desarrollado suficientemente hasta el punto donde sus conceptos están bien establecidos. El objetivo principal de la ISBD es diseñar un sistema estructural para sustentar un nivel predefinido de daño bajo un nivel predefinido de intensidad sísmica. Este enfoque de diseño contrasta con los enfoques de diseño actuales, puesto que, en lugar de basarse en formulaciones prescritas de reglamento, es un intento para diseñar edificios con un desempeño sísmico dado un objetivo de desempeño definido. En este caso, la ingeniería es más que un cálculo, incluye el desarrollo real de un sistema desde la concepción, pasando por la proyección y el diseño, el control de calidad en la construcción y el mantenimiento (Visión 2000, SEAOC 1995).

2.3.2 Ventajas.

Sismos tales como Northridge (1994), Kobe (1995), entre otros, condujeron a grandes pérdidas directas e indirectas (de cientos de billones de dólares). El costo económico asociado con el daño estructural causado por estos sismos, excedió las expectativas de la administración pública. La pérdida de la funcionalidad de los puentes vitales afectó las operaciones de emergencia y causó demoras considerables en el tráfico durante los meses subsecuentes. Con el diseño por desempeño se intenta ajustar el diseño para reducir estas pérdidas y permitir al ingeniero abordar directamente la funcionalidad en el diseño y reducir las pérdidas en eventos futuros.

Aun cuando el nivel de protección suministrado por los reglamentos de construcción puede ser apropiado para los edificios en general, es claro que algunos edificios deberán proveerse con niveles más altos de protección contra un rango más amplio de riesgos. Como ingenieros podemos fijar objetivos de comportamiento más altos para cumplir las necesidades de obras más selectivas tales como hospitales, instalaciones de alta tecnología, centrales nucleares, escuelas, etc.

El diseño basado en desempeño tiene el potencial de mejorar los costos al usar en forma eficiente los diferentes tipos de materiales. Los procedimientos de diseño que especifican los requisitos prescriptivos, sin una clara relación con las demandas estructurales, deben ser conservadores para asegurar que solo un pequeño número de diseños resultantes conlleven a desempeños no aceptables.

Los procedimientos basados en el comportamiento, que relacionan los requisitos de diseño directamente con las demandas y el desempeño objetivo, pueden reducir la dispersión en los desempeños resultantes. Con una dispersión reducida, el diseño no tiene que ser tan conservador. Este método de diseño y evaluación sísmica busca mejorar las herramientas disponibles para obtener información realista que permita tomar las decisiones adecuadas en función al peligro sísmico al que estará sujeta la estructura y los objetivos de desempeño; en las fases de diseño se debe involucrar al propietario de la estructura a fin de valorar los riesgos asumidos con el diseño y sus costos asociados a estos.

2.3.3 Demanda sísmica y objetivos de desempeño.

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento

especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límite (SEAO, 1995). El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un sismo y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es solo aplicable a edificios, si no que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido (Hamburger y Moehle, 2000; Porter et al., 1993). La idea principal de esta filosofía es determinar de manera cualitativa el comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades, estableciendo los conceptos fundamentales de nivel de desempeño, nivel de amenaza y desempeño esperado de la edificación. El nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación y la funcionalidad de la edificación posterior al movimiento sísmico (ATC, 1996).

La Norma Técnica de diseño por Sismo “define” un solo objetivo de desempeño asociado a una sola demanda sísmica (sismo fuerte con una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años) con un nivel individual de comportamiento (frecuentemente seguridad de vida). Los objetivos de comportamiento que no son los de seguridad de vida no se evalúan explícitamente. El diseño por desempeño puede especificar el comportamiento para un rango de niveles de riesgo. El comportamiento puede definirse en términos de los parámetros de componentes estructurales (por ejemplo, desprendimiento del recubrimiento), parámetros estructurales (por ejemplo, la estabilidad), o la funcionalidad.

Comité VISION 2000, SEAO	ATC-40
Completamente Operacional: Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Consecuencias sobre usuarios despreciables, la edificación permanece segura para sus ocupantes, todos los servicios de la edificación permanecen funcionales. No se requieren reparaciones.	Operacional: Se relaciona con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados, los elementos no estructurales permanecen funcionando, las reparaciones requeridas no perturban las funciones, se mantiene la seguridad de los ocupantes, se mantienen las funciones de los servicios de la edificación.
Ocupación Inmediata: Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y daños ligeros en elementos estructurales. Daño limitado, pero con interrupción parcial de las funciones de la edificación, se requieren reparaciones menores.	Ocupación Inmediata: Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios, servicios secundarios con pequeñas interrupciones. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

Seguridad de Vidas: Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. Degradación de rigidez lateral, interrupción de servicios (eléctricos, mecánicos, vías de escape). El edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.	Seguridad de Vidas: Constituye en nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos. Se caracteriza por presentar daños limitados en componentes estructurales, eventual fallo de los no estructurales, posible fallo en los servicios. Con baja probabilidad de atentar contra la vida
Prevención al Colapso: Nivel de desempeño en el cual ocurren daños severos en elementos estructurales y total en elementos no estructurales. Degradación de la rigidez lateral comprometiendo la estabilidad de la estructura, interrupción de servicios. Edificación completamente insegura para sus ocupantes y las reparaciones resultan no factible técnica o económicamente.	Estabilidad Estructural: Para este estado de daño no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral, solo se mantiene capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, el peligro para la vida es muy alto. Debido al nivel de daño no se requiere revisión de los componentes no estructurales. Se exige el desalojo de edificación.

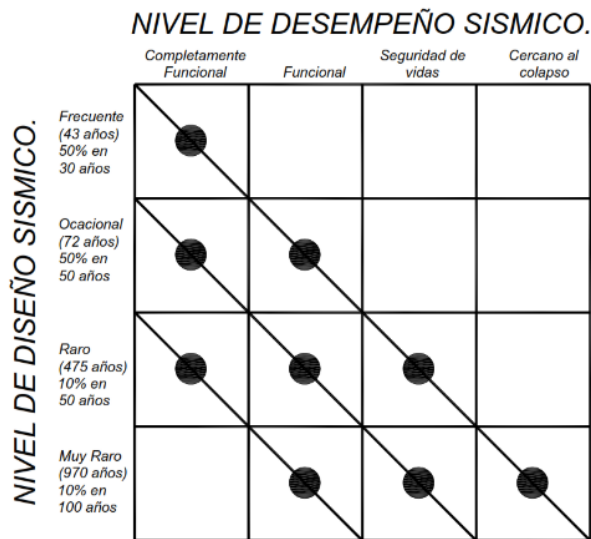
Tabla 2. 8 (Niveles de desempeño definidos por Visión 2000 y ATC-40)

Los estados límite se usan para cuantificar cada aspecto del comportamiento. Un objetivo de desempeño tiene un nivel de riesgo individual con un nivel de desempeño también individual. Cada diseño requiere la determinación de niveles apropiados de desempeño. Algunos niveles de desempeño considerados en el diseño sísmico de edificios pueden ser la operatividad completa, la ocupación inmediata, el control de daño, la seguridad de vida y la estabilidad estructural. El comportamiento y su relación con el riesgo pueden visualizarse rápidamente, lo que ayuda a tomar decisiones acerca de los niveles apropiados de diseño.

El desempeño esperado de la edificación es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse varios niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la estructura para cada uno de los niveles de movimientos especificados. El desempeño esperado está muy ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilista o determinista; en los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociada a una fuente específica (Safina, 2002). El período de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de

efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años. El libro azul de la SEAOC (1995) define los siguientes niveles de demanda sísmica (nivel de diseño sísmico):

- EQ-I: 50% de probabilidad en 30 años
- EQ-II: 50% de probabilidad en 50 años
- EQ-III: aproximadamente 10% de probabilidad en 50 años
- EQ-IV: aproximadamente 10% de probabilidad en 100 años



De acuerdo con el nivel de desempeño sísmico que debe satisfacer una estructura conforme a su función e importancia ante los niveles de daño resultantes de los movimientos sísmicos probables (nivel de diseño sísmico), el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) establece una matriz de objetivos de desempeño que se ilustra en la figura 2.4

Figura 2. 4 Matriz de objetivos de desempeño.

Fig. 2.4 objetivos de desempeño.

- **Objetivo básico:** Es el objetivo de desempeño para edificaciones de ocupación y uso normal (residencias y oficinas). Las estructuras deberán resistir diferentes sismos de diseño.
- **Objetivo esencial:** Es el objetivo mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica después de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, destacamentos militares, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.
- **Objetivo de seguridad crítica:** Es el objetivo de desempeño para edificaciones que contienen grandes cantidades de material peligroso (centrales nucleares), la liberación de las cuales resultaría en un riesgo inaceptable para un amplio grupo de la población.
- Gracias al desarrollo de la filosofía de diseño basado en desempeño, se han propuesto numerosos métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos que buscan crear estructuras que presenten una respuesta controlada, con el fin de asegurar el comportamiento adecuado de una edificación sujeta a diferentes intensidades sísmicas de diseño.

2.4 Desarrollo de los métodos de diseño por desplazamientos.

2.4.1 Método basado en la verificación de la relación fuerza-desplazamiento.

Este enfoque fue diseñado inicialmente para encajar y mejorar el método de diseño por fuerzas. Este enfoque puede ser caracterizado por/y como el método basado en la verificación de la relación fuerza-desplazamiento, en el cual el enfoque es mejorado llevando a cabo una determinación más real de la demanda por desplazamiento para las estructuras diseñadas por los métodos basados en fuerzas. Tales métodos incluyen la adopción de rigideces más reales de los miembros para el cálculo de sus deformaciones, y posiblemente el uso de análisis historia de la respuesta, o análisis de tipo pushover, para determinar la deformación pico y la deriva demandada. En el caso de que los desplazamientos excedan los límites especificados por los códigos, debe realizarse el rediseño de los elementos.

La demanda por desplazamiento Δ_d , para los edificios a base de marcos será gobernada por la deriva limitada en los códigos y por la geometría de la estructura. La resistencia de fluencia V será asumida, y por lo tanto la rigidez inicial $K = V / \Delta_y$ puede ser calculada. El periodo inelástico de la estructura se calculará por $T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K}}$ donde m_e es la masa sísmica efectiva y K la rigidez inicial, y la demanda elástica de desplazamiento puede ser calculada por

$$\Delta_{max,ductil} = \Delta_{max,elastico} = \frac{T^2}{4\pi^2} a_{(T)} g . \quad \text{Ec. 2.21}$$

Esta demanda es comparada con la deriva permitida de los códigos, y la resistencia es ajustada de manera incremental hasta que el desplazamiento elástico iguale la deriva permitida. La fuerza es entonces distribuida entre los diferentes elementos resistentes a las fuerzas laterales basados en la experiencia del diseñador más que en la rigidez elástica. Lo anterior es denominado el enfoque de diseño por desplazamiento basado en fuerzas. Hay, sin embargo, problemas asociados con este enfoque. A pesar de que los desplazamientos de los elementos resistentes a las fuerzas laterales pueden ser conocidos al inicio del procedimiento, el sistema equivalente del desplazamiento de fluencia no será conocido hasta que la distribución de la fuerza entre los elementos sea decidida. El enfoque descansa en los postulados de que la equivalencia entre los desplazamientos de fluencia elásticos y dúctiles son inválidos y que por lo tanto se requiere la experiencia del diseñador. (Priestley et al., 2007; Calvi et al., 2007).

2.4.2 Método basado en el Cálculo de la Deformación.

Una versión más refinada del enfoque del diseño basado en la verificación de la relación fuerza-desplazamiento, establece una conexión entre el detallado de la sección crítica (en particular el detallado del refuerzo transversal para elementos de concreto reforzado) con la demanda de deformación local, y por lo tanto puede ser denominado diseño por desplazamiento basado en el cálculo de la deformación. La resistencia es relacionada al procedimiento del diseño basado en fuerzas, con factores sus específicos de reducción. Las demandas locales por deformación, típicamente expresadas en forma de rotaciones en el inicio y final del miembro, o curvaturas, son determinadas por herramientas analíticas, tales como el pushover inelástico o un análisis inelástico tiempo-historia. El detallado del refuerzo transversal es entonces determinado por relaciones entre el detallado del refuerzo transversal y la demanda de deformación local. (Priestley et al., 2007; Calvi et al., 2007).

El trabajo inicial en este procedimiento fue relacionado inicialmente a las estructuras de puentes, y posteriormente fue aplicado a los edificios de concreto reforzado. Muchas variantes de este método fueron desarrolladas, entre las cuales, podemos mencionar la desarrollada por Panagiatokos y Fardis en la cual la estructura es diseñada para los requerimientos iniciales obtenidos de una combinación directa de gravedad más una carga de un nivel específico de desempeño sísmico, usando métodos de análisis elásticos

La estructura así diseñada, nuevamente es analizada utilizando técnicas más avanzadas (análisis tiempo-historia inelástico, pushover inelástico) para determinar el refuerzo transversal requerido. No está claro si este enfoque de diseño es eficiente cuando se considera la respuesta total de la estructura a la fuerza sísmica aplicada, ya que las rotaciones inelásticas de los miembros no son sensibles, ya sea que las cargas de gravedad sean incorporadas en el análisis o sean ignoradas. (Panagiatokos and Fardis, 2002).

2.4.3 Método basado en una deformación específica.

Recientemente un numero de diferentes enfoques de diseño han sido desarrollados con el objetivo de llevar a cabo el diseño de estructuras en las cuales, estas puedan alcanzar un estado de deformación específico bajo la acción de un sismo de diseño, más que un desplazamiento menor a un desplazamiento limite especificado. Estos enfoques sugieren ser más satisfactorios que los de las secciones 2.4.1 y 2.4.2, porque el daño puede ser relacionado directamente con la deformación. Por lo tanto, el diseño de estructuras con las que se obtiene un límite de desplazamiento específico

implica el diseño de la estructura para un riesgo específico de daño, el cual es compatible con el concepto del riesgo aplicado para determinar el nivel de diseño para una excitación sísmica, lo que significa que, las diferentes estructuras a diseñar, con este enfoque, idealmente tendrán la misma posibilidad de daños que aquellas estructuras en las cuales un riesgo variable es asociado con los enfoques actuales de diseño basados en fuerzas. (Priestley et al., 2007; Calvi et al., 2007).

Se han desarrollado diferentes procedimientos para alcanzar este objetivo. La división más básica entre estos está en la base de la caracterización de la rigidez para el diseño. Algunos métodos, adoptan la rigidez inicial antes de la fluencia como es adoptada en los métodos de diseño por fuerzas. Generalmente algún tipo de iteración es requerida, modificando la rigidez inicial y la resistencia inicial, para alcanzar el desplazamiento requerido. Estos enfoques confían en relaciones existentes entre los desplazamientos elásticos y los desplazamientos inelásticos, tales como el principio de igual-desplazamiento o el principio de igual energía.

El segundo enfoque (principio de igual energía) utiliza la rigidez secante para el máximo desplazamiento, basado en la caracterización de una estructura sustituta, y una representación elástica equivalente del amortiguamiento histérico en la respuesta máxima. Generalmente estos métodos requieren pequeñas cantidades de iteraciones o ninguna iteración para diseñar algún tipo de estructura y, que esta alcance el desplazamiento especificado. Este tipo de metodología es denominada Método del Diseño Directo por Desplazamientos (DDBD). (Priestley et al., 2007; Calvi et al., 2007).

Las diferentes suposiciones de la rigidez en los dos enfoques mencionados, son ilustradas en la fig. 2.5 para un diagrama de la máxima respuesta histerética de la relación fuerza-desplazamiento, donde K_i y K_s son la rigidez inicial y la rigidez secante a la máxima respuesta respectivamente.

La manera en la cual la energía histérica es disipada varía entre ambos métodos. Se pueden definir dos clases principales de procedimientos, aquellos que usan los espectros inelásticos y, los que usan el amortiguamiento viscoso equivalente. Los espectros inelásticos son generalmente relacionados a la aceleración. Estos espectros, son generados por un análisis de sistemas de un solo grado de libertad de las estructuras de diferentes periodos elásticos iniciales, usando una regla histerética y, una ductilidad máxima especificada.

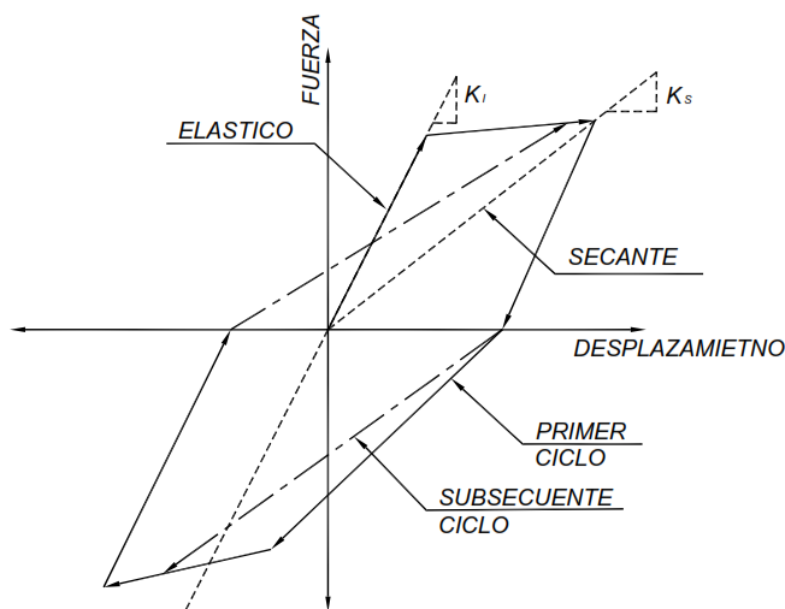


Figura 2. 5 Caracterización de la respuesta histérica de la Rigidez Inicial y Secante.

La manera en la cual la energía histérica es disipada varía entre ambos métodos. Se pueden definir dos clases principales de procedimientos, aquellos que usan los espectros inelásticos y los que usan el amortiguamiento viscoso equivalente.

Los espectros inelásticos son generalmente relacionados a la aceleración. Estos espectros, son generados por un análisis de sistemas de un solo grado de libertad

de las estructuras de diferentes periodos elásticos iniciales, usando una regla histerética y, una ductilidad máxima especificada.

La demanda de ductilidad no puede ser prevista antes del análisis, por lo tanto, los análisis son desarrollados usando un rango de factores de reducción aplicados a las fuerzas, y el espectro es encontrado para un factor de ductilidad con la interpolación de los resultados de los análisis. Alternativamente, pueden generarse relaciones entre los factores de reducción de fuerza que varían entre el principio de igual-desplazamiento en periodos largos, y el de igual-energía en periodos cortos un ejemplo, basado en este enfoque, usando el espectro de aceleración del EC8, para suelo firme y, una aceleración pico de 0.4 g es mostrado en la fig. 2.6 (b). Se hace necesario generar diferentes espectros inelásticos para diferentes sistemas estructurales y diferentes materiales, los cuales presentaran diferentes características histeréticas. La segunda alternativa es representar la ductilidad y la disipación de la energía como un amortiguamiento viscoso equivalente, usando relaciones basadas en análisis inelásticos tipo tiempo-historia. Este procedimiento es solamente apropiado cuando la rigidez secante a la máxima respuesta es usada en el proceso de diseño. El procedimiento para diseñar usando espectros de desplazamientos requiere pequeñas cantidades de iteraciones o ninguna iteración y por lo tanto también es denominado Diseño Directo Por desplazamientos.

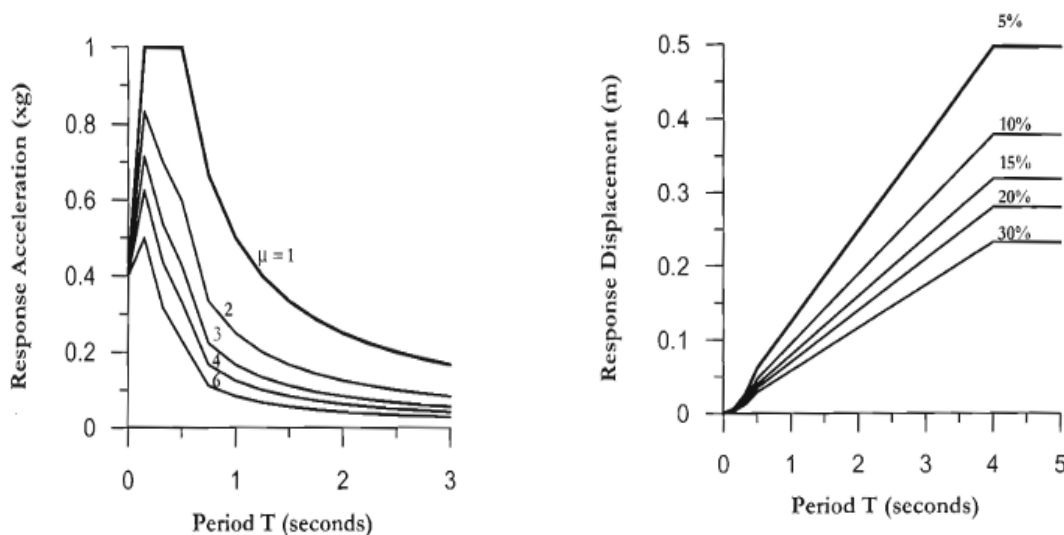


Fig. 2.6. (a) Espectro de aceleración Inelástico Fig. 2.6. (b) Espectro de desplazamientos amortiguado

Figura 2. 6 Representación del espectro EC8 para suelo firme y un $PGA=0.4g$

2.4.4 Propuestas de diferentes autores.

Las deformaciones, sean estos desplazamientos, distorsiones angulares, giros o deformaciones unitarias de los materiales, son la causa básica de los daños que puede sufrir un edificio. Las aceleraciones son más importantes para evaluar efectos locales de los sismos sobre los equipos, los diafragmas de piso, etc. pero, con excepción de estructuras muy rígidas, las aceleraciones altas de corta duración no alcanzan a reflejarse en el comportamiento de la estructura. Por eso, los diseños basados en desplazamientos son los más apropiados en la mayoría de los casos.

Actualmente existen varias propuestas de métodos DBD: Priestley-Calvi-Kowalski, Browning, Chopra-Goel, Aschheim-Black, Freeman, SEAOC, Restrepo J.I, Fajfar, etc. La formulación más completa hasta ahora parece ser la de Priestley, Calvi, Kowalski (2007), sobre todo para edificios regulares; ellos presentan además una propuesta de código en el capítulo 14 de su libro - "Draft Displacement-Based Code for Seismic Design of Buildings", que sirve de guía para la aplicación de su metodología. Ya que cada método tiene alcances y limitaciones, mencionamos a continuación los que son considerados como métodos principales:

- Freeman, 1998 ("Método del espectro de capacidad")
- Panagiotakos y Fardis, 1999 ("Diseño sísmico con deformación controlada")
- SEAOC, 1999 ("Diseño sísmico basado en desplazamientos directos")

- Aschheim y Black, 2000 (“Diseño sísmico para el punto de fluencia del espectro”)
- Browning, 2001 (“Método proporcionado para estructuras de concreto reforzado”)
- Chopra y Goel, 2001 (“Diseño basado en desplazamientos usando el espectro inelástico”)
- Priestley et al., 2007 (“Diseño sísmico directo basado en desplazamientos”)
- Ayala et al., 2009 (“Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño”)
- Sullivan, 2010 (“Diseño sísmico basado en desplazamientos con factor de energía”)
- Kappos et al., 2010 (“Diseño sísmico basado en deformaciones directas”)

Método del espectro de capacidad (MEC): El espectro de capacidad representa los desplazamientos en función de las aceleraciones; los periodos de vibración son radios que pasan por el origen. Se usan curvas de interacción para diferentes grados de amortiguamiento y sobre la gráfica pueden representarse cómodamente los resultados de un análisis tipo “push-over” de la estructura y analizar su comportamiento para diferentes estados de deformación. Este método parece ser la mejor opción para revisar el desempeño en estructuras existentes con secciones y resistencias de elementos conocidas. Esto es porque el método requiere un espectro de capacidad para la estructura, el cual es gráficamente sobrepuesto dentro del espectro de demanda para diferentes niveles de ductilidad/amortiguamiento.

Diseño sísmico con deformación controlada (DSDC): Este método está basado en la deformación, usando la rigidez inicial con un espectro de respuesta. El método permite revisar la ductilidad objetivo para un sismo frecuente y para el sismo raro se requiere que las rotaciones inelásticas permisibles no sean excedidas. Como herramienta basada en el diseño por desempeño, el método parecería restrictivo ya que solo se revisan dos estados límite, además de que no se puede controlar el daño no estructural.

Diseño sísmico basado en desplazamientos directos (SEAOC): Este método es rápido y de fácil aplicación para obtener el cortante basal de diseño, correspondiente a una distorsión objetivo que depende del nivel de desempeño. Tiene ciertas limitaciones, ya que no controla la demanda de ductilidad.

Diseño sísmico para el punto de fluencia del espectro (DSPFE): Definen espectros inelásticos donde se representa el cortante de fluencia contra el desplazamiento de fluencia, para varios niveles de ductilidad, concepto similar al de los espectros de capacidad de Freeman et al. (1975). A partir del desplazamiento deseado se pueden encontrar diferentes combinaciones de

ductilidad y desplazamiento de fluencia; se escoge el límite de ductilidad según el grado de desempeño deseado y de allí se deducen el desplazamiento de fluencia requerido y el cortante sísmico de diseño correspondiente en el espectro. Este método permite diseñar relativamente rápido. Se sugiere que la fuerza de fluencia corresponde a una ductilidad de desplazamiento específica y puede ser determinada aproximadamente de un espectro elástico usando la relación suavizada $R-\mu-T$ definida por Miranda y Bertero (1994).

Método proporcionado para estructuras de concreto reforzado (MPECR): Este método es relativamente rápido y simple de usar, aunque solo es aplicable a marcos regulares de concreto reforzado. En éste proceso de diseño no se controlan las rotaciones inelásticas demandadas ni los límites de ductilidad.

Diseño basado en desplazamientos usando el espectro inelástico (DBDEI): Este método utiliza el paso inicial del método de Priestley y Calvi (1997) para determinar el desplazamiento objetivo y la ductilidad de diseño, el método entonces entra al espectro de respuesta inelástico de desplazamientos para obtener el período y la rigidez inicial. Con el desplazamiento de fluencia y la rigidez inicial conocidos, la fuerza de fluencia puede ser determinada. De este modo este método diseña las estructuras para un nivel de distorsión objetivo y rotaciones plásticas aceptables. En el proceso de diseño no se controla la ductilidad de desplazamiento. Este método estima la deformación de fluencia de la estructura y con base en el desplazamiento de diseño, deducen la ductilidad diseño. Usan espectros inelásticos de desplazamiento para diferentes ductilidades, que permiten leer para esa ductilidad y el desplazamiento de diseño el periodo correspondiente y una rigidez inicial o de fluencia. Conocido el desplazamiento de fluencia y la rigidez inicial, deducen la fuerza de diseño o de fluencia. Se ajustan las dimensiones de los elementos de la estructura y se repite el procedimiento hasta su convergencia.

Diseño sísmico directo basado en desplazamientos (DSDBD): Este método es aplicable a edificios, tanto con sistemas de carga a base de marcos como de muros de cortante. Consiste en caracterizar a la estructura por la rigidez secante para un desplazamiento máximo y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente apropiado para la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. Se parte del desplazamiento deseado o de diseño y se halla en un espectro de desplazamientos el máximo periodo admisible para cumplir esa condición. Con el periodo y con la masa del edificio se deduce la rigidez necesaria y de allí la resistencia de diseño. El enfoque

usado para caracterizar la estructura se basa en el procedimiento de análisis de estructura substituta (Shibata y Sozen, 1976).

Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño (DSDCD): Este método idealiza la curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad con una curva bilineal misma que se transforma a una de un sistema simplificado de referencia correspondiente al modo fundamental de un espacio espectral de pseudoaceleraciones contra desplazamientos, mediante resultados obtenidos de un análisis modal de la estructura (López, 2009).

Diseño sísmico basado en desplazamientos con factor de energía (DSBDFE): Este método está dirigido a controlar el pico de las deformaciones inelásticas, igualando la energía externa impuesta por el sismo a la estructura con el trabajo interno hecho por la estructura para alcanzar el estado de deformación. La base del procedimiento de diseño es determinar la resistencia de diseño, para estimar la proporción del trabajo externo que queda almacenado en el pico de respuesta del sistema lineal, a través del uso de un factor de disipación de energía. Una de las limitaciones de este método es que sólo es aplicable a estructuras de baja a mediana altura.

Diseño sísmico basado en deformaciones directas (DSBD): Este método se basa en deformaciones directas, tomando en cuenta modelos estructurales de análisis parcialmente inelásticos que consideran análisis no lineal paso a paso, para registros escalados de acuerdo a dos estados límite basados en desempeño. De manera general los métodos de diseño sísmico por desplazamientos logran diseños consistentes al compararlos con un análisis dinámico no lineal paso a paso (Sullivan, 2002). Cada uno de estos métodos considera simplificaciones para hacerlos adecuados en la práctica.

Otra metodología importante a mencionar es la de Restrepo J.I. (2006) la cual propone el uso de espectros de desplazamientos ajustados para tener en cuenta las incertidumbres en la demanda y en la sobre-resistencia de los materiales. La pendiente del espectro de desplazamientos, en la zona de velocidad constante, es función de la probabilidad de excedencia del sismo de diseño.

El diseño de la estructura parte de ductilidades de curvatura de los elementos escogidas de antemano; determina el desplazamiento de fluencia de la estructura y el desplazamiento último de diseño, para encontrar la ductilidad de desplazamiento del sistema; luego deduce sobre el espectro de desplazamientos el máximo periodo admisible para cumplir requisitos de un diseño sísmico basado en desempeño y ello permite a su vez obtener la fuerza cortante de diseño.

De manera general los métodos de diseño sísmico por desplazamientos logran diseños consistentes al compararlos con un análisis dinámico no lineal paso a paso (Sullivan, 2002). Cada método posee un alcance y una limitación (ver tabla 2.4.4.1 y 2.4.4.2) los cuales pueden definirse de acuerdo a los siguientes criterios:

- a. El rol del desplazamiento en el proceso de diseño:
 - Basado en deformación calculada (DCB)
 - Basado en cálculo iterativo de deformación (IDSB)
 - Basado en deformación directa (DDSB)
- b. Tipo de análisis utilizado en el proceso de diseño:
 - Modal espectral considerando rigidez inicial (ME-RI)
 - Modal espectral considerando rigidez secante (ME-RS)
 - Análisis de historia en el tiempo (T-HIST)
- c. Limitaciones en el tipo de estructuración:
 - Estructuras con base flexible
 - Estructuras con irregularidad en planta
 - Estructuras con irregularidad vertical
- d. Niveles de desempeño que pueden ser aplicados:
 - Completamente operacional (CO)
 - Ocupación inmediata (OI)
 - Seguridad de vidas (SV)
 - Prevención al colapso (PC)

		Rol del desplazamiento	Tipo de Análisis utilizado	Tipo de estructuras		
				Con base flexible	Con irregularidad en planta	Con irregularidad vertical
Metodología	MEC	DDSB	ME-RS	NO	NO	NO
	DSDC	DCB	ME-RI	NO	NO	NO
	SEAO	DDSB	ME-RS	NO	NO	NO
	DSPFE	DDSB	ME-RI	NO	NO	NO
	MPECR	IDSB	ME-RS	NO	N/A	N/A
	DBDEI	DCB	ME-RS	NO	NO	NO
	DSDBD	DDSB	ME-RS	SI	SI	SI
	DSDCD	DDSB	ME-RS	SI	SI	SI
	DSBDFE	DDSB	ME-RS	NO	NO	SI
	DSBD	DDSB	T-HIST	SI	SI	SI

Tabla 2. 9 Comparación de métodos de diseños por desplazamientos (Sullivan, 2002)

		Niveles de desempeño.			
		Completamente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de Vidas	Prevención del colapso
Metodología	MEC	NO	NO	SI	NO
	DSDC	SI	NO	NO	SI
	SEAO	SI	SI	SI	SI
	DSPFE	SI	SI	SI	SI
	MPECR	NO	NO	NO	SI
	DBDEI	NO	SI	SI	SI
	DSDBD	NO	SI	NO	SI
	DSDCD	NO	NO	SI	NO
	DSBDFE	NO	SI	NO	SI
	DSBD	NO	SI	NO	SI

Tabla 2. 10 Niveles de desempeño considerados en cada método (Sullivan, 2002).

2.5 Elección del Enfoque a utilizar.

2.5.1 Elección del Método.

El Diseño Directo Basado en Desplazamientos. DDBD ha sido desarrollado como una herramienta para el diseño sísmico por desempeño de estructuras. El DDBD se fundamenta en el método de linearización equivalente propuesto por Shibata y Sozen en 1976. En el DDBD la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente por el uso de rigidez secante al punto de respuesta máxima, y por el uso de amortiguamiento viscoso que equivale al amortiguamiento viscoso y histerético en la estructura real.

Este método parte del perfil de desplazamiento máximo que se desea en la estructura y produce las requeridas rigidez y resistencia para alcanzar el desempeño propuesto. Los pasos principales a seguir en la aplicación del DDBD son:

- o Obtención de la estructura sustituta (Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales.
- o Determinación del desplazamiento de diseño, basándose estados límites de deformación u otros aplicables.
- o Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño
- o Determinación de la rigidez requerida y resistencia, usando un espectro de desplazamiento.

El presente documento se hará referencia principalmente al método DDBD de Priestley, Calvi, Kowalski, 2007, debido a que este es práctico, racional, sencillo y da solución a todos los

problemas antes mencionados con los diseños basados en fuerzas, específicamente a lo detallado para edificios con sistema dual. Los demás enfoques pueden estudiarse por aparte.

2.6 Diseño Directo Basado en Desplazamientos..

2.6.1 Resumen del Método de diseño basado en desplazamientos.

En las Secciones 2.1 y 2.2 se resumieron algunas de las principales características y deficiencias de los métodos de fuerzas (según Norma Técnica de Diseño por Sismo). Priestley, Calvi, Kowalski (2007), para mejorar estas deficiencias propusieron el método de diseño basado en desplazamientos, siendo este método la propuesta más conocida. Los conceptos en los que se basa el DDBD (Diseño Directo Basado en Desplazamientos.) propuesto por Priestley, Calvi, Kowalski (2007) son:

- El desempeño de los edificios sometidos a sismos (PBSD) se controla mediante el uso de espectros de desplazamientos en lugar de espectros de aceleraciones.
- Adopta un modelo inelástico simplificado o “estructura sustituto” de un solo grado de libertad (SDOF), donde la rigidez no depende directamente de la geometría de las secciones sino de su resistencia.
- En lugar del concepto de ductilidad se usa un amortiguamiento equivalente, adecuado a cada material.
- La curvatura de fluencia de una sección no depende de su resistencia M_y , sino que es un valor geométrico, casi constante, poco sensible a la cuantía de acero de refuerzo o al esfuerzo de compresión promedio de la sección.
- Es prácticamente imposible lograr que todos los elementos de una estructura (pórticos, muros) lleguen simultáneamente a la fluencia, que depende básicamente de su geometría y no de su resistencia. Cada elemento llegara a un desplazamiento de fluencia que depende básicamente de su geometría y no de su resistencia.
- Cada elemento tendrá generalmente una demanda de ductilidad diferente a la de la estructura completa, ya que el desplazamiento último, es básicamente uno sólo para toda la edificación.
- Las fuerzas laterales de diseño pueden repartirse de una manera liberal entre los diferentes elementos del sistema sismo resistente (pórticos, muros), sin que se afecten sus demandas de ductilidad.

2.6.2 Datos de entrada para la aplicación del DDBD.

2.6.2.1 La estructura sustituta de Gulkan-Sozen, Shibata-Sozen.

Gulkan, Sozen, 1974, propusieron el uso de un amortiguamiento viscoso equivalente, ξ equivalente, en lugar de la ductilidad, para cuantificar el comportamiento inelástico de una estructura de concreto sometida a un sismo. También propusieron representar la estructura real mediante un oscilador de un solo grado de libertad (SDOF) con una rigidez secante elástica equivalente, K_{ef} , para simular el comportamiento de la estructura en su estado límite; ver figura 2.7. Estos dos conceptos son la base de la “estructura sustituta” elástica equivalente (Shibata, Sozen 1976), cuya respuesta puede evaluarse con ayuda de espectros de respuesta elástica elaborados para el amortiguamiento apropiado. En su documento demostraron que, a partir de ensayos dinámicos con pórticos de concreto en el rango inelástico, que la respuesta correspondía a la de un sistema con menor frecuencia aparente que la elástica original y mayor capacidad de disipación de energía.

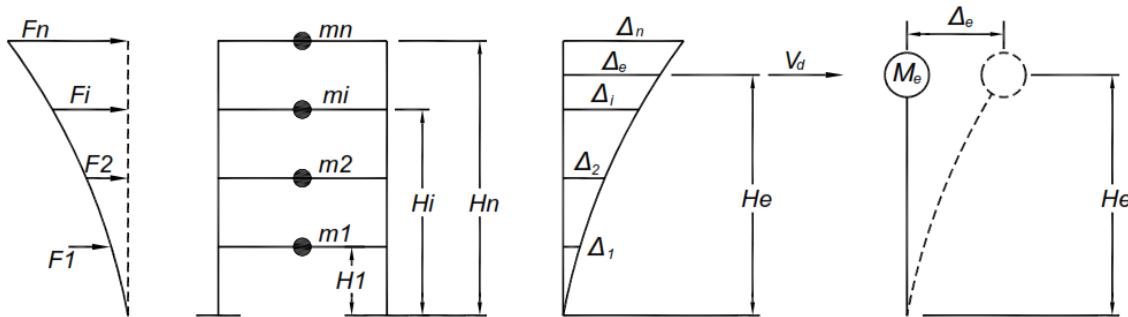


Figura 2. 7 Esquema de la estructura sustituta de shozen-shibata.

2.6.2.2 Altura y masa efectiva.

Una vez definido el perfil de desplazamientos de un sistema estructural de varios grados de libertad (MDOF), pueden encontrarse las propiedades de un oscilador de un solo grado de libertad o SDOF equivalente (estructura sustituta), con ayuda de la dinámica estructural clásica. La altura efectiva del SDOF equivalente está dada por la ecuación:

$$H_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i H_i)}{\sum(m_i \Delta_i)} \quad \text{Ec. 2.22}$$

En donde:

Δ_i = desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio

H_i = altura del Nivel i sobre la base

m_i = masa del Nivel i

La masa efectiva del SDOF equivalente corresponde al primer modo de vibración y puede calcularse con la ecuación:

$$M_e = \frac{[\sum(m_i \Delta_i H_i)^2]}{\sum(m_i \Delta_i^2)} \quad \text{Ec. 2.23}$$

en donde:

Δ_i = desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio

H_i = altura del Nivel i sobre la base

m_i = masa del Nivel i

Típicamente, la masa efectiva estará en el rango del 70% al 85% de la masa total de los múltiples pisos de las paredes en voladizo para edificios de marcos de más de 20 pisos. Para puentes de múltiples claros la masa efectiva generalmente no excederá más del 95% de la masa total. La masa restante será la participante en los modos más altos de vibración.

2.6.2.3 Espectros.

Inicialmente propuestos por Biot en 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. En forma general, se define un espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento. Se han desarrollado varios tipos de espectros, siendo los más importantes:

- *El espectro de respuesta elástica* que se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del sismo y su efecto sobre las estructuras.

- *Espectros de respuesta inelástica*, similares a los elásticos pero se supone que una estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del sismo y,
- *Espectros de diseño*, los cuales son espectros suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios sismos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona.

La obtención detallada de estos espectros detallada no se presenta en este trabajo ya que se asume que el lector posee tal conocimiento.

2.6.2.3.1 Generación del Espectro de Desplazamientos (según Priestley y Kowalsky, 2007).

El conjunto de espectros inelásticos de desplazamientos puede ser generado para diferentes niveles de ductilidades de desplazamientos. Si se asume una relación entre el periodo inicial del desplazamiento elástico y el desplazamiento inelástico tal como el principio de igual desplazamiento, el espectro inelástico puede ser generado directamente. Asumiendo que la respuesta de la relación fuerza-desplazamiento puede ser representada por una aproximación bilineal con una relación post-fluencia de la rigidez elástica igual a r , el periodo secante T_e , y la máxima respuesta de desplazamiento es relacionada con el periodo elástico T_i , por la relación:

$$T_e = T_i \left(\frac{\mu}{1+r(\mu-1)} \right)^{0.5} \quad \text{Ec. 2.24}$$

Donde μ representa el concepto de ductilidad. Dado que el desplazamiento inelástico en T_e debe ser igual al desplazamiento elástico en T_i por el principio de igual desplazamiento y ya que la respuesta del desplazamiento elástico es directamente proporcional al periodo, el factor de modificación de la respuesta R_μ a ser aplicado al espectro elástico viene dado por:

$$R_\mu = \left(\frac{1+r(\mu-1)}{\mu} \right)^{0.5} \quad \text{Ec. 2.25}$$

Así, podrán aplicar diferentes relaciones para diferentes rigideces post-fluencia, pero no a diferentes procesos de absorción de energía en los ciclos histéricos de carga, probando que el postulado del principio de desplazamiento sigue siendo válido. También es posible generar diferentes juegos de espectros de igual desplazamientos desde los datos usados para generar las relaciones entre el amortiguamiento y la ductilidad. Si sustituimos el factor de reducción para valores

de amortiguamientos elásticos mayores a 0.05 en la ecuación de la ductilidad de amortiguamiento (Ec. 2.22), el factor de reducción del espectro vendrá dado en la forma de

$$R_{\mu} = \left(\frac{0.07}{0.07 + C \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)} \right)^{\alpha} \quad \text{Ec. 2.26}$$

2.6.3 El Amortiguamiento.

2.6.3.1 La Ductilidad.

Para poder aplicar el método DDBD, es necesario conocer la ductilidad de desplazamiento de la estructura, requerida para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente, uno de los datos básicos utilizados en este método. Se entiende la ductilidad como una relación entre la deformación inelástica máxima y la deformación de fluencia; esta deformación puede ser un desplazamiento (ductilidad de desplazamiento) o la curvatura de una sección (ductilidad de curvatura).

Cuando se trata de la máxima deformación permitida de diseño, ello es una meta y se habla de demanda de ductilidad. Cuando se trata de la máxima deformación alcanzable, ésta es una propiedad del sistema estructural o de sus componentes, que depende de sus detalles de refuerzo, y se habla de capacidad de ductilidad. En los procesos de diseño se busca que las demandas de ductilidad de la edificación y de cada uno de sus elementos, sean menores que sus capacidades de ductilidad.

Los principales valores usados en la definición de la ductilidad teórica de un elemento son:

- Desplazamiento de fluencia, Δ_y
- Desplazamiento de diseño elegido o establecido por la Norma, Δ_d
- Desplazamiento máximo que la estructura es capaz de soportar, $\Delta_{\max}$ o Δ_u
- Demanda de ductilidad de desplazamiento: $\mu = \Delta_d / \Delta_y$
- Capacidad de ductilidad de desplazamiento: $\mu = \Delta_u / \Delta_y$

La ductilidad de desplazamiento es una propiedad global de la estructura y sus elementos que incide más sobre los daños a elementos no estructurales que sobre los daños a la estructura.

Como expresamos en la sección 2.2.3 no existe consenso sobre la definición del desplazamiento de fluencia de una estructura Δ_y , ni tampoco de la definición del desplazamiento de ruptura Δ_u , por lo cual tampoco existe consenso en como evaluar concretamente la ductilidad de desplazamiento $\mu = \Delta_u / \Delta_y$. A lo anterior se le puede explicar los diferentes valores de ductilidad expresada en diferentes códigos de diseño sísmico.

2.6.3.2 Amortiguamiento Viscoso Equivalente.

El procedimiento de diseño requiere que sean establecidas relaciones entre la ductilidad de desplazamiento y el amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento es definido como la suma del amortiguamiento elástico y el amortiguamiento histórico.

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad \text{Ec. 2.27}$$

En donde el amortiguamiento histórico depende de la regla de histéresis apropiada para la estructura a ser diseñada. Normalmente, para estructuras de concreto, la relación de amortiguamiento elástico es considerada como 0.05, asociada con el amortiguamiento crítico.

2.6.3.3 Amortiguamiento del sistema.

El amortiguamiento efectivo depende del sistema estructural y de la demanda de ductilidad de desplazamiento. Esto requiere la determinación de la demanda de ductilidad de desplazamiento en la estructura sustituta. El desplazamiento efectivo de fluencia Δ_y necesita ser interpolado del perfil de desplazamiento en fluencia para paredes en voladizo. Para marcos es adecuado asumir que la deriva de fluencia es constante con la altura (el perfil de fluencia es lineal con la altura), y por lo tanto el desplazamiento de fluencia vendrá dado por:

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad \text{Ec. 2.28}$$

Para paredes, el desplazamiento de fluencia es encontrado por la ecuación 2.37 con $H_i = H_e$. En ambos casos esto requiere el conocimiento de la altura efectiva de la estructura sustituta, el cual puede ser tomado como:

$$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad \text{Ec. 2.29}$$

El factor de ductilidad a usar vendrá dado en su forma más común por

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad \text{Ec. 2.30}$$

El amortiguamiento no depende de la ductilidad y por ende pueden adaptarse valores promedio. Además es fácilmente comprobable que las estructuras de concreto y de mampostería son más flexibles que como son asumidas generalmente por la mayoría de diseñadores y por lo tanto, los límites de las derivas de los códigos, más que la capacidad de la ductilidad de desplazamientos tiende a gobernar el diseño. Como consecuencia, la ductilidad de diseño y el amortiguamiento efectivo serán conocidos en el inicio del proceso de diseño y no será necesarios hacer iteraciones para la determinación de la fuerza cortante de diseño en la base.

Cuando la resistencia lateral de un edificio en una dirección dada es provista por un numero de paredes en diferentes longitudes, la demanda de ductilidad diferirá en cada pared ya que los desplazamientos de fluencia de las paredes serán inversamente proporcional a la longitud de las paredes, mientras que los desplazamientos máximos en el piso de diseño serán esencialmente iguales, sujetos solamente a pequeñas variaciones resultantes de la respuesta torsional y de la flexibilidad del diafragma de entrepiso, por lo tanto el amortiguamiento del sistema deberá de considerar los diferentes amortiguamientos en cada pared (Priestley y Kowalsky, 2007).

En el caso más general, donde diferentes elementos estructurales con diferentes resistencias y diferentes factores de amortiguamiento están contribuyendo a la resistencia sísmica, el amortiguamiento global del sistema deberá ser encontrado por el promedio del peso sísmico basado en energía disipada por los diferentes elementos estructurales, lo que viene dado por

$$\xi_e = \frac{\sum_{i=1}^n (V_j \Delta_j \xi_j)}{\sum_{j=1}^m V_j \Delta_j} \quad \text{Ec. 2.31}$$

Donde ξ_e es el amortiguamiento efectivo del sistema, V_j , Δ_j y ξ_j , son las resistencias en el desplazamiento de diseño, desplazamiento en el punto más alto de la fuerza sísmica, y el amortiguamiento respectivamente del j elemento estructural. Alternativamente, la energía disipada puede relacionarse con el momento y la rotación de las diferentes articulaciones plásticas ($V_j \Delta_j = M_j \theta_j$), lo cual será apropiado para estructuras de marcos.

Cuando se tienen múltiples paredes en el plano, los desplazamientos de las diferentes paredes serán todos los mismos, entonces la ecuación 2.28 podrá ser simplificada a:

$$\xi_e = \frac{\sum_{i=1}^n (V_j \xi_j)}{\sum_{j=1}^m V_j} \quad \text{Ec. 2.32}$$

Donde V_j y ξ_j son la fuerza de cortante en la base y el amortiguamiento de las m paredes en la dirección de análisis. Un enfoque distinto será aportar la fuerza cortante total requerida entre las paredes en proporción al cuadrado de la longitud, lo que resultará en relaciones de refuerzos constantes entre las paredes, con lo cual la ecuación podrá ser reescrita como:

$$\xi_e = \frac{\sum_{i=1}^n (l_{wj}^2 \xi_j)}{\sum_{j=1}^m l_{wj}^2} \quad \text{Ec. 2.33}$$

2.6.3.4 Amortiguamiento Histérico.

El concepto de la estructura sustituta desarrollado por Jacobasen, estaba basado en igualar la energía histórica de un ciclo de carga a un nivel de desplazamiento dado para el amortiguamiento viscoso de la estructura sustituta, lo cual dio como resultado la siguiente expresión:

$$\xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad \text{Ec. 2.34}$$

Donde A_h es el área dentro de un ciclo completo de la respuesta estabilizada fuerza-desplazamiento, y F_m y Δ_m son la máxima fuerza y el máximo desplazamiento alcanzado en los ciclos de carga estabilizados. Es de hacer notar que los amortiguamientos dados por las ecuaciones 2.24 y Ec. 2.31 son expresados como una fracción del amortiguamiento crítico y, está relacionado con la rigidez secante K_e en la respuesta máxima, lo que es compatible con el postulado de caracterización de la estructura por la rigidez y el amortiguamiento en los picos máximos de la respuesta.

Existen además diferentes enfoques para poder encontrar el amortiguamiento máximo histórico propuestos por diferentes autores, entre los cuales podemos mencionar, los definidos en la tabla 2.3.

Dwairi and Kowalsky.	$\xi_{hyst} = C \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right)$ Donde C depende de la regla de histéresis.	Ec. 2.35																																			
Grant et. al.	$\xi_{hyst} = a \left(1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \left(1 + \frac{1}{(T_e+c)^d} \right)$ donde a, b, c y d para diferentes reglas de histéresis vienen dadas por: <table><tr><th>Modelo</th><th>a</th><th>b</th><th>c</th><th>d</th></tr><tr><td>EPP</td><td>0.224</td><td>0.336</td><td>-0.002</td><td>0.250</td></tr><tr><td>Bilineal, r=0.2 (BI)</td><td>0.262</td><td>0.655</td><td>0.813</td><td>4.890</td></tr><tr><td>Taketa Thim (TT)</td><td>0.215</td><td>0.642</td><td>0.824</td><td>6.444</td></tr><tr><td>Takeda Fat (TF)</td><td>0.305</td><td>0.492</td><td>0.790</td><td>4.463</td></tr><tr><td>Flag, β=0.35 (FS)</td><td>0.251</td><td>0.148</td><td>3.015</td><td>0.511</td></tr><tr><td>Ramberg-Osgood (RO)</td><td>0.289</td><td>0.622</td><td>0.856</td><td>6.460</td></tr></table>	Modelo	a	b	c	d	EPP	0.224	0.336	-0.002	0.250	Bilineal, r=0.2 (BI)	0.262	0.655	0.813	4.890	Taketa Thim (TT)	0.215	0.642	0.824	6.444	Takeda Fat (TF)	0.305	0.492	0.790	4.463	Flag, β=0.35 (FS)	0.251	0.148	3.015	0.511	Ramberg-Osgood (RO)	0.289	0.622	0.856	6.460	Ec. 2.36
Modelo	a	b	c	d																																	
EPP	0.224	0.336	-0.002	0.250																																	
Bilineal, r=0.2 (BI)	0.262	0.655	0.813	4.890																																	
Taketa Thim (TT)	0.215	0.642	0.824	6.444																																	
Takeda Fat (TF)	0.305	0.492	0.790	4.463																																	
Flag, β=0.35 (FS)	0.251	0.148	3.015	0.511																																	
Ramberg-Osgood (RO)	0.289	0.622	0.856	6.460																																	

Tabla 2. 11 Diferentes ecuaciones para el amortiguamiento histórico.

2.6.3.5 Amortiguamiento Elástico.

El amortiguamiento elástico es usado en los análisis inelásticos tiempo-historia para representar el amortiguamiento no capturado por el modelo de histéresis adoptado para el análisis, lo que puede proceder de una combinación de factores, de los cuales el más importante es el postulado de la simplificación del modelo de histéresis de una respuesta perfectamente lineal en el rango elástico. De la ecuación diferencial típica de equilibrio para un sistema de un solo grado de libertad, donde m = masa y k = rigidez, el coeficiente de amortiguamiento viene dado por:

$$c = 2m\omega_i\xi = 2\xi\sqrt{mk} \quad \text{Ec. 2.37}$$

Donde $\omega_i = \sqrt{k/m}$ es la frecuencia circular y ξ es la fracción del amortiguamiento crítico.

El coeficiente de amortiguamiento, y por lo tanto la fuerza de amortiguamiento depende de qué valor de rigidez es adoptado. En la mayoría de análisis inelásticos, esta ha sido tomada como la rigidez inicial, sin embargo, esto resulta en una larga y falsa fuerza de amortiguamiento cuando la respuesta inelástica es inapropiada. Con la rigidez tangente, el coeficiente amortiguamiento se cambia proporcionalmente cada vez que la rigidez cambia, asociada con la fluencia, carga y descarga, etc. Este resulta en una reducción de la fuerza de amortiguamiento a medida que la rigidez estructural decae suavemente siguiendo la fluencia, y una reducción en la energía es absorbida por el amortiguamiento elástico. Desde que las reglas históricas son invariablemente calibradas a modelos de total disipación de la energía subsecuentes al inicio de la fluencia, este enfoque del amortiguamiento elástico es claramente más apropiado que la rigidez inicial del amortiguamiento elástico.

Sin embargo en el diseño por desplazamientos, el amortiguamiento elástico inicial definido en la ecuación 2.34 está relacionado con la rigidez secante y el máximo desplazamiento, mientras que es normal en los análisis inelásticos tiempo-historia relacionar el amortiguamiento elástico a la rigidez elástica inicial, o dicho de otro modo, a una rigidez que varía según se degrada la rigidez de la estructura con la acción inelástica (rigidez tangente). Dado que las velocidades de respuestas de la estructura real y la estructura sustituta se esperan que sean similares bajo la respuesta sísmica, las fuerzas de amortiguamiento de la estructura real y sustituta, las cuales son proporcionales al producto de la rigidez y la velocidad, diferirán significativamente, dado que la rigidez efectiva de la estructura sustituta es igual a la rigidez del ciclo de carga.

Es posible generar relaciones entre los coeficientes elásticos de amortiguamiento de la estructura sustituta y la estructura real, sin embargo, con el componente histérico, estas relaciones no son apropiadas para la respuesta transitoria de los registros sísmicos (acelerogramas). Por lo tanto, para obtener los factores apropiados de corrección, es necesario confiar en el resultado de un análisis tiempo historia.

Grand comparo los resultados del análisis elástico de la estructura sustituta con los resultados de un análisis tiempo historia para determinar el factor de corrección que debe ser aplicado al coeficiente del amortiguamiento elástico para la hipótesis del amortiguamiento elástico bajo la rigidez inicial o la rigidez secante

$$\xi_{eq} = k\xi_{el} + \xi_{hyst} \quad \text{Ec. 2.38}$$

Donde, $k = \mu^\lambda$ donde μ , es el factor de ductilidad de desplazamiento y λ depende de la regla histeretica a utilizar y las hipótesis del amortiguamiento elástico. Los valores de λ dependiendo de la rigidez utilizada (inicial o tangente) son mostrados en la tabla 2.6.3.4.1

Modelo	Rigidez Inicial	Rigidez Tangente
EPP	0.127	-0.341
Bilineal (BI)	0.193	-0.808
Takeda Thin (TT)	0.340	-0.378
Takeda Flat (TF)	0.312	-0.313
Flag, (FS)	0.387	-0.430
Romberg-Osgood (RO)	-0.060	0.617

Tabla 2. 12 Valor típico de λ

2.6.3.6 Recomendaciones de diseño.

La información mostrada en las secciones anteriores es suficiente para el cálculo del amortiguamiento histérico, sin embargo, para la mayoría de diseños Priestley y Kowalsky, 2007 propusieron que esta proceso puede ser simplificado si se toman las siguientes consideraciones: (a) La dependencia del periodo es insignificante para la mayoría de reglas de histéresis en periodos mayores de un (1) segundo y (b) que puede asumirse en la mayoría de casos un amortiguamiento elástico de 0.05.

Basado en estas hipótesis Priestley y Kowalsky, 2007 propusieron de las ecuaciones 2.39a a la 2.39e para la obtención del amortiguamiento viscoso equivalente para diferentes sistemas:

- Paredes de concreto y puentes: $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39a}$

- Marcos de Concreto: $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right)$ Ec. 2.39b
- Marcos de Acero: $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right)$ Ec. 2.39c
- Marcos híbridos presforzados ($\beta=0.85$): $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.186 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right)$ Ec. 2.39d
- Amortiguador de fricción: $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.670 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right)$ Ec. 2.39e
- Amortiguador de tipo Bilineal ($r=0.2$): $\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.519 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right)$ Ec. 2.39f

Donde:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{eq} &= \text{Amortiguamiento viscoso equivalente} \\ \mu &= \text{Ductilidad de desplazamiento.}\end{aligned}$$

Aunque uno de los mayores problemas del método de diseño directo por desplazamientos (DDBD) propuesto por Priestley y Kowalsky 2007, es la elección del amortiguamiento, el presente documento hará referencia principalmente a las ecuaciones de amortiguamiento deducidas por Priestley, Calvi, Kowalski, 2007. No es el propósito de este documento obtener relaciones ni curvas de amortiguamiento. La obtención de estas de manera más detallada queda a discreción del lector.

2.6.4 Desplazamiento de diseño.

2.6.4.1 Sistemas de un solo grado de libertad

Para un sistema de un solo grado de libertad, el desplazamiento de fluencia se necesita por dos razones: la primera, si el desplazamiento límite es definido por consideraciones estructurales, el desplazamiento y la curvatura de fluencia debe de ser conocidos y segundo porque para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente, la ductilidad de desplazamiento también debe de ser conocida.

Para el concreto reforzado y la mampostería de concreto reforzado, la curvatura de fluencia es independiente del contenido de refuerzo y del nivel de la carga axial, siendo esta una función de la deformación de fluencia y el peralte de la sección. Las siguientes ecuaciones de la curvatura de fluencia, tomadas del libro de Priestley y Kowalsky 2007, para diferentes secciones típicas utilizadas en el diseño estructural proveen una aproximación adecuada:

- Columna circular de concreto: $\phi_y = 2.25\varepsilon_y/D$ Ec. 2.40a
- Columna rectangular de concreto: $\phi_y = 2.10\varepsilon_y/h_c$ Ec. 2.40b

- Pared rectangular de concreto: $\phi_y = 2.00\varepsilon_y/l_w$ Ec. 2.40c
- Secciones simétricas de acero $\phi_y = 2.10\varepsilon_y/h_s$ Ec. 2.40d
- Viga de concreto con alas: $\phi_y = 1.70\varepsilon_y/h_b$ Ec. 2.40e

Donde ε_y es la deformación de fluencia del refuerzo por flexión ($= f_y/E_s$), y D, h_c, l_w, h_s, h_b , son los peraltes de la columna circular, columna rectangular, pared rectangular, sección de acero y viga de concreto con alas respectivamente. Las ecuación desde la 2.40^a hasta la 2.40e proporcionan la curvatura de fluencia utilizando una aproximación bilineal del diagrama de momento curvatura.

Para un SDOF tal como una pared en voladizo o una columna de un puente, el desplazamiento de fluencia puede ser tomado para propósitos de diseño como:

$$\Delta_y = \phi_y (H + L_{sp})^2 / 3 \quad \text{Ec. 2.41}$$

Para concreto reforzado y marcos de acero, la deriva de fluencia puede ser obtenida de la expresión de la curvatura de fluencia como:

- Marcos de concreto reforzado $\theta_y = 0.50\varepsilon_y L_b / h_b$ Ec. 2.42a
- Marcos de Acero $\theta_y = 0.60\varepsilon_y L_b / h_b$ Ec. 2.42b

Donde L_b es el claro de la viga y, h_b es el peralte de la viga. Puede verse claramente que las derivas de fluencia y por lo tanto los desplazamientos de fluencia entre el concreto reforzado y el acero estructural con elementos con geometrías similares difieren en un rango del 30% siendo el concreto reforzado el sistema más rígido.

2.6.4.2 Sistemas de múltiples grados de libertad

Las características del desplazamiento de diseño de la estructura sustituta dependen del estado límite de desplazamiento o de la deriva del miembro más crítico de la estructura real, y de un desplazamiento asumido para la estructura. Esta forma asumida de desplazamiento es aquella que corresponde al primer modo inelástico para la excitación sísmica. Así los cambios de la forma del primer modo elástico resultantes de los cambios locales de la rigidez de los miembros causados por la acción inelástica en las rotaciones plásticas serán tomadas en cuenta en el principio del diseño. La Representación del desplazamiento por el modo inelástico más que por el modo elástico

es consistente con la caracterización de la estructura por su rigidez secante a la máxima respuesta. Los desplazamientos de diseño (la coordenada general) vendrán dados por:

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad \text{Ec. 2.43}$$

Donde m_i y Δ_i son las masas y los desplazamientos de los n posiciones de masas. Para edificios de varios pisos, estas estarán normalmente en los n pisos de los edificios. Donde los límites de deformación gobiernen, el desplazamiento de diseño de la sección crítica puede ser determinado utilizando el enfoque utilizado para un sistema de un solo grado de libertad, siendo igual de aplicar este cuando el caso que gobierne sea la deriva de la estructura. Según Priestley el desplazamiento de la sección crítica de la estructura y la forma del desplazamiento de diseño, el desplazamiento de las masas individuales viene dado por:

$$\Delta_i = \delta_i \cdot \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad \text{Ec. 2.44}$$

Donde δ_i es la forma inelástica del modo de vibración y Δ_c es el desplazamiento de diseño en la masa crítica $\mathbf{c}$, y δ_c es el valor del modo de vibración en la masa $\mathbf{c}$.

Puede verse que la influencia de la envolvente de los modos más altos es generalmente pequeña y no es considerada en el proceso de diseño, sin embargo, para edificios mayores de diez niveles, la amplificación dinámica de la deriva es importante y el límite de la deriva de diseño necesita ser reducido para tomar en cuenta estos aspectos.

2.6.4.3 Formas de los Desplazamientos.

- a. **Edificios de Marcos.** Priestley y Kowalsky, 2007, para los edificios de marcos propusieron las siguientes ecuaciones, las cuales son adecuadas para los propósitos de diseños:

$$\text{Para } \mathbf{n \leq 4:} \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad \text{Ec. 2.45.a}$$

$$\mathbf{n > 4:} \quad \delta_i = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad \text{Ec. 2.45.b}$$

Donde H_i y H_n son las alturas de los niveles i , y el techo (**nivel n**) respectivamente. Los desplazamientos resultantes de la ecuación 2.38 (b) proveen una mejor relación entre los desplazamientos esperados y aquellos resultantes de un análisis tiempo historia para edificios altos comparados con el apropiado perfil lineal para edificios más pequeños.

b. Edificios de Paredes en Voladizo. Para edificios con paredes en voladizo, Priestley y Kowalsky, 2007, propusieron que la máxima deriva ocurrirá en el piso más alto. El valor de esta puede ser limitado por el máximo valor de la deriva especificado en los límites de los códigos aplicables, o por la capacidad de rotación plástica en la base de la articulación plástica. Si asumimos una distribución triangular simple de la curvatura del primer modo con una altura en la fluencia como mostramos en la figura 2.8. para hacer una compensación del levantamiento por tensión y la deformación de cortante, la deriva de fluencia θ_{yn} en el punto mas alto de la pared será:

$$\theta_{yn} = \frac{\phi_y H_n}{2} \quad \text{Ec. 2.46}$$

Donde $\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w}$ y l_w es la longitud del muro obtendremos:

$$\theta_{yn} = \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} \quad \text{Ec. 2.47}$$

Como una aproximación razonable, la rotación plástica estará concentrada en la base de la pared, por lo que la deriva critica en el punto más alto de la parre vendrá dado por:

$$\theta_{dn} = \theta_{yn} + \theta_{pn} = 1.0 \cdot \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} + \left(\phi_m - 2.0 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \right) L_p \leq \theta_c \quad \text{Ec. 2.48}$$

Donde θ_{pn} es la rotación plástica en el punto más alto de la pared correspondiente al estado límite de diseño, ϕ_m es la curvatura de la base y L_p es la longitud de la articulación plástica. El desplazamiento de fluencia en la altura H_i viene dado por:

$$\Delta_{yi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) \quad \text{Ec. 2.49}$$

En el caso de que la deriva del techo de la ecuación 2.36 sea menor que la deriva permitida por el código θ_c , entonces el desplazamiento de diseño vendrá dado por:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) + \left(\phi_m - \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \right) L_p H_i \quad \text{Ec. 2.50}$$

Si la deriva del código gobierna la deriva de techo, el perfil de diseño por desplazamiento vendrá dado por:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + (\theta_c - \theta_{yn}) H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) + \left(\theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} \right) H_i \quad \text{Ec. 2.51}$$

CAPITULO III:
GUÍA METODOLÓGICA.

3. CAPITULO III: "GUIA METODOLOGICA".

3.1 Introducción.

El presente capítulo está basado en la metodología para el Diseño Directo Basado en Desplazamientos., descrita por Priestley et al. 2007, en su libro "Displacement-Based Seismic Design of Structures". Se presentan a continuación, los aspectos más relevantes de esta metodología.

El método del Diseño Directo Basado en Desplazamientos., consiste en determinar la rigidez y resistencia necesarias para alcanzar un desplazamiento fijado al inicio del diseño para que la rigidez y resistencia pasen a ser resultados en vez de variables. Los desplazamientos a su vez pasan a ser el dato de entrada principal del diseño, lo que es consecuente con la idea en la cual, el comportamiento de la estructura está relacionado directamente con las desplazamientos y deformaciones, a diferencia de los métodos basados en fuerzas, donde el desplazamiento es tan solo un límite de chequeo. Este método es utilizado para estimar las fuerzas actuantes en los elementos de la estructura cuando ésta es sometida a un sismo denominado sismo de diseño. A partir de estas fuerzas, se procede a diseñar los elementos mediante la metodología que el diseñador considere apropiada.

3.2 Formulación del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos..

El método, como se explicó en el capítulo dos, está basado en el concepto de la estructura sustituta, (Shibata y Sozen, 1976), mediante el cual una estructura puede ser idealizada como un sistema de un grado de libertad, en el punto de desplazamiento máximo o de diseño, a diferencia de los métodos basados en fuerzas, donde la estructura es caracterizada por sus propiedades elásticas iniciales.

En la figura 3.1 (a), se presenta una estructura de marcos que puede ser representada por un sistema de un grado de libertad con masa equivalente y altura equivalente sometido a una fuerza total F . En la figura 3.1 (b), se presenta la curva bilineal de la respuesta de la estructura ante la carga aplicada. Esta curva tiene un tramo inicial que representa la rigidez elástica inicial de la estructura (K), seguido de un tramo que representa la reducción de la rigidez (rK_i), producto de la respuesta inelástica una vez la estructura supera el desplazamiento de fluencia (Δ_Y).

El método DDBD caracteriza el comportamiento global de la estructura mediante la rigidez secante (k_e), en el punto máximo Δ_d de la respuesta, y un amortiguamiento viscoso equivalente (ξ), que representa la combinación del amortiguamiento elástico y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica (Priestley y Kowalsky, 2007). Con el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento viscoso equivalente calculado para la demanda de ductilidad (fig 3.1 (c)) se halla el periodo efectivo (T_e), en el punto de respuesta máxima medido a la altura efectiva del sistema equivalente de un grado de libertad (figura 3.1 (d)).

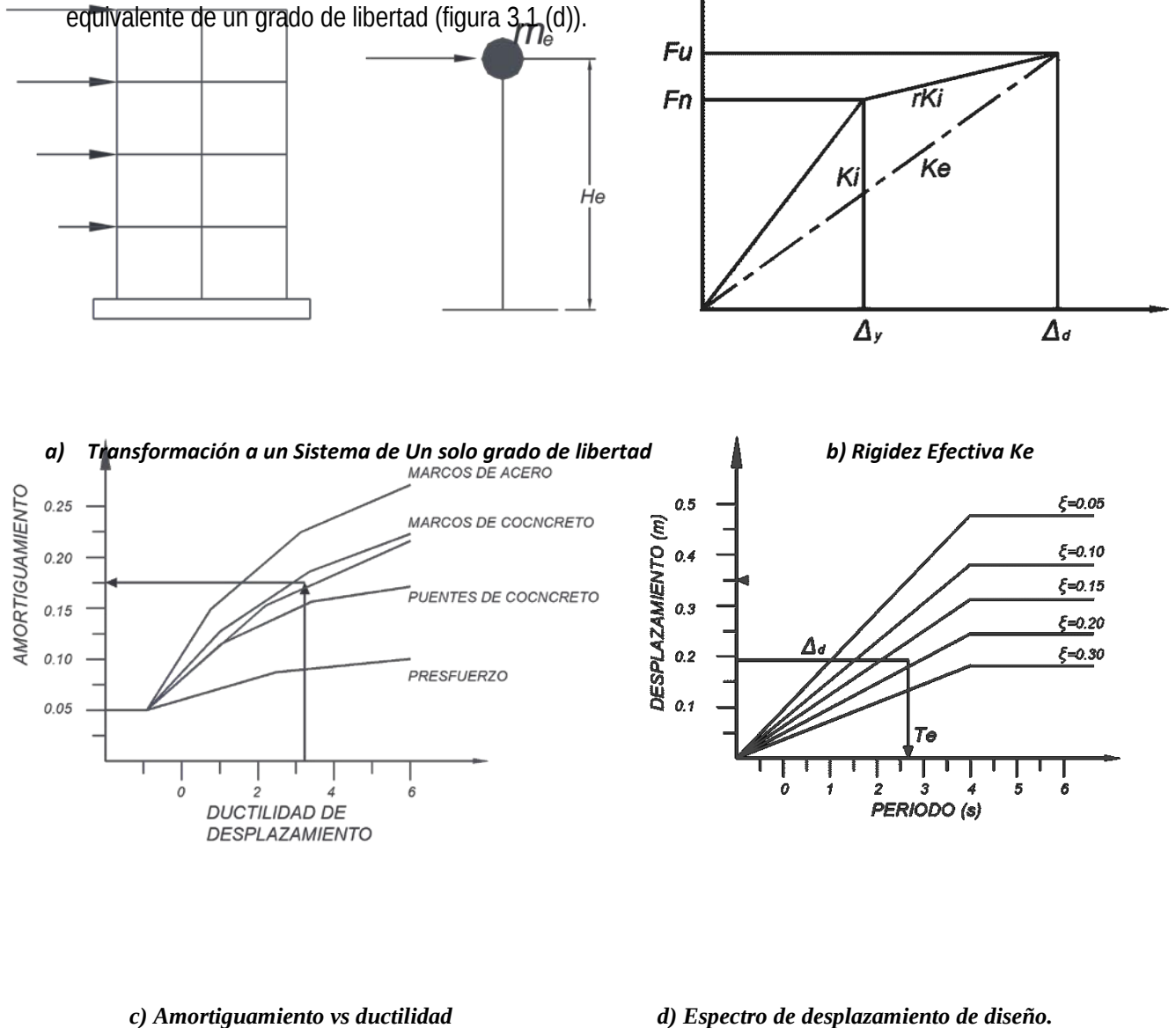


Figura 3. 1 Representación Gráfica del Método DDBD

Con el periodo efectivo y conociendo la masa efectiva del modo fundamental (m_e) de vibración de la estructura, se halla la rigidez equivalente (k_e) mediante la ecuación 3.1. La fuerza

lateral o cortante en la base (V_b) se halla mediante la ecuación 3.2. Para una demanda de ductilidad se puede hallar el amortiguamiento equivalente a partir de las curvas elaboradas por Priestley et al. (2007), que dependen del tipo de material y sistema estructural (figura 3.1 (c)).

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$F = V_b = K_e \Delta_d \quad \text{Ec. 3.2}$$

Lo anterior muestra que el método es muy simple. La complejidad del método recae en la manera de encontrar la estructura sustituta y en la determinación del desplazamiento de diseño y en el desarrollo de los espectros de desplazamientos.

3.3 Límites de diseño y niveles de desempeño.

Como se mencionó en el capítulo anterior, la metodología de diseño por desempeño determina los niveles de comportamiento (objetivo de desempeño) y el desempeño de la estructura (estados límites de la estructura y de los elementos estructurales), y en función del costo y la seguridad, enfoca el diseño para alcanzar el desempeño deseado (niveles de desempeño) bajo un sismo de severidad (Niveles de amenaza sísmica) determinada (ver figura 3-1). Así mismo, estos niveles de desempeño tienen asociados unos estados límite de la estructura y de los elementos que la componen (SEAOC, 1995).

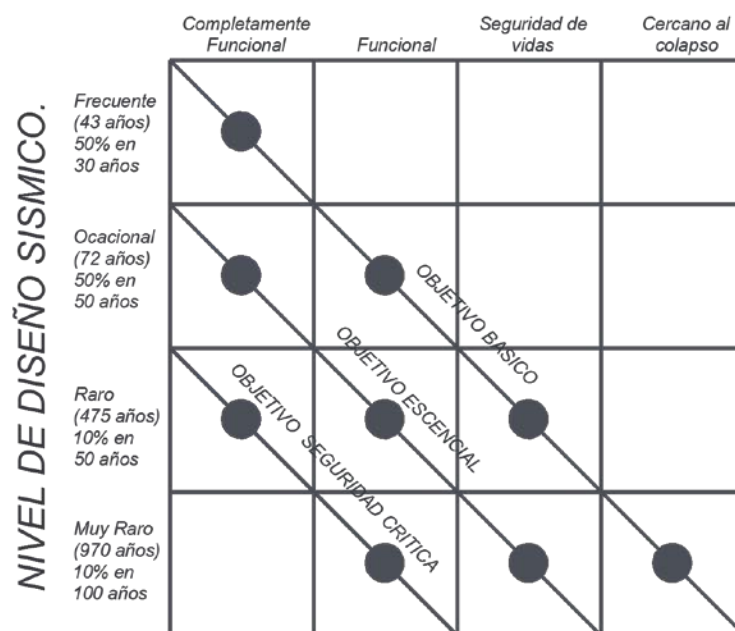


Figura 3. 2 Niveles de desempeño sísmico

3.3.1 Objetivos de Desempeño.

- Objetivo básico: Es el objetivo de desempeño para edificaciones de ocupación y uso normal (residencias y oficinas). Las estructuras deberán resistir diferentes sismos de diseño.
- Objetivo esencial: Es el objetivo mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica después de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, destacamentos militares, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.
- Objetivo de seguridad crítica: Es el objetivo de desempeño para edificaciones que contienen grandes cantidades de material peligroso (centrales nucleares), la liberación de las cuales resultaría en un riesgo inaceptable para un amplio grupo de la población.

3.3.2 Niveles de desempeño.

- Completamente operacional: Se garantiza el completo funcionamiento de la edificación posterior al sismo, con daños depreciables.
- Operacional: Se garantiza el funcionamiento de la edificación con interrupciones en servicios no esenciales.
- Seguridad de vidas: Se garantiza la seguridad de los ocupantes y el daño presentado en la estructura es de moderado a severo.
- Prevención del colapso: Existe riesgo de pérdida de vidas humanas, el daño en la estructura es severo, pero se impide el colapso de la estructura

3.3.3 Niveles de amenaza sísmica.

- EQ –I, Frecuente: Sismo con periodo de retorno de 43 años, con una probabilidad de excedencia del 87% en 50 años.
- EQ –II, Ocasional: Sismo con periodo de retorno de 72 años, con una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años.
- EQ –III, Raro: Sismo con periodo de retorno de 475 años, con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.
- EQ –IV, Muy raro: Sismo con periodo de retorno de 970 años, con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.

3.3.4 Estados límite de la estructura.

- Estado límite de servicio: Corresponde al nivel de desempeño “Completamente Operacional”, en donde no se debe presentar agrietamiento del concreto, se pueden presentar microfisuras las cuales no sea necesario reparar ni inyectar, las deformaciones en el concreto son $\varepsilon_c < 0.003$. Los elementos no estructurales separados de la estructura no deberían sufrir daños. Para marcos en concreto o acero se podrían presentar derivas hasta del 1.2 % sin que se presente daño que requiera su reparación.
- Estado límite de control de daños: Se presentan daños cuya reparación sea mucho menos costosa que volver a construir la edificación. Se puede presentar agrietamiento del concreto que obligue a inyectar las grietas para evitar la corrosión del acero. No se debe presentar fractura del acero longitudinal ni transversal. Para este estado límite se especifican derivas entre el 2 y 2.5 % de acuerdo con la tabla 12.12-1 del ASCE 7-10.
- Estado límite de supervivencia: Se espera que, para el sismo considerado de mayor severidad, la estructura no colapse, aunque su reparación pueda no ser viable.

3.3.5 Estados límite de los elementos estructurales.

- Estado límite de agrietamiento: Inicia el agrietamiento del concreto.
- Estado límite de la primera fluencia: El acero de refuerzo llega al límite elástico y empieza la fluencia.
- Estado límite de pérdida del recubrimiento: Las deformaciones en la fibra extrema del concreto llegan a 0.003, secciones provistas de confinamiento lateral empiezan a desarrollar a partir de este punto su ductilidad potencial. Secciones sin confinamiento se ven sometidas a la pérdida súbita de la resistencia.
- Estado límite de pandeo del refuerzo longitudinal: A partir de este punto se tendría que reconstruir el elemento.
- Estado límite de la resistencia última: Existen varias definiciones sobre este estado; se puede asociar con la fractura del refuerzo de confinamiento o como la resistencia correspondiente a una reducción del 20% de la resistencia máxima alcanzada.

3.4 Curvatura de fluencia y desplazamiento de diseño para un sistema de un grado de libertad.

Como se mencionó en el capítulo anterior la curvatura de fluencia es una característica que depende de la geometría y el material de los elementos estructurales. La curvatura de fluencia para algunos tipos de elementos estructurales, ya ha sido demostradas analíticamente por Priestley et al. (2007), y las curvaturas a utilizar ya fueron listadas en la ecuación 2.40a-2.40e.

El desplazamiento de fluencia para un sistema de un grado de libertad como el caso de un voladizo, se puede hallar a partir de la ecuación 3.3, donde H es la altura del voladizo, L_{sp} es la distancia adicional efectiva que representa la longitud de penetración de las deformaciones dentro del elemento de soporte o fundación del elemento, (Priestley et al. 2007). Con el desplazamiento de fluencia se halla la ductilidad μ del sistema de un grado de libertad (ec. 3.4), en donde Δ_d es el desplazamiento de diseño.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3}, \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad \text{Ec. 3.4}$$

$$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad \text{Ec. 3.5}$$

En la ecuación 3.5, f_{ye} es la resistencia efectiva a la fluencia del acero de refuerzo, y d_{bl} es el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal.

Para el caso de Marcos de concreto reforzado el desplazamiento de fluencia se puede hallar a partir de la deriva de fluencia θ_y , ecuación 3.6, en donde L_b , es la luz de las vigas, y h_b es el peralte de las vigas.

$$\text{Para Marcos de Concreto } \theta_y = \frac{0.5 \varepsilon_y L_b}{h_b}, \quad \text{Ec. 3.6a}$$

$$\text{Para Marcos de Acero } \theta_y = \frac{0.65 \varepsilon_y L_b}{h_b}, \quad \text{Ec. 3.6b}$$

Así mismo, el desplazamiento de diseño es la suma del desplazamiento elástico o de fluencia, y el desplazamiento inelástico, este último puede estar limitado por las deformaciones máximas de los materiales, o por la deriva permitida por los códigos. Para el caso en que gobierne las deformaciones máximas (concreto o acero), se usa la ecuación 3.7 en donde ϕ_{ls} , es la curvatura máxima permitida por el concreto a compresión o el acero a tensión, y en caso que las derivas gobiernen, se usa la ecuación 3.8, en donde θ_c , es la deriva permitida en los códigos de diseño.

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y(H+L_{SP})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y)L_p H \quad \text{Ec. 3.7}$$

$$\Delta_{d\theta} = \theta_c \quad \text{Ec. 3.8}$$

$$L_p = kH_e + 0.1l_w + L_{sp} \quad \text{Ec. 3.9}$$

$$k = 0.2 \left[\frac{f_u}{f_y} - 1 \right] \leq 0.08 \quad \text{Ec. 3.10}$$

En la ecuación 3.7, L_p es la longitud de la rótula plástica, y en el caso de muros en concreto se puede hallar mediante la ecuación 3.9, donde k es un factor que depende de la relación entre el esfuerzo a tensión y el esfuerzo a fluencia del acero de refuerzo, como se puede apreciar en la ecuación 3.10 y, l_w es la longitud del muro estructural.

3.5 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente (ε_{eq}) tiene una componente elástica (ε_{el}) y una componente inelástica (ε_{hist}). Normalmente el amortiguamiento elástico es del 5% respecto al crítico, mientras el amortiguamiento inelástico se puede hallar de acuerdo a la propuesta de Jacobsen (1960), donde el amortiguamiento inelástico, es igual a la relación entre el área encerrada de un ciclo de histéresis completo, y 2π veces producto de la fuerza (F_m) y desplazamiento (Δ_m), máximos, que se desarrollan durante el ciclo de carga (ecuación 3.11).

$$\varepsilon_{eq} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{hist} \quad \text{Ec 3.10}$$

$$\varepsilon_{hist} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad \text{Ec 3.11}$$

Donde A_h es el área dentro de un ciclo completo de la respuesta estabilizada fuerza-desplazamiento, y F_m y Δ_m son la máxima fuerza y el máximo desplazamiento alcanzado en los ciclos de carga estabilizados. Es de hacer notar que los amortiguamientos dados por las ecuaciones 2.24 y Ec. 2.31 son expresados como una fracción del amortiguamiento crítico y, está relacionado con la rigidez secante K_e en la respuesta máxima, lo que es compatible con el postulado de caracterización de la estructura por la rigidez y el amortiguamiento en los picos máximos de la respuesta.

Existen además diferentes enfoques para poder encontrar el amortiguamiento máximo histórico propuesto por diferentes autores, tales enfoques ya fueron citados en el apartado 2.6.3.4.

Priestley y Kowalsky, 2007 propusieron diferentes ecuaciones para la obtención del amortiguamiento viscoso equivalente para diferentes sistemas. Las ecuaciones 2.39a a la 2.39e serán las ecuaciones a utilizar en este trabajo para la obtención del amortiguamiento viscoso equivalente 2.39a a la 2.39e. En estas ecuaciones se puede observar que el amortiguamiento equivalente depende de la ductilidad μ , la cual será calculada mediante la ecuación 3.4.

3.6 Espectro de desplazamientos.

En la figura 3.1 (d), obteniendo el amortiguamiento equivalente se halla el periodo equivalente de la estructura entrando al espectro de desplazamientos modificado y teniendo en cuenta el amortiguamiento viscoso equivalente. Este espectro puede deducirse a partir del espectro elástico con amortiguamiento del 5% con respecto al crítico, afectando el eje vertical de desplazamientos por el coeficiente de la ecuación 3.12.

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \varepsilon} \right)^{0.5} \quad \text{Ec. 3.12}$$

3.7 Estructuras de múltiples grados de libertad.

Para estructuras de varios grados de libertad, se debe establecer el sistema equivalente de un grado de libertad, el cual depende de la masa equivalente, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento viscoso efectivo. Posteriormente, se hallan las fuerzas laterales y se procede a distribuir el cortante en la base entre los elementos estructurales y con esto a determinar las fuerzas de diseño.

3.7.1 Desplazamiento de diseño y perfil de desplazamientos.

El desplazamiento de diseño depende del estado límite de diseño. Se asume un perfil de desplazamientos que corresponde al primer modo inelástico, por tanto, tiene en cuenta la formación de rótulas plásticas y la rigidez efectiva de la estructura sustituta. Con el perfil de desplazamientos se halla el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta utilizando la Ec. 2.43

En la ecuación 2.43, n es el número de pisos de la edificación, m_i y Δ_i son la masa y el desplazamiento del piso i , respectivamente. Por otra parte, el perfil de desplazamientos depende del tipo de sistema estructural. El perfil de desplazamientos a utilizar para el desarrollo del presente trabajo se expone en el numeral 3.13.5.1.

3.7.2 Masa Efectiva.

La masa efectiva m_e de la estructura sustituta, correspondiente al primer modo inelástico, se encuentra entre el 70% y 95% de la masa total, y se halla a mediante la ecuación 3.13. El resto de la masa participa en los modos superiores de vibración. Aunque mediante las reglas de combinación modal tales como CQC y SRSS, se puede incorporar la participación de los modos superiores, su efecto en los momentos de volcamiento en la base de la estructura se puede ignorar (Priestley et. Al., 2007).

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad \text{Ec. 3.13}$$

3.7.3 Amortiguamiento viscoso equivalente

Teniendo en cuenta que la estructura puede estar compuesta por diferentes sistemas estructurales (p. ej. Sistema combinado muros y marcos de concreto), Priestley propone la expresión de la ecuación 3.14, para ponderar los amortiguamientos de la combinación de marcos con paredes de concreto reforzado y hallar el amortiguamiento equivalente global de la estructura, donde M_{OTM} , es el momento de volteo en la base de la estructura ocasionado por las fuerzas laterales, $M_{OTM,W}$, es el momento de volteo tomado por los muros, $M_{OTM,F}$, es el momento de volteo tomado por los marcos. Los amortiguamientos ε_W , y ε_F , son los que se desarrollan en el sistema de muros y pórticos, respectivamente.

$$\varepsilon_{sys} = \frac{\varepsilon_W M_{OTM,W} + \varepsilon_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}, \quad \text{Ec. 3.14}$$

3.7.4 Altura Efectiva.

La altura efectiva de la estructura sustituta para un sistema de múltiples grados de libertad, se halla mediante la ecuación 2.22. Esta ecuación se basa en que el sistema se puede representar

por un sistema equivalente de un grado de libertad donde la masa efectiva se concentra en la altura efectiva.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad \text{Ec. 3.15}$$

En donde:

Δ_i = desplazamiento lateral de diseño del Nivel i del edificio

H_i = altura del Nivel i sobre la base

m_i = masa del Nivel i

3.7.5 Distribución del Cortante Basal.

Las fuerzas sísmicas se distribuyen entre los diferentes niveles de la estructura mediante la ecuación 3.14, que es similar a la distribución del método basado en fuerzas, la cual depende de la masa y el desplazamiento. La diferencia radica en que el desplazamiento Δ_i , corresponde a la respuesta inelástica del sistema.

$$F_i = V_s \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad \text{Ec 3.16}$$

3.8 Combinaciones de carga para el diseño basado en desplazamientos.

Priestley et al. (2007), proponen que el diseño de los elementos críticos (aquellos que se deben comportar de manera dúctil), se realice para la mayor sollicitación entre los momentos por cargas gravitacionales (viva + muerta) amplificados, y los momentos ocasionados por las fuerzas sísmicas ignorando los momentos por cargas gravitacionales o verticales. Los elementos no dúctiles son diseñados teniendo en cuenta la sobre-resistencia que se pueda generar en las rótulas plásticas de los elementos dúctiles, sumado a los momentos y cortantes generados por las cargas gravitacionales.

3.9 Diseño por capacidad en el método DDBD

El objetivo principal del diseño por capacidad es el de garantizar que la acción inelástica se concentre únicamente en los puntos destinados a la formación de rótulas plásticas, y que no se desarrollen mecanismos inelásticos en otras zonas de la estructura, donde no se tiene previsto adecuado detallado para el desarrollo de la ductilidad, o porque la plastificación en dichas zonas pueda comprometer la estabilidad de la estructura. En un muro en voladizo por ejemplo, se espera

la formación de la rótula plástica en la base del muro, por flexión inelástica, mientras que para el resto del elemento se debe proveer la resistencia suficiente para que no se desarrolle ninguna acción inelástica.

Así mismo, se espera que bajo ninguna circunstancia se desarrolle un mecanismo de falla por cortante el cual induciría una pérdida súbita de la resistencia del elemento estructural. Las fuerzas halladas en el análisis DDBD, tienen en cuenta el primer modo inelástico de la estructura. Estas fuerzas son apropiadas para el diseño de las rótulas plásticas, ya que en estas zonas la influencia de los modos superiores no es relevante. Sin embargo, para las otras zonas de la estructura se debe tener en cuenta la amplificación de los momentos y cortantes de diseño por efecto de los modos superiores. Otro factor a tener en cuenta es la sobre-resistencia de los materiales.

Durante la ocurrencia de un evento sísmico la resistencia desarrollada en las rótulas plásticas, obedecerá a la resistencia real de los materiales y no a la teórica, la cual parte de unos valores nominales conservadores, los cuales son afectados por unos coeficientes de reducción de la resistencia. Por tanto, teniendo en cuenta que en las rótulas plásticas se desarrolla una resistencia mayor a la nominal, los momentos y cortantes a lo largo de la estructura se incrementarán. Por tanto, teniendo en cuenta que en las rótulas plásticas se desarrolla una resistencia mayor a la nominal, los momentos y cortantes a lo largo de la estructura se incrementarán.

Por lo anterior, las zonas donde no se desea un comportamiento plástico, son diseñadas con las sollicitaciones deducidas del análisis estructural S_E , amplificadas por los factores ω , que tienen en cuenta el efecto de los modos superiores, y el factor ϕ° , que tiene en la sobre-resistencia que se puede desarrollar en las rótulas plásticas (Paulay, Priestley, 1992).

$$\phi_s S_D \geq S_R = \phi^\circ \omega S_E \quad \text{Ec. 3.17}$$

En la ecuación 3.17, el valor de resistencia S_R , se refiere a la resistencia requerida, la cual es igual a la resistencia nominal S_D , multiplicada por el factor de reducción de la resistencia ϕ_s . Para el diseño de las rótulas se sugiere un valor de $\phi_s = 1$, y para el diseño de las demás zonas de la estructura valores de $\phi_s < 1$.

3.10 Diagramas de momento Curvatura.

Los diagramas de momento vs curvatura se utilizan en el diseño DDBD para deducir analíticamente el comportamiento tanto lineal como no lineal de secciones de concreto reforzado. Mediante esta herramienta se pueden hallar los estados límite de la sección, mencionados en el numeral 3.3.4. Las suposiciones para la elaboración de un diagrama de momento vs curvatura son:

- Las secciones planas permanecen planas durante la carga del elemento.
- La deformación del concreto y el acero son iguales a una misma distancia del eje neutro, lo que supone una adherencia perfecta entre los dos materiales.
- Las propiedades lineales y no lineales del concreto y el acero de refuerzo son conocidas de antemano.
- La resistencia a tensión de concreto se ignora.
- Las cargas axiales se aplican en el centroide de la sección.

3.11 Propiedades de los materiales.

Para la construcción de los diagramas de momento-curvatura, se deben definir previamente las propiedades elásticas e inelásticas de los materiales que componen las secciones de los elementos estructurales. Para el concreto (confinado y no confinado) se utilizará el modelo de Mander y para el acero se utilizará el modelo bajo carga monotonica (Park, Paulay, 1975).

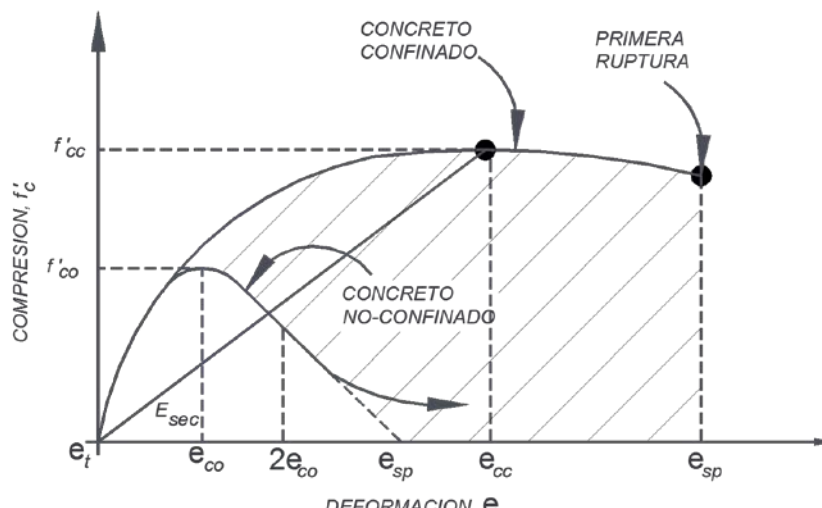
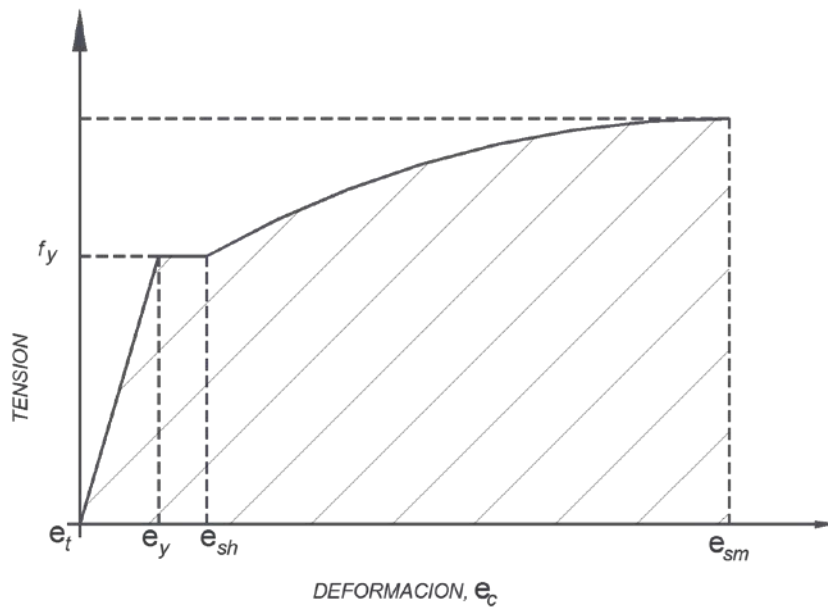


Figura 3. 3 Modelo de Mander para Concreto Confinado y No Confinado (Montejo, 2007)



**Figura 3. 4 Modelo de acero bajo carga monotónica (Park, Paulay, 1995)
(Montejo, 2007)**

3.11.1 Resistencia de los materiales.

Para el diseño por gravedad (viva + muerta), se utilizan valores de resistencia nominales de los materiales que, combinados con factores de reducción de la capacidad, generan valores conservadores en la resistencia de los elementos estructurales, lo que es conveniente ya que se espera que bajo cargas gravitacionales no se presenten daños en la estructura. Sin embargo, en el diseño sísmico se espera y se cuenta con un comportamiento inelástico en algunas zonas de la estructura, por tanto, los valores conservadores de las propiedades de los materiales no evitarían que la estructura experimente un comportamiento no lineal. Para el diseño de las rótulas plásticas se requiere hallar la resistencia esperada con el fin de predecir las rotaciones y desplazamientos inelásticos y, con esto, encontrar las fuerzas que actúan en otros puntos de la estructura. Por lo anterior, Priestley et al. (2007), propone utilizar para el diseño unas resistencias esperadas o efectivas para los materiales, basadas en las prácticas para el diseño de puentes:

- $f'_{ce} = 1.3 f'_c$, Ec. 3.18

- $f'_{ye} = 1.1 f'_y$, Ec. 3.19

La razón para considerar que la resistencia esperada es mayor a la resistencia nominal de los materiales viene dada por los siguientes: En el caso del concreto y de acuerdo al ACI-318, la resistencia a los 28 días dependiendo de la cantidad de muestras debe ser en un promedio mayor

en un 20% de la resistencia nominal especificada, además de que la resistencia del concreto sigue aumentando, aunque a una tasa muy baja, durante la vida útil de la estructura.

Con respecto al acero, las normas ASTM, las cuales son las que se utilizan en el salvador normalizan las propiedades mecánicas de las varillas corrugadas, por ejemplo, para la resistencia de fluencia se establece que la resistencia mínima especificada es de 4200 kg/cm² si y la máxima de 5400 kg/cm². Según esto se tendría un factor de sobre-resistencia de $5400/4200 = 1.3$, además, el ACI-318, establece que la relación entre la resistencia última y la resistencia de fluencia es $f_u/f_y \geq 1.25$. Lo anterior explica las consideraciones de Priestley para estimar la máxima resistencia que se puede desarrollar en las rótulas plásticas.

Priestley et al. (2007) expone que la resistencia efectiva sigue siendo un valor estimado bajo, por lo tanto, para el cálculo de la resistencia máxima que se puede desarrollar en las rótulas plásticas y para el cálculo de los factores de sobre-resistencia sugiere los siguientes valores:

$$f'_{co} = 1.7 f'_c, \text{ Resistencia máxima esperada del concreto.} \quad \text{Ec. 3.20}$$

$$f'_{yo} = 1.2 f'_y, \text{ Resistencia máxima esperada del acero.} \quad \text{Ec. 3.21}$$

Por lo expuesto anteriormente y siguiendo las recomendaciones dadas por Priestley et al. (2007) las resistencias de los materiales a utilizar en esta investigación serán las siguientes:

Resistencias en el Concreto			
Simbología	Significado	Resistencia	Uso
- f'_c	Resistencia Nominal	f'_c	• Diseño de vigas y columnas. • Diseño de rotulas plásticas y de muros.
- f'_{ce}	Resistencia efectiva	f'_c	
- f'_{co}	Resistencia esperada	$1.7 f'_c$	• Calculo del factor de sobre-resistencia.

Tabla 3. 1 Propiedades del Concreto a utilizar.

Resistencias en el Acero			
Simbología	Significado	Resistencia	Uso
- f_y	Resistencia Nominal a la fluencia.	f_y	• Diseño a flexión y carga axial de vigas y columnas.
- f_{ye}	Resistencia efectiva a la fluencia.	$1.1 f_y$	

			• <i>Diseño a flexión y carga axial de rotulas plásticas y de muros.</i>
$-f_y h$	<i>Resistencia efectiva a la fluencia (para estribos)</i>	$1.0 f_y$	• <i>Diseño a Cortante.</i>
$-f_u o$	<i>Resistencia Máxima a la fluencia</i>	$1.3 f_y$	• <i>Calculo del factor de sobre-resistencia.</i>
$-f_y / f_u$	<i>Razón entre Resistencia ultima y Resistencia de Fluencia.</i>	1.25	

Tabla 3. 2 Propiedades del Acero a utilizar

3.12 Efectos de la torsión.

El diseño basado en fuerzas considera los efectos de torsión de piso cuando el centro de rigidez de la estructura C_r , no coincide con el centro de masa C_m . Así mismo, considera una torsión adicional denominada “accidental”, que contempla la probabilidad de que el centro de masa este desplazado con respecto al punto asumido en el diseño. Este análisis es apropiado dentro del comportamiento elástico, sin embargo, cuando la respuesta de la estructura se da en el rango inelástico, el centro de cortante C_v , influye de la misma manera en la torsión de piso de la estructura (Paulay, 2001).

Priestley et al. (2007), propone que, para el manejo de la torsión de piso, basada en los trabajos de Paulay (2001), no se considera necesario tomar en cuenta la torsión accidental, ya que, de todas las variables del análisis y diseño sísmico de estructuras, la localización del centro de masa resulta ser una sobre la cual se tiene menor grado de incertidumbre, y su cálculo obedece a operaciones racionales cuyo resultado no es muy diferente al que se pueda presentar en la realidad. Por la razón anteriormente expuesta no se tomará en cuenta en el presente trabajo la torsión accidental.

3.13 Diseño basado en desplazamientos para un sistema de marcos de concreto reforzados combinados con paredes de corte.

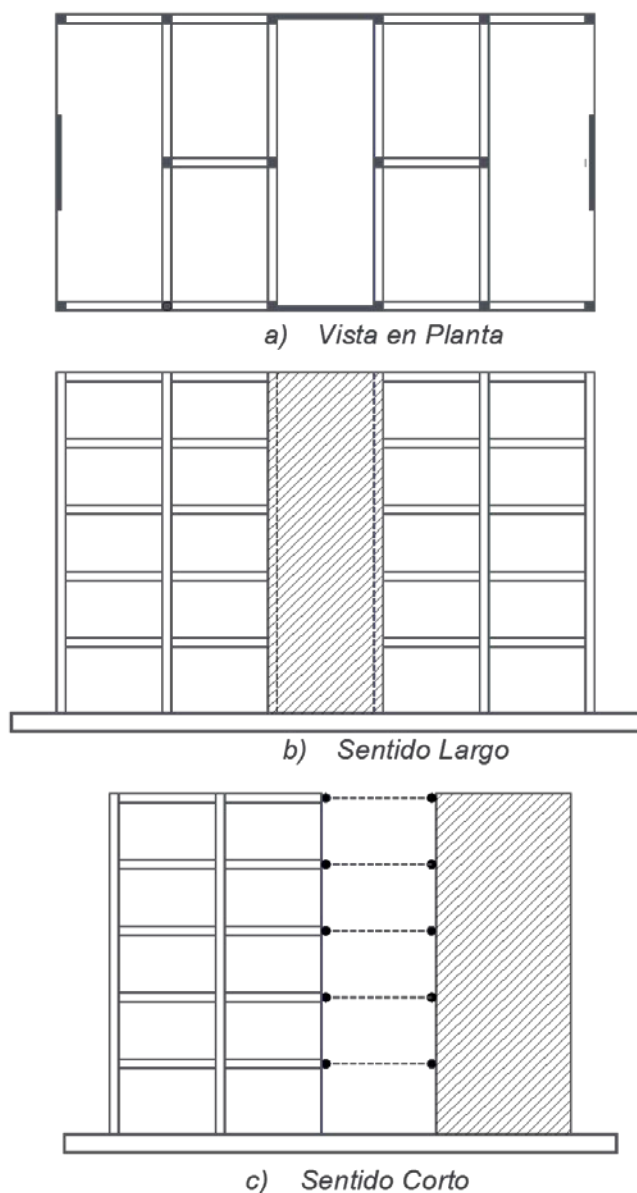


Figura 3. 5 Representación gráfica de un Sistema Dual.

El sistema combinado, según el capítulo 3 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, es un sistema estructural que: “a) Estructura formada por un marco que soporta esencialmente las cargas gravitacionales y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados que resisten la totalidad de las cargas laterales (sistema B), o b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un marco resistente a momentos, combinado con muros estructurales o marcos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual”, es decir, la proporción de la fuerza horizontal tomada por los pórticos puede ser menor al 25%, y la fuerza tomada por los muros puede ser mayor al 75 %. La figura 3.5 muestra una estructura compuesta por marcos de concreto y muros estructurales. En el sentido largo los marcos están unidos a un muro central, y entre los dos sistemas hay transferencia de momentos por medio de las vigas que llegan al muro en cada nivel. En la dirección corta las fuerzas sísmicas son resistidas por el sistema pórticos y

muros actuando en paralelo.

En este último caso, suponiendo un diafragma rígido ambos sistemas tiene el mismo desplazamiento, pero no hay transferencia de momentos, tal como se muestra en la fig. 3.5 (c). Teniendo en cuenta la diferencia de rigidez entre el sistema de pórticos y los muros estructurales, los muros llegarán a la fluencia antes que el sistema de pórticos, por tanto, la rigidez elástica pierde relevancia para la distribución de las fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos de la

estructura. Por lo anterior, Paulay (2002), sugiere que el diseñador tiene libertad para asignar la proporción del cortante en la base tomado por cada uno de los sistemas estructurales. El diseño basado en desplazamientos para la estructura propuesta en este trabajo, se realizará de acuerdo a lo planteado por (Priestley et al. 2007), con respecto a "Dual Wall Frame Structures". Los aspectos a tomar en cuenta para este diseño son los siguientes:

3.13.1 Consideraciones preliminares.

3.13.1.1 Distribución del cortante entre los dos sistemas estructurales:

Como primer paso, según Priestley et al. 2007, se debe elegir la proporción del cortante en la base que toma cada sistema. Se denominará β_f al porcentaje del cortante tomado por el sistema de marcos, por lo que podemos decir que:

$$V_F = \beta_f * V_{BASE}, \quad \text{Ec. 3.22}$$

$$V_W = (\beta_f - 1) * V_{BASE}, \quad \text{Ec. 3.23}$$

Donde

- V_F = Cortante sísmico tomado por el sistema de Marcos.
- V_W = Cortante sísmico tomado por los muros.
- V_{BASE} = Cortante sísmico Total.

3.13.1.2 Distribución vertical de la resistencia de las vigas:

Paulay (2002), sugiere que se asigne a las vigas una resistencia constante en todos los pisos de la estructura. Lo anterior basado en que el desplazamiento de la edificación va a estar gobernado por la rigidez de los muros, lo que disminuye el riesgo de falla por columna débil. Esta suposición implica que el sistema de marcos va a soportar una carga V_F aplicada en la cubierta de la estructura como se muestra en la figura 3.6 (b) , lo que generaría que se desarrolle el mismo cortante en las vigas excepto en la cubierta donde la resistencia de las mismas sería igual al 50% de la resistencia de las vigas del resto de la edificación.

3.13.1.3 Momentos en Marcos y muros a lo largo de la estructura.

Los momentos de volteo en muros, así como a lo largo de la altura, se hallan sustrayendo el perfil de momentos de los pórticos del total de toda la estructura, tal como se presenta en las figuras 3.6 (g) a la 3.6 (i), esto implica que en los niveles superiores se presente una inversión de signos en los momentos y por tanto se establezca la altura H_{CF} , de relevancia para determinar el desplazamiento de los muros. Este comportamiento es característico para este sistema, debido a la interacción entre los marcos y los muros.

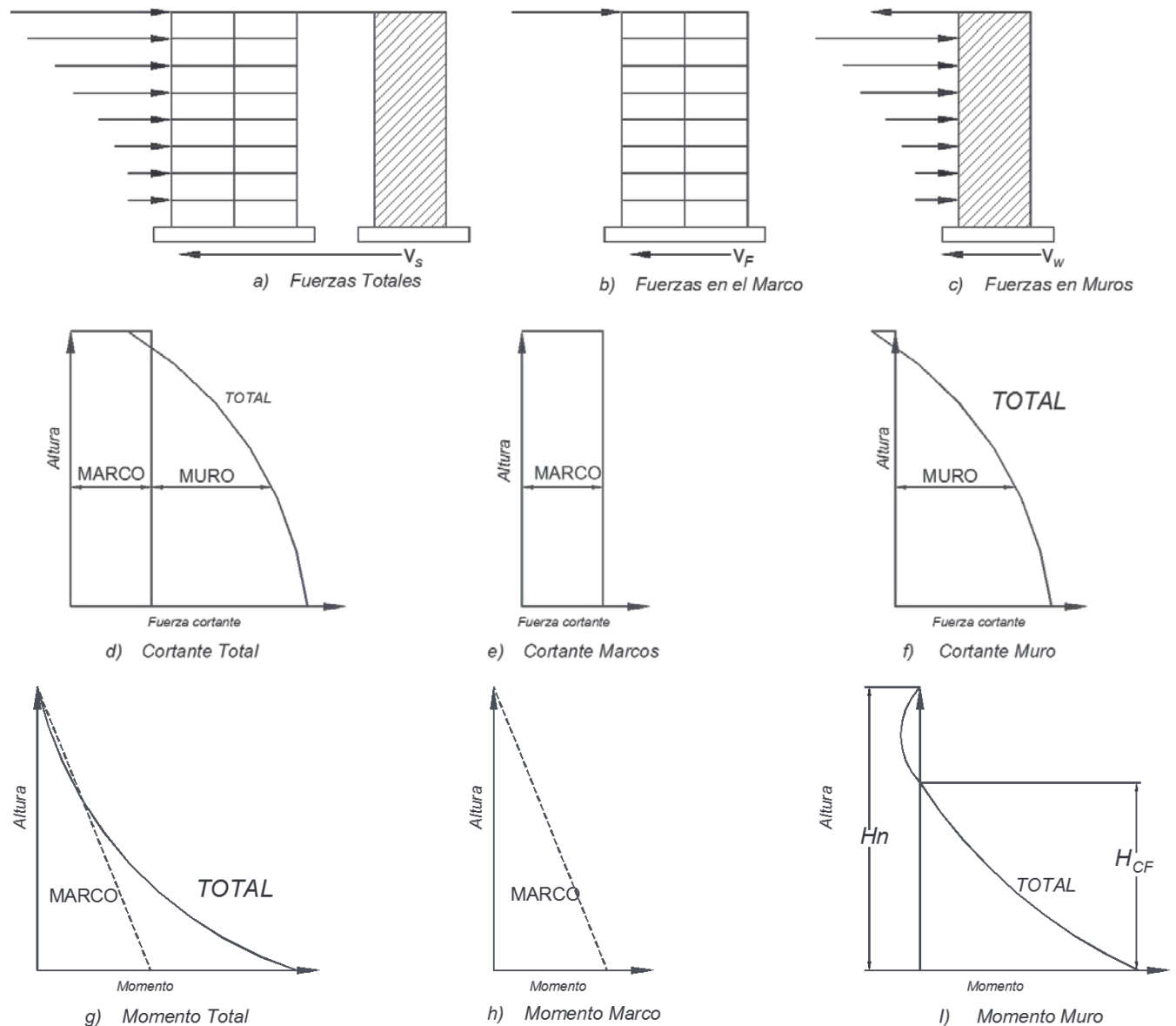


Figura 3. 6 Distribución del cortante basal y momento de volteo (Priestley et al. 2007)

Teniendo en cuenta la figura 3.7, se analizará ahora la distribución de momentos generados por el cortante V_F . En el sistema de Marcos, se asume que todos los marcos son iguales como en la figura 3.5 (a), en la dirección corta, así mismo se asume los momentos son iguales a cero en la mitad de la columna, por consiguiente, la suma de los cortantes de las columnas en cualquier piso sería:

$$\sum V_c = V_1 + V_2 + V_3 = \sum V_F \quad \text{Ec. 3.24}$$

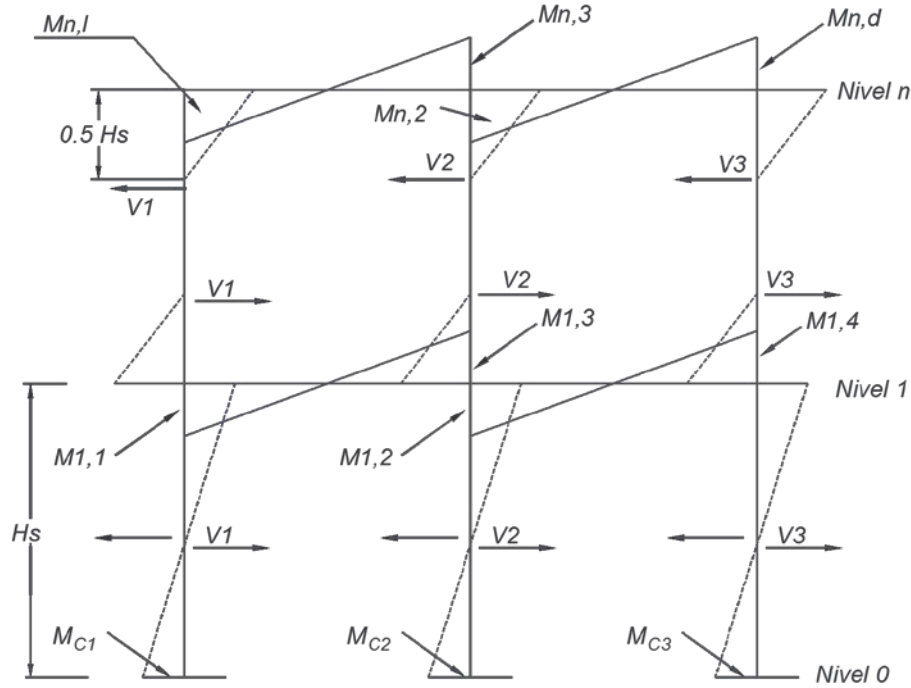


Figura 3. 7 Distribución de momentos generados por el cortante basal, (Priestley et al. 2007)

Para cumplir con el equilibrio de fuerzas en los nudos en cada nivel, y teniendo en cuenta una altura de piso igual en todos los niveles (H_s), se plantea la siguiente ecuación:

$$\sum M_{bi} = M_{i,1} + M_{i,2} + M_{i,2} + M_{i,4} = \sum V_c H_s, \quad \text{Ec. 3.25}$$

En el techo los momentos en vigas serán iguales a los momentos en las columnas en el centro del nudo así:

$$\sum M_c = \frac{\sum V_c H_s}{2} = 0.5 V_F H_s, \quad \text{Ec. 3.26}$$

$$M_{ci} = 0.5 V_i H_s, \quad \text{Ec. 3.27}$$

3.13.1.4 Momentos en marcos y muros a lo largo de la estructura, cuando ambos sistemas están conectados por medio de vigas.

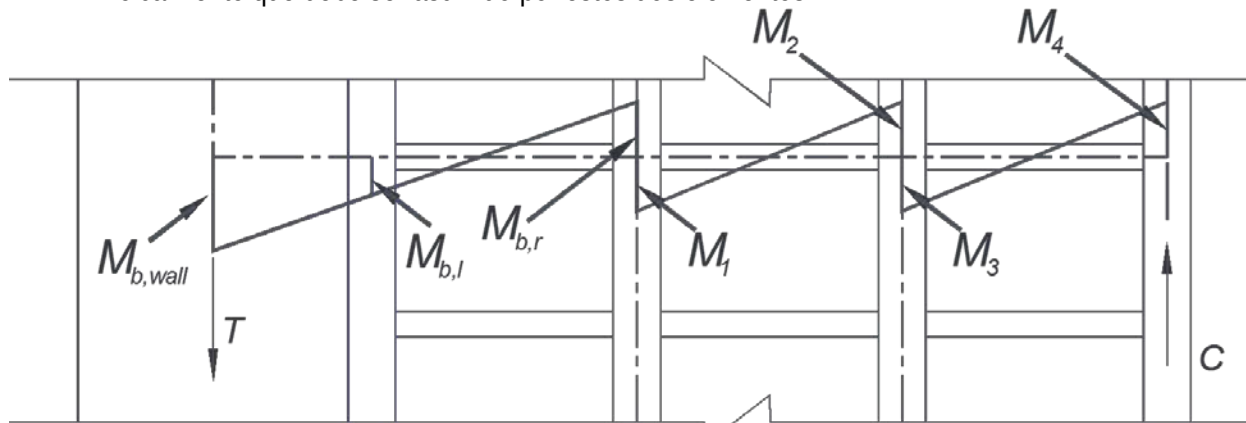
En la figura 3.5 (c) se observa que las vigas conectan con el muro de concreto y por tanto hay transferencia de momentos. De este modo se analizará el equilibrio de fuerzas teniendo en cuenta la distribución del cortante de la ecuación 3.22. Con base a la figura 3.7. que muestra un pórtico unido a un muro estructural al borde de la edificación, la sumatoria de momentos en las vigas tomando la ecuación 3.25, tendría que ser modificada adicionando el momento correspondiente al momento en el extremo derecho $M_{b,r}$, de la viga que une el muro con los pórticos. Asumiendo momentos positivos y negativos iguales, la capacidad requerida en las vigas, medida en el centro del nudo sería:

$$M_b = \frac{V_c H_s}{n_{be}}, \quad \text{Ec. 3.28}$$

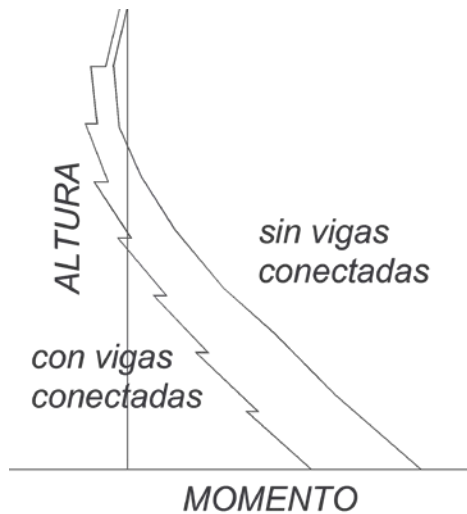
En la ecuación 3.28, n_{be} es el número de vigas que llegan al nudo del pórtico. En el caso de la figura 3.8 (a), n_{be} sería igual a 5. Cuando se desarrollan estos momentos en los extremos de las vigas, en el centro del muro se desarrolla un momento para equilibrar la reacción del pórtico en el muro así:

$$M_{b,wall} = M_{b,l} + \frac{(M_{b,l} - M_{b,r})l_{w,cl}}{L_b} \quad \text{Ec. 3.29}$$

El momento $M_{b,l}$ es el correspondiente al momento en el eje de la columna o elemento de borde que hace parte integral del muro, y la distancia $l_{w,cl}$, es la distancia desde este punto hasta el centroide del muro. Así mismo, se observa que el cortante en las vigas genera un par de fuerza axiales (T,C), en los extremos de la columna exterior y el muro, ocasionando en momento de volcamiento que debe ser asumido por estos dos elementos.



a) Incremento de momentos en muros con las vigas conectadas (Priestley et al. 2007)



(b) Influencia de las vigas conectadas en los perfiles de momento en los muros (Priestley et al. 2007)

Figura 3. 8 Transferencia de momentos entre el sistema de muros y los marcos de concreto (Priestley et al. 2007)

En la figura 3.8 (b), se puede observar la influencia de la unión entre los dos sistemas estructurales en el perfil de momentos del muro estructural. Debido a que el momento inducido por el marco en el muro va en dirección opuesta a los momentos del muro, se observa que la demanda se disminuye en la base de los muros, pero se incrementa en los niveles superiores de la estructura. Cuando las vigas llegan a ambos lados del muro como en el caso de la figura 3.5 (c), la carga axial de los muros no se ve afectada ya que el par formado (T, C), sería balanceado por las columnas de los extremos del Marco.

3.13.1.5 Perfil de desplazamientos

El desplazamiento de fluencia de la estructura cuando el cortante en la base es asumido por los muros al menos en un 50%, está gobernado por el desplazamiento de fluencia del(los) muro(s). Asumiendo conservadoramente una distribución lineal de la curvatura del muro siendo máxima e igual a la curvatura de fluencia en la base del muro y cero (0) a la altura H_{cf} , y asumiendo a su vez que por encima de dicha altura la curvatura es cero (0), el desplazamiento de fluencia en función de la altura, resulta:

- Para $H_i < H_{CF}$:

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left[\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{cf}} \right], \quad \text{Ec. 3.30}$$

- Para $H_i > H_{CF}$:

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left[\frac{H_i H_{cf}}{2} - \frac{H_i^2}{6} \right], \quad \text{Ec. 3.31}$$

En las ecuaciones 3.27 Y 3.28 ϕ_{yw} , es la curvatura de fluencia del muro. El desplazamiento total de la estructura es de igual forma influenciada por el desplazamiento de los muros, por tanto, el desplazamiento de diseño en cada nivel obedecerá a las deformaciones máximas permitidas en la base del muro o por los límites de las derivas establecidos en los códigos de diseño.

- Cuando el diseño lo gobierna las deformaciones en la base del muro, el desplazamiento de diseño es;

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_p H_i, \quad \text{Ec. 3.32}$$

Donde ϕ_{dc} es la curvatura de fluencia permitida en la base del muro para un estado límite de control de daños (Priestley et al. 2007), y calcula mediante la ecuación empírica 3.30.

$$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_w} \quad \text{Ec. 3.33}$$

La deriva máxima permitida por deformación inelástica del muro, sería la suma de la deriva elástica e inelástica como se presenta en la ecuación 3.31

$$\theta_{dn} = \theta_{yw} + \theta_{pn} = \frac{\phi_{yw} H_{cf}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_p, \quad \text{Ec. 3.34}$$

- Cuando el diseño lo gobierna la deriva del código, el desplazamiento de diseño es:

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \left(\frac{\phi_{yw} H_{cf}}{2} \right) \right) H_i \quad \text{Ec. 3.35}$$

Según Sullivan et al. (2006), la deriva debe ser corregida por efecto de los modos superiores y dicha corrección será mayor en tanto el cortante tomado por el sistema de pórticos sea más alto. En la ecuación 3.33, se propone la deriva corregida.

$$\theta_{CD} = \theta_C \omega_\theta = \theta_C \left[1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \right], \quad \text{Ec. 3.36}$$

Donde $M_{OTM,F}$ es el momento total resistente el cual es proporcionado por los marcos en la base, M_{OTM} es el momento total de volteo en la base y n es el número de pisos. Este factor de corrección tendrá poca influencia para $n \leq 10$.

3.13.1.6 Consideraciones para el diseño por capacidad de columnas

En la sección 3.9, se dijo que el diseño por capacidad consiste en diseñar algunas partes de la estructura para que desarrollen su resistencia en el rango inelástico y para aquellas donde se requiere comportamiento elástico, se debe garantizar la suficiente resistencia para evitar la respuesta inelástica. En columnas se desea que las rótulas plásticas se formen únicamente en la base. Las consideraciones para el diseño tanto de las rótulas plásticas en la base de la columna como para las demás secciones a lo largo de las columnas para el presente trabajo serán las siguientes:

3.13.1.6.1 Diseño a flexión de rótulas plásticas en la base de la columna

En el diseño a flexión en la base de las columnas, la resistencia esperada M_{CB} , será igual a la resistencia requerida M_{CBR} , se calculará teniendo en cuenta las resistencias esperadas de los materiales, concreto y acero presentadas en el numeral 3.11.1, y utilizando un factor de reducción de la resistencia $\phi_f = 1$. El momento actuante M_{CBE} , proviene del análisis estructural. Así mismo, en la base de la columna se desprecian los efectos de los modos superiores, por tanto, se tomará un valor de $\omega = 1$. El factor de amplificación por efectos de sobre-resistencia será $\phi = 1$, y la ecuación 3.15 Quedaría representada de la siguiente manera:

$$M_{CB} = M_{CBR} \geq M_{CBE} \quad \text{Ec. 3.37}$$

Finalmente, tal y como se mencionó en el numeral 3.8, el diseño por cargas horizontales debe compararse con el diseño para cargas verticales (vivas y muertas), con sus correspondientes factores de amplificación y utilizando la resistencia nominal de los materiales y los factores de reducción de resistencia adecuados, para con esto, tomar el diseño que resulte crítico o de mayor sollicitación.

3.13.1.6.2 Diseño a flexión por capacidad, en columnas

A diferencia de la base, el resto la columna debe presentar un comportamiento lineal, por tanto, la resistencia la columna M_c , se debe calcular con las resistencias nominales de los materiales, y se debe utilizar un factor de reducción de la resistencia $\phi_f = 0.9$. El momento actuante amplificado M^o , se halla multiplicando el momento resultante de la aplicación de las fuerzas sísmicas, por el factor de sobre-resistencia y el factor de amplificación por efecto de los modos superiores. El factor de sobre-resistencia ϕ , se debe calcular de acuerdo con la máxima resistencia a momento que se pueda desarrollar en las vigas que llegan a la columna, calculada con la resistencia máxima esperada de las propiedades de los materiales presentadas en la tabla 3.1 y tabla 3.2. Los efectos de los modos superiores se tomarán en cuenta mediante un factor de amplificación constante $\omega = 1.3$ (Priestley et al. 2007). Por tanto, el diseño a flexión de columnas será de la siguiente forma:

$$\phi_f M_c \geq M^o = 1.3 \phi^o M_{CE}, \quad \text{Ec. 3.38}$$

3.13.1.6.3 Diseño a cortante por capacidad, en columnas

En el diseño estructural siempre se busca que la falla del elemento sea ocasionada por esfuerzos de flexión y en ningún caso se presente por cortante. Esto implica que en todas las secciones de la columna, la resistencia al cortante sea superior al cortante máximo esperado por efectos de la sobre-resistencia en las zonas de plastificación tanto en la base de las columnas como en los extremos de las vigas. El diseño a cortante debe cumplir con la siguiente relación:

$$\phi_v V_c \geq V^o = 1.3 \phi^o V_{CE}, \quad \text{Ec. 3.39}$$

El cortante resistente se calcula teniendo en cuenta el modelo propuesto por Priestley et al. (1996), para el diseño de columnas para puentes, el cual según el mismo autor, es el modelo que se mejor se aproxima a la información obtenida experimentalmente, ya que se ha venido actualizando desde la fecha, y Priestley et al. 2007 la presentan con algunas variaciones. Este modelo considera que la resistencia al corte de una sección de concreto reforzado, es igual a la suma de los aportes del concreto, el refuerzo transversal y la carga axial. La ecuación a utilizar es la siguiente:

$$\phi_v V_{CAP} = \phi_v (V_c + V_s + V_p), \quad \text{Ec. 3.40}$$

V_C corresponde al aporte a la resistencia a corte proporcionada por el concreto, V_S es la resistencia suministrada por el refuerzo transversal de la sección, y V_S , es la resistencia al corte por efecto de la carga axial. El factor de reducción de la resistencia al corte $\phi_v = 0.85$, de acuerdo con Priestley et al. (2007).

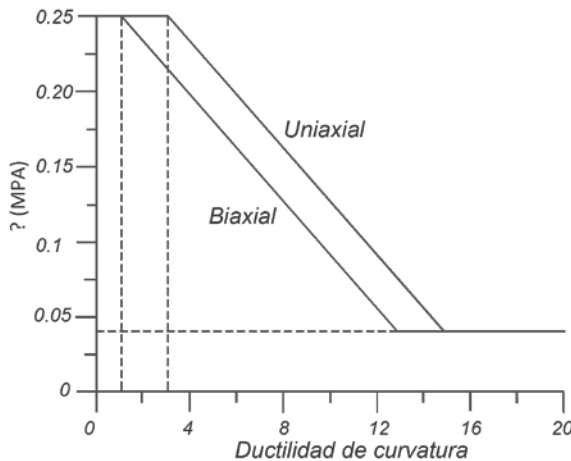
- **Resistencia del concreto**

La resistencia del concreto al esfuerzo cortante, es igual al producto de una constante experimental k , y la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión. En la ecuación 3.38 la constante k depende de tres factores α , β y γ . El factor α , depende de la relación entre M y VD , el factor β depende de la cuantía del refuerzo longitudinal y, γ es un factor que depende de la demanda de ductilidad de la sección y se halla gráficamente mediante la figura 3.9 (a) Para diseño de elementos nuevos.

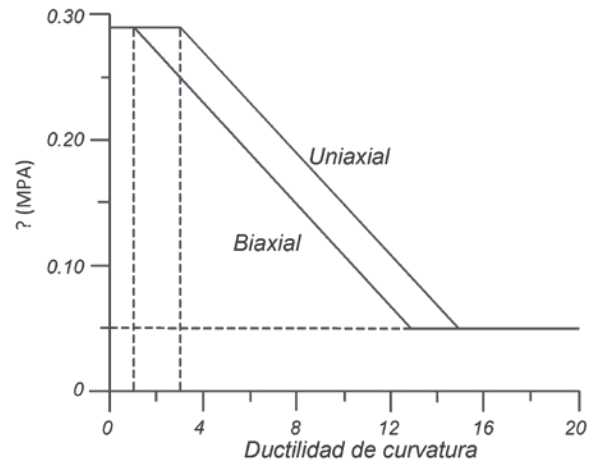
$$V_C = k\sqrt{f'_{ce}A_e} = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_{ce}}0.8A_g, \quad \text{Ec. 3.41}$$

$$1.0 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \leq 1.5, \quad \text{Ec. 3.42}$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1.0, \quad \text{Ec. 3.43}$$



a) *Diseño de Nuevos elementos*



b) *Reforzamiento de elementos existentes*

Figura 3. 9 Resistencia al corte del concreto por ductilidad de la sección de una columna (Priestley et al. 2007)

Para utilizar este modelo en vigas, se debe reducir la resistencia obtenida en un 20%, ya que los efectos del confinamiento en vigas son menos favorables en comparación con las columnas.

- **Resistencia al corte por carga axial**

La resistencia al corte proporcionada por la carga axial se debe al puntal formado entre el punto de aplicación de la carga P , en la parte superior de la columna, y el centro de la zona comprimida en el punto de apoyo inferior. La componente horizontal de este puntal, se opone a la carga de corte impuesta por las fuerzas horizontales, tal y como se presenta en la figura 3.10

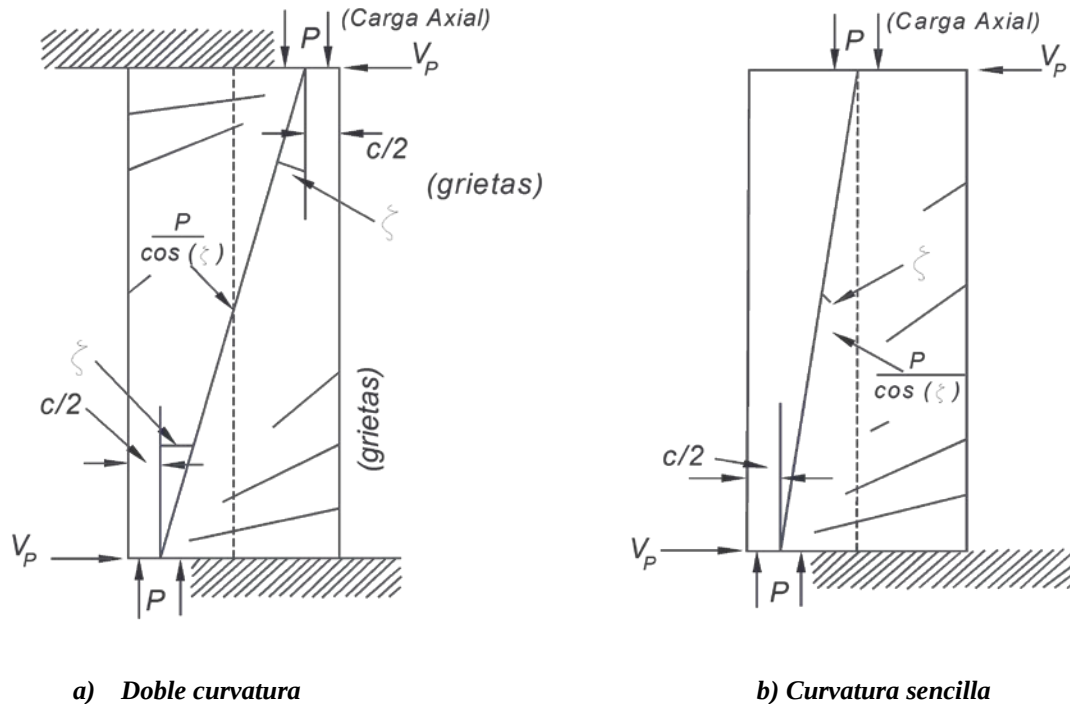


Figura 3. 10 Contribución de la carga axial a la resistencia al corte de la sección de una columna (Priestley et al. 2007)

La resistencia V_p entonces dependerá del ángulo ε . Este ángulo varía dependiendo de si la columna se encuentra en voladizo (figura 3.10 (b)), o si está sometida a doble curvatura, como en el caso de la figura 3.10 (a).

- **Resistencia al corte del acero de refuerzo transversal.**

La resistencia al corte proporcionada por los estribos o espirales de refuerzo, se presenta en la ecuación 3.41 para una sección rectangular, suponiendo una superficie de falla con una inclinación de $\theta = 35^\circ$ (según priestley, 2007, en los Estados unidos se adopta un ángulo de 45° para la forma de la grieta de corte, siendo este una adopción demasiado conservadora). La

resistencia a la fluencia de los estribos f_{yh} , corresponde al valor de resistencia nominal del material, D es la altura de la sección, c es la profundidad del eje neutro, C_o es la medida del recubrimiento de la sección medido al centro del espiral o estribo, y s es la separación entre estribos, por lo que el aporte del acero transversal viene dado por la expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} (D - c - C_o)}{s}, \quad \text{Ec. 3.44}$$

3.13.1.6.4 Amplificación de la respuesta en columnas por efectos bidireccionales

En el diseño estructural, los efectos direccionales se tienen en cuenta combinando el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% en la otra. Sin embargo, para columnas que reciban vigas en sus dos direcciones ortogonales, se debe tener en cuenta la posibilidad que en ambas direcciones se desarrolle la resistencia de las rótulas plásticas en las vigas. Por tanto, las columnas deben ser capaces de resistir simultáneamente los momentos de diseño en ambas direcciones.

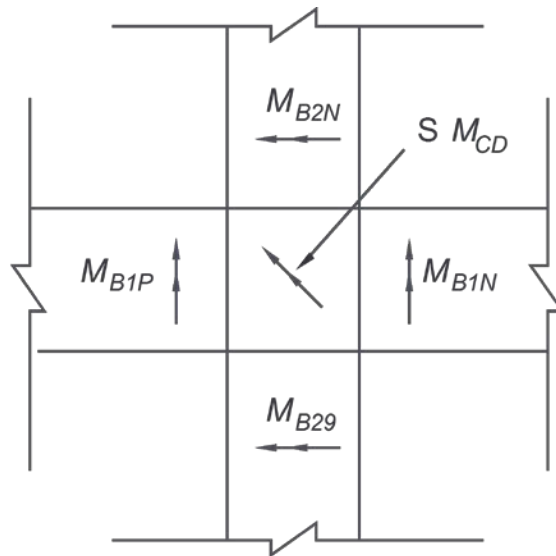


Figura 3. 11 Planta de nudo de columna interior sometido a momento bidireccional (Priestley et al. 2007)

En la figura 3.11 se muestra una columna interna de un marco cualquiera. Se indican los momentos generados por las vigas que llegan al nudo. Las letras P y N, indican momento positivos y negativos, respectivamente. El momento resultante en la columna $\sum M_{CD}$ viene dado por:

$$\sum M_{CD} = \sqrt{(M_{B1P} + M_{B1N})^2 + (M_{B2P} + M_{B2N})^2}, \quad \text{Ec. 3.45}$$

Si suponemos que la resistencia de las vigas en ambas direcciones sea la misma y teniendo en cuenta que para columnas cuadradas la resistencia diagonal es aproximadamente igual a la resistencia de sus ejes principales, entonces:

$$\sum M_C \approx \sum M_{CD} = \sqrt{2} (M_{B1P} + M_{B1N}) , \quad \text{Ec. 3.46}$$

Por tanto, la resistencia de las columnas se debe calcular teniendo en cuenta lo descrito anteriormente. Si las resistencias de las vigas en ambas direcciones son iguales, para el cálculo del refuerzo los momentos y cortantes en una de sus direcciones principales se deben multiplicar por $\sqrt{2}$. Bajo la consideración que para columnas interiores las fuerzas sísmicas no varían mucho, entonces la resistencia a la flexión se debe calcular con las cargas axiales correspondientes a las cargas verticales (viva y muerta). Sin embargo, para columnas exteriores, el cortante en las vigas genera cargas axiales de tensión y compresión las cuales deben tenerse en cuenta para el cálculo del refuerzo necesario.

3.13.1.7 Consideraciones para el diseño por capacidad de los muros.

Tal y como se desarrolló en el diseño de columnas, las rótulas plásticas se deben formar en la base de los muros, y las demás secciones a lo alto del elemento deben tener la resistencia requerida para evitar un comportamiento inelástico. Basado en análisis inelásticos cronológicos, Priestley et al. (2007) concluye que a medida que aumenta la intensidad de las fuerzas sísmicas, aumenta de igual forma el efecto de amplificación de la respuesta por los modos superiores. El análisis refleja la misma tendencia cuando se analizan momentos o cortantes. En la figura 3.12 (a) y 3.12 (b), se observa la envolvente de momentos y cortantes, respectivamente, para el diseño por capacidad para edificaciones con sistemas de muros en “voladizo”. Este aplica para sistemas duales cuando el cortante basal tomado por el sistema de marcos está por debajo del 20% del cortante basal total, y para sistemas duales donde la carga tomada por los pórticos puede ser mayor, el procedimiento sufre algunas modificaciones que se pueden consultar en la referencia principal del presente trabajo.

En la figura 3.12 (a), se observa que el efecto de la amplificación en los momentos de diseño, es más evidente en la mitad de la altura del muro, y en la base el efecto se atenúa. Así, el momento en la base del muro M_B , se amplifica por efectos de la sobre-resistencia de las rótulas plásticas, y

la envolvente bilineal se construye a partir del momento amplificado en la base $\phi^o M_B$ y, el momento calculado en la mitad de la altura del muro $M_{0.5Hn}^o$, el cual tiene en cuenta la ductilidad del sistema y los efectos de sobre resistencia en la base del muro.

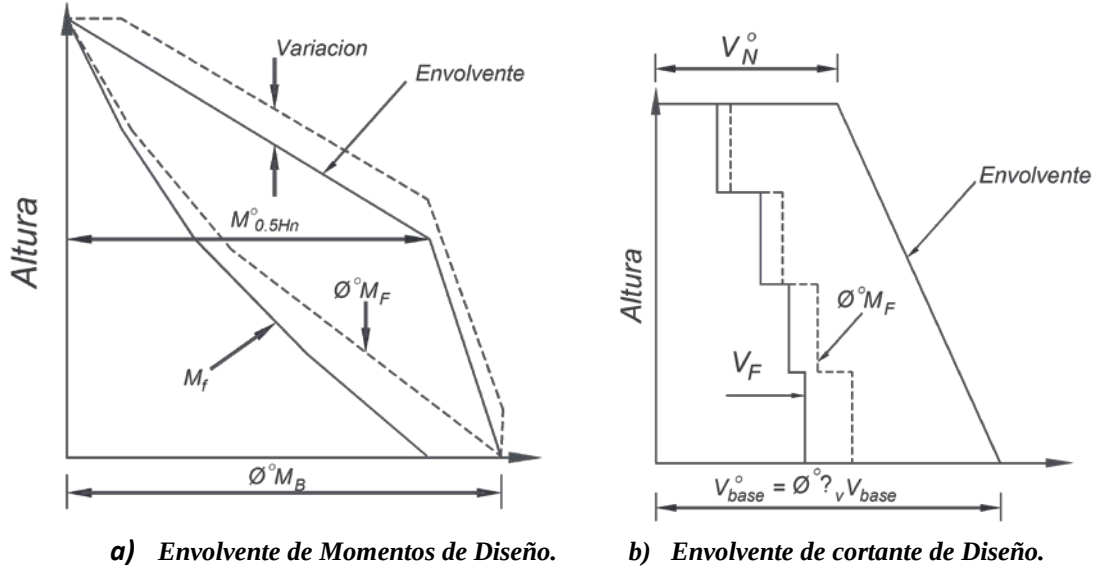


Figura 3. 12 Envolvente de momento y cortante en muros estructurales (Priestley et al. 2007)

El trazado final de la envolvente es igual a las curvas resultantes de los análisis realizados por Priestley et al. (2007). De la misma forma, la envolvente de las fuerzas cortantes se construye a partir del cortante en la base y el cortante a nivel de cubierta, los cuales tienen en cuenta los efectos de amplificación por sobre resistencia, y el efecto de los modos superiores (figura 3.12 (b)).

$$M_{0.5Hn}^o = C_{1,T} \phi^o M_B, \quad \text{Ec. 3.47}$$

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 T_i \left(\frac{\mu}{\phi^o} - 1 \right) \geq 0.4, \quad \text{Ec. 3.48}$$

$$V_{BASE}^o = \phi^o \omega_V V_{BASE}, \quad \text{Ec. 3.49}$$

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu}{\phi^o} C_{2,T} \quad \text{Ec. 3.50}$$

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15, \quad \text{Ec. 3.51}$$

$$V_n^o = C_3 V_{BASE}^o, \quad \text{Ec. 3.52}$$

$$C_3 = 0.9 - 0.3T_i \geq 0.3, \quad \text{Ec. 3.53}$$

Para las ecuaciones 3.45, 3.48 y 3.50, se requiere determinar el periodo inicial de la estructura T_i , el cual se puede determinar mediante la expresión 3.51, asumiendo un valor de $r=0.05$, y calculando la ductilidad del sistema μ_{SYS} , mediante la ecuación 3.52.

$$\frac{T_i}{T_e} = \sqrt{\frac{1+r(\mu_{SYS}-1)}{\mu_{SYS}}}, \quad \text{Ec. 3.54}$$

$$\mu_{SYS} = \frac{u_W V_W + u_F V_F}{V_{BASE}}, \quad \text{Ec. 3.55}$$

Para dar cumplimiento con la ecuación de capacidad 3.15, Priestley et al. (2007) proponen determinar la resistencia al cortante tomando las resistencias nominales de los materiales y un factor de reducción de la resistencia a corte $\phi_V = 0.85$. Para el diseño a flexión del muro proponen un factor de reducción de la resistencia $\phi_f = 1.00$. Así mismo, para el factor de sobre-resistencia para el cálculo del refuerzo a flexión en todas las secciones del muro se puede tomar un valor de $\phi^o = 1.0$, si en el cálculo se considera la sobre-resistencia del acero por el endurecimiento por deformación. El factor de sobre-resistencia para el cálculo de la resistencia a corte debe tener en cuenta la máxima resistencia que se pueda desarrollar en la base del muro generada en la respuesta a flexión inelástica prevista.

3.13.1.8 Consideraciones para el diseño por capacidad de vigas

Se considera que la formación de rótulas plásticas se debe concentrar en los extremos de las vigas. Por tanto, en estas zonas el momento de diseño será el mayor entre el generado por las cargas verticales mayoradas ($M_{F,G}$, por factored gravity loads), y el momento por fuerzas laterales sin tener en cuenta las cargas verticales (M_E , por Earthquake loads). A lo largo de la viga el momento de diseño será el correspondiente al generado por las resistencias esperadas (M_E^o), adicionando el momento correspondiente a una viga simplemente apoyada cargada con las fuerzas gravitacionales sin mayoral (M_G) teniendo en cuenta que en el extremo de la viga el momento no será mayor a (M_E^o).

Lo anterior se puede observar en la figura 3.13. Por todo lo anterior y debido a que los momentos de la viga no podrán exceder los valores de sobre-resistencia en las articulaciones

plásticas, los momentos de diseño dentro del claro de la viga (L_B), a una distancia “x” desde el apoyo izquierdo, podrán ser encontrados utilizando la ecuación 3.53:

$$M_x = M_{E,I}^o + (M_{E,r}^o - M_{E,I}^o) \frac{x}{L_B} + \frac{\omega_G L_B}{2} x - \frac{\omega_G x^2}{2}, \quad \text{Ec. 3.56}$$

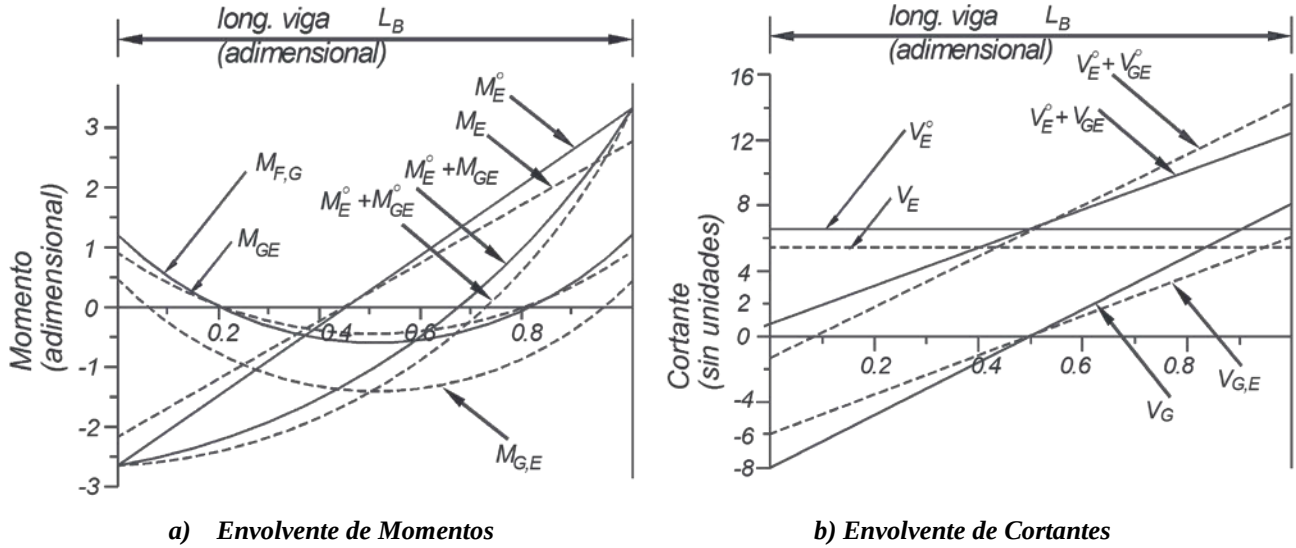


Figura 3.13 Envlovente de cortantes y Momentos. (Priestley et al. 2007)

Donde los momentos $M_{E,r}^o$ y $M_{E,I}^o$ son los momentos a la izquierda y a la derecha de los ejes de las columnas tomando en cuenta los signos de los momentos, y las distancias x y L_B son medidas desde el eje de la columna izquierda. El momento para el claro central de la viga excederá significativamente el momento por gravedad de la misma viga.

El cortante de diseño en cualquier sección de la viga será al igual a la combinación del cortante generado por las cargas laterales amplificadas V_E^o , y el producido por las cargas verticales sin amplificar, pero teniendo en cuenta un incremento por aceleración vertical V_G^o . Este efecto normalmente no se tiene en cuenta en el diseño, pero Priestley et al. (2007) sugieren una amplificación del 30% de las cargas gravitacionales por esta situación. Usando la misma nomenclatura que para el diseño en vigas y teniendo especial cuidado con los signos, el cortante de diseño a lo largo de la viga vendrá dado por la expresión:

$$V_x = \frac{(M_{E,r}^o - M_{E,I}^o)}{L_B} + \frac{\omega_G^o L_B}{2} - \omega_G^o * x, \quad \text{Ec. 3.57}$$

En el diseño a flexión en las rótulas plásticas se trabajará con las resistencias efectivas o esperadas de los materiales, con un factor de reducción de la resistencia $\phi_f = 1.0$. Para las demás secciones de la viga y para el diseño a cortante se trabajará con las resistencias nominales de los materiales, con factores de reducción de $\phi_f = 0.9$ y $\phi_v = 0.85$, para flexión y cortante respectivamente.

CAPITULO IV:
APLICACIÓN DEL MÉTODO.

4. CAPITULO IV: “APLICACIÓN DEL METODO”.

4.1 Introducción.

En el presente capítulo se aborda el análisis y diseño de una estructura de 6 y 12 pisos, con un sistema dual (combinación de muros de corte y marcos de concreto). Los edificios se diseñarán inicialmente con el método basado en fuerzas de acuerdo a lo indicado en el ACI-318-11 y la Norma Técnica de Diseño por Sismo. Posterior al análisis y diseño por fuerzas se realizará el diseño de la misma estructura mediante el método basado en desplazamientos presentado en el capítulo 3 de este documento. Con el objetivo de minimizar el número de variables del análisis se trabajó con una edificación simétrica, sin irregularidades en planta ni en altura. El análisis y diseño por el método basado en fuerzas se realizó utilizando el programa Midas Gen 2016 V 2.1. En el diseño basado en desplazamientos se utilizaron hojas de Excel y el mismo programa para el diseño de elementos estructurales. Al final del capítulo se presenta una verificación del desplazamiento de diseño mediante un análisis no lineal estático “pushover”, encontrando el punto de desempeño y utilizándolo para comparar lo obtenido por el método de fuerzas como del diseño basado en desplazamientos. Para todas las estructuras diseñadas se comprobó que los elementos estructurales principales fueran capaces de soportar el 30% del cortante al que serán sometidas.

4.2 Geometría de los Edificios.

Para los edificios a analizar se tomarán en cuenta los siguientes datos:

Características del Edificio de Seis Niveles.	
Altura por Piso	4.00 mt
Número de Pisos	6 pisos
Altura Total	24.00 mt
Claro entre columnas eje “X”	6.00 mt
Claro entre columnas eje “Y”	5.00 mt
Dimensiones en planta	36.00 x 30.00 mt

Tabla 4. 1 Características del Edificio de Seis Niveles

Características del Edificio de doce Niveles.	
Altura por Piso	4.00 mt
Número de Pisos	12 pisos
Altura Total	48.00 mt
Claro entre columnas eje "X"	6.00 mt
Claro entre columnas eje "Y"	5.00 mt
Dimensiones en planta	36.00 x 30.00 mt

Tabla 4. 2 Características del Edificio de doce niveles

4.3 Carga Sísmica a aplicar.

4.3.1 Método Estático.

El valor de la carga sísmica impuesta a la estructura, utilizando el método estático, se ha encontrado utilizando los siguientes parámetros definidos en el Capítulo 2 del presente documento, los cuales fueron tomados de la Norma Técnica de Diseño por Sismo:

- De la tabla 2.1 se obtiene la aceleración $A=0.4g$
- De la tabla 2.2 se obtiene un perfil de suelo tipo S3, con $C_0=3.0$ y $T_0=0.6$
- De la tabla 2.3 se obtiene una categoría de ocupación tipo III.
- De la tabla 2.4 se obtiene un Factor de Importancia $I=1.0$
- De la tabla 2.5 se obtiene un sistema estructural tipo C.1.a con un $R=12$ y un $C_d=9$, sin embargo, para utilizar un valor más conservador se ha optado por usar un valor de $R=8.5$ y un $C_d=0.7R=5.95$
- De la tabla 2.6 se obtienen las ecuaciones para la construcción del espectro de diseño.

Con los datos anteriores se obtienen los puntos del espectro y se construye el espectro de aceleración el cual se muestra en la figura 4.1.

<i>Espectro de aceleración S_a</i>	
<i>T_m (seg)</i>	<i>S_a</i>
0.00	0.033
0.20	0.100
0.60	0.100
0.75	0.086
1.00	0.071
1.25	0.061
1.50	0.054
1.75	0.049
2.00	0.045
2.25	0.041
2.75	0.036
3.00	0.034
3.25	0.032
3.50	0.031
3.75	0.029
4.00	0.028
5.00	0.021
6.00	0.016
7.00	0.013
8.00	0.011
9.00	0.009
10.00	0.008

**Tabla 4. 3 Espectro de
Aceleración S_a**

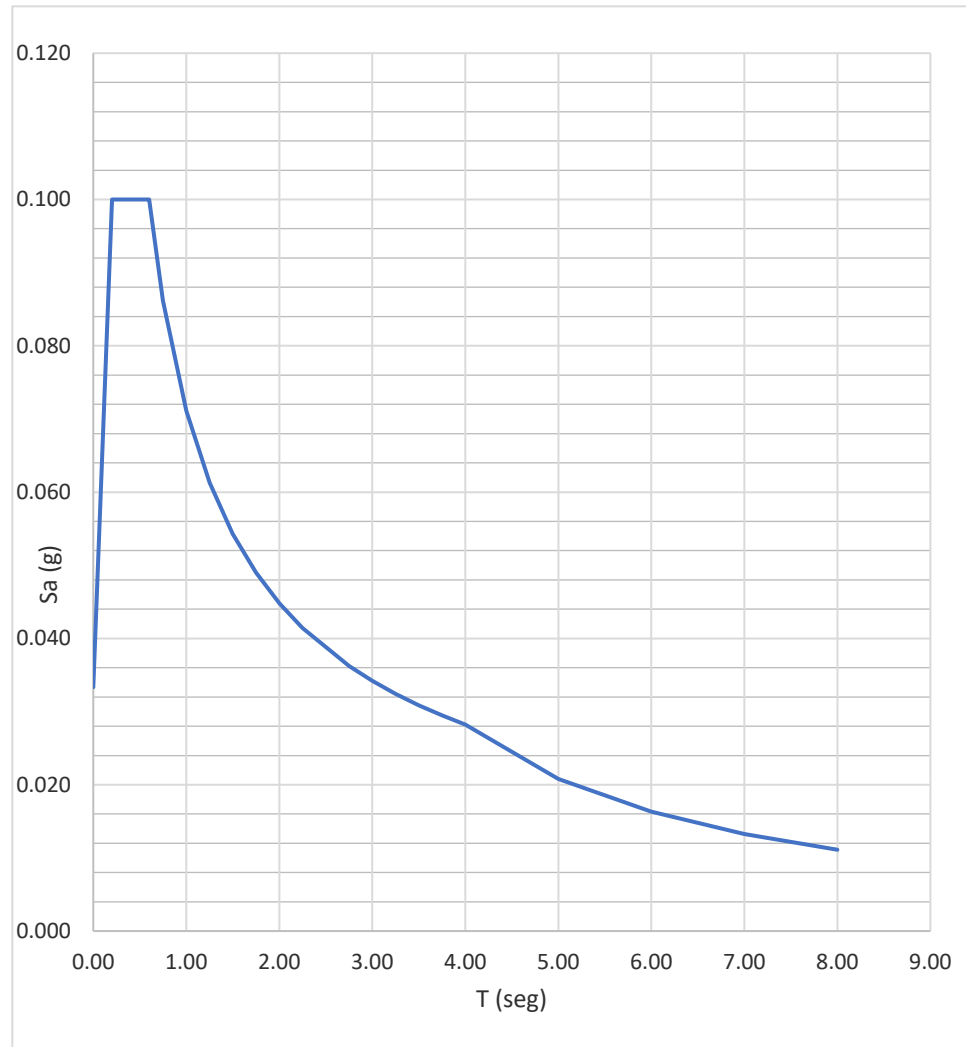


Figura 4. 1 Espectro de Aceleración

Con los puntos del espectro y la ecuación 2.21 del presente documento se puede graficar el espectro de desplazamiento, el cual viene dado en la figura 4.2

Espectro de desplazamiento	
<i>Tm (seg)</i>	<i>Sd (m)</i>
0.00	0.000
0.20	0.000
0.60	0.001
0.75	0.001
1.00	0.002
1.25	0.002
1.50	0.003
1.75	0.004
2.00	0.005
2.25	0.005
2.75	0.007
3.00	0.008
3.25	0.009
3.50	0.010
3.75	0.010
4.00	0.011
5.00	0.011
6.00	0.011
7.00	0.011
8.00	0.011
9.00	0.011
10.00	0.011

Tabla 4. 4 Datos para el espectro de Desplazamiento

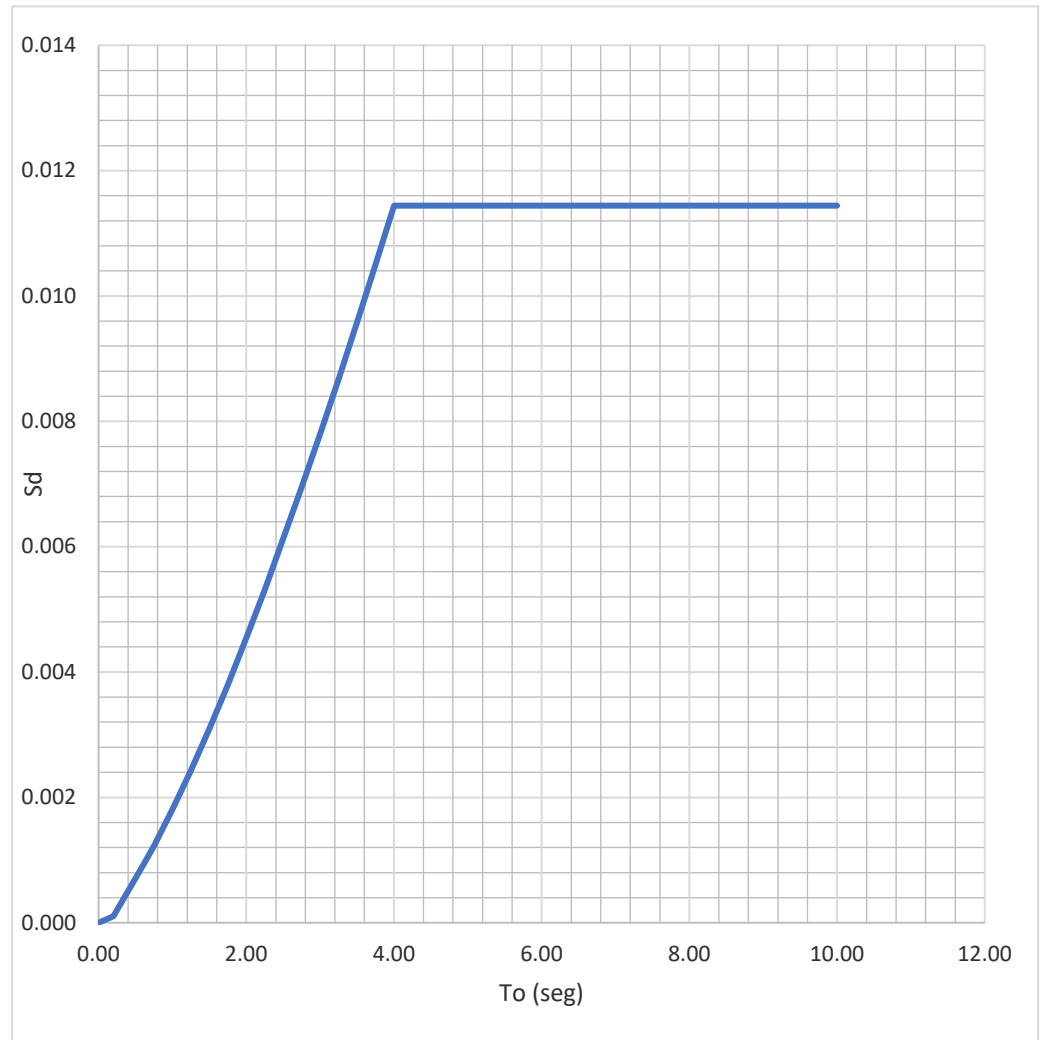


Figura 4. 2 Espectro de Desplazamiento

4.4 Descripción de la planta típica de la estructura.

En la figura 4.3 se observa la planta típica del edificio a diseñar por ambos métodos (de fuerzas y de desplazamientos), sin muros. Con la planta propuesta se evaluará un edificio de seis niveles y un edificio de doce niveles. Las dimensiones de las vigas, columnas y muros, serán obtenidos de los resultados del diseño. La ubicación en planta de los muros a colocar se propondrá en cada alternativa evaluada a criterio de los autores del presente trabajo.

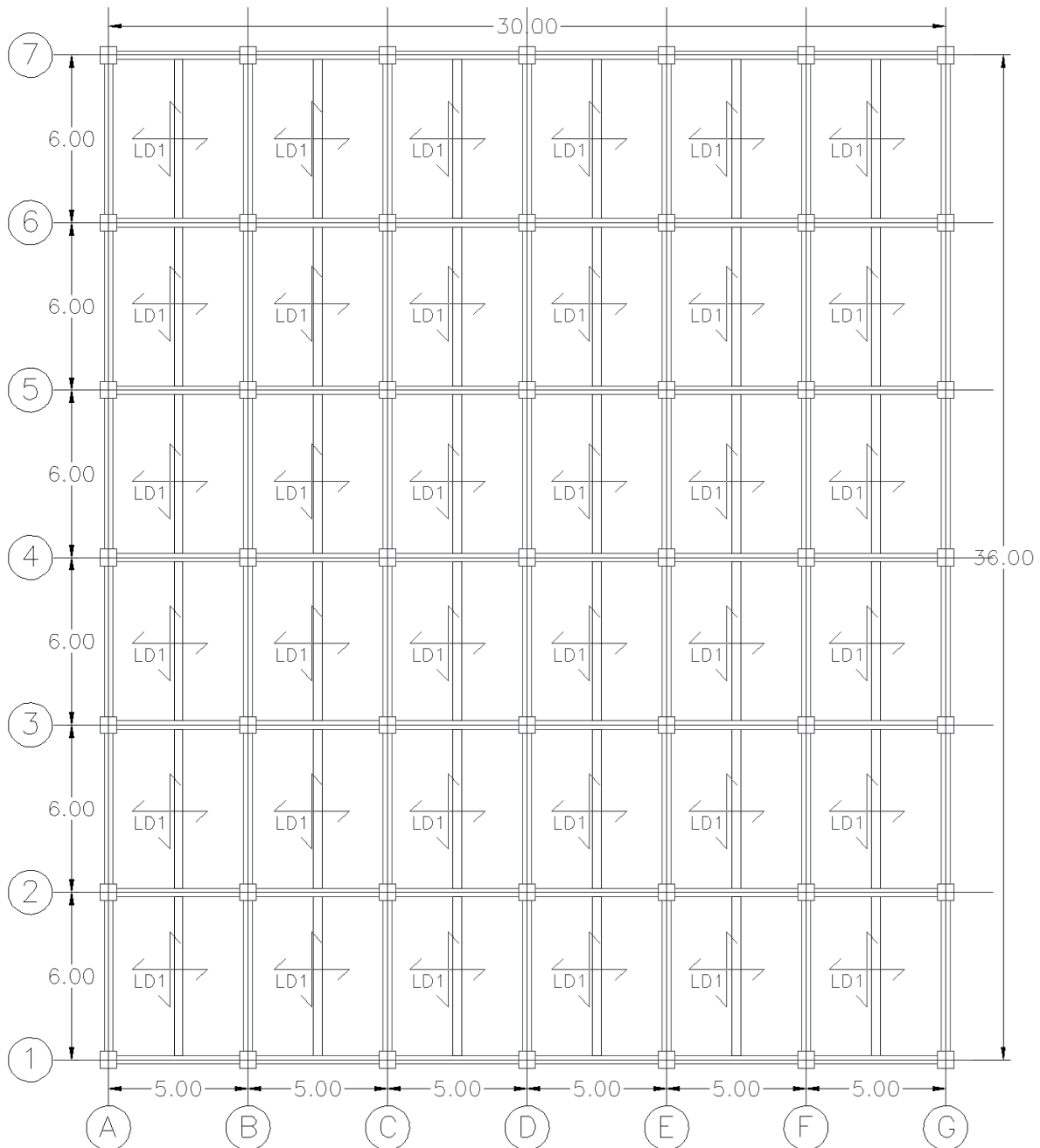


Figura 4. 3 Planta Típica de los Edificios a Evaluar

4.5 Propiedades Mecánicas de los Materiales.

Las propiedades mecánicas de los materiales a utilizar son las siguientes:

- Concreto: $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: ASTM A-615 Grado 60

4.6 Cargas impuestas.

Las cargas a imponer a la estructura son las siguientes:

- Carga muerta

Losa densa $T=0.15$	360	kg/m ²
Repello superior $t=2\text{cm}$	45	kg/m ²
Repello inf $t=2\text{cm}$	45	kg/m ²
Piso	50	kg/m ²
Carga Total=	500	kg/m²
- Carga viva

Habitación	250	kg/m ²
Carga Total=	250	kg/m²

4.7 Edificio de Seis Niveles.

4.7.1 Método del Diseño por Fuerzas

4.7.1.1 Descripción de la Estructura

Para el método de diseño por fuerzas, la estructura de los marcos inicialmente se compondrá de columnas de $0.55 \times 0.55 \text{ m}$, conectadas mediante vigas primarias de sección $0.30 \times 0.60 \text{ m}$, y vigas secundarias de $0.25 \times 0.50 \text{ mt}$. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.15 mt . Para el Sistema de Muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.25 mt ., su ubicación en planta estará entre los ejes los ejes A-4,5, G-4,5, 1, C-D y 7-C, D. y los muros están desde la fundación hasta el último nivel del piso.

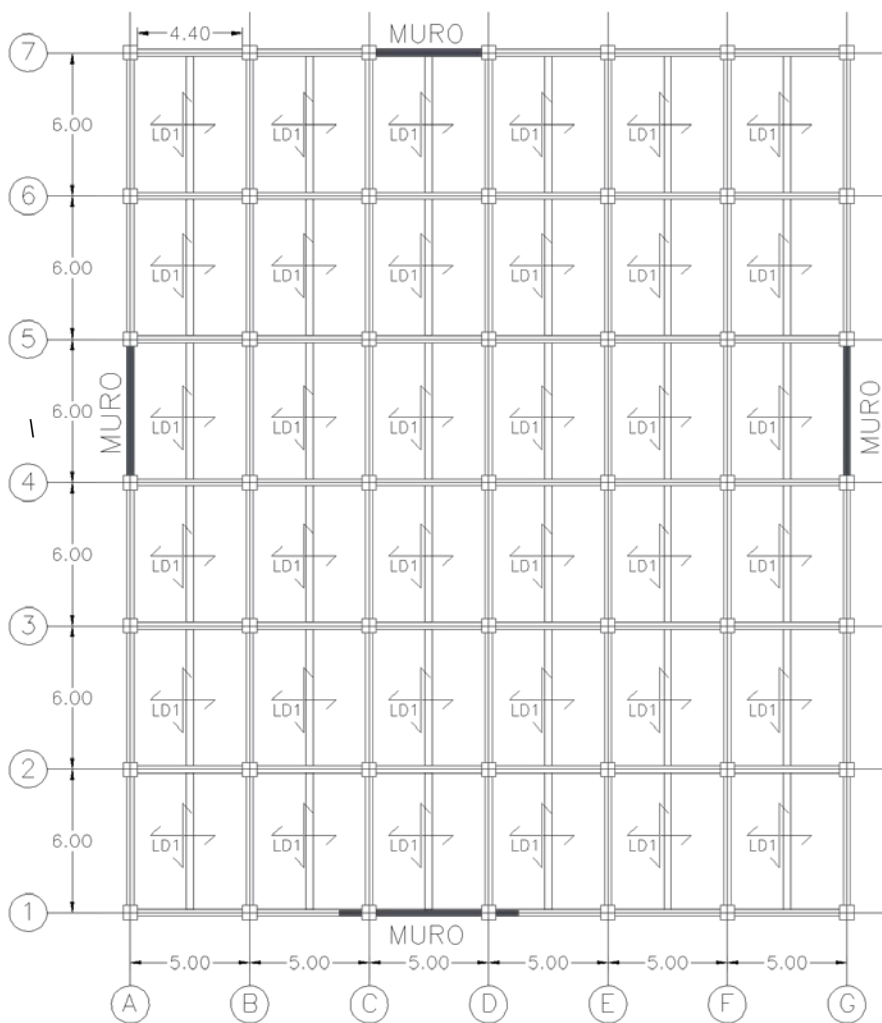


Figura 4. a Planta de Edificio de Seis Niveles (Análisis Estático)

**Figura 4. b
Planta de Edificio de Seis Niveles
(Análisis Estático)**

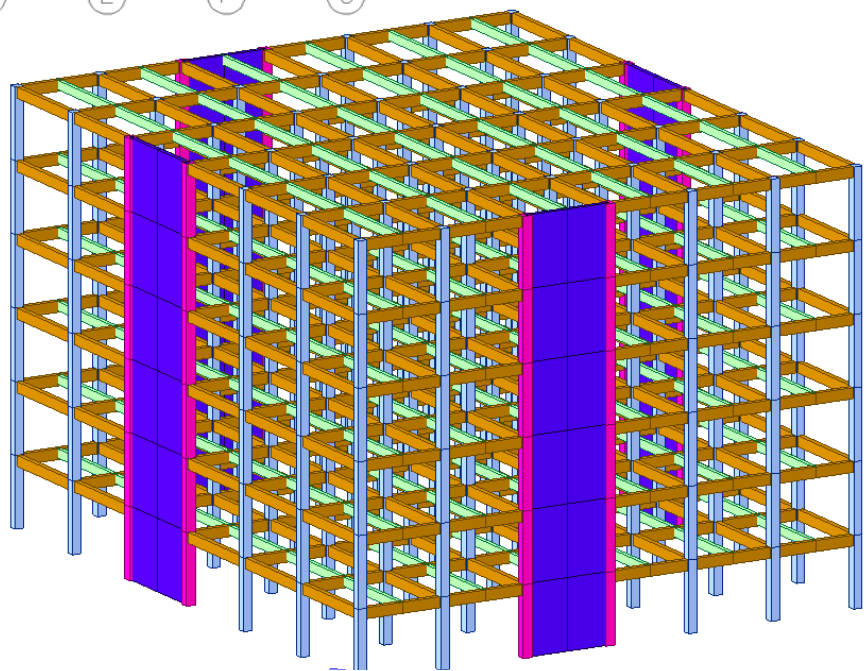


Figura 4. 4 Edificio de Seis Niveles (Análisis Estático)

4.7.1.2 Análisis Estático.

El desarrollo del método estático se hace de acuerdo al capítulo 4 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo (Fuerzas Laterales Estática de Diseño y Efectos Relacionados).

- Período de la estructura

El período de la estructura basado en el método A del capítulo 4.

Con $C_t = 0.049$ y $H_n = 24.00 \text{ mt}$ sustituyendo datos en la ecuación 2.3 se obtiene:

$$T_x = C_t H^{3/4} = 0.049 * 24.00^{3/4} = 0.5284 \text{ seg}$$

$$T_y = C_t H^{3/4} = 0.049 * 24.00^{3/4} = 0.5284 \text{ seg}$$

- Coeficiente Sísmico

De acuerdo a lo reportado por Midas Gen 2016 V2.1, el coeficiente sísmico, para la dirección "X" y "Y" obtenido por la ecuación 2.1 es:

$$C_{sx} = 0.1294 W_x$$

$$C_{sy} = 0.1294 W_y$$

- Cortante Basal:

De acuerdo a lo reportado por Midas Gen 2016 V2.1, la masa sísmica para la dirección "X" corresponde a un total de 5583.49 Ton., por lo que el cortante Basal, para la dirección "X" obtenido por la ecuación 2.1 es:

$$V_x = 0.1294 * 5583.49 = 722.50 \text{ Ton}$$

De acuerdo a lo reportado por Midas Gen 2016 V2.1, la masa sísmica para la dirección "Y" corresponde a un total de 5583.49 Ton., por lo que el cortante Basal, para la dirección "Y" obtenido por la ecuación 2.1 es:

$$V_y = 0.1294 * 5583.49 = 722.50 \text{ Ton}$$

4.7.1.3 Análisis Dinámico.

Del modelo matemático se tomaron los cortantes dinámicos de la estructura a partir del análisis espectro de respuesta, el cual se llevó a cabo tomando en consideración lo descrito en el numeral 2.1.2.7 del presente documento. Los Cortantes Obtenidos del Modelo en midas gen son los siguientes:

Piso	Altura (m)	Dirección	Fuerza Inercial	
			X (tonf)	Y (tonf)
Roof	24.00	"X"	158.37	-
6F	20.00	"X"	134.64	-
5F	16.00	"X"	114.54	-
4F	12.00	"X"	103.79	-
3F	8.00	"X"	89.89	-
2F	4.00	"X"	62.46	-
1F	0.00	"X"	526.99	-

Tabla 4. 5 Cortante dinámico en "X"

Piso	Altura (m)	Dirección	Fuerza Inercial	
			X (tonf)	Y (tonf)
Roof	24.00	"Y"	-	167.64
6F	20.00	"Y"	-	143.06
5F	16.00	"Y"	-	120.02
4F	12.00	"Y"	-	107.18
3F	8.00	"Y"	-	91.79
2F	4.00	"Y"	-	63.14
1F	0.00	"Y"	-	559.7

Tabla 4. 6 Cortante dinámico en "Y"

De la tabla 4.5 y la tabla 4.6 obtenemos que los cortantes dinámicos son:

$$V_x = 526.99 \text{ Ton}$$

$$V_y = 559.70 \text{ Ton}$$

De acuerdo a lo establecido por la Norma Técnica de Diseño por Sismo el capítulo 5, numeral 3), para estructuras regulares, cuando el cortante basal obtenido en una dirección dada, utilizando el análisis de espectro de respuesta, sea menor que el cortante basal determinado por los métodos estáticos, el primero deberá modificarse como sigue: Para estructuras regulares se deberá de usar el 90% del cortante basal estático, pero no menos del 80% del cortante determinado por la ecuación 2.2 (ecuación 4.2 de la norma) utilizando el valor de "T" dado por la ecuación 2.3 (ecuación 4.3 de la norma) por lo que el cortante de diseño a utilizar será el 80% del cortante estático calculado por el Método "A" lo cual se puede ver la tabla 4.7:

Cortante A utilizar (Ton)			
	Estatico	Dinamico	Diseno (80% ESTATICO)
Vx	722.50	526.99	578.00
Vy	722.50	559.70	578.00

Tabla 4. 7 Cortante a utilizar en el diseño.

4.7.1.4 Combinaciones de carga

Para el diseño de los elementos estructurales se utilizaron las siguientes combinaciones de

carga:

- i. gLCB 1.4(D)
- ii. gLCB2 1.2(D) + 1.6(L)
- iii. gLCB3 1.2(D) + 1.0(1.01.0EX+0.31.0EY) + 1.0(L)
- iv. gLCB4 1.2(D) + 1.0(1.01.0EX-0.31.0EY) + 1.0(L)
- v. gLCB5 1.2(D) + 1.0(1.01.0EY+0.31.0EX) + 1.0(L)
- vi. gLCB6 1.2(D) + 1.0(1.01.0EY-0.31.0EX) + 1.0(L)
- vii. gLCB7 1.2(D) - 1.0(1.01.0EX+0.31.0EY) + 1.0(L)
- viii. gLCB8 1.2(D) - 1.0(1.01.0EX-0.31.0EY) + 1.0(L)
- ix. gLCB9 1.2(D) - 1.0(1.01.0EY+0.31.0EX) + 1.0(L)
- x. gLCB10 1.2(D) - 1.0(1.01.0EY-0.31.0EX) + 1.0(L)
- xi. gLCB11 1.2(D) + 1.0(1.0(1.00)RS-x+0.3(1.00)RS-y) + 1.0(L)
- xii. gLCB12 1.2(D) + 1.0(1.0(1.00)RS-x-0.3(1.00)RS-y) + 1.0(L)
- xiii. gLCB13 1.2(D) + 1.0(1.0(1.00)RS-y+0.3(1.00)RS-x) + 1.0(L)
- xiv. gLCB14 1.2(D) + 1.0(1.0(1.00)RS-y-0.3(1.00)RS-x) + 1.0(L)
- xv. gLCB15 1.2(D) - 1.0(1.0(1.00)RS-x+0.3(1.00)RS-y) + 1.0(L)
- xvi. gLCB16 1.2(D) - 1.0(1.0(1.00)RS-x-0.3(1.00)RS-y) + 1.0(L)
- xvii. gLCB17 1.2(D) - 1.0(1.0(1.00)RS-y+0.3(1.00)RS-x) + 1.0(L)
- xviii. gLCB18 1.2(D) - 1.0(1.0(1.00)RS-y-0.3(1.00)RS-x) + 1.0(L)
- xix. gLCB19 0.9D
- xx. gLCB20 0.9(D) + 1.0(1.01.0EX+0.31.0EY)
- xxi. gLCB21 0.9(D) + 1.0(1.01.0EX-0.31.0EY)
- xxii. gLCB22 0.9(D) + 1.0(1.01.0EY+0.31.0EX)
- xxiii. gLCB23 0.9(D) + 1.0(1.01.0EY-0.31.0EX)
- xxiv. gLCB24 0.9(D) - 1.0(1.01.0EX+0.31.0EY)

xxv.	gLCB25	$0.9(D) - 1.0(1.01.0EX - 0.31.0EY)$
xxvi.	gLCB26	$0.9(D) - 1.0(1.01.0EY + 0.31.0EX)$
xxvii.	gLCB27	$0.9(D) - 1.0(1.01.0EY - 0.31.0EX)$
xxviii.	gLCB28	$0.9(D) + 1.0(1.0(1.00)RS - x + 0.3(1.00)RS - y)$
xxix.	gLCB29	$0.9(D) + 1.0(1.0(1.00)RS - x - 0.3(1.00)RS - y)$
xxx.	gLCB30	$0.9(D) + 1.0(1.0(1.00)RS - y + 0.3(1.00)RS - x)$
xxxi.	gLCB31	$0.9(D) + 1.0(1.0(1.00)RS - y - 0.3(1.00)RS - x)$
xxxii.	gLCB32	$0.9(D) - 1.0(1.0(1.00)RS - x + 0.3(1.00)RS - y)$
xxxiii.	gLCB33	$0.9(D) - 1.0(1.0(1.00)RS - x - 0.3(1.00)RS - y)$
xxxiv.	gLCB34	$0.9(D) - 1.0(1.0(1.00)RS - y + 0.3(1.00)RS - x)$
xxxv.	gLCB35	$0.9(D) - 1.0(1.0(1.00)RS - y - 0.3(1.00)RS - x)$
xxxvi.	gLCB36	(D)
xxxvii.	gLCB37	(D) + L
xxxviii.	gLCB38	$(D) + 0.7(1.01.0EX + 0.31.0EY)$
xxxix.	gLCB39	$(D) + 0.7(1.01.0EX - 0.31.0EY)$
xl.	gLCB40	$(D) + 0.7(1.01.0EY + 0.31.0EX)$
xli.	gLCB41	$(D) + 0.7(1.01.0EY - 0.31.0EX)$
xlvi.	gLCB42	$(D) - 0.7(1.01.0EX + 0.31.0EY)$
xlvi.	gLCB43	$(D) - 0.7(1.01.0EX - 0.31.0EY)$
xlvi.	gLCB44	$(D) - 0.7(1.01.0EY + 0.31.0EX)$
xlvi.	gLCB45	$(D) - 0.7(1.01.0EY - 0.31.0EX)$
xlvi.	gLCB46	$(D) + 0.7(1.0(1.00)RS - x + 0.3(1.00)RS - y)$
xlvi.	gLCB47	$(D) + 0.7(1.0(1.00)RS - x - 0.3(1.00)RS - y)$
xlvi.	gLCB48	$(D) + 0.7(1.0(1.00)RS - y + 0.3(1.00)RS - x)$
xlvi.	gLCB49	$(D) + 0.7(1.0(1.00)RS - y - 0.3(1.00)RS - x)$
l.	gLCB50	$(D) - 0.7(1.0(1.00)RS - x + 0.3(1.00)RS - y)$
li.	gLCB51	$(D) - 0.7(1.0(1.00)RS - x - 0.3(1.00)RS - y)$
lii.	gLCB52	$(D) - 0.7(1.0(1.00)RS - y + 0.3(1.00)RS - x)$
liii.	gLCB53	$(D) - 0.7(1.0(1.00)RS - y - 0.3(1.00)RS - x)$
liv.	gLCB54	$(D) + 0.75L + 0.75(0.7)(1.01.0EX + 0.31.0EY)$
lv.	gLCB55	$(D) + 0.75L + 0.75(0.7)(1.01.0EX - 0.31.0EY)$

lvi.	gLCB56	$(D) + 0.75L + 0.75(0.7)(1.01.0EY+0.31.0EX)$
lvii.	gLCB57	$(D) + 0.75L + 0.75(0.7)(1.01.0EY-0.31.0EX)$
lviii.	gLCB58	$(D) + 0.75L - 0.75(0.7)(1.01.0EX+0.31.0EY)$
lix.	gLCB59	$(D) + 0.75L - 0.75(0.7)(1.01.0EX-0.31.0EY)$
lx.	gLCB60	$(D) + 0.75L - 0.75(0.7)(1.01.0EY+0.31.0EX)$
lxi.	gLCB61	$(D) + 0.75L - 0.75(0.7)(1.01.0EY-0.31.0EX)$
lxii.	gLCB62	$(D) + 0.75L + 0.75(0.7(1.0(1.00)RS-x+0.3(1.00)RS-y))$
lxiii.	gLCB63	$(D) + 0.75L + 0.75(0.7(1.0(1.00)RS-x-0.3(1.00)RS-y))$
lxiv.	gLCB64	$(D) + 0.75L + 0.75(0.7(1.0(1.00)RS-y+0.3(1.00)RS-x))$
lxv.	gLCB65	$(D) + 0.75L + 0.75(0.7(1.0(1.00)RS-y-0.3(1.00)RS-x))$
lxvi.	gLCB66	$(D) + 0.75L - 0.75(0.7(1.0(1.00)RS-x+0.3(1.00)RS-y))$
lxvii.	gLCB67	$(D) + 0.75L - 0.75(0.7(1.0(1.00)RS-x-0.3(1.00)RS-y))$
lxviii.	gLCB68	$(D) + 0.75L - 0.75(0.7(1.0(1.00)RS-y+0.3(1.00)RS-x))$
lxix.	gLCB69	$(D) + 0.75L - 0.75(0.7(1.0(1.00)RS-y-0.3(1.00)RS-x))$
lxx.	gLCB70	$0.6(D) + 0.7(1.01.0EX+0.31.0EY)$
lxxi.	gLCB71	$0.6(D) + 0.7(1.01.0EX-0.31.0EY)$
lxxii.	gLCB72	$0.6(D) + 0.7(1.01.0EY+0.31.0EX)$
lxxiii.	gLCB73	$0.6(D) + 0.7(1.01.0EY-0.31.0EX)$
lxxiv.	gLCB74	$0.6(D) - 0.7(1.01.0EX+0.31.0EY)$
lxxv.	gLCB75	$0.6(D) - 0.7(1.01.0EX-0.31.0EY)$
lxxvi.	gLCB76	$0.6(D) - 0.7(1.01.0EY+0.31.0EX)$
lxxvii.	gLCB77	$0.6(D) - 0.7(1.01.0EY-0.31.0EX)$
lxxviii.	gLCB78	$0.6(D) + 0.7(1.0(1.00)RS-x+0.3(1.00)RS-y)$
lxxix.	gLCB79	$0.6(D) + 0.7(1.0(1.00)RS-x-0.3(1.00)RS-y)$
lxxx.	gLCB80	$0.6(D) + 0.7(1.0(1.00)RS-y+0.3(1.00)RS-x)$
lxxxi.	gLCB81	$0.6(D) + 0.7(1.0(1.00)RS-y-0.3(1.00)RS-x)$
lxxxii.	gLCB82	$0.6(D) - 0.7(1.0(1.00)RS-x+0.3(1.00)RS-y)$
lxxxiii.	gLCB83	$0.6(D) - 0.7(1.0(1.00)RS-x-0.3(1.00)RS-y)$
lxxxiv.	gLCB84	$0.6(D) - 0.7(1.0(1.00)RS-y+0.3(1.00)RS-x)$
lxxxv.	gLCB85	$0.6(D) - 0.7(1.0(1.00)RS-y-0.3(1.00)RS-x)$

Donde:

- i. D=Carga muerta o permanente
- ii. L=Carga viva
- iii. Ex= Carga de Sismo estática en la dirección "X"
- iv. Ey= Carga de Sismo estática en la dirección "Y"
- v. RS-x = Carga dinámica de sismo en la dirección "X"
- vi. RS-y = Carga dinámica de sismo en la dirección "Y"

4.7.1.5 Derivas permisibles.

De la tabla 8 (Valores admisibles de la deriva de entrepiso) de la Norma Técnica de Diseño por Sismo se obtiene que la deriva para una categoría de ocupación III es de $0.015h_{sx}$. Las derivas se han calculado para cargas de servicio para las combinaciones en los ejes "X" y "Y", para el método estático ("Ex", "Ey") y el método dinámico("Rs-x", "Rs-y").

4.7.1.6 Diseño de los Elementos.

4.7.1.6.1 Diseño de los Elementos.

En los anexos se presenta el diseño detallado de cada uno de los elementos. Por simplicidad y como se explicó en el ítem 2.7 para el diseño estructural de los elementos se estandarizarán las dimensiones de cada elemento. Las columnas que sirven como elementos de bordes a los muros serán denominadas C1 y tendrán dimensiones de 0.55x0.55 m, las demás columnas serán denominadas C2 y tendrán dimensiones de 0.50x0.50 mt. Las columnas estarán conectadas mediante vigas primarias denominadas V1 de sección 0.30x0.60 m, y vigas secundarias denominadas V2 de 0.25x0.50 mt. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.15mt denominada LD-1. Para el Sistema de Muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.25 mt., su ubicación en planta estará entre los ejes los ejes A-4,5, G-4,5, 1, C-D y 7-C, D. y los muros están desde la fundación hasta el último nivel del piso siendo el Muro M1 comprendido entre los pisos 1 y 2, el Muro M2 entre los pisos 3 y 4 y el Muro M3 entre los pisos 5 y 6. La denominación resumen de cada elemento se presenta en la tabla 4.8

Denominación de los Elementos			
Nombre	Tipo	Ubicación	Dimensiones
C1	Columna	Bordes de Muros	0.55x0.55
C2	Columna	En entrepisos	0.50x0.50
V1	Viga	En entrepisos	0.30x0.60
V2	Viga	En entrepisos	0.25x0.50
M1	Muro	Piso 1-2	t=0.25
M2	Muro	Piso 3-4	t=0.25
M3	Muro	Piso 5-6	t=0.25
Ld-1	Losa Densa	Entrepisos	t=0.12

Tabla 4. 8 Denominación de los Elementos

Se presenta a continuación los resultados más importantes obtenidos del diseño estructural del edificio.

4.7.1.6.2 Diseño de los muros:

Los resultados del diseño estructural de los muros son los siguientes:

Elemento	Dirección	Piso (m)	t. muro (m)	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	As Vertical cm2/m	As Horizontal cm2/m
Muro M1	"X"	0					
			0.25	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
		4.00					
			0.25	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
Muro M2			8.00				
			0.25	#5 a 0.20	#5 a 0.20	20.00	20.00
			12.00				
			0.25	#5 a 0.20	#5 a 0.20	20.00	20.00
Muro M3			16.00				
			0.25	#4 a 0.20	#4 a 0.20	12.90	12.90
			20.00				
			0.25	#4 a 0.20	#4 a 0.20	12.90	12.90
Muro M1	"Y"	24.00					
		0					
			0.25	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
		4.00					
Muro M2			0.25	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
			8.00				
			0.25	#5 a 0.20	#5 a 0.20	20.00	20.00
			12.00				
Muro M3			0.25	#5 a 0.20	#5 a 0.20	20.00	20.00
			16.00				
			0.25	#4 a 0.20	#4 a 0.20	12.90	12.90
			20.00				
Muro M3			0.25	#4 a 0.20	#4 a 0.20	12.90	12.90
			24.00				

Tabla 4. 9 Diseño de los Muros

4.7.1.6.3 Diseño de las columnas:

Los resultados del diseño estructural de las columnas son los siguientes:

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C1	0					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	4.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	8.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	12.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	16.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	20.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	24.00					

Tabla 4. 10 Diseño de la Columna C1

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C2	0					
		4.00	0.50x0.50	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.037
	4.00					
		4.00	0.50x0.50	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.037
	8.00					
		4.00	0.50x0.50	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.037
	12.00					
		4.00	0.50x0.50	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.037
	16.00					
		4.00	0.50x0.50	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.037
	20.00					
		4.00	0.50x0.50	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.037
	24.00					

Tabla 4. 11 Diseño de la columna C2

4.7.1.6.4 Diseño de las vigas primarias

Elemento	Piso	Refuerzo longitudinal						Área de Acero (cm2/m)					
		Lecho Superior			Lecho Inferior			Lecho Superior			Lecho Inferior		
		i	Centro	j	i	Centro	j	i	centro	j	i	centro	j
Viga V1	0.00												
		4#7	3#7	4#7		3#7		15.56	11.64	15.56		11.64	
	4.00												
		4#7	3#7	4#7		3#7		15.56	11.64	15.56		11.64	
	8.00												
		4#7	3#7	4#7		3#7		15.56	11.64	15.56		11.64	
	12.00												
		4#7	3#7	4#7		3#7		15.56	11.64	15.56		11.64	
	16.00												
		4#7	3#7	4#7		3#7		15.56	11.64	15.56		11.64	
	20.00												
		4#7	3#7	4#7		3#7		15.56	11.64	15.56		11.64	
	24.00												

Tabla 4. 12 Refuerzo Principal de Viga V1

Elemento	Piso	Estribos					
		Separación			Área de Acero (cm2/m)		
		i	Centro	j	i	Centro	j
Viga V1	0.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	8.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	16.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	24.00						

Tabla 4. 13 Refuerzo a cortante de viga V1

4.7.1.6.5 Diseño de las vigas Secundarias

Elemento	Piso	Refuerzo longitudinal						Área de Acero (cm ² /m)					
		Lecho Superior			Lecho Inferior			Lecho Superior			Lecho Inferior		
		i	Centro	j	i	Centro	j	i	centro	j	i	centro	j
Viga V1	0.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	8.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	16.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	24.00												

Tabla 4. 14 Refuerzo principal de la viga V2

Elemento	Piso	Estribos					
		Separación			Área de Acero (cm ² /m)		
		i	Centro	j	i	Centro	j
Viga V1	0.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	8.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	16.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	24.00						

Tabla 4. 15 Refuerzo a cortante de viga V2

4.7.1.6.6 Presupuesto del proyecto.

Con la metodología planteada anteriormente se realiza un análisis de costos unitarios para el diseño del edificio de seis niveles y obtener así el costo total de la estructura diseñada. El costo unitario por elemento se ha obtenido en base a estimaciones de mano de obra, maquinaria y equipo de diferentes proyectos en los que los autores han trabajado. Para un costo más preciso se recomienda al lector realizar un desglose de costo unitario para poder obtener este valor. Los valores obtenidos y el costo directo total de la estructura diseñada por el método estático se muestran en la tabla 4.16

Costo Total de la Estructura					
Item	Elemento	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Total
1	C1	58.08	m3	\$723.66	\$42,030.17
2	C2	246.00	m3	\$836.07	\$205,673.22
3	V1	449.06	m3	\$710.91	\$319,241.24
4	V2	179.55	m3	\$892.25	\$160,203.49
5	M1	.39.60	m3	\$523.23	\$20,719.91
6	M2	39.60	m3	\$454.69	\$18,005.72
7	M3	39.30	m3	\$381.72	\$15,001.60
Sumatoria					\$780,875.35

Tabla 4. 16 Costo Total de la Estructura (Análisis Estático)

4.7.1.6.7 Control del Daños.

El control de danos de los elementos estructurales se hará de acuerdo a lo expresado por el ATC-40, sección 11.3.3. Las deformaciones laterales en el punto de desempeño son comparadas con la tabla 11-2 del ATC-40 para ver en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura y cuáles son los niveles de danos esperados para ese nivel.

Límite de la Deriva	Nivel de Desempeño.			
	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad a la vida	Estabilidad estructural
Máxima deriva total (%)	1%	1%-2%	2%	$0.33 \frac{V_L}{P_L} / 100$
máxima deriva inelástica (%)	0.5%	0.5%-1.5%	Sin limite	Sin limite

Tabla 4. 17 Limites de Deformación para los niveles de desempeño.

Con una altura de 24.00 mt (Seis Pisos de 4.00 mt cada Uno) los valores de desplazamientos limites a que correspondería los limites indicados en la tabla 4.17 son los siguientes:

		Nivel de Desempeño.			
Límite de la Deriva		Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad a la vida	Estabilidad estructural
Máxima deriva total		0.24 m	0.24-0.48 m	0.48 m	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
máxima deriva inelástica		0.12 m	0.12-0.24 m	Sin limite	Sin limite

Tabla 4. 18 Valores límites de desplazamientos para los niveles de desempeño.

Para conocer el valor real del desplazamiento de la estructura se realizó un análisis no lineal estático para encontrar el punto de desempeño de la estructura y el desplazamiento máximo a la que esta estará sometida. El pushover se realizó tomando dos patrones de carga, un patrón correspondiente al primer modo fundamental, patrón en el cual la aceleración a lo largo del sistema de múltiples grados de libertad es proporcional al perfil del primer modo de vibración (modo fundamental) del sistema y, un patrón siguiendo la distribución del código, patrón en el cual la aceleración a lo largo de la altura del sistema de múltiples grados de libertad semeja un vector de fuerzas proporcional a la distribución de las fuerzas laterales equivalentes en concordancia con el método de la fuerza lateral equivalente considerado en el código. Ambos patrones fueron aplicados en los dos sentidos de la estructura y, en las direcciones positivas y negativas ("X (+)", "X (-)", "Y(+)", "Y(-)") provocando que se aplicara un total de 8 patrones (4 direcciones x 2 patrones de carga) de empujes al edificio. Sin embargo, como la estructura es simétrica tanto en "X" y en "Y" pueden reducirse los patrones de carga a la mitad, porque los patrones positivos y negativos serían iguales y se disminuye así el número de curvas de capacidad obtenidas.

Con la curva de capacidad y con la demanda sísmica (espectro de aceleración figura 4.1) se grafican ambas curvas y en la intersección de ambas se busca obtener el punto de desempeño de la estructura. El punto de desempeño se obtiene utilizando el espectro inelástico y el método "A" del ATC-40. Con el punto de desempeño se obtiene el desplazamiento de la estructura y se investiga el nivel de daños que de acuerdo al capítulo 3 del ATC-40 es esperado. Los resultados de los dos patrones de carga más influyentes se presentan en las figuras 4.5 y 4.6. El resultado de los daños esperados, de acuerdo al ATC-40 se presenta en la tabla 4.19.

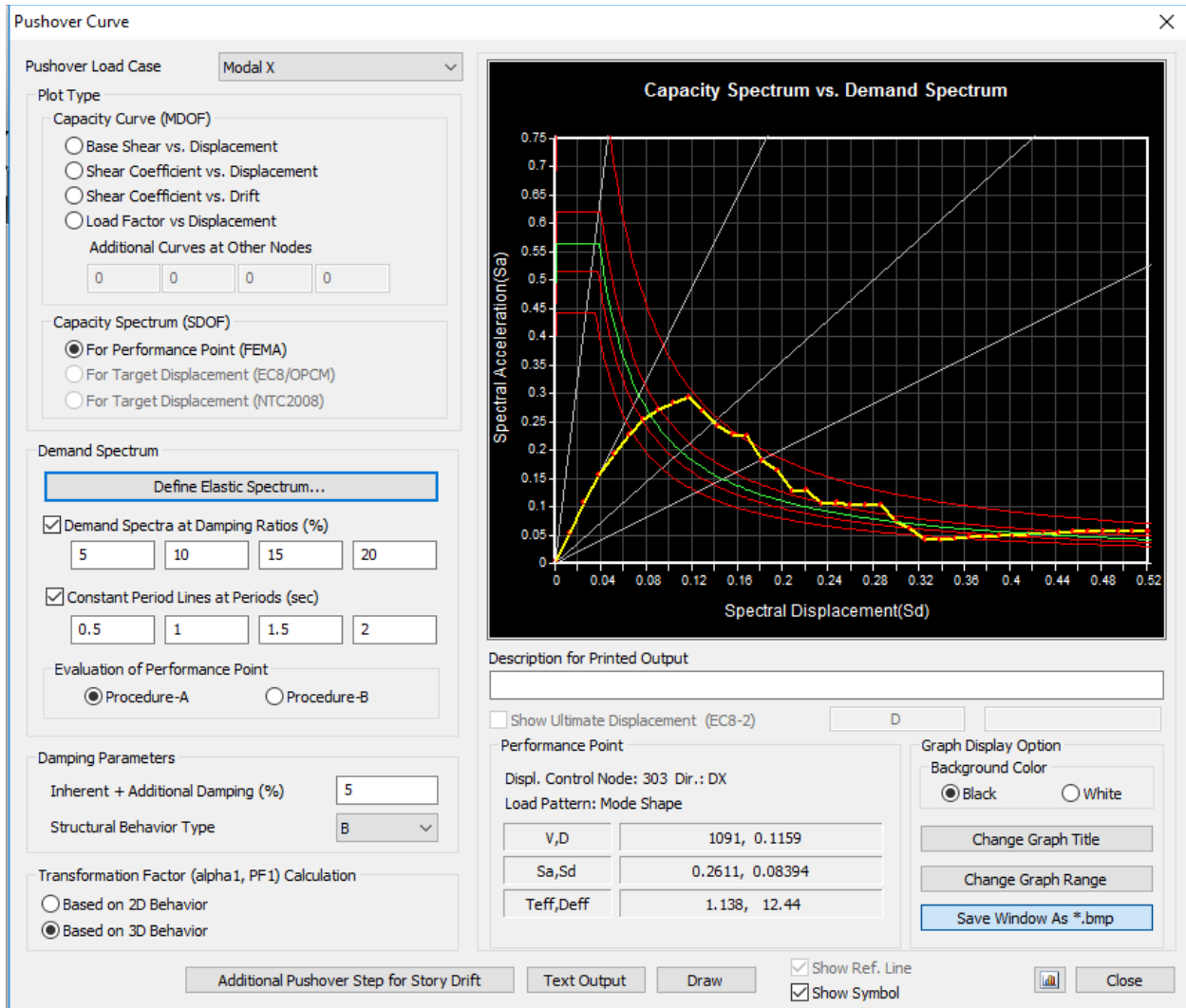


Figura 4. 5 Obtención del punto de Desempeño para el patrón Modal "X"

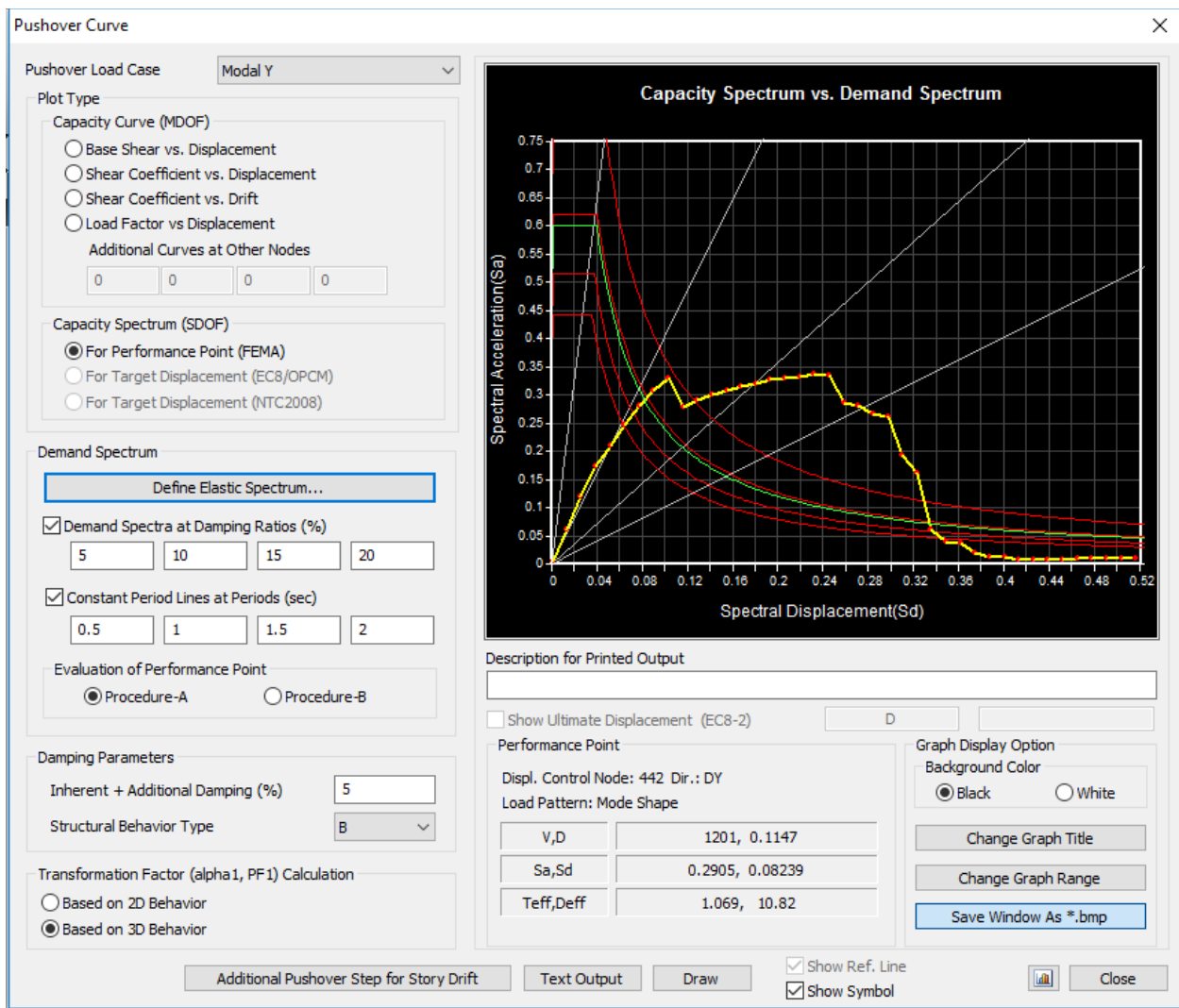


Figura 4. 6 Obtención del punto de Desempeño para el patrón Modal "Y"

Derivas Máximas obtenidas y Niveles de daños esperados.			
Deriva máxima	Análisis Estático cm	Pushover cm	Conclusión
"X"	16.065	11.59	Ambos desplazamientos obtenidos se encuentran bajo el límite establecido para el nivel de ocupación inmediata, por lo que no se esperan danos importantes a la estructura, si no solamente los indicados en el apartado 3.3.4
"Y"	13.209	11.47	

Tabla 4. 19 Derivas obtenidas y niveles de daños esperados

4.7.2 Diseño del edificio de seis niveles con el método DDBD.

4.7.2.1 Descripción de la Estructura.

Para el método del diseño directo por desplazamientos, la estructura de los marcos se compondrá de dos tipos de columnas: Columnas de 0.50x0.50 m, y de 0.60x0.60 conectadas mediante vigas primarias de sección 0.30x0.60 m, y vigas secundarias de 0.25x0.50 mt. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.15m, para el sistema de muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.25 mt. en toda su altura y su ubicación en planta estará entre los ejes los ejes A y G, 1 y 7, con un incremento adicional del 50% en la longitud del muro. La geometría en planta del edificio y la modelación matemática pueden verse en la figura 4.5.

4.7.2.2 Datos de Entrada.

Adicional a los datos presentados en el numeral 2.1 al 2.6, se determinará la siguiente información para iniciar la aplicación del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos:

a. Deriva Máxima permitida

De la tabla 8 (Valores admisibles de la deriva de entrepiso) de la Norma Técnica de Diseño por Sismo se obtiene que la deriva para una categoría de ocupación III es de $0.015h_{sx}$.

b. Resistencia de los materiales

Resistencias en el Concreto			
Simbología	Significado	Resistencia	Uso
- f'_c	Resistencia Nominal	280 Kg/cm ²	• Diseño de vigas y columnas. • Diseño de rotulas plásticas y de muros.
- f'_{ce}	Resistencia efectiva	280 Kg/cm ²	
- f'_{co}	Resistencia esperada	476 Kg/cm ²	• Calculo del factor de sobre-resistencia.

Tabla 4. 20 Resistencia del concreto para el DDBD

Resistencias en el Acero			
Simbología	Significado	Resistencia	Uso
- f _y	Resistencia Nominal a la fluencia.	4200 Kg/cm ²	- Diseño a flexión y carga axial de vigas y columnas. - Diseño a flexión y carga axial de rotulas plásticas y de muros.
-f _{ye}	Resistencia efectiva a la fluencia.	4620 Kg/cm ²	
-f _{yh}	Resistencia efectiva a la fluencia (para estribos)	4200 Kg/cm ²	Diseño a Cortante.
-f _{uo}	Resistencia Máxima a la fluencia	5460 Kg/cm ²	Calculo del factor de sobre-resistencia.
-f _y / f _u	Razón entre Resistencia ultima y Resistencia de Fluencia.	1.25	

Tabla 4. 21 Resistencia del acero para el DDBD.

4.7.2.3 Distribución de las fuerzas sísmica.

De acuerdo a Priestley et al. 2007, la variación entre la rigidez de las paredes vs la de los marcos, implicara que la paredes fluyan a un desplazamiento mucho menor que el necesario para hacer fluir los marcos y por lo tanto la distribución de las fuerza laterales, basada en la rigidez inicial elástica, entre las paredes y los marcos, tendrá poca relevancia en la respuesta dúctil de la estructura, por lo que el diseñador tendrá similar libertad para decidir cómo se distribuirá la distribución del cortante en los marcos y en las paredes. Típicamente la proporción del cortante en la base tomada por los marcos variará entre el 15% y el 50% del cortante total, pero este valor dependerá del tamaño de los muros, y el numero relativo de marcos y paredes en la configuración estructural.

Para esta evaluación, basado en el postulado anterior, se utilizará una proporción para los marcos del 30% ($\beta_f = 30\%$). El lector es libre de realizar nuevamente la metodología utilizando diferentes variaciones de la proporción del cortante tomado por los marcos y presentar los resultados obtenidos de estas variaciones.

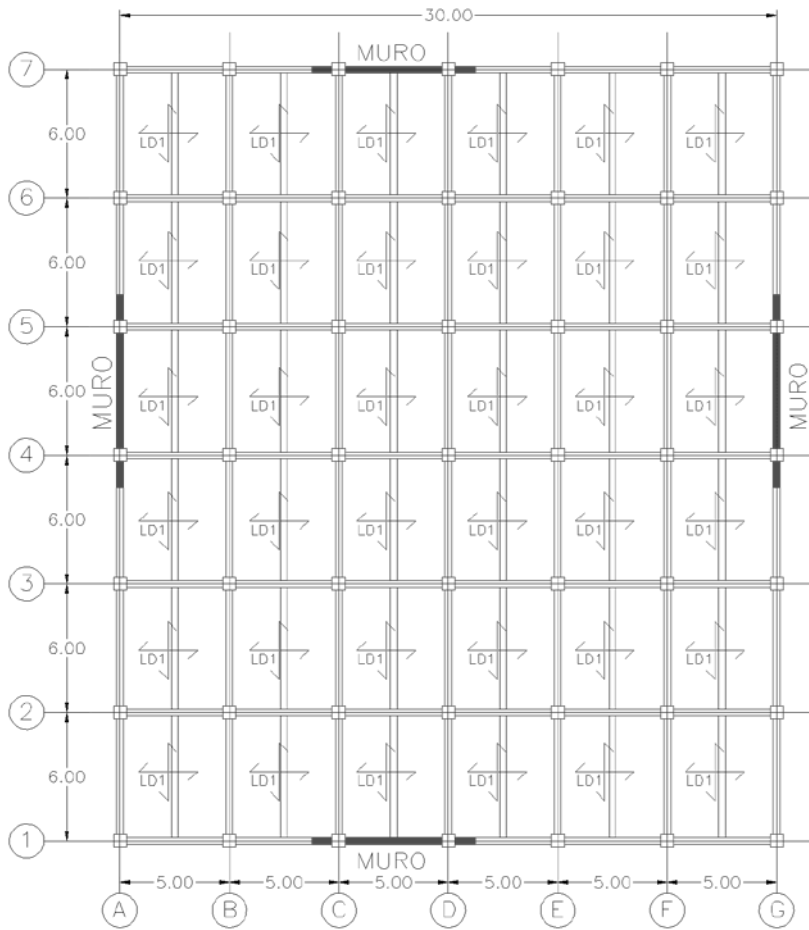


Figura 4. 5a Planta de Edificio de Seis Niveles (Análisis Estático)

Figura 4. 5b Planta de Edi de Seis Niveles (Análisis Estático)

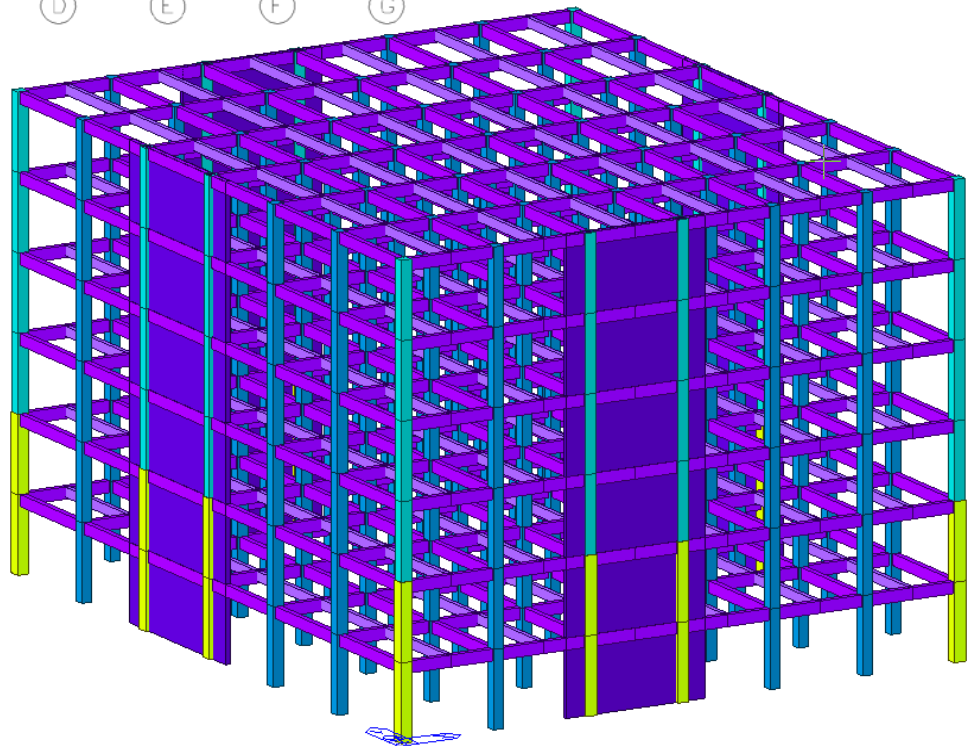


Figura 4. 7 Edificio de Seis Niveles (DDBD)

4.7.2.4 Obtención del Cortante aplicado a la estructura en la dirección “X”

4.7.2.4.1 Determinación del punto de inflexión Hcf.

Inicialmente se asume una distribución lineal de las fuerzas sísmicas, similar a la de los métodos basados en fuerzas, donde el cortante se calcula mediante la ecuación 4.1. Esta aproximación puede modificarse más adelante, y en primera instancia será utilizada para el cálculo del punto de inflexión. Las desviaciones por este efecto pueden despreciarse (ver ejemplo 7.1, Priestley et al. 2007).

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum_1^n m_i H_i} \quad \text{Ec 4.1}$$

En la tabla 4.22 Se presentan los resultados para la obtención del perfil de momentos (relativos y totales) en la dirección en “X” del edificio en estudio. Los valores de la tabla 4.22 se obtienen de la siguiente manera:

- o (1): Nivel de la estructura analizada
- o (2): Altura de piso
- o (3): Representa el peso sísmico de cada piso en análisis.
- o (4): Se obtiene de la multiplicación de la columna (2) x (3)
- o (5): Representa la fuerza sísmica horizontal relativa teniendo en cuenta que al inicio del análisis se desconoce la magnitud del cortante en la base. La columna se obtiene utilizando la ecuación 3.14. de la siguiente manera.

$$F_i = V_s \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} = \frac{20573.18}{76683.48} = 0.27 V_s$$

Es decir, el 27% del cortante horizontal sería aplicado en el piso 6 de la edificación.

- o (6): Representa el cortante horizontal acumulado en cada piso.
- o (7): Representa el momento de volteo relativo en cada piso de la estructura. El momento de volteo del piso 6 vendría dado por un valor de cero (0.00) ya que en el techo no hay momento de volteo y el valor del piso 6 se calcula de la siguiente manera:

$$M_{OTM} = [V_{ti \ i+1} * (H_{i+1} - H)] + M_{OTM, \ i+1} \quad \text{Ec 4.2}$$

$$M_{OTM} = [0.27 * (24.00 - 20.00)] + 0.00 = 1.07$$

- o (8): Representa el cortante relativo tomado por el sistema de marcos el cual previamente se estableció con un valor constante del 30%.
- o (9): Representa el cortante tomado por los muros el cual previamente se obtiene de restar la columna (6) – (8).
- o (10): Representa el perfil vertical de los momentos en los muros. El momento de volteo del piso 6 vendría dado por un valor de cero (0.00) ya que en el techo no hay momento de volteo. El momento del piso 5 puede encontrarse de la siguiente manera:

$$M_i = M_{i+1} + V_{i+1}(H_{i+1} - H_i) \quad \text{Ec 4.3}$$

$$M_i = 0.00 + (-0.032) * (24.00 - 20.00) = -0.13$$

Al encontrar el momento del muro M_w , puede verse claramente, en este ejemplo que si se hubiera utilizado un valor de $(\beta_f \leq 24\%)$ no se podría encontrar un punto de inflexión en los momentos del muro por lo que la altura de inflexión del edificio sería igual a la altura total del edificio.

Calculo de la altura HCF.									
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Nivel	H (m)	m(Ton)	mH	Fi (rel)	Vti (rel)	Motm	Vf	Vw	Mw
6	24.00	857.22	20573.28	0.27	0.27	0.00	0.30	-0.032	0.00
5	20.00	935.17	18703.40	0.24	0.51	1.07	0.30	0.212	-0.13
4	16.00	935.17	14962.72	0.20	0.71	3.12	0.30	0.407	0.72
3	12.00	935.17	11222.04	0.15	0.85	5.95	0.30	0.554	2.35
2	8.00	935.17	7481.36	0.10	0.95	9.37	0.30	0.651	4.57
1	4.00	935.17	3740.68	0.05	1.00	13.17	0.30	0.700	7.17
0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	17.17	0.30	0.700	9.97
	Sumatoria	5533.07	76683.48						

Tabla 4. 22 Calculo de la altura Hcf.

De la columna (10) se puede observar que el punto de inflexión de este ejemplo se encuentra entre el piso 4 y el piso 5., sin embargo, en caso de que este no se encontrara tan claramente definido puede obtenerse utilizando la ecuación 4.4:

$$H_{CF} = H_i + (H_{i+1} - H_i) \left(\frac{M_{w,i}}{M_{w,i} - M_{w,i+1}} \right); \quad \text{Ec. 4.4}$$

Donde:

- o H_i , representa la altura del piso donde el Momento M_w de la casilla (10) es positivo por primera vez. $H_i = 16.00$ para este ejemplo

- o (H_{i+1}) representa la altura del piso superior donde el Momento M_w de la casilla (10) es positivo por primera vez, $H_{i+1} = 20.00$ para este ejemplo
- o $M_{w,i}$ representa el momento del piso superior donde el Momento M_w de la casilla (10) es positivo por primera vez, $M_{w,i} = 0.72$ para este ejemplo
- o $(M_{w,i+1})$ representa el momento del piso superior donde el Momento M_w de la casilla (10) es positivo por primera vez, $M_{w,i+1} = -0.13$ para este ejemplo

Sustituyendo datos en la ecuación 4.4, obtenemos H_{CF} de la siguiente manera:

$$H_{CF} = 16.00 + (20 - 16.00) \left(\frac{0.72}{0.72 - (-0.13)} \right) = 19.39 \text{ (m)}$$

Puede verse claramente que la obtención de H_{CF} se realizar por una simple interpolación lineal.

4.7.2.4.2 Perfil de desplazamientos.

Para el DDBD se debe verificar si el desplazamiento de diseño es gobernado por la deformación máxima permitida para el muro para un estado límite de control de daños, o por la deriva del código gobierna el diseño. Mediante las ecuaciones 2.40c, 3.5, 3.9 y, las ecuaciones del apartado 3.13.1.5, se halla la deriva máxima permitida para el estado límite de control de daños.

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{(29000 \times 70)} = \frac{4620.00}{(29000 * 70)} = 0.0028$$

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} = \frac{2 * 0.0028}{5.00} = 0.000910$$

$$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_w} = \frac{0.072}{5.00} = 0.0144$$

Si asumimos que utilizaremos un diámetro de varilla No 5 para el diseño del muro (el cual puede ser ajustado posteriormente), obtenemos:

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.022 * 4620 * 1.56 = 161.35 \text{ mm}$$

$$k = 0.2 \left[\frac{f_u}{f_y} - 1 \right] = 0.2 * (1.25 - 1) = 0.05 \leq 0.08$$

$$L_p = k H_e + 0.1 l_w + L_{sp}, \quad H_e = H_{cf}$$

$$L_p = (0.05 * 19.39) + (0.1 * 5.00) + 0.161 = 1.63 \text{ mt}$$

$$\begin{aligned} \theta_{dn} &= \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_P = \frac{(0.000910)(19.39)}{2} + (0.0144 - 0.000912) * 1.63 \\ &= 0.031 \end{aligned}$$

$$\theta_{dn} = 0.030 \gg 0.015$$

Como θ_{dn} es mayor que la deriva del código, gobierna la deriva del código, por lo tanto, se procederá a calcular el perfil de desplazamientos de la estructura para cada nivel. Los datos para el cálculo del perfil de desplazamientos vienen dados en la tabla 4.23

Los valores de la tabla 4.23 Se obtienen de la siguiente manera:

- o (1): Nivel de la estructura analizada
- o (2): Altura de piso
- o (3): Representa el peso de cada piso analizado.
- o (4): Representa el perfil vertical de los desplazamientos y viene dado por las ecuaciones 3.27 y 3.28.

- Para $H_i < H_{CF}$:

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left[\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{cf}} \right], \quad \text{Ec. 3.27}$$

$$\Delta_{yi} = 0.000910 \left[\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6 \times 19.39} \right]$$

- Para $H_i > H_{CF}$:

$$\Delta_{yi} = 0.000912 \left[\frac{H_i \times 19.39}{2} - \frac{H_i^2}{6} \right], \quad \text{Ec. 3.28}$$

- o (5): Representa el perfil de diseño, y viene dado por las ecuaciones 3.27 y 3.28. Para hallar este perfil se debe de aplicar la corrección de la deriva por efecto de los modos superiores la cual será mayor en tanto el cortante tomado por el sistema marcos sea más alto, la corrección de la deriva se hace con la ecuación 3.33. De la tabla 4.23 podemos ver que el momento de volteo tomado por los marcos es igual a la diferencia entre el momento total OTM menos el momento total tomado por los muros en la base del edificio.

$$\theta_{CD} = \theta_c \omega_\theta = \theta_c \left[1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \right]$$

$$\omega_\theta = \left[1 - \left(\frac{6-5}{100} \right) \left(\frac{(17.17 - 9.97)}{17.17} + 0.25 \right) \right] = 0.99$$

Por lo que la deriva de diseño se reduce a $0.99 \times 0.015 = 0.1499$, con lo que comprobamos que como el sistema no es alto la reducción de la deriva es despreciable. Con la deriva de

diseño corregida se procede a hallar el perfil de desplazamientos el cual viene dado por la ecuación 3.32:

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \left(\frac{\phi_{yw} H_{cf}}{2} \right) \right) H_i$$

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left(0.015 - \left(\frac{0.000910 \times 19.39}{2} \right) \right) H_i$$

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + 0.006 H_i$$

- o (6): Viene dada por la multiplicación de la columna (3) x (5)
- o (7): Viene dada por la multiplicación de la columna (3) x (5) elevada al cuadrado
- o (8): Viene dada por la multiplicación de la columna (2)x (3) x (5)

Datos para el perfil de desplazamientos							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Nivel	H_i (m)	m_i (Ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$m_i * \Delta_{Di}$	$m_i * \Delta_{Di}^2$	$m_i \Delta_{Di} H_i$
6	24.00	857.22	0.1548	0.303	78.68	259.71	6233.01
5	20.00	935.17	0.1195	0.243	55.21	227.21	4544.30
4	16.00	935.17	0.0845	0.183	31.41	171.39	2742.23
3	12.00	935.17	0.0520	0.126	14.88	117.95	1415.35
2	8.00	935.17	0.0251	0.075	5.19	69.69	557.54
1	4.00	935.17	0.0068	0.031	0.93	29.44	117.76
0	0.00	0.00	0.0000	0.000	0.00	0.00	0.00
	Σ	5533.07	0.443	0.96	186.30	875.39	15610.19

Tabla 4. 23 Datos del perfil de desplazamiento del método DDBD

4.7.2.4.3 Desplazamiento de Diseño.

El desplazamiento de diseño viene dado por la ecuación 2.43. Los datos para entrar en esta fórmula están en la tabla 4.23.

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$$

$$\Delta_d = 186.30 / 875.39 = 0.21m$$

4.7.2.4.4 Altura efectiva del sistema equivalente.

La altura efectiva del sistema equivalente viene dada por la ecuación 2.22. Los datos para entrar en esta fórmula están en la tabla 4.23.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}$$
$$H_e = \frac{15610.19}{875.39} = 17.83 \text{ mt}$$

4.7.2.4.5 Amortiguamiento equivalente del sistema.

- Para los muros,

el desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta se halla sustituyendo la altura efectiva

$H_e = 17.83 \text{ mt}$ en la ecuación 3.27 ($H_e < H_{CF}$)

Para $H_i < H_{CF}$:

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left[\frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6H_{cf}} \right], \quad \text{Ec. 3.27}$$

$$\Delta_{yi} = 0.000910 \left[\frac{17.83^2}{2} - \frac{17.83^3}{6 \times 19.39} \right] = 0.10 \text{ mt.}$$

La de deriva de fluencia del sistema de muros viene dada por la ecuación 2.46

$$\theta_{yn} = \frac{\phi_y H_{CF}}{2} \quad \text{Ec. 2.46}$$

$$\theta_{yn} = \frac{0.00091 \times 19.39}{2} = 0.00880$$

La ductilidad del sistema de muros viene dada por la ecuación 2.30

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad \text{Ec. 2.30}$$

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y = 0.21 / 0.10 = 2.10$$

Por lo que el amortiguamiento del sistema de muros se halla utilizando la ecuación 2.39a

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39a}$$

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{2.10-1}{2.10 \times \pi} \right) = 0.125$$

- **Para los marcos,**

La de deriva de fluencia del sistema de marcos, con un peralte de viga principal de 0.60 mt, viene dada por la ecuación 2.42a.

$$\theta_{yF} = 0.50\varepsilon_y L_b / h_b \quad \text{Ec. 2.42a}$$

$$\theta_{yF} = 0.50(0.00228)(5.00)/(0.60) = 0.0095$$

$0.0095 < 0.015$ por lo que puede suponerse que los marcos no entren en el rango inelástico de respuesta

El desplazamiento de fluencia del sistema de marcos viene dado por:

$$\Delta_{yF} = \theta_{yF} H_e \quad \text{Ec. 4.5}$$

$$\Delta_{yF} = 0.0095 * 18.01 = 0.17$$

La ductilidad del sistema de marcos se halla con la ecuación 2.30 aplicada a los marcos

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad \text{Ec. 2.30}$$

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y = 0.21 / 0.169 = 1.26$$

Por lo que el amortiguamiento del sistema de muros se halla utilizando la ecuación 2.39b

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.26 - 1}{1.26 \times \pi} \right) = 0.087$$

- **Amortiguamiento del sistema,**

El amortiguamiento del amortiguamiento del sistema viene dado por la ecuación 3.14

$$\varepsilon_{sys} = \frac{\varepsilon_W M_{OTM,W} + \varepsilon_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}, \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$\varepsilon_{sys} = \frac{0.125 * 9.97 + 0.0849 * (17.17 - 9.97)}{17.17} = 0.109,$$

- **Ductilidad del Sistema,**

La ductilidad del sistema viene dada por la ecuación 4.6

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_W V_{W,base} + \mu_F V_{F,base}}{V_{W,base} + V_{F,base}} \quad \text{Ec. 4.6}$$

$$\mu_{sys} = \frac{2.12 * 0.70 + 1.26 * 0.30}{0.30 + 0.70} = 1.86$$

4.7.2.4.6 Cortante Basal.

- **Espectro de desplazamientos.**

El espectro de desplazamientos se obtuvo del espectro de diseño del capítulo 5 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo y para tener en cuenta los efectos del amortiguamiento inelástico se reduce el espectro utilizando la ecuación 3.12

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \varepsilon} \right)^{0.5}$$

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.108} \right)^{0.5} = 0.74$$

Los datos del espectro de desplazamientos y el espectro de desplazamientos inelásticos se presentan a continuación:

Puntos del Espectro elástico por desplazamientos (Sa)			Puntos del Espectro inelástico por desplazamientos (Sa)	
Tm (seg)	Sd(cm)		Tm (seg)	Sd(cm)
0.00	0.000		0.00	0.000
0.20	0.001		0.20	0.001
0.60	0.011		0.60	0.008
0.75	0.015		0.75	0.011
1.00	0.022		1.00	0.016
1.25	0.029		1.25	0.022
1.50	0.037		1.50	0.027
1.75	0.046		1.75	0.034
2.00	0.054		2.00	0.040
2.25	0.064		2.25	0.047
2.75	0.083		2.75	0.062
3.00	0.094		3.00	0.069
3.25	0.104		3.25	0.077
3.50	0.115		3.50	0.085
3.75	0.126		3.75	0.093
4.00	0.137		4.00	0.102
5.00	0.137		5.00	0.102
6.00	0.137		6.00	0.102
7.00	0.137		7.00	0.102
8.00	0.137		8.00	0.102
9.00	0.137		9.00	0.102
10.00	0.137		10.00	0.102

Tabla 4. 24 Valores del espectro elástico e inelástico de desplazamientos

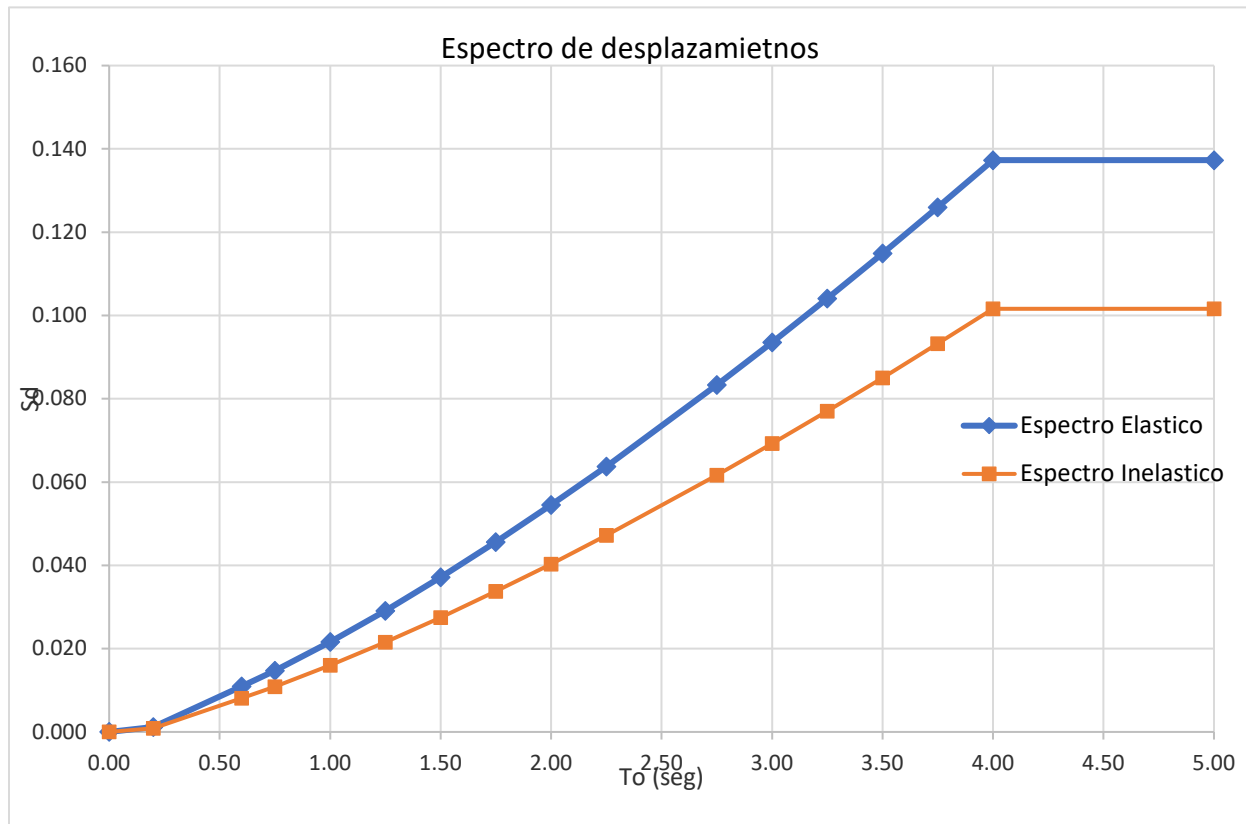


Figura 4. 8 Espectro elástico e inelástico de desplazamientos

- **Periodo efectivo.**

En $T_c = 4.00$ seg, el desplazamiento espectral para un 5% de amortiguamiento es de 0.137g (el espectro de la Norma Técnica de Diseño por Sismo esta dado en función de g), por lo que para el mismo periodo con el 10.8% de amortiguamiento el desplazamiento espectral es $0.137g \times 0.74 = 0.101g$ así, el periodo efectivo encontrado de manera proporcional es:

$$T_e = 4 * \frac{0.21}{0.101 * 9.81} = 0.86 \text{ seg}$$

- **Masa Efectiva.**

Con la ecuación 3.13, se puede calcular la masa efectiva del sistema:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$m_e = \frac{186.30}{0.21} = 875.39 \text{ Ton}$$

- **Rigidez efectiva:**

Con la ecuación 3.1, se puede calcular la rigidez efectiva del sistema:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 * 875.39}{0.86^2} = 46797.39 \text{ KN/m}$$

- **Cortante basal:**

Con la ecuación 3.2, se puede calcular el cortante basal del sistema:

$$F = V_b = K_e \Delta_d \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$F = 46797.39/10 * 0.21 = 995.91 \text{ Ton (18.00 \% del peso total)}$$

4.7.2.4.7 Fuerzas de diseño en Marcos muros estructurales.

En la tabla 4.22 se calcularon los momentos y cortantes relativos. Por tanto, para obtener las fuerzas actuantes en los muros y en los marcos se multiplica el cortante basal obtenido por los valores obtenidos en la tabla 4.22. Los valores de las fuerzas totales en el sentido "X" se obtienen de la siguiente manera:

- o (1): Es el mismo valor de la tabla 4.22
- o (2): Es el mismo valor de la tabla 4.22
- o (3): Representa la fuerza sísmica horizontal relativa y se obtiene multiplicando el valor del cortante basal obtenido por los resultados por la columna (5) de la tabla 4.23

$$F_{piso} = 995.91 * (5) = 995.91 * 0.27 = 267.19, \text{ Es decir, el 27\% del cortante horizontal.}$$

- o (4): Representa el cortante horizontal acumulado en cada piso.
- o (5): Representa el momento de volteo relativo en cada piso de la estructura se obtiene multiplicando el valor del cortante basal obtenido por los resultados por la columna (7) de la tabla 4.23

$$M_{OTM} = 995.91 * (5) = 995.91 * 1.07 = 1068.08$$

- o (6): Representa el cortante relativo tomado por el sistema de marcos el cual previamente se estableció con un valor constante del 30% y se obtiene multiplicando el valor del cortante basal obtenido por los resultados por la columna (8) de la tabla 4.23

$$F_{marcos} = 995.91 * (8) = 995.91 * 0.30 = 298.77$$

- o (7): Representa el cortante tomado por los muros el cual se obtiene de multiplicar el valor del cortante basal obtenido por los resultados por la columna (9) de la tabla 4.23
- o (8): Representa el perfil vertical de los momentos en los muros el cual se obtiene de multiplicar el valor del cortante basal obtenido por los resultados por la columna (10) de la tabla 4.23:
- o (9): Representa el perfil vertical de los momentos en los marcos el cual se obtiene de restar los valores de la columna (5)-(9) .

Cortantes y Momentos en Marcos y Muros de la estructura propuesta								
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Nivel	H (m)	Fi (piso)	Vti	Motm, i	Vf,i	Vw, i	Mw,i	Mf,i
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	24.00	267.19	267.19	0.0	298.77	-31.58	0.00	0.00
5	20.00	242.91	510.10	1068.8	298.77	211.32	-126.33	1195.09
4	16.00	194.33	704.42	3109.2	298.77	405.65	718.97	2390.19
3	12.00	145.74	850.17	5926.9	298.77	551.39	2341.57	3585.28
2	8.00	97.16	947.33	9327.5	298.77	648.56	4547.15	4780.38
1	4.00	48.58	995.91	13116.9	298.77	697.14	7141.38	5975.47
0	0.00	0.00	995.91	17100.5	298.77	697.14	9929.93	7170.57

Tabla 4. 25 Cortantes y Momentos en dirección "X" edificio seis niveles

4.7.2.5 Obtención del Cortante aplicado a la estructura en la dirección "Y"

La obtención del cortante aplicado a la estructura en el sentido "Y" se hará de manera similar a lo realizado en la obtención en el cortante en "X" por lo que solo se muestran a continuación las variables que deben de modificarse y los resultados de las operaciones realizadas para la obtención del cortante "Y"

4.7.2.5.1 Determinación del punto de inflexión Hcf.

Debido a que las alturas, masas sísmicas de los pisos son las mismas, el punto de inflexión en "Y", es el mismo que el encontrado en "X". Los valores de la tabla 4.23 son los mismos y se muestran a continuación:

Calculo de la altura HCF.									
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Nivel	H (m)	m(Ton)	mH	Fi (rel)	Vti (rel)	Motm	Vf	Vw	Mw
6	24.00	857.22	20573.28	0.27	0.27	0.00	0.30	-0.032	0.00
5	20.00	935.17	18703.40	0.24	0.51	1.07	0.30	0.212	-0.13
4	16.00	935.17	14962.72	0.20	0.71	3.12	0.30	0.407	0.72
3	12.00	935.17	11222.04	0.15	0.85	5.95	0.30	0.554	2.35
2	8.00	935.17	7481.36	0.10	0.95	9.37	0.30	0.651	4.57
1	4.00	935.17	3740.68	0.05	1.00	13.17	0.30	0.700	7.17
0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	17.17	0.30	0.700	9.97
	Sumatoria	5533.07	76683.48						

Tabla 4. 26 Calculo de la altura Hcf en "Y"

Sustituyendo datos en la ecuación 4.4, obtenemos H_{CF} de la siguiente manera:

$$H_{CF} = 16.00 + (20 - 16.00) \left(\frac{0.72}{0.72 - (-0.13)} \right) = 19.39 \text{ (m)}$$

4.7.2.5.2 Perfil de desplazamientos.

En el eje "Y" siempre se debe de verificar si el desplazamiento de diseño es gobernado por la deformación máxima permitida para el muro para un estado límite de control de daños, o por la deriva del código gobierna el diseño. Mediante las ecuaciones 2.40c, 3.5, 3.9 y, las ecuaciones del apartado 3.13.1.5, se halla la deriva máxima permitida para el estado límite de control de daños. En este caso se modifica la longitud el muro por $l_w = 6.00$

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{(29000 \times 70)} = \frac{4620.00}{(29000 \times 70)} = 0.0028$$

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} = \frac{2 \times 0.0028}{6.00} = 0.000759$$

$$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_w} = \frac{0.072}{6.00} = 0.012$$

Si asumimos que utilizaremos un diámetro de varilla No 5 para el diseño del muro (el cual puede ser ajustado posteriormente), obtenemos:

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.022 \times 4620 \times 1.56 = 161.35 \text{ mm}$$

$$k = 0.2 \left[\frac{f_u}{f_y} - 1 \right] = 0.2 * (1.25 - 1) = 0.05 \leq 0.08$$

$$L_p = kH_e + 0.1l_w + L_{sp}, \quad H_e = H_{cf}$$

$$L_p = (0.05 * 19.39) + (0.1 * 6.00) + 0.161 = 1.73 \text{ mt}$$

$$\begin{aligned} \theta_{dn} &= \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_P = \frac{(0.0007539)(19.39)}{2} + (0.012 - 0.000759) * 1.73 \\ &= 0.027 \end{aligned}$$

$$\theta_{dn} = 0.030 \gg 0.015$$

Como θ_{dn} es mayor que la deriva del código, gobierna la deriva del código, por lo tanto, se procederá a calcular el perfil de desplazamientos de la estructura para cada nivel. Los datos para el cálculo del perfil de desplazamientos vienen dados en la tabla 4.26

Los valores de la tabla 4.26 Se obtienen de la siguiente manera:

- o (1): Nivel de la estructura analizada
- o (2): Altura de piso
- o (3): Representa el peso de cada piso analizado.
- o (4): Representa el perfil vertical de los desplazamientos y viene dado por las ecuaciones 3.27 y 3.28.

- Para $H_i < H_{CF}$:

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left[\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{cf}} \right], \quad \text{Ec. 3.27}$$

$$\Delta_{yi} = 0.000759 \left[\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6 * 19.39} \right]$$

- Para $H_i > H_{CF}$:

$$\Delta_{yi} = 0.000759 \left[\frac{H_i * 19.39}{2} - \frac{H_i^2}{6} \right], \quad \text{Ec. 3.28}$$

- o (5): Representa el perfil de diseño. y viene dado por las ecuaciones 3.27 y 3.28 y sigue siendo el mismo valor obtenido en el sentido de las “X”

$$\theta_{CD} = \theta_C \omega_\theta = \theta_C \left[1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \right]$$

$$\omega_\theta = \left[1 - \left(\frac{6-5}{100} \right) \left(\frac{(17.17-9.97)}{17.17} + 0.25 \right) \right] = 0.99$$

Por lo que la deriva de diseño, igualmente que en el sentido “X”, se reduce a $0.99 \times 0.015 = 0.1499$, con lo que comprobamos que como el sistema no es alto la reducción de la deriva es despreciable. Con la deriva de diseño corregida se procede a hallar el perfil de desplazamientos el cual viene dado por la ecuación 3.32:

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \left(\frac{\phi_{yw} H_{cf}}{2} \right) \right) H_i$$

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left(0.015 - \left(\frac{0.000759 \times 19.39}{2} \right) \right) H_i$$

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + 0.0076 H_i$$

- o (6): Viene dada por la multiplicación de la columna (3) x (5)
- o (7): Viene dada por la multiplicación de la columna (3) x (5) elevada al cuadrado
- o (8): Viene dada por la multiplicación de la columna (2)x (3) x (5)

Datos para el perfil de desplazamientos							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Nivel	H_i (m)	m_i (Ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$m_i * \Delta_{Di}$	$m_i * \Delta_{Di}^2$	$m_i \Delta_{Di} H_i$
6	24.00	857.22	0.1290	0.312	83.70	267.86	6428.57
5	20.00	935.17	0.0996	0.252	59.61	236.10	4722.08
4	16.00	935.17	0.0704	0.193	34.74	180.23	2883.70
3	12.00	935.17	0.0434	0.135	17.07	126.34	1516.12
2	8.00	935.17	0.0209	0.082	6.30	76.78	614.25
1	4.00	935.17	0.0057	0.036	1.23	33.89	135.54
0	0.00	0.00	0.0000	0.000	0.00	0.00	0.00
	Σ	5533.07	0.369	1.01	202.64	921.20	16300.27

Tabla 4. 27 Datos para el perfil de desplazamientos en “Y”

4.7.2.5.3 Desplazamiento de Diseño.

El desplazamiento de diseño, al igual que en el sentido "X" viene dado por la ecuación 2.43.

Los datos para entrar en esta fórmula están en la tabla 4.26.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$
$$\Delta_d = 202.64 / 921.20 = 0.22 \text{ m}$$

4.7.2.5.4 Altura efectiva del sistema equivalente.

La altura equivalente del sistema equivalente viene dada por la ecuación 2.22. Los datos para entrar en esta fórmula están en la tabla 4.26.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}$$
$$H_e = \frac{16300.27}{921.20} = 17.69 \text{ mt}$$

4.7.2.5.5 Amortiguamiento equivalente del sistema.

- Para los muros,

el desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta se halla sustituyendo la altura efectiva

$H_e = 17.83 \text{ mt}$ en la ecuación 3.27 ($H_e < H_{CF}$)

Para $H_i < H_{CF}$:

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left[\frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6H_{cf}} \right], \quad \text{Ec. 3.27}$$
$$\Delta_{yi} = 0.000759 \left[\frac{17.69^2}{2} - \frac{17.69^3}{6 \times 19.39} \right] = 0.083 \text{ mt.}$$

La derivada de fluencia del sistema de muros viene dada por la ecuación 2.46

$$\theta_{yn} = \frac{\phi_y H_{CF}}{2} \quad \text{Ec. 2.46}$$
$$\theta_{yn} = \frac{0.000759 * 19.39}{2} = 0.0074$$

La ductilidad del sistema de muros viene dada por la ecuación 2.30

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad \text{Ec. 2.30}$$

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y = 0.22 / 0.083 = 2.66$$

Por lo que el amortiguamiento del sistema de muros se halla utilizando la ecuación 2.39a

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad \text{Ec. 2.39a}$$

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{2.66 - 1}{2.66 \times \pi} \right) = 0.138$$

- **Para los marcos,**

La de deriva de fluencia del sistema de marcos, con un peralte de viga principal de 0.60 mt, y una longitud de 6.00 mt viene dada por la ecuación 2.42a.

$$\theta_{yF} = 0.50 \varepsilon_y L_b / h_b \quad \text{Ec. 2.42a}$$

$$\theta_{yF} = 0.50(0.00228)(6.00)/(0.60) = 0.0114$$

0.0114 < 0.015 por lo que puede suponerse que los marcos no entren en el rango inelástico de respuesta

El desplazamiento de fluencia del sistema de marcos viene dado por:

$$\Delta_{yF} = \theta_{yF} H_e \quad \text{Ec. 4.5}$$

$$\Delta_{yF} = 0.0114 * 17.69 = 0.201$$

La ductilidad del sistema de marcos se halla con la ecuación 2.30 aplicada a los marcos

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad \text{Ec. 2.30}$$

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y = 0.22 / 0.201 = 1.09$$

Por lo que el amortiguamiento del sistema de muros se halla utilizando la ecuación 2.39b

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.09 - 1}{1.09 * \pi} \right) = 0.065$$

- **Amortiguamiento del sistema,**

El amortiguamiento del amortiguamiento del sistema viene dado por la ecuación 3.14

$$\varepsilon_{sys} = \frac{\varepsilon_W M_{OTM,W} + \varepsilon_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}, \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$\varepsilon_{sys} = \frac{0.138 * 9.97 + 0.065 * (17.17 - 9.97)}{17.17} = 0.108,$$

- **Ductilidad del Sistema,**

La ductilidad del sistema viene dada por la ecuación 4.6

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_W V_{W,base} + \mu_F V_{F,base}}{V_{W,base} + V_{F,base}}$$

$$\mu_{sys} = \frac{2.66 * 0.70 + 1.09 * 0.30}{0.30 + 0.70} = 2.19$$

4.7.2.5.6 Cortante Basal.

- **Espectro de desplazamientos.**

El espectro de desplazamientos y la reducción aplicada a este es la misma que la indicada en el apartado 4.7.2.4.6

- **Periodo efectivo.**

En $T_c = 4.00$ seg, el desplazamiento espectral para un 5% de amortiguamiento es de 0.137g (el espectro de la Norma Técnica de Diseño Por Sismo esta dado en función de g), por lo que para el mismo periodo con el 10.8% de amortiguamiento el desplazamiento espectral es $0.137g \times 0.74 = 0.101g$ así, el periodo efectivo encontrado de manera proporcional es:

$$T_e = 4 * \frac{0.22}{0.101 * 9.81} = 0.88 \text{ seg}$$

- **Masa Efectiva.**

Con la ecuación 3.13, se puede calcular la masa efectiva del sistema:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$m_e = \frac{202.64}{0.22} = 921.20 \text{ Ton}$$

- **Rigidez efectiva:**

Con la ecuación 3.1, se puede calcular la rigidez efectiva del sistema:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 * 921.20}{0.88^2} = 46535.08 \text{ KN/m}$$

- **Cortante basal:**

Con la ecuación 3.2, se puede calcular el cortante basal del sistema:

$$F = V_b = K_e \Delta_d \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$F = 46535.08/10 * 0.22 = 1023.67 \text{ Ton (18.50 \% del peso total)}$$

4.7.2.5.7 Fuerzas de diseño en Marcos muros estructurales.

Las fuerzas de diseño en los marcos y en los muros estructurales se obtienen de la misma manera que se obtuvieron en el sentido "X" y como esta detallado en el apartado 4.7.2.4.7. Los resultados en resumen se presentan en la tabla 4.27

Cortantes y Momentos en Marcos y Muros de la estructura propuesta								
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Nivel	H (m)	Fi (piso)	Vti	Motm, i	Vf,i	Vw, i	Mw,i	Mf,i
6	24.00	274.64	274.64	0.0	307.10	-32.46	0.00	0.00
5	20.00	249.68	524.31	1098.6	307.10	217.21	-129.85	1228.40
4	16.00	199.74	724.06	3195.8	307.10	416.96	739.01	2456.80
3	12.00	149.81	873.86	6092.0	307.10	566.76	2406.83	3685.20
2	8.00	99.87	973.73	9587.5	307.10	666.63	4673.87	4913.60
1	4.00	49.94	1023.67	13482.4	307.10	716.57	7340.40	6142.00
0	0.00	0.00	1023.67	17577.1	307.10	716.57	10206.67	7370.40

Tabla 4. 28 Cortantes y Momentos Eje "Y" edificio seis niveles

4.7.2.5.8 Diseño de los elementos en Midas Gen.

4.7.2.5.8.1 Distribución del cortante en altura.

Para el diseño de los elementos se aplicó el cortante basal obtenido el centro de rigidez de la estructura tanto en el sentido "X" como en el Sentido "Y" e basal en altura. El cortante basal aplicado en el centro de rigidez corresponde al indicado en la columna (3) de las tablas 4.25 y 4.28. Lo anterior puede verse en la tabla 4.29

Distribución del cortante basal en altura (DDBD)				
Piso	Coordenadas Centro Rigidez		Vx (Ton)	Vy (Ton)
6	14.9589	18.0591	267.19	274.64
5	14.9255	18.1072	242.91	249.68
4	14.9255	18.1072	194.33	199.74
3	14.9169	18.1196	145.74	149.81
2	14.9043	18.1367	97.16	99.87
1	14.8996	18.1422	48.58	49.94
0	0.0000	0.0000	0.00	0.00

Tabla 4. 29 Distribución del cortante basal en altura.

4.7.2.6 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga son las mismas que se han utilizado en el apartado 4.7.1.4

4.7.2.7 Derivas permisibles.

Las derivas permisibles corresponden a las utilizadas en el apartado 4.7.1.5

4.7.2.8 Diseño de los Elementos.

4.7.2.8.1 Diseño de los Elementos.

En los anexos se presenta el diseño detallado de cada uno de los elementos. Por simplicidad y como se explicó en el ítem 2.7 para el diseño estructural de los elementos se estandarizarán las dimensiones de cada uno de ellos. Para la metodología del DDBD se han utilizado tres tipos de columnas las cuales han sido denominadas por C1, C2, C3 respectivamente. La columna C1 es la columna que no sirve como elemento de borde para los muros, sus dimensiones son de 0.55x0.55. Las columnas C2 y C3 son elementos de bordes en los muros, la columna C2 posee una dimensión de 0.60x0.60, se encuentra ubicada en elevación desde el piso 0+0.00 hasta el piso 0+8.00 y la columna C3 posee una dimensión de 0.55x0.55 y parte desde el nivel 0+8.00 hasta el techo.

Las columnas están conectadas mediante vigas primarias denominadas V1 de sección 0.30x0.60 m, y vigas secundarias denominadas V2 de 0.25x0.50 mt. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.15mt denominada LD-1. Para el Sistema de Muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.25 mt. en toda su altura, su ubicación en planta y las longitudes entre los ejes A y G - 3 y 4 posee una longitud L=1.50 mt, A y G - 4 y 5 con una longitud L=6.00 mt, y A-G 5 y 6 con una longitud L=1.50 mt., 1 y 7 – B-C con una longitud L=1.25 mt, 1 y 7 – B-C con una longitud L=6.00 mt, y 1 y 7 – D y E on una longitud L=1.25 mt. y Los muros

están desde la fundación hasta el último nivel del piso siendo el Muro M1 comprendido entre los pisos 1 y 2, el Muro M2 entre los pisos 3 y 4 y el Muro M3 entre los pisos 5 y 6. La denominación resumen de cada elemento se presenta en la tabla 4.30

Denominación de los Elementos			
Nombre	Tipo	Ubicación	Dimensiones
C1	Columna	En entrepisos	0.55x0.55
C2	Columna	Bordes de Muros	0.60x0.60
C3	Columna	Bordes de Muros	0.55x0.55
V1	Viga	En entrepisos	0.30x0.60
V2	Viga	En entrepisos	0.25x0.50
M1	Muro	Piso 1-2	t=0.25
M2	Muro	Piso 3-4	t=0.25
M3	Muro	Piso 5-6	t=0.25
Ld-1	Losa Densa	Entrepisos	t=0.12

Tabla 4. 30 Denominación de los Elementos para el DDBD

Se presenta a continuación los resultados más importantes obtenidos del diseño estructural del edificio.

4.7.2.8.1.1 Diseño de los muros:

Los resultados del diseño estructural de los muros son los siguientes:

Elemento	Dirección	Piso (m)	t. muro (m)	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	As Vertical cm2/m	As Horizontal cm2/m
Muro M1	"X"	0					
			0.25	#6 a 0.125	#5 a 0.20	45.40	20.00
		4.00					
			0.25	#6 a 0.125	#5 a 0.20	45.40	20.00
Muro M2			0.25	#5 a 0.20	#5 a 0.20	20.00	20.00
		12.00					
			0.25	#5 a 0.20	#5 a 0.20	20.00	20.00
Muro M3			0.25	#4 a 0.20	#4 a 0.20	12.90	12.90
		20.00					
			0.25	#4 a 0.20	#4 a 0.20	12.90	12.90
		24.00					
Muro M1		"Y"	0				
			0.25	#6 a 0.125	#5 a 0.20	45.40	20.00
	4.00						
			0.25	#6 a 0.125	#5 a 0.20	45.40	20.00

		8.00					
Muro M2			0.25	#5 a 0.20	#5 a 0.20	20.00	20.00
		12.00					
			0.25	#5 a 0.20	#5 a 0.20	20.00	20.00
		16.00					
Muro M3			0.25	#4 a 0.20	#4 a 0.20	12.90	12.90
		20.00					
			0.25	#4 a 0.20	#4 a 0.20	12.90	12.90
		24.00					

Tabla 4. 31 Diseño de los Muros del edificio por el método DDBD

4.7.2.8.1.2 Diseño de las columnas:

Los resultados del diseño estructural de las columnas son los siguientes:

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C1	0					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	4.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	8.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	12.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	16.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	20.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	24.00					

Tabla 4. 32 Diseño de la columna C1

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C2	0					
		4.00	0.60x0.60	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.020
	4.00					
		4.00	0.60x0.60	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.020
	8.00					
		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	12.00					
		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	16.00					
		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	20.00					
		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	24.00					

Tabla 4. 33 Diseño de la columna C2

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C3	0					
		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	4.00					
		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	8.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	12.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	16.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	20.00					
		4.00	0.55x0.55	14#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	24.00					

Tabla 4. 34 Diseño de la columna C3

4.7.2.8.1.3 Diseño de las vigas primarias

Elemento	Piso	Refuerzo longitudinal						Área de Acero (cm2/m)					
		Lecho Superior			Lecho Inferior			Lecho Superior			Lecho Inferior		
		i	Centro	j	i	Centro	j	i	centro	j	i	centro	j
Viga V1	0.00												
		4#7	3#7	4#7	3#7			15.56	11.64	15.56	11.64		
	4.00												
		4#7	3#7	4#7	3#7			15.56	11.64	15.56	11.64		
	8.00												
		4#7	3#7	4#7	3#7			15.56	11.64	15.56	11.64		
	12.00												
		4#7	3#7	4#7	3#7			15.56	11.64	15.56	11.64		
	16.00												
		4#7	3#7	4#7	3#7			15.56	11.64	15.56	11.64		
	20.00												
		4#7	3#7	4#7	3#7			15.56	11.64	15.56	11.64		
	24.00												

Tabla 4. 35 Refuerzo Principal de viga V1

Elemento	Piso	Estribos					
		Separación			Área de Acero (cm2/m)		
		i	Centro	j	l	Centro	j
Viga V1	0.00						
		#4 A 0.10, Grapa #4 a 0.10			25.40		
	4.00						
		#4 A 0.10, Grapa #4 a 0.10			25.40		
	8.00						
		#4 A 0.10, Grapa #4 a 0.10			25.40		
	12.00						
		#4 A 0.10, Grapa #4 a 0.10			25.40		
	16.00						
		#4 A 0.10 Grapa, #4 a 0.10			25.40		
	20.00						
		#4 A 0.10, Grapa #4 a 0.10			25.40		
	24.00						

Tabla 4. 36 Refuerzo a cortante de viga V1

4.7.2.8.1.4 Diseño de las vigas Secundarias

Elemento	Piso	Refuerzo longitudinal						Área de Acero (cm2/m)					
		Lecho Superior			Lecho Inferior			Lecho Superior			Lecho Inferior		
		i	Centro	j	i	Centro	j	i	centro	j	i	centro	j
Viga V2	0.00												
		3#7			3#7			11.64			11.64		
	8.00												
		3#7			3#7			11.64			11.64		
	16.00												
		3#7			3#7			11.64			11.64		
	24.00												

Tabla 4. 37 Refuerzo Principal de Viga V2

Elemento	Piso	Estribos					
		Separación			Área de Acero (cm ² /m)		
		i	Centro	j	i	Centro	J
Viga V1	0.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	8.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	16.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	24.00						

Tabla 4. 38 Refuerzo a cortante de viga V2

4.7.2.9 Verificación del Método.

Con una altura de 24.00 mt (Seis Pisos de 4.00 mt cada Uno) los valores de desplazamientos limites a que correspondería los limites indicados en la tabla 4.17 son los siguientes:

	Nivel de Desempeño.			
Límite de la Deriva	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad a la vida	Estabilidad estructural
Máxima deriva total	0.24	0.24-0.48	0.48	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
máxima deriva inelástica	0.12	0.12-0.24	Sin limite	Sin limite

Con los resultados de los elementos estructurales obtenidos utilizando el DDBD se realizó un análisis no lineal estático para encontrar el punto de desempeño de la estructura y el desplazamiento máximo a la que esta estará sometida con el propósito de corroborar el desplazamiento de diseño obtenido en 4.7.2.3 y en 4.7.2.5.3. El pushover se realizó tomando dos patrones de carga, un patrón correspondiente al primer modo fundamental, patrón en el cual la aceleración a lo largo del sistema de múltiples grados de libertad es proporcional al perfil del primer modo de vibración (modo fundamental) del sistema y, un patrón siguiendo la distribución del código, patrón en el cual la aceleración a lo largo de la altura del sistema de múltiples grados de libertad semeja un vector de fuerzas proporcional a la distribución de las fuerzas laterales equivalentes en concordancia con el método de la fuerza lateral equivalente considerado en el código. Ambos patrones fueron aplicados en los dos sentidos de la estructura y, en las direcciones positivas y negativas ("X (+)", "X (-)", "Y(+)", "Y(-)") provocando que se aplicara un total de

8 patrones (4 direcciones x 2 patrones de carga) de empujes al edificio. Sin embargo, como la estructura es simétrica tanto en "X" y en "Y" pueden reducirse los patrones de carga a la mitad, porque los patrones positivos y negativos serían iguales y se disminuye así el número de curvas de capacidad obtenidas. Con la curva de capacidad y con la demanda sísmica (espectro de aceleración figura 4.1) se grafican ambas curvas y en la intersección de ambas se busca obtener punto de desempeño de la estructura. El punto de desempeño se obtiene utilizando el espectro inelástico y el método "A" del ATC-40. Con el punto de desempeño se obtiene el desplazamiento de la estructura y se investiga el nivel de daños que de acuerdo al capítulo 3 del ATC-40 es esperado. Los resultados de los dos patrones de carga más influyentes se presentan en las figuras 4.9 y 4.10. El resultado de los daños esperados, de acuerdo al ATC-40 se presenta en la tabla 4.39

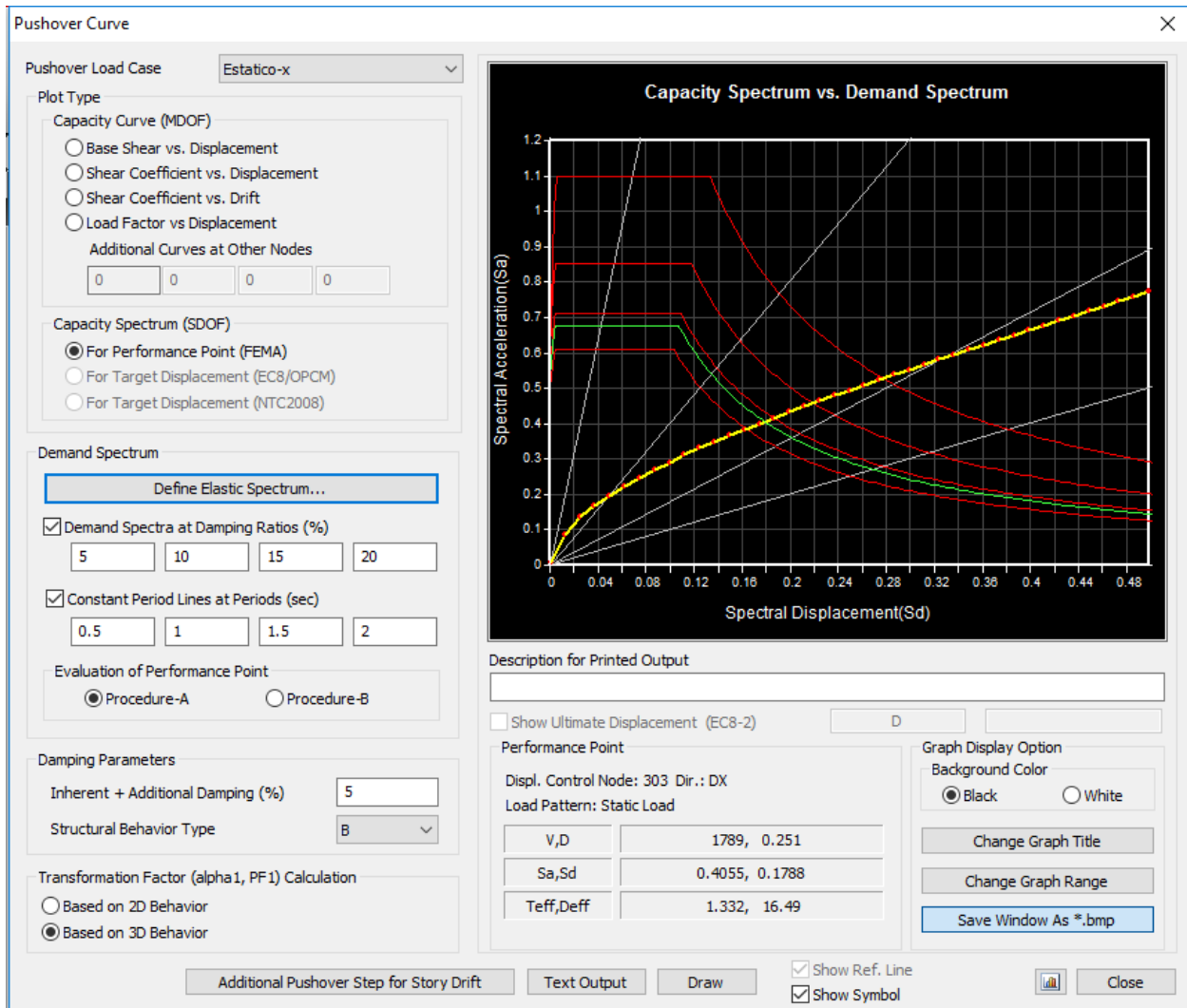


Figura 4. 9 Obtención del Punto de Desempeño para el patrón Estático "X"

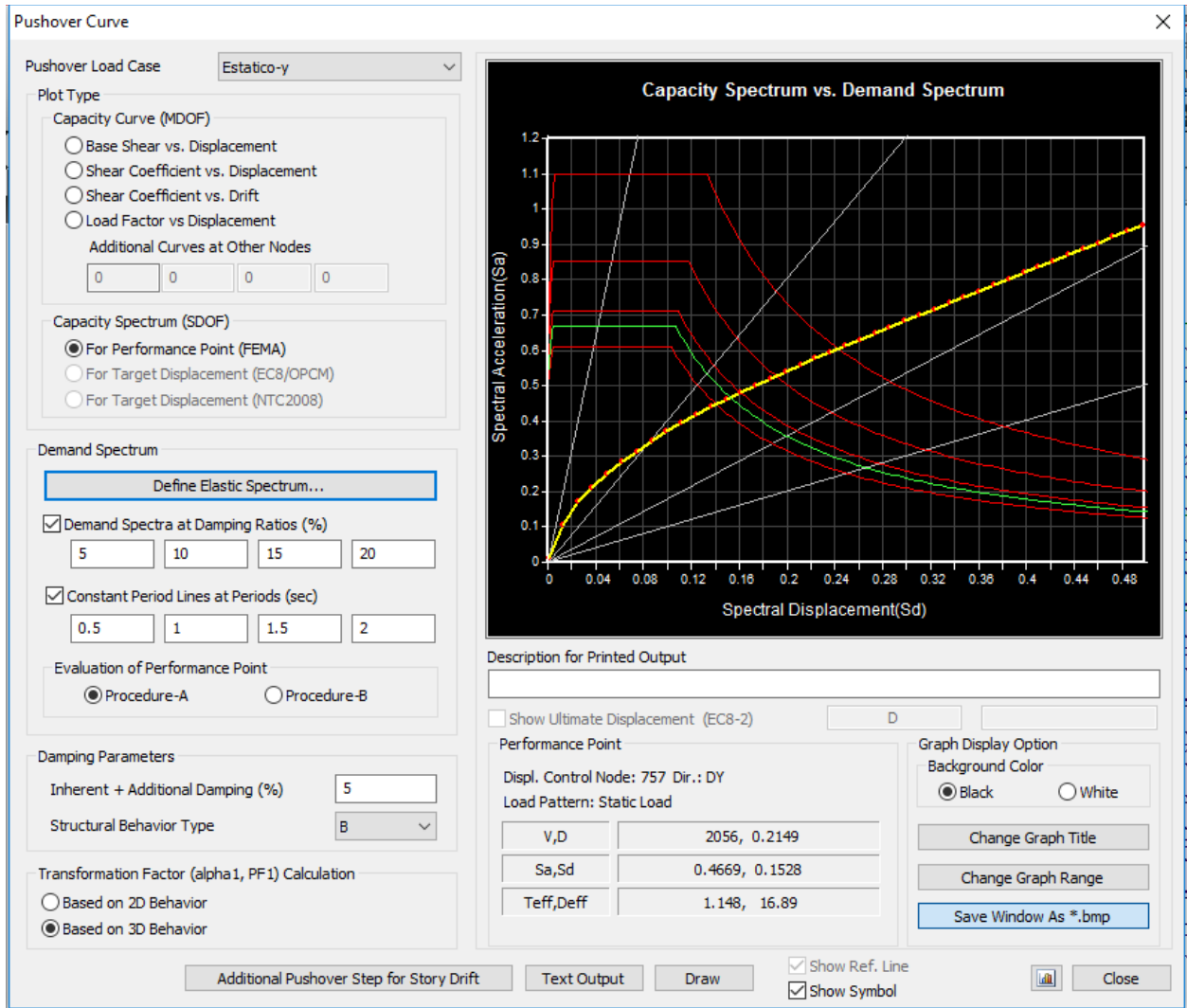


Figura 4. 10 Obtención del Punto de desempeño para el patrón Estático"

Derivas Máximas obtenidas y Niveles de daños esperados.			
Desplazamiento Máximo	DDDB (cm)	Pushover (cm)	Conclusión
"X"	21.28	25.10	Ambos desplazamientos obtenidos se encuentran bajo el límite establecido para el nivel de control de daños, por los daños esperados son los que se detallaron en el apartado 3.3.4. Puede verse además que los desplazamientos son similares por lo que se puede comprobar que la metodología DDBD funciona adecuadamente.
"Y"	22.00	21.49	

Tabla 4. 39 Derivas máximas obtenidas y niveles de daños esperados para el edificio por el DDBD.

4.7.2.10 Presupuesto del proyecto.

Con la metodología planteada anteriormente se realiza un análisis de costos unitarios para el diseño del edificio de seis niveles y obtener así el costo total de la estructura diseñada. El costo unitario por elemento se ha obtenido en base a estimaciones de mano de obra, maquinaria y equipo de diferentes proyectos en los que los autores han trabajado. Para un costo más preciso se recomienda al lector realizar un desglose de costo unitario para poder obtener este valor. Los valores obtenidos y el costo directo total de la estructura diseñada por el método estático se muestran en la tabla 4.40.

Costo Total de la Estructura					
Item	Elemento	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Total
1	C1	268.62	m3	\$713.66	\$191,703.35
2	C2	34.56	m3	\$635.64	\$21,967.72
3	C3	58.08	m3	\$713.66	\$41,449.37
4	V1	449.06	m3	\$710.91	\$319,244.09
5	V2	179.55	m3	\$892.25	\$160,203.49
6	M1	59.40	m3	\$443.24	\$26,328.46
7	M2	59.40	m3	\$454.69	\$27,008.59
8	M3	59.40	m3	\$381.72	\$22,674.17
Sumatoria					\$810,579.23

Tabla 4. 40 Costo Total del proyecto

4.8 Edificio de Doce Niveles.

4.8.1 Método del Diseño por Fuerzas

4.8.1.1 Descripción de la Estructura

Para el método de diseño por fuerzas, la estructura de los marcos se compondrá de columnas de 0.55×0.55 m y de 0.60×0.60 mt como elementos de bordes de los muros, conectadas mediante vigas primarias de sección 0.30×0.65 m, y vigas secundarias de 0.25×0.50 mt. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.15 mt. Para el Sistema de Muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.40 mt. en toda su altura, su ubicación en planta estará entre los ejes los ejes A-4,5, G-4,5, 1, C-D y 7-C, D. y los muros están desde la fundación hasta el último nivel del piso. Lo anterior puede verse en la figura 4.11

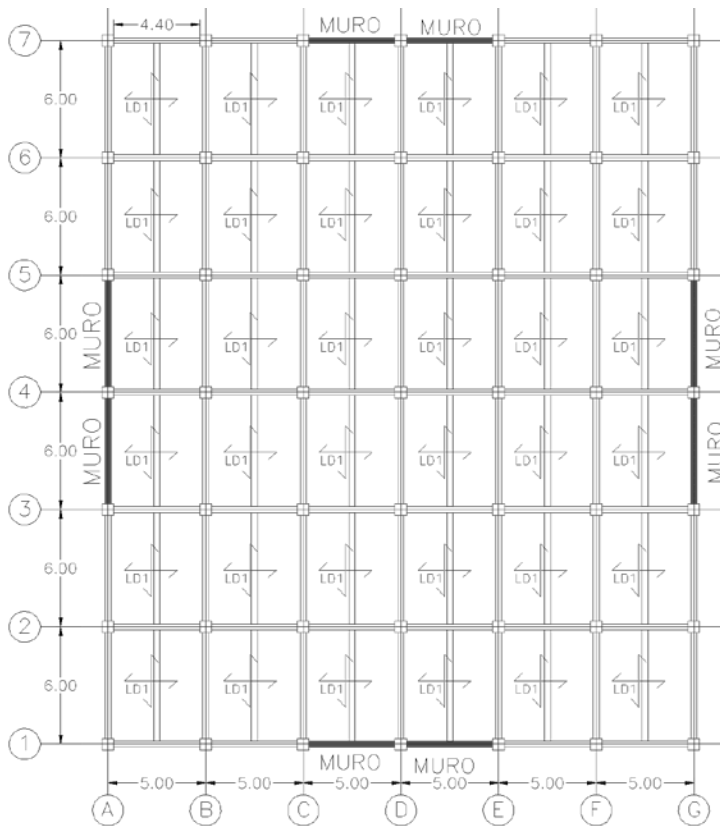


Figura 4. 5a Planta de Edificio de Seis Niveles (Análisis Estático)

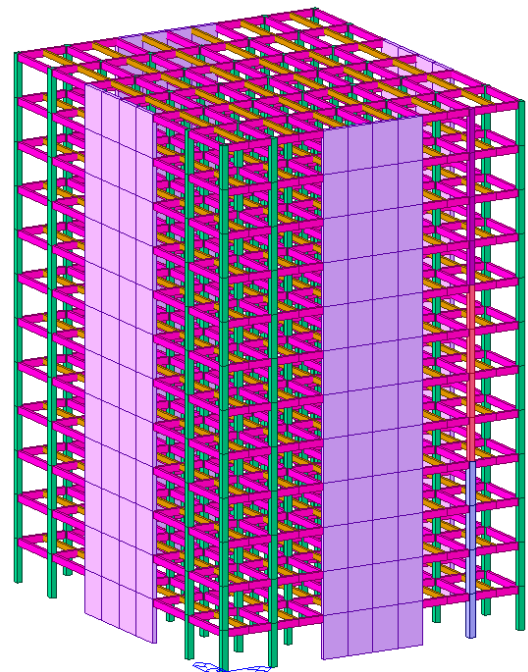


Figura 4. 11 Planta y elevación de edificio de doce niveles

4.8.1.2 Análisis Estático.

El desarrollo del método estático se hace de acuerdo al capítulo 4 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo (Fuerzas Laterales Estática de Diseño y Efectos Relacionados).

- Período de la estructura
El período de la estructura basado en el método A del capítulo 4. Con $C_t = 0.049$ y $H_n = 48.00 \text{ mt}$ sustituyendo datos en la ecuación 2.3 se obtiene:

$$T_x = C_t H^{3/4} = 0.049 * 48.00^{3/4} = 0.8891 \text{ seg}$$

$$T_y = C_t H^{3/4} = 0.049 * 48.00^{3/4} = 0.8891 \text{ seg}$$

- Coeficiente Sísmico

De acuerdo a lo reportado por Midas Gen 2016 V2.1, el coeficiente sísmico, para la dirección "X" y "Y" obtenido por la ecuación 2.1 es:

$$C_{sx} = 0.101 W_x$$

$$C_{sy} = 0.101 W_y$$

- Cortante Basal:

De acuerdo a lo reportado por Midas Gen 2016 V2.1, la masa sísmica para la dirección "X" corresponde a un total de 12,409.72 Ton., por lo que el cortante Basal, para la dirección "X" obtenido por la ecuación 2.1 es:

$$V_x = 0.101 * 12,409.72 * 0.80 = 1008.89 \text{ Ton}$$

De acuerdo a lo reportado por Midas Gen 2016 V2.1, la masa sísmica para la dirección "Y" corresponde a un total de 12,409.72 Ton., por lo que el cortante Basal, para la dirección "X" obtenido por la ecuación 2.1 es:

$$V_y = 0.101 * 12,409.72 * 0.80 = 1008.89 \text{ Ton}$$

El factor de 0.80 utilizado anteriormente proviene de lo explicado en el apartado 4.7.1.3

4.8.1.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas son las mismas que se utilizaron en el apartado 4.7.1.4

4.8.1.4 Derivas permisibles.

Las derivas permisibles son las mismas que se utilizaron en el apartado 4.7.1.5

4.8.1.5 Diseño de los Elementos.

En los anexos se presenta el diseño detallado de cada uno de los elementos. Por simplicidad y como se explicó en el ítem 2.7 para el diseño estructural de los elementos se estandarizarán las dimensiones de cada elemento. Las columnas que sirven como elementos de bordes a los muros desde 0+0.00 hasta 0+16.00 serán denominadas C1 (0.60x0.60) y, C2 (0.55x0.55) desde 0+16.00 a 0+48.00. Las demás columnas serán tipo C3 (0.55x0.55). Las columnas estarán conectadas mediante vigas primarias denominadas V1 de sección 0.30x0.65 m, y vigas secundarias denominadas V2 de 0.25x0.50 mt. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.15mt denominada LD-1. Para el Sistema de Muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.40 mt., su ubicación en planta estará entre los ejes los ejes A,3-5, G,3-5, 1, 1,C-E y 7-C-E y los muros están desde la fundación hasta el último nivel del piso siendo el Muro M1 comprendido entre el nivel 0+0.00 a 0+16.00, el Muro M2 entre el nivel 0+16.00 a 0+32.00 y el Muro M3 desde el nivel 0+32.00 al nivel 0+48.00. La denominación resumen de cada elemento se presenta en la tabla 4.41

Denominación de los Elementos			
Nombre	Tipo	Ubicación	Dimensiones
C1	Columna	Bordes de Muros	0.60x0.60
C2	Columna	En entrepisos	0.55x0.55
C3	Columna	En entrepisos	0.55x0.55
V1	Viga	En entrepisos	0.30x0.65
V2	Viga	En entrepisos	0.25x0.50
M1	Muro	0+0.00 a 0+16.00	t=0.40
M2	Muro	0+16.00 a 0+32.00	t=0.40
M3	Muro	0+32.00 a 0+48.00	t=0.40
Ld-1	Losa Densa	Entrepisos	t=0.12

Tabla 4. 41 Denominación Resumen de los Elementos

Se presenta a continuación los resultados más importantes obtenidos del diseño estructural del edificio.

4.8.1.5.1.1 Diseño de los muros:

Los resultados del diseño estructural de los muros son los siguientes:

Elemento	Dirección	Piso (m)	t. muro (m)	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	As Vertical cm2/m	As Horizontal cm2/m
Muro M1	"X"	0					
			0.50	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
		4.00					
			0.50	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
		8.00					
			0.50	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
		12.00					
		0.50	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00	
16.00							
Muro M2			0.50	#5 a 0.15	#5 a 0.20	26.39	20.00
		20.00					
			0.50	#5 a 0.15	#5 a 0.20	26.39	20.00
		24.00					
			0.50	#5 a 0.15	#5 a 0.20	26.39	20.00
		28.00					
			0.50	#5 a 0.15	#5 a 0.20	26.39	20.00
32.00							
Muro M3			0.50	#4 a 0.15	#5 a 0.20	16.89	20.00
		36.00					
			0.50	#4 a 0.15	#5 a 0.20	16.89	20.00
		40.00					
			0.50	#4 a 0.15	#5 a 0.20	16.89	20.00
		44.00					
			0.50	#4 a 0.15	#5 a 0.20	16.89	20.00
48.00							

Tabla 4. 42 Diseño de los muros en la dirección "X"

Elemento	Dirección	Piso (m)	t. muro (m)	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	As Vertical cm2/m	As Horizontal cm2/m
Muro M1	“Y”	0					
			0.50	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
		4.00					
			0.50	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
		8.00					
			0.50	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00
		12.00					
		0.50	#6 a 0.15	#5 a 0.20	37.80	20.00	
16.00							
Muro M2			0.50	#5 a 0.15	#5 a 0.20	26.39	20.00
		20.00					
			0.50	#5 a 0.15	#5 a 0.20	26.39	20.00
		24.00					
			0.50	#5 a 0.15	#5 a 0.20	26.39	20.00
		28.00					
			0.50	#5 a 0.15	#5 a 0.20	26.39	20.00
Muro M3			0.50	#4 a 0.15	#5 a 0.20	16.89	20.00
		36.00					
			0.50	#4 a 0.15	#5 a 0.20	16.89	20.00
		40.00					

		0.50	#4 a 0.15	#5 a 0.20	16.89	20.00
	44.00					
		0.50	#4 a 0.15	#5 a 0.20	16.89	20.00
	48.00					

Tabla 4. 43 Diseño de los muros en la dirección "Y"

4.8.1.5.1.2 Diseño de las columnas:

Los resultados del diseño estructural de las columnas son los siguientes:

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C1	0					
		4.00	0.60x0.60	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	4.00					
		4.00	0.60x0.60	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	8.00					
		4.00	0.60x0.60	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	12.00					
		4.00	0.60x0.60	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024
	16.00					
		4.00	0.60x0.60	18#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.024

Tabla 4. 44 Diseño de la columna C1

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C2	16.00					
		4.00	0.55x0.55	18#8	#4 a 0.10 2 grapa #4 a 0.10	0.030
	32.00					
		4.00	0.55x0.55	18#8	#4 a 0.10 2 grapa #4 a 0.10	0.030
	48.00					

Tabla 4. 45 Diseño de la columna C2

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C3	0.00					
		4.00	0.55x0.55	24#8	#4 a 0.10 2 grapa #4 a 0.10	0.040
	16.00					
		4.00	0.55x0.55	24#8	#4 a 0.10 2 grapa #4 a 0.10	0.040
	32.00					
		4.00	0.55x0.55	24#8	#4 a 0.10 2 grapa #4 a 0.10	0.040
	48.00					

Tabla 4. 46 Diseño de la columna C3

4.8.1.5.1.3 Diseño de las vigas primarias

Elemento	Piso	Refuerzo longitudinal						Área de Acero (cm ² /m)					
		Lecho Superior			Lecho Inferior			Lecho Superior			Lecho Inferior		
		i	Centro	j	i	Centro	j	i	centro	j	i	centro	j
Viga V1	0.00												
		6#7	3#7	6#7		3#7		23.28	11.64	23.28		11.64	
	16.00												
		6#7	3#7	6#7		3#7		23.28	11.64	23.28		11.64	
	32.00												
		6#7	3#7	6#7		3#7		23.28	11.64	23.28		11.64	
	48.00												

Tabla 4. 47 Refuerzo principal viga V1

Elemento	Piso	Estribos						
		Separación			Área de Acero (cm ² /m)			
		i	Centro	j	i	Centro	J	
Viga V1	0.00							
			#4 A 0.10				25.40	
	16.00							
			#4 A 0.10				25.40	
	32.00							
			#4 A 0.10				25.40	
	48.00							

Tabla 4. 48 Refuerzo a cortante de la viga V1

4.8.1.5.1.4 Diseño de las vigas Secundarias

Elemento	Piso	Refuerzo longitudinal						Área de Acero (cm ² /m)					
		Lecho Superior			Lecho Inferior			Lecho Superior			Lecho Inferior		
		i	Centro	j	i	Centro	j	i	centro	j	i	centro	j
Viga V2	0.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	16.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	32.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	48.00												

Tabla 4. 49 Diseño del refuerzo principal de la viga V2

Elemento	Piso	Estribos					
		Separación			Área de Acero (cm ² /m)		
		i	Centro	j	i	Centro	J
Viga V2	0.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	16.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	32.00						
			#4 A 0.10			25.40	
	48.00						

Tabla 4. 50 Diseño del refuerzo a cortante de la viga V2

4.8.1.6 Presupuesto del proyecto.

Con la metodología planteada anteriormente se realiza un análisis de costos unitarios para el diseño del edificio de seis niveles y obtener así el costo total de la estructura diseñada. El costo unitario por elemento se ha obtenido en base a estimaciones de mano de obra, maquinaria y equipo de diferentes proyectos en los que los autores han trabajado. Para un costo más preciso se recomienda al lector realizar un desglose de costo unitario para poder obtener este valor. Los valores obtenidos y el costo directo total de la estructura diseñada por el método estático se muestran en la tabla 4.51

Costo Total de la Estructura					
Item	Elemento	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Total
1	C1	69.12	m3	\$732.85	\$50,654.59
2	C2	116.16	m3	\$823.69	\$95,679.83
3	C3	537.24	m3	\$976.99	\$524,878.11
4	V1	359.10	m3	\$954.49	\$342,757.00
5	V2	359.10	m3	\$892.25	\$320,406.98
6	M1	267.52	m3	\$308.10	\$82,422.91
7	M2	267.52	m3	\$303.10	\$81,085.31
8	M3	267.52	m3	\$269.60	\$72,123.39
Sumatoria					\$1,570,008.12

Tabla 4. 51 Costo total de la Estructura

4.8.1.7 Control de daños.

El control de danos de los elementos estructurales se hará de acuerdo a lo expresado por el ATC-40, sección 11.3.3. Las deformaciones laterales en el punto de desempeño son comparadas con la tabla 11-2 del ATC-40 para ver en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura y cuáles son los niveles de danos esperados para ese nivel.

Límite de la Deriva	Nivel de Desempeño.			
	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad a la vida	Estabilidad estructural
Máxima deriva total	1%	1%-2%	2%	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
máxima deriva inelástica	0.5%	0.5%-1.5%	Sin limite	Sin limite

Tabla 4. 52 Limites de Deformación para los niveles de desempeño.

Con una altura de 48.00 mt (Doce pisos de 4.00 mt cada Uno) los valores de desplazamientos limites a que correspondería los limites indicados en la tabla 4.17 son los siguientes:

Límite de la Deriva	Nivel de Desempeño.			
	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad a la vida	Estabilidad estructural
Máxima deriva total	0.48	0.48-0.96	0.98	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
máxima deriva inelástica	0.24	0.24-0.48	Sin limite	Sin limite

Tabla 4. 53 Valores límites de desplazamientos para los niveles de desempeño.

Para conocer el valor real del desplazamiento de la estructura se realizó un análisis no lineal estático para encontrar el punto de desempeño de la estructura y el desplazamiento máximo a la que esta estará sometida. El pushover se realizó tomando dos patrones de carga, un patrón correspondiente al primer modo fundamental, patrón en el cual la aceleración a lo largo del sistema de múltiples grados de libertad es proporcional al perfil del primer modo de vibración (modo fundamental) del sistema y, un patrón siguiendo la distribución del código, patrón en el cual la aceleración a lo largo de la altura del sistema de múltiples grados de libertad semeja un vector de fuerzas proporcional a la distribución de las fuerzas laterales equivalentes en concordancia con el método de la fuerza lateral equivalente considerado en el código. Ambos patrones fueron aplicados en los dos sentidos de la estructura y, en las direcciones positivas y negativas ("X (+)", "X (-)", "Y(+)", "Y(-)") provocando que se aplicara un total de 8 patrones (4 direcciones x 2 patrones de carga) de empujes al edificio. Sin embargo, como la estructura es simétrica tanto en "X" y en "Y" pueden reducirse los patrones de carga a la mitad, porque los patrones positivos y negativos serían iguales y se disminuye así el número de curvas de capacidad obtenidas.

Con la curva de capacidad y con la demanda sísmica (espectro de aceleración figura 4.1) se grafican ambas curvas y en la intersección de ambas se busca obtener el punto de desempeño de la estructura. El punto de desempeño se obtiene utilizando el espectro inelástico y el método "A" del ATC-40. Con el punto de desempeño se obtiene el desplazamiento de la estructura y se investiga el nivel de daños que de acuerdo al capítulo 3 del ATC-40 es esperado. Los resultados de los dos patrones de carga más influyentes se presentan en las figuras 4.12 y 4.13. El resultado de los daños esperados, de acuerdo al ATC-40 se presenta en la tabla 4.54

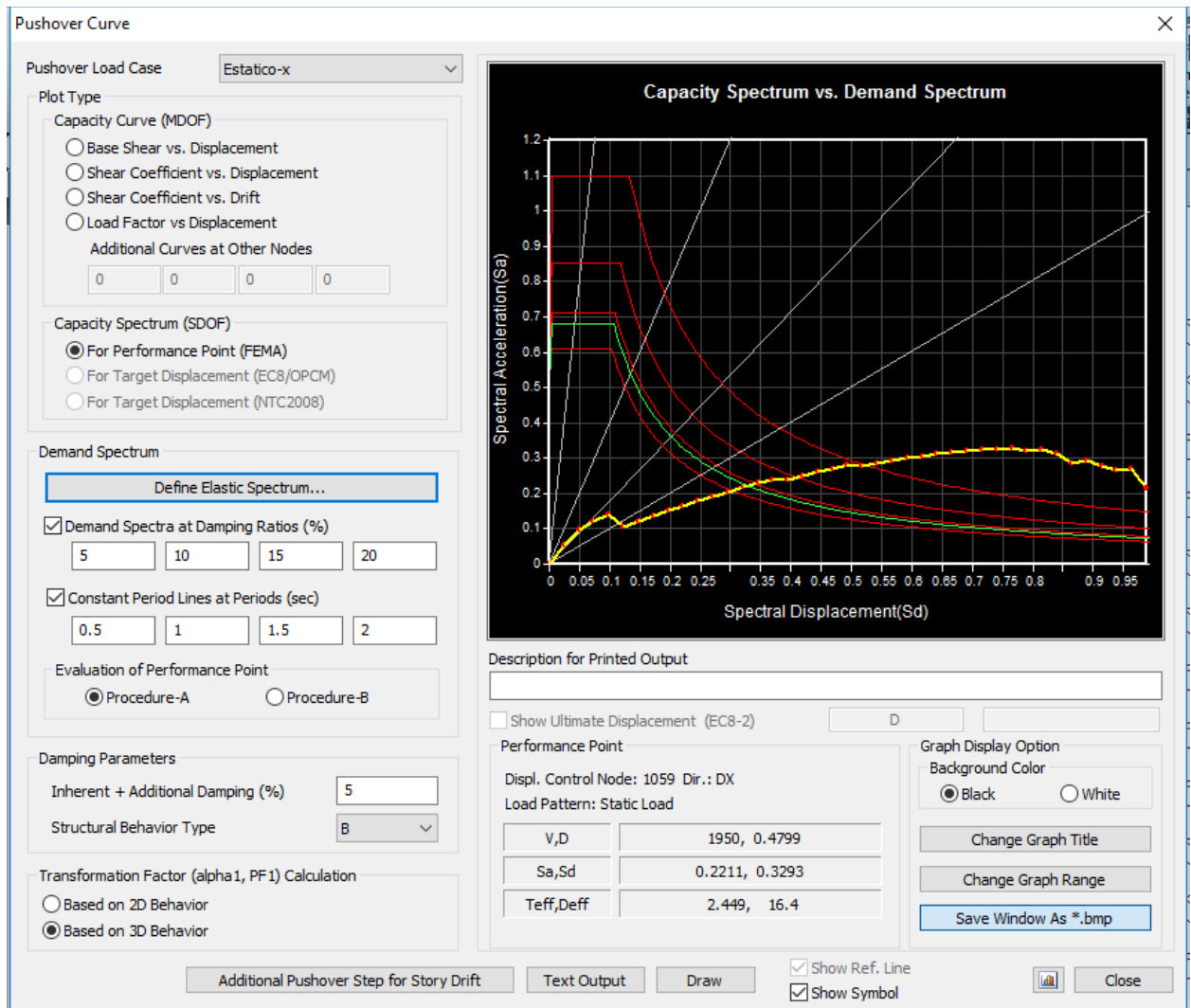


Figura 4. 12 Obtención del punto de desempeño para el patrón estático "X"

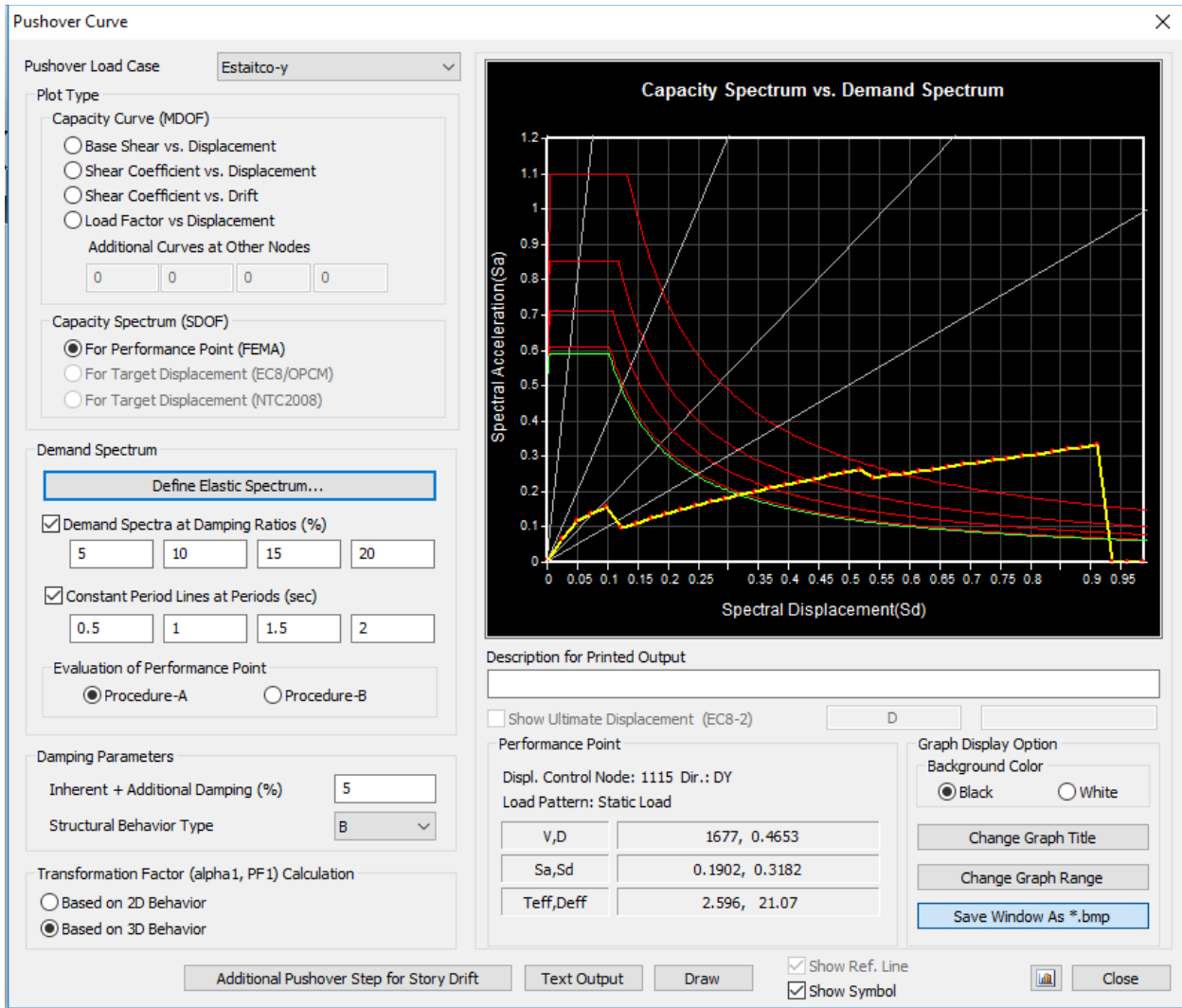


Figura 4. 13 Obtención del punto de desempeño para el patrón estático “Y”

Derivas Máximas obtenidas y Niveles de daños esperados.			
Deriva máxima	Análisis Estático cm	Pushover cm	Conclusión
“X”	29.65	47.99	Ambos desplazamientos obtenidos se encuentran bajo el límite establecido para el nivel de ocupación inmediata, por lo que no se esperan danos importantes a la estructura, si no solamente los indicados en el apartado 3.3.4
“Y”	22.015	37.94	

Tabla 4. 54 Derivas máximas y daños esperados

4.8.2 Diseño del edificio de doce niveles con el método DDBD.

4.8.2.1 Descripción de la Estructura.

Para el método del diseño directo por desplazamientos, la estructura de los marcos se compondrá de tres tipos de columnas: Columna C1 (0.90x0.90) desde 0+0.00 hasta 0+16.00, Columna C2(0.80x.80) desde 0+16.00 a 0+32.00 y Columna C3 (0.70x0.70) desde 0+32.00 hasta 0+48.00, conectadas mediante vigas primarias de sección 0.30x0.65 m, y vigas secundarias de 0.30x0.50 mt. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.15mt. Para el Sistema de Muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.50 mt., su ubicación en planta estará entre los ejes los ejes A,3-5, G,3-5, 1, 1,C-E y 7-C-E y los muros están desde la fundación hasta el último nivel del piso siendo el Muro M1 comprendido entre el nivel 0+0.00 a 0+16.00, el Muro M2 entre el nivel 0+16.00 a 0+32.00 y el Muro M3 desde el nivel 0+32.00 al nivel 0+48.00. La geometría en planta del edificio y la modelación matemática pueden verse en la figura 4.14.

4.8.2.2 Datos de Entrada.

Adicional a los datos presentados en el numeral 2.1 al 2.6, se determinará la siguiente información para iniciar la aplicación del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos:

a. Deriva Máxima permitida

De la tabla 8 (Valores admisibles de la deriva de entrepiso) de la Norma Técnica de Diseño por Sismo se obtiene que la deriva para una categoría de ocupación III es de $0.015h_{sx}$.

b. Resistencia de los materiales

Resistencias en el Concreto			
Simbología	Significado	Resistencia	Uso
- f_c	Resistencia Nominal	280 Kg/cm ²	- Diseño de vigas y columnas. - Diseño de rotulas plásticas y de muros.
- f_{ce}	Resistencia efectiva	280 Kg/cm ²	
- f_{co}	Resistencia esperada	476 Kg/cm ²	Calculo del factor de sobre-resistencia.

Tabla 4. 55 Resistencia del concreto.

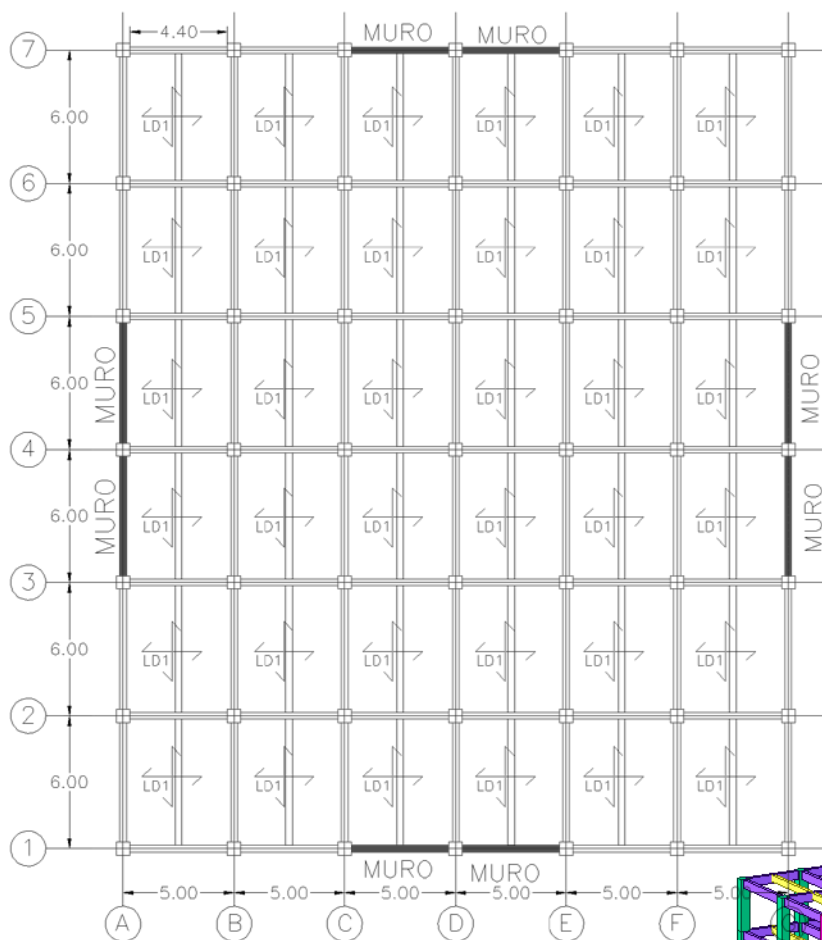


Figura 4. 14a Planta de Edificio de Doce Niveles (Análisis Estático)

Figura 4. 15a Planta de Edificio de Doce Niveles (Análisis Estático)

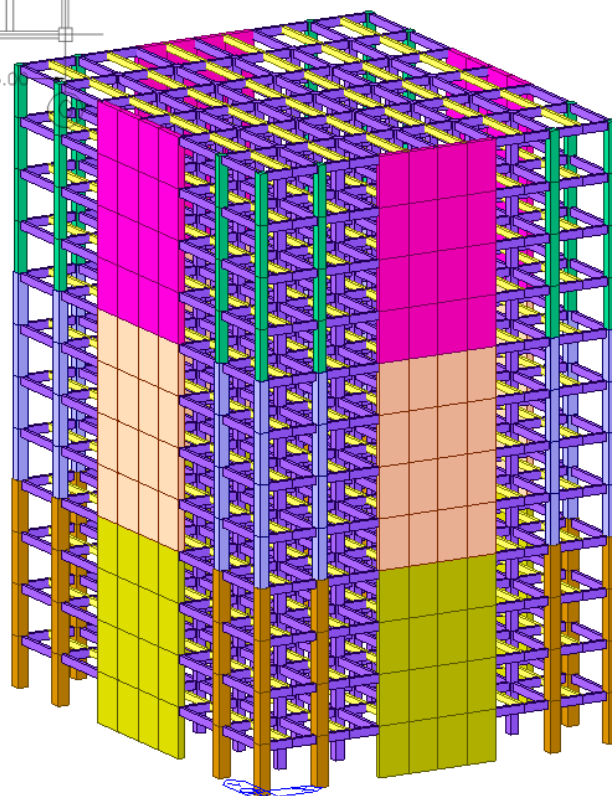


Figura 4. 14 Planta y elevación de edificio de doce niveles para el diseño de DDBD

Resistencias en el Acero			
Simbología	Significado	Resistencia	Uso
- f_y	Resistencia Nominal a la fluencia.	4200 Kg/cm ²	- Diseño a flexión y carga axial de vigas y columnas. - Diseño a flexión y carga axial de rotulas plásticas y de muros.
- f_{ye}	Resistencia efectiva a la fluencia.	4620 Kg/cm ²	
- f_{yh}	Resistencia efectiva a la fluencia (para estribos)	4200 Kg/cm ²	Diseño a Cortante.
- f_{uo}	Resistencia Máxima a la fluencia	5460 Kg/cm ²	Calculo del factor de sobre-resistencia.
- f_y / f_u	Razón entre Resistencia ultima y Resistencia de Fluencia.	1.25	

Tabla 4. 56 Resistencia del Acero

4.8.2.3 Distribución de las fuerzas sísmica.

Los criterios utilizados para la distribución de la fuerza sísmica, y la capacidad mínima que deben de soportar los marcos de concreto son los mismos criterios utilizados en el apartado 4.7.2.4.7

4.8.3 Obtención del Cortante aplicado a la estructura en la dirección “X”

4.8.3.1 Determinación del punto de inflexión Hcf.

La determinación del punto Hcf se hace siguiendo los pasos de la metodología detallada en el numeral 4.7.4.2.1. La tabla 4.57 Y la tabla 4.58 es un resumen de los resultados obtenidos:

Calculo de la altura HCF.									
(1) Nivel	(2) H (m)	(3) m(Ton)	(4) mH	(5) Fi (rel)	(6) Vti (rel)	(7) Motm	(8) Vf	(9) Vw	(10) Mw
12	48.00	872.00	41856.00	0.13	0.13	0.00	0.30	-0.167	0.00
11	44.00	1036.00	45584.00	0.14	0.28	0.53	0.30	-0.023	-0.67
10	40.00	1036.00	41440.00	0.13	0.41	1.64	0.30	0.109	-0.76
9	36.00	1036.00	37296.00	0.12	0.53	3.27	0.30	0.227	-0.33
8	32.00	1036.00	33152.00	0.11	0.63	5.38	0.30	0.332	0.58
7	28.00	1036.00	29008.00	0.09	0.72	7.91	0.30	0.424	1.91
6	24.00	1036.00	24864.00	0.08	0.80	10.81	0.30	0.503	3.61
5	20.00	1036.00	20720.00	0.07	0.87	14.02	0.30	0.569	5.62
4	16.00	1036.00	16576.00	0.05	0.92	17.49	0.30	0.621	7.89
3	12.00	1036.00	12432.00	0.04	0.96	21.18	0.30	0.661	10.38
2	8.00	1036.00	8288.00	0.03	0.99	25.02	0.30	0.687	13.02
1	4.00	1036.00	4144.00	0.01	1.00	28.97	0.30	0.700	15.77
0	0.00	1036.00	0.00	0.00	1.00	32.97	0.00	1.000	18.57
	Sumatoria	13304.00	315360.00	1.00					

Tabla 4. 57 Calculo de la altura Hcf

Altura del punto de Inflexion (Hcf)		
Hi =	32.00	Altura donde el Mw es (+) por primera vez
Hi+1 =	36.00	Altura donde el Mw es (-) por ultima vez
Mw, i =	0.58	Momento donde el Mw es (+) por primera vez
Mw,i+1 =	-0.33	Momento donde el Mw es (-) por ultima vez
Hcf =	34.55	Punto de inflexion

Tabla 4. 58 Altura del punto de inflexión

4.8.3.2 Perfil de desplazamientos.

El perfil de desplazamientos se hace siguiendo los pasos de la metodología detallada en el numeral 4.7.2.5.2. Para el DDBD se debe verificar si el desplazamiento de diseño es gobernado por la deformación máxima permitida para el muro para un estado límite de control de daños, o por la deriva del código gobierna el diseño. La tabla 4.59 Y la tabla 4.60 muestran un resumen de los resultados obtenidos:

Revision de Deriva Dominante		
lw=	15.0	mt (long. Del muro)
θ codigo =	0.015	(deriva codigo)
Varilla # =	6.00	Octavos
ϵ_y =	0.00228	
Φ_y =	0.000303	
Φ_{dc} =	0.0048	
Lsp =	193.62	Mm
k =	0.05	
Lp =	3.42	M
θ_{dn} =	0.021	RIGE CODIGO
θ_c =	0.015	deriva diseno

Tabla 4. 59 Revisión de la Deriva Dominante

Datos para el perfil de desplazamientos							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Nivel	H_i (m)	m_i (Ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$m_i * \Delta_{Di}$	$m_i * \Delta_{Di}^2$	$m_i \Delta_{Di} H_i$
12	48.00	872.00	0.1912	0.660	379.42	575.20	27609.51
11	44.00	1036.00	0.1703	0.600	372.50	621.22	27333.57
10	40.00	1036.00	0.1493	0.540	301.68	559.06	22362.30
9	36.00	1036.00	0.1283	0.480	238.33	496.90	17888.31
8	32.00	1036.00	0.1074	0.420	182.45	434.76	13912.40
7	28.00	1036.00	0.0868	0.360	134.30	373.00	10444.10
6	24.00	1036.00	0.0672	0.301	94.08	312.20	7492.75
5	20.00	1036.00	0.0490	0.244	61.75	252.93	5058.57
4	16.00	1036.00	0.0328	0.189	37.00	195.78	3132.43
3	12.00	1036.00	0.0193	0.136	19.28	141.33	1695.91
2	8.00	1036.00	0.0090	0.087	7.85	90.16	721.26
1	4.00	1036.00	0.0023	0.041	1.77	42.86	171.42
0	0.00	1036.00	0.0000	0.000	0.00	0.00	0.00
	Σ	13304.00	1.013	4.06	1830.40	4095.38	137822.52

Tabla 4. 60 Datos del perfil de desplazamientos

4.8.3.3 Desplazamiento de Diseño.

El desplazamiento de diseño viene dado por la ecuación 2.43. Los datos para entrar en esta fórmula están en la tabla 4.60

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

$$\Delta_d = 1830.40 / 4095.38 = 0.45 \text{ m}$$

4.8.3.4 Altura efectiva del sistema equivalente.

La altura equivalente del sistema equivalente viene dada por la ecuación 2.22. Los datos para entrar en esta fórmula están en la tabla 4.60

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}$$

$$H_e = \frac{137822.52}{4095.38} = 33.65 \text{ mt}$$

4.8.3.5 Amortiguamiento equivalente del sistema.

- Para los muros,

El amortiguamiento equivalente de los muros se halla utilizando la metodología descrita en 4.7.2.5.5. Los resultados se presentan en la tabla 4.61

Amortiguamiento de los Muros			
$\Delta y_i =$	0.116	mt	desplazamiento de fluencia
$\theta_{yn} =$	0.0052		deriva de fluencia
$\mu =$	3.85		ductilidad
$\varepsilon_{eq} =$	0.155		Amortiguamiento equivalente

Tabla 4. 61 Amortiguamiento de los muros

- Para los marcos,

El amortiguamiento equivalente de los marcos se halla utilizando la metodología descrita en 4.7.2.5.5. Los resultados se presentan en la tabla 4.62

Amortiguamiento de los Marcos			
$L_b =$	5.00	mt	long. De viga
$h_b =$	0.65	mt	altura de viga
$\theta_{yf} =$	0.0088		deriva de fluencia
$\Delta y_f =$	0.295	mt	desplazamiento de fluencia
$\mu =$	1.52		ductilidad
$\varepsilon_{eq} =$	0.111		Amortiguamiento equivalente

Tabla 4. 62 Amortiguamiento de los marcos

- Amortiguamiento del sistema,

El amortiguamiento del sistema viene dado por la ecuación 3.14

$$\varepsilon_{sys} = \frac{\varepsilon_W M_{OTM,W} + \varepsilon_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}, \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$\varepsilon_{sys} = \frac{0.155 * 18.57 + 0.111 * (32.97 - 18.57)}{32.97} = 0.136$$

- **Ductilidad del Sistema,**

La ductilidad del sistema viene dada por la ecuación 4.6.

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_W V_{W,base} + \mu_F V_{F,base}}{V_{W,base} + V_{F,base}}$$

$$\mu_{sys} = \frac{3.85 * 0.70 + 1.52 * 0.30}{0.30 + 0.70} = 3.15$$

4.8.3.6 Cortante Basal.

- **Espectro de desplazamientos.**

El espectro de desplazamientos se tomó del capítulo 5 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo y para tener en cuenta los efectos del amortiguamiento inelástico se reduce el espectro utilizando la ecuación 3.12

$$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + \varepsilon} \right)^{0.5}$$

$$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.136} \right)^{0.5} = 0.67$$

Los datos del espectro de desplazamientos y el espectro son los mismos presentados en la sección 4.7.2.4.6

- **Periodo efectivo.**

En $T_c = 4.00$ seg, el desplazamiento espectral para un 5% de amortiguamiento es de 0.137g (el espectro de la Norma Técnica de Diseño Por Sismo esta dado en función de g), por lo que para el mismo periodo con el 11.70% de amortiguamiento el desplazamiento espectral es $0.137g \times 0.71 = 0.098g$ así, el periodo efectivo encontrado de manera proporcional es:

$$T_e = 4 * \frac{0.45}{0.092 * 9.81} = 1.98 \text{ seg}$$

- **Masa Efectiva.**

Con la ecuación 3.13, se puede calcular la masa efectiva del sistema:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$m_e = \frac{1830.40}{0.45} = 4095.38 \text{ Ton}$$

- **Rigidez efectiva:**

Con la ecuación 3.1, se puede calcular la rigidez efectiva del sistema:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 * 4095.38}{1.98^2} = 41075.69 \text{ KN/m}$$

- **Cortante basal:**

Con la ecuación 3.2, se puede calcular el cortante basal del sistema:

$$F = V_b = K_e \Delta_d \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$F = 41075.69/10 * 0.45 = 1835.85 \text{ Ton (13.80 \% del peso total)}$$

4.8.3.7 Fuerzas de diseño en Marcos y muros estructurales.

Las fuerzas de diseño en los Marcos y muros estructurales se hacen siguiendo el procedimiento de la sección 4.7.2.5.7. los resultados se presentan en la tabla 4.63

Fuerzas de Diseño en Marcos y Muros								
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Nivel	H (m)	Fi (piso)	Vti	Motm, i	Vf,i	Vw, i	Mw,i	Mf,i
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	48.00	243.66	243.66	0.0	550.76	-307.09	0.00	0.00
11	44.00	265.36	509.03	974.7	550.76	-41.73	-1228.37	2203.02
10	40.00	241.24	750.27	3010.8	550.76	199.51	-1395.28	4406.04
9	36.00	217.12	967.38	6011.8	550.76	416.63	-597.23	6609.07
8	32.00	192.99	1160.38	9881.4	550.76	609.62	1069.28	8812.09
7	28.00	168.87	1329.25	14522.9	550.76	778.49	3507.77	11015.11
6	24.00	144.74	1473.99	19839.9	550.76	923.24	6621.73	13218.13
5	20.00	120.62	1594.61	25735.8	550.76	1043.86	10314.67	15421.16
4	16.00	96.50	1691.11	32114.3	550.76	1140.35	14490.10	17624.18
3	12.00	72.37	1763.48	38878.7	550.76	1212.72	19051.50	19827.20
2	8.00	48.25	1811.73	45932.6	550.76	1260.97	23902.40	22030.22
1	4.00	24.12	1835.85	53179.5	550.76	1285.10	28946.29	24233.25
0	0.00	0.00	1835.85	60522.9	550.76	1285.10	34086.68	26436.27

Tabla 4. 63 Fuerzas de Diseño en marcos y muros

4.8.4 Obtención del Cortante aplicado a la estructura en la dirección “Y”

4.8.4.1 Determinación del punto de inflexión Hcf.

La determinación del punto Hcf se hace siguiendo los pasos de la metodología detallada en el numeral 4.7.4.2.1. La tabla 4.64 y la tabla 4.65 es un resumen de los resultados obtenidos:

Datos para el calculo de la altura HCF.									
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Nivel	H (m)	m(Ton)	mH	Fi (rel)	Vti (rel)	Motm	Vf	Vw	Mw
12	48.00	872.00	41856.00	0.13	0.13	0.00	0.30	-0.167	0.00
11	44.00	1036.00	45584.00	0.14	0.28	0.53	0.30	-0.023	-0.67
10	40.00	1036.00	41440.00	0.13	0.41	1.64	0.30	0.109	-0.76
9	36.00	1036.00	37296.00	0.12	0.53	3.27	0.30	0.227	-0.33
8	32.00	1036.00	33152.00	0.11	0.63	5.38	0.30	0.332	0.58
7	28.00	1036.00	29008.00	0.09	0.72	7.91	0.30	0.424	1.91
6	24.00	1036.00	24864.00	0.08	0.80	10.81	0.30	0.503	3.61
5	20.00	1036.00	20720.00	0.07	0.87	14.02	0.30	0.569	5.62
4	16.00	1036.00	16576.00	0.05	0.92	17.49	0.30	0.621	7.89
3	12.00	1036.00	12432.00	0.04	0.96	21.18	0.30	0.661	10.38
2	8.00	1036.00	8288.00	0.03	0.99	25.02	0.30	0.687	13.02
1	4.00	1036.00	4144.00	0.01	1.00	28.97	0.30	0.700	15.77
0	0.00	1036.00	0.00	0.00	1.00	32.97	0.30	0.700	18.57
	Sumatoria	13304.00	315360.00	1.00					

Tabla 4. 64 Datos para el cálculo de la altura Hcf

Altura del punto de inflexión (Hcf)		
Hi =	32.00	Altura donde el Mw es (+) por primera vez
Hi+1 =	36.00	Altura donde el Mw es (-) por última vez
Mw, l =	0.58	Momento donde el Mw es (+) por primera vez
Mw,i+1 =	-0.33	Momento donde el Mw es (-) por última vez
Hcf =	34.55	Punto de inflexión

Tabla 4. 65 Altura del punto de inflexión Hcf

4.8.4.2 Perfil de desplazamientos.

El perfil de desplazamientos se hace siguiendo los pasos de la metodología detallada en el numeral 4.7.2.5.2. Para el DDBD se debe verificar si el desplazamiento de diseño es gobernado por la deformación máxima permitida para el muro para un estado límite de control de daños, o por la deriva del código gobierna el diseño. La tabla 4.59 y la tabla 4.60 muestran un resumen de los resultados obtenidos:

Revisión de Deriva Dominante		
lw=	12.0	mt (long. Del muro)
θ código =	0.015	(deriva código)
Varilla # =	6.00	octavos
ϵ_y =	0.00228	
Φ_y =	0.000379	
Φ_{dc} =	0.006	
Lsp =	193.62	mm
k =	0.05	
Lp =	3.12	m
θ_{dn} =	0.024	RIGE CODIGO
θ_c =	0.015	deriva diseño

Tabla 4. 66 Revisión de la deriva dominante

Datos para el perfil de desplazamientos							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Nivel	H_i (m)	m_i (Ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$m_i * \Delta_{Di}$	$m_i * \Delta_{Di}^2$	$m_i \Delta_{Di} H_i$
12	48.00	872.00	0.2391	0.645	362.25	562.04	26977.80
11	44.00	1036.00	0.2128	0.585	353.99	605.58	26645.60
10	40.00	1036.00	0.1866	0.525	285.05	543.42	21736.87
9	36.00	1036.00	0.1604	0.465	223.56	481.26	17325.43
8	32.00	1036.00	0.1342	0.405	169.57	419.13	13412.26
7	28.00	1036.00	0.1085	0.345	123.35	357.47	10009.28
6	24.00	1036.00	0.0839	0.287	85.15	297.01	7128.18
5	20.00	1036.00	0.0612	0.230	54.89	238.46	4769.21
4	16.00	1036.00	0.0411	0.176	32.17	182.56	2920.98
3	12.00	1036.00	0.0241	0.126	16.32	130.04	1560.45
2	8.00	1036.00	0.0112	0.079	6.43	81.62	652.94
1	4.00	1036.00	0.0029	0.037	1.40	38.03	152.12
0	0.00	1036.00	0.0000	0.000	0.00	0.00	0.00
	Σ	7252.00	1.266	3.90	1714.12	3936.62	133291.11

Tabla 4. 67 Datos para el perfil de desplazamientos en "Y"

4.8.4.3 Desplazamiento de Diseño.

El desplazamiento de diseño viene dado por la ecuación 2.43. Los datos para entrar en esta fórmula están en la tabla 4.67.

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$$

$$\Delta_d = 3936.62 / 1714.12 = 0.44 \text{ m}$$

4.8.4.4 Altura efectiva del sistema equivalente.

La altura equivalente del sistema equivalente viene dada por la ecuación 2.22. Los datos para entrar en esta fórmula están en la tabla 4.67

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}$$

$$H_e = \frac{133291.11}{3936.62} = 33.86 \text{ mt}$$

4.8.4.5 Amortiguamiento equivalente del sistema.

- Para los muros,

El amortiguamiento equivalente de los muros se halla utilizando la metodología descrita en 4.7.2.5.5. Los resultados se presentan en la tabla 4.67

Amortiguamiento De los Muros			
$\Delta y_i =$	0.146	mt	desplazamiento de fluencia
$\theta_{yn} =$	0.0066		deriva de fluencia
$\mu =$	2.97		ductilidad
$\varepsilon_{eq} =$	0.144		Amortiguamiento equivalente

Tabla 4. 68 Amortiguamiento de los muros

- Para los marcos,

El amortiguamiento equivalente de los marcos se halla utilizando la metodología descrita en 4.7.2.5.5. Los resultados se presentan en la tabla 4.68

Amortiguamiento de los Marcos			
$L_b =$	6.00	mt	long. De viga
$h_b =$	0.65	mt	Altura de viga
$\theta_{yf} =$	0.0105		deriva de fluencia
$\Delta y_f =$	0.356	mt	desplazamiento de fluencia
$\mu =$	1.22		ductilidad
$\varepsilon_{eq} =$	0.083		Amortiguamiento equivalente

Tabla 4. 69 Amortiguamiento de los marcos

- Amortiguamiento del sistema,

El amortiguamiento del sistema viene dado por la ecuación 3.14

$$\varepsilon_{sys} = \frac{\varepsilon_W M_{OTM,W} + \varepsilon_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}, \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$\varepsilon_{sys} = \frac{0.144 * 18.57 + 0.083 * (32.97 - 18.57)}{32.97} = 0.117$$

- **Ductilidad del Sistema,**

La ductilidad del sistema viene dada por la ecuación 4.6

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_W V_{W,base} + \mu_F V_{F,base}}{V_{W,base} + V_{F,base}}$$

$$\mu_{sys} = \frac{2.97 * 0.70 + 1.22 * 0.30}{0.30 + 0.70} = 2.45$$

4.8.4.6 Cortante Basal.

- **Espectro de desplazamientos.**

El espectro de desplazamientos se obtuvo del espectro de diseño del capítulo 5 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo y para tener en cuenta los efectos del amortiguamiento inelástico se reduce el espectro utilizando la ecuación 3.12

$$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + \varepsilon} \right)^{0.5}$$

$$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.117} \right)^{0.5} = 0.71$$

Los datos del espectro de desplazamientos y el espectro son los mismos presentados en la sección 4.7.2.4.6

- **Periodo efectivo.**

En $T_c = 4.00$ seg, el desplazamiento espectral para un 5% de amortiguamiento es de 0.137g (el espectro de la Norma Técnica de Diseño Por Sismo esta dado en función de g), por lo que para el mismo periodo con el 11.70% de amortiguamiento el desplazamiento espectral es $0.137g \times 0.71 = 0.098g$ así, el periodo efectivo encontrado de manera proporcional es:

$$T_e = 4 * \frac{0.44}{0.098 * 9.81} = 1.81 \text{ seg}$$

- **Masa Efectiva.**

Con la ecuación 3.13, se puede calcular la masa efectiva del sistema:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$m_e = \frac{1714.12}{0.44} = 3936.62 \text{ Ton}$$

- **Rigidez efectiva:**

Con la ecuación 3.1, se puede calcular la rigidez efectiva del sistema:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 * 3936.82}{1.81^2} = 47202.79 \text{ KN/m}$$

- **Cortante basal:**

Con la ecuación 3.2, se puede calcular el cortante basal del sistema:

$$F = V_b = K_e \Delta_d \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$F = 47,202.79/10 * 0.44 = 2055.35 \text{ Ton (15.45 \% del peso total)}$$

4.8.4.7 Fuerzas de diseño en Marcos y muros estructurales.

Las fuerzas de diseño en los Marcos y muros estructurales se hacen siguiendo el procedimiento de la sección 4.7.2.5.7. los resultados se presentan en la tabla 4.70

Fuerzas de Diseño en Marcos y Muros								
(1) Nivel	(2) H (m)	(3) Fi (piso)	(4) Vti	(5) Motm, i	(6) Vf,i	(7) Vw, i	(8) Mw,i	(9) Mf,i
12	48.00	272.79	272.79	0.0	616.60	-343.81	0.00	0.00
11	44.00	297.09	569.89	1091.2	616.60	-46.72	-1375.24	2466.42
10	40.00	270.08	839.97	3370.7	616.60	223.37	-1562.11	4932.83
9	36.00	243.08	1083.05	6730.6	616.60	466.44	-668.64	7399.25
8	32.00	216.07	1299.11	11062.8	616.60	682.51	1197.13	9865.67
7	28.00	189.06	1488.17	16259.2	616.60	871.57	3927.16	12332.08
6	24.00	162.05	1650.22	22211.9	616.60	1033.62	7413.43	14798.50
5	20.00	135.04	1785.26	28812.8	616.60	1168.66	11547.90	17264.92
4	16.00	108.03	1893.30	35953.9	616.60	1276.69	16222.54	19731.33
3	12.00	81.03	1974.32	43527.1	616.60	1357.72	21329.31	22197.75
2	8.00	54.02	2028.34	51424.3	616.60	1411.73	26760.18	24664.17
1	4.00	27.01	2055.35	59537.7	616.60	1438.74	32407.12	27130.58
0	0.00	0.00	2055.35	67759.1	616.60	1438.74	38162.09	29597.00

Tabla 4. 70 Fuerzas de Diseño en Marcos y Muros

4.8.4.8 Diseño de los Elementos.

En los anexos se presenta el diseño detallado de cada uno de los elementos. Por simplicidad y como se explicó en el ítem 2.7 para el diseño estructural de los elementos se estandarizarán las dimensiones de cada elemento. Para la metodología del DDBD se han utilizado cuatro tipos de columnas las cuales han sido denominadas por C1, C2, C3, C4 respectivamente. Las columnas C1 (0.90x0.90), C2 (0.80x0.80) y C3 (0.70x0.70) son las columnas que nos sirve como elemento de borde para los muros. Las demás columnas son denominadas como C4 (0.70x.70)

Las columnas están conectadas mediante vigas primarias denominadas V1 de sección 0.30x0.65 m, y vigas secundarias denominadas V2 de 0.30x0.50 mt. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.15mt denominada LD-1.

Para el Sistema de Muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.50 mt., su ubicación en planta estará entre los ejes los ejes A,3-5, G,3-5, 1, 1,C-E y 7-C-E y los muros están desde la fundación hasta el último nivel del piso siendo el Muro M1 comprendido entre el nivel 0+0.00 a 0+16.00, el Muro M2 entre el nivel 0+16.00 a 0+32.00 y el Muro M3 desde el nivel 0+32.00 al nivel 0+48.00. Las denominaciones resumen de cada elemento se presenta en la tabla 4.71

Denominación de los Elementos			
Nombre	Tipo	Ubicación	Dimensiones
C1	Columna	Bordes de Muros	0.90x0.90
C2	Columna	Bordes de Muros	0.80x0.80
C3	Columna	Bordes de Muros	0.70x0.70
C4	Columna	En entrepisos	0.70x0.70
V1	Viga	En entrepisos	0.30x0.65
V2	Viga	En entrepisos	0.30x0.50
M1	Muro	Piso 1-4	t=0.50
M2	Muro	Piso 4-8	t=0.50
M3	Muro	Piso 8-12	t=0.50
Ld-1	Losa Densa	Entrepisos	t=0.50

Tabla 4. 71 Denominación de los Elementos

Se presenta a continuación los resultados más importantes obtenidos del diseño estructural del edificio.

4.8.4.8.1.1 Diseño de los muros:

Los resultados del diseño estructural de los muros son los siguientes:

Elemento	Dirección	Piso (m)	t. muro (m)	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	As Vertical cm2/m	As Horizontal cm2/m
Muro M1	"X"	0					
			0.50	#11 a 0.20	#6 a 0.20	95.80	28.50
		4.00					
			0.50	#11 a 0.20	#6 a 0.20	95.80	28.50
		8.00					
			0.50	#11 a 0.20	#6 a 0.20	95.80	28.50
		12.00					
		0.50	#11 a 0.20	#6 a 0.20	95.80	28.50	
16.00							
Muro M2			0.50	#7 a 0.20	#6 a 0.20	38.80	28.50
		20.00					
			0.50	#7 a 0.20	#6 a 0.20	38.80	28.50
		24.00					
			0.50	#7 a 0.20	#6 a 0.20	38.80	28.50
		28.00					
			0.50	#7 a 0.20	#6 a 0.20	38.80	28.500
32.00							
Muro M3			0.50	#5 a 0.20	#5 a 0.20	19.80	19.80
		36.00					
			0.50	#5 a 0.20	#5 a 0.20	19.80	19.80
		40.00					
			0.50	#5 a 0.20	#5 a 0.20	19.80	19.80
		44.00					
			0.50	#5 a 0.20	#5 a 0.20	19.80	19.80
48.00							

Tabla 4. 72 Diseño de los muros en "X"

Elemento	Dirección	Piso (m)	t. muro (m)	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	As Vertical cm2/m	As Horizontal cm2/m
Muro M1	“Y”	0					
			0.50	#11 a 0.20	#6 a 0.20	95.80	28.50
		4.00					
			0.50	#11 a 0.20	#6 a 0.20	95.80	28.50
		8.00					
			0.50	#11 a 0.20	#6 a 0.20	95.80	28.50
		12.00					
		0.50	#11 a 0.20	#6 a 0.20	95.80	28.50	
16.00							
		0.50	#7 a 0.20	#6 a 0.20	38.80	28.50	
20.00							
		0.50	#7 a 0.20	#6 a 0.20	38.80	28.50	
24.00							
		0.50	#7 a 0.20	#6 a 0.20	38.80	28.50	
28.00							
	0.50	#7 a 0.20	#6 a 0.20	38.80	28.50		
32.00							
Muro M3		0.50	#5 a 0.20	#5 a 0.20	19.80	19.80	
	36.00						
		0.50	#5 a 0.20	#5 a 0.20	19.80	19.80	

		40.00					
			0.50	#5 a 0.20	#5 a 0.20	19.80	19.80
		44.00					
			0.50	#5 a 0.20	#5 a 0.20	19.80	19.80
		48.00					

Tabla 4. 73 Diseño de los muros en "Y"

4.8.4.8.1.2 Diseño de las columnas:

Los resultados del diseño estructural de las columnas son los siguientes:

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C1	0					
		4.00	0.90x0.90	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.015
	4.00					
		4.00	0.90x0.90	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.015
	8.00					
		4.00	0.90x0.90	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.015
	12.00					
		4.00	0.90x0.90	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.015
	16.00					
		4.00	0.90x0.90	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.015

Tabla 4. 74 Diseño de la columna C1

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C2	16.00					
		4.00	0.80x0.80	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.019
	20.00					
		4.00	0.80x0.80	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.019
	24.00					
		4.00	0.80x0.80	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.019
	28.00					
		4.00	0.80x0.80	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.019
	32.00					
		4.00	0.80x0.80	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.019

Tabla 4. 75 Diseño de la columna C2

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C3	32.00					
		4.00	0.70x0.70	20#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.021
	36.00					
		4.00	0.70x0.70	20#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.021
	40.00					
		4.00	0.70x0.70	20#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.021
	44.00					
		4.00	0.70x0.70	20#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.021
	48.00					
		4.00	0.70x0.70	20#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.021

Tabla 4. 76 Diseño de la columna C4

Elemento	Piso	Altura	Dimensiones	Ref. longitudinal	Estribos	Cuantía (%)
Columna C4	0.00					
		4.00	0.70x0.70	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.025
	16.00					
		4.00	0.70x0.70	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.025
	32.00					
		4.00	0.70x0.70	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.025
	48.00					
		4.00	0.70x0.70	24#8	#4 a 0.10 Grapa #4 a 0.10	0.025

Tabla 4. 77 Diseño de la columna C4

4.8.4.8.1.3 Diseño de las vigas primarias

Elemento	Piso	Refuerzo longitudinal						Área de Acero (cm2/m)					
		Lecho Superior			Lecho Inferior			Lecho Superior			Lecho Inferior		
		i	Centro	j	i	Centro	j	i	centro	j	i	centro	j
Viga V1	0.00												
		6#8	4#8	6#8	4#8			30.40	20.27	30.40	20.27		
	16.00												
		6#8	4#8	6#8	4#8			30.40	20.27	30.40	20.27		
	32.00												
		6#8	4#8	6#8	4#8			30.40	20.27	30.40	20.27		
	48.00												

Tabla 4. 78 Diseño del refuerzo principal de la viga V1

Elemento	Piso	Estribos					
		Separación			Área de Acero (cm2/m)		
		i	Centro	j	i	Centro	j
Viga V1	0.00						
			3#4 A 0.10			38.00	
	16.00						
			3#4 A 0.10			38.00	
	32.00						
			3#4 A 0.10			38.00	
	48.00						

Tabla 4. 79 Diseño del refuerzo a cortante de la viga V1

4.8.4.8.1.4 Diseño de las vigas Secundarias

Elemento	Piso	Refuerzo longitudinal						Área de Acero (cm2/m)					
		Lecho Superior			Lecho Inferior			Lecho Superior			Lecho Inferior		
		i	Centro	j	i	Centro	j	i	centro	j	i	centro	j
Viga V2	0.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	16.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	32.00												
			3#7			3#7			11.64			11.64	
	48.00												

Tabla 4. 80 Diseno del refuerzo principal de la viga V2

Elemento	Piso	Estribos					
		Separación			Área de Acero (cm2/m)		
		i	Centro	j	i	Centro	j
Viga V2	0.00						
			#4 A 0.10			25.33	
	48.00						

Tabla 4. 81 Diseño de refuerzo a cortante de la viga V2

4.8.4.9 Presupuesto del proyecto.

Con la metodología planteada anteriormente se realiza un análisis de costos unitarios para el diseño del edificio de seis niveles y obtener así el costo total de la estructura diseñada. El costo unitario por elemento se ha obtenido en base a estimaciones de mano de obra, maquinaria y equipo de diferentes proyectos en los que los autores han trabajado. Para un costo más preciso se recomienda al lector realizar un desglose de costo unitario para poder obtener este valor. Los valores obtenidos y el costo directo total de la estructura diseñada por el método estático se muestran en la tabla 4.82

Costo Total de la Estructura					
Item	Elemento	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Total
1	C1	155.52	m3	\$474.14	\$73,738.25
2	C2	122.88	m3	\$547.37	\$67,260.83
3	C3	94.08	m3	\$581.33	\$54,691.53
4	C4	870.24	m3	\$619.59	\$539,192.00
4	V1	972.97	m3	\$816.53	\$794,460.83
5	V2	430.92	m3	\$892.25	\$384,488.37
6	M1	334.4	m3	\$595.72	\$199,208.77
7	M2	334.4	m3	\$370.61	\$123,931.98
8	M3	334.4	m3	\$359.84	\$120,330.50
Sumatoria					\$2,357,303.05

Tabla 4. 82 Costo total de la Estructura

4.8.4.10 Verificación del Método.

Con una altura de 48.00 mt (Doce pisos de 4.00 mt cada Uno) los valores de desplazamientos límites a que correspondería los límites indicados en la tabla 4.17 son los siguientes:

Límite de la Deriva	Nivel de Desempeño.			
	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad a la vida	Estabilidad estructural
Máxima deriva total	0.48	0.48-0.96	0.98	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
máxima deriva inelástica	0.24	0.24-0.48	Sin limite	Sin limite

Tabla 4. 83 Valores límites de desplazamientos para los niveles de desempeño.

Para conocer el valor real del desplazamiento de la estructura se realizó un análisis no lineal estático para encontrar el punto de desempeño de la estructura y el desplazamiento máximo a la que esta estará sometida. El pushover se realizó tomando dos patrones de carga, un patrón

correspondiente al primer modo fundamental, patrón en el cual la aceleración a lo largo del sistema de múltiples grados de libertad es proporcional al perfil del primer modo de vibración (modo fundamental) del sistema y, un patrón siguiendo la distribución del código, patrón en el cual la aceleración a lo largo de la altura del sistema de múltiples grados de libertad semeja un vector de fuerzas proporcional a la distribución de las fuerzas laterales equivalentes en concordancia con el método de la fuerza lateral equivalente considerado en el código. Ambos patrones fueron aplicados en los dos sentidos de la estructura y, en las direcciones positivas y negativas ("X (+)", "X (-)", "Y(+)", "Y(-)") provocando que se aplicara un total de 8 patrones (4 direcciones x 2 patrones de carga) de empujes al edificio. Sin embargo, como la estructura es simétrica tanto en "X" y en "Y" pueden reducirse los patrones de carga a la mitad, porque los patrones positivos y negativos serían iguales y se disminuye así el número de curvas de capacidad obtenidas.

Con la curva de capacidad y con la demanda sísmica (espectro de aceleración figura 4.1) se grafican ambas curvas y en la intersección de ambas se busca obtener punto de desempeño de la estructura. El punto de desempeño se obtiene utilizando el espectro inelástico y el método "A" del ATC-40. Con el punto de desempeño se obtiene el desplazamiento de la estructura y se investiga el nivel de daños que de acuerdo al capítulo 3 del ATC-40 es esperado. Los resultados de los dos patrones de carga más influyentes se presentan en las figuras 4.12 y 4.13. El resultado de los daños esperados, de acuerdo al ATC-40 se presenta en la tabla 4.54.

El punto de desempeño se obtiene utilizando el espectro inelástico y el método "A" del ATC-40. Con el punto de desempeño se obtiene el desplazamiento de la estructura y se investiga el nivel de daños que de acuerdo al capítulo 3 del ATC-40 es esperado. Los resultados de los dos patrones de carga más influyentes se presentan en las figuras 4.9 y 4.10. El resultado de los daños esperados, de acuerdo al ATC-40 se presenta en la tabla 4.39.

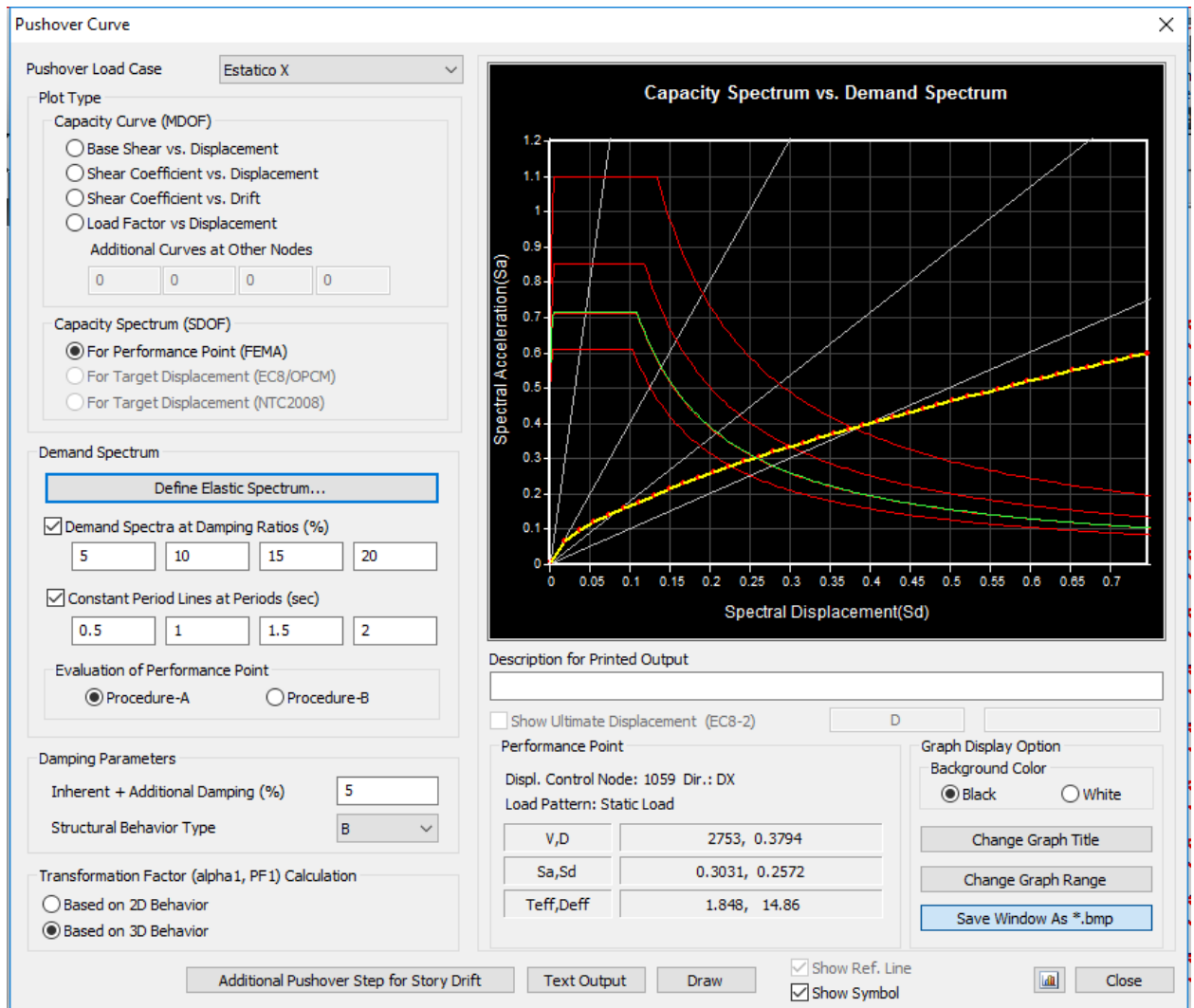


Figura 4. 15 Obtención del punto de desempeño para el patrón estático en "X"

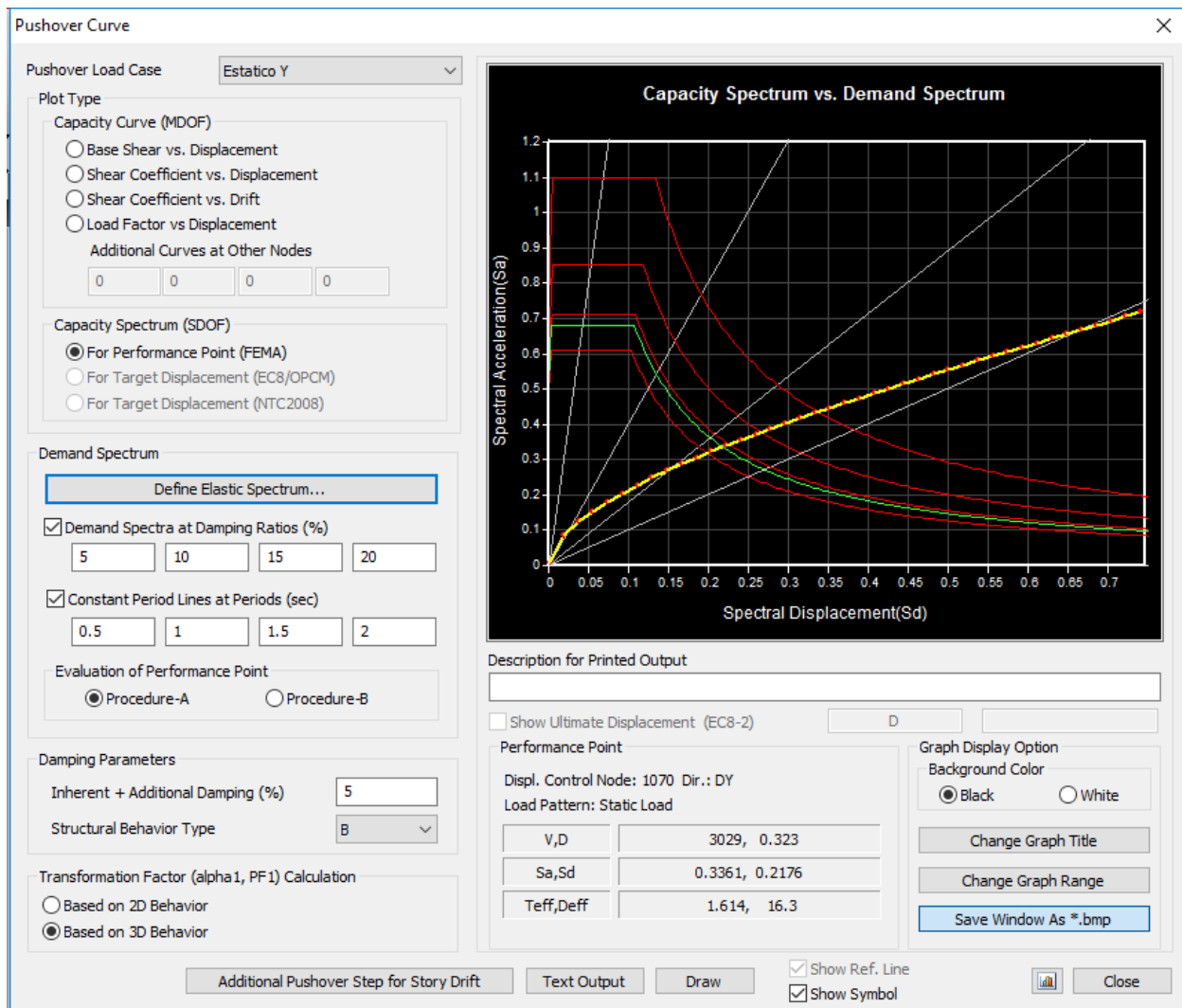


Figura 4. 16 Obtención del punto de desempeño para el patrón estático en "Y"

Derivas Máximas obtenidas y Niveles de daños esperados.			
Deriva máxima	DDBD (cm)	Pushover (cm)	Conclusión
"X"	44.69	37.94	Ambos desplazamientos obtenidos se encuentran bajo el límite establecido para el nivel de control de daños, por los daños esperados son los que se detallaron en el apartado 3.3.4.
"Y"	44.35	32.30	

Tabla 4. 84 Derivas máximas y daños esperados

4.8.5 Análisis Comparativo

4.8.5.1 Edificio Seis Niveles

Se presenta a continuación un breve análisis comparativo entre las características más importantes de la estructura analizada.

Análisis comparativo		
Condición de comparación	Estático	DDBD
Estructuración	La estructuración está basada en dos tipos de columnas (C1, C2), dos tipos de vigas (V1, V2) y tres tipos de muros con espesor constante desde la fundación hasta toda su altura y con longitudes de 10.00 y 12.00 mt en los ejes perimetrales del edificio.	La estructuración está basada en tres tipos de columnas (C1, C2, C3), dos tipos de vigas (V1, V2) y tres tipos de muros con espesor constante desde la fundación hasta toda su altura, y con longitudes de 10.00 y 12.00 mt en los ejes perimetrales del edificio.
Cortante aplicado a la estructura.	El cortante basal aplicado en cada sentido de la estructura viene tiene un valor de: X: 578.05 Ton Y: 578.05 Ton	El cortante basal aplicado en cada sentido de la estructura viene tiene un valor de: X: 768.62 Ton Y: 768.62 Ton Lo anterior implica un incremento en el cortante de un 32.97%, lo cual es un valor significativo y significa también que la estructura diseñada por este método tiene mayor capacidad
Diseño de las columnas:	Las dimensiones de las columnas en el método estático que cumplen con lo requerido en la normativa son: C1: 0.55x0.55 C2: 0.50x0.50 La cuantía requerida para el diseño de las columnas es de: C1: 0.024 % C2: 0.037 %	Las dimensiones de las columnas que cumplen con lo requerido en la normativa son: C1: 0.55x0.55 C2: 0.60x0.60 C3: 0.55x0.55 La cuantía requerida para el diseño de las columnas es de: C1: 0.024% C2: 0.020% C3: 0.023% Las anterior implica que se ha hecho un incremento en las dimensiones de los elementos de borde, de las columnas del edificio, y se ha modificado completamente el armado de las mismas lo que implica un aumento sustancial en el costo de este proyecto. Esto obedece a que la estructura por la metrología del DDBD debe de soportar un cortante mayor a la que es sometida al ser diseñada por fuerzas. Dicho aumento en el cortante también se verá reflejado en el costo del proyecto

Diseño de las vigas:	Las dimensiones de las vigas en el método estático que cumplen con lo requerido en la normativa son: V1: 0.30x0.60 V2: 0.25x0.50 El área de acero propuesta en las vigas es el siguiente: V1: Lecho Superior i: 15.56 cm² centro: 11.64 cm² j: 15.56 cm² lecho inferior: i, centro, j: 11.64 cm² V2: Lecho Superior l,medel, j :11.64 cm² lechor inferior: i, centro, j: 11.64 cm²	Las dimensiones de las que cumplen con lo requerido en la normativa son: V1: 0.30x0.65 V2: 0.30x0.50 El área de acero propuesta en las vigas es el siguiente: V1: Lecho Superior i: 15.56 cm² centro: 11.64 cm² j: 15.56 cm² lecho inferior: i, centro, j: 11.64 cm² V2: Lecho Superior l,medel, j :11.64 cm² lechor inferior: i, centro, j: 11.64 cm² Lo anterior indica que, aunque se hayan mantenido las dimensiones de los elementos si hubo necesidad de aumentar el refuerzo de estos debido a que el utilizar la metodología del DDBD se incrementa el cortante a la que la estructura será sometida
Diseño de los muros:	El espesor de los muros (t=0.25) es constante desde la fundación hasta el techo. Los Muros se dividen en tres tipos los cuales han sido denominados por M1 (0+0.00 a 0+8.00), M2 (0+8.00 a 0+16.00), M3 (0+16.00 a 0.+24.00). El área de acero propuesta para cada muro es la siguiente: M1 (cm²/m): As Vertical: 37.80 As Horizontal: 20.00 M2 (cm²/m): As Vertical: 20.00 As Horizontal: 20.00 M3 (cm²/m): As Vertical: 12.90 As Horizontal: 12.90	El espesor de los muros (t=0.25) es constante desde la fundación hasta el techo. Los Muros se dividen en tres tipos los cuales han sido denominados por M1 (0+0.00 a 0+8.00), M2 (0+8.00 a 0+16.00), M3 (0+16.00 a 0. +24.00). El área de acero propuesta para cada muro es la siguiente: M1 (cm²/m): As Vertical: 45.40 As Horizontal: 20.00 M2 (cm²/m): As Vertical: 20.00 As Horizontal: 20.00 M3 (cm²/m): As Vertical: 12.90 As Horizontal: 12.90 Puede observarse que en todos los muros se han realizado modificaciones al refuerzo del Muro M1. Esto implica un aumento sustancial en le consto del proyecto.
Costo del proyecto:	El costo total del Proyecto utilizando la metodología de diseño por fuerzas es de: \$780,875.35	El costo total del Proyecto utilizando la metodología de Diseño Directo Basado en Desplazamientos. es de:

		\$810,579.23 Lo anterior implica una variación del 3.80% lo cual no es un aumento significativo en el costo
Danos esperados	Los desplazamientos máximos obtenidos tanto por el análisis estático lineal, así como por el análisis estático no lineal reportan los siguientes desplazamientos: Estático: "X": 16.065 "Y": 13.209 Estático no lineal "X": 11.59 "Y": 11.47 Ambos desplazamientos obtenidos se encuentran bajo el límite establecido por el ATC-40 para el nivel de ocupación inmediata (24 cm), por lo que no se esperan danos importantes a la estructura, si no solamente los indicados en el apartado 3.3.4	Los desplazamientos máximos obtenidos tanto por el análisis del DDBD, así como por el análisis estático no lineal reportan los siguientes desplazamientos: DDBD "X": 21.28 "Y": 22.00 Estático no lineal "X": 25.40 "Y": 21.49 Ambos desplazamientos obtenidos se encuentran bajo el límite establecido para el nivel de control de daños, por los danos esperados son los que se detallaron en el apartado 3.3.4. Puede verse además que los desplazamientos son similares por lo que se puede comprobar que la metodología DDBD funciona adecuadamente.

4.8.5.2 Edificio doce Niveles

Se presenta a continuación un breve análisis comparativo entre las características más importantes de la estructura analizada.

Análisis comparativo		
Condición de comparación	Estático	DDBD
Estructuración	La estructuración está basada en tres tipos de columnas (C1, C2, C3), dos tipos de vigas (V1, V2) y tres tipos de muros con espesor constante desde la fundación hasta toda su altura y con longitudes de 10.00 y 12.00 mt en los ejes perimetrales del edificio.	La estructuración está basada en cuatro tipos de columnas (C1, C2, C3, C4), dos tipos de vigas (V1, V2) y tres tipos de muros con espesor constante desde la fundación hasta toda su altura, y con longitudes de 10.00 y 12.00 mt en los ejes perimetrales del edificio.
Cortante aplicado a la estructura.	El cortante basal aplicado en cada sentido de la estructura viene tiene un valor de: X: 1009.05 Ton Y: 1009.05 Ton	El cortante basal aplicado en cada sentido de la estructura viene tiene un valor de: X: 1871.33 Ton Y: 1871.33 Ton Lo anterior implica un incremento en el cortante de un 85.37 %, lo cual es un valor significativo
Diseño de las columnas:	Las dimensiones de las columnas en el método estático que cumplen con lo requerido en la normativa son: C1: 0.60x0.60 C2: 0.60x0.60 C3: 0.55x0.55 La cuantía requerida para el diseño de las columnas es de: C1: 0.024 % C2: 0.030 % C3: 0.040 %	Las dimensiones de las columnas que cumplen con lo requerido en la normativa son: C1: 0.90x0.90 C2: 0.80x0.80 C3: 0.70x0.70 C4: 0.70x0.70 La cuantía requerida para el diseño de las columnas es de: C1: 0.015% C2: 0.019% C3: 0.021% C4: 0.025% Las anterior implica que se ha hecho un incremento en las dimensiones de los elementos de borde, de las columnas del edificio, y se ha modificado completamente el armado de las columnas lo que implica un aumento sustancial en el costo de este proyecto.
Diseño de las vigas:	Las dimensiones de las vigas en el método estático que cumplen con lo requerido en la normativa son: V1: 0.30x0.65 V2: 0.30x0.50 El área de acero propuesta en las vigas es el siguiente: V1:	Las dimensiones de las vigas que cumplen con lo requerido en la normativa son: V1: 0.30x0.65 V2: 0.30x0.50 El área de acero propuesta en las vigas es el siguiente: V1:

	Lecho Superior i: 23.28 cm2 centro: 11.64 cm2 j: 23.28 cm2 lecho inferior: i, centro, j: 11.64 cm2 V2: Lecho Superior l,medel, j :11.64 cm2 lechor inferior: i, centro, j: 11.64 cm2	Lecho Superior i: 30.40 cm2 centro: 20.27 cm2 j: 30.40 cm2 lecho inferior: i, centro, j: 11.64 cm2 V2: Lecho Superior l,medel, j :11.64 cm2 lechor inferior: i, centro, j: 11.64 cm2 Lo anterior indica que, aunque se hayan mantenido las dimensiones de los elementos si hubo necesidad de aumentar el refuerzo de estos debido a que el cortante aplicado se aumentó un 85.37 %
Diseño de los muros:	El espesor de los muros ($t=0.50$) es constante desde la fundación hasta el techo. Los Muros se dividen en tres tipos los cuales han sido denominados por M1 (0+0.00 a 0+16.00), M2 (0+16.00 a 0+32.00), M3 (0+32.00 a 0.+48.00). El área de acero propuesta para cada muro es la siguiente: M1 (cm2/m): As Vertical: 37.80 As Horizontal: 20.00 M2 (cm2/m): As Vertical: 26.39 As Horizontal: 20.00 M3 (cm2/m): As Vertical: 16.89 As Horizontal: 20.00	El espesor de los muros ($t=0.50$) es constante desde la fundación hasta el techo. Los Muros se dividen en tres tipos los cuales han sido denominados por M1 (0+0.00 a 0+16.00), M2 (0+16.00 a 0+32.00), M3 (0+32.00 a 0.+48.00). El área de acero propuesta para cada muro es la siguiente: M1 (cm2/m): As Vertical: 95.80 As Horizontal: 28.50 M2 (cm2/m): As Vertical: 38.80 As Horizontal: 28.50 M3 (cm2/m): As Vertical: 19.80 As Horizontal: 19.80 Puede observarse que en todos los muros se han realizado modificaciones a los refuerzos de estos lo que implica un aumento sustancial en le consto del proyecto.
Costo del proyecto:	El costo total del Proyecto utilizando la metodología de diseño por fuerzas es de: \$1,570,008.12	El costo total del Proyecto utilizando la metodología de Diseño Directo Basado en Desplazamientos. es de: \$2,357,303.05 Lo anterior implica una variación del 50.15 % lo cual es muy significativo para este tipo de proyectos.
Daños esperados	Los desplazamientos máximos obtenidos tanto por el análisis	Los desplazamientos máximos obtenidos tanto por el análisis del

	estático lineal, así como por el análisis estático no lineal reportan los siguientes desplazamientos: Estático: "X": 26.95 cm "Y": 22.15 cm Estático no lineal "X": 47.99 cm "Y": 37.94 cm Ambos desplazamientos obtenidos se encuentran bajo el límite establecido por el ATC-40 para el nivel de ocupación inmediata (48.00 cm), por lo que no se esperan danos importantes a la estructura, si no solamente los indicados en el apartado 3.3.4. Sin embargo, puede verse que el desplazamiento en el análisis estático no lineal es mayor que los del análisis estático.	DDBD, así como por el análisis estático no lineal reportan los siguientes desplazamientos: DDBD "X": 44.69 cm "Y": 44.35 cm Estático no lineal "X": 37.94 cm "Y": 32.30cm Ambos desplazamientos obtenidos se encuentran bajo el límite establecido para el nivel de control de daños, por los daños esperados son los que se detallaron en el apartado 3.3.4. Puede verse además que los desplazamientos son similares por lo que se puede comprobar que la metodología DDBD funciona adecuadamente.
--	---	--

CAPITULO V:
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5. "CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES".

5.1 Conclusiones y Recomendaciones

Al haber hecho ambos métodos de diseño se concluye lo siguiente:

- La diferencia entre ambos métodos radica en el proceso de obtención de la fuerza lateral debido a sismo, lo cual es una simplificación de lo que sucede bajo sollicitaciones dinámicas, ambos métodos parten de un espectro de diseño sísmico, el cual es parte inherente de cada región.
- El diseño basado en fuerzas, parte de varias suposiciones:
 - o Rigidez de elementos
 - o Período fundamental de la estructura (lo cual no se conoce, se presupone)
 - o Respuesta de la estructura.
 - o No toma en cuenta degradación de rigidez ni distribución de la misma
 - o No toma en cuenta resistencia y distribución de refuerzos
- El Diseño Directo Basado en Desplazamientos parte de suposiciones basadas en investigaciones previas del comportamiento de diferentes sistemas estructurales:
 - o Amortiguamiento histerético, el cual se basa en ciclos de carga y descarga
 - o Relaciones de Curvatura-desplazamiento, lo cual depende del material utilizado.
 - o Deformaciones basadas en comportamiento en el rango plástico (las cuales toman en cuenta deformaciones hasta fluencia y deformaciones inelásticas)
- El DDBD parte de un perfil de desplazamientos inelásticos, basados en el sistema estructural, curvaturas y deformaciones correspondientes, obteniendo finalmente un desplazamiento de diseño, lo que lleva, por medio del espectro de desplazamientos, a la obtención del período equivalente y a la obtención de una fuerza lateral de diseño. Lo cual es más acorde a lo que sucede físicamente en la naturaleza, ya que las estructuras sufrirán deformaciones que inducen fuerzas en sus elementos. Muestra de ello es que los puntos de desempeño de los edificios calculados con DDBD son valores cercanos a los desplazamientos de diseño calculados inicialmente.
- En el diseño por fuerzas las fuerzas laterales son valores iniciales, y los desplazamientos son resultados, los cuales se comparan con valores límites de la normativa (lo cual es una forma indirecta de un diseño por desplazamientos), esto lleva a realizar un ciclo iterativo de diseño y verificación, finalmente habría que hacer un análisis no lineal, con tal de verificar los desplazamientos reales de la estructura, este proceso no es necesario hacerlo en el DDBD, pues se parte de un desplazamiento de diseño y la estructura responde a ese desplazamiento, de tal

forma que el diseñador controla el proyecto desde un inicio, indicando y detallando la forma en que la estructura responderá, de tal manera que la respuesta de la estructura ya no es una incógnita, sino que es un dato de entrada del diseño y el producto final es un detallado que lleva intrínseco el comportamiento esperado de la estructura.

- Al comparar ambos métodos se observa que el DDBD produce proyectos más reforzados o más onerosos, en comparación con el método de fuerzas. Sin embargo es posible que el método de nuestra norma este simplemente produciendo estructuras que tendrán un comportamiento deficiente bajo sismo. Se recomienda reevaluar la normativa vigente (en especial el factor R), ya que es probable que estos sean valores muy altos, produciendo solicitaciones sísmicas bajas, y por consiguiente estructuras menos reforzadas.
- El análisis y diseño estructural de las edificaciones objeto de estudio de este trabajo se hizo siguiendo la metodología impuesta en la Norma Técnica de Diseño por Sismo y la metodología del Diseño Directo Basado en Desplazamientos. El diseño de los elementos estructurales se hizo siguiendo lo establecido en el ACI-318-11. Se estudiaron dos edificios de diferentes alturas (de 24 y 48 metros). Esto implicó diseños totalmente diferentes en geometría de los elementos verticales (muros estructurales y columnas) aunque se trató a toda costa de mantener la resistencia del concreto. Todos los diseños cumplen los requerimientos del Reglamento por lo que la elección de uno u otro podría obedecer a un criterio económico, seleccionando aquel con menos cantidades y resistencia; también podría obedecer a un criterio conservador escogiendo el diseño que garantice una mayor seguridad estructural. Lo anterior quedaría a decisión del propietario o constructor pero es evidente que existe un vacío a la hora de establecer cuál sería el diseño óptimo desde el punto de vista estructural y desde la Norma Técnica de Diseño por Sismo ya que el Procedimiento del DDBD es un procedimiento nuevo y todavía “no hay un reglamento aceptado que rijan este diseño”.
- En los modelos diseñados por el método basado en desplazamientos se obtuvieron desplazamientos de diseños muchos mayores que los obtenidos por fuerzas, lo que implica que los cortantes de diseño son mucho mayores en comparación con los modelos diseñados por fuerzas por tanto, la rigidez requerida en el diseño basado en desplazamientos es mayor a la rigidez requerida utilizando la metodología basada en fuerzas, para modelos diseñados para una misma deriva. Así mismo, las cuantías de refuerzo obtenidas fueron mayores en todos los casos en los diseños donde se utilizó la metodología basada en desplazamientos. Mediante el procedimiento de verificación se pudo establecer que los modelos alcanzaron a desarrollar los desplazamientos de

diseño, lo que implica que también fueron capaces de desarrollar los cortantes de diseño para las dos metodologías de diseño empleadas, lo que nos permite concluir que con ambas metodologías se obtienen diseños seguros desde el punto de vista estructural.

- Se observó que las derivas alcanzadas en los modelos diseñados por el método basado en fuerzas, resultaron inferiores a los valores obtenidos en el análisis tipo pushover. Por otra parte, los modelos diseñados utilizando el DDBD y que fueron comparados utilizando la técnica del pushover, alcanzaron derivas muy cercanas o por debajo de las derivas teóricas de diseño. De lo anterior se puede concluir que la metodología del Diseño Directo Basado en Desplazamientos, es más precisa.
- Se puede concluir que, si bien las dos metodologías ofrecen diseños seguros estructuralmente, desde la filosofía del diseño sísmo resistente, la metodología basada en desplazamiento ofrece un procedimiento en el cual se tiene mayor conciencia del proceso de diseño, y del comportamiento y desempeño de las estructuras. Los desplazamientos que experimenta la estructura son una medida directa del daño en los elementos estructurales y no estructurales, a diferencia del método tradicional en donde las magnitudes de fuerza sísmica no son un indicador del desempeño de la estructura. Además, la evaluación de los desplazamientos en el método basado en fuerzas, no involucra el detallado del acero de refuerzo sino solamente la rigidez de los elementos que forman la estructura y, dependiendo de la forma como se modelen las rigideces de los elementos, se pueden obtener resultados de desplazamientos y derivas muy diferentes. En contraste, la metodología de diseño basada en desplazamientos tiene en cuenta el aporte a la rigidez de las cuantías de acero de refuerzo.
- Es recomendable que la metodología del diseño directo por desplazamientos, aplicada a edificios de concreto reforzado reforzados con paredes de concreto y, que es explicada en este trabajo, sea divulgado al estudiante o al ingeniero que se dedica al área de estructuras con el propósito de que esta investigación sea ampliada y se obtengan mayores conocimientos del tema para que este pueda ser implementado en el desarrollo de la ingeniería estructural en nuestro país.
- EL presente estudio fue realizado utilizando como códigos de diseño el ACI-318 y la Norma técnica de diseño por Sismo, los cuales siguen la línea del diseño estructural implementado en los Estados Unidos de América, la cual es la que es utilizada ampliamente en nuestro país, sin embargo, es recomendable que se lleve a cabo esta misma investigación o una nueva investigación de la

aplicación del Diseño Directo por Desplazamiento, utilizando otras líneas de diseño tales como el diseño por capacidad que está planteado en el euro código.

- La investigación ha sido limitada al Diseño Directo Basado en Desplazamientos, sin embargo, en la actualidad y como mencionamos en el capítulo 2, existen diferentes tipos de diseños basados en desplazamientos, propuestos por varios autores con lo cual es recomendable llevar a nueva investigación utilizando un enfoque diferente del diseño por desplazamientos y llevar a cabo una mejor comparación entre estos métodos de diseño.

6. BIBLIOGRAFIA.

- Clara Caponi (2008), DESIGN VERIFICATION OF A DISPLACEMENT-BASED DESIGNED THREE DIMENSIONAL WALL-STEEL FRAMEBUILDING.
- Iban Richard Goytia Torrez, Roladon Villanueva Inca, (2001). "Texto Guía de Ingeniería Antisísmica".
- Ing. Francisco J. Pérez Vargas (2011) "Diseño sísmico basado en desplazamientos, comparado con la norma NSR-10", Medellin, Colombia.
- Pettinga, J.D. and Priestley, M.J.N., (2005) "Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design"
- Javier Presa Vargas (2015). Metodología del Diseño Directo por Desplazamientos, DDBD.
- José Eriban Barradas Hernández (2008), "Método simplificado de evaluación sísmica del desempeño estructura de puentes de concreto reforzado basado en desplazamientos", Instituto de Ingeniería UNAM.
- M.J.M. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Italia.
- Mauricio Arturo Aguilera Reveles, (2008). "Métodos de Diseño Sísmico Basado en Desplazamiento con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado", Distrito Federal, México: Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México.
- Nicolas Mora Browen, Fransico Vargas, (2014). "Desarrollo Teórico del Método de Diseños Sísmico basado en desplazamientos y comparación mediante ejemplos de estructuras diseñadas por el método de la fuerza", Ecuador, PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR.
- Norma Técnica de Diseño Por Sismo de la Republica de El Salvador.
- Tirso Daniel Mendez Silva, (2011). "Estudio comparativo de métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos aplicados a estructuras reticulares de concreto reforzado", Distrito Federal, México: Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México.
- V. Suarez, (2009). "Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño basado en fuerzas", Universidad Técnica Particular de Loja.
- Vicente Bono Godoy, "Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos.

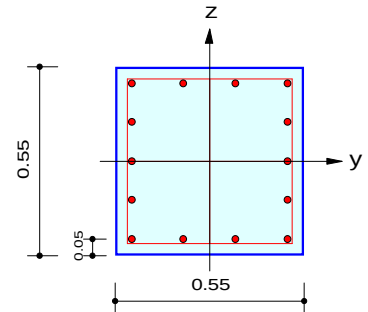
ANEXOS:

ANEXO 1: Diseño estructural de los elementos del edificio de seis niveles utilizando la metodología basada en fuerzas.

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 104 (PM), 370 (Shear)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C1 (No : 1)
 Rebar Pattern : 14 - 5 - #8 $A_{st} = 0.00713547$ m² (Rhost = 0.024)



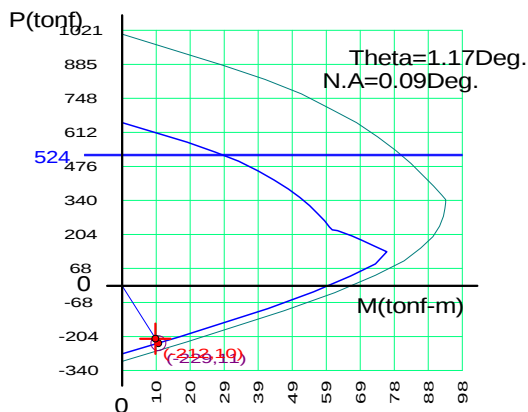
2. Applied Loads

Load Combination : 16 AT (I) Point
 $P_u = -212.24$ tonf $M_{cy} = -9.7139$ tonf-m $M_{cz} = 0.20587$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 9.71611$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 523.668$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = -212.24 / -229.27 = 0.926 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 9.71611 / 10.5185 = 0.924 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = -9.7139 / 10.5163 = 0.924 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.20587 / 0.21478 = 0.959 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
654.59	0.00
535.64	26.79
460.73	39.18
387.79	47.90
319.23	54.04
259.67	58.34
223.62	60.67
211.91	63.88
180.55	69.29
135.30	76.23
39.22	65.76
-90.32	42.05
-270.90	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 52.1925$ tonf (Load Combination : 12)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 68.8808 = 68.8808$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00435$ m²/m, 3-#4 @88)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.758 < 1.000$ O.K

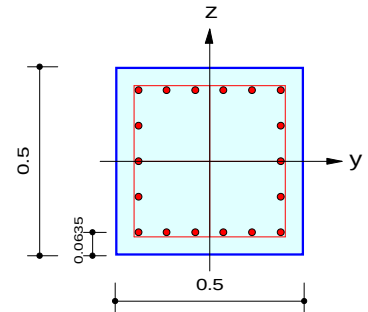
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 7.12166$ tonf (Load Combination : 9)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 18.6583 + 40.1804 = 58.8387$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00254$ m²/m, 3-#4 @152)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.121 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 269 (PM), 797 (Shear)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C2 (No : 5)
 Rebar Pattern : 18 - 5 - #8 $A_{st} = 0.00917418$ m² (Rho_{st} = 0.037)



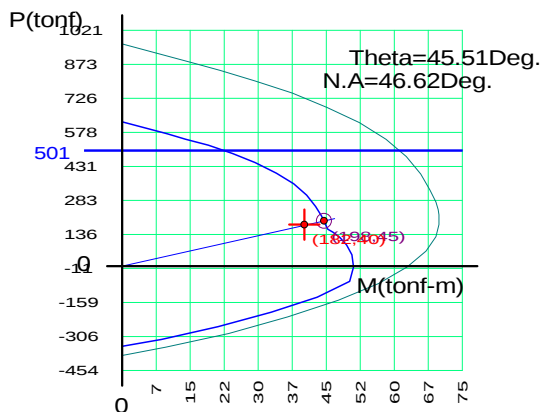
2. Applied Loads

Load Combination : 7 AT (I) Point
 $P_u = 181.879$ tonf $M_{cy} = 28.2913$ tonf-m $M_{cz} = 28.5085$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 40.1638$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ϕP_n -max = 500.596 tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 181.879 / 197.907 = 0.919 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 40.1638 / 44.5165 = 0.902 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 28.2913 / 31.1940 = 0.907 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 28.5085 / 31.7594 = 0.898 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
625.74	0.00
551.33	14.10
488.01	24.34
403.77	33.97
308.08	40.72
215.44	44.09
160.42	45.30
124.43	47.97
49.33	50.71
-65.94	50.10
-198.80	32.95
-316.66	8.76
-348.30	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 33.4144$ tonf (Load Combination : 17)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 53.4581 = 53.4581$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00387$ m²/m, 3-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.625 < 1.000$ O.K

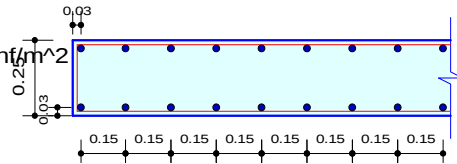
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 6.64196$ tonf (Load Combination : 9)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 15.2861 + 53.4581 = 68.7442$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00387$ m²/m, 3-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.097 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 4 (Wall Mark : wM0004)
 Story : 1F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 5*0.25 m
 Vertical Rebar : #6 @150 (AsV = 0.00378 m²/m)
 Boundary Element Rebar 7- 3-#4 @200 (Length = 0.75 m)



2. Applied Loads

Load Combination : 12
 $P_u = 140.636$ tonf
 $M_{cy} = 1487.26$, $M_{cz} = 0.00000$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

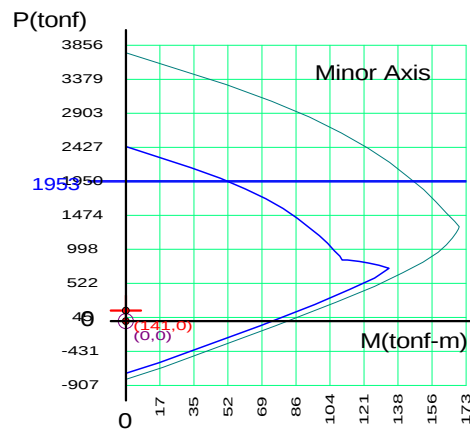
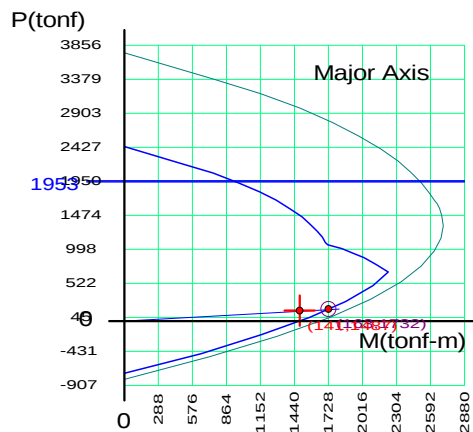
Concentric Max. Axial Load $\phi P_{n-max} = 1953.22$ tonf
 Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 162.729$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.864 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 1732.01$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.859 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} =$
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} =$
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



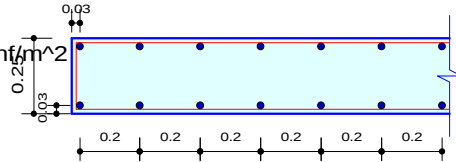
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 212.308$ tonf (Load Combination : 8)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 141.252 + 192.243 = 333.495$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00200 m²/m, #5 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.637 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 7 (Wall Mark : wM0007)
 Story : 3F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 6*0.25 m
 Vertical Rebar : #5 @200 ($A_sV = 0.00200$ m²/m)
 Boundary Element Rebar 3- 2-#4 @203 (Length = 0.49 m)



2. Applied Loads

Load Combination : 15
 $P_u = 96.7985$ tonf
 $M_{cy} = 905.858$, $M_{cz} = 0.00000$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

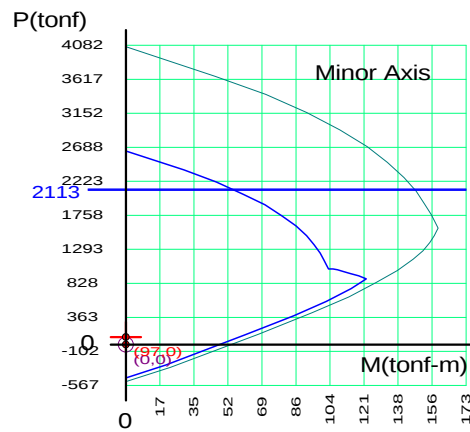
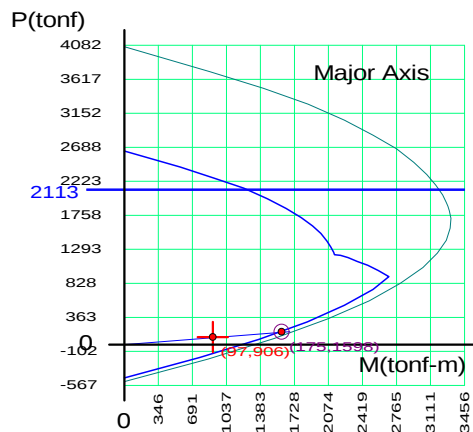
Concentric Max. Axial Load $\phi P_{n-max} = 2112.85$ tonf
 Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 174.631$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.554 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 1598.40$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.567 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} =$
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} =$
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



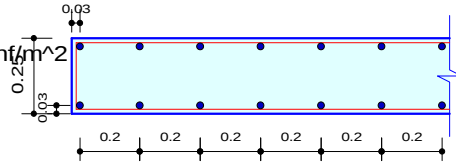
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 175.487$ tonf (Load Combination : 10)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 153.871 + 246.323 = 400.194$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00200 m²/m, #5 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.439 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 12 (Wall Mark : wM0012)
 Story : 5F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 5*0.25 m
 Vertical Rebar : #4 @200 (AsV = 0.00129 m²/m)



2. Applied Loads

Load Combination : 12
 $P_u = 35.9553$ tonf
 $M_{cy} = 131.337$, $M_{cz} = 0.00000$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 1692.63$ tonf

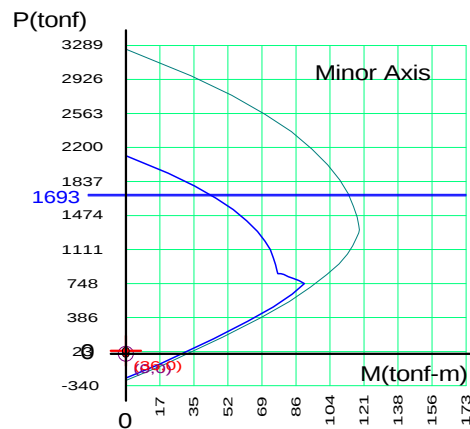
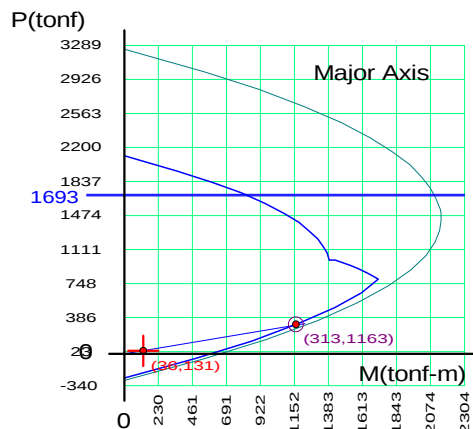
Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 313.072$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.115 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 1163.13$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.113 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} =$
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} =$
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 65.8686$ tonf (Load Combination : 17)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 115.440 + 163.293 = 278.733$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00129 m²/m, #4 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.236 < 1.000$ O.K

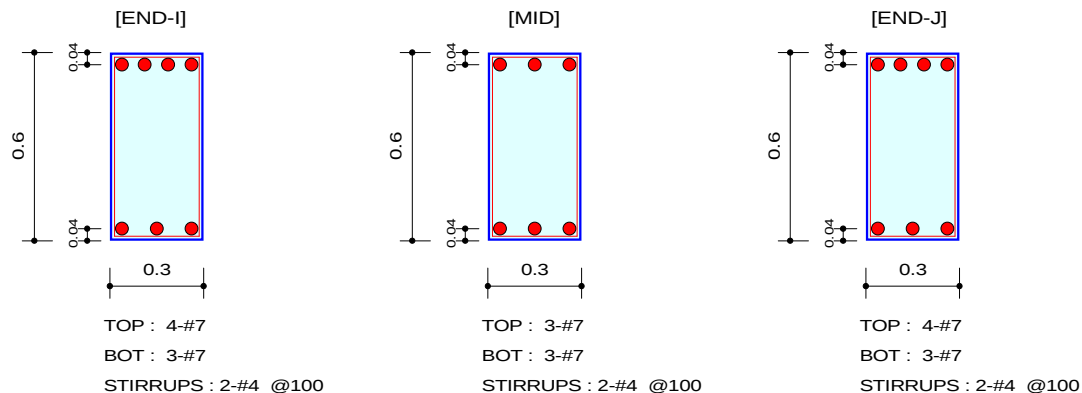
	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles.mgb

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Section Property: V1 (No : 2)

Unit System : tonf, m
 Beam Span : 6 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	8	3	3
Moment (Mu)	24.11	8.44	24.10
Factored Strength (ϕM_n)	30.84	23.33	30.84
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.7817	0.3617	0.7815
(+) Load Combination No.	8	2	3
Moment (Mu)	12.05	11.87	12.05
Factored Strength (ϕM_n)	23.28	23.33	23.28
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.5178	0.5088	0.5176
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0015	0.0012	0.0015
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0012	0.0012	0.0012

4. Shear Capacity

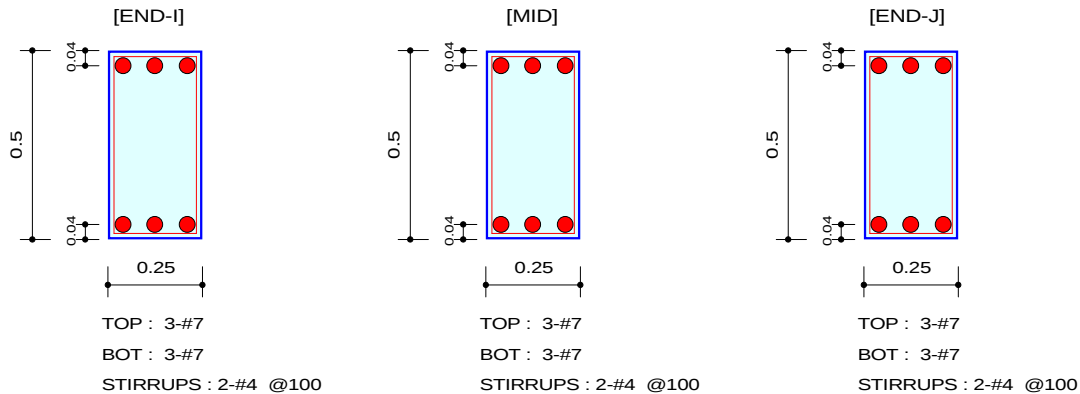
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10	10	10
Factored Shear Force (V_u)	27.67	26.52	27.67
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	0.00	11.21	0.00
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	44.82	44.82	44.82
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0026	0.0026	0.0026
Using Stirrups Spacing	2-#4 @100	2-#4 @100	2-#4 @100
Check Ratio	0.6174	0.4733	0.6174

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles.mgb

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Section Property: V2 (No : 3)
 Unit System : tonf, m
 Beam Span : 6 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9	9	6
Moment (Mu)	10.46	1.28	10.46
Factored Strength (ϕM_n)	18.80	18.80	18.80
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.5562	0.0682	0.5562
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	3.66	5.45	3.66
Factored Strength (ϕM_n)	18.80	18.80	18.80
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.1948	0.2901	0.1948
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0012	0.0012	0.0012
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0012	0.0012	0.0012

4. Shear Capacity

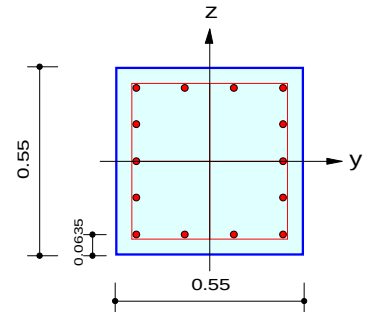
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_u)	9.03	4.94	9.03
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	7.67	7.67	7.67
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	30.68	30.68	30.68
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0026	0.0026	0.0026
Using Stirrups Spacing	2-#4 @100	2-#4 @100	2-#4 @100
Check Ratio	0.2354	0.1288	0.2354

ANEXO 2: Diseño estructural de los elementos del edificio de seis niveles utilizando la metodología del Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 250 (PM), 776 (Shear)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C1 (No : 5)
 Rebar Pattern : 14 - 5 - #8 $A_{st} = 0.00713547$ m² (Rho_{st} = 0.024)



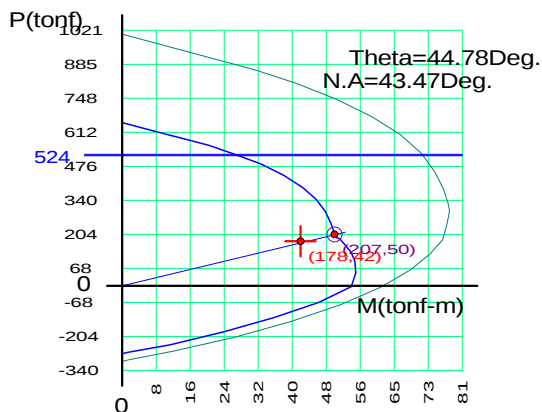
2. Applied Loads

Load Combination : 4 AT (I) Point
 $P_u = 177.716$ tonf $M_{cy} = 30.0092$ tonf-m $M_{cz} = 29.8730$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 42.3433$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ϕP_n -max = 523.668 tonf
 Axial Load Ratio $P_u / \phi P_n = 177.716 / 206.757 = 0.860 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c / \phi M_n = 42.3433 / 50.3723 = 0.841 < 1.000$ O.K
 $M_{cy} / \phi M_{ny} = 30.0092 / 35.7524 = 0.839 < 1.000$ O.K
 $M_{cz} / \phi M_{nz} = 29.8730 / 35.4842 = 0.842 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
654.59	0.00
590.47	14.43
526.43	26.83
440.86	38.47
343.55	46.16
250.99	49.61
197.19	50.49
164.51	52.91
96.18	55.24
-4.27	54.40
-127.06	36.15
-234.59	11.37
-270.90	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 33.5214$ tonf (Load Combination : 17)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 59.5816 = 59.5816$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00387$ m²/m, 3-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u / \phi V_n = 0.563 < 1.000$ O.K

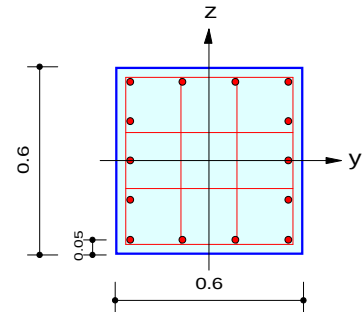
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 8.72060$ tonf (Load Combination : 8)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 18.4224 + 59.5816 = 78.0041$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00387$ m²/m, 3-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u / \phi V_n = 0.112 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 104 (PM), 230 (Shear)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C2 (No : 4)
 Rebar Pattern : 14 - 5 - #8 $A_{st} = 0.00713547$ m² (Rhost = 0.020)



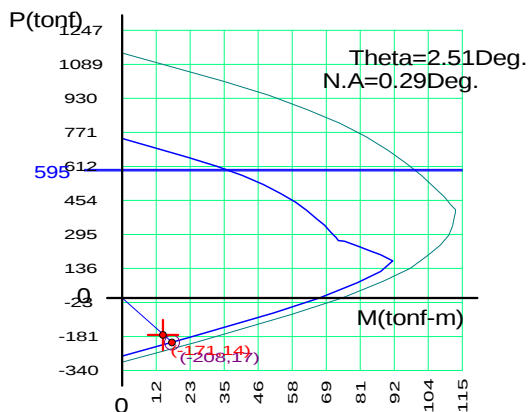
2. Applied Loads

Load Combination : 16 AT (I) Point
 $P_u = -170.89$ tonf $M_{cy} = -13.983$ tonf-m $M_{cz} = 0.64027$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 13.9975$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 595.142$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = -170.89 / -208.00 = 0.822 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 13.9975 / 17.0567 = 0.821 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = -13.983 / 17.0404 = 0.821 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.64027 / 0.74573 = 0.859 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
743.93	0.00
614.16	32.34
529.26	47.94
447.48	58.68
371.63	66.00
306.60	70.89
267.67	73.44
255.14	77.34
222.00	83.71
174.19	91.85
69.95	79.63
-71.17	51.40
-270.90	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 57.1988$ tonf (Load Combination : 3)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 88.0428 = 88.0428$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.650 < 1.000$ O.K

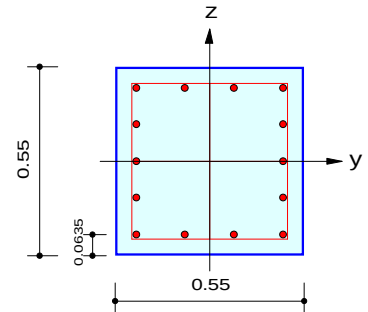
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 6.16509$ tonf (Load Combination : 7)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 88.0428 = 88.0428$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.070 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 499 (PM), 368 (Shear)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C3 (No : 1)
 Rebar Pattern : 14 - 5 - #8 $A_{st} = 0.00713547$ m² (Rho_{st} = 0.024)



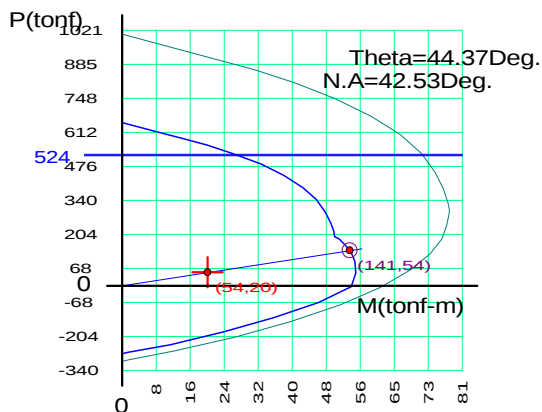
2. Applied Loads

Load Combination : 3 AT (I) Point
 $P_u = 54.1613$ tonf $M_{cy} = 14.2823$ tonf-m $M_{cz} = 14.4667$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 20.3291$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 523.668$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 54.1613 / 141.073 = 0.384 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 20.3291 / 54.1032 = 0.376 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 14.2823 / 38.6763 = 0.369 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 14.4667 / 37.8324 = 0.382 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
654.59	0.00
590.50	14.43
526.35	26.82
440.76	38.46
343.33	46.14
251.23	49.58
197.40	50.46
164.71	52.87
96.37	55.20
-4.40	54.37
-126.82	36.16
-234.57	11.38
-270.90	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 49.7431$ tonf (Load Combination : 13)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 59.5816 = 59.5816$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00387$ m²/m, 3-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.835 < 1.000$ O.K

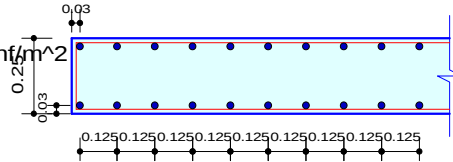
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 6.47586$ tonf (Load Combination : 5)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 18.3708 + 59.5816 = 77.9524$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00387$ m²/m, 3-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.083 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 1 (Wall Mark : wM0001)
 Story : 1F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 7.5*0.25 m
 Vertical Rebar : #6 @125 (AsV = 0.00454 m²/m)
 Boundary Element Rebar 7- 2-#5 @200 (Length = 1.15 m)



2. Applied Loads

Load Combination : 16
 $P_u = 163.769$ tonf
 $M_{cy} = 2695.81$, $M_{cz} = 3.72411$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 3035.56$ tonf

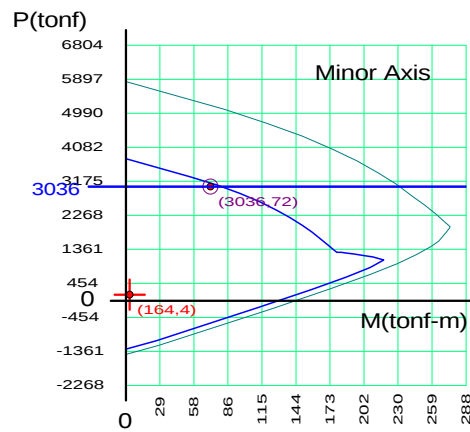
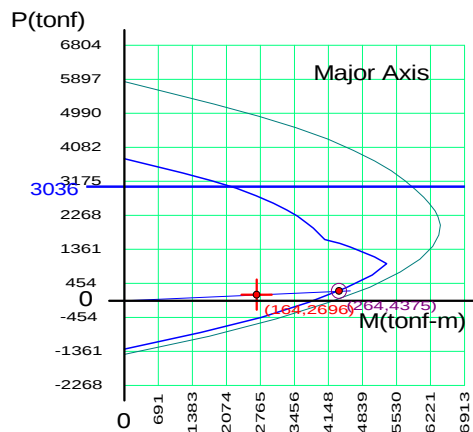
Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 263.635$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.621 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 4374.68$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.616 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} = 3035.56$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.054 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} = 72.1741$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.052 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



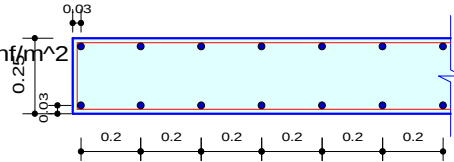
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 304.710$ tonf (Load Combination : 3)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 201.897 + 298.346 = 500.243$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00200 m²/m, #5 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.609 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 5 (Wall Mark : wM0005)
 Story : 3F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 7.5*0.25 m
 Vertical Rebar : #5 @200 ($A_sV = 0.00200$ m²/m)
 Boundary Element Rebar 3- 2-#5 @203 (Length = 0.61 m)



2. Applied Loads

Load Combination : 13
 $P_u = 122.076$ tonf
 $M_{cy} = 1271.04$, $M_{cz} = 2.77601$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

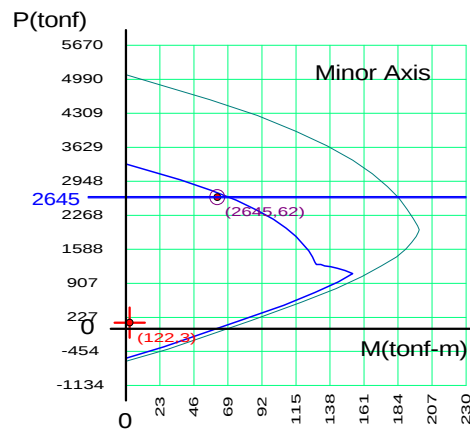
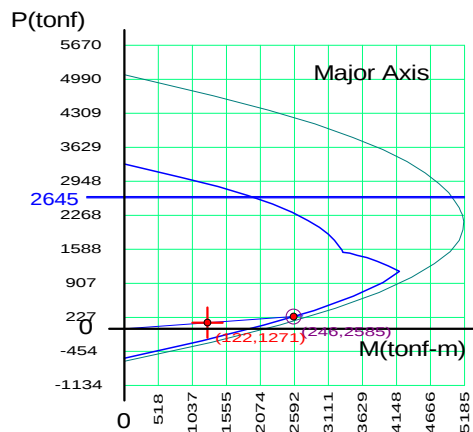
Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 2645.21$ tonf
 Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 246.297$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.496 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 2585.31$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.492 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} = 2645.21$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.046 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} = 62.4540$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.044 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



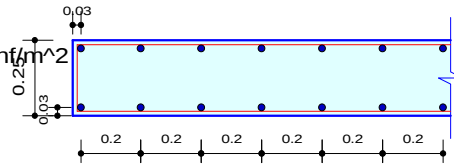
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 226.309$ tonf (Load Combination : 3)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 191.857 + 308.386 = 500.243$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00200 m²/m, #5 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.452 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 9 (Wall Mark : wM0009)
 Story-PM, ShearStory
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 7.5*0.25 m
 Vertical Rebar : #4 @200 ($A_sV = 0.00129$ m²/m)



2. Applied Loads

Load Combination : 5
 $P_u = 28.2058$ tonf
 $M_{cy} = 19.1215$, $M_{cz} = 20.9233$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 2533.60$ tonf

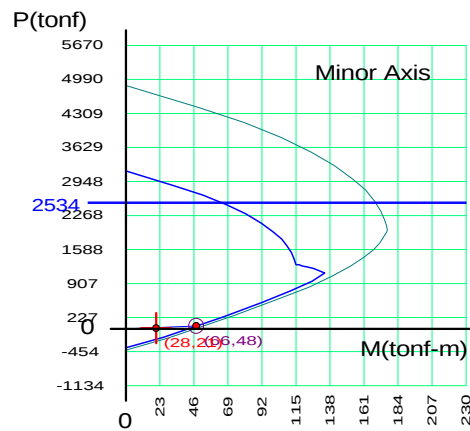
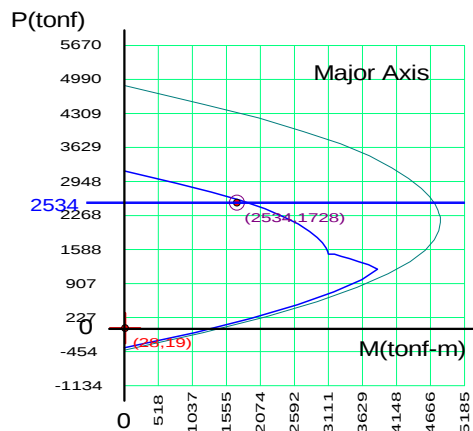
Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 2533.60$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.011 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 1727.64$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.011 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} = 66.0713$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.427 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} = 48.1184$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.435 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 96.2993$ tonf (Load Combination : 4)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 171.736 + 244.940 = 416.676$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00129 m²/m, #4 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.231 < 1.000$ O.K

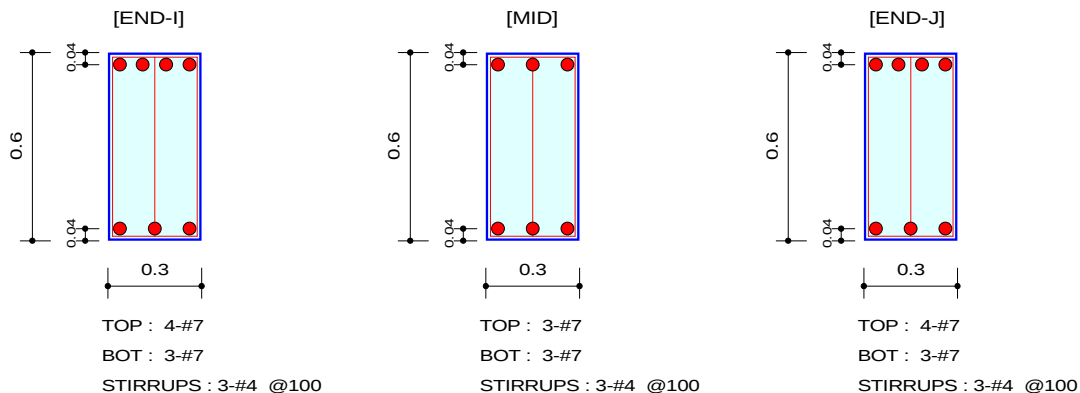
	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles-DDBD.mgb

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Material Data : $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Section Property: V1 (No : 2)

Unit System : tonf, m
 Beam Span : 6 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	7	3	4
Moment (Mu)	30.04	13.26	30.03
Factored Strength (ϕM_n)	30.84	23.33	30.84
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.9742	0.5681	0.9738
(+) Load Combination No.	13	2	16
Moment (Mu)	15.60	12.67	15.71
Factored Strength (ϕM_n)	23.28	23.33	23.28
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.6699	0.5430	0.6748
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0015	0.0012	0.0015
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0012	0.0012	0.0012

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10	10	10
Factored Shear Force (V_u)	28.65	27.48	28.64
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	0.00	11.21	0.00
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	44.82	44.82	44.82
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0039	0.0039	0.0039
Using Stirrups Spacing	3-#4 @100	3-#4 @100	3-#4 @100
Check Ratio	0.6391	0.4905	0.6390

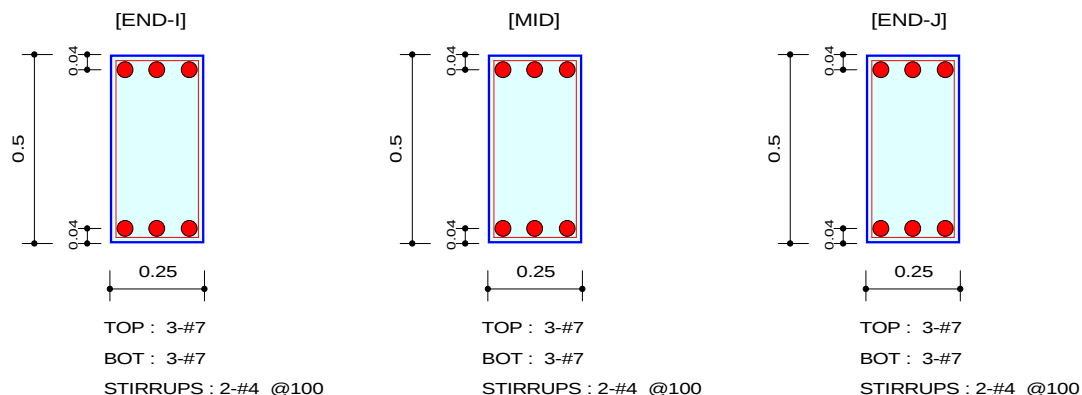
RC Beam Strength Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-6Niveles-DDBD.mgb

1. Design Information

Design Code	: ACI318-11	Unit System	: tonf, m
Material Data	: $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m ²		
Section Property: V2 (No : 3)		Beam Span	: 6 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9	18	5
Moment (Mu)	9.94	0.64	9.94
Factored Strength (phiMn)	18.80	18.80	18.80
Check Ratio (Mu/phiMn)	0.5286	0.0343	0.5287
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	3.57	5.71	3.57
Factored Strength (phiMn)	18.80	18.80	18.80
Check Ratio (Mu/phiMn)	0.1898	0.3039	0.1899
Using Rebar Top (As_top)	0.0012	0.0012	0.0012
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0012	0.0012	0.0012

4. Shear Capacity

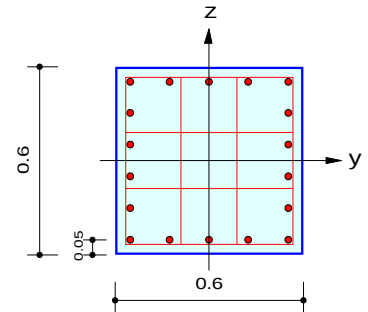
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (Vu)	9.39	5.09	9.39
Shear Strength by Conc.(phiVc)	7.67	7.67	7.67
Shear Strength by Rebar.(phiVs)	30.68	30.68	30.68
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0026	0.0026	0.0026
Using Stirrups Spacing	2-#4 @100	2-#4 @100	2-#4 @100
Check Ratio	0.2449	0.1327	0.2449

ANEXO 3: Diseño estructural de los elementos del edificio de doce niveles utilizando la metodología basada en fuerzas.

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...Niveles-Push-SinColumnas.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 578 (PM), 191 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C1 (No : 1)
 Rebar Pattern : 18 - 6 - #8 $A_{st} = 0.00917418$ m² (Rhost = 0.025)



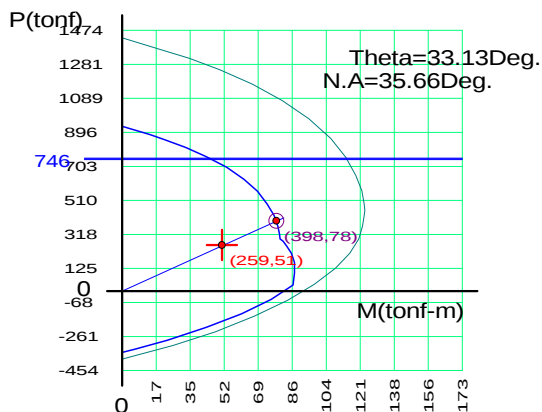
2. Applied Loads

Load Combination : 10 AT (I) Point
 $P_u = 259.201$ tonf $M_{cy} = 42.1560$ tonf-m $M_{cz} = 28.3351$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 50.7937$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 746.350$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 259.201 / 397.666 = 0.652 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 50.7937 / 78.3494 = 0.648 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 42.1560 / 65.6159 = 0.642 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 28.3351 / 42.8158 = 0.662 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
932.94	0.00
855.56	22.22
761.47	42.96
633.69	61.87
491.29	74.07
368.61	79.18
295.77	80.31
252.18	84.06
161.37	87.57
32.28	86.81
-130.17	60.72
-278.44	23.40
-348.30	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 54.6758$ tonf (Load Combination : 3)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 37.8937 + 89.8113 = 127.705$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.428 < 1.000$ O.K

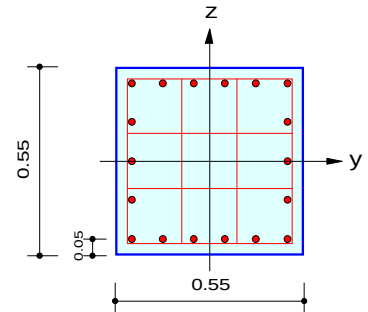
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 8.39818$ tonf (Load Combination : 7)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 31.8054 + 89.8113 = 121.617$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.069 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...Niveles-Push-SinColumnas.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 1454 (PM), 1454 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C2 (No : 2)
 Rebar Pattern : 18 - 5 - #8 $A_{st} = 0.00917418$ m² (Rhost = 0.030)



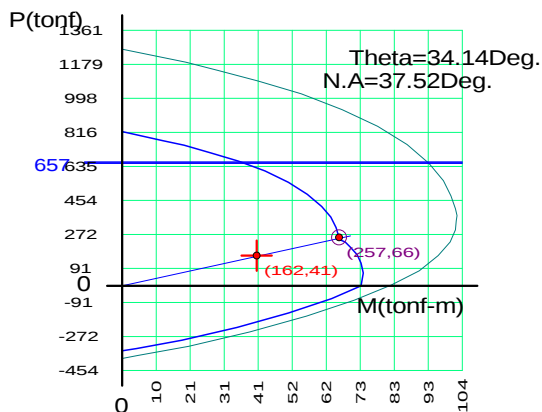
2. Applied Loads

Load Combination : 10 AT (I) Point
 $P_u = 161.959$ tonf $M_{cy} = 34.0579$ tonf-m $M_{cz} = 22.9919$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 41.0922$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ϕP_n -max = 657.008 tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 161.959 / 256.506 = 0.631 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 41.0922 / 66.2522 = 0.620 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 34.0579 / 54.8379 = 0.621 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 22.9919 / 37.1774 = 0.618 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
821.26	0.00
748.17	19.03
664.71	35.53
551.87	50.77
424.87	60.92
311.69	65.26
244.25	66.40
204.20	69.79
121.85	72.97
1.94	72.91
-146.66	50.77
-288.67	18.32
-348.30	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 31.0634$ tonf (Load Combination : 17)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 81.6467 = 81.6467$ tonf ($A_s-H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.380 < 1.000$ O.K

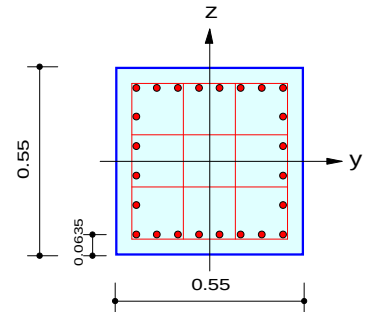
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 9.37826$ tonf (Load Combination : 7)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 24.2773 + 81.6467 = 105.924$ tonf ($A_s-H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.089 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...Niveles-Push-SinColumnas.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 597 (PM), 2759 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C3 (No : 4)
 Rebar Pattern : 24 - 6 - #8 $A_{st} = 0.0122322$ m² (Rhost = 0.040)



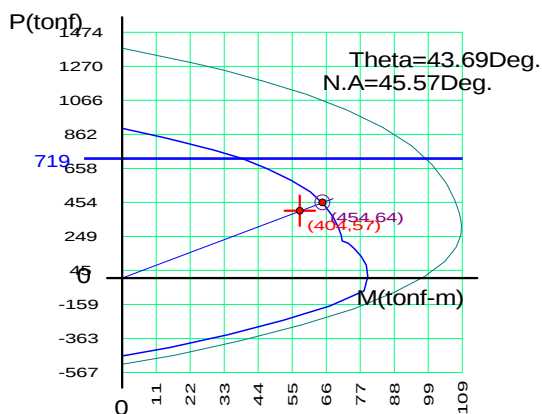
2. Applied Loads

Load Combination : 5 AT (I) Point
 $P_u = 404.361$ tonf $M_{cy} = 41.0377$ tonf-m $M_{cz} = 39.8231$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 57.1836$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 719.337$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 404.361 / 453.878 = 0.891 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 57.1836 / 64.4758 = 0.887 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 41.0377 / 46.6235 = 0.880 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 39.8231 / 44.5351 = 0.894 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
899.17	0.00
811.06	21.31
716.75	38.70
589.50	54.57
444.13	64.97
306.35	69.62
226.14	70.98
177.62	74.91
77.80	78.57
-73.99	77.85
-252.32	51.93
-412.91	15.36
-464.41	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 47.3153$ tonf (Load Combination : 17)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 79.4422 = 79.4422$ tonf ($A_s/H_{\text{use}} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.596 < 1.000$ O.K

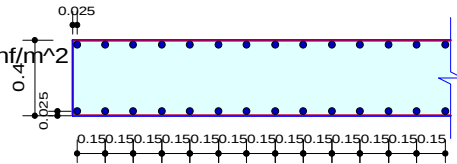
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 13.0928$ tonf (Load Combination : 8)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 21.3283 + 79.4422 = 100.770$ tonf ($A_s/H_{\text{use}} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.130 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...Niveles-Push-SinColumnas.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 1 (Wall Mark : wM0001)
 Story : 1F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 12*0.4 m
 Vertical Rebar : #6 @150 (AsV = 0.00378 m²/m)
 Boundary Element Rebar 5- 3-#4 @203 (Length = 1.35 m)



2. Applied Loads

Load Combination : 19
 $P_u = 831.300$ tonf
 $M_{cy} = 12454.0$, $M_{cz} = 0.00000$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

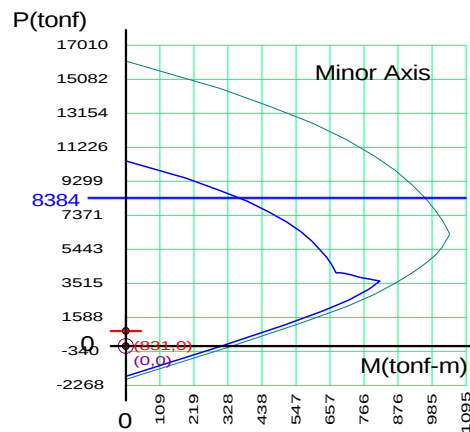
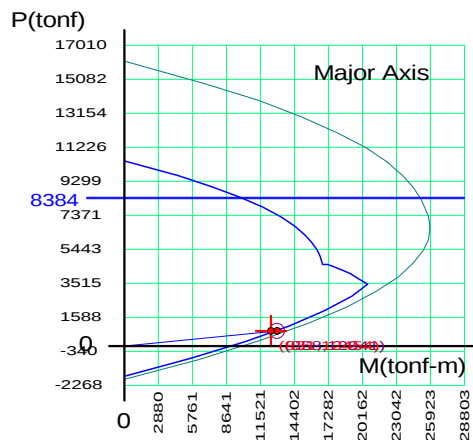
Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 8383.90$ tonf
 Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 858.487$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.968 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 12940.7$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.962 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} =$
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} =$
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



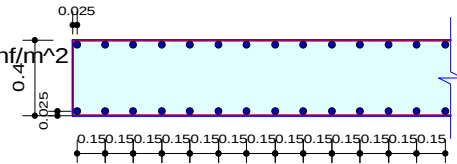
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 463.114$ tonf (Load Combination : 14)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 245.782 + 607.451 = 853.233$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00200 m²/m, #5 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.543 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...Niveles-Push-SinColumnas.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
Unit System : tonf, m
Wall ID : 5 (Wall Mark : wM0005)
Story : 5F (Height = 4 m)
Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} =$
Wall Dim. (Length*Thk) : 12*0.4 m
Vertical Rebar : #5 @150 ($A_sV = 0.00267 \text{ m}^2/\text{m}$)



2. Applied Loads

Load Combination : 14

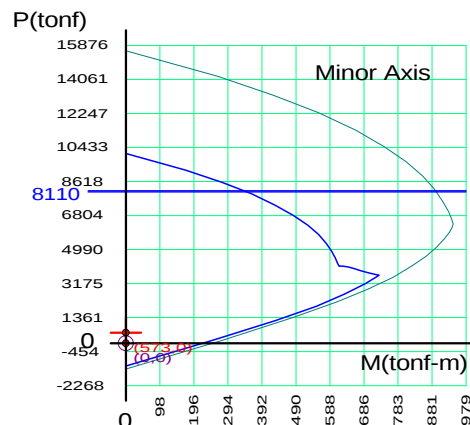
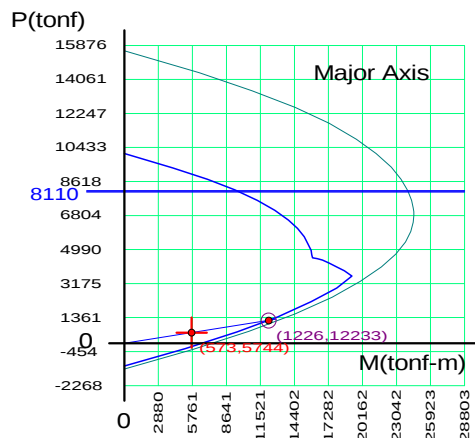
Pu = 573.224 tonf

Mcy = 5743.85, Mcz = 0.00000 tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	phiPn-max	= 8110.39	tonf
Major Axis			
Design Axial Load Strength	phiPny	= 1226.29	tonf
Axial Ratio	Pu/phiPny	= 0.467	< 1.000 O.K
Design Moment Strength	phiMny	= 12233.4	tonf-m
Moment Ratio	Mcy/phiMny	= 0.470	< 1.000 O.K
Minor Axis			
Design Axial Load Strength	phiPnz		
Axial Ratio	Pu/phiPnz	= 0.000	< 1.000 O.K
Design Moment Strength	phiMnz		
Moment Ratio	Mcz/phiMnz	= 0.000	< 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



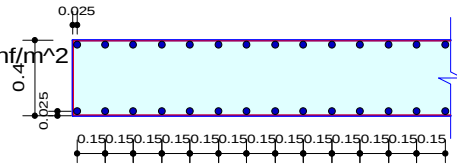
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength	Vu	= 372.609 tonf (Load Combination : 14)
Design Shear Strength	phiVc+phiVs	= 401.684 + 607.451 = 1009.13 tonf (As-H_req = 0.00200 m^2/m, #5 @200)
Shear Ratio	Vu/phiVn	= 0.369 < 1.000 O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...Niveles-Push-SinColumnas.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 9 (Wall Mark : wM0009)
 Story : 9F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 12*0.4 m
 Vertical Rebar : #4 @150 (AsV = 0.00172 m²/m)



2. Applied Loads

Load Combination : 6
 Pu = 480.671 tonf
 Mcy = 1246.16, Mcz = 0.00000 tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 7878.95$ tonf

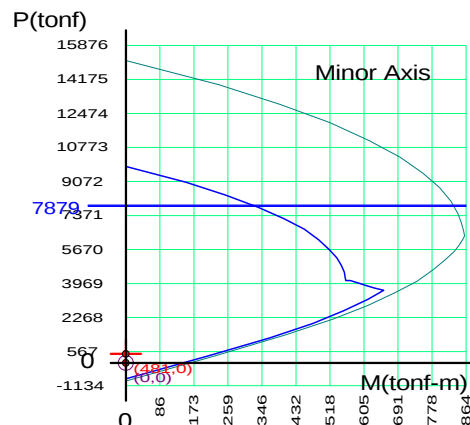
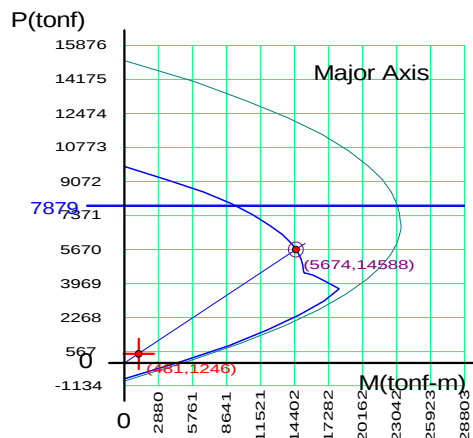
Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 5674.12$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.085 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 14587.5$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.085 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} =$
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} =$
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

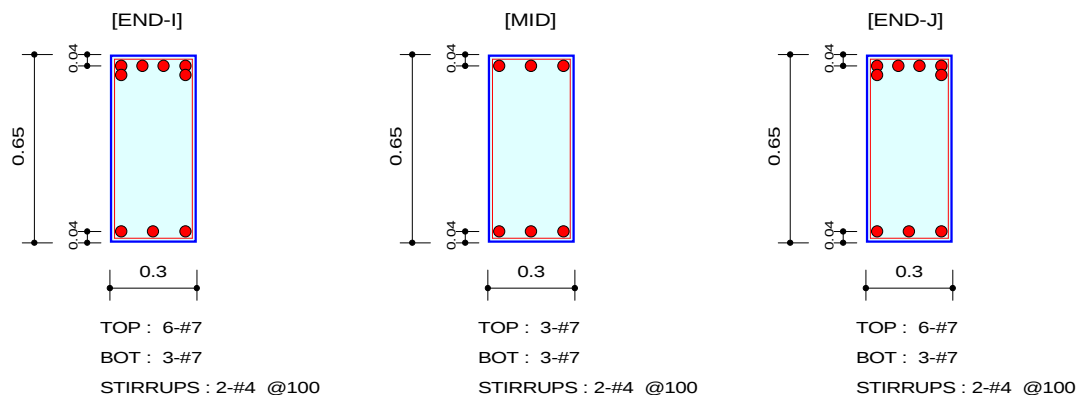
Applied Shear Strength Vu = 203.432 tonf (Load Combination : 14)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 510.186 + 607.451 = 1117.64$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00200 m²/m, #5 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.182 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...Niveles-Push-SinColumnas.mgb

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Section Property: V1 (No : 5)
 Unit System : tonf, m
 Beam Span : 6 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	8	8	3
Moment (Mu)	42.27	15.24	42.23
Factored Strength (ϕM_n)	48.83	25.70	48.83
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.8657	0.5930	0.8649
(+) Load Combination No.	4	7	8
Moment (Mu)	22.96	17.73	22.96
Factored Strength (ϕM_n)	25.60	25.70	25.60
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.8972	0.6898	0.8971
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0023	0.0012	0.0023
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0012	0.0012	0.0012

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10	10	10
Factored Shear Force (V_u)	37.86	36.45	37.84
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	0.00	13.65	0.00
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	48.51	49.80	48.51
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0026	0.0026	0.0026
Using Stirrups Spacing	2-#4 @100	2-#4 @100	2-#4 @100
Check Ratio	0.7804	0.5744	0.7801

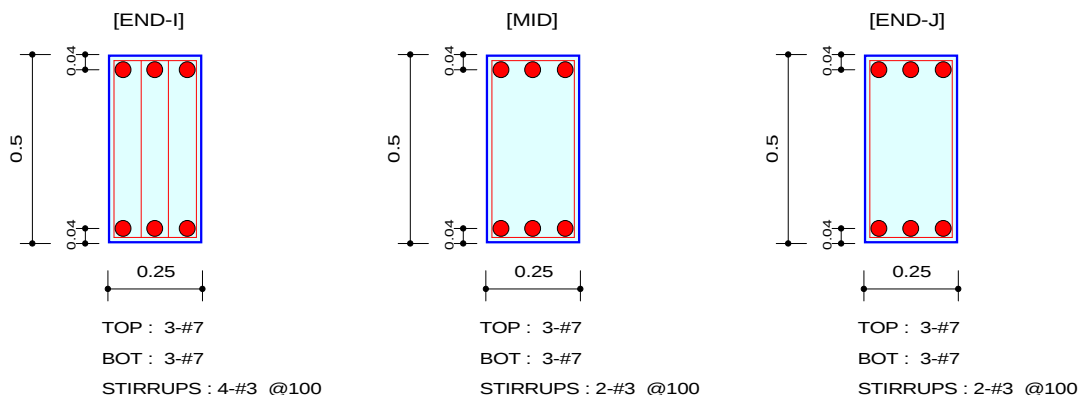
	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...Niveles-Push-SinColumnas.mgb

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Section Property: V2 (No : 6)

Unit System : tonf, m
 Beam Span : 6 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9	9	6
Moment (Mu)	13.56	3.00	13.55
Factored Strength (ϕM_n)	18.98	18.98	18.98
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.7143	0.1579	0.7138
(+) Load Combination No.	6	2	10
Moment (Mu)	3.29	5.52	3.25
Factored Strength (ϕM_n)	18.98	18.98	18.98
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.1734	0.2906	0.1711
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0012	0.0012	0.0012
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0012	0.0012	0.0012

4. Shear Capacity

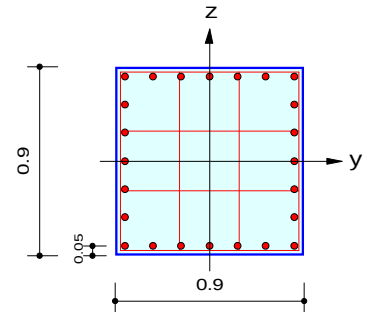
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_u)	9.79	5.70	9.78
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	8.58	8.58	8.58
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	34.30	20.66	20.66
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0028	0.0014	0.0014
Using Stirrups Spacing	4-#3 @100	2-#3 @100	2-#3 @100
Check Ratio	0.2282	0.1950	0.3347

ANEXO 4: Diseño estructural de los elementos del edificio de doce niveles utilizando la metodología del Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 788 (PM), 182 (Shear)
 Material Data : $f_c = 4218.42$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C1 (No : 1)
 Rebar Pattern : 24 - 7 - #8 $A_{st} = 0.0122322$ m² (Rho_{st} = 0.015)



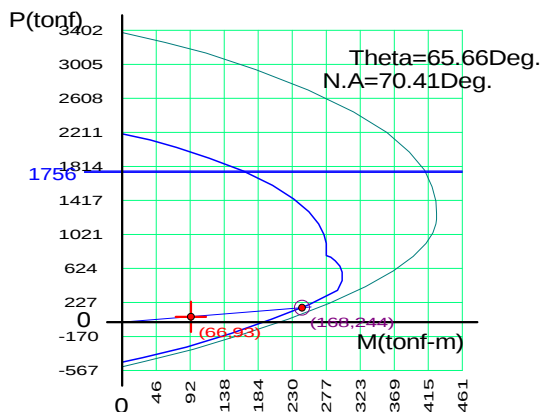
2. Applied Loads

Load Combination : 13 AT (I) Point
 $P_u = 65.8708$ tonf $M_{cy} = 38.1661$ tonf-m $M_{cz} = 85.2932$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 93.4430$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 1755.79$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 65.8708 / 168.495 = 0.391 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 93.4430 / 244.055 = 0.383 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 38.1661 / 100.577 = 0.379 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 85.2932 / 222.367 = 0.384 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
2194.74	0.00
2040.62	73.92
1762.05	164.37
1439.35	233.31
1152.18	266.34
916.18	276.59
779.50	277.15
717.56	289.16
580.37	298.94
370.65	292.63
33.66	203.03
-286.44	87.13
-464.41	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 106.083$ tonf (Load Combination : 4)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 138.799 = 138.799$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.764 < 1.000$ O.K

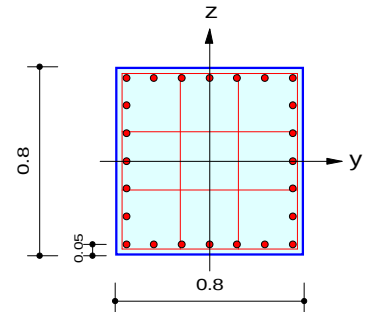
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 19.8710$ tonf (Load Combination : 13)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 72.6148 + 138.799 = 211.414$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.094 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 1218 (PM), 1874 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C2 (No : 2)
 Rebar Pattern : 24 - 7 - #8 $A_{st} = 0.0122322$ m² (Rho_{st} = 0.019)



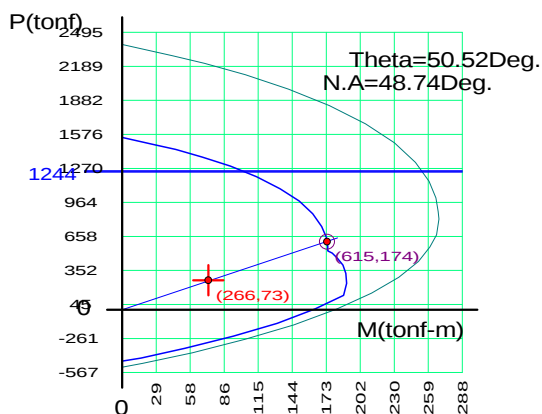
2. Applied Loads

Load Combination : 7 AT (I) Point
 $P_u = 265.501$ tonf $M_{cy} = 46.9192$ tonf-m $M_{cz} = 56.5325$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 73.4665$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ϕP_n -max = 1243.74 tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 265.501 / 614.929 = 0.432 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 73.4665 / 173.680 = 0.423 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 46.9192 / 110.425 = 0.425 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 56.5325 / 134.057 = 0.422 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1554.67	0.00
1441.26	45.72
1292.82	91.67
1090.50	134.03
863.19	161.64
653.70	172.82
533.30	174.58
464.80	182.95
327.70	189.92
132.79	187.69
-119.69	131.24
-346.88	53.59
-464.41	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 48.1957$ tonf (Load Combination : 19)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 122.470 = 122.470$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.394 < 1.000$ O.K

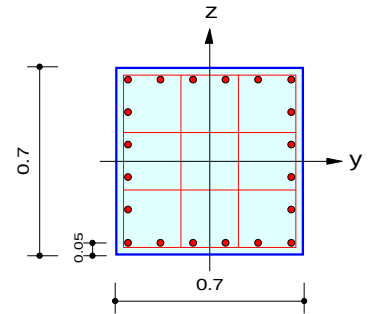
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 23.2873$ tonf (Load Combination : 4)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 51.3471 + 122.470 = 173.817$ tonf ($A_s/H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.134 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 2759 (PM), 2758 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C3 (No : 3)
 Rebar Pattern : 20 - 6 - #8 $A_{st} = 0.0101935$ m² (Rhost = 0.021)



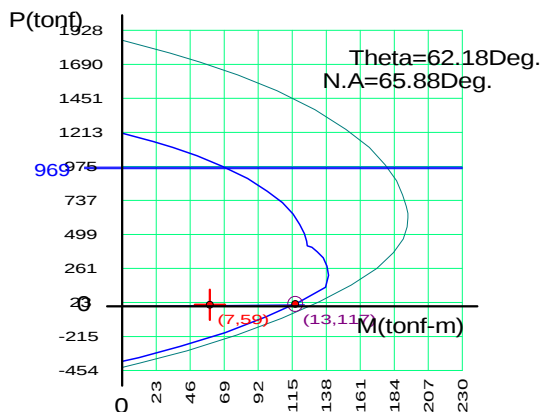
2. Applied Loads

Load Combination : 13 AT (I) Point
 $P_u = 6.93644$ tonf $M_{cy} = 27.5094$ tonf-m $M_{cz} = 52.6921$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 59.4409$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 969.119$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 6.93644 / 13.4281 = 0.517 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 59.4409 / 117.405 = 0.506 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 27.5094 / 54.7989 = 0.502 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 52.6921 / 103.832 = 0.507 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1211.40	0.00
1111.63	34.36
979.77	68.44
805.49	98.81
641.98	116.14
505.00	123.71
423.89	125.81
379.40	132.57
281.64	139.16
132.03	137.79
-77.60	97.39
-283.41	39.80
-387.01	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 68.1707$ tonf (Load Combination : 17)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 106.141 = 106.141$ tonf ($A_s-H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.642 < 1.000$ O.K

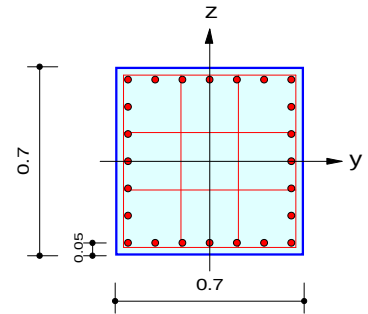
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 25.9223$ tonf (Load Combination : 4)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 35.1358 + 106.141 = 141.276$ tonf ($A_s-H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.183 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Member Number: 595 (PM), 2791 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height : 4 m
 Section Property: C4 (No : 4)
 Rebar Pattern : 24 - 7 - #8 $A_{st} = 0.0122322$ m² (Rhost = 0.025)



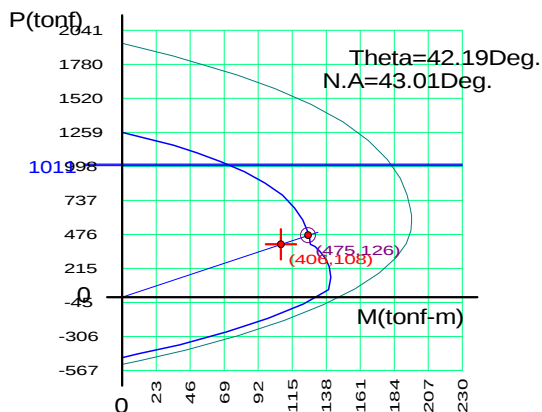
2. Applied Loads

Load Combination : 4 AT (I) Point
 $P_u = 406.227$ tonf $M_{cy} = 78.7006$ tonf-m $M_{cz} = 73.4073$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 107.622$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 1010.67$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 406.227 / 474.825 = 0.856 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 107.622 / 126.355 = 0.852 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 78.7006 / 93.6191 = 0.841 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 73.4073 / 84.8592 = 0.865 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1263.34	0.00
1160.50	35.20
1037.98	67.44
871.48	97.21
684.10	117.02
507.44	125.54
406.52	127.55
347.79	134.37
229.06	140.61
55.43	140.23
-163.85	98.96
-365.82	39.00
-464.41	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 67.7496$ tonf (Load Combination : 17)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 0.00000 + 106.141 = 106.141$ tonf ($A_s-H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.638 < 1.000$ O.K

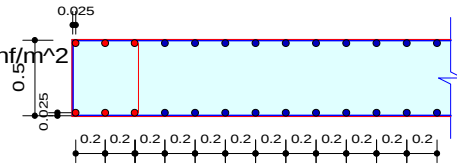
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 19.5177$ tonf (Load Combination : 3)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 35.2111 + 106.141 = 141.352$ tonf ($A_s-H_{use} = 0.00516$ m²/m, 4-#4 @100)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.138 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 1 (Wall Mark : wM0001)
 Story : 1F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 4218.42$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 12*0.5 m
 Vertical Rebar : #11 @200 (AsV = 0.01006 m²/m)
 End Rebar : 6-#11 @200
 Boundary Element Rebar 11- 4-#6 @200 (Length = 1.67 m)



2. Applied Loads

Load Combination : 19
 Pu = 800.309 tonf
 Mcy = 22827.7, Mcz = 0.00000 tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ϕP_n -max = 13611.3 tonf

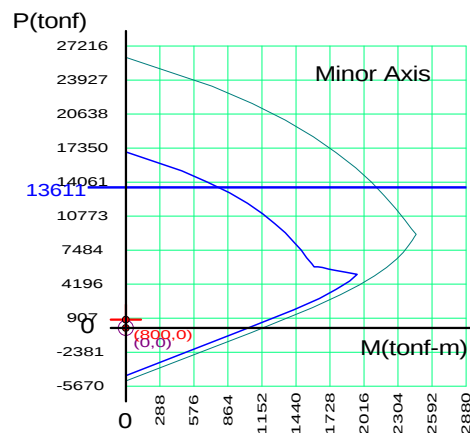
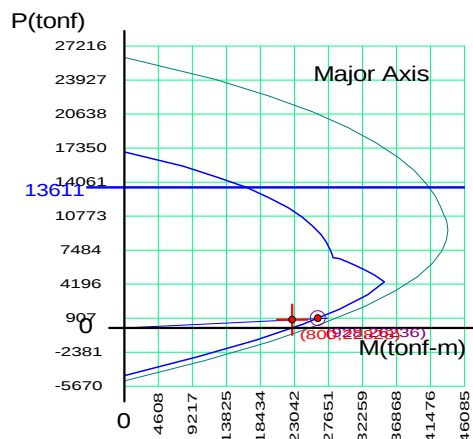
Major Axis

Design Axial Load Strength ϕP_{ny} = 928.369 tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny}$ = 0.862 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength ϕM_{ny} = 26236.0 tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny}$ = 0.870 < 1.000 O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength ϕP_{nz}
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz}$ = 0.000 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength ϕM_{nz}
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz}$ = 0.000 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



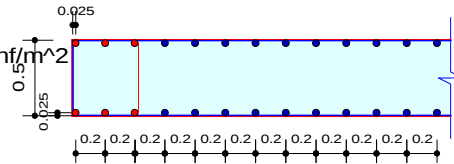
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength V_u = 838.739 tonf (Load Combination : 19)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s$ = 310.559 + 862.189 = 1172.75 tonf
 (As-H_{req} = 0.00284 m²/m, #6 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n$ = 0.715 < 1.000 O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 5 (Wall Mark : wM0005)
 Story : 5F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 12*0.5 m
 Vertical Rebar : #7 @200 ($A_sV = 0.00387$ m²/m)
 End Rebar : 6- #7 @200
 Boundary Element Rebar 4- 3-#5 @203 (Length = 0.92 m)



2. Applied Loads

Load Combination : 19
 $P_u = 534.596$ tonf
 $M_{cy} = 10374.2$, $M_{cz} = 0.00000$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 10269.5$ tonf

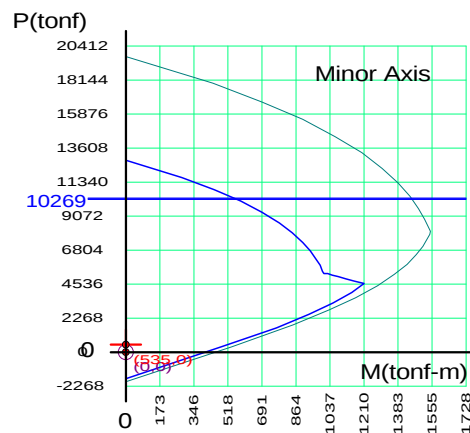
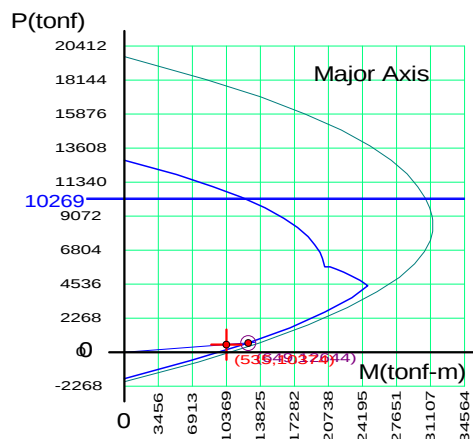
Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 648.529$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.824 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 12643.7$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.821 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} =$
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} =$
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



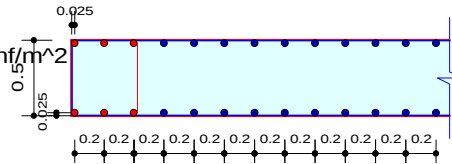
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 681.367$ tonf (Load Combination : 19)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 481.820 + 862.189 = 1344.01$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00284 m²/m, #6 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.507 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Condition

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Wall ID : 9 (Wall Mark : wM0009)
 Story : 9F (Height = 4 m)
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Wall Dim. (Length*Thk) : 12*0.5 m
 Vertical Rebar : #5 @200 (AsV = 0.00200 m²/m)
 End Rebar : 6- #5 @200



2. Applied Loads

Load Combination : 19
 $P_u = 270.142$ tonf
 $M_{cy} = 2129.82$, $M_{cz} = 0.00000$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 9811.87$ tonf

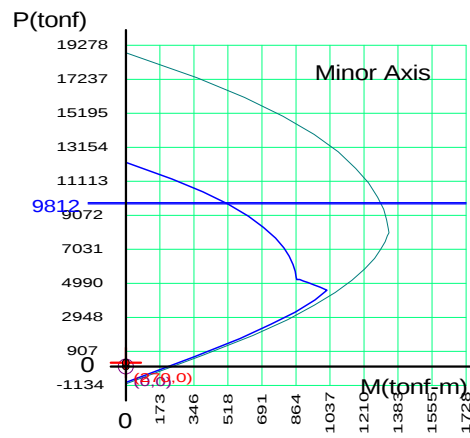
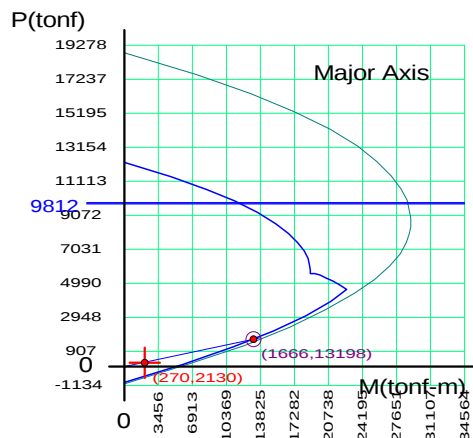
Major Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{ny} = 1665.81$ tonf
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{ny} = 0.162 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{ny} = 13198.2$ tonf-m
 Moment Ratio $M_{cy}/\phi M_{ny} = 0.161 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $\phi P_{nz} =$
 Axial Ratio $P_u/\phi P_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K
 Design Moment Strength $\phi M_{nz} =$
 Moment Ratio $M_{cz}/\phi M_{nz} = 0.000 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

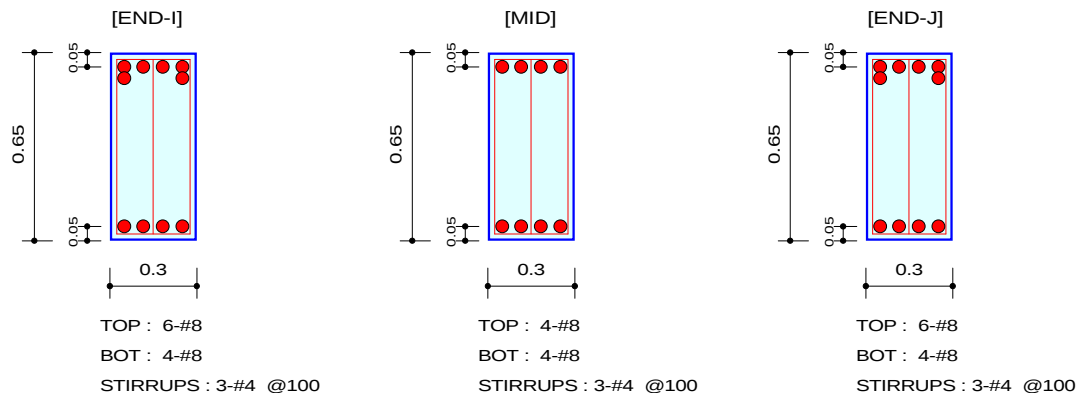
Applied Shear Strength $V_u = 363.302$ tonf (Load Combination : 19)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 623.345 + 607.451 = 1230.80$ tonf
 (As-H_{req} = 0.00200 m²/m, #5 @200)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.295 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Section Property: V1 (No : 5)
 Unit System : tonf, m
 Beam Span : 6 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	8	13	4
Moment (Mu)	49.03	23.51	48.11
Factored Strength (ϕM_n)	62.18	43.28	62.18
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.7886	0.5432	0.7738
(+) Load Combination No.	13	8	17
Moment (Mu)	42.29	23.88	40.98
Factored Strength (ϕM_n)	42.82	43.28	42.82
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.9877	0.5517	0.9569
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0031	0.0020	0.0031
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0020	0.0020	0.0020

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10	10	10
Factored Shear Force (V_u)	45.11	44.24	45.42
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	0.00	13.42	0.00
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	52.18	53.69	52.18
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0039	0.0039	0.0039
Using Stirrups Spacing	3-#4 @100	3-#4 @100	3-#4 @100
Check Ratio	0.8646	0.6591	0.8705

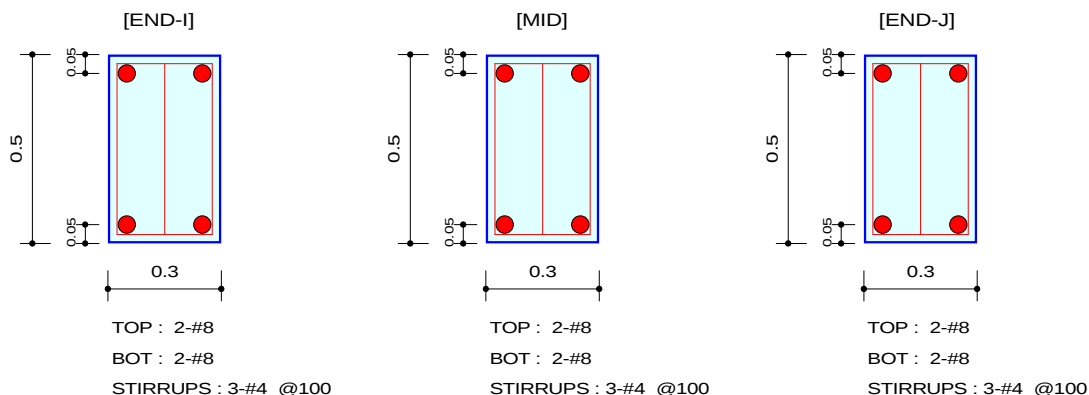
	Company		Project Title	
	Author	RIJOJIVE	File Name	F:\...\Edificio-12Niveles-DDBD.mgb

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Material Data : $f_c = 3515.35$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Section Property: V2 (No : 6)

Unit System : tonf, m
 Beam Span : 6 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9	6	6
Moment (Mu)	13.62	4.06	13.74
Factored Strength (ϕM_n)	16.34	16.34	16.34
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.8334	0.2487	0.8408
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	3.74	5.47	3.73
Factored Strength (ϕM_n)	16.34	16.34	16.34
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.2286	0.3349	0.2284
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0010	0.0010	0.0010
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0010	0.0010	0.0010

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	6	2
Factored Shear Force (V_u)	8.71	5.35	8.74
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	10.07	10.07	10.07
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	40.27	40.27	40.27
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0039	0.0039	0.0039
Using Stirrups Spacing	3-#4 @100	3-#4 @100	3-#4 @100
Check Ratio	0.1731	0.1062	0.1736