

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**“INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURACION SISMICA EN EL PROCESO
DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS”**

PRESENTADO POR:

ODIR EDGARDO ALVARADO SALGUERO

RICARDO JOSUE JIMÉNEZ VELASCO

SULMA ELIZABETH PINEDA RENDEROS

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 2008.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación Previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**“INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURACION SISMICA EN EL PROCESO DEL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS”**

Presentado por :

ODIR EDGARDO ALVARADO SALGUERO

RICARDO JOSUE JIMÉNEZ VELASCO

SULMA ELIZABETH PINEDA RENDEROS

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores :

ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

MSc. ING. JULIO EDGARDO BONILLA ALVAREZ

San Salvador, Junio de 2008.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

MSc. ING. JULIO EDGARDO BONILLA ÁLVAREZ

AGRADECIMIENTOS

A MI CREADOR: Le agradezco a Dios por haber permitido este gran triunfo en mi vida, ya que gracias a El tuve la sabiduría y el entendimiento para poder culminar mi carrera y tuve la fuerza y la fortaleza para sobrepasar todos los obstáculos en el camino, también agradezco a nuestra santa madre, la **VIRGEN MARIA**, por haber rogado por mi ante su hijo, para alcanzar ésta gran meta.

A MI FAMILIA: De manera muy especial a mi querido papá, por haber hecho ese gran sacrificio, de pagar mis estudios, sin importarle la opinión de los demás, le estoy muy agradecido por ésta gran herencia que me ha dado; a mi madre y a mis dos hermanos, por estar siempre pendiente y por el apoyo que me dieron a lo largo de mis estudios.

A MI TIA MARINA Y A SUS HIJOS: gracias por el apoyo económico que me brindaron y por darme su confianza en poder culminar con éxito mis estudios.

A MI TIA CONSUELO: por el apoyo económico que ella aportó para que no me quedara atrás en mis estudios.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS: por haber llegado conmigo hasta el final de éste trabajo de graduación, sobrepasando todos los obstáculos que tuvimos.

A ERIKA SALAZAR: por el apoyo que me dio en los últimos años de mi carrera, porque supo escucharme y entenderme cuando lo necesité.

Odir Edgardo Alvarado Salguero.

AGRADECIMIENTOS

AL GRAN YO SOY: A mi Dios todo poderoso, sin el no soy nadie, y los mas grande que el me de y me ha dado se lo debo todo a el, **A MI SEÑOR JESUS**, que me dio la vida y las fuerzas para salir adelante en todo lo que el me ha puesto y que a pesar de todo siempre estuvo, esta y estoy seguro que esta conmigo.

A MI FAMILIA: A mis padres, a mi mamá por que ella a pesar de todo nunca desmayo, y me apoyo sin ningún pero y con gran esfuerzo me dio todo para que yo saliera adelante, a mi papa por haberme inculcado el habito de la ingeniería, y a mis hermanos (Sergio y Elías) por que siempre han estado conmigo en las buenas y en las malas.

A MI TIAS: Gracias a todas mis tías, a mi tía Anangelina, gracias por que aunque con un poquito siempre me apoyo, 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 PAPABEL Y MAMATITA: No he encontrado mayor sabiduría que en ellos dos, a mi papabel gracias porque me enseñó el camino cuando no lo veía y se tomo el tiempo de llevarme a través de el, y a mi mamatita gracias por estar siempre para mí aconsejándome y regañandome, y orando por mi.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS: por haber llegado conmigo hasta el final de éste trabajo de graduación, sobrepasando todos los obstáculos que tuvimos.

A MIS PASTORES: Ellos me han apoyado desde el principio de este sueño, gracias por todo.

A LOS QUE ALGUNA VEZ DUDARON: Aquí esta la prueba de que lo logre.

Ricardo Josué Jiménez Velasco.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS: por haber estado conmigo cuando más lo necesitaba y por no abandonarme, además por haberme dada vida para lograr alcanzar esta meta y no defraudar a mis seres queridos.

A TODOS LOS DOCENTES: que de alguna forma tuvieron que ver en la formación académica, además de su amistad y confianza.

A MIS FAMILIARES: por su gran apoyo el cual me ayudo a seguir adelante este trabajo.

A LOS DOCENTES DIRECTORES: por su constante y desinteresada asesoría de nuestro trabajo de graduación, la cual no hubiésemos llevado a cabo sin su colaboración.

Expreso mis sinceros agradecimientos a las personas que de alguna manera contribuyeron con el desarrollo de este Trabajo de Graduación, brindando su apoyo, consejo u orientación.

A TODOS, GRACIAS.

DEDICATORIA

A MI FAMILIA: Mi papá, Mi mamá, Wilberto, Zuleyma, tía Marina, Edwin, Tito, Verónica y tía Consuelo, les dedico éste gran paso que he dado en mi vida profesional, ya que inculcaron en mi el deseo de superarme, sin preocuparme por los obstáculos que tendría que pasar.

A LA FAMILIA SALAZAR CERNA: A Soila Esperanza y Luly, por abrir la puerta de su casa, por brindarme su confianza y dar su amistad a una persona que en un principio era desconocida; y de una manera muy especial a Erika, por haber confiado en mi y por haber dedicado gran parte de su vida a mi, por todos los momentos triste y felices que pasamos juntos, porque gracias a ella en medio de tanto trabajo y problemas siempre hubo tiempo para reír y disfrutar.

A MI ABUELITO MIGUEL: por todos los buenos consejos que me ha dado y por el apoyo moral que me dio para llegar a terminar mi carrera.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE LA UNIVERSIDAD: A Heber Huevo, Sulma Pineda, Reynaldo Pazzuelo, Nestor Grande, Rene Grande, Carmen Gámez, Karla Najarro, Albín Ríos, Mauricio Mínero, Ricardo Jiménez, y a todos mis compañeros de la universidad con quienes trabajamos juntos para salir adelante en nuestra carrera universitaria.

A MIS AMIGOS DE LA IGLESIA: A Víctor, Miguel, José Luis, Renato, Armando, Jeremías, Javier, Marvin y Dilcia, por todos los momentos espirituales y terrenales que hemos compartido juntos.

Odir Edgardo Alvarado Salguero.

DEDICATORIA

A mis padres, a mis hermanos, a mis tías, a mis pastores, a mis amigos, a mi jefe, y por sobre todo AL GRAN YO SOY.

Ricardo Josué Jiménez Velasco.

DEDICATORIA

A DIOS: por haberme iluminado durante todo este camino y no dejarme caer durante los diferentes inconvenientes que se presentaron, dándome sabiduría y fortaleza, en todo momento para seguir adelante y lograr alcanzar esta meta.

A MIS PADRES: por el apoyo y la confianza que me brindaron para poder terminar con éxito este trabajo.

A MIS HERMANOS, SOBRINAS Y CUÑADOS: por estar conmigo apoyándome para que siguiera adelante y no decaer ante las dificultades.

A MIS FAMILIARES: por su apoyo, interés y aprecio incondicional conmigo.

A MIS COMPAÑEROS DE GRUPO: por su amistad, comprensión y paciencia durante todo este tiempo de constante trabajo.

A MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIO Y AMIGOS: Lidia Gómez, Angélica Torres, Patricia Nieto, Nancy Zacarías, Albin Gonzáles, Reynaldo Pazzuelo, Carlos Ayala, Rene Grande, Néstor Grande, Luis Jandres, Danilo Vega, Carlos Vázquez, Rolando Ramírez, Ivonne Candray, Mirna Dardón, etc; por demostrarme su aprecio en todos los momentos que compartimos.

Sulma Elizabeth Pineda Renderos.

INDICE

PREAMBULO	1
PREAMBULO.....	2
ANTECEDENTES.....	5
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	9
OBJETIVOS.....	10
ALCANCES Y LIMITACIONES.....	11
JUSTIFICACION.....	13
CAPITULO 1: GENERALIDADES DEL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO	14
1.1. INTRODUCCION.....	15
1.2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES.....	18
1.2.1. CAUSAS DE LOS SISMOS.....	18
1.2.2. EFECTOS DE LOS SISMOS EN EDIFICACIONES.....	19
1.2.3. DAÑOS ESTRUCTURALES MÁS COMUNES.....	19
1.3. OPTIMACION ESTRUCTURAL.....	23
1.4. LAS HERRAMIENTAS DEL DISEÑO.....	25
1.5. SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	27
1.6. FORMAS ESTRUCTURALES.....	30
1.6.1. SISTEMAS DE MARCOS.....	32
1.6.1.1. MARCOS RIGIDOS.....	32
1.6.1.2. MARCOS ARRIOSTRADOS.....	35
1.6.2. SISTEMAS DE PAREDES.....	37
1.6.2.1. PAREDES DE MAMPOSTERÍA	38
1.6.2.2. PAREDES ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO.....	40
1.6.2.3. PAREDES DE CORTE.....	41

1.6.3. SISTEMA DUAL.....	44
1.6.3.1. MARCOS Y PAREDES DE CORTE.....	45
1.6.3.2. MARCOS DUCTILES Y PAREDES CONJUNTAMENTE CON VIGAS.....	46
1.6.3.3. SISTEMAS DUALES CON PAREDES EN FUNDACIONES DEFORMABLES.....	47
1.7. PROCESO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS.....	48
1.7.1. FASE DE PRE-DISEÑO.....	50
1.7.2. FASE DE POST-DISEÑO.....	52
1.7.3. DOCUMENTOS COMPLEMENTARIOS.....	53
1.8. REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN.....	53
1.8.1. REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES DE EL SALVADOR.....	54
1.8.2. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.....	57
1.9. PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS.....	58
1.9.1. OBJETIVOS DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	62
1.9.2. EXIGENCIAS QUE DEBE SATISFACER LA ESTRUCTURA.....	63
1.10. ETAPAS DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	65
1.11. FASE CONCEPTUAL.....	67
1.12. FASE DE ANALISIS.....	67
1.12.1. EVALUACION DE CARGAS.....	68
1.12.1.1. ANALISIS DE CARGAS.....	68
I. CARGA MUERTA	70
II. CARGA VIVA.....	71
III. CARGA SISMICA.....	73
IV. APOYOS O VINCULOS.....	78
1.12.1.2. ANALISIS ESTRUCTURAL.....	79

I. FUERZAS INTERNAS.....	81
1.12.2. ANALISIS DE ESFUERZOS.....	83
1.12.3. ANALISIS DE DEFORMACIONES.....	85
1.13. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	87
1.13.1. MÉTODOS DE DISEÑO.....	90
1.13.1.1. DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO.....	91
1.13.1.2. DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA.....	92
I. RESISTENCIA ÚLTIMA O RESISTENCIA REQUERIDA.....	93
II. RESISTENCIA DE DISEÑO.....	95
1.13.2. DETALLADO.....	96
1.13.2.1. LONGITUD DE DESARROLLO EN VARILLAS CORRUGADAS SUJETAS A TENSIÓN.....	96
1.13.2.2. LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TENSIÓN.....	98
1.13.2.3. DIÁMETROS DE DOBLEZ PARA GANCHOS ESTÁNDAR.....	100
1.13.2.4. TRASLAPE DE VARILLAS SUJETAS A TENSIÓN.....	100
1.13. CAMBIOS ESTRUCTURALES.....	101
CAPITULO 2: ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.....	104
2.1. INTRODUCCION.....	105
2.2. CONFIGURACION GEOMETRICA DE UN EDIFICIO.....	107
2.2.1. GEOMETRIA GENERAL EN PLANTA.....	107
2.2.1.1. CONFIGURACION GEOMETRICA DEL CUERPO PRINCIPAL.....	108
2.2.1.2. CONFIGURACION GEOMETRICA DE ENTRANTES EN PLANTA.....	109
2.2.1.3. CONFIGURACION GEOMETRICA DE SALIENTES EN PLANTA.....	109
2.2.1.4. VANOS O ABERTURAS EN PLANTA.....	110
2.2.1.5. CONFIGURACIONES LINEALES.....	111

2.2.2. CONFIGURACION GEOMETRICA EN ELEVACION.....	112
2.2.2.1. CONTINUIDAD EN ELEVACION.....	112
2.2.2.2. CONFIGURACION GEOMETRICA DE ENTRANTES EN ELEVACION.....	113
2.2.2.3 CONFIGURACION GEOMETRICA DE SALIENTES EN ELEVACION.....	114
2.3. CONFIGURACION ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO.....	115
2.4. TIPOS DE SIMETRIA.....	116
2.4.1. SIMETRIA GEOMETRICA.....	116
2.4.2. SIMETRIA ESTRUCTURAL.....	117
2.4.3. SIMETRIA DE ESFORZAMIENTO.....	117
2.5. FASE CONCEPTUAL.....	118
2.5.1. OBJETIVOS DE LA FASE CONCEPTUAL.....	119
2.6. ESQUEMATIZACIÓN.....	122
2.6.1. CONCEPTUALIZACION DE LA FORMA DEL EDIFICIO COMO UN TODO.....	122
2.6.2. CONCEPTUALIZACION DE LA FORMA GENERAL DEL EDIFICIO COMO UN SISTEMA ESTRUCTURAL TOTAL.....	123
2.7. DISEÑO PRELIMINAR.....	124
2.7.1. UBICACIÓN DEL EDIFICIO EN PLANTA EN EL TERRENO.....	124
2.7.2. VIABILIDAD DEL PROYECTO	125
2.8. DISEÑO FINAL ARQUITECTÓNICO, NO ESTRUCTURAL.....	126
2.8.1. ESTRUCTURACIÓN.....	126
2.8.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	127
2.9. ESTRUCTURACION.....	127
2.9.1. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA ESTRUCTURAR UN EDIFICIO.....	128
2.10. ASPECTOS A EVALUAR EN ESTRUCTURACION.....	133
2.10.1. PROPIEDADES GEOMETRICAS.....	133
2.10.1.1. GEOMETRÍA GENERAL DEL EDIFICIO.....	133

2.10.1.2. GEOMETRÍA ELEMENTAL.....	134
2.10.2. PROPIEDADES ESTRUCTURALES.....	134
2.10.2.1. MASA.....	134
2.10.2.2. RIGIDEZ.....	135
2.10.2.3. RESISTENCIA.....	138
2.10.2.4. DUCTILIDAD	138
2.11. REGLAMENTOS DE DISEÑO CONCEPTUAL EN EDIFICIOS.....	138
2.11.1. REQUERIMIENTOS DE ESTRUCTURACION SEGÚN LOS REGLAMENTOS DE EL SALVADOR Y MEXICO.....	139
2.12. PROYECTOS ARQUITECTONICOS.....	145
2.12.1. PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS RECOMENDABLES.....	146
2.12.2. PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS NO RECOMENDABLES, PERO ACEPTABLES.....	146
2.12.3. PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS INACEPTABLES	147
2.13. CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.....	147
2.14. CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION	149
2.14.1. PESO DE LA ESTRUCTURA.....	149
2.14.2. SENCILLEZ, SIMETRIA Y REGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACION.....	151
2.14.2.1. SENCILLEZ GEOMETRICA EN PLANTA Y ELEVACION.....	152
2.14.2.2. SENCILLEZ ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION.....	152
2.14.2.3. SIMETRIA GEOMETRICA EN PLANTA Y ELEVACION.....	153
2.14.2.4. SIMETRIA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION.....	154
2.14.2.5. REGULARIDAD GEOMETRICA EN PLANTA Y ELEVACION.....	155
2.14.2.6. REGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION	156
2.15. CRITERIOS ESPECIFICOS DE ESTRUCTURACION.....	156
2.15.1. CRITERIOS GEOMETRICOS.....	157

2.15.1.1. FORMA EN PLANTA	157
2.15.1.2. FORMA EN ELEVACION.....	158
2.15.1.3. TAMAÑO EN PLANTA.....	159
2.15.1.4. TAMAÑO EN ELEVACION.....	160
2.15.1.5. PROPORCION EN PLANTA.....	161
2.15.1.6. PROPORCION EN ELEVACION.....	163
2.15.1.7. GEOMETRIA ELEMENTAL.....	164
2.15.2. CRITERIOS ESTRUCTURALES.....	168
2.15.2.1. CRITERIOS DE MASA EN PLANTA.....	168
I. Estructuración de losas muy pesadas.....	168
II. Estructuración de vanos en forma asimétrica.....	169
III. Estructuración de voladizos muy grandes.....	169
IV. Incorporación del sistema de piso flexible junto con el sistema de piso rígido.....	170
2.15.2.2. CRITERIOS DE MASA EN ELEVACION.....	171
I. Estructuración de paredes de relleno apoyadas sobre vigas pero en forma distinta en elevación.....	171
II. Estructuración de paredes de relleno apoyadas sobre tableros de losa.....	171
III. Estructuración de vanos en forma asimétrica	172
IV. Estructuración de ventanas en forma asimétrica.....	172
2.15.2.3. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN PLANTA.....	173
I. Rigideces excéntricas.....	173
II. Estructuración de muros de colindancia.....	174
2.15.2.4. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN ELEVACION.....	176
I. Discontinuidad en la altura de las columnas en el sistema de piso	176
II. Discontinuidad de la distancia entre columnas	177

III. Primer entreciso con el doble de la altura y muros de cortante en niveles superiores.....	178
IV. Discontinuidad horizontal en los marcos.....	179
V. Columnas del primer entreciso a diferente nivel.....	179
VI. Discontinuidad en muros de cortante y huecos.....	180
VII. Diseño de juntas sísmicas de edificios continuos.....	181
CAPITULO 3: APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO	183
3.1. INTRODUCCION.....	184
3.2. EJEMPLO DE APLICACIÓN PRÁCTICA DE LA FASE CONCEPTUAL.....	185
3.3. CONFIGURACION GEOMETRICA DEL EDIFICIO.....	186
3.3.1. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA EN PLANTA.....	186
3.3.2. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA EN ELEVACION.....	188
3.4. FASE CONCEPTUAL.....	191
3.4.1. ESQUEMATIZACION.....	191
3.4.2. DISEÑO PRELIMINAR.....	193
3.4.3. DISEÑO FINAL ARQUITECTONICO, NO ESTRUCTURAL.....	195
3.4.3.1. ESTRUCTURACIÓN.....	204
3.4.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DEL EDIFICIO A BASE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO.....	213
3.5. REVISION DE LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.....	228
3.5.1. CRITERIOS GENERALES.....	228
3.5.1.1. PESO DE LA ESTRUCTURA.....	228
3.5.1.2. SENCILLEZ, SIMETRIA Y REGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACION	229
3.5.2. CRITERIOS ESPECIFICOS.....	230
3.5.2.1. CRITERIOS GEOMETRICOS.....	230

I. Forma en planta.....	230
II. Forma en elevación.....	231
III. Tamaño de la planta.....	231
IV. Tamaño en elevación.....	232
V. Proporción en planta.....	232
VI. Proporción en elevación.....	237
VII. Configuración de vanos.....	240
VIII. Geometría elemental.	242
3.5.2.2. CRITERIOS ESTRUCTURALES.....	245
I. Criterios de masa en planta.....	245
II. Criterios de masa en elevación.....	252
III. Criterios de rigidez en planta.....	252
IV. Criterios de rigidez en elevación.....	255
CAPITULO 4: USO DE SOFTWARE ETABS PARA DEDUCIR EFECTOS PRODUCIDOS POR MALA ESTRUCTURACION EN EDIFICIOS Y ANALISIS DE RESULTADOS.....	259
4.1. INTRODUCCION.....	260
4.2. PARAMETROS GENERALES UTILIZADOS EN EL SOFTWARE ETABS PARA EL ANALISIS DE EDIFICIOS.....	261
4.3. MODELO DE EDIFICIO A BASE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO CUMPLIENDO CON LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.....	266
4.4. MODELO DE EDIFICIO A BASE DE MARCOS Y PAREDES DE CONCRETO REFORZADO, CUMPLIENDO LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.....	274
4.5. ANALISIS DE EDIFICIOS CON VARIACIONES PARA CADA CRITERIO DE ESTRUCTURACION.....	278
4.5.1. FORMA EN PLANTA	280
4.5.2. FORMA EN ELEVACION.....	285

4.5.3. TAMAÑO EN ELEVACION.....	292
4.5.4. PROPORCION EN PLANTA.....	297
4.5.4.1. PLANTA ALARGADA.....	297
4.5.4.2. SALIENTE EXCESIVA	301
4.5.4.3. ENTRANTE.....	306
4.5.5. PROPORCION EN ELEVACION.....	310
4.5.6. GEOMETRIA ELEMENTAL.....	311
4.5.7. CRITERIOS ESTRUCTURALES.....	311
4.5.7.1. CRITERIOS DE MASA EN PLANTA.....	312
I. Estructuración de losas muy pesadas, no uniformes.....	312
II. Vano en posición asimétrica.....	317
III. Vano en posición simétrica, pero grande.....	322
IV. Voladizos largos y asimétricos	330
V. Incorporación de piso flexible junto con piso rígido.....	335
4.5.7.2. CRITERIOS DE MASA EN ELEVACION.....	341
I. Estructuración de paredes de relleno apoyadas sobre vigas pero en forma distinta en elevación.....	341
4.5.7.3. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN PLANTA	345
I. Rigidez excéntrica.....	346
II. Muros perpendiculares entre si	351
4.5.7.4. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN ELEVACION.....	356
I. Discontinuidad en la altura de las columnas en el sistema de piso.....	357
II. Discontinuidad de la distancia entre columnas.....	362
III. Primer entrepiso con el doble de altura y muros de cortante en niveles superiores.....	366
IV. Discontinuidad horizontal en los marcos.....	372

V. Columnas del primer entrepiso a diferente nivel.....	382
VI. Discontinuidad en muros de cortante.....	389
4.6. ANALISIS DE RESULTADOS DE CADA CRITERIO DE ESTRUCTURACION	393
CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	400
5.1. CONCLUSIONES.....	401
5.2. RECOMENDACIONES.....	405
BIBLIOGRAFIA.....	410
ANEXOS.....	415

PREAMBULO

PREAMBULO

El Salvador, su historia, está marcada por desastres ocasionados por sismos, los cuales provocan daños que pueden o podrían haber sido evitados mediante el uso adecuado de los criterios contemplados en las normativas de diseño sismorresistente. Las pérdidas de vidas humanas, demuestran el potencial devastador de este fenómeno. Es por esto que llevamos a cabo el presente estudio, donde se demostrará cómo influye la estructuración sísmica en el proceso del diseño de estructuras de concreto reforzado. El grado de influencia se da a conocer por medio de un análisis comparativo entre sistemas estructurales, y de sus propiedades, partiendo desde el desarrollo de todos los aspectos a tomar en cuenta para llevar a cabo el desarrollo de un sistema determinado, hasta una evaluación comparativa entre la correcta aplicación de dichos parámetros y la no adecuada aplicación de los mismos, mostrando además los efectos que la estructura sufrirá de acuerdo a las variaciones aplicadas.

Partimos de la definición de un sistema estructural diciendo que es aquel que en su conjunto es capaz de poder soportar todas las acciones a las cuales éste pueda ser sometido, sin sufrir daños irreversibles haciendo que este quede inutilizable o colapsar. Para su selección mostramos aspectos teóricos, tales como las acciones a las que estas puede estar sometida (permanentes, variables, o accidentales), hasta los reglamentos estructurales que rigen dicho diseño.

También se dan a conocer los pasos a seguir para poder realizar el proceso del diseño estructural, para proponer una estructura funcional y presentar soluciones específicas de manera “creativa” utilizando distintos tipos de herramientas, tales como experiencias tomadas a partir de edificaciones previas, hasta el software utilizado para modelar la estructura presentando resultados de la utilización del mismo. El diseñador debe de conocer y tener criterio antes de poder aplicar estas herramientas al proceso o al “arte del diseño estructural y arquitectónico”.

Además, el presente estudio se ha basado en códigos nacionales e internacionales (RSEC, ACI, ASCE, LRFD, RCDF, etc.) que nos dan los parámetros para la seguridad estructural, que deberá tener la estructura durante su existencia.

Para llevar a cabo un correcto diseño estructural, se presentan los distintos criterios de estructuración, los conceptos necesarios a conocer de las distintas configuraciones geométricas y estructurales ya sea en planta como elevación, también la configuración estructural de los edificios, además de los tipos de simetría, la fase conceptual (la cual es una de las fases fundamentales en la estructuración de edificios, cualesquiera que sean sus usos), y todas sus etapas.

Hacemos mención especial a la estructuración (que es una etapa de la fase conceptual). Dicha etapa es desarrollada de manera conceptual primeramente, lo que nos dará los aspectos necesarios a conocer para poder proporcionar un diseño previo de la estructura con lo cual se procede a mostrar el procedimiento general para llevar a cabo el diseño de edificios de concreto reforzado. Posteriormente se muestran las propiedades geométricas y estructurales que debe cumplir la estructura siendo estas las características necesarias para poder presentar un buen comportamiento ante la acción de un sismo.

Se definen también los criterios de estructuración, siendo divididos en generales y específicos, definiendo por estos el poco peso que una estructura debe tener, además de la sencillez, simetría y regularidad en planta y elevación que deben tener las estructuras y sus configuraciones geométricas y estructurales. Posteriormente, tendremos también el diseño arquitectónico y estructural de una manera conceptual, por lo cual se llevará a cabo un predimensionamiento de la estructura. Este se deberá realizar tomando en cuenta los diferentes aspectos establecidos por los reglamentos y/o códigos nacionales e internacionales, además de la experiencia del ingeniero que se encuentre a cargo del desarrollo del proyecto.

Una vez establecido los diferentes aspectos teóricos necesarios a tomar en cuenta para el correcto funcionamiento estructural de un edificio a base de concreto reforzado, se procederá a la aplicación práctica de los mismos, proponiendo una estructura que cumpla con todos los aspectos mencionados anteriormente (configuración geométrica y estructura, la fase conceptual y los distintos criterios de estructuración) y que nos sirva de parámetro de comparación para poder evaluar todos los cambios que sufrirá un edificio cuando se le aplican distintas modificaciones o en su efecto cuando es configurado de una manera tal que no cumpla con lo establecido en los distintos criterios de estructuración que son mencionados en el presente estudio.

Previamente a esto se realizará una verificación analítica de la forma en que se configuró la estructura, en la que se demostrará que esta cumple con todos los aspectos anteriormente mencionados, teniendo una correcta estructuración, ya que será a partir de ésta que se llevarán a cabo las modificaciones a la misma para ver las variaciones que se producen en una estructura de concreto reforzado incumpliendo con la correcta estructuración con la que esta debe de ser desarrollada.

Por último presentamos una evaluación comparativa analítica y numérica entre todos los criterios de estructuración mencionados en el desarrollo de este estudio y el modelo general desarrollado (utilizando software) que cumple con todos los aspectos necesarios para llevar a cabo una correcta estructuración. Lo anterior es realizado con el fin de poder evaluar de manera real los efectos a los que será sometida una estructura al variar o no cumplir con los aspectos necesarios para poder llevar a cabo una correcta estructuración.

ANTECEDENTES

Existen muchos fenómenos naturales que ponen en riesgo la vida humana, uno de los más ocurrentes en nuestro medio son los sismos, que a lo largo de la historia de la construcción han ocasionado innumerables fallas estructurales, que son producidas por movimientos sísmicos, que según su magnitud pueden ocasionar la destrucción de la infraestructura creada por el hombre, lo que da como resultado la pérdida de muchas vidas humanas, demostrando la capacidad destructora que tiene la naturaleza.

Son muchos los sismos que han afectado a El Salvador, entre los más recientes tenemos el terremoto del 10 de octubre de 1986, en el que a las 11 horas y 50 minutos el suelo de San Salvador comenzó a moverse como resultado de un terremoto grado 7,5 Richter (5,4 en magnitud de ondas de cuerpo), con duración de 5 segundos y con epicentro localizado en fallas situadas a 8 kilómetros bajo la zona de Los Planes de Renderos, al sur de San Salvador. Luego el del 13 de enero de 2001, un terremoto de 7,6 grados Richter y 45 segundos de duración que provocó destrucción generalizada en 172 de los 262 municipios del país. Un mes después de esa tragedia, a las 8 horas y 22 minutos del martes 13 de febrero de 2001, un terremoto de 6,6 grados Richter deja sentir, durante 20 segundos, su fuerza destructora en los departamentos centrales y paracentrales.

Todo esto debe servir como experiencia para hacerle frente a los fenómenos naturales que nos ataquen, creando estructuras sismorresistentes, que se puedan comportar de una manera adecuada ante fuertes sollicitaciones sísmicas, para ello es necesario analizar las estructuras cuando son sometidas a cargas laterales de sismos.

Como es conocido por todos, las normas y reglamentos de construcción de nuestro país, están influenciadas por códigos y normas extranjeras, particularmente de México, por lo que también es importante saber que es lo que se ha hecho en ese país.

En las décadas de los 60's y 70's se toman criterios de estructuración, principalmente en lo referente a la construcción de losas, en las que por su facilidad de construcción y una aparente economía baja, se optaba por construir losas planas, aligeradas o reticulares; estos diseños aparentaban un buen comportamiento de los sistemas de piso, pero terminaron en un mal comportamiento de estos, debido a las grandes deformaciones bajo cargas laterales, fallas por punzonamiento en la unión con columnas. Antes del sismo del 14 de marzo de 1979 (en México), algunos investigadores agudos e intuitivos, ya habían observado que este sistema de piso no estaba del todo bien, debido a la falta de rigidez, la gran vulnerabilidad a las fuerzas sísmicas y la poca ductilidad del sistema. El problema se transmitía a las columnas, dando como resultado estructuras de un comportamiento poco dúctil.

Dentro de los primeros criterios de estructuración que se desarrollaron a principios de 1970, para edificios altos, era común utilizar este sistema de losas planas o reticulares.

Ante las fuerzas sísmicas que fueron sometidos los edificios, en 1979, este sistema mostró poca ductilidad y grandes deformaciones, lo que llevó a modificar los criterios de estructuración, tomando en cuenta las experiencias vividas, entonces lo que se quería era incrementar la rigidez, para reducir la deformación, proponiendo sistemas de piso con marcos rígidos, constituidos por columnas y vigas peraltadas y muros de rigidez.

Por otro lado, al mismo tiempo los investigadores habían detectado que las propiedades de los materiales para elaborar el concreto no eran óptimas y los valores que se usaban para el módulo de elasticidad sobreestimaba su valor real entre un 18 y 25%.

Entre 1979 y 1985, para los edificios de más de 20 niveles se propuso un sistema de marcos rígidos, construidos por vigas y columnas trabajando en interacción con muros de cortante, diseñando las losas planas solo para soportar cargas gravitacionales. Con esto se logró acortar las deformaciones y obteniendo resultados favorables en comportamiento y economía.

Toda la experiencia recogida durante estos años llevó a proponer con mejor eficiencia marcos y muros de rigidez, conceptualizar las estructuras con simetría en lo referente a su distribución de masa y rigidez, buscar incidencia de fuerzas a la cimentación más uniforme, limitar deformaciones por debajo de los valores reglamentarios, cuidar los tipos de materiales empleados, principalmente el concreto, realizar análisis, utilizando ya las ventajas de la computadora, que nos permiten analizar, diseñar y proponer elementos estructurales sencillos y de fácil ejecución, proponer detalles y dibujos claros y precisos, para su mejor interpretación en el desarrollo de la obra, e involucramos más intensamente en los procesos constructivos y en la revisión de los resultados de las pruebas de laboratorio y nivelaciones, cuando la magnitud del proyecto lo amerite.

Otros dos aspectos importantes que se aprendieron, fueron los daños en elementos no estructurales y los daños psicológicos en los ocupantes de los edificios, puesto que antes solo se preocupaba porque no se dañaran las columnas, vigas y muros de rigidez. Sin embargo, es importante siempre mantener la buena apariencia de la estructura, evitando el daño a los elementos no estructurales, puesto que la mayoría de personas no comprenderá si se le explica que su estructura está muy bien, que no hubo daños en elementos estructurales, que su edificio absorbió perfectamente el sismo y disipó la energía, si al mismo tiempo ellos están viendo vidrios rotos, acabados agrietados, lámparas rotas, etc.

A partir de lo anterior se dan intentos de encontrar una nueva manera de llevar a cabo el diseño estructural, buscando a través de esta la forma de evitar que los daños que pueda sufrir la estructura se propagasen a elementos visibles. Los nuevos reglamentos han puesto números a esta nueva filosofía, la cual ha sido denominada “Diseño por desempeño”, estando esta en continua actualización por un gran número de investigadores, proponiendo mejoras para la misma.

En la actualidad, para el análisis sísmico de estructuras se usan los métodos por fuerza lateral equivalente, espectro de respuesta modal, análisis no lineal estático y dinámico. Si bien, cualquiera de estos métodos es necesario para el diseño estructural, también se debe de tomar en cuenta el comportamiento de la edificación en base al sistema estructural que se usa y a la distribución de los elementos que lo forman.

Este último aspecto ha sido muy descuidado en nuestro medio, porque muchas veces no se considera el comportamiento de la estructura, según la forma y características de la estructura; evidencia de ello son los pocos criterios de estructuración que se dan en el “Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones (R.S.E.C.)” de El Salvador, en la que se resume, en dos tablas, los criterios de irregularidad para estructuras; en planta y elevación.

El criterio general para la construcción de estructuras resistentes a sismos contenido en los reglamentos de construcción modernos se refiere a garantizar un comportamiento adecuado sin daños para movimientos sísmicos de intensidad moderada, y asegurar la estabilidad de estructuras para sismos de intensidades mayores.

Anteriormente no existía una aplicación rigurosa de los reglamentos sísmicos en El Salvador y esto ha sido una causa de pérdidas humanas y económicas cuando una estructura es sometida a un sismo y para que un nuevo código de diseño sismorresistente tenga eficacia; se debe hacer énfasis en la primera etapa del proceso del diseño estructural, que involucra particularmente, la etapa fundamental del diseño, tal como es especificado por expertos en el tema.

Hasta el momento, ninguna de las universidades en todo el país, contempla una especialización en el campo de la Ingeniería Sísmica, aunque existen profesionales muy capacitados en esta rama de la Ingeniería, para la mayoría resulta difícil utilizar el Reglamento Sísmico adecuadamente y vigilar su cumplimiento. Esto origina errores por la omisión o inadecuada interpretación de las normas vigentes y conlleva a que no exista una licencia para la calificación de ingenieros estructurales que asuman la responsabilidad de diseños estructurales para estructuras complejas o de gran importancia.

Tampoco se cuenta con un documento acerca de cómo influye la estructuración sísmica en el proceso de diseño estructural, pues en los estudios realizados, solo se menciona de manera general y no existe una profundización ni aplicación del tema.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Uno de los objetivos de construir una edificación es brindar al usuario ambientes seguros donde se pueda proteger de la intemperie, de todos los fenómenos naturales y donde pueda realizar sus labores cotidianas. Estos ambientes deben de satisfacer las necesidades de cada una de las personas que ocuparán el edificio. Su creación se debe hacer cumpliendo los requisitos arquitectónicos y estructurales del diseño, para así tomar en cuenta el comportamiento que tendrá la estructura a la hora de recibir cargas de sismo, ya que diseñar un edificio en una zona sísmica es tarea de la Arquitectura e Ingeniería Civil, ya que el diseño espacial debe adaptarse a la configuración estructural planteada en el diseño estructural conceptualizado que comprende la estructuración del edificio. Entonces, el problema que se tiene actualmente en nuestro medio es que primero se tiene un diseño arquitectónico o espacial y el ingeniero estructurista se debe adaptar a él para hacer la estructuración. Si bien la ingeniería trata de hallar soluciones, es importante comprender que un buen comportamiento sísmico depende del diseño conceptual de la edificación.

También hay que tomar en cuenta que para lograr una estructura segura, no sólo se debe de tener un diseño estructural de cada elemento, sino que también un diseño espacial en el cual se tome en cuenta su funcionabilidad, manteniendo junto con esto una buena estructuración del edificio para lograr así un edificio más seguro, debido a que el diseño conceptual, alcanza mas relevancia que el propio cálculo de cada elemento estructural, pero también se debe asegurar el comportamiento global de la estructura, porque se ha comprobado que el mejor comportamiento sísmico es obtenido a partir del diseño conceptual y no en sí del diseño estructural de cada elemento, aún con cálculos refinados que pudieran dar lugar a situaciones enfocadas a la seguridad estructural. Lo anterior se puede afirmar en base a estudios realizados por expertos en el tema¹.

¹ Diseño Sísmico de Edificios, Cáp. 5. Bazán/Meli, Editorial Limusa. México, 2002.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- ⊕ Establecer el grado de influencia de la estructuración sísmica en el proceso del diseño estructural de edificios de concreto reforzado.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ⊕ Proporcionar criterios de estructuración en planta y elevación de edificaciones a base de marcos espaciales de concreto reforzado y/o paredes de corte, planteados por diversos códigos de diseño y construcción de edificios, y los que más podrían ser adoptados en el país.
- ⊕ Comparar un edificio bien estructurado y uno en el que no se han respetado los criterios de estructuración establecidos por los códigos, particularmente por el Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal de México.
- ⊕ Evaluar los efectos de la mala conceptualización en un edificio de concreto reforzado para tener una idea general de como afectan cada uno, planteando para ello soluciones que generen un adecuado comportamiento de la estructura, para diferentes condiciones estructurales que pudieran presentarse.

ALCANCES Y LIMITACIONES

ALCANCES

En este estudio se recopila una base de criterios de estructuración para edificios que estén ubicados en zonas de alta sismicidad, como es el caso de El Salvador, a fin de conocer la forma de cómo estructurar un edificio en base a recomendaciones propuestas por códigos (especialmente el código mexicano), para luego chequear el comportamiento de la estructura y conocer los efectos que un sismo podría ocasionar en la estructura, al no ser tomadas en cuenta dichas recomendaciones.

Los criterios de estructuración son expresados en forma literal y en forma esquemática, con la ayuda de dibujos, para facilitar la comprensión de los mismos.

Los sistemas de estructuración resistentes a cargas laterales que se estudian son: Marcos espaciales de concreto reforzado, paredes de corte de concreto con refuerzo y la combinación de los dos anteriores. Además se analizará el comportamiento de cada uno de ellos, categorizando los más convenientes en zonas de alta sismicidad, describiendo las ventajas y desventajas que presenten.

Para cuantificar la influencia de la estructuración sísmica se hará un análisis comparativo, modelando por medio de un software, entre un edificio bien estructurado y otro que no cumpla con los requisitos y recomendaciones planteados por los diferentes criterios de estructuración, para comprobar los efectos negativos a que puede conducir el tipo de estructuración que se le de al edificio.

El análisis que se hará a los sistemas estructurales será por medio del método estático lineal, y los efectos se cuantificarán comparando propiedades estructurales como inercia, rigidez, resistencia y la ductilidad. También se tomarán en cuenta las propiedades geométricas de la estructura, debido a que en este se define la forma que poseerá el edificio.

LIMITACIONES

- ⊕ Esta investigación se desarrolla específicamente sobre los sistemas a base de marcos espaciales de concreto reforzado, paredes de corte de concreto reforzado y el sistema dual, en lo concerniente al planteamiento de los criterios de estructuración y no así en el ejemplo ya que este se desarrollará solamente para los sistemas de marcos espaciales de concreto reforzado y paredes de corte de concreto armado y no se realizará para el sistema dual, por ser dos sistemas de estructuración en los cuales las propiedades estructurales podrían variar significativamente.

- ⊕ En nuestro medio no se tiene la información bibliográfica local concerniente a la funcionalidad espacial de una estructura, por lo que se utilizará información basada en los reglamentos de México, ya que en este los factores a utilizar son más críticos que los que se encuentra en nuestro reglamento.

JUSTIFICACION

Muchas veces, en el proceso del diseño estructural no se toma en cuenta la configuración geométrica y estructural de las edificaciones, sino que solo se da una solución estructural a los requerimientos del diseño arquitectónico, y algunas veces se ignora que el comportamiento de las estructuras cuando son sometidas a cargas sísmicas, depende de la forma en que ha sido estructurada, porque un sismo reconocerá fácilmente aquellas zonas débiles del edificio o aquellas que hallan sido mal estructuradas, para hacerlas fallar, al concentrar la energía sísmica en aquellos puntos de la configuración estructural , donde no se han previsto recomendaciones en cuanto a la estructuración.

Si el comportamiento sísmico de un edificio en su mayor parte depende del sistema resistente a cargas laterales, el ingeniero estructurista debe tener un claro entendimiento del comportamiento de estos sistemas, para lograr que su diseño sea lo más seguro posible.

Para facilitar los conocimientos de estructuración y la influencia que tiene cada sistema resistente a cargas laterales, se desarrolla esta investigación, en la cual se proporcionarán herramientas que reflejen de forma clara los criterios de estructuración para aplicarlos en el diseño estructural, puesto que el comportamiento sísmico dependerá del diseño conceptual.

Es necesario comprender los diferentes criterios de estructuración establecidos por códigos diferentes al de nuestro país, ya que nuestra Norma Técnica de Diseño por Sismo solo trata tímidamente este aspecto, siendo muy importante en el comportamiento sísmico de la estructura. Además el hecho de que en zonas de alta sismicidad, no se recomienda proyectos arquitectónicos irregulares da lugar al análisis de estructuras por el método estático.

CAPITULO 1:

GENERALIDADES DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

1.1. INTRODUCCION

Un edificio es aquél que en su conjunto es capaz de poder soportar todas las acciones (también denominadas cargas) a las cuales éste pueda ser sometido, sin sufrir daños o deformaciones tales que puedan provocar daños irreversibles al mismo, haciendo que este quede inutilizable o a su vez, en un caso crítico, colapsar. Para realizarlo es necesario conocer ciertos aspectos teóricos acerca de los sismos, la influencia de estos en las estructuras, por lo cual se deben utilizar factores de seguridad para el diseño aunque esto no quiere decir que la estructura no va a presentar fallas, pero se trata en lo posible que estas sean mínimas. Además es necesario establecer el tipo de forma estructural más conveniente a utilizar para la estructura.

Por lo que es importante los pasos para realizar el proceso del diseño estructural, pero antes de llevar a cabo éste proceso se debe realizar una serie de etapas previas y posteriores con lo cual se estaría completando el procedimiento para el diseño y construcción de edificios.

El diseño estructural en sí, podría definirse como un arte de la ingeniería, porque es a partir de éste que es posible presentar soluciones específicas y de manera “creativa” ante cualquier exigencia a la que la estructura pueda ser sometida, siendo ésto dependiente de la capacidad del diseñador estructural.

Además de esto, es necesario para llevar a cabo un buen diseño de la estructura, trabajar de una manera conjunta y paralela ya que para tal fin, ambos se encuentran entrelazados con un propósito en común: el buen funcionamiento estructural, por lo que es necesario, por lo tanto, que exista un funcionamiento en conjunto por parte del diseño estructural y el diseño arquitectónico.

Luego el diseño estructural como tal, también necesita de ciertas herramientas para que éste pueda ser llevado a cabo. Para esto existen diferentes tipos de herramientas, las cuales parten desde experiencias tomadas a partir de edificaciones previas, hasta los programas de modelaje por medio de software, los cuales son capaces de presentar resultados en los menores tiempos posibles.

Con lo anterior es necesario y sumamente importante tomar en cuenta que, no solo se trata de introducir datos en un programa, o introducirlos en una fórmula y con estos tener un guía para la cual la estructura pueda ser funcional. El diseñador debe conocer y tener criterio antes de aplicar estas herramientas al proceso o al “arte del diseño estructural y arquitectónico”.

Por último pero quizás lo más importante, en nuestro país, existen códigos nacionales e internacionales (RSEC, ACI, ASCE, AISC, etc.) que en su conjunto y de una manera parcial forman reglamentos para la seguridad estructural, los cuales deben ser aplicados, porque garantizan las condiciones de seguridad necesarias que deberá tener la estructura durante su existencia y permanencia en el tiempo. En nuestro país existen diferentes códigos propuestos con los cuales se ha creado el *Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones*. Dicho reglamento esta compuesto por una serie de normas con las cuales se pretende garantizar que la estructura sea funcional y confiable durante sea el tiempo de su existencia. El reglamento también permite la utilización de códigos internacionales para llevar a cabo el diseño, pero con la salvedad que debe ser demostrado que dichos diseños así realizados (con códigos distintos a los proporcionados) deberán de cumplir con las mismas condiciones de seguridad que el reglamento exige, o a su vez mayores.

Por todo lo anteriormente planteado el proceso del diseño estructural no sólo se resume a introducir datos en una fórmula o en una computadora y que esta muestre datos de salida con los cuales la estructura pueda ser realizada, si no que éste necesita conocimiento teórico y práctico para llevarse a cabo.

En el presente capítulo se desarrolla de manera teórica e introductoria, todos los aspectos relativos al proceso del diseño estructural. Aspectos que son necesarios conocer para llevar a cabo la proyección de una estructura, sin dañar la seguridad estructural de la misma y cumpliendo con los requisitos establecidos por los reglamentos que lo rigen. Por último se presentan ejemplos de proyectos de edificios donde se plantean las diferentes soluciones que se pueden dar con respecto a marcos, paredes de corte o una combinación de estos.

1.2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

El propósito fundamental de la mayor parte de las investigaciones y estudios, en el área estructural de la ingeniería civil, es cumplir las recomendaciones, normas y códigos para el diseño de una estructura capaz de resistir al máximo las acciones a las cuales será sometida, para evitar colapso total o daños serios que pongan en peligro la vida de las personas. Algunas de las acciones que pueden provocar daños a una estructura son las cargas de viento y las cargas sísmicas; estas últimas tienen mayor relevancia en nuestro país, por ser una zona de alta sismicidad, aunque también es importante mencionar que actualmente las magnitudes de los vientos que han afectado al país no estos de tal orden que en muy poco tiempo también deberán ser investigados más a profundidad.

1.2.1. CAUSAS DE LOS SISMOS

Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre, que pueden ser generadas por varios factores, entre ellos: la actividad volcánica, la caída de techo de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. En El Salvador los sismos más importantes son los de origen tectónico, que son provocados por desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida la corteza. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y elevación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias (llamadas también ondas P y S) que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza terrestre. Es necesario identificar un punto, generalmente subterráneo, el cual es llamado foco, se considera que sobre este se iniciará el movimiento y la liberación de energía de las placas; a su proyección sobre la superficie de la tierra se le llama epicentro.

1.2.2. EFECTOS DE LOS SISMOS EN EDIFICACIONES

Durante un sismo el suelo se mueve en todas direcciones, por lo tanto, la cimentación de la estructura seguirá dichos movimientos, mientras que por inercia, la masa del edificio se opondrá a este movimiento, generando así las fuerzas inerciales que pondrán en riesgo la estabilidad de la estructura. Los efectos que producirán más daños en las estructuras serán, en general, los movimientos paralelos a la superficie del suelo (movimientos horizontales), ya que un movimiento vertical produciría fuerzas inerciales en la dirección de las cargas de gravedad.

Los movimientos del suelo provocados por sismos pueden producir varios tipos de efectos perjudiciales, algunos de ellos son:

- ✓ Movimiento directo de las estructuras. Se produce en la estructura debido a su fijación al suelo, este provoca dos efectos fundamentales: un efecto desestabilizante a causa de su movimiento y a la fuerza impulsora provocada por la inercia de la masa de la estructura.
- ✓ Falla superficial del suelo. Dichos efectos serán manifestados en grietas, desplazamientos verticales, asentamiento general de un área, derrumbes, etc.
- ✓ Maremotos. Los movimientos del suelo pueden levantar grandes olas en la superficie de los cuerpos de agua que pueden provocar daños mayores en zonas costeras.
- ✓ Inundaciones, incendios, explosiones de gas, etc. Se provocan daños en presas, embalses, riberas, tuberías enterradas, etc., lo que puede producir varias formas de desastre.

1.2.3. DAÑOS ESTRUCTURALES MÁS COMUNES

El colapso de las estructuras generalmente es provocado por la falta de resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o paredes), debido a que el flujo de las fuerzas inerciales va desde la parte superior hacia la cimentación, generando así fuerzas cortantes crecientes hacia los pisos inferiores de la estructura, las cuales deberán ser resistidas por los elementos verticales (Figura 1.1).

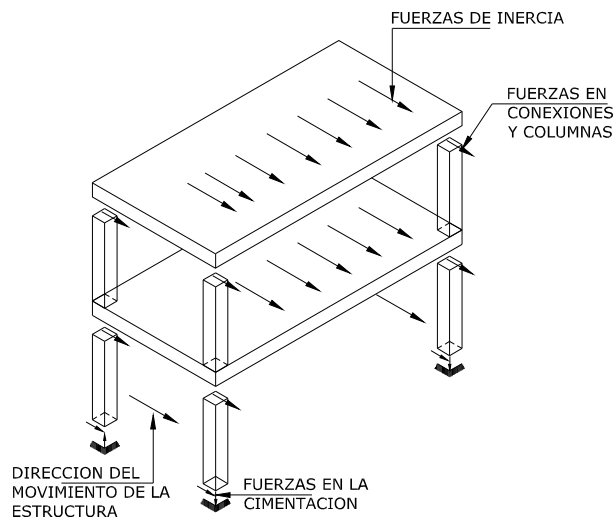


Fig. 1.1 Flujo de fuerzas en la estructura, debida a las vibraciones causadas por los sismos.

Existen otros factores importantes a considerar para un buen comportamiento sísmico, tales como la capacidad de deformación, o la ductilidad. Estas propiedades pueden salvar un edificio del colapso. El detallado de las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar deformación es un aspecto básico en el diseño.

Las conexiones entre los elementos estructurales que tienen la función de resistir las fuerzas sísmicas son zonas críticas para la estabilidad de la construcción.

Otro tipo de falla en edificaciones se debe al volteo por efecto sísmico, que generalmente pueden ocurrir en estructuras esbeltas.

Una situación que ocurre es el golpeteo de edificios adyacentes que vibran de manera diferente y entre los cuales no se ha dejado una separación suficiente.



Fig. 1.2. Daño por torsión en una edificación



Fig. 1.3. Daños por efecto de columna corta

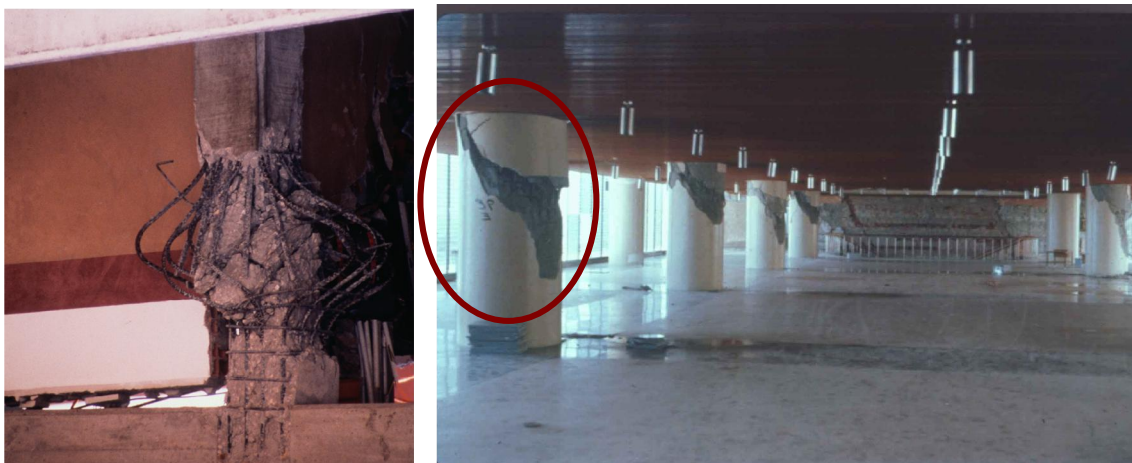


Fig. 1.4. Daños en columnas; a la izquierda, daño por fuerza axial y a la derecha, daño por fuerza cortante.



Fig. 1.5. Concentración de masas en altura



Fig. 1.6. Colapso del hospital Juárez en México, en el terremoto de 1985



Fig. 1.7. Colapso por discontinuidad en elementos verticales. A la izquierda se presenta el edificio antes del sismo y a la derecha después del sismo.



Fig. 1.8. Daño en los nudos de la estructura.



Fig. 1.9 Asentamientos diferenciales en el suelo, provocados por un sismo.

1.3. OPTIMACION ESTRUCTURAL

Para proporcionar mayor seguridad estructural a las edificaciones, los distintos códigos, reglamentos y normas de diseño por sismo, adoptan diferentes factores de seguridad para la falta de conocimiento de algunas variables. Para cualquier factor de seguridad que se tome para el diseño, siempre existirá una probabilidad de falla para la estructura, entonces se debe buscar el factor de seguridad óptimo que equilibra la seguridad de la estructura con su costo.

El factor principal óptimo depende primariamente de las consecuencias de la falla, entre ellas tenemos:

1. La porción de la estructura afectada por la falla.

La falla en una viga secundaria nos conduce al colapso de una zona reducida, mientras que la falla de una columna puede conducir al colapso de una porción muy grande del edificio o la falla total de la estructura.

2. El costo de lo que puede dañarse de la construcción.

Las pérdidas económicas serán mayores si falla un piso que contenga un equipo de mucho valor económico con respecto a otro que sirva de almacenamiento de chatarra.

3. El número de personas cuya seguridad se pone en peligro.

El número de personas afectadas por la falla de las gradas de un estadio será mayor al que puede verse involucrado en la falla del techo de una bodega.

4. Las consecuencias de una interrupción del servicio eléctrico.

La falla en una subestación eléctrica será más grave que la de una casa de habitación.

Además de estos factores existe otro aspecto que influye en el valor del factor de seguridad óptimo: el costo de incrementar la seguridad. Existen estructuras en que el costo de aumentar la seguridad es relativamente pequeño, comparado con el costo total de la construcción y de los posibles daños. En otras situaciones, lograr un aumento en la seguridad implica un incremento considerado en el costo del proyecto.

Sería prohibitivo, en costos, diseñar un edificio que resistiera el máximo terremoto predecible sin sufrir ningún daño estructural o no estructural. La filosofía de diseño para la resistencia de terremotos descansa en una base triple y puede ser resumida como sigue:

1. Resistir terremotos menores sin sufrir daños.
2. Resistir terremotos moderados sin daño estructural, pero con algún daño no estructural.
3. Resistir terremotos fuertes sin colapsarse, pero con algún daño estructural y/o elementos no estructurales.

Los factores de seguridad no nos protegen contra errores de construcción, ni contra el empleo de materiales de calidad diferente a la establecida o de procedimientos constructivos que den lugar a que la estructura este en condiciones distintas a las especificadas por el proyecto. Tampoco puede contemplar diferencias en el uso de la construcción que den lugar a acciones más desfavorables que las supuestas en el diseño, ya que los factores de seguridad especificados por los reglamentos pretenden cubrir solo la variabilidad normal de las acciones, resistencias y no proteger contra errores o diferencias significativas entre lo proyectado y lo construido.

1.4. LAS HERRAMIENTAS DEL DISEÑO

Los procedimientos para el diseño estructural han mostrado una tendencia muy acelerada hacia el refinamiento de las técnicas numéricas empleadas. Vale la pena reflexionar sobre esta tendencia, para ejercer un juicio crítico acerca de los procedimientos que conviene emplear para un problema determinado.

Haciendo un poco de historia, la aplicación de métodos cuantitativos al diseño es relativamente reciente. En efecto, sólo desde hace poco más de un siglo, se han diseñado estructuras revisando en forma más o menos completa los esfuerzos en sus miembros. Las primeras aplicaciones fueron a puentes de grandes claros. Los conceptos de teoría de la elasticidad y de resistencia de materiales estaban ya muy desarrollados para esas fechas. Sin embargo, su aplicación al proyecto de estructuras civiles era prácticamente desconocida; en el mejor de los casos se limitaba la revisión de algún problema muy particular dentro del funcionamiento global de la estructura.

Como ejemplo, la teoría que se usa actualmente para el dimensionamiento de columnas, incluyendo los efectos de pandeo, se basa con pocas adaptaciones, en la solución teórica desarrollada por Leonhard Euler hacia mediados del siglo XVIII. Euler nunca pensó en usar esa teoría para el diseño de columnas reales; su solución representó para él sólo un ejercicio académico, un ejemplo de aplicación de los principios de máximos y mínimos; no fue sino hasta un siglo después cuando se le dio a la teoría de Euler aplicación en el diseño estructural.

Anteriormente las estructuras se proyectaban con bases exclusivamente empíricas, a partir de la extrapolación de construcciones anteriores y de la intuición basada en la observación de la naturaleza. Hay que reconocer que la naturaleza ha sido artífice de gran número de “estructuras” muy eficientes y que llegan a un grado extremo de refinamiento en cuanto a su funcionamiento estructural.

Actualmente se cuenta con diferentes tipos de ayudas sistemáticas, entre las cuales se pueden mencionar: *Los métodos analíticos, las normas y manuales, y la experimentación*. Los cuales deben considerarse como herramientas que ayudan y facilitan el proceso mental a través del cual se desarrolla el diseño y no como la esencia del diseño mismo que puede sustituir el proceso creativo, el razonamiento lógico y el examen crítico del problema.

Los métodos analíticos han tenido un desarrollo extraordinario en las últimas décadas. Se cuenta con procedimientos de cálculo de solicitaciones en modelos sumamente refinados de estructuras muy complejas, los cuales pueden tomar en cuenta efectos como la no linealidad del comportamiento de los materiales, la interacción de la estructura con el suelo y el comportamiento dinámico. Recordemos, sin embargo, que lo que analizan estos métodos son “modelos” o sea, idealizaciones matemáticas de la estructura misma, como de las acciones a las que está sujeta y de los materiales de los que está compuesta. Aunque por regla general siempre debe tenderse al empleo de los métodos de análisis que mejor representen el fenómeno que se quiere estudiar, conviene llamar la atención acerca del peligro que representa que un proyectista poco familiarizado con un procedimiento de análisis muy refinado, pierda el sentido físico del problema que está resolviendo, que no sepa determinar de manera adecuada los datos que alimentan al modelo y que no tenga sensibilidad para juzgar sobre si los resultados que está obteniendo son o no realistas.

En lo que concierne al segundo tipo de herramienta, la experiencia acumulada a través de la solución analítica de un gran número de problemas, de la observación del comportamiento de las estructuras reales y de la experimentación e investigación realizadas en ese campo, está vaciada en una gran variedad de códigos, recomendaciones, especificaciones y manuales que constituyen un apoyo insustituible para el proyectista. Desde la definición de las cargas de diseño y de los otros datos básicos de diseño, hasta la elección de los métodos de análisis más adecuados y su solución sistematizada para un número de casos particulares y hasta la determinación de las características de los elementos estructurales

necesarios para cumplir con determinadas condiciones de carga y la definición de muy diversos detalles de la estructura, se pueden encontrar en esos documentos, lo que simplifica extraordinariamente la labor de diseño. Debe sin embargo prevenirse contra el empleo indiscriminado de esas herramientas; el proyectista debe ejercer su juicio para determinar si su caso particular cumple con las hipótesis y limitaciones con que se elaboraron las tablas, gráficas o especificaciones generales

Tanto en lo que se refiere al empleo de manuales y ayudas de diseño, como al de los programas de cómputo, el proyectista debería tener grabados en su mente los siguientes mandamientos:

1. Nunca usar una de estas herramientas si no se sabe en qué teoría se basa, qué hipótesis tiene implícitas y que limitaciones existen para su uso.
2. Después de asegurarse de que es aplicable a un caso particular, cuidar que se puedan obtener los datos que se requieren para su empleo y atención en emplear las unidades correctas.
3. Una vez obtenidos los resultados examinarlos críticamente, ver si tienen sentido; si es posible comprobarlos con otro procedimiento aproximado, hasta estar convencido de que no hay errores apreciables en el proceso.
4. Analizar qué aspectos no han sido tomados en cuenta en ese proceso y asegurarse de que no alteran el diseño. Ninguna de esas herramientas suele tomar en cuenta concentraciones de esfuerzos en los puntos de aplicación de las cargas o en irregularidades locales por lo que se recomienda que si se dan estas condiciones en la estructura, hacer una revisión.

1.5. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Un sistema estructural es aquel que se obtiene como resultado de la unión de alguna o varias formas estructurales, que incluyen elementos estructurales, no estructurales y elementos de uso, es decir, que el sistema estructural es la edificación en sí. Los sistemas estructurales los podemos clasificar en *edificios, puentes, carreteras, túneles, bóvedas, muros, cúpulas, taludes, presas y tanques.*

Una forma estructural está conformada a partir de elementos estructurales que trabajan individualmente o conjuntamente, para resistir las cargas aplicadas sobre él. Entre las formas estructurales tenemos las vigas secundarias (es la forma estructural más simple) las cuales son de menor capacidad de carga; las vigas primarias, los marcos, las paredes estructurales y lo que se conoce como sistema dual poseen mayor capacidad de carga.

Los elementos estructurales, también llamados subsistemas estructurales, son miembros que dan paso a las formas estructurales, estos elementos son los encargados de recibir las cargas que se le imponen a la estructura. Estos se clasifican según la posición en que se encuentran en la edificación. Los elementos estructurales utilizados en la construcción de edificios los podemos dividir en dos grupos; el primero, los elementos que conforman la superestructura, que son todos aquellos elementos que están sobre la superficie del terreno; el segundo grupo son los elementos que están por debajo del nivel superficial, que conforman la subestructura.

Entre los elementos de la superestructura están:

- ✓ **Sistema de piso:** Este lo podemos dividir en sistemas de pisos flexibles y rígidos; los primeros tienen la función de transmitir las fuerzas gravitacionales hacia los elementos resistentes tales como columnas, vigas, muros y el sistema de piso rígido tiene la función adicional de distribuir las fuerzas sísmicas.
- ✓ **Viga:** Estas se encargan de absorber tanto fuerzas cortantes como momentos flectores y torsores.
- ✓ **Columnas:** Son elementos estructurales destinados a soportar principalmente cargas axiales en compresión o en tensión, fuerzas cortantes y momentos flectores
- ✓ **Muros estructurales:** Tienen las mismas cualidades de las columnas con la posibilidad adicional de resistir momentos torsores.
- ✓ **Escaleras:** Es un elemento que tiene como función soportar cargas generadas por el paso de personas y otras cargas de un nivel a otro.

Los elementos de la subestructura son:

- ✓ **Zapatas:** Es el elemento de cimentación que se les proporciona a las columnas, para que estas transmitan las cargas al suelo de tal forma que éste no sobrepase su capacidad de carga admisible. Podemos encontrar muchos tipos de zapatas, entre ellas tenemos las zapatas aisladas, combinadas y zapatas corridas, estas últimas se utilizan para la cimentación de muros y paredes de carga.
- ✓ **Pedestales:** En el concreto reforzado, el pedestal es un aumento en la sección de la columna o en el recubrimiento del acero de refuerzo. En el caso de las columnas de acero, el pedestal es una columna corta de concreto reforzado, en donde este evita el contacto entre el suelo y la columna de acero.
- ✓ **Tensores:** Estos sirven para dar unión a todos los elementos de la cimentación.
- ✓ **Soleras de fundación:** Es el elemento de cimentación que se utiliza para las paredes.
- ✓ **Losas de fundación:** Cuando el área de todas las zapatas es mayor que el 50% del área que utiliza el edificio, conviene utilizar una losa de fundación, que es similar a colocar una sola zapata que soporta todas las columnas. Las losas de fundación también son utilizadas cuando el suelo tiene una baja capacidad de carga y las cargas son relativamente altas.
- ✓ **Vigas de fundación:** Es un elemento estructural que permite tomar las cargas de un muro y transmitir las a zapatas aisladas. Existen varias razones para querer diseñar zapatas con vigas de fundación, por ejemplo, hay casos en que es conveniente hacer que el peso de los muros se apoye sobre la zapata para aumentar las cargas horizontales y equilibrar momentos descompensados en los apoyos.
- ✓ **Pilotes:** Es un tipo de cimentación que se utiliza cuando la capacidad de carga de los estratos de suelo superficiales no son capaces de soportar las cargas del edificio. La función del pilote es transmitir las cargas a los estratos más profundos que tienen la resistencia adecuada para soportar las cargas.

Los elementos no estructurales son aquellos que no cumplen ninguna función estructural, pero estos poseen un peso, el cual la estructura debe de ser capaz de soportar ante la presencia de fuerzas laterales, debido a que estos transmiten su peso al sistema de piso. Por otra parte los elementos de uso son los que están relacionados con el funcionamiento de la edificación, y al igual que los elementos no estructurales estos transmiten su peso al sistema de piso. (Ver figura 1.10).

1.6. FORMAS ESTRUCTURALES

Las formas estructurales comúnmente más utilizadas y que forman parte del sistema estructural resistente son:

Marcos dúctiles en concreto reforzado o acero estructural: Este sistema está compuesto básicamente por vigas y columnas. No se recomienda su uso con losas planas ya que producen estructuras muy flexibles y de un comportamiento estructural no deseable. Este tipo de estructuras tienen la característica de ser bastante dúctiles, por lo que requieren de un detallado estructural riguroso para disipar en forma efectiva la energía por medio de rótulas plásticas.

Muros de corte en concreto o mampostería reforzada: Este tipo de sistemas genera estructuras rígidas, y con menor ductilidad que las estructuras de marcos. Los muros en mampostería son más susceptibles a una falla frágil y se diseñan para valores de ductilidad más bajos que los requeridos para muros de concreto.

Sistemas duales o mixtos: Este tipo de estructuras presenta como sistema resistente una combinación de marcos dúctiles de concreto o acero con muros de corte en concreto y/o mampostería en la misma dirección. Con este sistema es posible obtener una estructura intermedia en cuanto a resistencia y ductilidad en comparación con los dos tipos mencionados anteriormente.

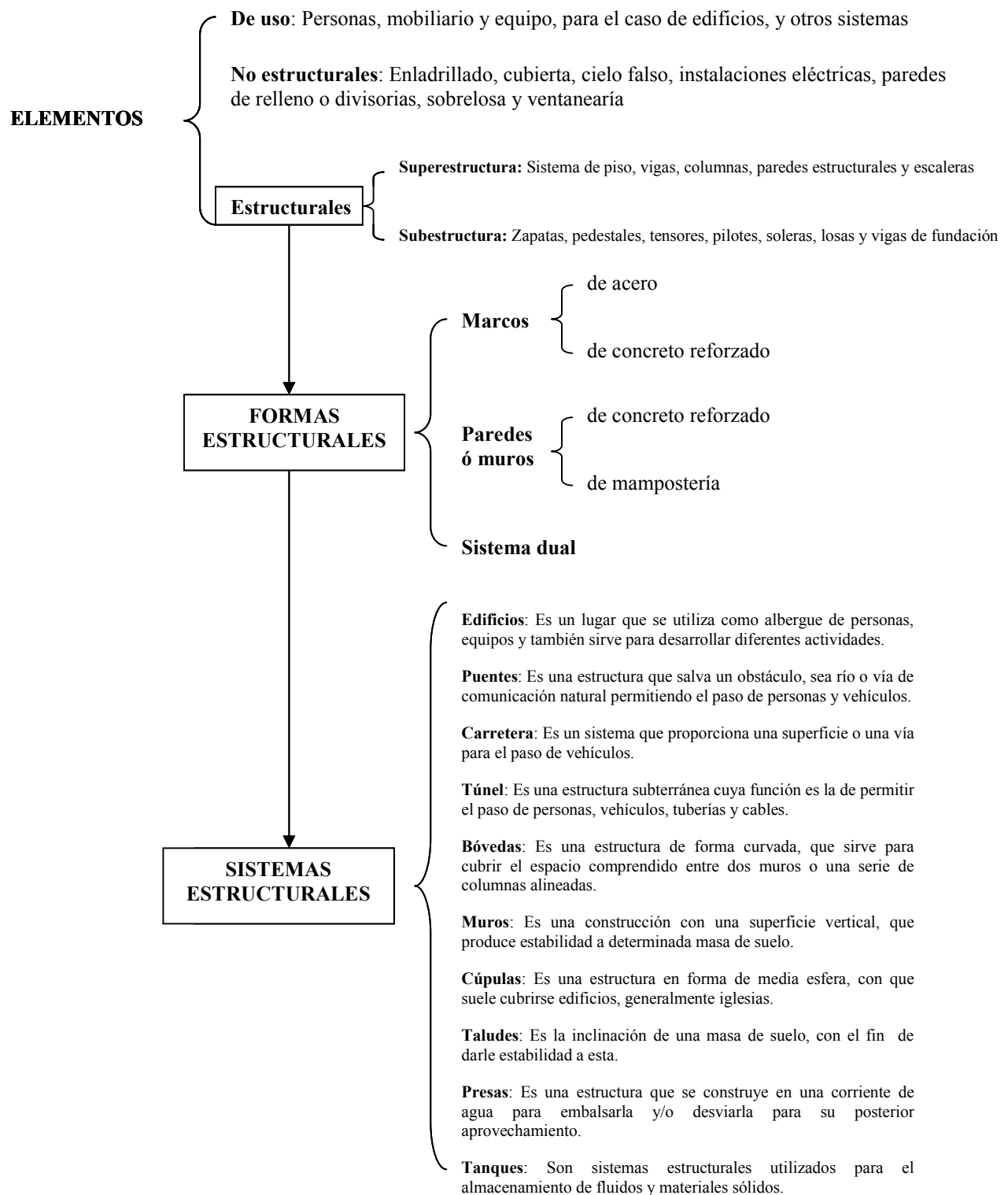


Fig. 1.10 Esquema general de elementos y formas estructurales en edificios.

Marcos arriostrados: Son marcos a los que se les incorpora arriostres en acero o concreto. Este tipo de estructura resulta ser más liviana que un sistema dual pero de comportamiento muy similar ya que la función que tienen los arriostres es similar a la de los muros de corte.

1.6.1. SISTEMAS DE MARCOS

El uso de troncos y árboles en las culturas primitivas como elementos de construcción fue el origen de este sistema básico, la cual es técnica constructiva importante del repertorio estructural. El sistema estructural esta basado en la unión de vigas y columnas.

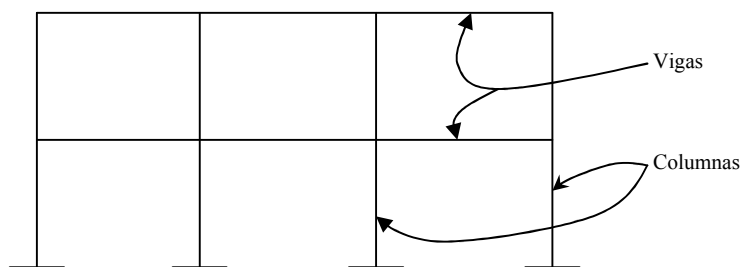


Fig. 1.11 Sistema de marcos

1.6.1.1. MARCOS RIGIDOS

Este sistema también es conocido como *marcos resistentes a momento* debido a que las conexiones entre sus elementos son capaces de transferir momentos.

Entre todos los sistemas estructurales resistentes a cargas laterales, los marcos rígidos, en realidad son los más flexibles. En donde esta característica hace que la estructura absorba la carga energética a través de las deformaciones, logrando así que las deformaciones suavicen las cargas.

Los marcos resistentes a momento pueden estar contruidos de acero o de concreto reforzado. En el de los marcos de acero, las conexiones entre los elementos pueden ser atornilladas o soldadas, a fin de garantizar la transmisión efectiva de momento. Los marcos de concreto reforzado logran esta transmisión

de momento por medio de un colado monolítico en la unión de sus elementos y debido al anclaje y continuidad en el acero de refuerzo.

Los marcos rígidos ofrecen la ventaja de un alto grado de libertad en términos arquitectónicos, debido a que en este sistema no son necesarios los muros de relleno, liberando grandes espacios al interior de las estructuras.

Los reglamentos actuales tienden a favorecer este sistema estructural, ya que la carga de diseño es reducida debido a un valor alto en el coeficiente R^1 , esto comparado con los otros sistemas estructurales.

Como ya se mencionó, arquitectónicamente, este sistema no tiene un alto potencial de interferencia con la planificación de los espacios abiertos dentro del edificio.

El sistema de marcos rígidos también tiene sus desventajas, de las cuales podemos mencionar, las grandes deflexiones laterales; se debe tener un diseño detallado en las conexiones, principalmente en el detallado del acero de refuerzo en el concreto; en marcos muy altos, el comportamiento dinámico puede ser muy complejo y el edificio puede estar sometido a los efectos de látigo, resonancia, etc.

Además, el comportamiento de este sistema ante cargas es variado, produciendo zonas de mayor concentración de esfuerzos, volviendo puntos vulnerables, lo cual convierte esto en zonas críticas, especialmente en los de concreto reforzado sujetos a cargas gravitacionales en donde las columnas exteriores están sometidas a mayores solicitaciones de flexión en los primeros entrepisos y en columnas interiores en el último entrepiso; además, las vigas tienen más solicitaciones a momentos

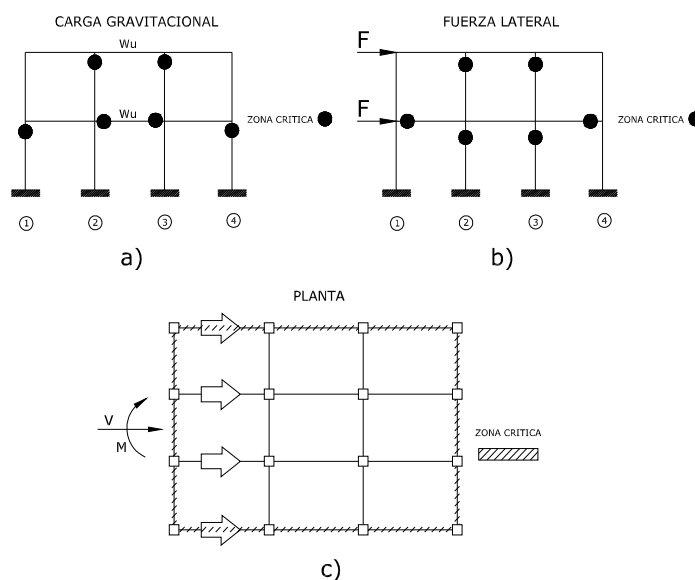


Figura 1.12. Zonas críticas en marcos.

¹: factor de modificación de respuesta según la Norma Técnica de Diseño por Sismo

negativos, comparado con los apoyos exteriores y esto es debido a la continuidad de los claros como se muestra en la figura 1.12a. En el caso de cargas laterales las columnas interiores con la misma rigidez absorben mayor fuerza cortante, generando zonas críticas en los primeros entresijos y en las vigas en los apoyos exteriores los momentos generados son mayores ante las cargas laterales como se muestra en la figura 1.12b. Al considerar la distribución de marcos en planta, debido a la excentricidad entre los centros de rigidez y cortante, los brazos de momentos son mayores en los marcos perimetrales por lo que están sometidos a fuerzas mayores por efecto de torsión como se muestra en la figura 1.12c.

Marcos de acero

Los marcos de acero, con conexiones resistentes a momento, fueron utilizados en los primeros rascacielos. Las conexiones eran hechas por medio de remaches, estas dejaron de ser usadas hasta que se diseñaron los tornillos de alta resistencia. Actualmente, las uniones entre elementos se hacen principalmente con soldaduras. Los elementos estructurales son secciones de acero laminado de patín ancho.

Marcos de concreto reforzado

El sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado lo forman vigas y columnas que están acopladas mediante uniones monolíticas resistentes a momentos y esfuerzos de corte. El comportamiento de este sistema estructural está definido por la razón entre la altura de las columnas y la longitud de las vigas, así como por la resistencia de sus secciones. Un sistema de columna débil y viga fuerte, sería un sistema vulnerable a cargas laterales

1.6.1.2. MARCOS ARRIOSTRADOS

El arriostramiento con armaduras se hace insertando miembros diagonales en las crujías de los marcos. Si una crujía es arriostrada por un solo elemento diagonal, este deberá tener una doble función, porque deberá trabajar a tensión y a compresión, cuando la carga lateral es aplicada en una dirección y en forma opuesta a esta respectivamente.

Generalmente el arriostramiento esta formado por elementos diagonales que se cruzan, para evitar que los elementos de arriostramiento trabajen a compresión.

Un marco de un nivel y una crujía puede ser arriostrado como se muestra en la figura 1.14. Para rigidizar un marco de un nivel y varias crujías¹, únicamente es necesario arriostrar algunas de sus crujías (ver figura 1.15). Un marco de una crujía y varios niveles, como el de la figura 1.16a debe estar arriostrado en su totalidad, mientras que un marco de varias crujías y varios niveles (figura 1.16b) puede estar arriostrado parcialmente, esto debido a que el arriostramiento en “X” puede limitar la circulación del edificio y la distribución de puertas y ventanas.

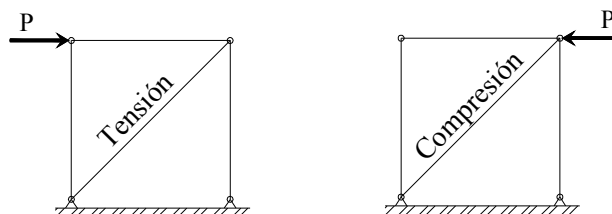


Fig. 1.13. En la figura se muestra como un arriostramiento puede trabajar a tensión o compresión al invertir la dirección de la carga lateral.

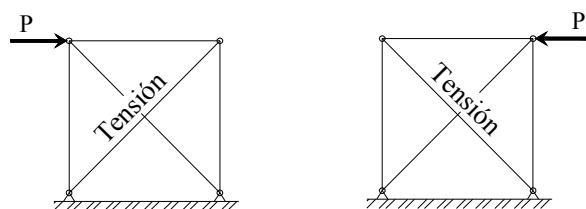


Fig. 1.14. En el arriostramiento en X, para cualquier dirección de la carga, únicamente trabajará el miembro en tensión.

¹La crujía representa el espacio entre dos columnas.

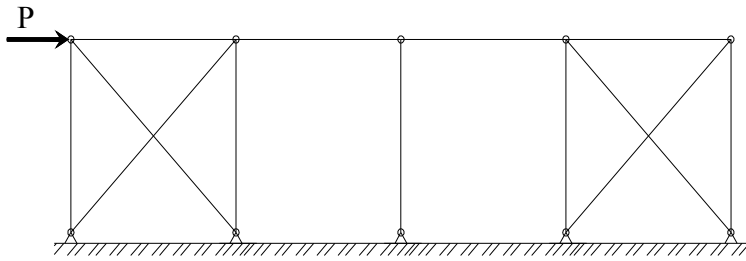


Fig. 1.15. Arriostamiento de un marco de un nivel y varias crujeas

Otro tipo de arriostamiento es el arriostamiento excéntrico tal como se muestra en la figura 1.17a. Este nombre se deriva del hecho de que una o ambas conexiones del arriostamiento quedan fuera de la unión viga-columna. Otro tipo de arriostamiento excéntrico son la riostra en “K”, riostra en “V” y riostra en “V” invertida. El uso de arriostamientos excéntricos genera comportamiento combinado de marco y armaduras.

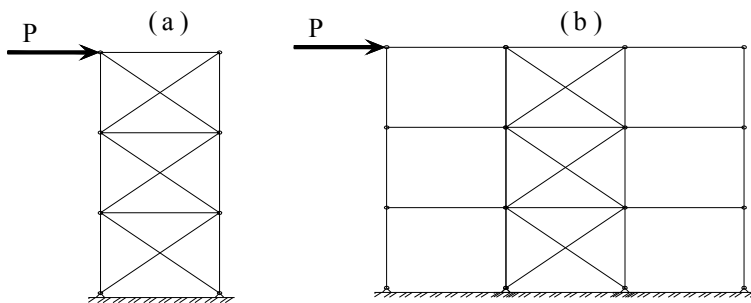


Fig. 1.16. En la parte (a) se muestra un edificio de una crujía y varios niveles con arriostamiento en X. En la parte (b) se tiene un edificio de varios niveles y varias crujeas, con arriostamiento en la parte central; otra forma de arriostarlo sería eliminando el de la crujía central y arriostando las crujeas de los extremos.

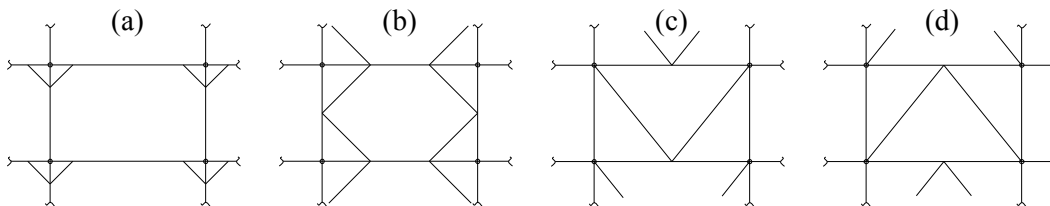


Fig. 1.17. Arriostamientos excéntricos. (a) arriostamiento de esquina, (b) arriostamiento en “K”, (c) arriostamiento en “V” y (d) arriostamiento en “V” invertida.

1.6.2. SISTEMAS DE PAREDES

Este tipo de sistemas genera estructuras rígidas (sea este de concreto o mampostería), las fuerzas de diseño son mayores y con menor ductilidad que las estructuras de marcos, el detallado de los elementos no es tan riguroso y se minimiza la posibilidad de interacción con elementos no estructurales.

Las paredes pueden formar sistemas estructurales de diversas características, las que en general se denominan tipo cajón, estos son utilizados en los edificios para rigidizarlos y evitar desplazamientos excesivos, ocasionados por cargas laterales (ver figura 1.18).

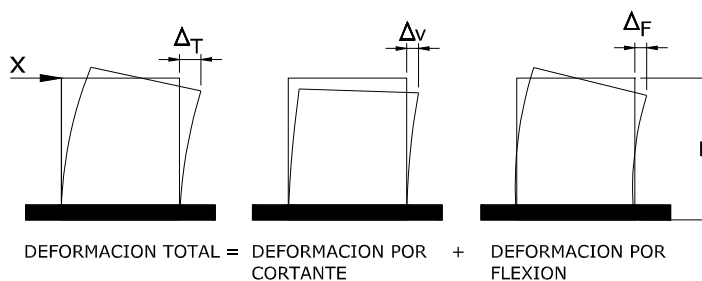


Fig. 1.18. Deformación de pared por carga lateral.

Ventajas de utilizar paredes en zonas sísmicas:

- ✓ Estas poseen una mayor rigidez que la de los marcos de concreto reforzado.
- ✓ Debido a su alta rigidez, presentan un comportamiento adecuado ante sismos moderados.
- ✓ Además tienen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos.

1.6.2.1. PAREDES DE MAMPOSTERÍA

La mampostería es un sistema constructivo a base de unidades (sólidas y huecas) o piedras, unidas con mortero.

Se ha demostrado que la mampostería es un material de construcción cuyo comportamiento es completamente diferente al del concreto. El diseño esta basado en la teoría elástica o de esfuerzos permisibles, en las últimas investigaciones se ha demostrado la gran capacidad que tienen las paredes de mampostería va mucho más allá de los límites de esbeltez convencionales y arbitrarios h/t , establecidos generalmente por los reglamentos. Las estructuras de mampostería tienen la ventaja de ser buenas aislantes del sonido y la temperatura, resistentes al fuego y son de bajo costo de mantenimiento; además, basan su seguridad sísmica en la resistencia a carga lateral proporcionada por una muy elevada área transversal de pared en cada dirección. Para reducir las fallas frágiles que este tipo de estructura presenta se hace necesario de cierto refuerzo el cual tiene la finalidad de unir entre sí los elementos estructurales (paredes en una dirección con los de la dirección transversal, pared de un piso con la losa y con los pisos adyacentes entre sí) dando como resultado un trabajo de conjunto de la estructura y evitando la posibilidad de que las paredes se separen.

Según las unidades que las constituyen estas pueden ser:

- ✓ **Mampostería de adobe:** Funciona bien en edificaciones de una planta utilizando refuerzo de madera o caña, contrafuertes y vigas de corona para hacerla resistente a sismos.

- ✓ **Mampostería con unidades de barro sólido:** En este tipo de sistema las piezas se unen con mortero y es reforzada con elementos de concreto como nervios, alacranes y soleras para que tenga un buen funcionamiento bajo cargas verticales y laterales. Estos tienen un buen comportamiento ante sismos severos o terremotos.

- ✓ **Mampostería de piedra:** Se utiliza en obras de retención, tapiales y obras decorativas, se construye con piedra natural, pero cuando sea usada para un elemento que sea estructural esta tiene que cumplir con los requerimientos establecidos en la Norma Técnica para Control de Calidad de los Materiales Estructurales.

- ✓ **Mampostería de vidrio:** Se utiliza en paredes no portantes en zonas que sirven para iluminación y decoración.

- ✓ **Mampostería de bloques de concreto hueco:** Este resiste por si sola fuerzas gravitacionales, sísmicas y viento, debido a que se utiliza refuerzo integral; puede combinarse con marcos de concreto y metálicos.

- ✓ **Mampostería de bloques de arcilla huecos:** Estos al igual que la mampostería con bloques de concreto los métodos de diseño empleados son los mismos con la única diferencia de que cambian los esfuerzos permisibles.

Paredes de mampostería estructural: Estas se utilizan para resistir fuerzas gravitacionales, sísmicas y de viento en su plano o perpendicular a ellas, pueden combinarse con otros sistemas estructurales tales como marcos metálicos o de concreto reforzado.

Tipos de paredes de mampostería estructural:

- ✓ **Paredes confinadas:** Son las que están reforzadas con nervios y soleras perimetrales que permiten una unión aceptable de las paredes entre sí y con el sistema de piso; a la vez proporcionan un confinamiento que evita la falla frágil de las paredes después que estas se agrietan por tensión diagonal.

- ✓ **Paredes con refuerzo integral:** Son las que están reforzadas con varillas verticales colocadas en los huecos de las unidades y con varillas horizontales ubicadas en las juntas o en unidades especiales.

1.6.2.2. PAREDES ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO

Las paredes de concreto son bastantes resistentes y se utilizan para una variedad de fines en la construcción de edificios estas tienen un doble propósito que soportan las cargas verticales y proporcionan rigidez lateral al edificio como resultado de su elevada rigidez en el plano.

Tipos de paredes estructurales:

- ✓ **Paredes de carga, uniformemente cargados:** Estas pueden ser de un solo piso o de varios pisos, y soportan cargas de pisos, techos y paredes.
- ✓ **Paredes de carga con cargas concentradas:** Sirven de apoyo a vigas o columnas, y en la mayoría de los casos soportan cargas uniformemente distribuidas.
- ✓ **Paredes de sótano de retención de tierra:** Se construyen en el límite exterior entre los espacios del subnivel interior y el suelo circundante, también cubren claros vertical y horizontalmente como losas para resistir presiones horizontales de tierra; además funcionan como paredes de carga.
- ✓ **Paredes de retención:** Su función es de lograr cambios entre niveles del terreno que trabajan esencialmente como voladizos verticales para resistir las presiones de tierra horizontales en un lado.

- ✓ **Paredes de cortante:** Estas se utilizan para reforzar los edificios contra fuerzas horizontales (laterales) debidas al viento o sismos. El cortante se genera en el plano de la pared.

- ✓ **Paredes aisladas:** Se usan para divisiones, y están apoyados solamente en su base.

- ✓ **Paredes a nivel:** Se utilizan en edificios sin sótanos, funcionan para soportar paredes arriba del nivel del terreno y losas de piso a nivel con el terreno; además pueden funcionar como vigas o refuerzos a nivel del terreno en edificios con cimentaciones aisladas que constan de zapatas para columnas, pilotes y pilas.

1.6.2.3. PAREDES DE CORTE

El sistema de estructuras a base de paredes de corte esta sujeto a desplazamientos axiales, traslacionales y torsionales y la forma en que estas resisten estos desplazamientos depende de la geometría, configuración (estabilidad torsional), orientación y localización de éstas en la planta del edificio; además, cuanto mayor sea la carga gravitacional que soporten, menor será la demanda de refuerzo a flexión y será más fácil la transmisión de momentos de volteo en la cimentación.

Para la ubicación de las paredes en planta hay que tomar en cuenta tres aspectos:

- ✓ Ubicar las paredes en el contorno.

- ✓ Es necesario que las cargas gravitacionales sean transferidas a la fundación a través de las paredes, tratando con esto minimizar la flexión en la pared y facilitando a las fundaciones la absorción de los momentos de volteo generados en las paredes.

- ✓ Tratar de no concentrar la resistencia a cargas laterales en unas pocas paredes debido a los problemas que se originan en las fundaciones para resistir estas concentraciones de esfuerzos.

Comportamiento general de paredes de corte

En general, una estructura a base de paredes de corte es adecuada para soportar las cargas laterales y transferirlas a la cimentación. Es de notar que las paredes perpendiculares a la dirección de la fuerza lateral están ligadas verticalmente, por el diafragma de piso.

Por medio de una adecuada conexión en los bordes del diafragma, el cortante horizontal total es transferido directamente a las paredes de corte. En adición al cortante del diafragma, cada pared de corte deberá de resistir la fuerza producida por su propio efecto de inercia. La suma de ambos cortantes constituyen el efecto total de la fuerza cortante directa. Si las paredes de cortante son diseñadas adecuadamente, todas esas fuerzas deberán ser distribuidas a la fundación.

Tipos de paredes de corte

Estas se clasifican por la forma de su sección transversal:

- ✓ Sección constante, ver figura 2.19a.
- ✓ En forma de T,L,I,C,Y: estos utilizan elementos en los extremos para permitir un anclaje adecuado de vigas transversales, además, se coloca el refuerzo a flexión para proporcionar estabilidad a la pared con almas angostas como se muestra en la figura 1.19b.
- ✓ Se utilizan a veces elementos de borde para permitir que las vigas lleguen transversalmente al muro y disminuir los esfuerzos de compresión de los extremos de las paredes, ver figura 2.19c.

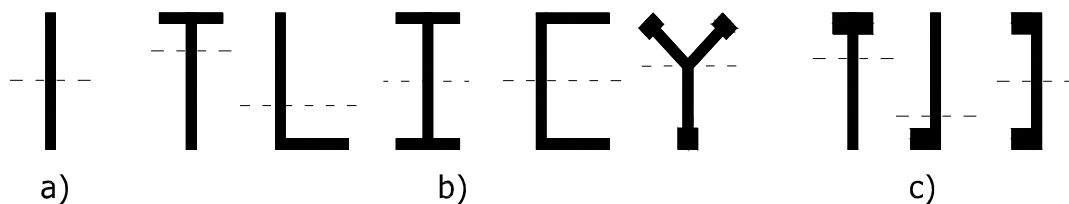


Fig. 1.19. Diversas secciones transversales.

Variaciones en la geometría.

A menudo las paredes tienen aberturas por lo tanto hay que distinguir entre voladizos y elementos con aberturas importantes.

- ✓ **Paredes en voladizo sin aberturas:** Estas se pueden diseñar como una viga-columna, las fuerzas laterales actúan mediante una serie de cargas puntuales a través de los diafragmas de piso. El comportamiento de estas paredes difiere en forma importante dependiendo de su relación altura total a longitud (H/L). En paredes bajas ($H/L \leq 2$) gobiernan principalmente los efectos de cortante; la resistencia y rigidez a cargas laterales son muy elevadas, pero el comportamiento tiende a ser frágil por la influencia de los efectos de cortante. Las paredes esbeltas ($H/L \geq 2$) básicamente se comportan como vigas verticales en voladizo y, por consiguiente, se deberán diseñar como elementos en flexión, en los que su resistencia esté regida por la flexión más que por el cortante. Ver figura 1.20.

- ✓ **Paredes con aberturas:** Al definir los huecos en las paredes, como puertas y ventanas es necesario colocarlos de forma que no disminuyan la resistencia a flexión y al cortante. Ver figura 1.21.

- ✓ **Paredes acopladas:** Consiste en un conjunto de vigas cortas de acoplamiento, estas transmiten fuerzas cortantes de una pared a otra, lo que sujeta a las vigas de acoplamiento a flexión y a cortante. Debido a la pequeña relación de claro/peralte de estas vigas, las deformaciones a cortante pueden volverse muy significativas; además sus rigideces son grandes por lo cual son sensibles a los movimientos relativos de sus apoyos empotrados.

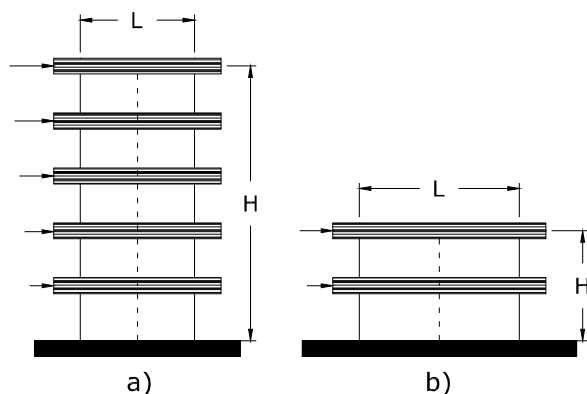


Fig. 1.20. En la figura se muestra la clasificación de paredes por su altura. a) paredes esbeltas, b) paredes bajas.¹

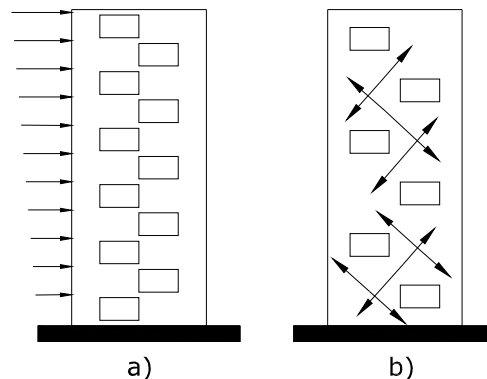


Fig. 1.21. Resistencia al corte afectada por aberturas en paredes. a) se muestra las zonas débiles debido a la disposición de ventanas, o puertas de ascensores, b) se observa que si la separación entre las aberturas es grande se puede transferir el corte mediante zonas comprimidas, permitiendo así un comportamiento dúctil en flexión si la resistencia al corte lo permite.²

1.6.3. SISTEMA DUAL

El sistema dual es la combinación de dos formas estructurales primordiales tales como los marcos y paredes estructurales (ya sea de concreto o de mampostería). Cuando estas formas aparecen de manera conjunta y proveen fuerzas laterales resistentes a sismos por la combinación de ambos, es necesario podernos referir a ellos como un sistema dual o como un sistema híbrido de una estructura.

Los sistemas duales pueden combinar las ventajas de sus elementos constituyentes. Marcos dúctiles, interactuado con paredes, los cuales pueden proveer una cantidad significativa de energía disipativa, cuando es requerida, particularmente en las partes superiores de un edificio. Por otro lado, se puede decir que como resultado de la gran rigidez que presentan las paredes, estos sistemas pueden presentar una excelente reacción por parte de la estructura cuando sea sometida a un sismo, y además, proporciona un buen desarrollo de mecanismos que soporten las acciones provocados por el mismo.

¹ Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistentes de Estructuras, CENAPRED. México, 1999. Cap. 3. Muros Estructurales, figura 4

² Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistentes de Estructuras, CENAPRED. México, 1999. Cap. 3. Muros Estructurales, figura 5

La compatibilidad de las deformaciones de estos dos sistemas (marcos dúctiles y paredes estructurales, actuando como uno solo) requiere que ambos mantengan en cada nivel los mismos desplazamientos actuado conjuntamente, esto es debido a que este tipo de sistemas tienden a compartir las fuerzas a los que son sometidos en los pisos más inferiores, pero tienden a oponerse el uno a otro en los niveles más altos.

La manera de compartir la resistencia a las fuerzas laterales entre los marcos y las paredes de un sistema estructural dual es también influenciado por la respuesta dinámica y el desarrollo de las articulaciones plásticas durante un sismo de mayor magnitud, y por lo tanto serán muy disidentes a las predichas también por el análisis elástico (Figura 1.22). La interacción de dicho sistema esta basado en la compatibilidad de la deformación de los elementos actuado como un conjunto para así ser considerado.

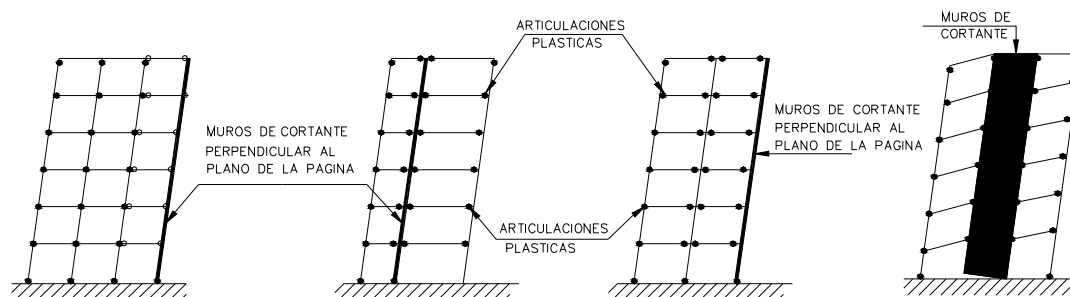


Fig. 1.22. Mecanismos de disipación de energía en sistema dual.

1.6.3.1. MARCOS Y PAREDES DE CORTE

La rigidez horizontal infinita que es dada por la conexión entre marcos y paredes en los distintos sistemas de entrepisos, provocadas por el diafragma rígido que los une, permite el análisis lateral de dichas estructuras sujetas a las fuerzas laterales que serán tomadas por las mismas. Inicialmente debe ser asumido que la rotación de estos será provista por la fundación de la estructura en la base de ambos. La rotación influenciada por la fundación, podrá ser, significativa, y considerable.

Cada piso de este edificio es sometido a fuerzas laterales iguales e idénticamente distribuidas usando métodos para calcular la rigidez, resultando en la igualdad de momentos de volteos en cada nivel.

Es esperado que con el incremento de la rigidez (incremento del espesor de la pared) la contribución de las paredes de cortante para resistir el momento de volteo en la base incrementará. Sin embargo, en los niveles superiores todas las paredes serán menos efectivas y su contribución al momento resistente de volteo será menor, por lo tanto también es lógico decir que en los pisos intermedios el momento resistente al volteo será nulo. Las diferencias entre los momentos totales en cualquier nivel serán entonces compartidas y tomadas por las paredes y luego también serán resistidas por los marcos. Debido a esto la incompatibilidad de las deformaciones de los componentes por independiente en los pisos superiores, en los marcos será requerido para resistir los momentos de volteo en los niveles en los que estos son mayores que los producidos por las fuerzas laterales externas.

Esto puede ser visto en las paredes de corte ya que estas son más flexibles, ellas aportan más rápidamente su contribución al cortante, a medida que esta sea variada con el espesor y la altura del mismo.

La respuesta de las paredes en voladizo por lo tanto deberá ser analizada y establecida desde su forma geométrica y conceptual de manera conjunta entre el arquitecto y el ingeniero para poder controlar las deflexiones mínimas permisibles en dichos sistemas. El diseñador por lo tanto deberá ser libre de tomar a aquellos miembros o partes en los marcos donde la disipación de energía tome lugar. Es preferible y práctico el mecanismo de un marco tipo. La principal ventaja de este mecanismo esta en el detallado de las potenciales articulaciones plásticas.

1.6.3.2. MARCOS DUCTILES Y PAREDES CONJUNTAMENTE CON VIGAS

Debido a que las paredes se encuentran en voladizo en dichas estructuras, las paredes estructurales deberán estar conectadas por vigas que continúen en el plano adyacentes a los marcos. Estas estructuras podrán ser modeladas como marcos en los cuales las vigas conectadas a las paredes pueden ser extendidas por una rigidez infinita provocada por brazos a toda la línea central de los muros.

Antes de que el diseño de miembros individuales sea finalizado, será necesario identificar claramente la localización de las vigas y las columnas, para armar la lapida de diseño de la misma y para poder decidir el mecanismo de diseño a ser aplicado.

1.6.3.3. SISTEMAS DUALES CON PAREDES EN FUNDACIONES DEFORMABLES

Es reconocido, que el no movimiento en la base es muy difícil, por no decirlo imposible, ya que estas depende también de las deformaciones del suelo entre las fundaciones o de deformaciones ocurrientes en la misma fundación de la estructura, como es en las pilas. La rotación de las base es un componente vital de la deformación de las paredes. Por lo tanto, puede afectar significativamente a la rigidez de las paredes en voladizo y afectar así en la manera de la transmisión de las fuerzas laterales. Debe de estarse en común acuerdo entre las partes que proporcionaran el análisis espacial y geométrico para la ubicación de las columnas, esto concerniente en lo que es sus distintos puntos de apoyo, todo lo anterior será hecho para redireccionar el problema que puede ser relacionado con las limitaciones que se tienen para determinar confiablemente las propiedades de rigidez que puede ser dada por el suelo.

La pérdida de las restricciones de movimiento en la base también ocurrirá si parte de la fundación bajo las paredes es levantada durante la respuesta a la acción de cargas laterales. En algunos casos el empotrar las paredes en los bordes de los mismos podría ocurrir. Esto podrá tener profundos efectos en el comportamiento de los sistemas duales.

Debido a que los desplazamientos de dichas paredes, rotaciones sobre su altura, del mismo orden que las fundaciones, son introducidos en cualquier nivel, incrementando así la demanda de la ductilidad en la vigas de los marcos y la tensión también en las paredes, distorsiones similares en niveles más altos podrán resultar también ocurrientes en paredes con bases fijas después de que las articulaciones plásticas con rotaciones plásticas sean desarrolladas.

Los efectos más importantes para considerar en el análisis y diseño, así como su distribución espacial y geométrica en paredes de cortantes interactuando conjuntamente con marcos de concreto en un sistema dual serán los siguientes:

- ✓ Las deformaciones impuestas en las vigas transversales a las paredes, muestran que si no se asignan roles primordiales a las vigas en la resistencia de un sismo, esta deberá ser considerada también en el detallado del refuerzo del concreto en dichos sistemas.
- ✓ La resistencia de las paredes de cortantes deberá ser significativamente incrementada por la reacción de las vigas transversales. Esto incrementará la fuerza axial y se convertirá en un resultado para resistir las fuerzas laterales, las cuales deberán ser tomadas considerando la capacidad de diseño, una falla permitirá el cortante en las paredes proporcionadas.
- ✓ El incremento de la carga axial en las paredes, deberá también necesitar una revisión del confinamiento lateral requerido en las secciones de las paredes con la longitud involucrada del desarrollo de la articulación plástica.
- ✓ Las fuerzas de corte que sean tomadas por las vigas transversales deberán causar tensión axial en columnas en el otro lado del final de las vigas. Si esta tensión axial no es tomada en cuenta, las articulaciones plásticas deberán desarrollarse en estas columnas, las cuales no deberán ser detalladas.
- ✓ Prestar atención a los detalles en una manera espacial, la contribución de las paredes de cortante será de una manera beneficiosa a la estructura.

1.7. PROCESO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

Para poder llevar a cabo el proceso del diseño estructural es necesario realizar ciertas fases previas y posteriores a dicho proceso, estableciendo de esta manera el procedimiento para el diseño y construcción de edificios, como se muestra en la figura 1.23.

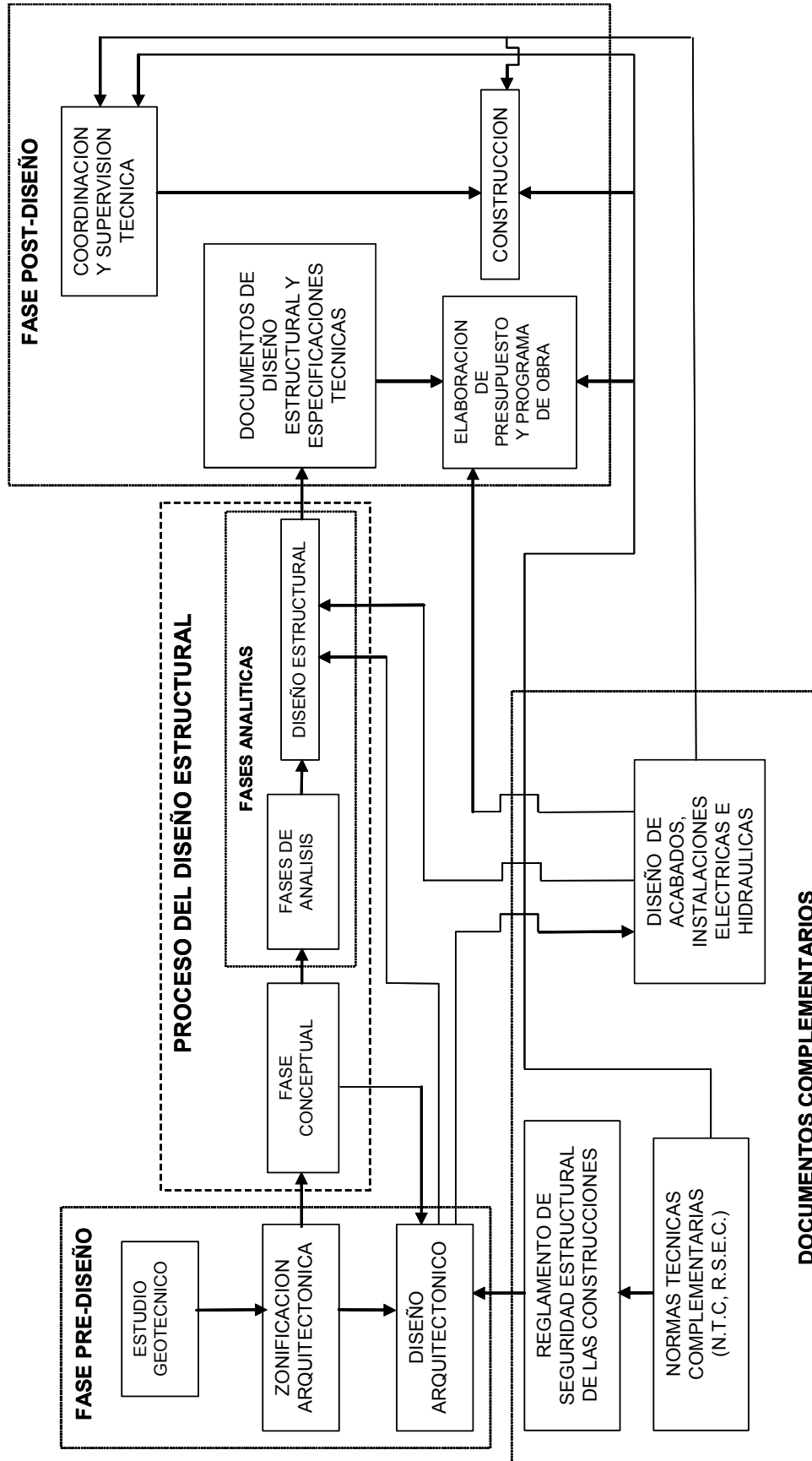


FIGURA 1.23
Procedimiento para el diseño y construcción de edificios.

1.7.1. FASE DE PRE-DISEÑO

Comprende una serie de etapas previas al proceso del diseño estructural y que son importantes para obtener un buen desarrollo de éste; dicha fase de pre-diseño se puede dividir en las siguientes partes:

i. Estudio geotécnico. La mayoría de los daños en las cimentaciones de los edificios pueden ser prevenidos mediante un buen diseño de sus elementos, para esto es necesario conocer el comportamiento del suelo en donde se va a cimentar la edificación; toda esta información es obtenida a través de un estudio geotécnico, el cual es el resultado de trabajos de inspección y caracterización del subsuelo afectado por una obra, en donde se obtienen la profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos y la profundidad del agua subterránea. Además se obtienen datos aproximados de la resistencia y compresibilidad de los estratos para conocer los asentamientos potenciales de la estructura. El procedimiento que se lleva a cabo es:

- ✓ Descripción general del lugar.
- ✓ Trabajo de campo, el cual es por medio de sondeos exploratorios en diferentes puntos del terreno.
- ✓ Ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas.
- ✓ Análisis de resultados, donde se define la estratigrafía del suelo, contenido de humedad, resistencia a la penetración, capacidad de carga admisible del suelo, asentamientos, etc.
- ✓ Conclusiones; de los resultados obtenidos se tienen los valores de los parámetros de peso volumétrico, ángulo interno de fricción, cohesión aparente, capacidad de carga y profundidad de desplante.
- ✓ Recomendaciones para el proyecto de la obra, con el fin de asegurar la variabilidad y mejorar los costos del mismo.

Como resultado del estudio geotécnico se establece el tipo de cimentación a utilizar, la cual depende de la profundidad de desplante, ya que esta definirá si se emplean cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas, en las cuales además de las zapatas será necesario colocar pilotes, como se observa en la figura 1.24.

Valores normales de capacidad de carga:

- ⊕ $1 \text{ kg/cm}^2 \leq q_{ad} \leq 2.5 \text{ kg/cm}^2$.
- ⊕ $10 \text{ Ton/m}^2 \leq q_{ad} \leq 25 \text{ Ton/m}^2$.
- ⊕ Valores menores que 10 Ton/m^2 se recomienda sustitución de suelo.

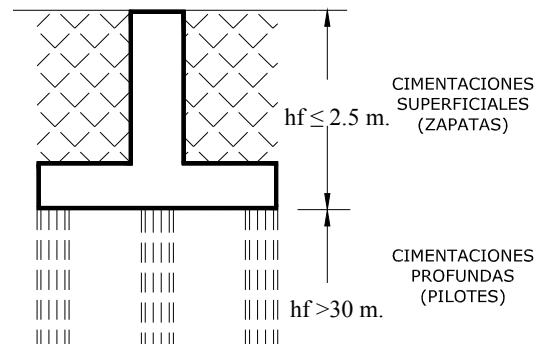


Fig. 1.24 Tipos de cimentación.

ii. Zonificación arquitectónica. Es agrupar espacios que tienen actividades ó necesidades en común, sin delimitarlos, ubicado en las diferentes plantas del edificio, pero esto se lleva a cabo cuando ya se tenga establecido el uso de la edificación. (Ver figura 1.25).

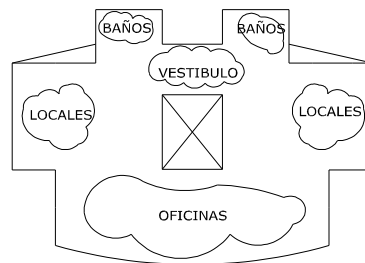


Fig. 1.25
Zonificación de espacios.

iii. Diseño arquitectónico. Esta etapa se refiere a la delimitación de espacios en forma específica, las cuales pueden sufrir pequeños cambios que no serán tan relevantes, debidos a la fase analítica donde las secciones estructurales de los elementos pueden tener cambios. Al finalizar esta fase se realizan los *documentos de diseño arquitectónico*, que son los planos arquitectónicos, que se obtienen al finalizar la

fase conceptual del proceso del diseño estructural, donde ya se ha establecido la estructuración conceptual del edificio; después se continúa con las fases analíticas.

1.7.2. FASE DE POST-DISEÑO

Son etapas que se llevan a cabo después de finalizado el proceso del diseño estructural, en estas se tiene el proceso constructivo del proyecto, en donde se encuentran actividades tanto de campo como de oficina, entre las cuales están:

i. Documentos de diseño estructural: Son los planos estructurales en donde se ubican detalles de cimentación, losas, entresijos, cubiertas, vigas, columnas o elementos estructurales, además se detalla la colocación del acero de refuerzo en dichos elementos tanto longitudinal como transversalmente.

ii. Especificaciones técnicas: Son notas estructurales que ayudan a comprender mejor los planos estructurales, deben de incluir la resistencia de los materiales, recubrimiento de los elementos estructurales, longitudes de anclaje, longitudes de desarrollo, traslapes y dobleces de varillas, y otro tipo de información necesaria según el proyecto a construir.

iii. Elaboración de presupuesto y programa de obra: Se realiza una vez terminados los planos constructivos y contendrá cantidades de obras por etapas, costos directos e indirectos del proyecto. El programa de obra se refiere al tiempo de ejecución del proyecto, este se puede determinar mediante el uso de diagramas de Gant, que especifica las fechas de inicio y finalización de cada actividad a lo largo de una escala horizontal de tiempo. También se puede utilizar la red CPM, que representa las actividades individuales necesarias para poder proceder desde un acontecimiento inicial a un objetivo final, muestra todas las interdependencias que existen entre las actividades individuales. La etapa de programación tiene como finalidad determinar las fechas de inicio y conclusión que se han de exigir en cada actividad, así como su relación con las demás actividades, a fin de acabar el proyecto en la fecha de ejecución prevista.

iv. Coordinación técnica: La lleva a cabo la empresa constructora, que realiza una planificación por etapas de todo el proceso constructivo del proyecto.

v. Supervisión técnica: Se encarga de inspeccionar la calidad y cantidad de obra ejecutada, la empresa constructora debe proporcionar a la supervisión las facilidades razonables necesarias para que

esta pueda desarrollar su labor de comprobar la forma en que las obras se están ejecutando y que estas estén de acuerdo con lo especificado en los planos estructurales.

vi. Construcción: Es donde la estructura es creada físicamente, es la etapa final del procedimiento para diseño y construcción de edificios.

1.7.3. DOCUMENTOS COMPLEMENTARIOS

Es necesaria la incorporación de otros profesionales capacitados para el diseño en el área de acabados, instalaciones hidráulicas y eléctricas, durante el proceso de diseño y construcción de edificios, estos documentos deben de estar ya determinados antes de la fase post-diseño.

Además, hay una serie de reglamentos que se debe tomar en cuenta para el diseño y construcción de un edificio, los cuales establecen ciertos requerimientos en todo el proceso por el cual debe pasar una estructura, tanto para el diseño conceptual y estructural, entre ellos tenemos:

- ✓ Reglamento de Seguridad Estructural de las Construcciones (Diseño conceptual).
- ✓ Reglamento de Construcción del Distrito Federal (Diseño conceptual).
- ✓ Normas Técnicas Complementarias.
- ✓ Reglamento ACI (Diseño estructural).
- ✓ Reglamento AISC (Diseño estructural).

1.8. REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Los reglamentos de construcción incluyen disposiciones relativas a las características del proyecto arquitectónico que inciden en la seguridad, otras que conciernen a la organización del proceso del diseño y ejecución de las obras, otras que establecen quienes deben ser responsables de los aspectos de seguridad estructural que aparecen en las distintas etapas, así como disposiciones relativas a la verificación de calidad de materiales y su ejecución así como la documentación del proceso.

1.8.1. REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES DE EL SALVADOR.

Las primeras normas de diseño sísmico surgieron en nuestro país el 10 de Enero de 1966, como consecuencia del sismo del 3 de Mayo de 1965. Estas normas eran de carácter transitorio mientras se elaboraban las normas de diseño sísmico definitivas; sin embargo, estas permanecieron sin ningún cambio o modificación por casi 20 años, a pesar de los avances científicos en el área de la ingeniería sísmica, en las normativas de diseño, así como en la experiencia local adquirida. Fue nuevamente otro sismo, el ocurrido el 10 de Octubre de 1986, el que exigió una revisión de emergencia al Reglamento de 1966. Producto de esa revisión surgió el nuevo Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico, que por decreto ejecutivo se oficializó el 12 de Septiembre de 1989. Nuevamente, el carácter de estas normas era transitorio, mientras el Ministerio de Obras Públicas, en colaboración con la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), elaboraran el Reglamento de Diseño Sísmico definitivo.

En el año de 1992 el Gobierno de la República inició el proyecto “Reglamento de Diseño Sísmico para la República de El Salvador”, con el propósito de incorporar dentro de él los últimos avances adquiridos en el conocimiento de la ingeniería sísmica y de los parámetros sísmicos locales, así como también tomar en cuenta la práctica nacional en lo referente al diseño y construcción de edificaciones.

El proyecto fue administrado y coordinado a través de una empresa consultora, con un Comité Técnico integrado por 11 profesionales; dos de ellos representando al Ministerio de Obras Públicas, dos a la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), dos a la Cámara Salvadoreña de la Industria de la Construcción (CASALCO), uno a la Sociedad Salvadoreña de Ingeniería Sísmica (SSIS), uno al Colegio de Arquitectos de El Salvador (CADES), uno a la Universidad de El Salvador, uno a la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas y uno a la Universidad Albert Einstein. Adicionalmente, se contó con Asesoría Extranjera de la Universidad Autónoma de México (UNAM) y del Centro Nacional de Prevención de Desastres de México (CENAPRED).

Como resultado de este proyecto, en 1994, surgió el nuevo código sísmico: *El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RSEC)*, que establece los requisitos mínimos para el diseño estructural, la ejecución, supervisión estructural y el uso de las construcciones, y cuyas disposiciones, aplicables a las construcciones nuevas y a las existentes que puedan ser objeto de modificación, reparación o demolición, son de estricto cumplimiento en todo el territorio de la República. Este código fue oficializado a través del Decreto Ejecutivo de fecha 23 de Octubre de 1996

En el cuerpo del Reglamento se incluyen únicamente las disposiciones relativas a las responsabilidades de las distintas partes que intervienen en el diseño, supervisión y construcción de una obra, los criterios en que debe basarse la revisión de la seguridad de las mismas y las clasificaciones de las diferentes acciones. Los aspectos más técnicos, relativo al diseño de las estructuras de distintos materiales, así como los que especifican la manera de tomar en cuenta los efectos de acciones como el sismo y el viento, se detallan en un conjunto de nueve Normas Técnicas cuya observancia es también obligatoria (Fig. 1.26).

El RSEC surgió a partir de la necesidad de proveer los requisitos mínimos de seguridad en el diseño y construcción de obras civiles, contra posibles fallas, principalmente ante eventos sísmicos.

El RSEC permite utilizar criterios de diseño diferentes siempre que se justifique y den como resultado niveles de seguridad iguales o mayores que los del RSEC. Bajo esta consideración algunos diseñadores nacionales optan por seguir alternativamente las especificaciones de otros reglamentos, las cuales se considera que contienen requerimientos más estrictos en cuanto a seguridad estructural que el RSEC. Uno de tales reglamentos es el *Uniform Building Code*, el cual es el más ampliamente usado en los Estados Unidos de América. Un documento relacionado, similar en forma a un reglamento de construcción, es el ASCE 7-98 (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, que proporciona los requisitos de carga en un formato adecuado para adopción como parte de un Reglamento de Construcción. En lo referente al diseño y construcción de estructuras de concreto es utilizado el reglamento publicado por el Comité 318 del American Concrete Institute (ACI).

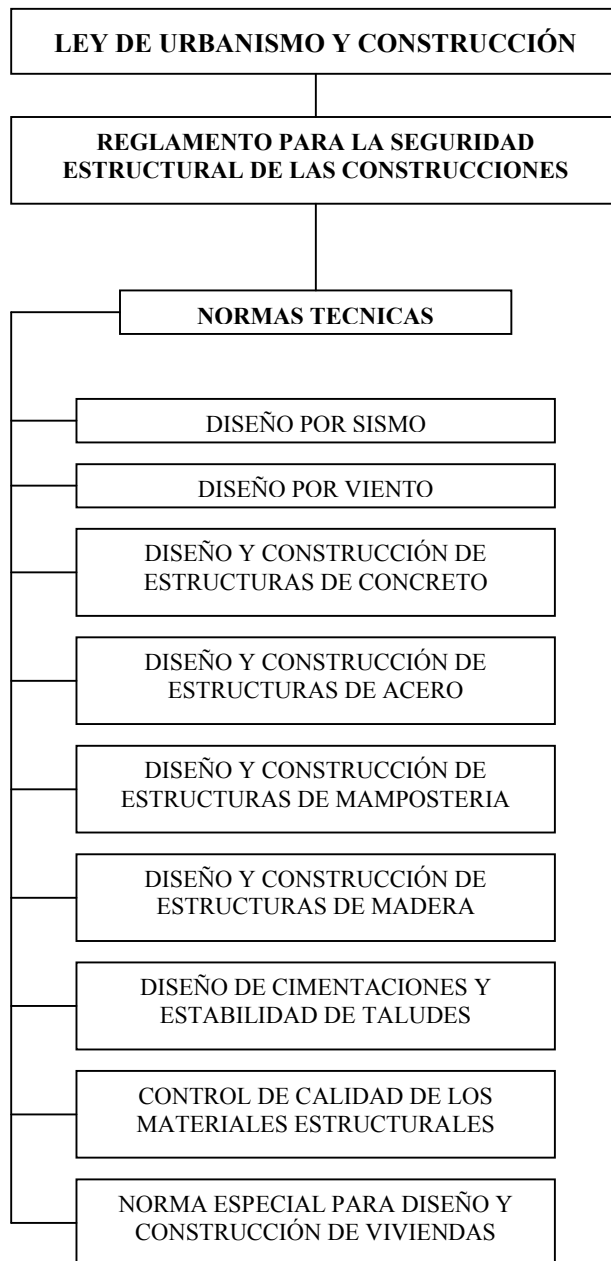


Figura 1.26.

Organigrama del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (1994).

1.8.2. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. (RCDF).

Un aspecto al que un reglamento debe asignar particular importancia es el de la responsabilidad, ya que una de las fuentes de problemas de seguridad estructural en el pasado, ha sido la falta de coordinación entre los encargados de los distintos aspectos de una obra. Por ello el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal requiere ahora que en obras de cierta importancia debe intervenir una persona con suficiente conocimiento de los distintos campos para que pueda asegurarse que en cada etapa se hayan tomado en cuenta adecuadamente los aspectos de seguridad estructural, ahora los reglamentos exigen que se alcancen niveles de seguridad mayores a lo usual para ciertas construcciones de particular importancia.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal incorpora un capítulo que fija requisitos esencialmente ligados al proyecto arquitectónico dentro del título de seguridad estructural. Esto obedece a la intención de destacar la importancia de que desde la concepción del proyecto arquitectónico se consideren aquellos factores que mayormente inciden en la seguridad, con especial atención en el comportamiento sísmico de la construcción, evitando así recurrir a soluciones forzadas y antieconómicas para proporcionar seguridad a construcciones cuya configuración geométrica resistente son poco favorables. A este respecto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico se establece una lista de requisitos para que la estructuración de un edificio pueda considerarse regular.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivo evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se puede presentar en la vida de la estructura, y evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida a la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir la estructura son menores que las que se introducirían si su comportamiento fuese elástico-lineal. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal-93, especifica un espectro de diseño de referencia

para el diseño estructural que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite que dichas fuerzas se reduzcan por un factor de comportamiento, Q ; que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica, o de su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen estados límites de resistencia de sus secciones.

Este reglamento no tiene modificaciones relevantes en lo relativo a diseño sísmico, con respecto a la versión que fue promulgada en 1987. Como en sus versiones anteriores, el cuerpo principal del reglamento incluye solamente requisitos de carácter general. Métodos y prescripciones particulares están contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTCS). Además, requisitos específicos para el diseño sísmico de los principales materiales estructurales se encuentran en las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Metálicas, de Mampostería y de Madera, respectivamente.

El nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal exige el empleo de un concreto de mejores características para estructuras importantes, además contiene ahora requisitos bien definidos para considerar una estructura como regular y poder adoptar así factores menos conservadores en el diseño.

1.9. PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS

En la década de 1970 se realizaron esfuerzos para sistematizar el proceso de diseño arquitectónico. Sin embargo, curiosamente estos esfuerzos no alcanzaron a la estructura, que parece ser uno de los componentes más sistemáticos del diseño de un edificio.

Muchas veces, el proceso del diseño estructural no es reconocido como tal por la mayoría de los especialistas, o mejor dicho es confundido con una de sus etapas: el análisis estructural. El resto de él presenta las mismas dificultades para su ordenamiento que cualquier proceso creativo y enteramente análogo a las que presenta el diseño arquitectónico o cualquier otro diseño de objetos.

Algunos autores han presentado el tema pero en general se han limitado a una información acerca de los diferentes sistemas estructurales existentes y de las distintas maneras que estos reaccionan ante eventos sísmicos a los cuales estarán sometidos durante su vida útil.

Falta aún el tratamiento del diseño estructural como disciplina que proponga métodos de trabajo.

Entonces, se puede definir *diseño estructural* como aquel proceso que partiendo de los datos propios del objeto a construir, permite una buena selección de elementos estructurales y no estructurales, para proyectar un sistema estructural completo, estable, permanente y factible. Entonces, el que dentro de ese proceso exista una parte numérica es absolutamente intrascendente y circunstancial, no importa cuán dificultosa ella sea y con cuánta elegancia se la resuelva, lo que cuenta es el objeto (la estructura) y el modo de llegar a él partiendo de los datos del problema (la edificación).

Esto no significa restarle importancia al proceso de análisis, al contrario, hoy es inexcusable una comprobación racional de la aptitud de la estructura; sino que lo ubicamos en su justo lugar. El análisis de la estructura es siempre una verificación de lo que se proyectó al principio del diseño estructural, más de una vez, no solo en trazado sino hasta en dimensiones de secciones, o sea, que supone una idea estructural, un esquema de disposición de elementos y una distribución de esfuerzos implícita previos. Estas son las etapas preliminares del proceso de diseño.

Entonces siempre que se hace diseño estructural, lo que ocurre es que si el proceso es inconsciente, como en la mayoría de los casos, se vuelve desordenado, no mostrando así los criterios necesarios para llevar a cabo una buena solución estructural.

En el proceso del diseño estructural se realizan las siguientes actividades:

- a) **Ubicación de los elementos verticales sismorresistentes:** Consiste en establecer la posición adecuada de los elementos que definen la conformación estructural de un edificio (columnas y/o paredes estructurales). Esto se lleva a cabo en la etapa de estructuración (Ver figura 1.27).

b) Selección de materiales estructurales: Son los materiales que se utilizarán para la construcción de la estructura, los cuales deberán soportar todas las acciones que a ésta se le imponen. Entre estos materiales tenemos:

- ✓ *Concreto:* La palabra concreto se usa para describir una variedad de materiales que tienen un elemento en común, el uso de un agente aglutinante o aglomerante para formar una masa sólida a partir de un agregado suelto inerte ordinario. Los tres ingredientes básicos del concreto ordinario son agua, agente aglomerante (cemento) y agregado suelto (arena y grava). El concreto ordinario tiene varios atributos, entre ellos su bajo costo general, su resistencia a la humedad, al fuego y los desgastes, además, puede tomar una gran variedad de formas. Su principal desventaja es la falta de resistencia al esfuerzo de tensión, ya que este solo tiene alta resistencia a la compresión ($f_c=210-420 \text{ kg/cm}^2$) y esta ligado a la fragilidad. El concreto se presenta en dos tipos:
 - i. Concreto simple: Material homogéneo, sin acero de refuerzo y se utiliza principalmente en estructuras a compresión (aceras, jardines y pilas de fundación).
 - ii. Concreto reforzado: Es un material combinado, concreto más acero de refuerzo, se le conoce también como concreto armado.
- ✓ *Acero estructural:* Se usa en una gran variedad de tipos y formas en cualquier edificio. El acero es el material más versátil de los sistemas estructurales, también es él más fuerte, resistente al envejecimiento y más confiable en cuanto a calidad. El acero es un material completamente industrializado y esta sujeto a estricto control de su composición y de los detalles de su moldeo y fabricación. Tiene las cualidades adicionales deseables de no ser combustible, no podrirse y ser estable dimensionalmente con el tiempo y los cambios de temperatura; además, tiene resistencia a tensión axial, compresión axial, flexo-compresión, cortante (resistencias disponibles $f_y = 2800-4900 \text{ kg/cm}^2$). Las desventajas son su rápida absorción de calor, la pérdida de resistencia (cuando se expone al fuego) y su corrosión (cuando se expone a la humedad y al aire).

- ✓ *Madera*: Sirve para diseñar vigas, columnas y estructuras de techo, solo se puede utilizar para casas. Las limitaciones de forma y tamaño se han ampliado mediante la laminación y los adhesivos.
 - ✓ *Mampostería*: Se usa en elementos estructurales, los cuales pueden ser roca bruta o cortada, losetas o ladrillos cocidos de arcilla, unidades de concreto, paredes de relleno. El ensamble resultante es similar a una estructura de concreto. Tres aspectos importantes de las estructuras de mampostería son la contracción del mortero, el agrietamiento por expansión y la alta resistencia a la flexión. Existen dos tipos de mampostería:
 - i. Mampostería simple: Es una mampostería en bruto, donde únicamente se puede utilizar mortero para la unión de cada pieza entre si.
 - ii. Mampostería reforzada: Es una mezcla de mampostería a la cual se le agrega acero de refuerzo para resistir los esfuerzos de tensión.
- c) **Determinación de la capacidad de resistencia de los elementos estructurales**: Es mediante el desarrollo de las condiciones de carga a las que puede estar sometida la estructura, desde la determinación de los eventos externos que pueden excitarla, las fuerzas internas que generan los eventos externos, los efectos que estas producen y finalmente las deformaciones que podrían generar dichos esfuerzos.
- d) **Dimensiones estructurales de los elementos**: Son secciones que definen la geometría elemental de la estructura, en cuanto a cantidad de materiales que requiere la conformación de cada uno de sus elementos, para que estos tengan un comportamiento eficiente bajo diversas condiciones de carga.
- e) **Uniones estructurales**: Se define como elementos de arriostamiento y los diferentes elementos o subsistemas estructurales, serán conectados a través de nudos rígidos que establezcan la conformación de las formas y sistemas estructurales.

f) Detalles en general: Es un conjunto de esquemas que especifican las secciones estructurales, según lo especificado en los reglamentos.

El proyecto estructural, evaluado en base al proceso del diseño estructural, persigue diferentes fines, los cuales están enfocados en función de las características que debe poseer la estructura, estos fines, en orden prioritario, son:

- ✓ *Seguridad:* En donde se analizan los aspectos de resistencia, rigidez, masa de los elementos que la componen y aspectos de funcionamiento.
- ✓ *Economía:* Se refiere a la reducción de los costos, que tienen que ver con la forma del edificio y con el aspecto estético, los cuales se pueden reducir en los acabados de éste.
- ✓ *Aspectos estéticos:* Son todos aquellos aspectos que tienen como finalidad mejorar la forma exterior e interior del edificio.

1.9.1. OBJETIVOS DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

- i. *Dar forma a una estructura para que cumpla con determinada función:*** Consiste en establecer los índices de funcionamiento que presenta la estructura. Esta funcionalidad puede estar enmarcada a partir de las configuraciones tanto geométricas como estructurales. La configuración se inicia cuando el diseñador (por lo general, el arquitecto) crea y concibe la forma del edificio como un conjunto, tomando en cuenta las funciones de éste, analizando tanto planta como elevación.
- ii. *Obtener un comportamiento adecuado de los elementos de la estructura en condiciones de servicio:*** Consiste en establecer el grado de capacidad de carga que presentan cada uno de los miembros estructurales que conforman la estructura a partir de las condiciones de apoyo con que son estructurados; o en otras condiciones, cada elemento se evalúa en base a la rigidez que presenta.

- iii. *Proporcionar capacidad al sistema estructural para resistir las cargas a las que está sometido, sin llegar al colapso:* Se enfoca a todo el sistema estructural o estructura, en donde el grado de resistencia alcanzado podría sufrir bajas, por lo que la estructura no alcanzaría el 100% de su resistencia original después de haber sido afectado por un sismo, aunque no significa que a futuro pueda colapsar.

- iv. *Aprovechar al máximo los materiales y técnicas disponibles en el proceso:* Consiste en mecanismos que conlleven a reducir los costos del proyecto estructural. La reducción de costos se puede lograr en la fase analítica donde se establecen las dimensiones definitivas de las secciones estructurales; además, en la etapa constructiva, donde los desperdicios de materiales deben ser mínimos.

- v. *Mejorar las formas exteriores e interiores del edificio:* Se refiere a proporcionar un ambiente agradable, mediante acabados de bajo costo y poco peso, sin que se afecte la seguridad del edificio.

1.9.2. EXIGENCIAS QUE DEBE SATISFACER LA ESTRUCTURA

En primer lugar están las condiciones impuestas por el edificio al que ha de pertenecer. De hecho son los datos de nuestro problema y su razón de ser. Eduardo Torroja escribió ya hace mucho:

“Las obras no se construyen para que resistan. Se construyen para alguna finalidad o función que lleva, como consecuencia esencial, a que la construcción se mantenga en forma y condiciones a lo largo del tiempo. Su resistencia es una condición fundamental; pero no es la finalidad única, ni siquiera la finalidad primaria”.

Se puede añadir que el conjunto de condiciones impuestas por el edificio a su estructura constituye las exigencias funcionales de ésta, aun cuando correspondan a otro tipo de requisitos de aquél, como ejemplo tenemos el aspecto del edificio, lo estético. No es lícito por consiguiente forzar una solución del edificio por “razones estructurales”, aunque una adecuada valoración de las componentes del problema, nacida a partir del hecho estructural, pueda originar una reformulación de las exigencias impuestas a la estructura y por eso ella debe estar presente desde la elaboración del programa.

Siguen aquellas exigencias propias del hecho estructural en sí, que podemos agrupar en tres familias de condiciones: Existencia, permanencia y factibilidad.

i. Existencia de la estructura.

La misión fundamental de la estructura resistente de un edificio o de cualquier objeto es asegurar el equilibrio ante toda acción posible. Ese equilibrio tiene realidad física sólo cuando es estable, es decir, que la estructura existe cuando el equilibrio está asegurado en el todo y las partes; en una condición estable y para cualquier acción que aparezca sobre la construcción.

Esto implica la existencia de mecanismos o sistemas completos para conducir cualquier acción hasta los vínculos, habitualmente el suelo. El cumplimiento de esta condición es prioritario frente a cualquier otra, por lo cual la estructura puede ser estable hasta cierto valor de la acción a partir del cual el equilibrio se hace imposible (caso típico del vuelco por fuerzas laterales), en cuyo caso la estructura deja de existir. Es evidente entonces que para dar lugar a la existencia de la estructura corresponde definir los sistemas resistentes, en donde esta definición debe comprender su naturaleza y su posición espacial.

ii. Permanencia.

El equilibrio debe permanecer estable, en condiciones aceptables para el destino del edificio y durante toda su vida útil, es decir que las sollicitaciones que se originan a partir de las acciones posibles deben ser resistidas por el material empleado, limitando las deformaciones a valores compatibles con el uso y soportando el paso del tiempo.

Cumplir con la condición de permanencia significa entonces asegurar resistencia, rigidez y durabilidad suficientes en todas sus partes y esto tiene que ver exclusivamente con el dimensionamiento.

iii. Factibilidad.

La estructura ha de ser construida en un medio tecnológicamente definido, con materiales, mano de obra y tecnología accesible, la cual debido a las diferentes exigencias espaciales y geométricas también podrá ser variable (con respecto a los distintos sistemas estructurales). Por otra parte se ha de lograr la existencia física de la estructura en condiciones económicas aceptables, generalmente el mínimo costo.

Satisfacer esta condición implica entonces dar respuestas a un sin número de cuestiones, todas ellas vinculadas con la forma operativa de llevar a cabo la obra, que en lo práctico se traduce en los detalles constructivos pero que siempre está presente en la concepción de la estructura desde sus primeros pasos.

1.10. ETAPAS DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El proceso del diseño estructural es una de las etapas más importantes en el procedimiento y construcción de edificios, ya que aquí es donde se define en un principio conceptualmente la estructura, para luego materializarla. El proceso del diseño estructural se puede dividir en dos grandes fases (figura 1.27), que a su vez se dividen en diferentes etapas, estas fases son las siguientes:

- ✓ Fase conceptual o creativa.
- ✓ Fases analíticas o numéricas.
 - Fase de análisis.
 - Diseño estructural.

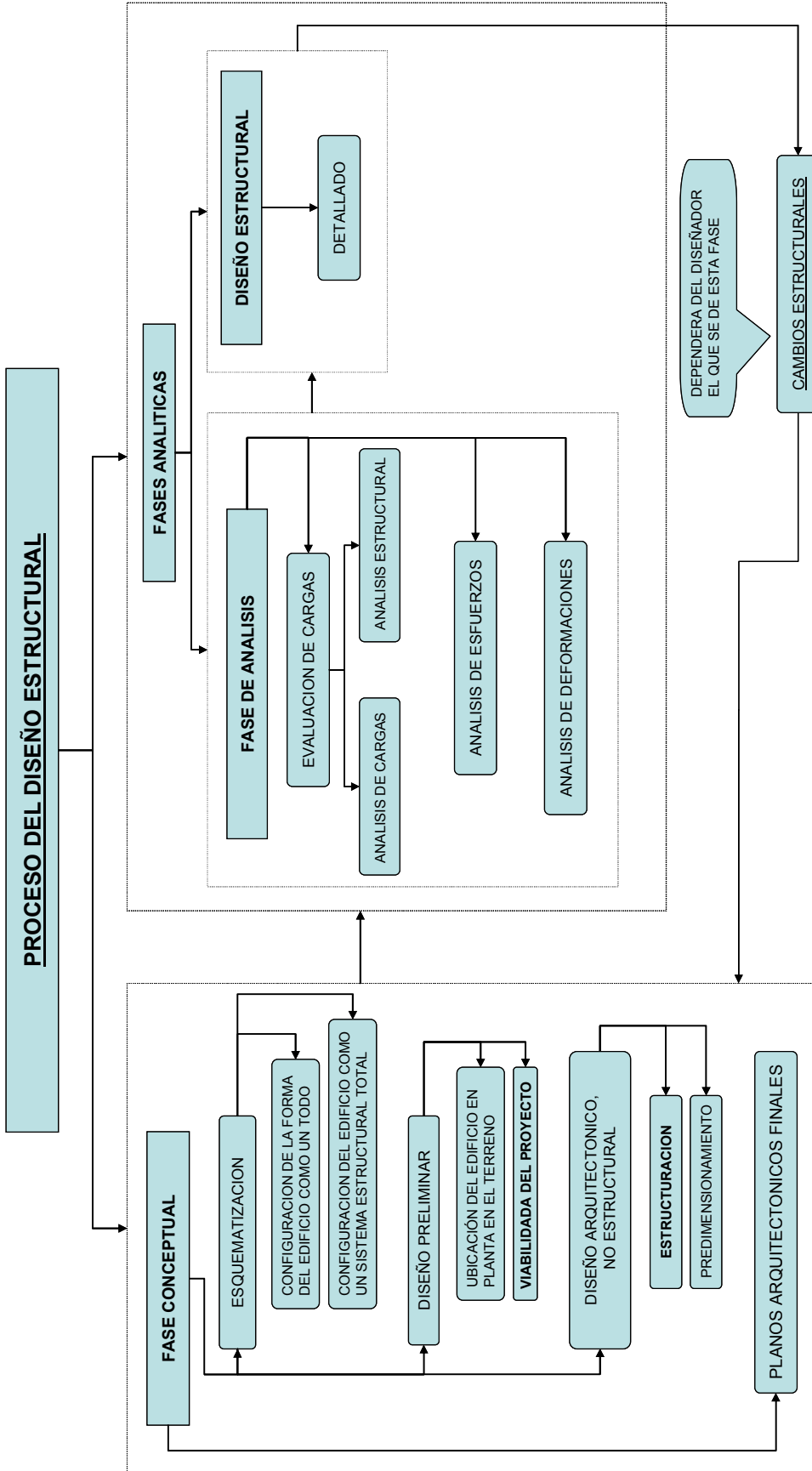


Fig. 1.27. Procedimiento para el diseño y construcción de edificios.

1.11. FASE CONCEPTUAL

Se constituye como la fase fundamental del proyecto estructural, ya que para llevarla a cabo es necesaria la creatividad de ambos proyectistas para así concebir la estructura o formarse una idea de la misma, con el propósito de establecer los fines y los objetivos para los cuales será creada en cuanto a la composición de los elementos estructurales, formas, proporciones y ubicación. Se ha establecido que la conceptualización de la estructura desarrollada en esta fase es determinante para evaluar el comportamiento posible que podría tener el edificio cuando es afectado por acciones sísmicas, por lo tanto el proyecto arquitectónico-estructural desarrollado en esta fase y que finaliza con una favorable estructuración tendrá como resultado un comportamiento altamente eficiente, aunque se tuvieran irregularidades en la fase de cálculo estructural. En el capítulo siguiente se profundizará en esta fase.

1.12. FASE DE ANALISIS

El sistema estructural debe de soportar una serie de acciones externas que le ocasionan deformaciones, desplazamientos, oscilaciones y daños; todos éstos constituyen su respuesta a dichas acciones. Es en la fase analítica donde se analizan acciones actuantes en la estructura y su respuesta a esta.

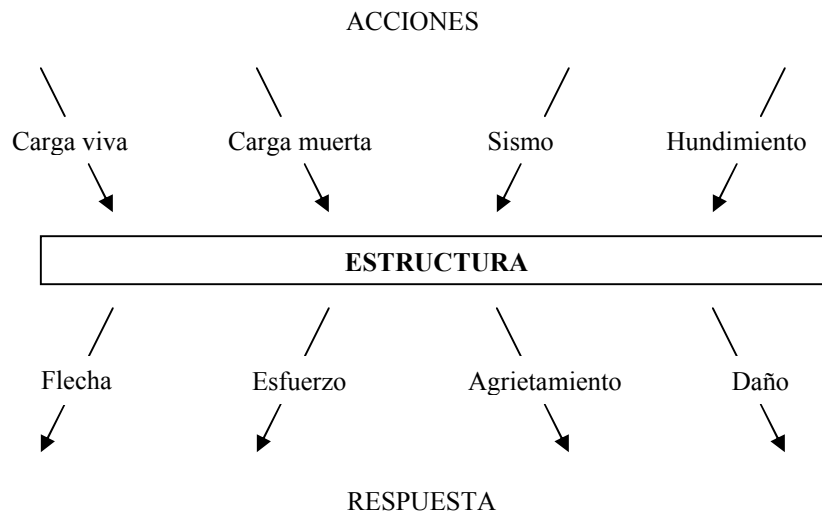


Figura 1.28.
Representación esquemática del mecanismo acción-respuesta

Se entiende por acción a lo que generalmente se le denomina carga, además de las cargas propiamente dicha se incluyen las acciones impuestas, como los hundimientos de la cimentación y los cambios volumétricos, así como los efectos ambientales de viento, temperatura, corrosión, etc.

Para que la construcción cumpla con las funciones con que fue proyectada, es necesario que la respuesta de la estructura se mantenga dentro de límites que no afecten su perfecto funcionamiento y estabilidad, por lo que en cada caso deberán definirse los límites que pueden estar en función de desplazamientos horizontales, flechas, vibraciones, etc.

En la fase de análisis del diseño estructural se comprenden las siguientes etapas:

- ✓ La evaluación de cargas
- ✓ El análisis de esfuerzos.
- ✓ El análisis de deformaciones.

1.12.1. EVALUACION DE CARGAS

1.12.1.1. ANALISIS DE CARGAS

Atendiendo los conceptos de seguridad estructural y de los criterios de diseño, la clasificación más racional de las acciones se hace en base a la variación de su intensidad con el tiempo. Se distinguen así los siguientes tipos de acciones:

i. Acciones permanentes:

Son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Pertenecen a este grupo las siguientes:

- a) Cargas muertas.
- b) Empujes estáticos de líquidos y suelos.

- c) Deformaciones y desplazamientos debido al esfuerzo de efecto del pre-esfuerzo y a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos.
- d) Contracción por fraguado del concreto, flujo plástico del concreto, etc.

ii. Acciones variables.

Son aquellas que inciden sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores importantes durante lapsos grandes. Se pueden considerar las siguientes:

- a) Cargas vivas.
- b) Cambios de temperaturas y volumétricos.

iii. Acciones accidentales.

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que puede tomar valores significativos solo durante algunos minutos o segundos, a lo más horas en toda la vida útil de la estructura. Se consideran las siguientes:

- a) Sismos.
- b) Vientos.
- c) Oleajes
- d) Explosiones

Para evaluar el efecto de las acciones sobre la estructura requerimos modelar dichas acciones como fuerzas concentradas, lineales o uniformemente distribuidas. Si la acción es de carácter dinámico podemos proponer un sistema de fuerzas equivalentes o una excitación propiamente dinámica.

Todos los tipos de carga mencionados anteriormente tienen una probabilidad de ocurrencia en las estructuras; pero comúnmente en nuestro medio, los tipos de carga que se analizan son:

- ✓ *Cargas gravitacionales.* Como su nombre lo indica, estas son originadas por la fuerza de gravedad. En el análisis estructural este tipo de cargas se divide en *cargas muertas* y *cargas vivas*.
- ✓ *Cargas sísmicas.* Son fuerzas inerciales que se producen en las estructuras debido a los movimientos del suelo causado por los sismos.
- ✓ *Cargas de viento.* Son las cargas que resultan de la acción del viento sobre las estructuras.

I. CARGA MUERTA

Esta carga la genera el peso propio de la construcción, incluye el peso de los elementos resistentes a cargas laterales y los elementos no estructurales como paredes de relleno o divisorias, pisos, acabados, ventanearía, etc. La carga muerta la producen todos aquellos elementos estructurales y no estructurales que tendrán un punto fijo en la estructura.

Para calcular la carga muerta se necesita calcular los volúmenes de los diferentes componentes de la estructura y multiplicarlos por su peso volumétrico (Ver anexo 1). Generalmente estas cargas se presentan como cargas uniformemente distribuidas sobre áreas o elementos lineales de la estructura, también pueden haber cargas puntuales en el caso de equipos fijos.

Debido a que el cálculo de las cargas muertas es muy simple, se puede pensar que hay poca incertidumbre al calcularlas, sin embargo, se han encontrado casos en que la diferencia entre los valores calculados y los valores reales tienen diferencias hasta del 20 por ciento¹, esto es debido a las diferencias entre las dimensiones especificadas en el proyecto y las que resultan de la construcción, a modificaciones y adiciones de los elementos no estructurales y a la variación de los pesos volumétricos de los materiales.

¹Diseño Estructural, Meli Piralla, Cáp. 3. Editorial LIMUSA, 2002

II. CARGA VIVA

Estas acciones son producidas por los elementos móviles en la estructura, es decir, debido a la operación y uso de la construcción. En estas cargas se incluye todo lo que no tiene una posición fija dentro de la estructura, como el peso de los muebles, equipos y personas.

Por su carácter, la magnitud de la carga viva, dependerá del uso al que este destinado la construcción, que los podemos distinguir en tres grandes grupos: *los edificios, las construcciones industriales y los puentes.*

Para efectos de cálculo, la carga viva la dividimos de la siguiente manera (Ver anexo 2):

- a) **Carga viva máxima**, esta se utiliza en la superposición con la carga muerta, y se refiere a la máxima intensidad que pueda tener durante la vida útil de la estructura.
- b) **Carga viva instantánea**, es usada en combinación con cargas accidentales, y es la intensidad que puede tomar la carga viva, durante la vida útil de la estructura, durante la acción de una carga accidental.
- c) **Carga viva media**, se utiliza para calcular efectos a largo plazo, como ejemplo, para calcular el hundimiento en suelos arcillosos saturados.

i. Evaluación de cargas gravitacionales

Consiste en determinar todos los pesos que actúan en un nivel (cargas vivas y cargas muertas), y que son transmitidos a las vigas. Entre los elementos a considerar tenemos: el peso de la losa, pared, ventanas, cielo falso, instalaciones eléctricas, enladrillado de piso, el peso propio de la viga, etc. Este análisis consiste en el cargado de las vigas del nivel.

ii. Bajado de cargas

Cargas en la losa: Para este tipo de cargas se considerará una carga uniformemente distribuida por unidad de área; tomando en cuenta el peso de los siguientes materiales: El peso propio de la losa, el enladrillado, el cielo falso e instalaciones eléctricas, la sobre losa o losa adicional¹, las divisiones interiores y la carga viva que dependerá del tipo de uso que tenga el edificio.

¹Sobrelosa: es una capa de concreto, con un espesor máximo de 1 cm, que sirve para nivelar la losa.

Todas las cargas antes mencionadas son transmitidas a las vigas en base a áreas tributarias (Figura 1.29), y como resultado se obtiene una carga uniformemente distribuida, por unidad de longitud, sobre la viga.

Cargas de paredes: Este tipo de cargas se puede presentar de dos formas, la primera es cuando la pared está sobre la viga, en este caso, la pared transmite una carga uniformemente distribuida por unidad de longitud a la viga, su intensidad dependerá del volumen de la pared y de los materiales constructivos; en el segundo caso, cuando tenemos una pared que atraviesa la viga, su carga se transmitirá a la viga conforme a áreas tributarias.

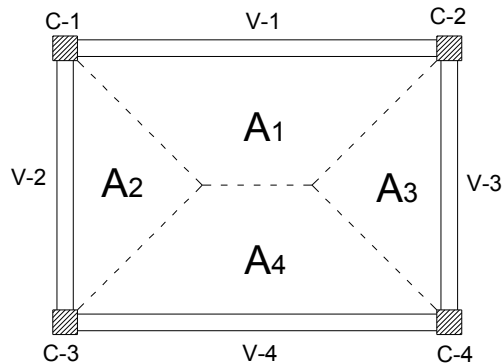


Fig. 1.29. Representación esquemática de las áreas tributarias correspondientes a una losa apoyada sobre cuatro vigas, y estas a su vez sobre las columnas. Cada viga soportará una porción de la carga total actuado sobre la losa; la viga V-1 soportará la carga actuando en el área A₁, la viga V-2 soportará la carga actuando en el área A₂ y así sucesivamente; la columna C-1 soportará una porción de la carga actuando en V-1, y otra porción de la carga actuando en V-2. Para encontrar la carga en la columna se requiere hacer un análisis estructural.

Peso propio de la viga: Finalmente hay que considerar el peso propio de la viga que será una carga uniformemente distribuida por unidad de longitud, que será aplicada sobre la misma.

Vigas secundarias: En los casos que sea necesario utilizar vigas secundarias, estas transmitirán su peso en forma de cargas puntuales sobre las vigas de apoyo.

El bajado de cargas empieza por tomar en cuenta las vigas con menor capacidad, por lo que primero se analizarán las vigas secundarias.

III. CARGA SISMICA

Son las acciones producidas por fuerzas inerciales debidas a los movimientos sísmicos. Comparada con las cargas muertas y vivas, este tipo de carga es mucho mas compleja y para calcular su intensidad se debe recurrir a un análisis sísmico de la estructura, que determine la respuesta de esta ante dichas solicitaciones, para ello se necesitan datos de entrada que imponen las características dinámicas del movimiento fuerte.

Los métodos de análisis sísmico son los siguientes:

- ✓ Fuerza lateral equivalente (método estático), que será analizado en la sección 1.9.
- ✓ Análisis espectral modal.
- ✓ Análisis modal.
- ✓ Análisis dinámico (comportamiento no lineal)

i. Método de la fuerza lateral equivalente (método estático)

Este método consiste en transformar la acción de un sismo en fuerzas horizontales, aplicadas en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales; estas fuerzas son distribuidas en el sistema resistente a cargas laterales.

Este método está basado en las siguientes suposiciones:

- ✓ Existe una distribución lineal de aceleraciones, con una aceleración igual a cero en la base del edificio y una máxima, en el extremo superior del mismo.
- ✓ La distribución de aceleraciones produce fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los diferentes pisos de la estructura.
- ✓ Para el análisis se supone una condición de equilibrio estático de la estructura.
- ✓ Está basado en el primer modo de vibrar de la estructura

La Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, en la sección 3.9, establece que el método estático puede ser utilizado en los siguientes casos:

- ✓ Estructuras regulares menores de 70 m de altura, excepto aquellas que se encuentren ubicadas sobre un terreno tipo S4¹ y tengan un período fundamental mayor de 0.7 segundos.
- ✓ Estructuras irregulares no mayores de 5 pisos ni de 20 metros de altura. Las estructuras con irregularidades del tipo A, B o C definidas en la Tabla 5 de la norma, o cualquier otra irregularidad no descrita en las Tablas 5 ó 6 de la norma, deberán, además, cumplir con 3.8.1 para que el procedimiento sea aplicable.

ii. Desarrollo del método de la fuerza lateral equivalente

El método está basado en el cálculo del cortante en la base del edificio, que es un porcentaje del peso sísmico de la estructura, este peso es el resultado de superponer la carga muerta con la carga viva máxima instantánea.

Para el cálculo del cortante basal nos guiaremos por lo estipulado en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, en el capítulo 4.

El cortante basal se calcula de la siguiente forma:

$$V_{base} = C_s W$$

Donde:

V_{base} : Cortante en la base

C_s : Coeficiente sísmico

W : Peso sísmico de la estructura

¹S4: 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/seg. –Tomado de Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador-

El coeficiente sísmico lo calculamos de la siguiente forma:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

Donde:

A: *Coficiente de zonificación*, su valor lo encontramos en la tabla 1 de la norma y su valor está en función de la magnitud de la aceleración del suelo.

I: *Factor de importancia*, que depende de la ocupación o uso del edificio y su valor se encuentra en la tabla 3 de la norma.

C_o, T_o: Coeficientes de sitio. T_o es el período fundamental del suelo. Estos coeficientes los encontramos en la tabla 2 de la norma.

R: *Coficiente de estructuración*, que depende del sistema estructural que se esté utilizando, su valor está en la tabla 7 de la norma.

T: *Período elástico fundamental de vibración*; su valor no debe ser menor que el de T_o, ni mayor que 6T_o.

Existen dos métodos para evaluar el período fundamental de la estructura (T):

Método A: el período se calcula de la siguiente forma:

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

Donde:

T: Período fundamental de vibración en segundos.

h_n: Altura del edificio en metros.

C_t= 0.073 para marcos espaciales de concreto reforzado.

C_t= 0.085 para marcos espaciales de acero.

C_t= 0.049 para otros sistemas.

Método B: En este caso, el período fundamental de vibración es evaluado a partir de las propiedades estructurales y las características de deformación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \left[\sum_{i=1}^{n-1} F_i \delta_i + (F_n + F_t) \delta_n \right]}}$$

Donde:

δ_i : Desplazamiento lateral absoluto (con respecto a la base).

F_i : Fuerza lateral aplicada.

W_i : Peso del nivel.

La norma establece que el coeficiente sísmico obtenido con el método B, no podrá ser menor que el 80% del calculado con el método A.

iii. Distribución del cortante basal en la altura

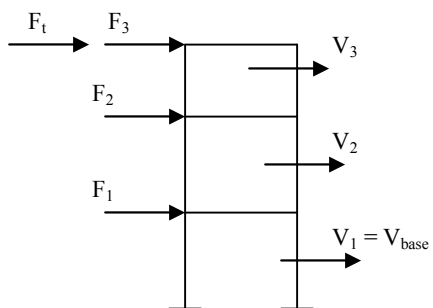


Figura 1.30. En la figura se muestra la distribución del cortante en altura (aplicado en cada entrepiso) y la fuerza aplicada a cada nivel

En la figura 1.30 se muestra la forma en que se distribuyen las fuerzas inerciales. Entonces, por equilibrio tendremos que:

$$V_{base} = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Donde:

F_t : Fuerza concentrada en la cubierta o fuerza de látigo.

F_i : Fuerzas aplicadas en cada nivel.

La fuerza de látigo la podemos calcular de la siguiente manera:

$$F_t = 0.07TV_{base} ; F_t < 0.25V_{base}$$

“T” es el período fundamental de vibración y cuando su valor sea $T \leq 0.7$ seg, la fuerza de látigo (F_t) puede tomarse como cero.

La fuerza en cada nivel la calculamos con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{(V_{base} - F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Donde:

h_i : Altura medida desde la base, hasta el nivel “i”.

W_i : Peso del nivel “i”.

Por condiciones de equilibrio, la fuerza cortante se distribuye de la siguiente forma:

$$V_1 = F_1 + F_2 + F_3 + F_t = V_{base}$$

$$V_2 = F_2 + F_3 + F_t$$

$$V_3 = F_3 + F_t$$

El cortante en el nivel se debe de distribuir proporcionalmente a la rigidez del sistema resistente a cargas laterales. El cortante de diseño es la suma del cortante calculado anteriormente, sumado con el cortante por torsión, que resulta de la excentricidad que es la diferencia entre el centro de cortante y el centro de rigidez.

El cortante por torsión lo calculamos como sigue:

$$V_{tx} = \frac{(M_T)R_{ix} Y_t}{J} \quad \text{y} \quad V_{ty} = \frac{(M_T)R_{iy} X_t}{J}$$

Donde:

Y_t y X_t es la distancia entre el eje analizado y el centro de cortante

R_{ix} y R_{iy} son las rigideces en los ejes “x” y “y” respectivamente, en el eje de análisis

J se calcula así:

$$J = \sum R_{ix} Y_t^2 + \sum R_{iy} X_t^2$$

El momento torsor se calculará considerando los efectos ortogonales, para ello se tomará el 100% del efecto del sismo en una dirección y el 30% en la otra. Entonces:

$$M_T = 100\% V_y e_{dix} + 30\% V_x e_{dy}$$

$$M_T = 100\% V_x e_{diy} + 30\% V_y e_{dx}$$

IV. APOYOS O VINCULOS

En cualquiera de los métodos de análisis estructural que se utilice, siempre se deberá cumplir la condición de equilibrio estático. Esto quiere decir que las cargas impuestas a la estructura (acciones externas) deben equilibrarse con otro tipo de cargas para satisfacer el equilibrio. Las cargas externas por sí solas no podrían equilibrarse, por lo que a parte de este tipo de acciones, existen otro tipo de cargas en la estructura, que están relacionadas con la forma de apoyo que esta tiene sobre el suelo, a estas cargas se les conoce como *reacciones en los apoyos*.

Existen muchas formas de apoyos para las estructuras, pero los más importantes o los más usados en el análisis estructural son los siguientes:

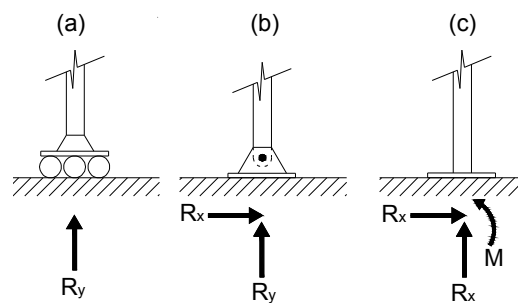


Fig. 1.31. Tipos de apoyos y las reacciones que estos producen. (a) apoyo de rodillo, (b) articulación y (c) empotramiento

- ✓ *Apoyo de rodo*: este permite que la estructura tenga libre movimiento de rotación en el punto de apoyo y también permite traslación en línea paralela a la superficie de apoyo de la estructura, pero impide el movimiento en dirección perpendicular a la superficie de apoyo, en este tipo de apoyo solo hay una incógnita que sería la reacción que este produce.
- ✓ *Apoyo articulado*: el apoyo articulado no permite ningún movimiento de traslación a la estructura, solo permite la rotación sobre el punto de apoyo, dando como resultado las reacciones para este tipo de apoyo en el cual intervienen dos incógnitas las cuales se representan por sus componentes x y y.
- ✓ *Empotramiento*: un apoyo empotrado es aquel donde la estructura no tiene libertad alguna de movimiento, es decir, está restringida a los desplazamientos y las rotaciones, las reacciones producidas por este tipo de apoyo son las dos componentes de la fuerza y el momento del par, lo que representan las tres incógnitas de este tipo de apoyo.

Mediante el análisis estructural podemos encontrar las reacciones en los apoyos de la estructura, para ello hacemos uso de las ecuaciones de equilibrio estático:

$$\begin{aligned}\sum F &= 0 \\ \sum M &= 0\end{aligned}$$

Donde tenemos que, para cualquier estructura, la sumatoria de fuerzas en cualquier dirección es igual a cero, y la sumatoria de momentos con respecto a un punto arbitrario es igual a cero.

1.12.1.2. ANALISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural es la parte del proceso de un proyecto que comprende el diseño, cálculo y comprobación de la estructura. Es esta una disciplina técnica y científica que permite establecer las condiciones de capacidad de la estructura, respecto a su función. Por tanto, tiene establecido su objeto en la estructura y su finalidad en el cálculo como comprobación de lo diseñado.

Esta es la parte numérica en el proceso del diseño estructural, y para ello se aplican los conceptos de la mecánica estructural y se hace uso de todas las herramientas matemáticas disponibles, el cual consiste en determinar las fuerzas y momentos internos producidos en los elementos sismorresistentes causados por las acciones sísmicas hacia dichos elementos.

El análisis global de una estructura puede llevarse a cabo de acuerdo con las metodologías siguientes:

- ✓ Análisis lineal
- ✓ Análisis no lineal
- ✓ Análisis lineal con redistribución limitada
- ✓ Análisis plástico.

Análisis lineal: Es el que está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar.

Análisis no lineal: Es el que tiene en cuenta la no linealidad mecánica, es decir, el comportamiento esfuerzo-deformación no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en su situación deformada. El comportamiento no lineal hace que la respuesta estructural dependa de la historia de cargas. Por ello, para obtener la carga última es a menudo preciso proceder de forma incremental, recorriendo los rangos elástico, fisurado y previo al agrietamiento.

Análisis lineal con redistribución limitada: Es aquél en el que los esfuerzos se determinan a partir de los obtenidos mediante un análisis lineal y posteriormente se efectúan redistribuciones que satisfacen las condiciones de equilibrio. El análisis lineal con redistribución limitada exige unas condiciones de ductilidad adecuadas que garanticen las redistribuciones requeridas para las leyes de esfuerzos adoptadas.

Análisis plástico: Es aquel que está basado en un comportamiento plástico, elasto-plástico o rígido-plástico de los materiales y que cumple al menos uno de los teoremas básicos de la plasticidad: el del límite inferior, el del límite superior o el de unicidad.

I. FUERZAS INTERNAS

Para determinar la respuesta de una estructura ante cualquier tipo de acciones, previo a ello se necesita conocer el comportamiento interno de la estructura, es decir, se necesitan conocer todas las fuerzas internas que actúan en los elementos que conforman el sistema estructural.

Las fuerzas internas presentes en un elemento estructural las podemos clasificar como *fuerzas axiales*, *fuerzas cortantes*, *momentos flexionantes* y *momentos torsores*.

i. Fuerzas axiales

Las fuerzas axiales son aquellas que actúan a lo largo del eje longitudinal de un elemento estructural, estas a su vez las podemos dividir en *fuerza de tensión*, cuando la fuerza produce un alargamiento del elemento estructural en análisis; y *fuerza de compresión*, si el efecto que produce al elemento estructural es un acortamiento.

ii. Fuerzas cortantes

Cuando se aplica una carga perpendicular al eje longitudinal de un elemento, esta genera una fuerza interna conocida como fuerza cortante, como su nombre lo indica, esta fuerza interna tiende a partir al elemento.

iii. Momentos flexionantes

Este tipo de acción interna generalmente lo analizamos o lo asociamos con las vigas, el efecto que produce a lo largo de una sección transversal es separado en dos, el primero se analiza como un esfuerzo de tensión y compresión, y el segundo es analizado como un esfuerzo cortante por flexión.

iv. Momentos torsores

Es la acción interna que provoca que los elementos estructurales giren o roten a lo largo de su eje longitudinal.

Estos cuatro tipos de acciones internas pueden estar presentes en un solo elemento estructural; la mecánica estructural se encarga de estudiar la forma en que estas acciones internas se distribuyen a lo largo de cada uno de los elementos estructurales, y de la estructura en si. Este comportamiento puede ser representado de forma grafica, por medio de diagramas de fuerzas internas, que indican la variación de la intensidad de las acciones internas a lo largo de los elementos estructurales.

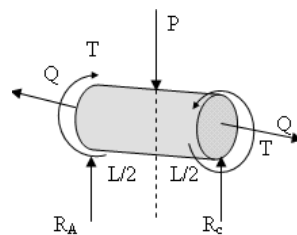
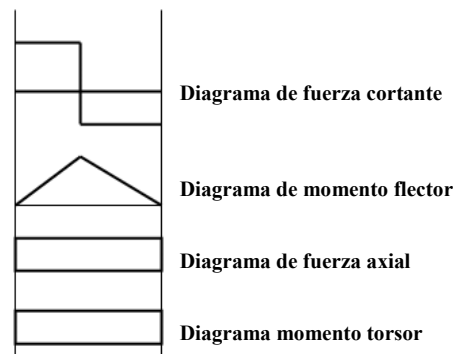


Fig. 1.32. Se tienen los diagramas para las fuerzas internas actuantes en el la barra circular.



1.12.2. ANALISIS DE ESFUERZOS

Los esfuerzos en las estructuras son causados por las acciones o cargas externas que se le imponen a la estructura (solicitaciones), y son representados como resultado directo de las acciones internas en los elementos estructurales.

En cualquier lugar, dentro de una estructura bajo cualquier tipo de carga, esta no solamente estará sometida a algún tipo de acción interna, sino, a una combinación de ellas.

Hay que recordar que en los elementos estructurales la distribución de esfuerzos no es unidimensional o bidimensional, más bien, esta siempre es tridimensional, pero por efectos de diseño y cálculo, comúnmente se considera que el esfuerzo actúa únicamente en una dirección.

En una estructura podemos encontrar varios tipos esfuerzos, ellos se presentan a continuación:

i. Esfuerzo normal

El esfuerzo directo, de tensión o compresión, resulta de la acción de una fuerza normal. Este es producido por una fuerza de tensión o compresión, que actúa perpendicularmente a la superficie o sección de análisis.

Tomando como base la figura 1.33, una barra es sometida a una fuerza de tensión y a una fuerza de compresión; si esta actúa simétricamente en la barra, es decir a lo largo del eje longitudinal, se puede considerar una distribución uniforme de esfuerzos que los podemos calcular con la siguiente expresión:

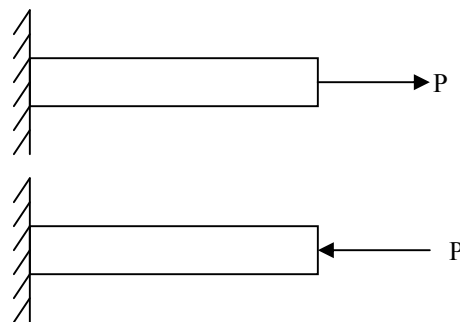


Fig. 1.33. Un elemento estructural es sometido a una carga de tensión en la parte de arriba y compresión en la parte de abajo

$$f = \frac{P}{A}$$

Donde:

f: esfuerzo, que es expresado en unidades de fuerza por unidad de área

P: carga actuante en la barra

A: área de la sección transversal de la barra

ii. Esfuerzo cortante

Existen tres condiciones fundamentales diferentes en las que las acciones de fuerza producen la manifestación directa de un esfuerzo cortante, estas son:

- ✓ Esfuerzo producido por una acción cortante directa (efecto cortante, rebanante), llamado *esfuerzo cortante directo*.
- ✓ Esfuerzo producido en el funcionamiento normal de vigas, llamado *esfuerzo cortante en vigas*.
- ✓ Esfuerzo producido por torsión, llamado *esfuerzo cortante torsional*.

iii. Esfuerzo de flexión

Cuando un elemento estructural lineal está sometido a un momento de flexión que se sitúa en un plano paralelo al eje longitudinal del elemento, el efecto se llama flexión. Esta acción provoca los siguientes efectos en las estructuras:

- ✓ La flexión tiende a curvar o doblar al elemento, hacia arriba o hacia abajo, dependiendo del sentido del momento.
- ✓ La curva indica que el material en un lado del miembro se alarga, debido a la tensión; en tanto se acorta del otro lado, debido a la compresión.
- ✓ Debido a las condiciones de esfuerzo en los lados opuestos, habrá un punto de transición en el que el esfuerzo es nulo.
- ✓ Un par de fuerzas internas generan la resistencia a la flexión interna en una sección transversal, dicho par lo producen las resultantes de los esfuerzos de tensión y compresión.

iv. Esfuerzo de torsión

Cuando un elemento lineal está sujeto a un momento de torsión que existe en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento, el efecto se llama torsión. La torsión se presenta de varias maneras en las estructuras de edificios, fundamentalmente en las vigas y columnas de sistemas estructurales; también tenemos el efecto de torsión por la carga sísmica.

En la mayoría de los casos, los elementos estructurales sujetos a torsión, también se ven sometidos a muchas otras acciones, y a menudo, no se diseñan para los efectos de torsión

1.12.3. ANALISIS DE DEFORMACIONES

Para analizar la deformación en elementos estructurales empezaremos por clasificar los materiales en dos grandes grupos:

- ✓ Materiales naturales, que son sometidos a tratamientos físicos o químicos. Ejemplo: el concreto y el acero estructural.
- ✓ Materiales naturales, que no son sometidos a tratamientos físicos y químicos. Ejemplo: la madera y la piedra.

Cualquiera que sea el tipo de material de los elementos estructurales, siempre que sean sometidos a cargas externas, estas cambiarán la forma de los materiales gradualmente; estos cambios dependerán del tipo y la intensidad de la o las cargas aplicadas.

Cuando la intensidad de las cargas alcanza ciertos valores, los cuerpos empiezan a fisurarse y a agrietarse, hasta llegar a una carga máxima que provoca la ruptura total del cuerpo. Para analizar las deformaciones en los cuerpos, definimos dos características ideales para ellos:

- ✓ *Cuerpo homogéneo*: Es aquel que tiene las mismas características físicas y químicas en todas sus partes.
- ✓ *Cuerpo compuesto*: Es aquel que está formado por dos o más cuerpos homogéneos.

Desde el punto de vista de las deformaciones, también podemos clasificar los cuerpos ideales en:

- ✓ *Cuerpo rígido*: Es aquel que idealmente mantiene su forma y dimensiones ante cualquier tipo de carga.
- ✓ *Cuerpo deformable*: Es cuando un cuerpo se deforma ante cualquier tipo de cargas.

Clasificación de las deformaciones

Las deformaciones en un elemento estructural las podemos clasificar como *deformaciones rotacionales* y *deformaciones lineales*. Las primeras las medimos con un ángulo de rotación y el segundo tipo con unidades de longitud.

Así tenemos que para el caso de una carga axial en un elemento estructural, esta provocara un alargamiento o un acortamiento en el elemento, si esta sometido a cargas de tensión o compresión respectivamente.

Podríamos citar el ejemplo de una viga sometida a cargas perpendiculares a su eje longitudinal; normalmente lo que analizamos para este tipo de estructura son las flechas provocadas por la flexión en la viga, aunque en realidad la deformación de la viga está determinada por las rotaciones que esta presenta al ser sometida a las cargas.

1.13. DISEÑO ESTRUCTURAL

Esta etapa tiene como objeto proporcionar soluciones que den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla. Todo esto se debe de hacer con un aprovechamiento óptimo de establecer las secciones estructurales definitivas de los materiales que forman los elementos estructurales. En el caso del predimensionamiento, solo se propone la sección de concreto, en el diseño estructural se revisa si el tamaño de estas secciones es correcto, de lo contrario se modifica, y se establecen las cantidades o secciones del acero de refuerzo y la forma en que este será distribuido; para ello se debe tomar en cuenta las técnicas constructivas y cumpliendo las restricciones impuestas por el proyecto, sin dejar atrás lo estipulado en los reglamentos que nos dan parámetros que debemos cumplir en el diseño estructural.

Cuando se trabaja con concreto reforzado el reglamento ACI 318-05 establece todas las condiciones que la estructura debe de cumplir, para define una serie de parámetros, entre ellos tenemos el porcentaje de acero de refuerzo, este se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_{VIGAS} = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad \rho_{COLUMNAS} = \frac{A_s}{A_g}$$

Donde:

ρ : Porcentaje de acero de refuerzo.

A_s : Área del acero de refuerzo cm^2 .

b : Ancho de la viga en cm.

d : Peralte de la viga en cm.

A_g : Área de la columna en cm^2 .

En base al porcentaje de acero de refuerzo, podemos definir tres tipos de falla. Falla dúctil, falla balanceada y falla frágil, siendo la segunda, la que sirve de parámetro de comparación para las otras fallas.

i. Condición de falla balanceada: Este tipo de falla se da cuando la fibra de concreto a compresión alcanza su aplastamiento máximo al mismo tiempo que el acero de refuerzo a tensión inicia la fluencia. El porcentaje de acero de refuerzo correspondiente a esta falla se calcula de la siguiente manera:

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

Donde:

ρ_b : Porcentaje de refuerzo balanceado.

$$\beta_1 = 0.85, \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \text{ ó } 0.85 - 0.005 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right), \text{ si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2; \beta_1 \geq 0.65.$$

f'_c : Resistencia a compresión del concreto en kg/cm^2 .

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en kg/cm^2 .

ii. Condición de falla a dúctil: Se da cuando el acero de refuerzo empieza a fluir, sin que el concreto alcance su aplastamiento máximo. A las secciones que presentan esta condición se les conoce como *secciones subreforzadas*, ya que el porcentaje de acero de refuerzo es menor que el porcentaje de refuerzo balanceado.

iii. Condición de falla frágil: En esta condición, el concreto alcanza su aplastamiento máximo antes que el acero de refuerzo entre en fluencia. Las secciones con esta condición se conocen como *secciones sobreforzadas*, en este caso el porcentaje de acero de refuerzo es mayor que el porcentaje de acero de refuerzo balanceado.

Alguno de los parámetros que el ACI 318-02 establece para el diseño de los distintos elementos estructurales son:

i. Vigas: El Acero mínimo necesario para este tipo de elementos se calculará con la siguiente expresión.

$$A_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd, \text{ y no debe ser menor que } \frac{14bd}{f_y}$$

Por otro lado, el porcentaje de acero de refuerzo será menor que 0.025 (Sección 21.3.2.1).

La separación mínima del acero de refuerzo es igual al diámetro de la varilla y no debe ser menor que 2.5 cm (Sección 7.6.1)

ii. Columnas: El porcentaje de acero de refuerzo no debe estar fuera de los siguientes límites:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06 \text{ (Sección 21.4.3.1)}$$

El número mínimo de varillas en una sección es de 4, cuando los anillos de refuerzo transversal son circulares o rectangulares (Sección 10.9.2).

La separación mínima del acero de refuerzo es de 1.5 veces el diámetro de la varilla y no menor que 4 cm (Sección 7.6.3).

iii. Muros: El porcentaje de acero de refuerzo horizontal y vertical debe ser mayor o igual que 0.0025 (Sección 21.7.2.1) y cuando la fuerza cortante factorizada sea mayor o igual que $0.54A_{cv}\sqrt{f'_c}$ ¹, se colocarán al menos dos lechos de refuerzo.

La separación entre el acero de refuerzo debe ser menor que 3 veces el espesor del muro, pero no menor que 45 cm (Sección 7.6.5). Esta condición de separación, también es aplicada para losas.

Además de todo lo anterior, se recomienda no sobreforzar ni subreforzar las secciones de los elementos estructurales, ya que estas podrían fallar repentinamente, debido a esto se establece que el porcentaje de acero de refuerzo en vigas secundarias no debe de ser mayor a 0.75 veces el porcentaje de acero balanceado².

¹A_{cv}: Área de concreto en la dirección de la fuerza cortante.

²Diseño de Concreto Reforzado, sección 3.8.

Existen varios métodos para diseñar los elementos estructurales y calcular las cantidades de materiales necesarios para que resistan las acciones impuestas, cada uno de ellos está basado en diferentes hipótesis de diseño.

1.13.1. MÉTODOS DE DISEÑO

El diseño se hará con el propósito de que la estructura cumpla con las funciones con que se ha proyectado, para ello, la respuesta se debe de mantener dentro de límites que no afecten este funcionamiento ni su estabilidad.

Entonces, será necesario definir estos límites que estarán en función del tipo de construcción y su destino. Para establecer los estados límites se deben de tomar en cuenta los diferentes códigos de diseño.

El *estado límite* de una estructura será aquel en que el comportamiento de la estructura se considera inaceptable. Los dos estados límites que se conocen son:

- ✓ *Estado límite de falla*: Son aquellos que están relacionados con la seguridad, corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o que presentan daños que afectan su capacidad para resistir nuevas cargas.
- ✓ *Estado límite de servicio*: Está relacionado con situaciones que afectan el correcto funcionamiento de la construcción, aún sin poner en juego la seguridad de la estructura.

Basándose en lo anterior, se puede plantear el objetivo del diseño estructural como el de proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límites de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura y procurar que en las condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límites de servicio.

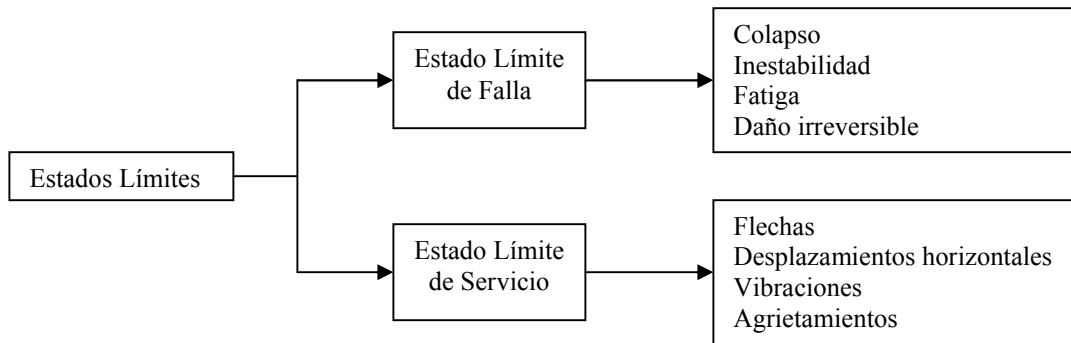


Fig. 1.34. Estados límites

Los dos métodos de diseño son los siguientes: el *diseño por esfuerzos de trabajo* y el *diseño por resistencia última*, estos métodos se basan en el estado límite de falla y son empleados dependiendo del tipo de material de construcción.

1.13.1.1. DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO

En el diseño de las secciones con este método se considera que los materiales tienen un comportamiento esfuerzo-deformación lineal, lo que asegura que bajo cargas de servicio los esfuerzos del material no exceden los esfuerzos permisibles de trabajo. Los esfuerzos permisibles se toman como fracciones fijas de la resistencia máxima o de la resistencia de cedencia de los materiales. En términos matemáticos, el método de esfuerzos de trabajo se presenta de la siguiente manera:

$$f_{actuante} \leq F.S. \times f_{límite}$$

El término “P” representa los esfuerzos y el término F.S. será el factor de seguridad, que dependerá del tipo de acción y siempre será menor que uno.

1.13.1.2. DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA

Este método considera las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia última cuando se aplica una carga a la estructura. Al igual que en el método de esfuerzos de trabajo, la resistencia de la sección es disminuida por un factor de seguridad, dependiendo del tipo de acción, pero también se le agrega otra condición: las cargas que actúan sobre las estructuras son incrementadas por factores que dependerán del tipo o los tipos de cargas que se estén considerando. La representación matemática es de la siguiente forma:

$$F.R. \times R_n \geq \sum F.C. \times S_d$$

R_n es la resistencia nominal de la sección, calculada con los valores nominales de los esfuerzos resistentes de los materiales constructivos y con expresiones generalmente conservadoras. La resistencia nominal es multiplicada por un factor F.R. que también pretende considerar el modo de falla de la estructura o elemento estructural en análisis (falla dúctil o falla frágil). Este factor será menor que la unidad. Los otros términos involucrados en la desigualdad son los efectos de las acciones de diseño, o sea, las fuerzas internas, S_d , que son obtenidas con el análisis estructural; estas acciones son multiplicadas por factores, F.C. que toman en cuenta la probabilidad de que la carga o el conjunto de cargas sea excedido.

Anteriormente se analizaron las cargas que actuarán en una estructura, ahora, siguiendo con el método de resistencia última, veremos como combinar estas cargas para el diseño de estructuras de concreto, tomando como referencia el ACI 318-05.

La resistencia requerida está basada en la combinación más crítica de las cargas factorizadas; esto es, las cargas de servicio especificadas son multiplicadas por los factores de carga apropiados. De esta manera, y en términos específicos, para un elemento sometido a carga axial, momento flector, cortante y momento de torsión, respectivamente tenemos:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

Donde, los subíndices n indican las resistencias nominales a fuerza axial, flexión, cortante y torsión respectivamente, y los subíndices u indican los efectos amplificados de carga axial, momento flector, cortante y momento torsor. Para el cálculo de los efectos de las cargas amplificadas a la derecha de las ecuaciones, los factores de carga pueden aplicarse ya sea a las cargas de servicio directamente o a los efectos internos de las cargas calculados a partir de las cargas de servicio.

I. RESISTENCIA ÚLTIMA O RESISTENCIA REQUERIDA

La resistencia requerida (U) se calculará en base a factores de carga apropiados, que se establece en base al tipo de carga de servicio y en base a la combinación de cargas que se esté analizando.

En la sección 9.2 del ACI 318-05, se establecen las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de amplificación, de la siguiente manera:

$$U = 1.4(D + F)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

Donde:

- D = cargas muertas
- E = efectos de la carga por sismo
- F = cargas debido a peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables
- H = cargas debido a peso y presión de suelo, del agua en suelo, u otros materiales
- L = cargas vivas
- L_r = carga viva de techo
- R = carga de lluvia
- S = carga de nieve
- T = efecto acumulado de temperatura, flujo plástico, contracción, asentamientos diferenciales
- U = resistencia requerida para resistir cargas factorizadas o fuerzas y momentos internos relacionados
- W = fuerza de viento

En nuestro medio, las cargas que comúnmente se consideran en el diseño son la carga muerta, la carga viva, la carga de viento y la carga de sismo, por lo que podemos hacer una simplificación a las combinaciones antes mencionadas:

Cargas	Resistencia Requerida U
Muerta (D) y Viva (L)	1.4D
	1.2D + 1.6L
Muerta, Viva y Viento(W)	1.2D + 1.6L + 0.8W
	1.2D + 1.0L + 1.6W
	0.9D + 1.6W
Muerta, Viva y Sismo(E)	1.2D + 1.0L + 1.0E
	0.9D + 1.0E

Es muy importante considerar la dirección de las cargas, ya que todas las combinaciones de carga, el signo de estas dependerá de la dirección de la carga, entonces los efectos combinados podrán ser sumados y/o restado.

II. RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus uniones con otros elementos, y sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, es igual a la *resistencia nominal* calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones del método de diseño por resistencia, multiplicadas por un factor de reducción de resistencia ϕ que es menor que la unidad.

Los factores para calcular la resistencia de diseño se encuentran en la sección 9.3.2 del ACI 318-05 de la siguiente manera:

Tabla 1.1. Factores de reducción para la resistencia de diseño

Tipo de resistencia	Factor de reducción ϕ
Secciones controladas por tensión (tensión axial, flexión, flexo-tensión).	0.90
Zonas de anclaje de postensado	0.85
Cortante y torsión	0.75
Modelos puntal y tirantes	0.75
Flexión sin carga axial en elementos pretensados	0.75
Secciones controladas por compresión (compresión axial y flexo-compresión)	
Elementos con refuerzo en espiral	0.70
Otros elementos (estribos, coronas).	0.65
Aplastamiento en el concreto (excepto para zonas de anclaje de postensado y modelos puntal y tensor) (flexión en concreto simple).	0.65

1.13.2. DETALLADO

Esta es la etapa final en el diseño estructural, cuando se trabaja con concreto reforzado o con mampostería se debe de establecer la posición que tendrá el acero de refuerzo en las secciones de los elementos estructurales; también hay que tomar en cuenta los porcentajes de acero máximo y mínimo que son permitidos en las secciones de los elementos estructurales.

Otro aspecto básico en el detallado son las uniones en los elementos estructurales. Estas se deben de proyectar de tal forma que garanticen la correcta transmisión de cargas y que en campo se puedan construir fácilmente.

1.13.2.1. LONGITUD DE DESARROLLO EN VARILLAS CORRUGADAS SUJETAS A TENSIÓN

Debemos de entender por longitud de desarrollo aquella longitud de empotramiento necesaria para que el acero desarrolle su máxima capacidad por tensión, es decir, para que el acero llegue al esfuerzo de fluencia.

Para calcular la longitud de desarrollo (l_d), primero se calculará una longitud básica de desarrollo (l_{db}), esta última está en función del diámetro y área de la varilla, del esfuerzo de fluencia del acero y de la resistencia a la compresión del concreto. Esta longitud será modificada por una serie de factores, que reflejan la influencia de los principales parámetros que afectan la adherencia entre el concreto y el acero. Entonces:

$$l_d = l_{db} \times \text{Factores de modificación}$$

Tabla 1.2. Cálculo de la longitud de desarrollo Según el ACI 318-05 (sección 12.2)

	Alambres corrugados o barras No. 19 y menores	Barras No. 22 y mayores
Espaciamiento libre de varillas que se desarrollan o traslapan no menos que d_b , recubrimiento libre no menor que d_b , y estribos o anillos a lo largo de l_d no menor que el mínimo del reglamento ó Espaciamiento libre de varillas que se desarrollan o se traslapan no menos que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b	$\left(\frac{12f_y\Psi_t\Psi_e\lambda}{25\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{3f_y\Psi_t\Psi_e\lambda}{5\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Otros casos	$\left(\frac{18f_y\Psi_t\Psi_e\lambda}{25\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{9f_y\Psi_t\Psi_e\lambda}{10\sqrt{f'_c}}\right)d_b$

d_b : Diámetro de la varilla

También se puede hacer uso de la siguiente expresión:

$$l_d = \left(\frac{9}{10} \frac{f_y}{f'_c} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \quad \text{(Ecuación 12-1 ACI 318-05)}$$

$$K_{tr}: \text{Índice de refuerzo transversal} = \frac{A_{tr}f_{yt}}{10sn} \quad \text{(Ecuación 12-2 ACI 318-05)}$$

c: Espaciamiento o dimensión del recubrimiento en cm.

Tabla 1.3. Factores a utilizar en el cálculo de la longitud de desarrollo (Sección 12.2.4 ACI 318-02)

ψ_t: factor de ubicación del acero de refuerzo	
Refuerzo horizontal colocado de tal manera que más de 30 cm de concreto fresco en el elemento, se cuelan debajo de la longitud de desarrollo o empalme	1.3
Otro refuerzo	1.0

ψ_c: factor de recubrimiento	
Varillas cubiertas con capa epóxica o alambres cubiertos con un recubrimiento menos que $3d_b$, o en un espaciamento libre menor que $6d_b$	1.5
Todas las otras varillas o alambres con capa epóxica	1.2
Refuerzo sin capa epóxica	1.0

El producto de $\alpha\beta$ no necesitará tomarse con un valor mayor que 1.7

ψ_s: factor de tamaño del refuerzo	
Varillas N° 19 y menores y alambre corrugado	0.8
Varillas N° 22 y mayores	1.0

λ: factor de concreto de agregado ligero	
Cuando se utiliza concreto de agregado ligero	1.3
Sin embargo, cuando se especifica f_{ct}^* , λ se permitirá tomar el valor de $\frac{0.56\sqrt{f'_c}}{f_{ct}}$, pero no menor que.....	1.0
Cuando se usa concreto de peso normal	1.0

* f_{ct} : Resistencia promedio a la tensión del concreto de agregado ligero en kg/cm²

A_{tr} : Área total de la sección de todo el refuerzo transversal que se encuentra en una separación s , en cm²

F_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

n : Número de varillas que se están desarrollando a lo largo del plano de agrietamiento

Cuando se tiene paquetes de varillas, la longitud de desarrollo se debe de aumentar en un 20% para un paquete de tres varillas y en un 33% para un paquete de 4 varillas (Sección 12.4 ACI 318-05).

Existe un factor de reducción para cuando el acero de refuerzo proporcionado es mayor que el requerido (refuerzo en exceso), de acuerdo a la sección 12.2.5 del ACI 318-05, este se calcula de la siguiente forma:

$$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ suministrado}}$$

1.13.2.2. LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TENSIÓN

En algunos casos, el espacio horizontal no es suficiente para que las varillas de refuerzo desarrollen su máxima capacidad por tensión, entonces es necesario proporcionar algún tipo de anclaje, generalmente un gancho estándar de 90°, de 180° ó de 135°, este último es utilizado en estribos.

En la figura 1.35 se muestra un gancho estándar a 90°, en el cual se necesita una longitud de desarrollo horizontal y una vertical. La sección 12.5 del ACI 318-05, presenta las disposiciones para evaluar este tipo de ganchos, donde se establece que:

$$l_{dh} = \left(\frac{0.24 \Psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b ; l_{dh} \text{ no debe ser menor que } 8d_b \text{ ni menor que } 15 \text{ cm.}$$

El valor de ψ_e se tomará como 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico, y λ se considerará como 1.3 para agregados de peso ligero. Para otros casos ψ_e y λ se toman igual a 1.0.

En la sección 12.5.3 del ACI 318-05 se especifican algunos factores de reducción para l_{dh} .

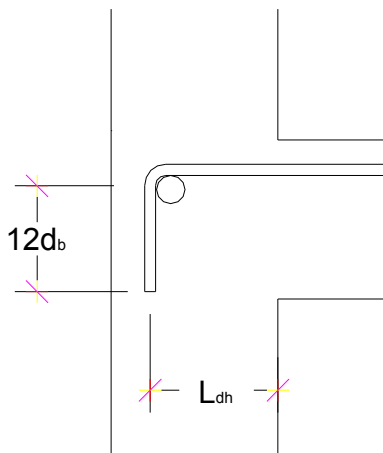


Fig. 1.35. Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión a 90°.

1.13.2.3. DIÁMETROS DE DOBLEZ PARA GANCHOS ESTÁNDAR

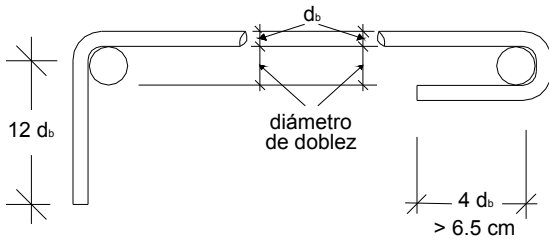


Fig. 1.36. A la izquierda gancho a 90° y a la derecha gancho a 180°, para refuerzo principal.

Tamaño de la varilla	Diámetro mínimo de doblado
N° 3 a la N° 8	6 d_b
N° 9 a la N° 11	8 d_b
N° 14 a la N° 18	10 d_b

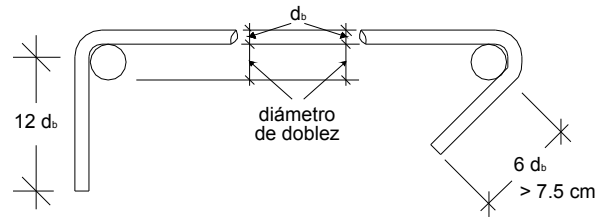


Fig. 1.37. A la izquierda gancho a 90° y a la derecha gancho a 135°, para estribos.

Tamaño de la varilla	Diámetro mínimo de doblado
N° 3 a la N° 5	4 d_b
Mayor que N° 5	Igual que refuerzo principal

1.13.2.4. TRASLAPE DE VARILLAS SUJETAS A TENSIÓN

En la mayoría de casos, la longitud de la varilla de refuerzo requerida excede a las longitudes disponibles en el mercado, cuando esto sucede, es necesario hacer traslapes en el acero de refuerzo. Los traslapes se deben hacer en zonas donde los esfuerzos de tensión son bajos y deben de ir escalonados a lo largo del elemento.

En las disposiciones del ACI se establece que el diseñador estructural deberá representar en los planos estructurales las zonas donde se realizarán los traslapes.

En la sección 12.15.1 del ACI 318-05, encontramos dos clases de traslapes, en los que se calcula su longitud así:

Empalme por traslape clase A..... 1.0 l_d

Empalme por traslape clase B..... 1.3 l_d

Donde l_d es la longitud de desarrollo para varillas corrugadas sujetas a tensión, sin aplicarle el factor de reducción por refuerzo en exceso. La longitud del traslape no debe ser menor que 30 cm.

El traslape clase A es aquel donde el acero proporcionado es mayor que dos veces el acero requerido, donde el porcentaje de acero a traslapar no es mayor del 50%. El traslape clase B es para cualquier otra condición.

La sección 12.14.3 del ACI 318-05 establece las condiciones para los traslapes mecánicos y soldados.

Al finalizar el detallado estructural todos estos aspectos deben de ser plasmados en los planos estructurales de la construcción, en ellos también se deben de incluir todas las especificaciones técnicas que se han utilizado en el diseño.

1.13. CAMBIOS ESTRUCTURALES

Son modificaciones de las dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales que se obtuvieron en la fase de predimensionamiento, los cuales no fueron los definitivos, debido a que no cumplieron con los requerimientos establecidos en los reglamentos de construcción.

Estos cambios están relacionados con los porcentajes de acero de refuerzo, ya que se puede dar el caso de que en el diseño estructural de cada elemento, para que las secciones sean resistentes a las acciones impuestas, se necesite una cantidad de acero de refuerzo mayor a la que permiten los códigos de diseño sísmico, es decir, que el porcentaje de acero de refuerzo (el calculado en el diseño) es mayor al porcentaje de acero máximo que establece el ACI 318-05:

$$\rho > \rho_{\text{máximo}}$$

Donde:

ρ : Porcentaje de acero de refuerzo obtenido en el diseño estructural.

$\rho_{\text{máximo}}$: Porcentaje de acero de refuerzo máximo que permite el código utilizado en el diseño¹.

Para este caso sería necesario aumentar la sección de concreto del elemento estructural que se esté diseñando, para disminuir la cantidad de acero necesaria y de esta forma lograr que las secciones resistan sin tener que sobrepasar este porcentaje de acero de refuerzo máximo.

Por el contrario, otra condición que estaría forzando a realizar cambios estructurales, es cuando el porcentaje de acero de refuerzo obtenido en el diseño de un elemento es menor al establecido en los reglamentos, aunque esto sería solucionado con dejar el porcentaje de acero de refuerzo mínimo, esto es conveniente hacerlo cuando las diferencias entre el porcentaje de acero de refuerzo calculado y el mínimo son pequeñas, en cambio, cuando esta diferencia es muy grande, desde el punto de vista económico, sería inadecuado optar por esta solución, ya que estructuralmente lo que estaría ocurriendo es que la sección de concreto es demasiado grande para las acciones impuestas, entonces, sería recomendable reducir las dimensiones de ésta, con lo que también se estaría reduciendo el volumen de concreto en el elemento estructural, finalmente al rediseñar nuevamente, el porcentaje de acero de refuerzo estaría más cercano al porcentaje de acero de refuerzo mínimo. Es muy importante saber que no siempre será posible reducir las secciones de los elementos estructurales, ya que estas también deben de cumplir con requisitos de dimensiones mínimas, como se verá en el siguiente capítulo.

¹Ver sección 1.13

Otra condición que obliga a realizar cambios estructurales es cuando las derivas de entrepiso son mayores a las permitidas en los reglamentos de diseño. Para el caso de nuestro país, estas derivas máximas se encuentran en la tabla 8 de La Norma Técnica para Diseño por Sismo. Ya que si estas condiciones no se cumplen, el diseñador estaría obligado a rigidizar la estructura para disminuir la magnitud de las derivas de entrepiso.

Cuan se han realizado cambios estructurales, se debe de iniciar nuevamente con la fase conceptual del proceso de diseño estructural. Este proceso nos llevara otra vez a la etapa de calculo matemático, donde nuevamente se deberá corroborar que las secciones propuestas de los elementos sismo resistentes cumplen con los requerimientos establecidos por los códigos de diseño, para poder tener una estructura segura y habitable.

CAPITULO 2

ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS DE CONCRETO

REFORZADO

2.1. INTRODUCCION

En el presente capítulo se ha retomado de los objetivos del proceso del diseño estructural mencionados anteriormente. Es necesario, por lo tanto, para un buen diseño estructural cumplir con ciertos requerimientos los cuales son establecidos por los distintos criterios de estructuración, es necesario conocer ciertos conceptos acerca de las configuraciones geométricas y estructurales tanto en planta como elevación y también la configuración estructural de los edificios.

Una vez conocidas las distintas configuraciones que deberá tener la estructura será necesario hablar también de los tipos de simetría que tendrá que cumplir la misma, para poder ser un proyecto funcional sin hacer que este posea condiciones desfavorables al ser sometida a la acción de un sismo. Se mencionaran los tres tipos de simetría consideradas en el presente estudio, los cuales nos ayudaran a proyectar una estructura de una manera más funcional.

Posteriormente se menciona la fase conceptual la cual es una de las fases fundamentales en la estructuración de edificios, cualesquiera que sean sus usos. Dicha fase es importante ya que en esta se definirán los aspectos necesarios para poder dar forma a la estructura. En esta partiremos desde la adquisición del terreno, la cual estará ubicada de acuerdo a la distribución de espacios que este nos permita llevar a cabo, hasta poder realizar un diseño preliminar de manera conceptual de la estructura. Dentro de esta fase hay una serie de etapas, las cuales deberán ser desarrolladas de manera conjunta entre el arquitecto y el ingeniero estructural, para poder así obtener un buen diseño.

Entre las etapas de la fase conceptual se encuentra la de la estructuración. Dicha etapa es desarrollada de manera conceptual, la cual servirá para poder dar un diseño previo de la estructura. En esta etapa se podrá observar la creatividad del ingenio estructural, ya que este será el encargado de proponer los elementos sismo-resistentes que conformaran dicha estructura además de su ubicación en planta, por

otra parte el arquitecto será el encargado de plasmar su creatividad conceptual para que dicha propuesta realizada por el ingeniero estructurista no choque con la estética del edificio.

Ya conocidos todos y cada uno de estos conceptos podremos establecer el procedimiento general para estructurar un edificio. Otro de los aspectos necesarios que se deberá tomar en cuenta en la estructuración son las propiedades geométricas y estructurales ya que estas son características que las estructuras deben tener para poder presentar un buen comportamiento ante la acción de un sismo, la cual se deberá de tomar en cuenta en los criterios de estructuración.

Además de esto, en los reglamentos existen normativas de diseño conceptual en cuanto a los criterios de estructuración, los cuales es necesario tomar en cuenta para darle una respuesta satisfactoria a una estructura a la hora que ésta sea sometida a fuerzas sísmicas, pero eso no quiere decir que deberá de diseñarse para soportar el probable sismo más fuerte sin daño alguno.

Con todo lo anterior serán definidos los criterios de estructuración, los cuales se dividen en generales y específicos, los primeros están basados en el poco peso que una estructura debe tener, además de la sencillez, simetría y regularidad en planta y elevación que deben presentar las estructuras. Los criterios específicos se establecen según las propiedades geométricas y estructurales, donde se analizan tanto criterios geométricos como la forma, tamaño, proporción y geometría elemental; y criterios estructurales como la masa, rigidez en planta y elevación.

Por último la importancia de tomar en cuenta cada uno de los criterios y de cumplirlos lo más posible, ya que de esto dependerá que la estructura presente un buen comportamiento ante eventos sísmicos, pues este no depende exclusivamente del correcto dimensionamiento de sus secciones resistentes, sino que tiene que ver principalmente con la forma del edificio, su simetría en planta y elevación, la distribución de su masa y de sus elementos resistentes.

2.2. CONFIGURACION GEOMETRICA DE UN EDIFICIO

El primer objetivo del proceso de diseño estructural es desarrollar la forma geométrica que tendrá un edificio, partiendo de las necesidades que deberá satisfacer el mismo; para facilitar el análisis de la configuración geométrica de un edificio, está se evaluará tanto en planta como en elevación, como se observa en la figura 2.1.

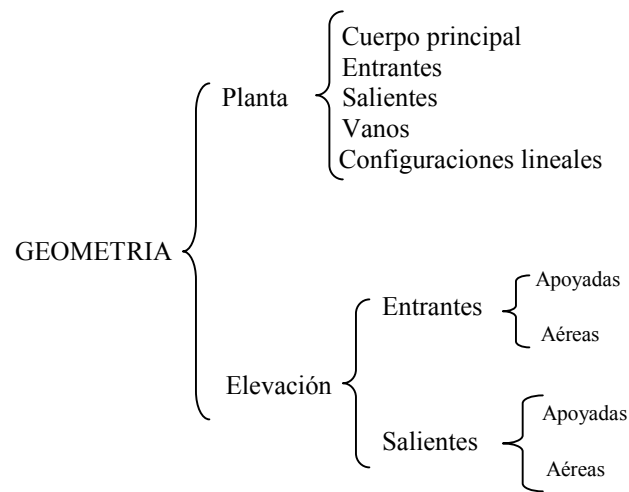


Fig. 2.1. Clasificación de la geometría de un edificio.

2.2.1. GEOMETRIA GENERAL EN PLANTA

La configuración geométrica en planta está definida a partir de la forma del cuerpo principal del edificio, con ello se define el área útil que se tendrá disponible para el diseño arquitectónico (figura 2.2). Aunque esto le corresponde al arquitecto o arquitectos, siempre se deberán tomar ciertas recomendaciones en cuanto a propiedades estructurales como rigidez y resistencia, ya que la línea perimetral de la planta del edificio deberá estar dotada de formas estructurales con suficiente rigidez, para evitar deformaciones que podrían ocasionar eventos de origen sísmico, por la concentración de energía sísmica en estos elementos perimetrales.

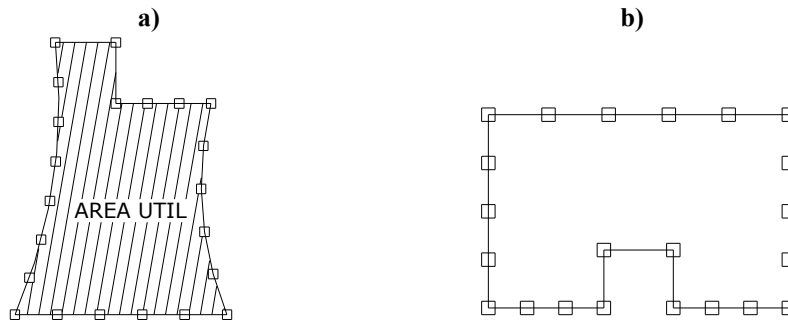


Fig. 2.2. Configuración geométrica en planta. **a)** Planta geométrica irregular, los efectos de torsión ocasionan concentraciones de esfuerzos y deformaciones excesivas en los elementos perimetrales. **b)** Planta geométrica regular, con un eje de simetría. Los elementos perimetrales (columnas) proporcionan rigidez y resistencia.

2.2.1.1. CONFIGURACION GEOMETRICA DEL CUERPO PRINCIPAL

La planta del edificio podría tener un gran número de formas geométricas, en el que se considera como cuerpo principal la forma geométrica más simple, a la cual se le podrían agregar o restar áreas, lo que volvería irregular la planta, por lo que el diseñador debe de establecer al menos un eje de simetría geométrica¹.

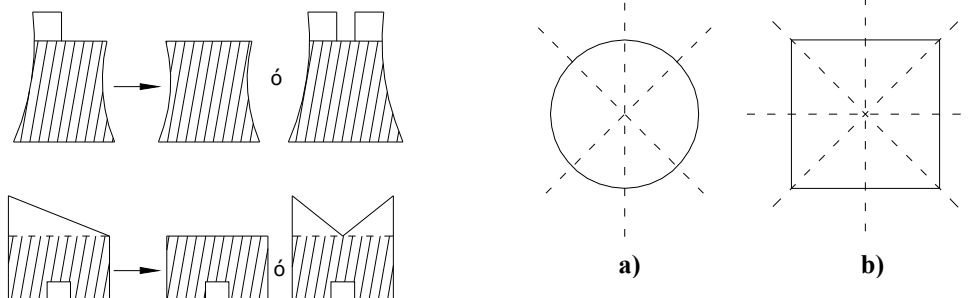


Fig. 2.3. Configuración geométrica en planta. En la figura se muestran posibles soluciones para volver simétrica una planta.

Fig. 2.4. Configuración geométrica en planta. La figura a) muestra un número infinito de ejes de simetría mientras que la figura b) muestra 4 ejes de simetría.

¹Ver tipos de simetría en sección 2.4

2.2.1.2. CONFIGURACION GEOMETRICA DE ENTRANTES EN PLANTA

En este tipo de configuración se le resta área útil al cuerpo principal del edificio; es decir, se disminuye el tamaño de la planta geométrica del sistema de piso o losa. En la configuración de entrantes siempre se debe de mantener al menos un eje de simetría, como se muestra en la figura 2.5.

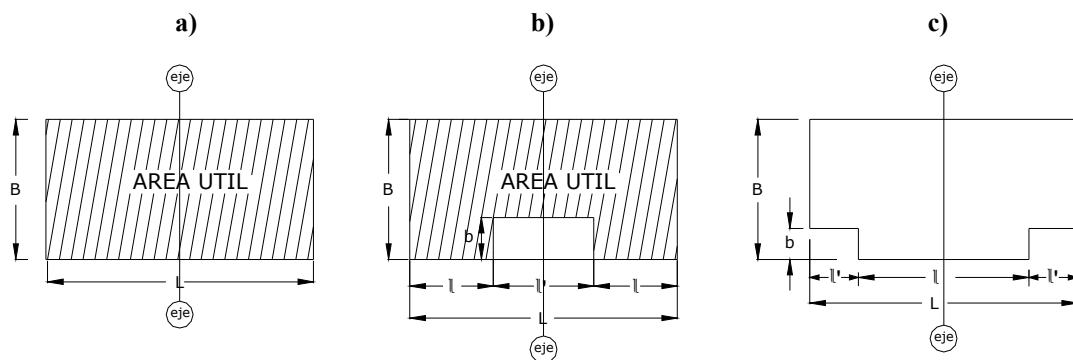


Fig. 2.5. Configuración geométrica de entrantes. a) Se tiene como cuerpo principal un rectángulo de dimensiones $L \times B$, en b) se le ha restado área útil en la parte central y en c) en las esquinas.

En la figura 2.5b, se considerará como entrante si $l' < l + l'$; y en la figura 2.5c, si $l' + l' < l$.

2.2.1.3. CONFIGURACION GEOMETRICA DE SALIENTES EN PLANTA

Un saliente en planta es aquel que aumenta área útil al cuerpo principal de la planta geométrica del edificio, lo que ayuda a mejorar la distribución espacial desarrollada en el diseño arquitectónico y puede influir en el aspecto estético del edificio. Esta configuración al menos debe tener un eje de simetría (Ver figura 2.6).

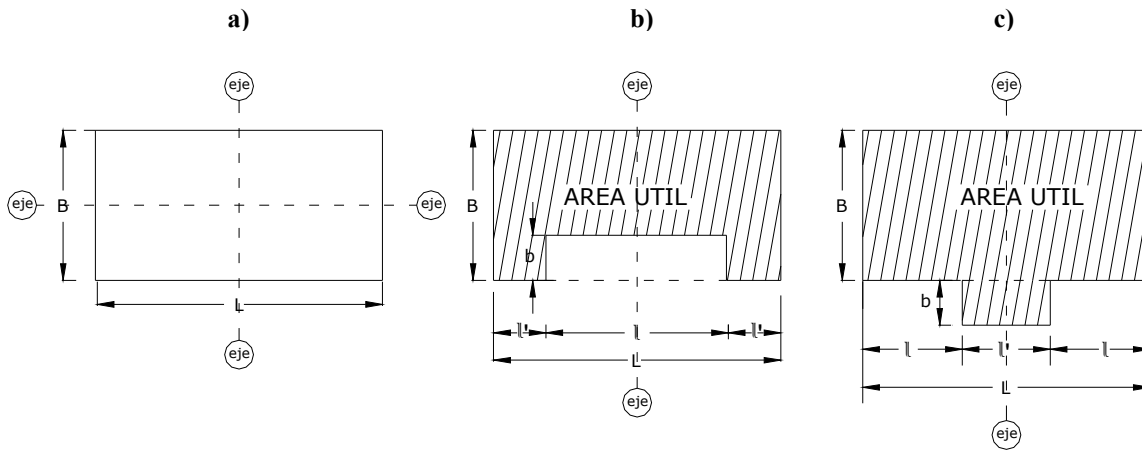


Fig. 2.6. Configuración geométrica de salientes. El cuerpo principal tiene dimensiones LxB (a), a este se le ha agregado área útil en la parte central (b) y en ambos extremos (c).

En la figura 2.6b se observa que se considera como saliente si $l'+l' < l$; y en la figura 2.6c, habrá un saliente si $l' < l + l$.

2.2.1.4. VANOS O ABERTURAS EN PLANTA

Son discontinuidades en el sistema de piso al interior de la planta del edificio, la cual es una configuración que le resta área útil al cuerpo principal y que contribuye a una mejor ambientación en el interior, cuando los edificios son grandes; es necesario que los vanos posean al menos un eje de simetría geométrica, que coincida con el eje de simetría del edificio, además estos se deben de configurar en el cuerpo principal de la planta geométrica. En la configuración geométrica del vano mostrado en la figura 2.7, la planta geométrica mantiene su eje de simetría (eje y).

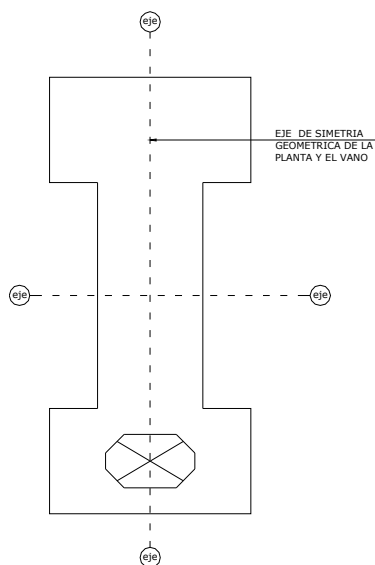


Fig. 2.7. Se muestra un vano en la planta geométrica, en la cual se conserva un eje de simetría, pero no sería recomendable, esta configuración, porque produce mucha asimetría con respecto al eje “x”

2.2.1.5. CONFIGURACIONES LINEALES

Surgen a partir de los ejes estructurales que pueden ser ortogonales o con cierta curvatura, los cuales podrían plantear irregularidad a la planta del edificio, y que pueden conformar estructuralmente, las entrantes, salientes y vanos. Los ejes inclinados y/o cóncavos pueden aumentar o disminuir el área útil.

En la figura 2.8 se observa que los ejes inclinados están orientados de tal forma que aumentan el área útil de la planta geométrica (eje A y D), lo mismo ocurre con el eje curvo (Eje 5).

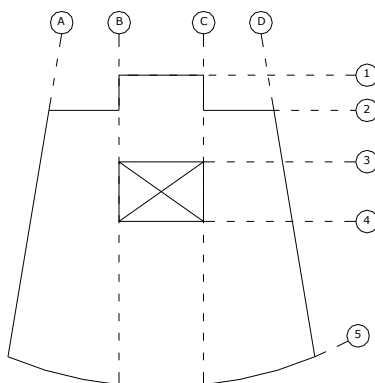


Fig. 2.8. A partir de la forma geométrica se empiezan a definir ejes estructurales. A y D son ejes perimetrales inclinados, B y C están delimitando la saliente y el vano. El eje “1” y “2” indica la longitud de la saliente; “2” y “5” son los ejes que delimitan el cuerpo principal, siendo el eje “5” un eje curvo; los ejes 3 y 4 definen los límites para el vano.

2.2.2. CONFIGURACION GEOMETRICA EN ELEVACION

A partir de la configuración geométrica en planta del edificio se define la configuración geométrica en elevación, pues esta se refiere al tamaño y forma que tendrá la planta del edificio en cada nivel.

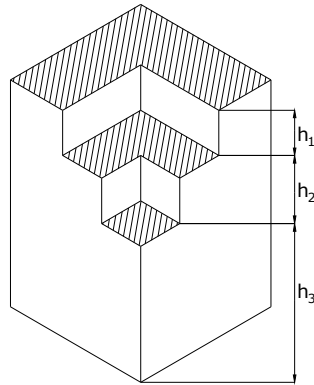


Fig. 2.9. Isométrico que muestra la configuración geométrica en elevación.

2.2.2.1. CONTINUIDAD EN ELEVACION

Cuando la configuración geométrica en elevación, de un edificio, se ha hecho de tal forma que las plantas geométricas son idénticas en cada nivel, habrá continuidad en elevación. En la figura 2.10 el área de la plantas de los cinco niveles del edificio es igual, por lo que éste es continuo en elevación.

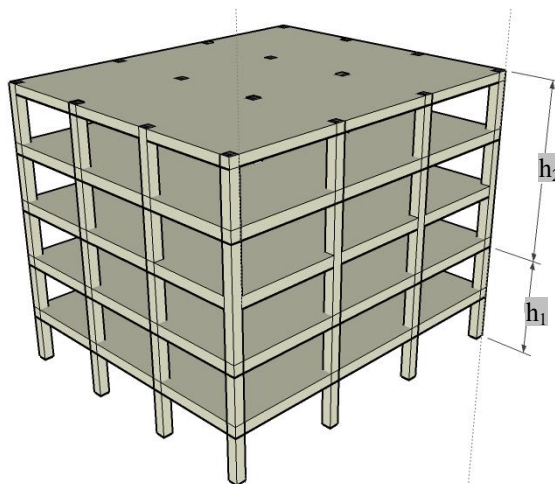


Fig. 2.10. Continuidad en elevación: El área del sistema de piso es igual en todos los niveles.

2.2.2.2. CONFIGURACION GEOMETRICA DE ENTRANTES EN ELEVACION

Este tipo de configuración se subdivide en entrantes apoyadas y entrantes aéreas. Para una mejor comprensión de los términos mencionados, se definirá cada uno de la siguiente manera:

Entrante apoyada¹: Cuando la planta del o los niveles inferiores es más grande que la planta del o los niveles superiores, de tal forma que éstas quedan circunscritas dentro de la planta de los niveles más bajos (Figura 2.11). Por otro lado, si las plantas geométricas de los niveles superiores no quedan circunscritas dentro de la planta de los niveles inferiores, o si éstas son más pequeñas, podrán ser consideradas como entrantes apoyadas siempre que las porciones salientes de la planta (la o las porciones de la planta que no está circunscrita dentro de la planta del nivel inferior) posean determinado tipo de apoyo a través de elementos sismo resistentes, evitando que estas porciones queden en voladizo (Figura 2.12b).

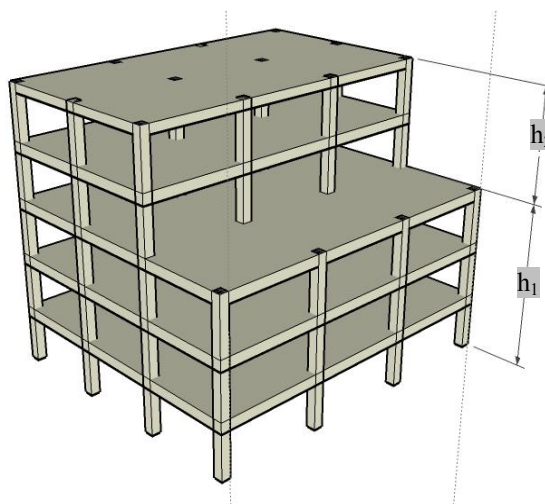


Fig. 2.11. Entrante apoyada, $h_1 > h_2$; si $h_1 = h_2$ entrante o saliente apoyada

Entrante aérea²: Indica que el área del o los niveles inferiores es menor al área del o los niveles superiores, es decir, las plantas más bajas quedan circunscritas dentro de las plantas de los niveles superiores, de tal forma que parte del sistema sismorresistente de los pisos superiores queda en voladizo (Figura 2.12a).

¹Este concepto también es aplicado para *saliente apoyada*, ya que la diferencia entre entrante y saliente depende de la altura de los entrepisos

²Al igual que el concepto anterior, éste también se aplica para *saliente aérea*.

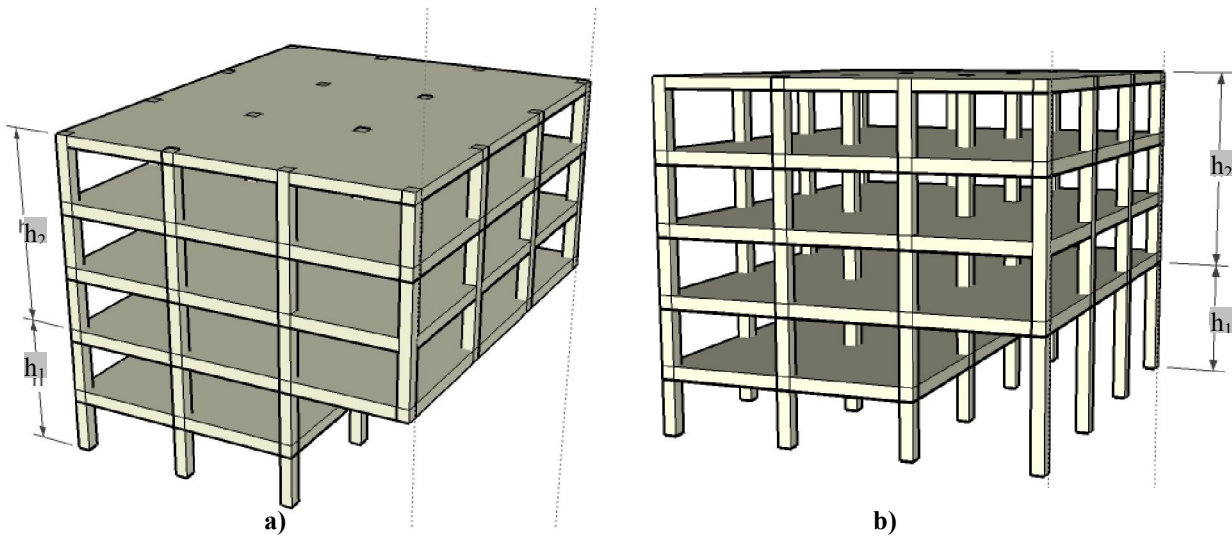


Fig. 2.12. a) Entrante aérea, $h_1 < h_2$; si $h_1 = h_2$ entrante o saliente aérea. b) La porción en voladizo se ha reforzado con elementos sismorresistentes (columnas) por lo que se considera como entrante apoyada, $h_1 > h_2$.

2.2.2.3 CONFIGURACION GEOMETRICA DE SALIENTES EN ELEVACION

En estas configuraciones también se usan los términos “aérea” y “apoyada”, que se definieron en la sección anterior. La figura 2.13 y 2.14b muestra la configuración de salientes apoyadas, y la figura 2.13a muestra la configuración de salientes aéreas.

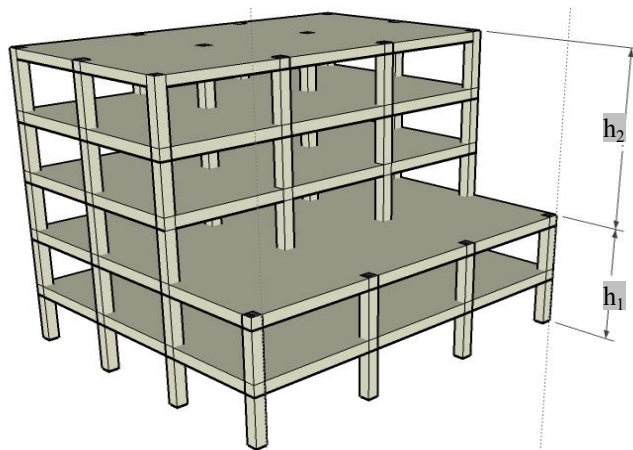


Fig. 2.13. Configuración de salientes apoyadas, $h_1 < h_2$.

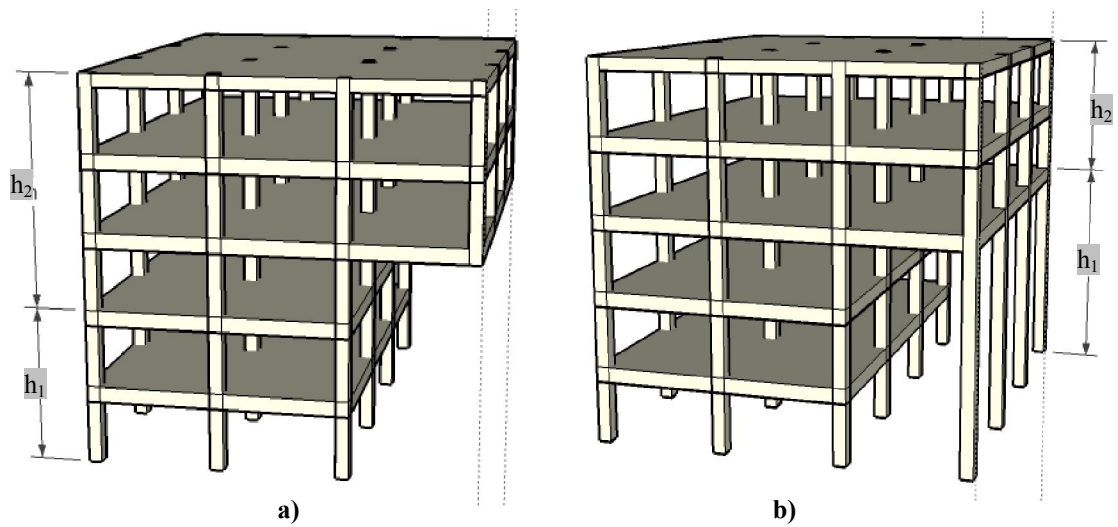


Fig. 2.14. Configuración geométrica de salientes aéreas y apoyadas. a) Saliente aérea, $h_1 > h_2$. b) Se han incorporado elementos sismorresistentes, por lo que se convierte en saliente apoyada, $h_1 > h_2$.

2.3. CONFIGURACION ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO

Es la estructuración en si del edificio, en donde se incorporan elementos verticales sismorresistentes partiendo de la configuración geométrica en planta. Luego de haber estructurado el edificio se pueden definir el resto de elementos estructurales que conforman el sistema estructural, a través de su geometría general, y el tipo de cimentación a utilizar en la base de la estructura. Por ejemplo, a la planta geométrica de la figura 2.15a se le han incorporado elementos sismorresistentes, combinando paredes estructurales y columnas en la dirección “X” y “Y”, como se muestra en la figura 2.15b.

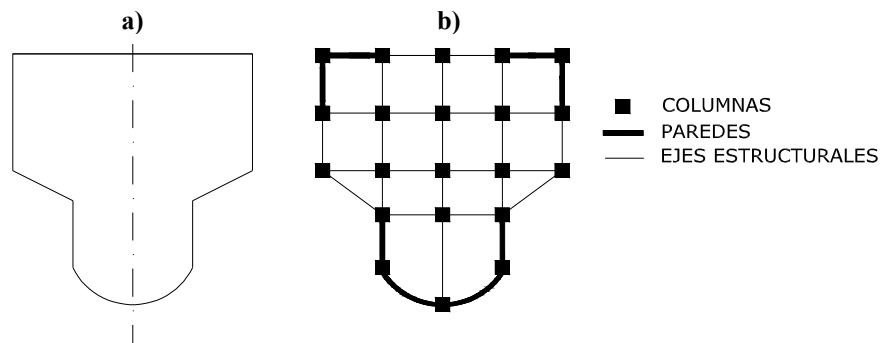


Fig. 2.15. a) Planta geométrica, b) incorporación de elementos verticales sismorresistentes.

2.4. TIPOS DE SIMETRIA

El termino simetría es utilizado cuando a partir de un eje de referencia se tienen igual distribución de propiedades geométricas tanto como mecánicas inherentes a la estructura a cada lado de dicho eje. En el diseño estructural de edificios, la simetría se puede evaluar desde el punto de vista geométrico y estructural, en este último tenemos la simetría estructural y de esforzamiento. Entonces, el edificio será simétrico, si posee los tipos de simetría antes mencionados.

2.4.1. SIMETRIA GEOMETRICA

Se da cuando se tiene geometría idéntica en la forma del edificio con respecto a un eje de referencia, llamado eje de simetría geométrica, el cual deberá pasar por el centro geométrico o centroide de la planta del edificio.

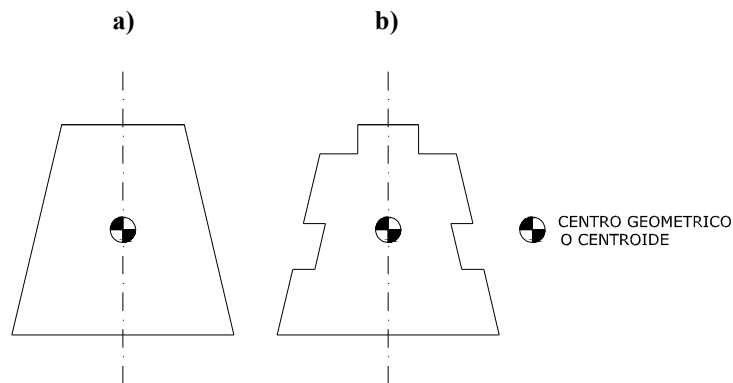


Fig. 2.16. a) Planta geométrica con un eje de simetría, b) al agregar entrantes y/o salientes, la planta conserva su eje de simetría.

2.4.2. SIMETRÍA ESTRUCTURAL

Este tipo de simetría analiza propiedades estructurales como la masa y la rigidez, la primera situada en el sistema de piso, y la segunda en cada entrepiso. Esta se presenta cuando el centro de masa y el centro de rigidez se encuentran ubicados en el mismo punto visto en planta.

Para lograr simetría en la rigidez, la distribución de elementos sismorresistentes también se debe ser simétrica, como lo indicado en la figura 2.17a, ya que en este caso la distribución de columnas es simétrica, es decir, la rigidez se distribuye simétricamente en la planta.

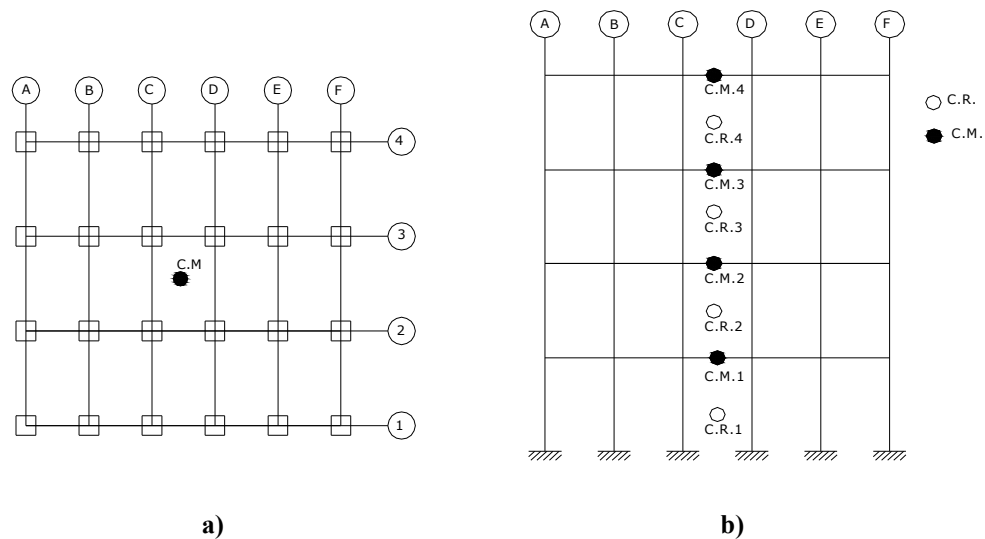


Fig. 2.17. Simetría estructural. En la figura a) se puede observar la simetría estructural en planta, es decir, se tiene una distribución uniforme de elementos sismo resistentes (columnas). En la figura b) se observa que el centro de masa y el centro de rigidez tienen la misma proyección en planta.

2.4.3. SIMETRÍA DE ESFORZAMIENTO

Se presenta cuando no existen concentraciones excesivas de esfuerzos, ocasionadas por eventos sísmicos en los puntos de mayor vulnerabilidad del edificio, lo cual puede ocurrir cuando se tienen configuraciones geométricas excesivas de entrantes y/o salientes. Se puede llegar a esfuerzos excesivos cuando las longitudes de estas configuraciones sobrepasen los valores establecidos por los reglamentos.

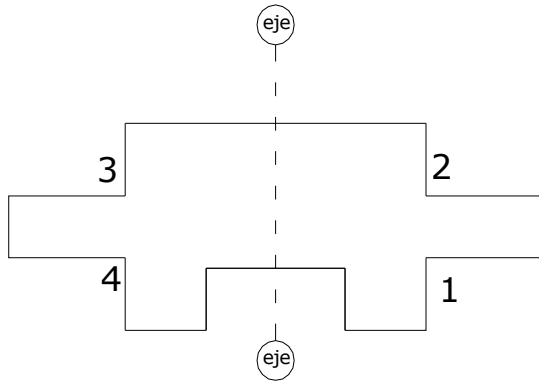


Fig. 2.18. Aunque la planta posee un eje de simetría geométrica y estructural, esto no nos asegura simetría de esforzamiento. Esto último dependerá de la longitud de las salientes, ya que las esquinas 1, 2, 3 y 4 podrían estar sometidas a esfuerzos excesivos debido a la vibración de las alas salientes.

2.5. FASE CONCEPTUAL

Como se mencionó en el capítulo I, la fase conceptual del proceso de diseño estructural es la fase fundamental donde se desarrollará la creatividad y capacidad de los profesionales encargados del diseño de un proyecto de construcción. Dicha fase está constituida por distinta etapas, las cuales son: Esquematzación, diseño preliminar y el diseño final arquitectónico, no estructural.

Las fases constituyentes de la fase conceptual, también están subdivididas en otras sub-fases las cuales pueden ser observadas en la figura 2.19.

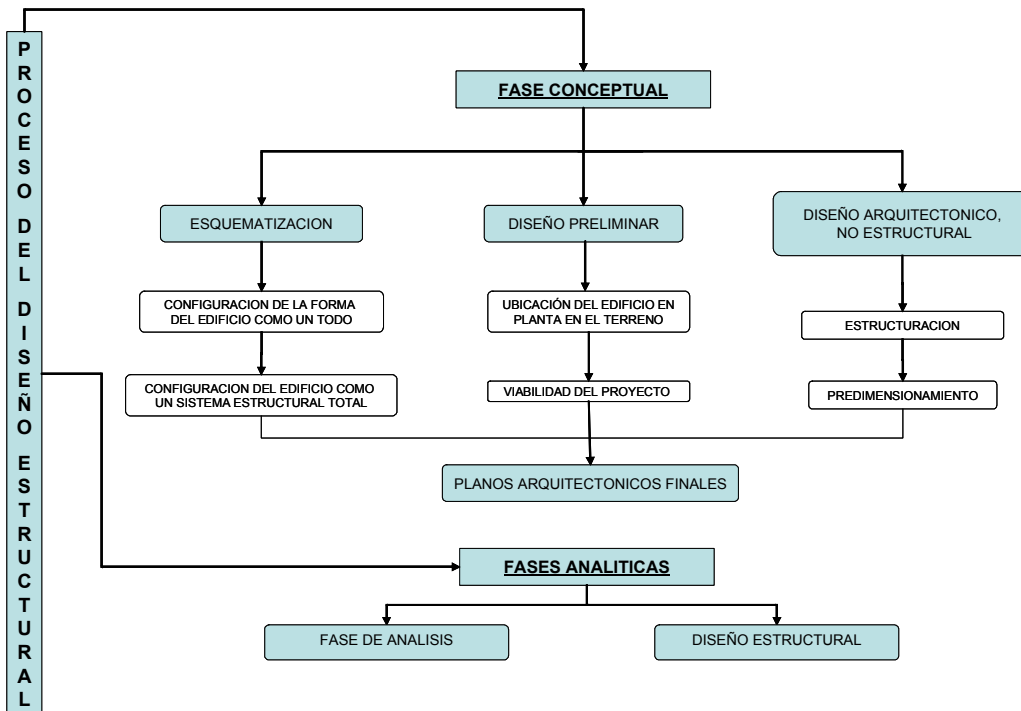


Fig. 2.19. La fase conceptual dentro del proceso del diseño estructural de edificios.

Es importante mencionar que los profesionales involucrados en el diseño arquitectónico y estructural comprendan la importancia que tiene la fase conceptual, que es la *fase creativa* en el proceso del diseño estructural, ya que para lograr el mejor diseño, sin dejar atrás la creatividad, se deberá de llevar a cabo un trabajo en conjunto entre los encargados de desarrollar dicho proyecto (Ingenieros y arquitectos), con el fin de lograr un diseño que sea atractivo estéticamente sin sacrificar la seguridad estructural.

Recordemos que, comúnmente, lo que se hace para diseñar un edificio, es empezar por las propuestas arquitectónicas, únicamente trabajando en éstas el o los arquitectos encargados del proyecto, luego, al finalizar el diseño arquitectónico, éste pasa a manos de él o los ingenieros estructuristas, para que propongan una solución estructural. Este proceso, aunque contenga un buen diseño estético, no siempre nos llevará a la mejor solución estructural.

Entonces, para lograr un buen diseño, ambos proyectistas, ingenieros y arquitectos, deberán encontrar un punto de equilibrio entre el aspecto estético y la seguridad de la estructura, sin dejar fuera el aspecto económico.

En la fase conceptual, tanto arquitectos como ingenieros deberán poner a prueba su creatividad conceptual, trabajando desde el punto de vista estructural y arquitectónico. Cabe mencionar que en esta etapa el diseño estructural no es un diseño definitivo, sino como lo dicta la misma es un diseño realizado de manera conceptual. Aunque los proyectistas trabajen conjuntamente, en una primera instancia el mayor aporte será del arquitecto, luego esto cambiará, y el mayor aporte será por parte del ingeniero estructurista.

2.5.1. OBJETIVOS DE LA FASE CONCEPTUAL

La fase conceptual deberá ser desarrollada para poder maximizar los espacios disponibles de acuerdo a las distintas características que presente el terreno donde se construirá la obra, y a las limitaciones impuestas por los organismos regionales (O.P.A.M.S.S, alcaldías municipales, Viceministerio de Vivienda, etc) que regularán dichas distribuciones de espacios, además, otro de los propósitos que se

deberán de cumplir en la fase conceptual será el desarrollo de la estética del edificio, para poder satisfacer los deseos del propietario, por lo cual, la fase conceptual tiene los siguientes objetivos:

- a) **Desarrollar espacios adecuados:** Con esto se pretende establecer espacios apropiados para proporcionar un ambiente funcional a los usuarios, para mejorar la calidad de vida de estos; dichos espacios se verán regulados y limitados por las condiciones del terreno, por los requisitos mínimos necesarios para el desarrollo de los mismos, y mayoritariamente por la funcionabilidad de la estructura y por las necesidades impuestas por el propietario.

- b) **Materializar formas e ideas para mejorar la estética del edificio mediante la sensibilidad del arquitecto:** Esto será bastante influenciado por la creatividad del ingeniero y arquitecto, ya que se debe proyectar un edificio atractivo estéticamente, sin poner en peligro la infraestructura. En esta etapa jugará un papel importante el diseño arquitectónico ya que en ésta se desarrollaran todos los detalles estéticos que se darán a la estructura para no presentar una estructura rustica y no agradable a la vista del usuario y del propietario de la misma.

Para reforzar el concepto de los objetivos antes mencionados, tomemos como referencia la figura 2.20, donde se tiene un edificio a base de marcos, en el cual el parqueo estará en la primera losa; desde el punto de vista del funcionamiento de éste, el espacio entre las columnas deberá ser lo mas grande posible para tener una buena circulación de vehículos, sin embargo, desde el punto de vista estructural, se sabe que el espacio entre columnas no se establece arbitrariamente, sino que se debe de cumplir con ciertos requisitos de estructuración. Entonces para solucionar este problema, se deberá establecer el espacio adecuado entre columnas, cumpliendo con los requisitos de estructuración, de tal forma que la libre circulación no sea afectada.

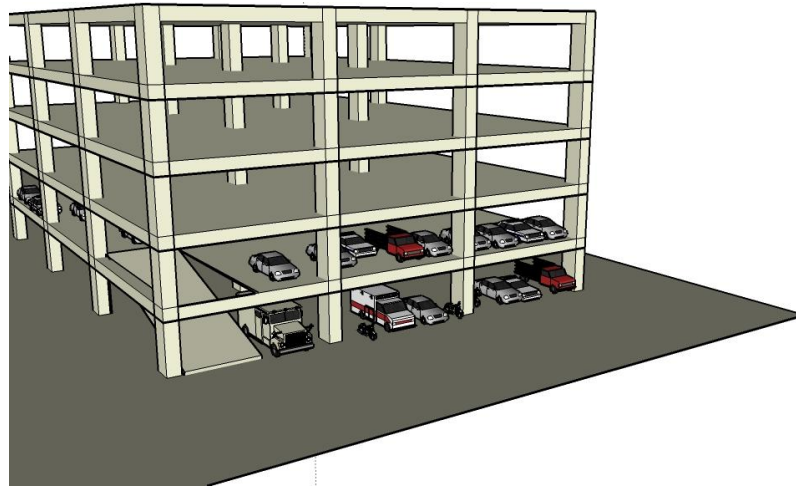


Fig. 2.20. Ubicación de un parqueo en la primera planta.

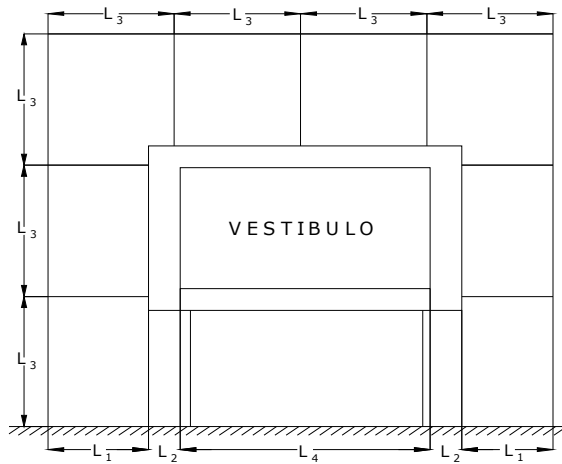


Fig. 2.21. Planta de distribución de locales en un centro comercial

También tenemos el ejemplo de un edificio, que dependiendo del uso de éste, así serán las dimensiones de los espacios que éstos deberán de tener. Si se tiene un edificio con uso para locales comerciales, se necesitará un espacio grande, destinado al vestíbulo y a la circulación peatonal, pero que siempre estará limitado por los requisitos de estructuración.

La fase conceptual comprende un conjunto de etapas bajo las cuales se lleva a cabo el proceso general para conceptualizar la estructura, estas etapas son las siguientes:

- ✓ Esquematización.
- ✓ Diseño preliminar.
- ✓ Diseño arquitectónico no estructural.

2.6. ESQUEMATIZACIÓN

Se refiere a establecer la forma que tendrá el edificio, tomando en cuenta ciertas condiciones del terreno, las cuales serán necesarias conocer para poder definir la ubicación del edificio sobre el terreno.

En esta etapa se enmarcan los siguientes procesos:

- ✓ Conceptualización de la forma del edificio como un todo.
- ✓ Conceptualización de la forma general del edificio como un sistema estructural total.

2.6.1. CONCEPTUALIZACION DE LA FORMA DEL EDIFICIO COMO UN TODO

En esta etapa los diseñadores estructurales establecen en el lugar de la edificación un esquema general en planta de las características del terreno, de su configuración y de las actividades a desarrollar en el mismo. Durante esta etapa se realiza el estudio topográfico para evaluar la configuración del terreno, planimetría, altimetría o nivelación (perfiles), de la cual podría desprenderse la posibilidad de realizar actividades tales como terracería, la cual involucrara cortes y rellenos, ligados a los probables desniveles que se requieran. (Figura 2.22).

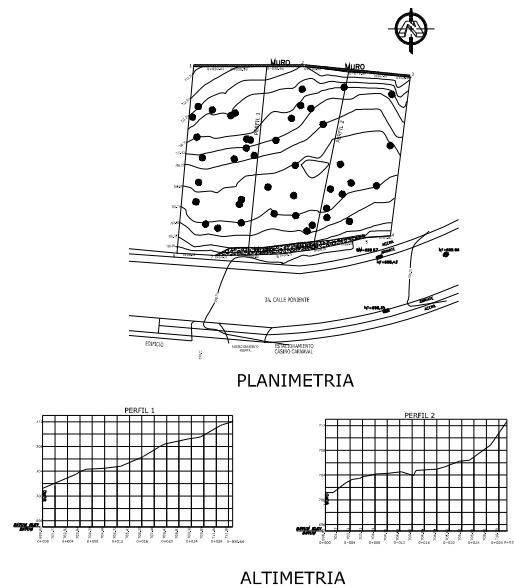


Figura 2.22. Estudio topográfico

2.6.2. CONCEPTUALIZACION DE LA FORMA GENERAL DEL EDIFICIO COMO UN SISTEMA ESTRUCTURAL TOTAL

Se procede a hacer un análisis del entorno del terreno, evaluando aspectos ambientales que constituyen un elemento de referencia para el diseño de una edificación. Su debido análisis indica la relación de variables que conllevan a un proceso de diseño que determinen la construcción coherente del proyecto en el sitio y esto se desarrolla a través de un estudio conocido como análisis de sitio el cual toma en cuenta aspectos relacionados como vientos predominantes, asolamiento, vegetación existente, etc. Ambos proyectistas definirán a través de esquemas estructurales iniciales, en base a la geometría general de la planta del edificio, la ubicación más conveniente dentro de la planta del terreno de los elementos de resistencia sísmica, basados esencialmente en el estudio geotécnico realizado durante la fase del pre-diseño ya que este establece las zonas de mayor capacidad de carga del subsuelo, pero siempre hay que tomar en cuenta el estudio topográfico y el estudio ambientalista (análisis de sitio). Ver figura 2.23.

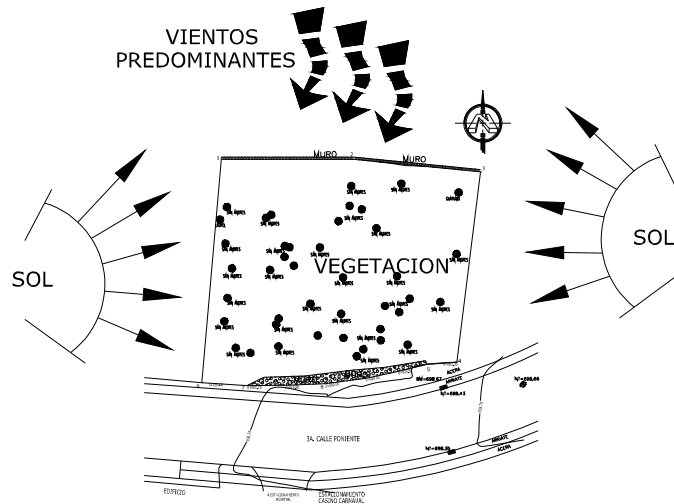


Figura 2.23. Estudio de análisis de sitio.

2.7. DISEÑO PRELIMINAR

En esta etapa se mejoran los esquemas estructurales a nivel de diseño conceptual obtenidos en la etapa anterior, en donde se comienza a conceptualizar la ubicación de los elementos sismo-resistentes dentro de la configuración del edificio. Esta etapa se divide en las siguientes actividades:

- ✓ Ubicación del edificio en planta en el terreno.
- ✓ Viabilidad del proyecto.

2.7.1. UBICACIÓN DEL EDIFICIO EN PLANTA EN EL TERRENO

Cabe destacar que una manera optima de ubicar los elementos resistentes ante las acciones accidentales de los sismos deberá de ser de acuerdo a la capacidad de carga que presente el terreno, esta deberá de ser proporcionada por los resultados dados por lo estudios geotectónicos realizados.

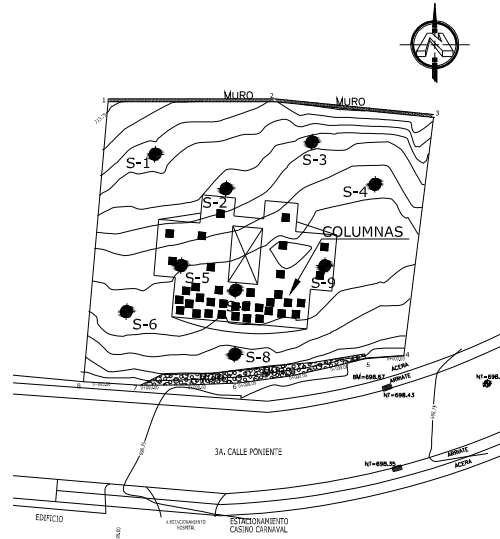


Figura 2.24. Ubicación de la planta del edificio con sus elementos verticales sismorresistentes dentro de la planta del terreno

2.7.2. VIABILIDAD DEL PROYECTO

Es establecer si el proyecto es factible tomando en cuenta ciertas condiciones las cuales son necesarias para la realización de una edificación, una de estas condiciones es ver si el proyecto es compatible con respecto al uso de suelo que hay en el lugar, también es necesario conocer si el suelo es capaz de soportar las cargas que va a transmitir la edificación, además; hay que tomar en consideración todos los factores que estén a favor y en contra relacionados con la construcción del proyecto y todas sus etapas, en donde hay que tomar en cuenta los requerimientos de los reglamentos, si estas no son cumplidas entonces lo más recomendable sería que no se lleve a cabo la construcción de la obra.

2.8. DISEÑO FINAL ARQUITECTÓNICO, NO ESTRUCTURAL

Es la etapa final de la fase conceptual del diseño, en la cual se hacen ajustes del diseño preliminar, considerando aspectos constructivos así como las proporciones geométricas de los elementos estructurales del edificio, se definen los planos arquitectónicos finales y una estructuración previa la cual es de manera conceptual como se observa en la figura 2.25. Esta etapa se divide en las siguientes actividades:

- ✓ Estructuración.
- ✓ Predimensionamiento.

2.8.1. ESTRUCTURACIÓN

En esta actividad el ingeniero estructurista define la forma estructural conceptualizada del edificio, tanto en planta como en elevación, además, propone los materiales constructivos a utilizar. Esta se profundizará después de finalizado todas las etapas de la fase conceptual, en la siguiente sección.

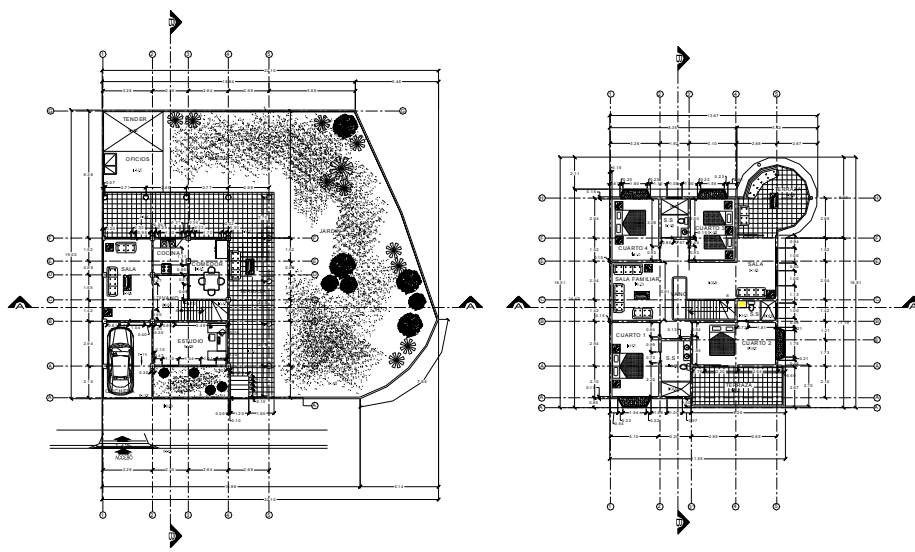


Fig. 2.25. Representación de plantas arquitectónicas

2.8.2. PREDIMENSIONAMIENTO

Se establecen dimensiones tentativas de las secciones transversales de los elementos estructurales del edificio, los cuales podrían ser definitivos, pero esto dependerá de la experiencia del ingeniero estructurista, las que más adelante serán evaluadas en la fase analítica; estos elementos son las columnas, vigas primarias, vigas secundarias, losas y muros o paredes.

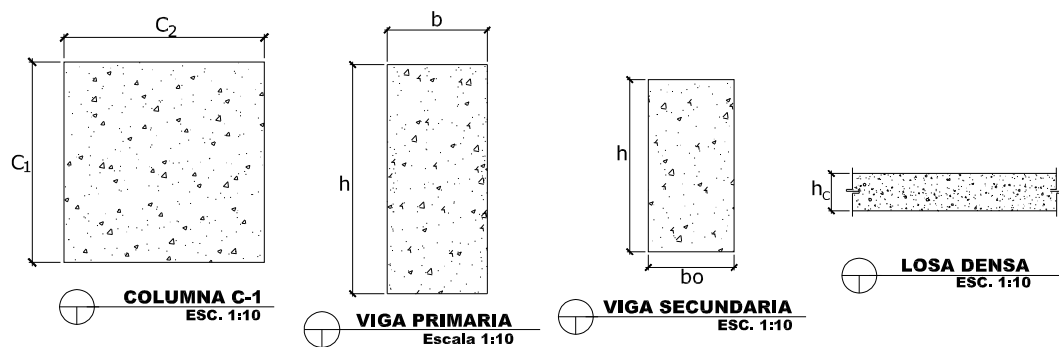


Figura 2.26. Figuras de las diferentes secciones transversales de los elementos estructurales.

2.9. ESTRUCTURACION

Al definir la forma estructural conceptualizada del edificio se debe establecer la ubicación que tendrá cada uno de los elementos que conformarán el sistema resistente a cargas laterales, para ello, habrá que definir claros de vigas y alturas de entrepiso; al mismo tiempo se deben ubicar los elementos no estructurales y conceptualizar como será la unión entre ellos, partiendo de la geometría general del edificio.

La fase conceptual se desarrolla de una forma “conceptualizada”, es decir, que en esta etapa no se desarrollarán cálculos matemáticos, estos se realizarán en el proceso de diseño estructural específicamente en la etapa de fases analíticas o numéricas, las que ya han sido definidas en el capítulo I.

2.9.1. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA ESTRUCTURAR UN EDIFICIO

La estructuración de un edificio se realizará tomando como base la configuración geométrica, en donde previamente ya se han tomado en cuenta ciertos requisitos de estructuración.

Para estructurar un edificio es necesario realizar una serie de pasos, para que este proceso sea de una forma adecuada, tales pasos se describen a continuación:

1. Ubicación de elementos verticales sismorresistentes en los puntos mayormente esforzados de la estructura.

Partiendo de la configuración geométrica en planta, se deberán reforzar con elementos sismorresistente todas aquellas zonas críticas en la estructura que resultan de la configuración de entrantes y salientes, y en algunos casos en los vanos, estas podrán ser a base de las distintas formas estructurales, como son: Columnas, paredes de cortante, y la combinación de ambos. Estas zonas críticas, son consideradas como tales, debido a que ante las acciones de eventos sísmicos las alas del edificio pueden vibrar de forma diferente, ocasionando concentraciones de esfuerzos en las esquinas interiores de entrantes y salientes, cuando éstas alcanzan los valores máximos establecidos por los reglamentos.

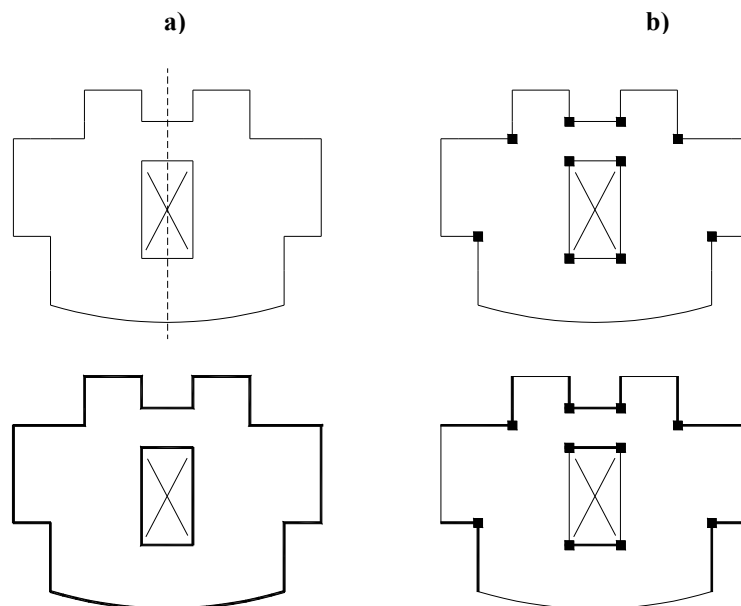


Fig. 2.27. (a) Se muestra la planta geométrica de un edificio, (b) a la cual se le han incorporado columnas en las esquinas interiores de entrantes, salientes y vanos, (c) también se muestra la planta del mismo en el cual se ha utilizado un sistema de paredes, (d) y también la combinación de ambos.

2. Colocación de columnas en todos los vértices de la planta.

Se ubican las columnas o elementos sismorresistentes en los vértices faltantes de la periferia de la planta geométrica, ya que estos también estarán sujetos a concentraciones de esfuerzos, por efectos sísmicos, pues estos perciben en principio estas acciones, pero relativamente menores a los puntos nombrados en el paso anterior.

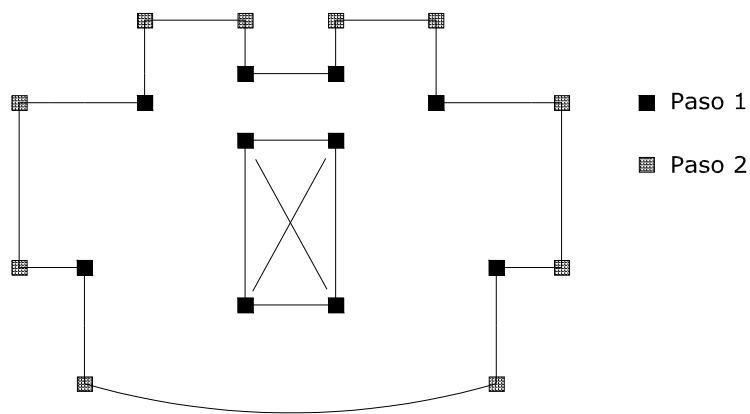


Fig. 2.28. El segundo paso en la estructuración del edificio, se han agregado columnas en los vértices faltantes de la planta geométrica

3. Establecer colinealidad de las columnas o elementos sismorresistentes dentro de la planta.

Esto servirá para crear los ejes estructurales, en los que se agregaran las formas estructurales sismorresistentes. Luego de trazar los ejes, se observará si es necesario incorporar elementos sismorresistentes en el interior de la planta, de acuerdo a la colinealidad establecida.

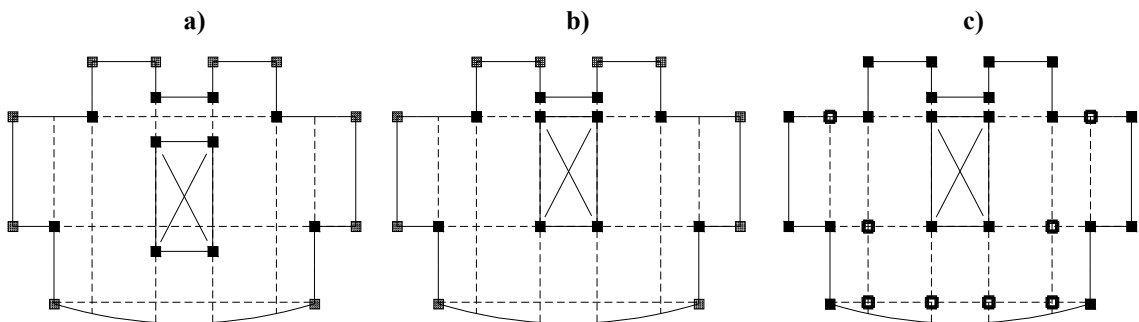


Fig. 2.29. Conformación de ejes estructurales para la verificación de la colinealidad entre columnas, con respecto a ejes ortogonales

En la Figura 2.29a se observa la conformación de ejes estructurales (líneas discontinuas) al establecer la colinealidad entre columnas. Para este caso particular, las columnas del vano están desalineadas con respecto a los ejes en la dirección oriente-poniente; una posible solución sería mover el vano hacia el norte, hasta que las columnas queden alineadas (Figura 2.29b).

Luego, en la figura 2.29c, se han incorporado columnas en las intersecciones de los ejes trazados (en la figura 2.40c se han indicado con columnas huecas).

No es necesario que las columnas estén exactamente en la periferia del vano, ya que se pueden extender voladizos que determinarán la configuración del vano.

4. Incorporación de un número de columnas adecuado, en función de la geometría general de la estructura (Factor cuantitativo).

Se establecerá el número de columnas necesarios para que estas puedan soportar las cargas del edificio. Se verificará si es necesario agregar nuevos ejes estructurales a la planta, para ello se tomarán en cuenta las dimensiones generales del edificio en planta, de acuerdo a criterios del diseñador y los reglamentos de diseño, también se toman en cuenta los claros mínimos y máximos para vigas, siendo estos de 3 y 10 m respectivamente, estableciendo las dimensiones a conveniencia y a criterios del diseñador estructural, ya que los valores mencionados anteriormente no están regulados por los reglamentos.

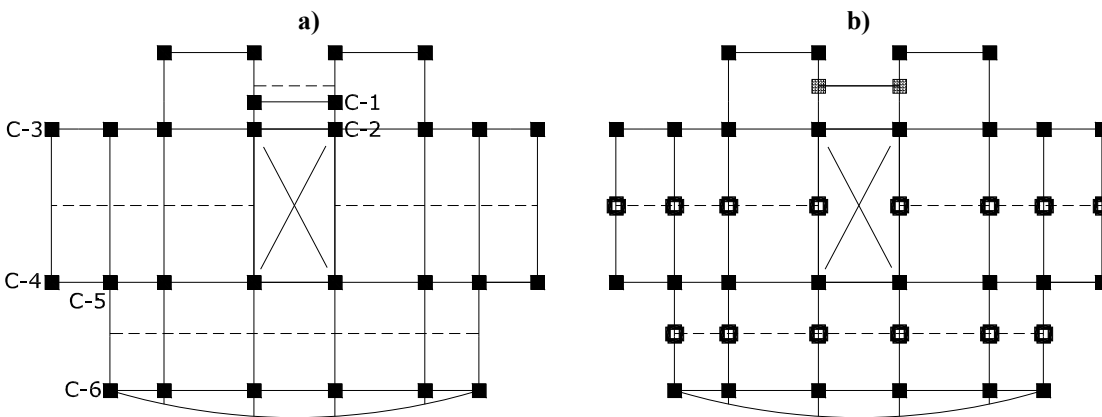


Fig. 2.30. Incorporación de nuevos ejes estructurales, para reducir claros de vigas y rigidizar el sistema estructural

Ahora, se le han incorporado nuevos ejes estructurales a la planta (líneas discontinuas en figura 2.30a). Siguiendo con la estructuración de la planta geométrica, se han incorporado un eje entre las columnas C-3 y C-4, y otro entre las columnas C-5 y C-6, ya que la distancia entre estas columnas es considerable (mayor a 10 m.). También se ha movido un eje estructural, debido a que la distancia entre las columnas C-1 y C-2 es menor de 3 m., por lo que para este caso se decidió desplazar el eje hacia el norte, según se muestra en la figura 2.30a y b.

Para finalizar el paso 4, se ubican columnas en las intersecciones de los nuevos ejes trazados (Figura 2.30b).

5. Ubicación de los elementos secundarios.

Cuando los tableros de losas son muy grandes, existirá la necesidad de incorporar vigas secundarias, con el objetivo de minimizar los efectos de flexión. La función principal de las vigas secundarias es la de disminuir los claros en los tableros, para evitar así el pandeo del sistema de piso. El proceso del diseño estructural recomienda básicamente la estructuración de losas aligeradas ya que éstas disminuyen el peso de la estructura, por lo cual hay un aumento en los índices de ductilidad. Pero no es conveniente utilizarla en tableros con cierta irregularidad, si se tiene este caso es mejor utilizar losa densa con espesores bajos.

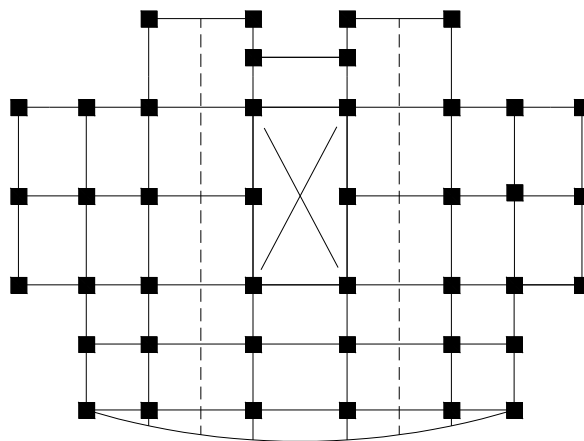


Fig. 2.31. Ubicación de ejes secundarios, para reducir los claros del sistema de piso (líneas discontinuas)

6. Estructuración de la losa.

Se escogerá el tipo más conveniente para el sistema de piso y se definirá la forma en que cargará

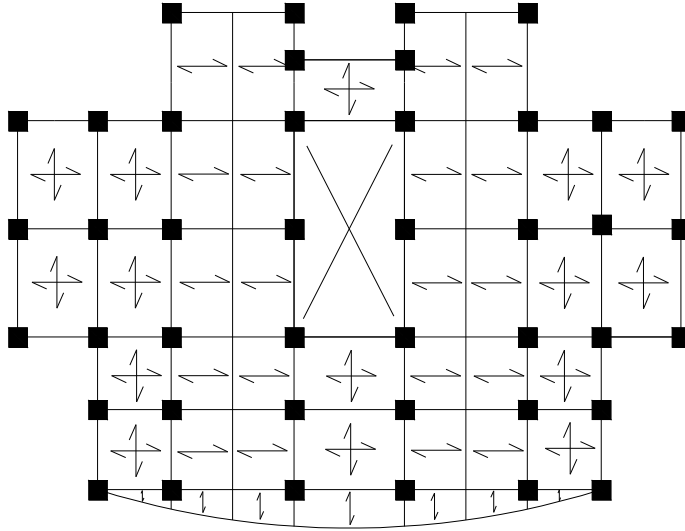


Fig. 2.32. En la figura se esquematiza como va cargado cada uno de los tableros del sistema de piso. El tipo de losa a emplear puede ser densa o aligerada.
cada uno de sus tableros.

7. Incorporación de los ejes estructurales en ambas direcciones ortogonales en planta.

Finalmente hay que verificar si es necesario incorporar nuevos tableros de losa limitados por vigas en voladizos, que ya no formarían parte de la configuración geométrica planteada al principio del proceso.

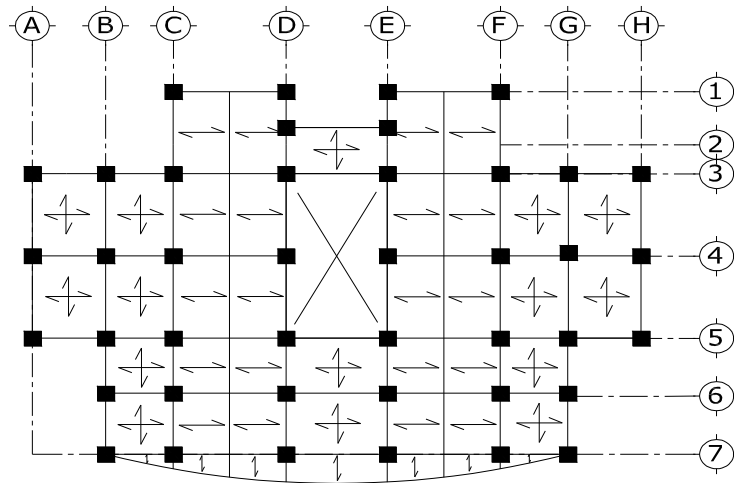


Fig. 2.33. Ubicación de ejes estructurales en la planta del edificio.

2.10. ASPECTOS A EVALUAR EN ESTRUCTURACION

Son aspectos que se deben de regular o controlar en las estructuras para definir su eficiencia en el comportamiento sísmico, las cuales se toman en cuenta para establecer los criterios de estructuración.

2.10.1. PROPIEDADES GEOMETRICAS

2.10.1.1. GEOMETRÍA GENERAL DEL EDIFICIO

En esto está involucrada la forma del edificio y es donde se evalúan las dimensiones de entrantes, salientes y vanos; para ellos debe de establecerse el ancho y profundidades relativas a las del cuerpo principal. Los aspectos a analizar son los siguientes:

- a) **Tamaño del edificio:** es la longitud máxima en el edificio, a nivel general a partir del cuerpo principal.

b) Proporción: es la relación geométrica de las dimensiones tanto en planta como en elevación que puede tener la configuración geométrica del edificio.

2.10.1.2. GEOMETRÍA ELEMENTAL

Aquí se definen las secciones transversales de elementos estructurales tales como columnas, vigas primarias, vigas secundarias y paredes. Además, se debe establecer el espesor de losa. Esto se lleva a cabo en la etapa de predimensionamiento. (Ver figura 2.26)

2.10.2. PROPIEDADES ESTRUCTURALES

2.10.2.1. MASA

Es una propiedad dinámica de un objeto que provoca que resista cambios en su estado de movimiento, a esta oposición o resistencia al movimiento se le llama inercia. Las fuerzas de inercia son el producto de la masa por la aceleración, la cual es el cambio de velocidad en función del tiempo debido a la naturaleza de un sismo. Al producirse un aumento en la masa, las fuerzas de inercia aumentarían, lo cual podría ocasionar pandeo en la estructura; por ello es necesario que las construcciones sean de poco peso, ya que el edificio no se daña por el movimiento del suelo, sino debido a las fuerzas inerciales generadas internamente causadas por la vibración de la masa del edificio.

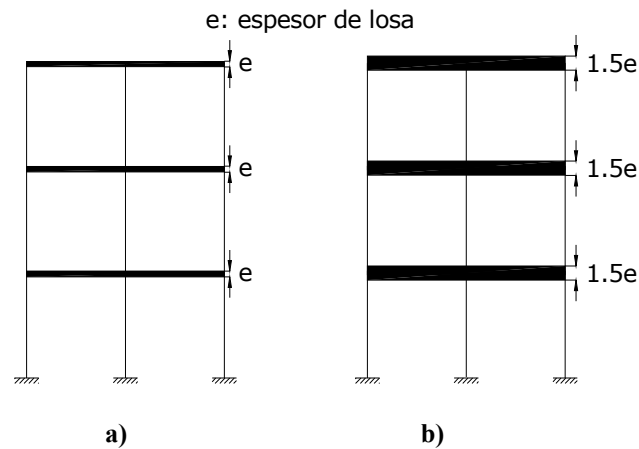


Fig. 2.34. La masa del edificio en la figura a) es menor que la masa del edificio en la figura b), debido a que el primero ha sido estructurado con un espesor de losa menor.

Centro de masa

Para calcular el centro de masa es necesario considerar todos los pesos de los elementos tanto estructurales como no estructurales, además esta deberá ser evaluada para cada sistema de piso, entonces, el *centro de masa* es aquel punto donde se concentra el peso de cada nivel.

Centro de cortante

Es el centro de masa acumulado, y es el punto donde se considera que actúan las fuerzas cortantes en cada entrepiso; éste únicamente coincide con el centro de masa en el último nivel. Para calcular el centro de cortante en el penúltimo nivel, hay que considerar el peso de este nivel y del último. Este proceso se sigue acumulando sucesivamente para calcular el centro de cortante de cada entrepiso, acumulando el peso de los pisos superiores.

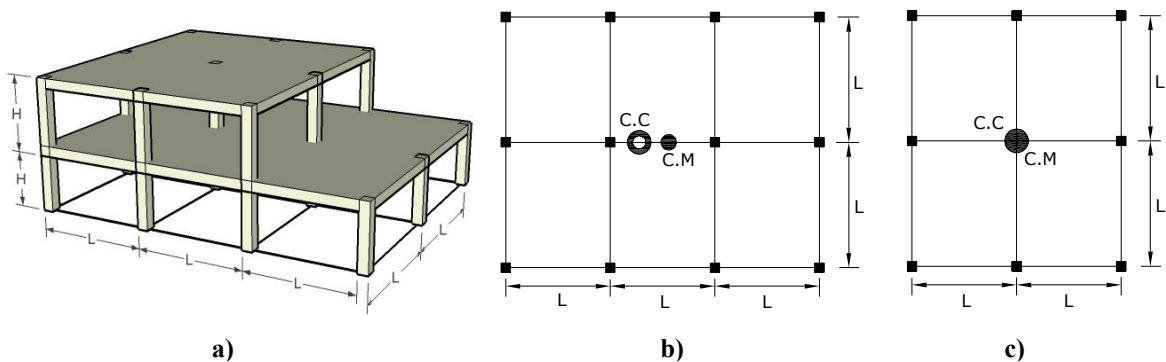


Fig. 2.35. a) Configuración estructural de un edificio; b) planta del nivel 1, donde se indica el centro de masa y el centro de cortante, este desplazado hacia la izquierda debido al peso acumulado del nivel 2; c) planta del nivel 2, donde el centro de masa y el centro de cortante coinciden, debido a que éste es el último nivel del edificio.

2.10.2.2. RIGIDEZ

Es la cuantificación de la oposición a la deformación que tiene un sistema estructural. En el análisis sísmico es necesario ubicar el centro de rigidez.

Centro de rigidez

Es el centro de gravedad de los elementos que definen la conformación estructural, o el sistema resistente a cargas laterales, que puede estar formado por columnas, vigas y/o muros; este se ubica en el entrepiso. El centro de rigidez, es también conocido como centro de torsión, por contener el eje respecto al cual se evalúan los movimientos rotacionales de cada planta de entrepiso y por lo cual es considerado como el punto inamovible¹ de la planta de entrepiso.

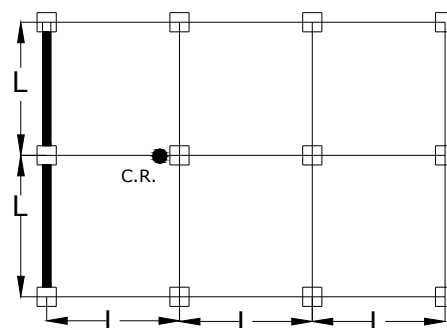


Fig. 2.36. Las columnas paredes y vigas proporcionan rigidez al sistema; el centro de rigidez está sesgado hacia la izquierda, debido a que la pared proporciona mayor rigidez al marco.

Cuando no coincide el centro de cortante con el centro de rigidez en planta, habrá una distancia entre estos dos puntos llamada excentricidad, que es la distancia perpendicular de la línea de acción de las

fuerzas sísmicas al eje de rotación que contiene el centro de rigidez. Cuando esto ocurre se genera un momento torsor.

¹El centro de rigidez se considera como punto inamovible ya que alrededor de este rotará el edificio ante la acción de un sismo.

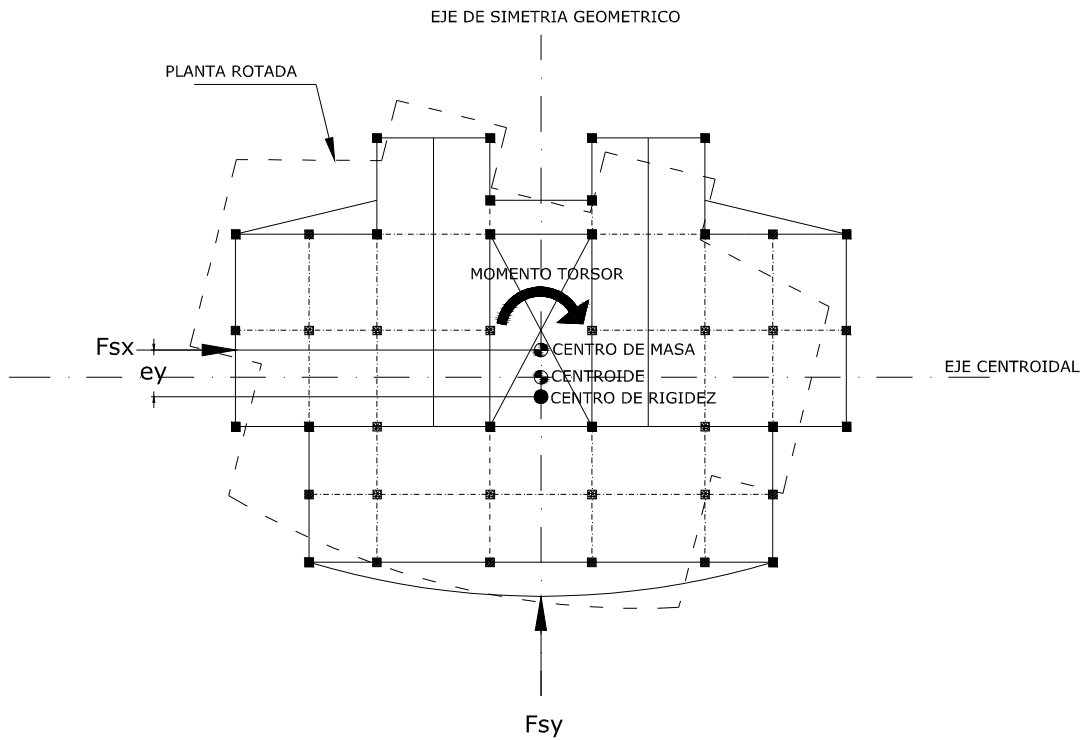


Fig. 2.37. Ubicación del centroide, centro de masa, centro de cortante y centro de rigidez en planta

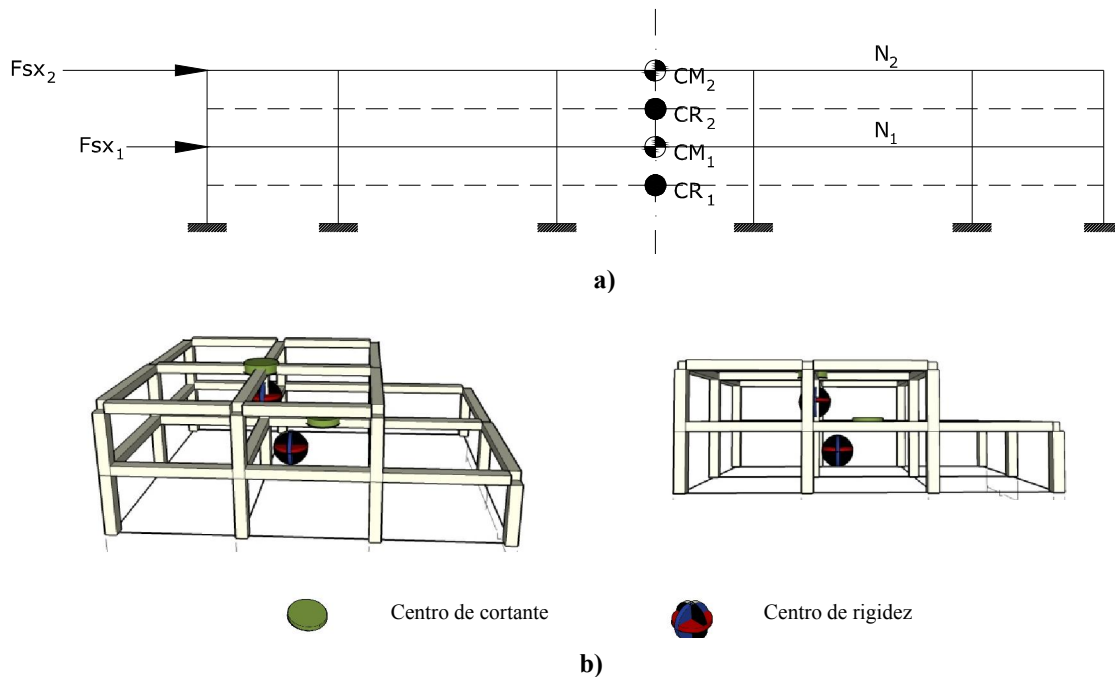


Fig. 2. 38. a) Ubicación del centro de cortante y centro de rigidez en elevación; b) ubicación del centro de cortante y centro de rigidez en volumetría.

2.10.2.3. RESISTENCIA

Se define como la capacidad para resistir esfuerzos y fuerzas aplicadas sin romperse, adquirir deformaciones permanentes o deteriorarse de algún modo. Es una propiedad que se evalúa en función a todo el sistema estructural en base a los centros de rigidez.

2.10.2.4. DUCTILIDAD

Es la capacidad de poder disipar energía bajo los efectos de un sismo, es decir, alta capacidad de deformación evaluada en toda la estructura o por cada uno de sus elementos que la conforman, la cual le permite deformarse sin que llegue al colapso, ya que la estructura vuelve a su estado de reposo. Esta propiedad esta en función al poco peso de los materiales, además mejora el comportamiento estructural y se logra una economía en el diseño.

2.11. REGLAMENTOS DE DISEÑO CONCEPTUAL EN EDIFICIOS.

Los reglamentos de Diseño Sísmico juegan un papel muy importante en el diseño conceptual de edificios, ya que son una herramienta básica a partir de la cual se toman criterios de estructuración.

La Norma Técnica de Diseño por Sismo del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la Republica de El Salvador y México, establecen los proyectos arquitectónicos como regulares e irregulares, (El reglamento de México divide las estructuras irregulares en aceptables e inaceptables) estableciendo para cada uno aspectos para su respectiva clasificación. En el Reglamento de El Salvador, se definen una estructura regular como aquella que no tiene discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta o en sus sistemas resistentes a cargas laterales.¹

La Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador establece en qué casos se puede utilizar el método de fuerzas laterales equivalentes, para ello en la sección 3.9., numeral 1) se define que dicho método puede ser utilizado en estructuras regulares, de menos de 70 m de altura, exceptuando las que

están en un terreno del tipo S4 y tengan un periodo fundamental mayor de 0.7s. En el numeral 2) se plantea que el método de la fuerza lateral equivalente puede ser usado para estructuras irregulares si son menores de 5 pisos y de menos de 20 m de altura, tomando en cuenta que las irregularidades de tipo A, B o C de la tabla 5 de la norma, también deben cumplir con lo establecido en la sección 3.8.1 de la norma.

Por otra parte, la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo del D.F., en la sección 2.2 establece que el método estático se puede usar en edificios regulares con altura no mayor a 30 m y en estructuras irregulares con alturas no mayores que 20 m.

Ambos códigos establecen que los métodos dinámicos pueden ser usados en cualquier tipo de estructuras.

2.11.1. REQUERIMIENTOS DE ESTRUCTURACION SEGÚN LOS REGLAMENTOS DE EL SALVADOR Y MEXICO

Para considerar una estructura como regular o irregular en elevación y planta, se consideran las siguientes condiciones, basadas en propiedades geométricas y estructurales de los edificios:

- i. **Rigidez:** Existe irregularidad en la rigidez (entrepisos flexibles) cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70 por ciento del entrepiso inmediato superior o menor que el 80 por ciento del promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.

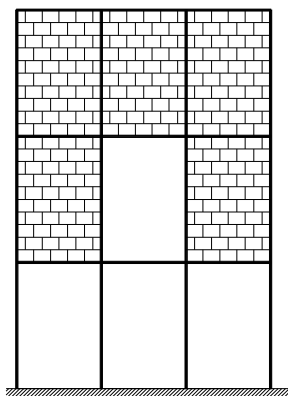


Fig. 2.39. Discontinuidad en rigidez. Los pisos superiores poseen mayor rigidez que los inferiores, ya que el marco ha sido rigidizado con paredes en los pisos superiores.

¹ Sección 3.5.2 de la Norma para Diseño por Sismo del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador.

ii. Masa: Se considera irregularidad en masa, cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor que el 110 por ciento de la masa efectiva del piso consecutivo. No se considera irregularidad en la masa cuando el techo sea más liviano que el piso inferior.

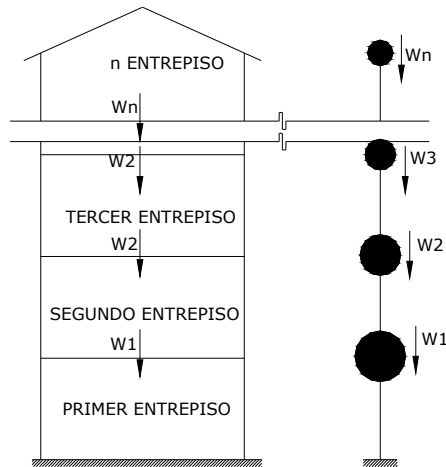


Fig. 2.40. Discontinuidad en masa.
Habrá irregularidad si:
 $W_2 > 110\% W_1$
 $W_3 > 110\% W_2$

iii. Geometría vertical: Se considera que existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a cargas laterales en cualquier entrepiso es mayor que el 130 por ciento de la de un entrepiso consecutivo. Se eximen de esta consideración las obras pequeñas de un piso que se apoyen sobre el techo (penthouses).

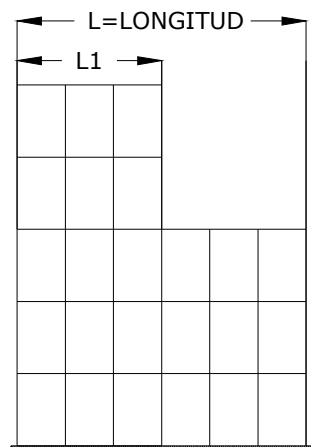


Fig. 2.41 Discontinuidad en geometría vertical. Debido a la configuración arquitectónica de este edificio se observa que existe una discontinuidad en su geometría vertical debido a que las dimensiones horizontales de los entrepisos inferiores son mayores en más del 130% a los superiores.

iv. **Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a cargas laterales:** Se considera que existe esta discontinuidad cuando los elementos resistentes a cargas laterales están desplazados dentro de su plano, una cantidad mayor que la longitud de tales elementos

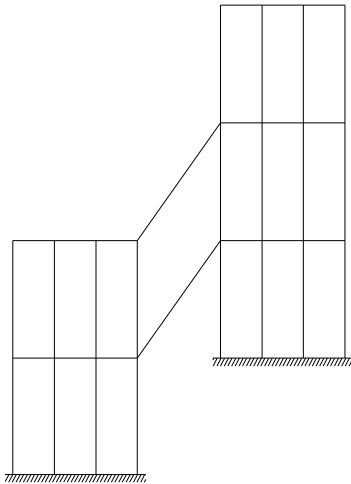


Fig. 2.42. Se observa una discontinuidad en el plano debido a que hay desplazamientos excesivos en el mismo de los elementos verticales. El desplazamiento es mayor que la longitud efectiva del elemento vertical.

v. **Resistencia:** Una estructura posee irregularidad en su resistencia (entrepiso débil) cuando esta es menor que el 80 por ciento de la del entrepiso superior. Resistencia de entrepiso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparten el cortante de entrepiso en la dirección en consideración.

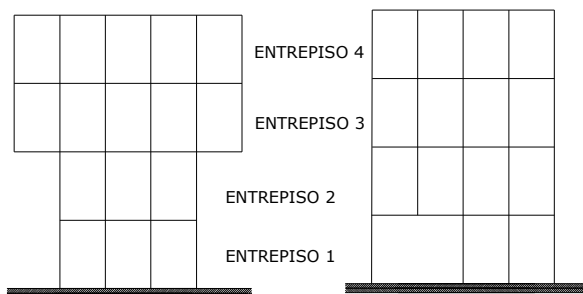


Fig.2.43. Discontinuidad en resistencia(R). Debido a diferentes factores (configuración geométrica y espacial) el edificio presenta diferentes capacidades de resistencia en los pisos superiores como los inferiores provocando así una discontinuidad en resistencia en el mismo.
Irregular si:
 $R_1 < 80\% R_2$
 $R_2 < 80\% R_3$
 $R_3 < 80\% R_4$

vi. Irregularidad torsional: Si los diafragmas no son flexibles se considerará que existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de entrepiso, incluyendo la torsión accidental, calculada en un extremo de la estructura transversal a un eje, es mayor que 1.2 veces la deriva de entrepiso promedio de los dos extremos de la estructura. También será irregular si la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

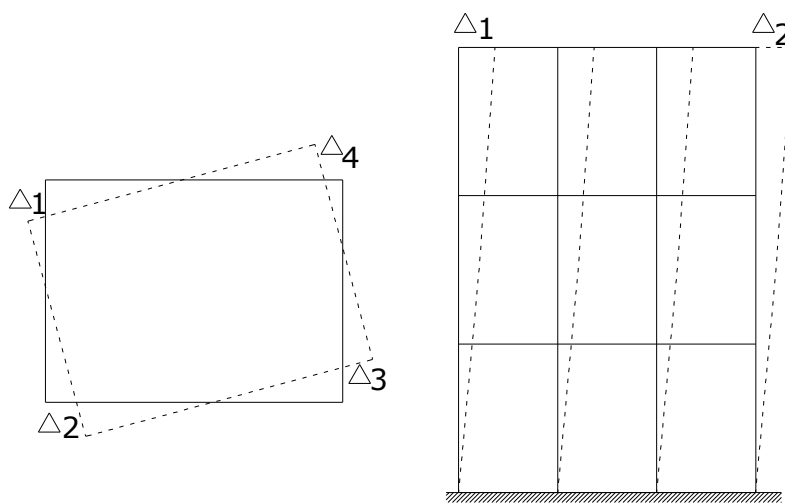


Fig. 2.44. Existirá irregularidad torsional cuando la relación entre las derivas (Δ) sea mayor al 120%
Irregular si:
 $\Delta_1 > 1.2(\Delta_1 + \Delta_2)/2$

vii. Esquinas entrantes o salientes: Se tiene irregularidad cuando la longitud de las entrantes o salientes tienen una dimensión mayor que el 15 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

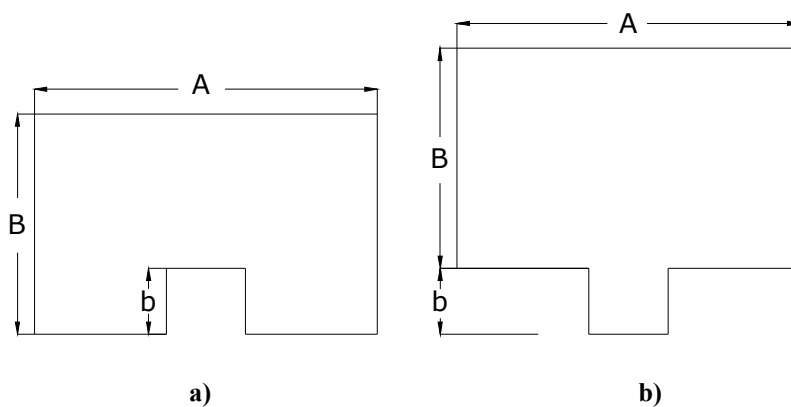


Fig. 2.45. a) Esquema de entrante, b) esquema de saliente.
Es irregular si:
 $b < 15\%B$

viii. **Discontinuidad del diafragma:** Una estructura es irregular cuando:

- ✓ Las aberturas en su sistema de techo o piso tienen una dimensión que excede el 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura.
- ✓ Los vanos ocasionan asimetría significativa o varían de posición de un piso a otro.
- ✓ El área total de vanos no excede en algún nivel el 20 por ciento del área de la planta.

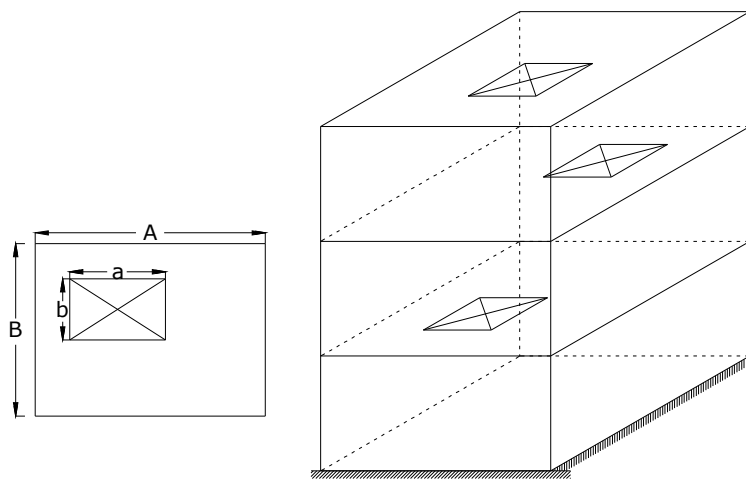


Fig.2.46. En la figura observamos una discontinuidad en el diafragma ocasionada debido a la asimetría de los vanos ubicados en los distintos entrepisos.
Irregular si:
 $a < 20\% A$,
ó $b < 20\% B$,
ó $ab < 20\% AB$

ix. **Desalineamiento fuera del plano:** Existe irregularidad si hay discontinuidad en la trayectoria de una fuerza lateral, tal como en los elementos verticales

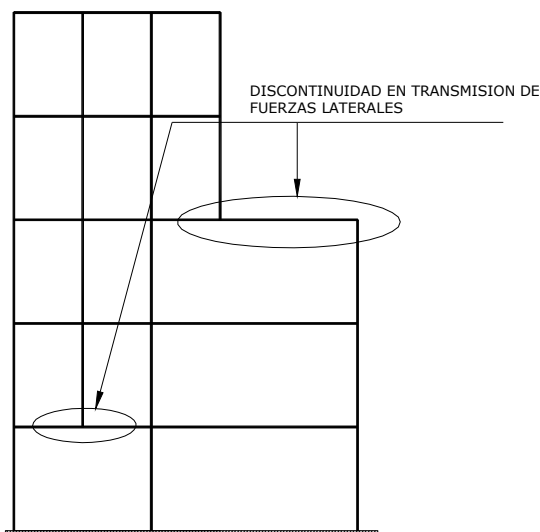


Fig. 2.47. Debido a la configuración del sistema estructural no existe continuidad en la transmisión de fuerzas desde el techo de la estructura hasta la cimentación.

- x. **Sistemas no paralelos:** Cuando los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o no son simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales resistentes a fuerzas laterales existe irregularidad.

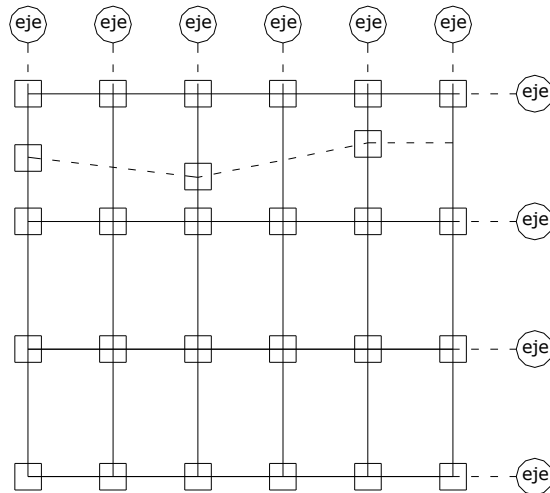


Fig. 2.48. Se observa la ubicación de elementos verticales que no conforman un eje ortogonal.

- xi. **Proporción y simetría:** La relación de su altura a la dimensión menor de su base no debe ser mayor que 4 y la relación de largo a ancho, de la base, no debe pasar de 2.5. Además, debe de existir al menos un eje de simetría.

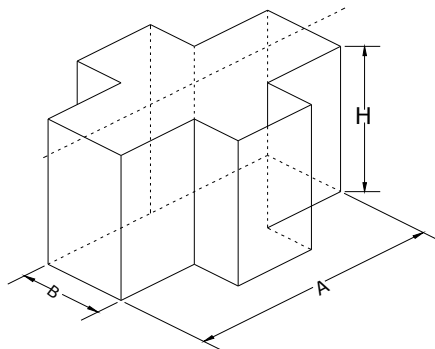


Fig. 2.49. Ubicación de un eje de simetría.
Irregular si:
 $H/B < 4$,
 $A/B < 2.5$.

Los aspectos utilizados para plantear los criterios de estructuración establecen que las estructuras pueden clasificarse de acuerdo a las regularidades e irregularidades que el edificio pueda presentar, según el Reglamento de Construcciones del D.F. las denomina Proyectos Arquitectónicos. Los cuales deberán de permitir dar una estructuración eficiente y adecuada, además de una estructuración regular, para que puedan responder adecuadamente ante las acciones producidas por los sismos que afectarán a la estructura, además, hay que tomar en cuenta los requerimientos establecidos en los reglamentos tanto el de México como el nuestro

2.12. PROYECTOS ARQUITECTONICOS

Los criterios de estructuración se enfocan en propiedades geométricas y estructurales, en donde se determinan una serie de aspectos de las estructuras de acuerdo a las regularidades e irregularidades que pueda presentar, por lo cual las Normas Técnicas de Construcción (El Salvador y México), establecen los tipos de estructuración que también se les conoce como Proyectos Arquitectónicos.

Estos son el punto de partida para la estructuración de las edificaciones, el objetivo que persiguen estos proyectos es que sean resistentes y eficientes ante cualquier acción sísmica, pero para llevar a cabo el desarrollo se debe de evitar utilizar soluciones forzadas y antieconómicas para proporcionar seguridad a las edificaciones, estos se clasifican en:

- ✓ Proyectos arquitectónicos recomendables.
- ✓ Proyectos arquitectónicos no recomendables, pero aceptables.
- ✓ Proyectos arquitectónicos inaceptables.

2.12.1. PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS RECOMENDABLES

Son los que presentan un comportamiento aceptable ante eventos sísmicos de mediana y gran magnitud; estos se basan en la regularidad de la masa, la rigidez y la resistencia; un ejemplo de este tipo de proyecto son los edificios cajón el cual posee excelente comportamiento, ya que presenta regularidad geométrica y estructural. Otro tipo de edificios recomendables son los que poseen en planta una forma circular, octagonal según como se muestra en la figura 2.50.

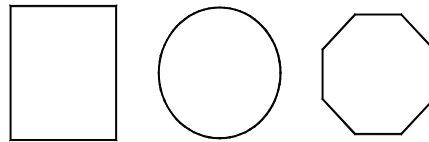


Fig. 2.50. Planta de proyectos arquitectónicos

2.12.2. PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS NO RECOMENDABLES, PERO ACEPTABLES

Son estructuras que tienen un comportamiento ineficiente ante fuerzas sísmicas de media a gran magnitud, por lo que se requiere un análisis más riguroso en el diseño de la estructura; debido a esto hay un incremento en los costos del edificio. Estos proyectos pueden aceptarse si cumplen con los criterios de estructuración planteados en los reglamentos de diseño conceptual. Ver figura 2.51.

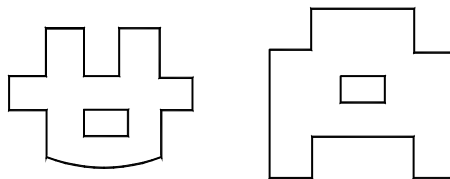


Fig. 2.51. Planta de proyectos arquitectónicos no recomendables, pero aceptables.

2.12.3. PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS INACEPTABLES

Este tipo de proyectos no conduce a soluciones estructurales aceptables ni económicas, ya que presentan altos índices de inestabilidad.

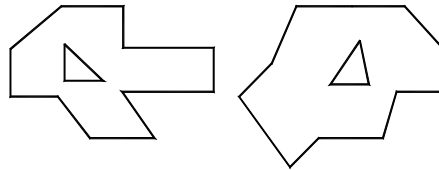


Fig. 2.52. Proyectos arquitectónicos inaceptables.

2.13. CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

Son características deseables que las estructuras deben de satisfacer, para que estas sean resistentes ante las acciones de un sismo. Para estructurar un edificio hay que basarse en propiedades geométricas y estructurales, las cuales definirán si una estructura es regular o irregular.

Los criterios de estructuración van desde *criterios generales*, hasta *criterios específicos*; en los primeros se evalúa el peso de la estructura, la sencillez, simetría y regularidad en la configuración geométrica y estructural; el segundo grupo está basado en criterios específicos de geometría, masa y rigidez.

Todos estos criterios deberán ser considerados por el diseñador estructural, para lograr un efectivo comportamiento sísmico de la estructura, pero será el juicio y la experiencia de éste lo que determinará la forma y rigurosidad en que aplica cada criterio.

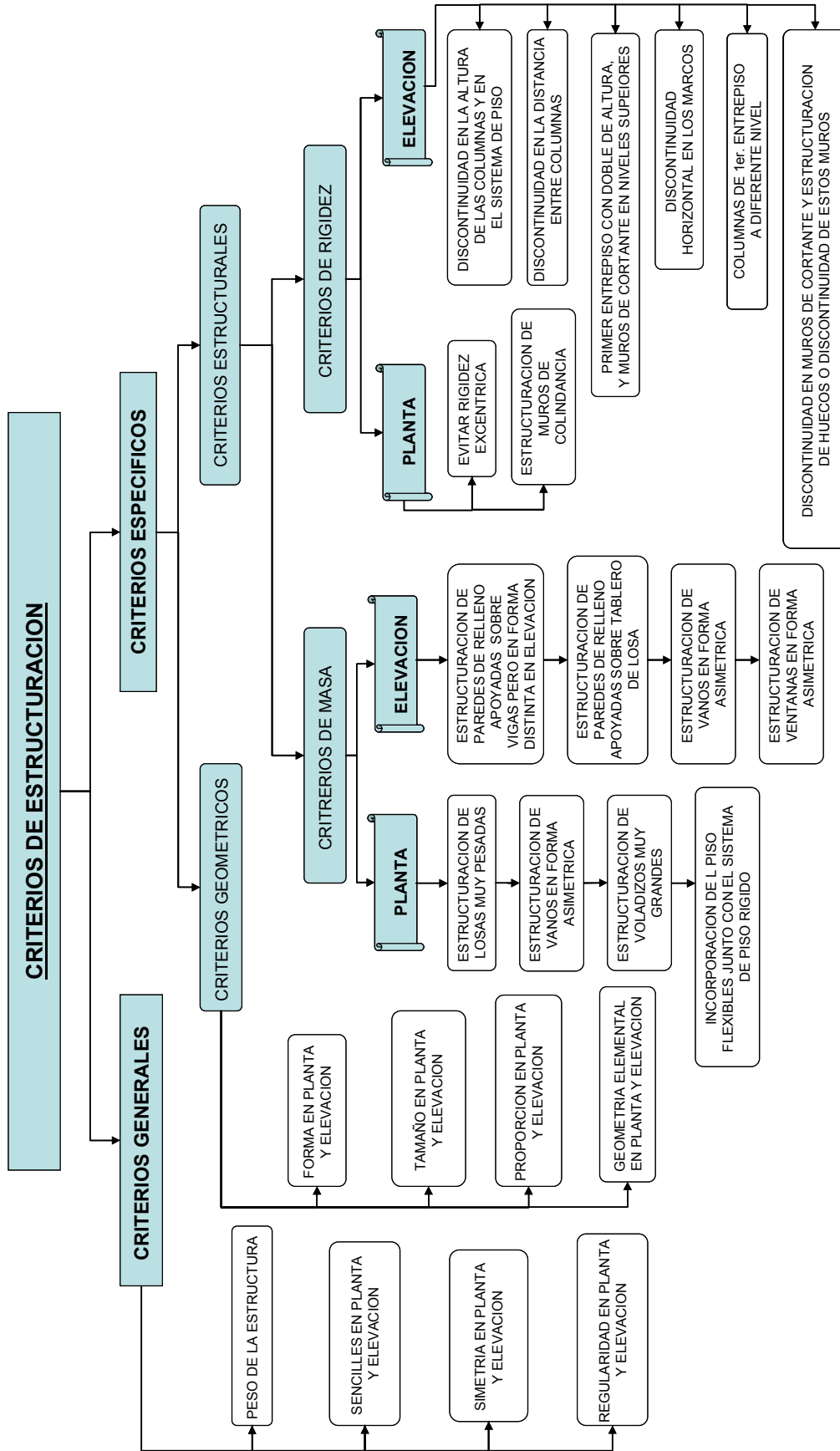


Fig. 2.53. Criterios de estructuración

2.14. CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION

Existen distintos criterios de estructuración, una clasificación amplia es dada por los aspectos generales que definirán la estructura, por lo tanto basándose en este aspecto se puede mencionar también por simple inspección que deberán existir criterios generales de estructuración. Dichos criterios buscan definir de una manera no amplia la forma correcta de las estructuras para que puedan responder adecuadamente ante las solicitaciones impuestas por los impulsos sísmicos a las que estas serán sometidas.

Los criterios generales de estructuración nos dan parámetros para poder definir aspectos estructurales generales de toda la estructura en sus propiedades estructurales más comunes, pero a su vez más importantes, evaluados en planta y elevación, las cuales nos permiten poder realizar de manera adecuada una correcta conceptualización del edificio. Entre estos se tienen:

- Peso de la Estructura.
- Sencillez, simetría y regularidad en planta.
- Sencillez, simetría y regularidad en elevación.

2.14.1. PESO DE LA ESTRUCTURA

Como ya se ha mencionado, durante la acción de un sismo se producen fuerzas de inercia en la estructura, estas fuerzas son proporcionales a la masa, es decir, al peso del edificio, por lo que se debe procurar obtener el menor peso posible en la estructura, para minimizar así las fuerzas que el sismo produce a la estructura.

Se debe de evitar que en los niveles superiores se concentre mayor peso, debido a que las aceleraciones crecen con la altura. Para evitar esto, en el proyecto arquitectónico se deben de ubicar los niveles más pesados en la parte baja de la estructura.



Fig. 2.54. En el primero y segundo nivel del edificio de la figura se observa que se ha utilizado como parqueo y en el tercero y cuarto nivel como oficinas, esto produce diferencia de peso en los niveles de la estructura.

También se deben de evitar diferencias bruscas en los pesos de niveles adyacentes, ya que esto puede producir diferentes fuerzas de inercia en cada nivel y volvería mas compleja la forma de vibrar del edificio.

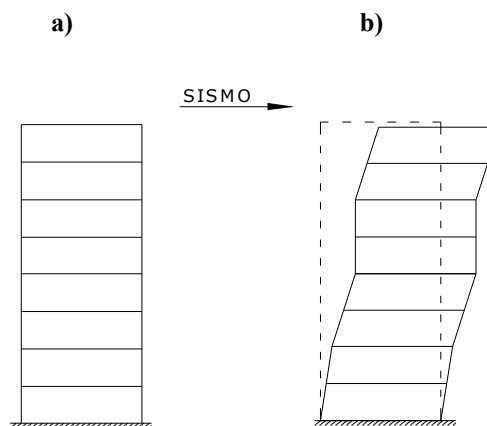


Fig. 2.55. a) Configuración de un edificio con cambios bruscos en el peso de cada nivel. b) Vibración compleja de un edificio ante efecto sísmico, debido a la variación de peso en cada nivel.

Otra condición importante es procurar que el peso del edificio este distribuido simétricamente en cada nivel por que al tener cargas asimétricas ocasionaría grandes excentricidades que daría como resultado altas vibraciones torsionales en el edificio.

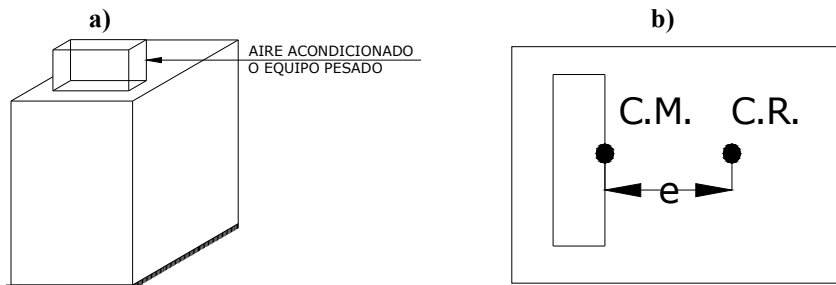


Fig. 2.56. En la figura a) la estructura se encuentra cargada asimétricamente, generando así una excentricidad, que se observa en la figura b) la cual por si sola provocara momentos torsores dentro de la estructura.

Además, otro aspecto que hay que tener en cuenta es respecto a los voladizos y a vigas de claros largos, ya que al tener un peso excesivo sobre ellas daría como resultado fuerzas de inercia grandes que se sumarían a las fuerzas de gravedad.

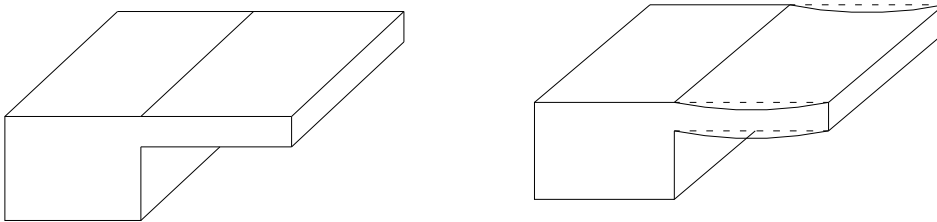


Fig. 2.57. Grandes claros de voladizos provocan excesivas fuerzas inerciales en la dirección de las cargas gravitacionales.

2.14.2 SENCILLEZ, SIMETRÍA Y REGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACION

Cuando se habla de sencillez es necesario comprender que una estructura será sencilla si es planteada de una manera simple (no posee gran cantidad de entrantes, salientes y vanos), lo cual también podrá definir proporciones geométricas en el cuerpo principal de la misma. En cuanto a la simetría de una estructura, podrán existir varios tipos de la misma, que son: geométrica, estructural y de esforzamiento, las cuales proporcionarán mejores condiciones de resistencia.

2.14.2.1. SENCILLEZ GEOMETRICA EN PLANTA Y ELEVACION

Este criterio establece la forma en que se alcanzara la configuración geométrica que debe tener el edificio.

La simplicidad de una estructura, deducida a través de la manera en que se realice su configuración geométrica hace que la misma presente grandes beneficios respecto a su comportamiento estructural ante la acción de un sismo, dicho comportamiento estará basado en el siguiente aspecto:

- ✓ El análisis sísmico de una estructura sencilla será más fácil de realizar, que aquel que se lleve a cabo para una estructura compleja, es decir, carente de sencillez.

La definición de plantas sencillas está referenciada con los conceptos *cóncavo* y *convexo*, ya que aunque una planta sea aparentemente muy simple, esto no indica sencillez en la misma. Ver figura 2.58.

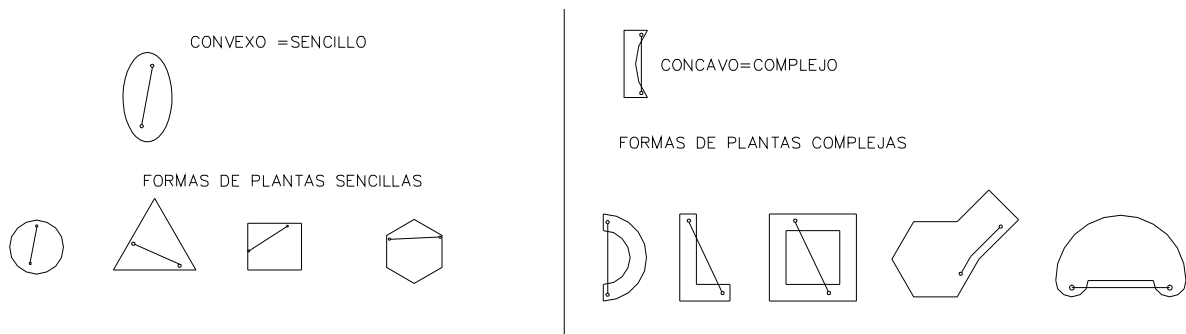


Fig. 2.58. Plantas sencillas y complejas. El término convexo se refiere a que es posible unir dos puntos en los límites de la figura por medio de una línea recta. Y el término cóncavo es cuando es imposible unir estos dos puntos por medio de una línea recta.

2.14.2.2. SENCILLEZ ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION

Este tipo de criterio puede ser fácil de analizar cuando se habla de efectos gravitacionales, pero puede resultar complicado su análisis sísmico (ya que no siempre son aplicables los métodos convencionales y es necesario recurrir a métodos especializados). Se tomará como ejemplo un edificio en forma de cúpula, será evidente que para cualquier dirección de carga poseerá el mismo comportamiento sísmico y eso constituye una clara ventaja porque el movimiento sísmico es aleatorio.

Además, en cuanto a los detalles estructurales, estos se presentarán de una manera más clara, facilitando así una mejor comprensión de los mismos. También se podrán realizar los planos estructurales de una manera más sencilla y se facilitara la interpretación de estos en la construcción de la estructura, evitándose así malas interpretaciones de los mismos construyendo así una mejor estructura y sin vicios de construcción.

2.14.2.3. SIMETRIA GEOMETRICA EN PLANTA Y ELEVACION

Este criterio es manifestado en una estructura cuando existen iguales propiedades geométricas a ambos lados de los ejes principales de referencia, o por lo menos en uno de éstos. De una manera más clara se tiene que al considerar un eje de referencia, llamado eje de simetría, éste hace corresponder exactamente la forma, tamaño, posición y propiedades de cada una de las partes.

Se debe procurar que en la configuración del edificio se mantenga al menos un eje de simetría.

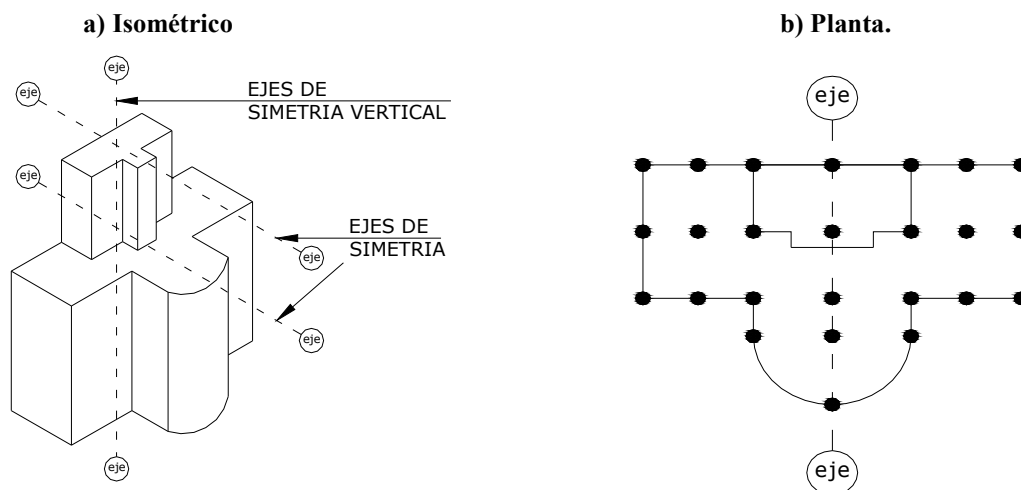


Fig. 2.59. a) Isométrico que muestra la simetría en elevación, b) planta con un eje de simetría.

2.14.2.4. SIMETRÍA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION

En cuanto a la simetría estructural en planta, se tiene que una estructura es simétrica cuando su centro de cortante y su centro de rigidez están localizados en un mismo punto no habiendo ningún tipo de excentricidad entre ambos, es decir, la excentricidad es cero. Cuando exista simetría se podrá disminuir los efectos torsionantes que posea una estructura ya que no se producirán momentos torsores dentro de la misma debido a que no existirán excentricidades, por el contrario, en una estructura asimétrica se producirán efectos torsionantes dañinos al edificio y además de esto provocar grandes concentraciones de esfuerzos en dicha estructura.

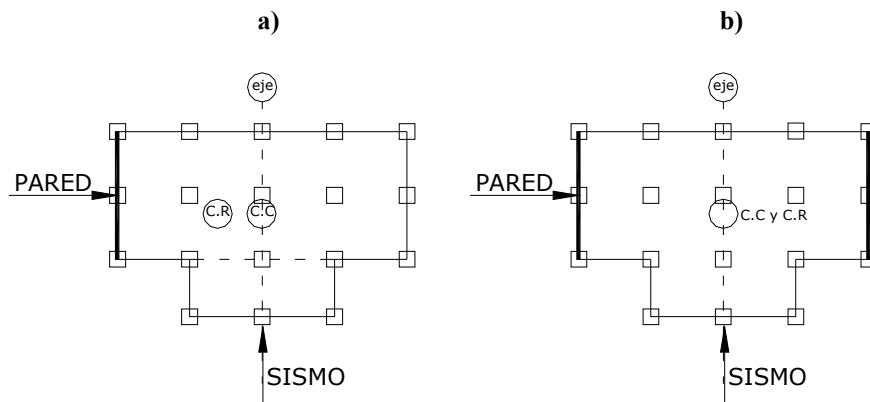


Fig. 2.60. a) La planta posee un eje de simetría geométrico, pero no de simetría estructural, esto haría que el centro de rigidez se aleje del centro de cortante, amplificando las vibraciones torsionales.

Por otro lado, la simetría en elevación será muy importante lograrla, debido a que la misma contribuirá a obtener una conformación estructural simétrica completa (en planta y en elevación), sin embargo, en términos puramente dinámicos, no se puede lograr la total simetría, ya que las condiciones de apoyo de una estructura no lo permitiría, esto debido a que en un extremo del edificio estará fijo al suelo y el otro se encontrará libre.

Las ventajas de eliminar la torsión y lograr estructuraciones sensiblemente simétricas se hacen más evidentes en cuanto más alto es el edificio. La razón estriba en que las amplificaciones dinámicas de los efectos de torsión son más importantes en estructuras flexibles y, por lo tanto, existe menor posibilidad de que sean limitadas por absorción de energía en el intervalo inelástico.

2.14.2.5. REGULARIDAD GEOMETRICA EN PLANTA Y ELEVACION

Una estructura será regular en su geometría cuando esta posea al menos un eje de simetría geométrica en planta y en elevación.

La planta mostrada en la figura 2.61a es considerada como regular, ya que ésta mantiene al menos un eje de simetría, esto es debido a que la configuración del entrante se ha hecho de forma simétrica; por el contrario, en la figura 261b, la configuración asimétrica de la esquina entrante provoca que se pierda el eje de simetría, volviendo así irregular la geometría.

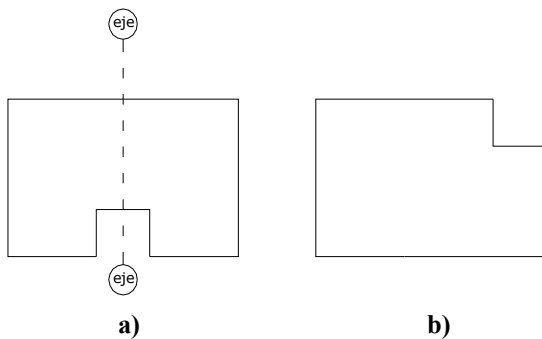


Fig. 2.61. a) Regularidad geométrica en planta, debido a que existe un eje de simetría. b) Planta irregular ya que no posee ningún eje de simetría.

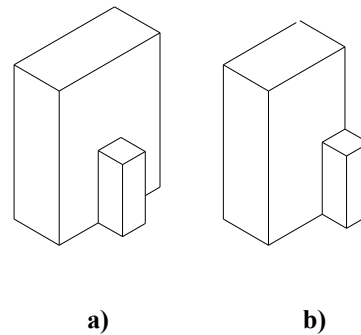


Fig. 2.62. a) El isométrico posee un eje de simetría en elevación, por lo que se considera como regular. b) Irregularidad en elevación, ya que no hay ejes de simetría.

2.14.2.6. REGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION

Habrá regularidad estructural cuando se tenga al menos un eje de simetría estructural, y también no posea grandes concentraciones de esfuerzos, es decir que posea simetría de esforzamiento.

La simetría deberá estar presente siempre en una estructura, aunque en la mayoría de los casos podría no existir en su plenitud, creando así una estructura regular o no irregular (esto dependerá de que tan asimétrica sea la misma). Por ejemplo, una estructura irregular puede presentarse en el caso de combinar diafragmas rígidos y flexibles, o aquellas que posean grandes áreas huecas o posean masas pesadas concentradas en un solo lado de la estructura.

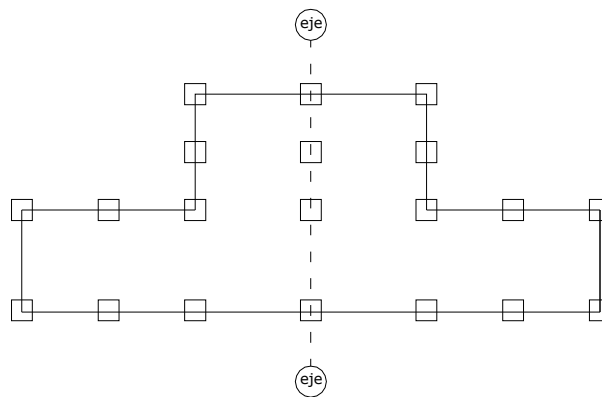


Fig. 2.63. Aunque la planta posee simetría geométrica y en la distribución de elementos resistentes, esta podría considerarse como irregular debido a que las alas son muy alargadas, y ocasionaría altas concentraciones de esfuerzos en las esquinas interiores de las salientes.

2.15. CRITERIOS ESPECIFICOS DE ESTRUCTURACION

Estos evalúan de forma más amplia cada uno de los aspectos referente a las propiedades geométricas y estructurales, además, según el tipo de proyecto así será el criterio a utilizar tanto en planta como en elevación, entre estos criterios se puede mencionar:

- ✓ Criterios geométricos.
- ✓ Criterios estructurales

2.15.1. CRITERIOS GEOMETRICOS

Estos criterios se basan en la configuración geométrica del edificio. Los aspectos a analizar son los siguientes:

- ✓ Forma.
- ✓ Tamaño.
- ✓ Proporción.
- ✓ Geometría elemental.

2.15.1.1. FORMA EN PLANTA

Para evitar las vibraciones torsionales se deben de tener simetría en planta, aunque esto no siempre será posible, por lo que cuando esto ocurra, se debe de distribuir una serie de elementos resistentes, para que el centro de masa y el centro de rigidez estén lo más cerca posible. Otra posible solución para plantas asimétricas es la separación del edificio en cuerpos diferentes y simétricos, por medio de juntas sísmicas. A esto último se sumaría el problema de diseñar los elementos de unión entre los cuerpos que permitan el paso de un cuerpo al otro.

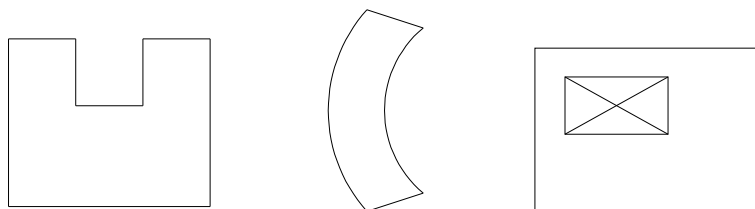


Fig. 2.64. Plantas asimétricas que deben de evitarse en edificios, ya que con ellas el edificio esta sujeto a alta vibración torsional.

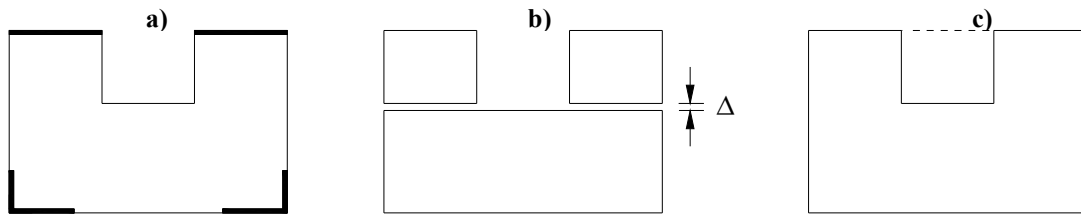


Fig. 2.65. Se presentan tres posibles soluciones para plantas con un eje ortogonal de asimetría: a) haciendo uso de elementos rigidizantes, distribuyéndolos de tal forma que pueda coincidir el centro de masa con el centro de rigidez; b) se ha separado la planta por medio de juntas sísmicas, formando así, tres cuerpos simétricos y c) uso de vigas de ligadura entre los salientes de la planta.

2.15.1.2. FORMA EN ELEVACION

Se deben de evitar los cambios bruscos en la forma de un nivel a otro, para evitar concentraciones de esfuerzos debidas a ampliaciones de las vibraciones en las partes superiores del edificio.

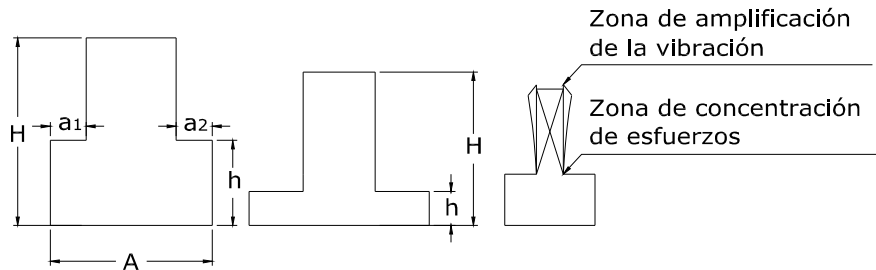


Fig. 2.66. Se muestran cambios bruscos en las plantas superiores de edificios, que producen una amplificación de la vibración en la parte superior.

Estas ampliaciones de vibración pueden ser producidas cuando las plantas de los pisos superiores son reducidas bruscamente. Para evitar problemas con estas configuraciones, se puede plantear una reducción gradual en la elevación del edificio, o rigidizar la parte superior, donde existen cambios en la planta del edificio.

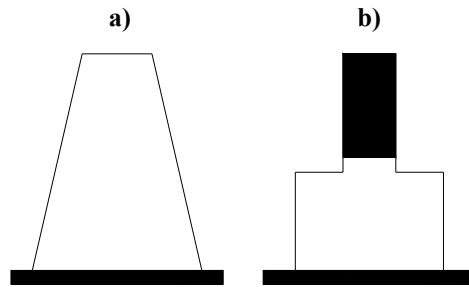


Fig. 2.67. En la figura a) se muestra la reducción gradual en la altura de un edificio y en b) se ha rigidizado la parte superior del edificio.

2.15.1.3. TAMAÑO EN PLANTA

No solo es necesario satisfacer el requisito de plantas simétricas, también hay que evitar en ellas alas muy alargadas, pues estas pueden vibrar de forma diferente y provocarían grandes concentraciones de esfuerzos en las esquinas de unión entre ellas y/o también existe la probabilidad de que sus extremos estén sometidos a movimientos diferentes.

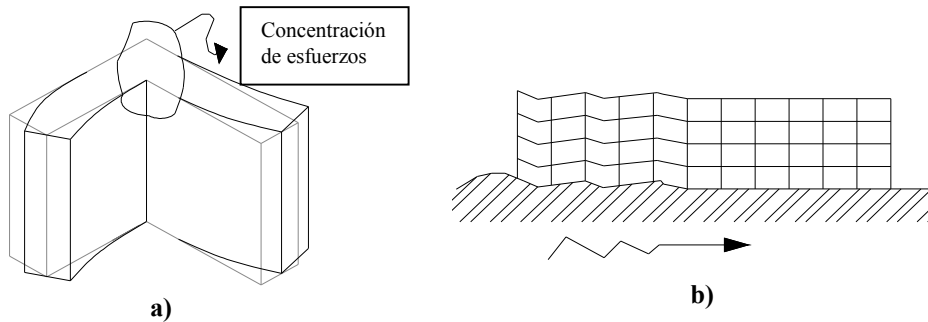


Fig. 2.68. En la figura a) se esquematiza como puede vibrar en forma diferente las alas de un edificio al ser muy alargadas. La figura b) muestra que en una planta alargada el suelo se puede mover de forma diferente en los apoyos.

Cuando se tienen plantas muy alargadas, nuevamente se puede recurrir a separar el cuerpo por medio de juntas sísmicas o proporcionar gran rigidez en los extremos de las alas y reforzar las esquinas. Los reglamentos recomiendan una planta no mayor a 60 m, excluyendo los voladizos.

2.15.1.4. TAMAÑO EN ELEVACION

Mientras más elevados son los edificios, el peso podría aumentar sustancialmente, por lo cual la estructura podría acumular problemas de comportamiento sísmico, alterando la ductilidad por su altura y a la vez la rigidez por la acumulación de masa

Existen categorías de edificios en base a su altura:

- ✓ Edificios de baja altura: Este tipo de edificios poseen menos de dieciocho metros de altura, correspondiendo aproximadamente a una altura promedio de tres metros por entrepiso, los cuales nos proporcionan edificios de aproximadamente seis niveles como máximo.
- ✓ Edificio de altura moderada: Este tipo de edificios poseen entre veintiún metros y sesenta metros de altura, correspondiendo también a una altura promedio de tres metros por entrepiso, lo que nos proporciona edificios de siete niveles como mínimo y un máximo de veinte niveles.
- ✓ Edificio de gran altura: Esta es la última clasificación en altura de un edificio. Estos poseen más de sesenta metros de alto. Si mantenemos las alturas de entrepiso siempre en un mínimo de tres metros, entonces tendremos edificios de veinte niveles como mínimo.

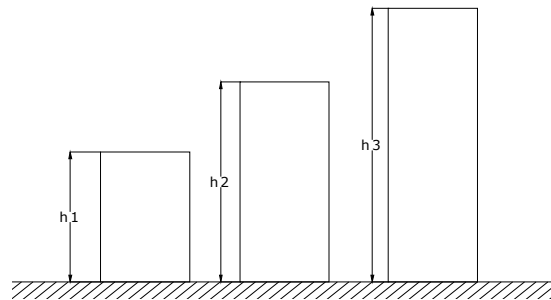


Fig. 2.69. Clasificación de los edificios según su altura. a) baja altura, menos de seis niveles; b) moderada altura, de siete a veinte niveles; c) edificios de gran altura, más de veinte niveles.

También es importante considerar el tamaño en altura que tendrá el edificio, ya que el período de vibración de este aumentaría directamente proporcional con la altura, o la estructura puede entrar en resonancia.

2.15.1.5. PROPORCION EN PLANTA

Es importante evitar el efecto de plantas alargadas, es decir, una dimensión en planta es mucho mayor que la otra, porque con esto se estarían disminuyendo los mecanismos de liberación de energía y habrían deformaciones adicionales en los elementos verticales sismorresistentes y por lo tanto desplazamientos adicionales en ciertos puntos de la planta de nivel el cual ya no se comportaría como un sistema de piso rígido. Para esto los reglamentos recomiendan que la relación entre la longitud y la base del cuerpo principal no deba ser mayor a 2.5¹.

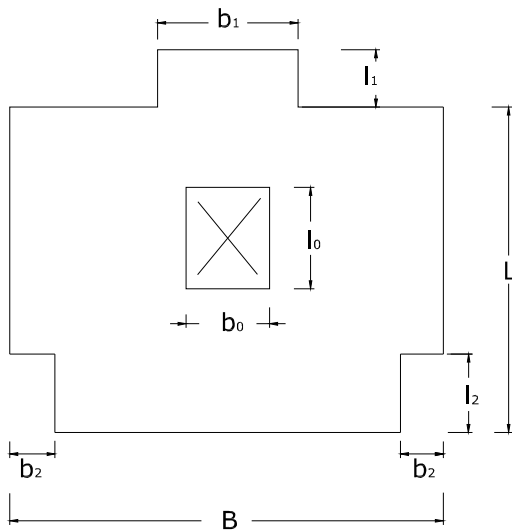


Fig.2.70. Geometría general de la planta de un edificio:

L = Largo del cuerpo principal.

B = Ancho del cuerpo principal.

l_0 = Largo del vano.

b_0 = Ancho del vano.

l_1 = Longitud de la saliente.

b_1 = Ancho de la saliente.

l_2 = Ancho de la entrante

b_2 = Longitud de la entrante.

✓ Relación largo-ancho: $\frac{L}{B}$

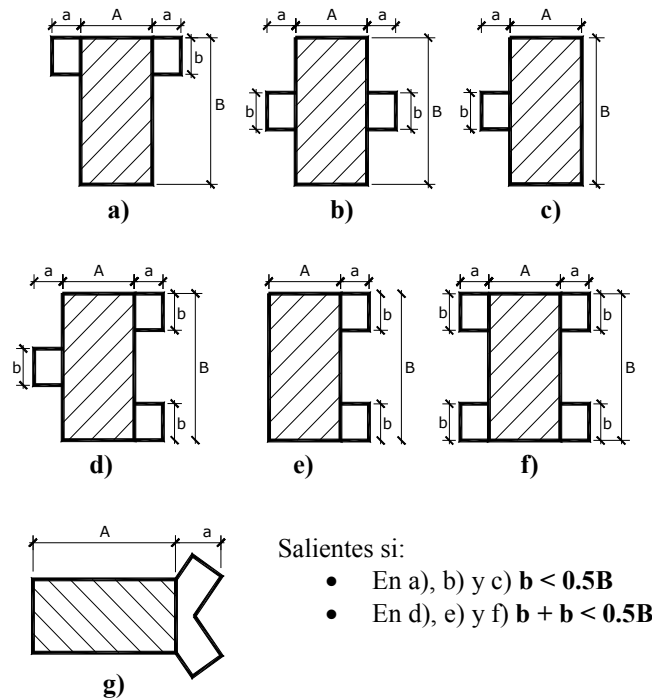
✓ Relación de entrantes: $\frac{l_2}{b_2}$

✓ Relación de salientes: $\frac{l_1}{b_1}$

✓ Relación de vanos: $\frac{l_0}{b_0}$

¹Sección 2.11.1., numeral xi

A) Configuración de salientes en planta



B) Configuración de entrantes en planta

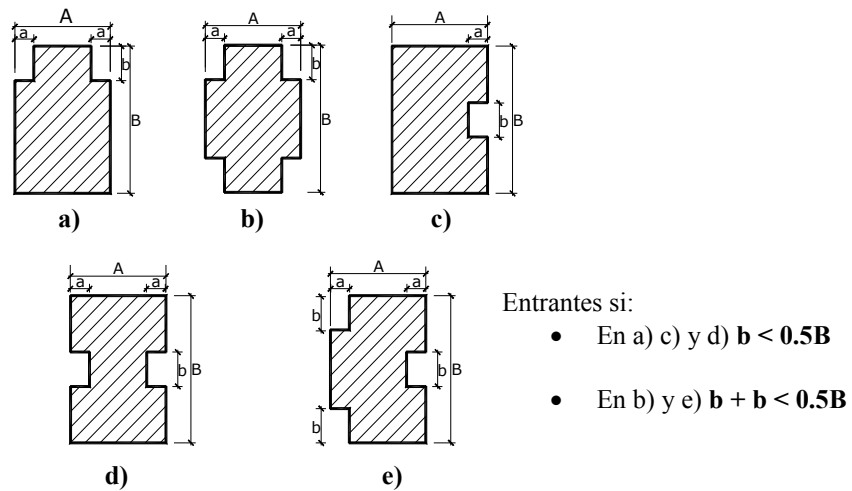
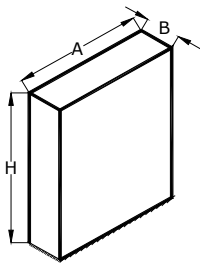


Fig. 2.71. Configuración de entrantes y salientes en planta. Si $B > A$, $\frac{B}{A} \leq 2.5^*$.
Además, $\frac{a}{A} \leq 0.15^{**}$.

*Sección 2.11.1., numeral xi
**Sección 2.11.1., numeral vii

2.15.1.6. PROPORCION EN ELEVACION

Otra consideración que se debe hacer en la elevación del edificio es la esbeltez de este, puesto que en edificios muy esbeltos se pueden tener problemas de volteo, de inestabilidad (efectos P-Δ) y de transmisión de cargas elevadas a la cimentación y al subsuelo. En este caso también es importante considerar los diferentes modos de vibrar. Estos efectos pueden ser considerados mediante análisis dinámicos y proporcionando alta rigidez lateral en la dirección esbelta del edificio y diseñando una cimentación rígida. Se recomienda que la relación de altura a la dimensión menor de la base sea menor que 4.0.



En a), b), c) y d) si:

- $h_1 > h_2$, entrante apoyada
- $h_1 < h_2$, saliente apoyada
- $h_1 = h_2$, entrante o saliente apoyada

En e) y f) si:

- $h_1 > h_2$, saliente aérea
- $h_1 < h_2$, entrante aérea
- $h_1 = h_2$, entrante o saliente aérea

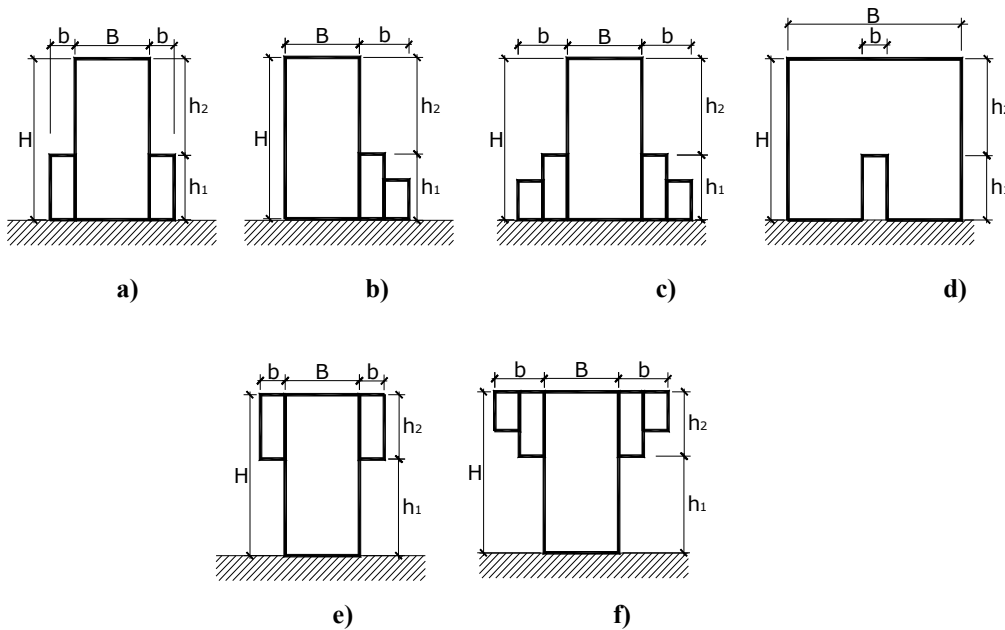


Fig. 2.72. Configuración de entrantes y salientes en elevación. Si $A > B$, $\frac{H}{B} \leq 4.0^*$.
Además, $\frac{b}{B} \leq 0.15^{**}$.

¹Sección 2.11.1., numeral xi
^{*}Sección 2.11.1., numeral xi
^{**}Sección 2.11.1., numeral vii

2.15.1.7. GEOMETRIA ELEMENTAL

Este criterio, es importante ya que aquí se definen las dimensiones de las secciones transversales de los diferentes elementos estructurales como vigas primarias, vigas secundarias, columnas y losas; además, estas dimensiones están relacionadas con el ancho y el peralte de cada una de ellas, para esto se utilizan una serie de relaciones, todo esto según lo establecido en los reglamentos.

Los criterios a considerar son los siguientes:

- i. En vigas y losas coladas monolíticamente, la relación de longitud entre apoyos paralela a la generación del pandeo lateral de la losa con respecto al ancho de la viga, no debe de exceder de 50 (Sección 10.4.1 ACI 318-05). Ver figura 2.73 a.

- ii. La relación geométrica entre el claro de una viga y su peralte establece que el claro no debe de ser menor de 4 veces su peralte efectivo (Sección 21.3.1.2 ACI 318-05). Ver figura 2.73 b.

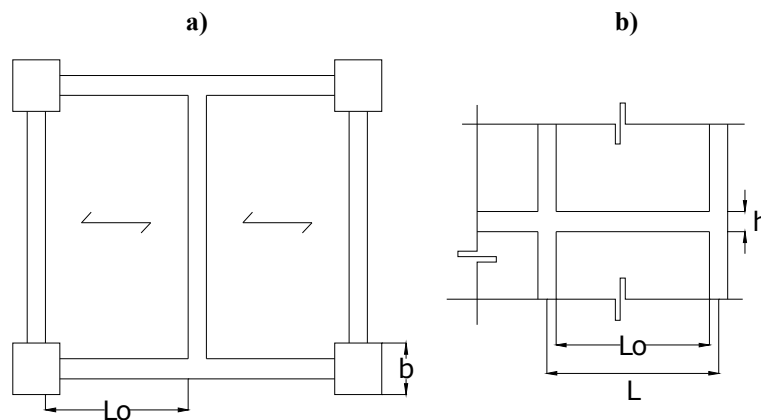


Fig. 2.73. a) $\frac{L_o}{b} \leq 50$; b) $\frac{L_o}{h} \geq 4$.El valor de L según el criterio del diseñador es: $3 \leq L \leq 10$ m

- iii. Según la sección 21.3.1.4. del ACI 318-05, el ancho mínimo de una viga secundaria es de 15 cm y de una viga primaria es de 25 cm, sin que el ancho de estas vigas sobrepasen al ancho de los elementos de apoyo (Figura 2.74).

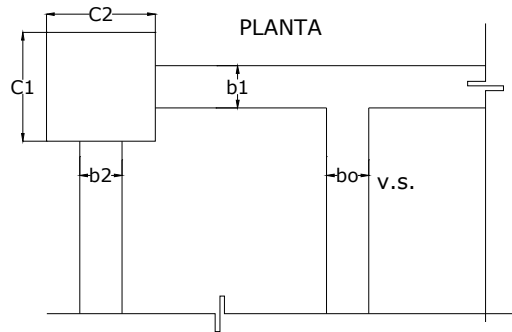


Fig. 2.74. $b_0 \geq 15$ cm.; $b_1 \geq 25$ cm.; $b_2 \geq 25$ cm.; $C_1 > b_1$; $C_2 > b_2$.

- iv. El eje longitudinal de la viga no debe de distanciarse del eje centroidal de la columna, de donde se apoya, en más de un décimo (10%) del ancho de la columna perpendicular al eje de la viga (Figura 2.75).

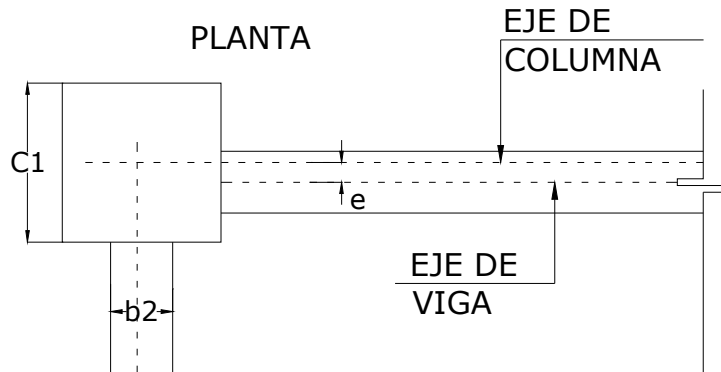


Fig. 2.75. $e \leq 0.10 C_1$.

- v. El ACI 318-05 en la sección 21.3.1.3. establece que la relación entre el peralte de una viga o su altura, con respecto a su ancho, no debe de exceder de 3.0 y 250 mm (Figura 2.76).

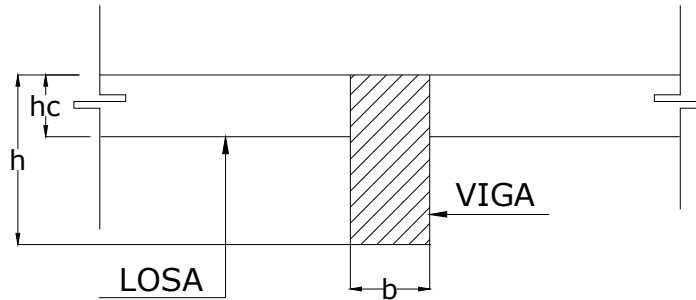


Fig. 2.76. $\frac{b}{h} \geq 0.3$ ó $1.8b \leq h \leq 2.5b$

- vi. La relación geométrica entre la dimensión mínima de una columna y la dimensión máxima, no debe de ser menor de 0.4. (Sección 21.4.1.2. ACI 318-05). Y se recomienda trabajar las dimensiones de las secciones con múltiplos de 5 (Figura 2.77).

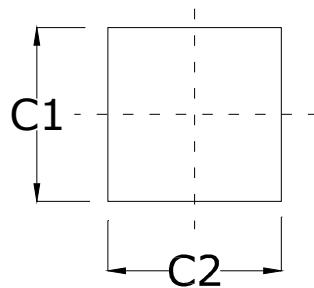


Fig. 2.77. Si $C_2 > C_1$: $\frac{C_1}{C_2} \geq 0.4$

- vii. La dimensión mínima de la sección transversal de una columna no debe de ser menor de 30cm (Sección 21.4.1.1. ACI 318-05), a la vez que su eje longitudinal debe de coincidir con el punto de su sección transversal que contenga la fuerza axial aplicada sobre la columna -centro plástico- (Figura 2.78).

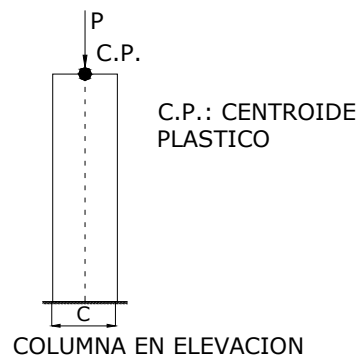


Fig. 2.78. $C \geq 30$ cm.

- viii. La altura libre de una columna (H_0) no debe exceder más de 15 veces su dimensión transversal mínima (Figura 2.79).

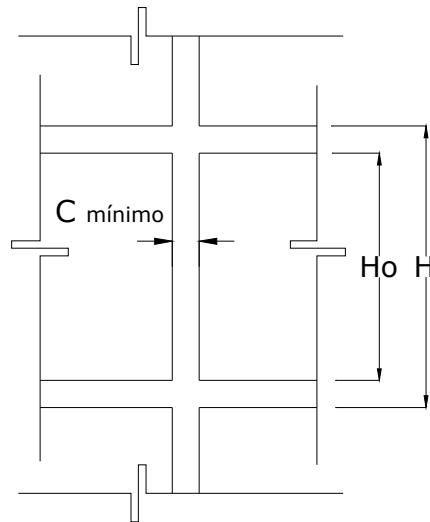


Fig. 2.79. Columna en elevación, $H_0 \leq 15 C_{\text{mínimo}}$

2.15.2. CRITERIOS ESTRUCTURALES

Estos criterios están relacionados con las propiedades estructurales de la estructura, en lo referente a masa y rigidez.

2.15.2.1. CRITERIOS DE MASA EN PLANTA

Están relacionados con la configuración en planta de entrantes, salientes y vanos, ya que al configurar cada uno de ellos esto significaría un aumento o disminución en la masa.

I. Estructuración de losas muy pesadas

Se debe evitar la configuración de losas demasiado pesadas, además, los espesores de losa no deben de variar de forma aleatoria en un mismo nivel, ya que esto volvería aún más complicado el comportamiento sísmico de la estructura, ya que provocarían asimetría en la masa del edificio.

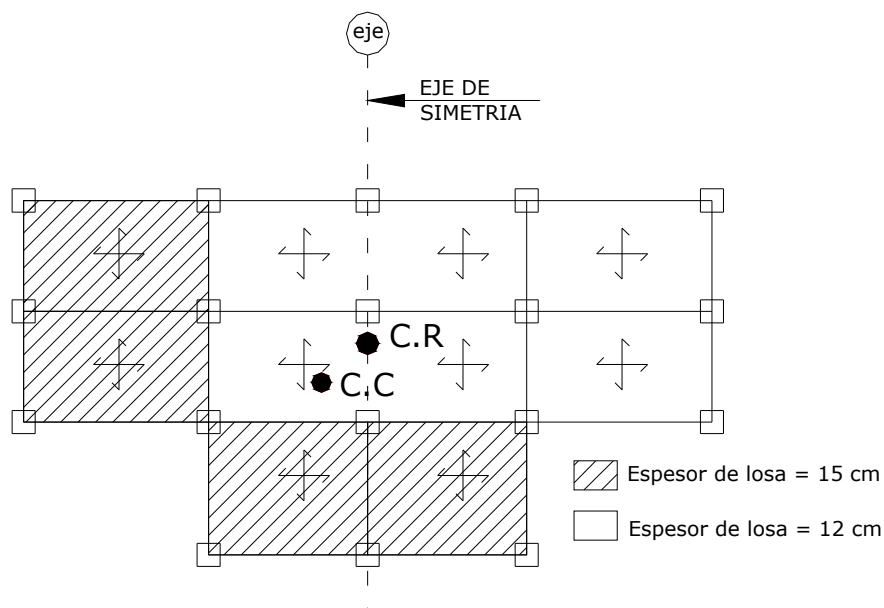


Fig. 2.80. Debido a que los tableros de losa tienen diferentes espesores el centro de cortante (C.C) se aleja del centro de rigidez (C.R).

II. Estructuración de vanos en forma asimétrica

Los vanos se deben de estructurar de tal forma que el tamaño de estos no sea muy grande con respecto al tamaño de la planta, para ello se debe de cumplir con lo establecido en los reglamentos¹, y estos se deben de ubicar de forma que la planta posea al menos un eje de simetría.

Al configurar vanos muy grandes estos provocan una distorsión en el flujo de esfuerzos por sismos, debido a que la energía sísmica se concentra en los elementos perimetrales del vano.

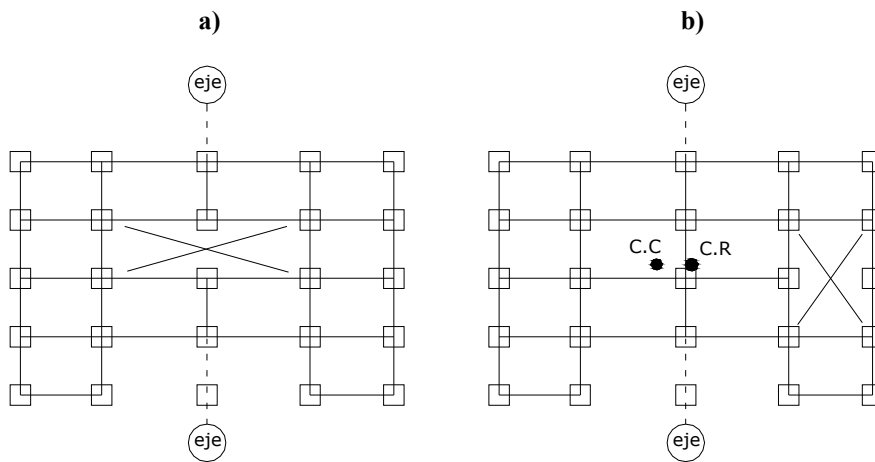


Fig. 2.81. a) En la configuración geométrica de la planta hay un eje de simetría que coincide con el del vano, pero este tiene grandes dimensiones, comparado con el tamaño de la planta; b) ubicación del vano asimétricamente, esto produce excentricidad entre el centro de cortante y de rigidez.

III. Estructuración de voladizos muy grandes

Se debe buscar la forma de configurar los voladizos de manera que no produzcan mucha asimetría en la planta del edificio, además, estos no deberán ser demasiado largos. El problema que se tiene con los voladizos es que estos no proporcionan rigidez, únicamente desplazan el centro de masa, debido al peso de estos. Por lo anterior se recomienda estructurar los voladizos de forma simétrica.

¹Sección 2.5.1., numeral viii

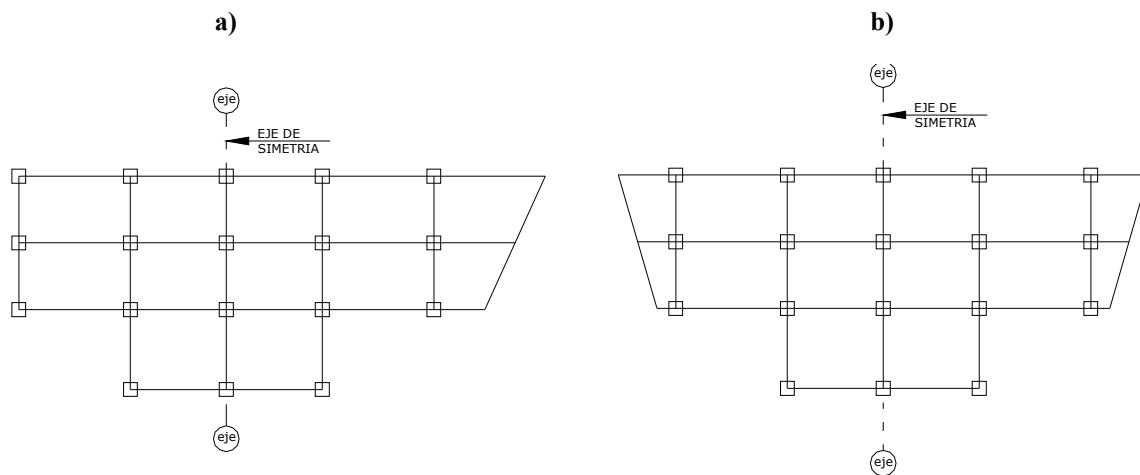


Fig. 2.82. a) el voladizo produce asimetría en la masa en planta. b) configuración de dos voladizos para mantener la simetría en masa.

IV. Incorporación del sistema de piso flexible junto con el sistema de piso rígido

Es importante que la configuración del sistema de piso sea igual en cada nivel, es decir, no combinar en un mismo nivel un sistema de piso rígido con un sistema de piso flexible, ya que con esto se estaría configurando un sistema de piso débil-piso fuerte, que producirían grandes efectos de torsión al edificio; además, se da el fenómeno de golpeteo (las zonas flexibles golpean a las más rígidas).

Para evitar este problema es conveniente usar juntas sísmicas, para separar el edificio en dos partes, o en las que sea necesario, para tener plantas solo con sistema de piso rígido y plantas solo con sistema de piso flexible.

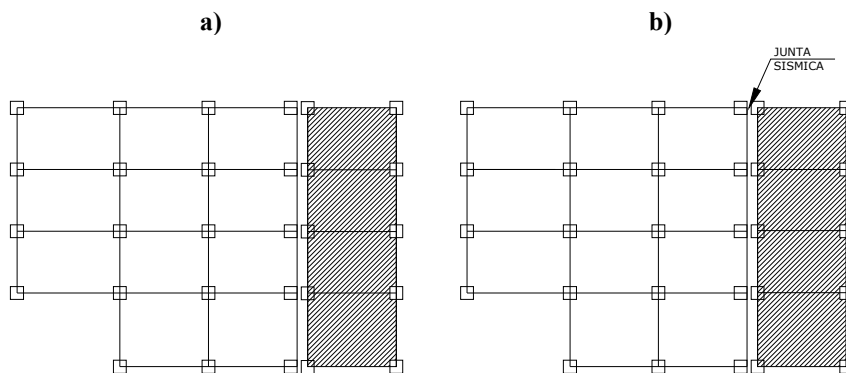


Fig. 2.83. a) diferentes sistemas de piso producen grandes efectos de torsión, b) junta sísmica para separar el piso flexible del rígido

2.15.2.2. CRITERIOS DE MASA EN ELEVACION

Estos criterios se basan en la forma de distribuir la masa en la altura de los edificios; dicha distribución se debe de hacer de forma que no varíe de un nivel a otro.

I. Estructuración de paredes de relleno apoyadas sobre vigas pero en forma distinta en elevación

Se debe de evitar la estructuración de paredes estructurales o de relleno en forma diferente en cada nivel, ya que esto ocasiona un cambio significativo en las propiedades dinámicas del edificio, debido a que la magnitud de estas ya no aumenta proporcionalmente con respecto a la base del edificio.

II. Estructuración de paredes de relleno apoyadas sobre tableros de losa

También hay que evitar apoyar paredes de relleno sobre los tableros de losa, porque esto provoca una distribución irregular de las fuerzas sísmicas a lo largo de cada nivel, donde se apoyan dichas paredes (Figura 2.84b).

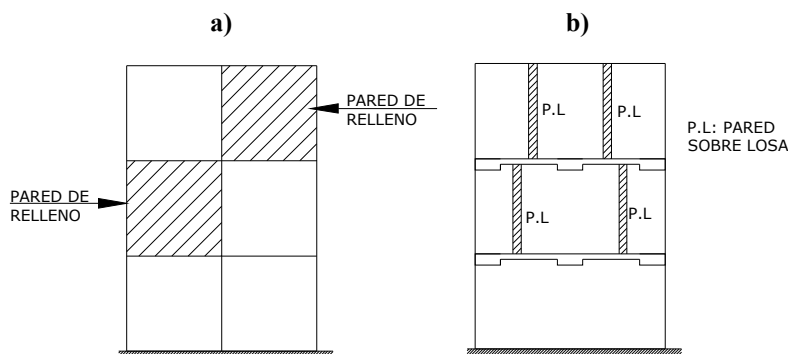


Fig. 2.84. a) Discontinuidad en elevación, en las paredes de relleno, b) paredes cargadas sobre el sistema de piso

III. Estructuración de vanos en forma asimétrica

Al igual que en planta, hay que evitar la estructuración asimétrica de vanos en elevación ya que esto provocaría una alta concentración de esfuerzos en los elementos perimetrales de los vanos. Una distribución asimétrica de vanos produciría asimetría en masa, lo que haría que el centro de masa cambie de posición de nivel a nivel, generando así grandes efectos torsionales. Es por esta razón que se recomienda ubicar los vanos de forma simétrica y continua en la elevación del edificio. Ver figura 2.85.

IV. Estructuración de ventanas en forma asimétrica

Al igual que los vanos, la configuración asimétrica de ventanas provoca que el centro de masa varíe de posición, ya que este se alejaría de los huecos de las ventanas, porque estos le restan peso a las paredes, por lo que se recomienda estructurarlos de forma simétrica como se muestra en la figura 2.85.

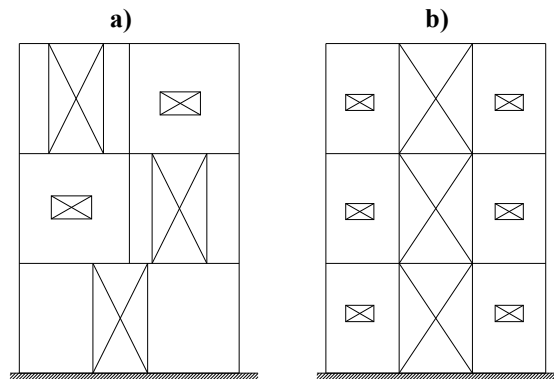


Fig. 2.85. a) Los vanos y ventanas ubicados asimétricamente producen un desplazamiento en la masa del edificio, b) por lo que es conveniente ubicarlos de forma simétrica.

2.15.2.3. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN PLANTA

Con estos criterios se busca la forma de evitar excentricidades en la rigidez de la estructura.

I. Rigideces excéntricas

Como ya se mencionó, hay que evitar rigideces excéntricas en planta. Estas excentricidades las producirían una alta concentración de elementos sismorresistentes en algunos puntos de la planta del edificio. Esto hace que el centro de rigidez esté más cercano a los puntos donde se encuentran concentrados los elementos sismorresistentes, por otro lado, el centro de rigidez se estaría alejando del centro de masa. También esto provocaría que el cortante de entrepiso sea distribuido de forma desigual en los elementos sismorresistentes, ocasionando fallas por cortante en los elementos sometidos a más cargas.

Para evitar estas grandes excentricidades hay que procurar una distribución uniforme de los elementos sismorresistentes en la estructura o establecer la posición más conveniente del centro de rigidez, para que éste se encuentre lo más cerca posible del centro de masa.

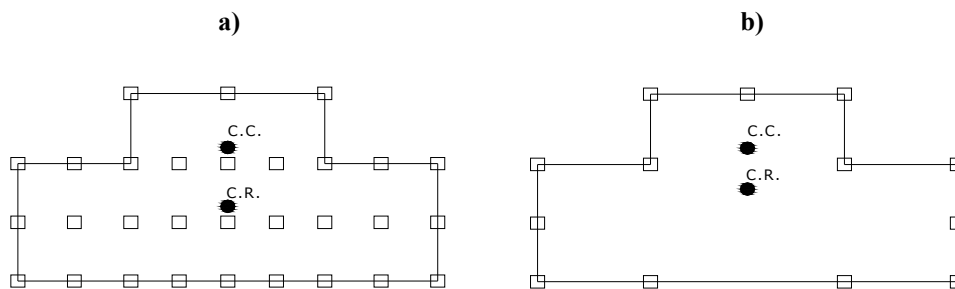


Fig. 2.86. a) La concentración de columnas en un costado de la planta hace que el centro de cortante (C.C.) se aleje del centro de rigidez (C.R.), mientras que en b) una distribución uniforme de columnas hace que el centro de cortante (C.C.) y el centro de rigidez (C.R.) estén más cerca.

También hay que evitar estructurar paredes de cortante únicamente en una dirección, ya que habría una ampliación dinámica en la distorsión del edificio, esto debido a que los ejes más débiles (estructurados sin muros), estarían en desventaja con respecto a los ejes estructurados con paredes.

De igual forma hay que evitar la estructuración de núcleos rígidos (generalmente utilizados para ascensores y escaleras), por que esto produce una alta concertación de rigidez al interior del edificio, dejando desprotegido el perímetro del edificio, que es el que esta sometido a las mayores fuerzas sísmicas.

Hay que evitar proporcionar rigidez excesiva con la estructuración de paredes de corte, por lo que algunas veces solo será necesario rigidizar con la incorporación de paletas, para que trabaje conjuntamente con el sistema de marcos.

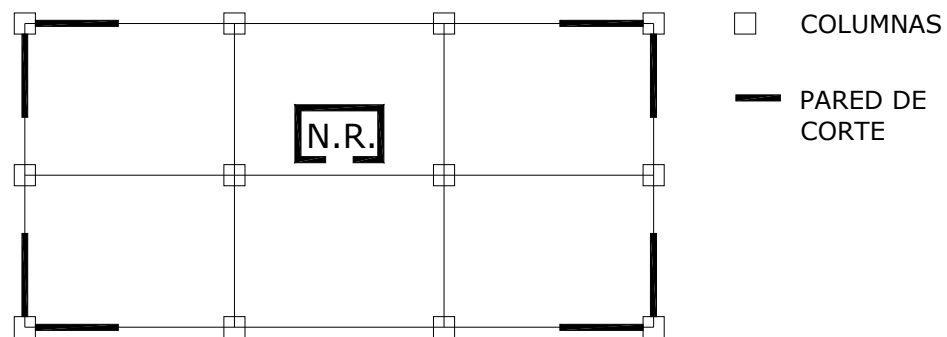


Fig. 2.87. La planta posee rigidez moderada ya que se ha incorporado paletas en las esquinas del edificio. Se recomienda que el núcleo rígido (N.R.) sea un cuerpo independiente.

II. Estructuración de muros de colindancia

Consiste en estructurar paredes estructurales ligadas a las estructuras, para evitar el golpeteo con edificios adyacentes, debido a la cercanía que estos tienen.

En este problema se podrían dar tres condiciones:

- i. Cuando se tienen dos muros paralelos entre si, eso disminuiría un poco la capacidad torsional del edificio, aunque exista simetría estructural. También habrían efectos de torsión adicionales en los ejes más débiles del edificio (Figura 2.88).

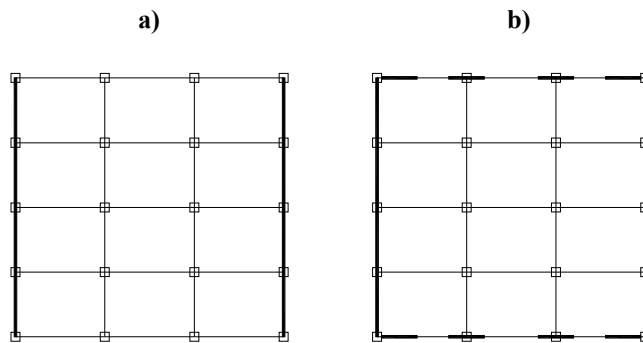


Fig. 2.88. a) Rigidez en dos muros paralelos de colindancia. b) Se han rigidizado con paletas los ejes débiles.

ii. Cuando se tienen tres muros de linderos, evidentemente, habría asimetría en la rigidez, aumentando así los efectos torsionantes y daños en la fachada libre (Figura 2.89).

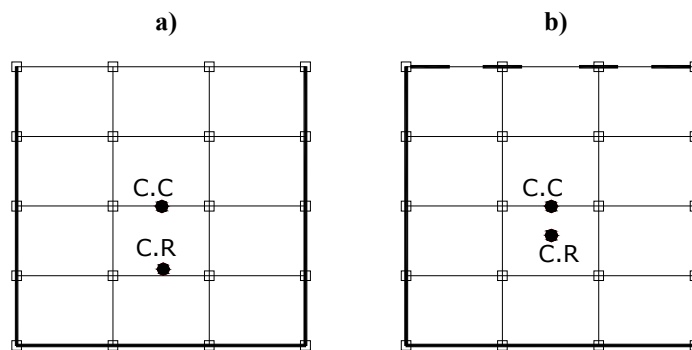


Fig. 2.89. a) Rigidez en tres muros de colindancia. b) Se ha rigidizado con paletas y aumentado la sección de las columnas de la fachada libre.

iii. Cuando se tienen dos muros de linderos perpendiculares entre si, esto ocasiona una mayor asimetría en la rigidez, que la mencionada en la condición anterior, ya que la excentricidad seria en ambas direcciones (Figura 2.90).

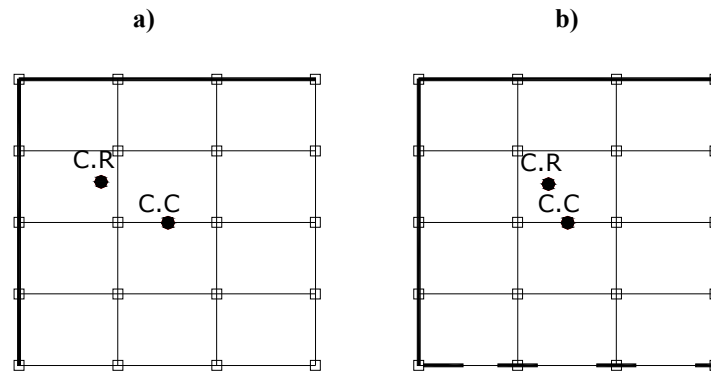


Fig. 2.90. a) En la figura se tiene dos muros perpendiculares de colindancia, b) se ha rigidizado las dos fachadas libres

Para evitar los problemas mencionados anteriormente será necesario incrementar las secciones transversales de las columnas en los ejes donde no se han estructurado muros o incorporar paletas o muros pequeños a estos ejes débiles.

2.15.2.4. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN ELEVACION

I. Discontinuidad en la altura de las columnas en el sistema de piso

Cuando se estructuran las columnas de un nivel más largas que las de otros niveles, ocasionan problemas de flexión en las columnas más esbeltas o más altas, mientras que las columnas más cortas sufrirán efectos por cortante.

Si dicha estructuración de columnas largas está en el primer nivel, en este habrían desplazamientos laterales excesivos debido a la alta flexibilidad del entrepiso. Esto también provoca una acumulación de masa en la cima del edificio, entonces el comportamiento del edificio ya no sería similar al de un péndulo invertido, es decir ya no sería aplicable el método estático para su análisis sísmico.

Entonces, hay que tratar en lo posible estructurar entrepisos de igual altura, o de ser necesario se puede incrementar la rigidez del entrepiso con altura mayor, aumentando la sección de las columnas.

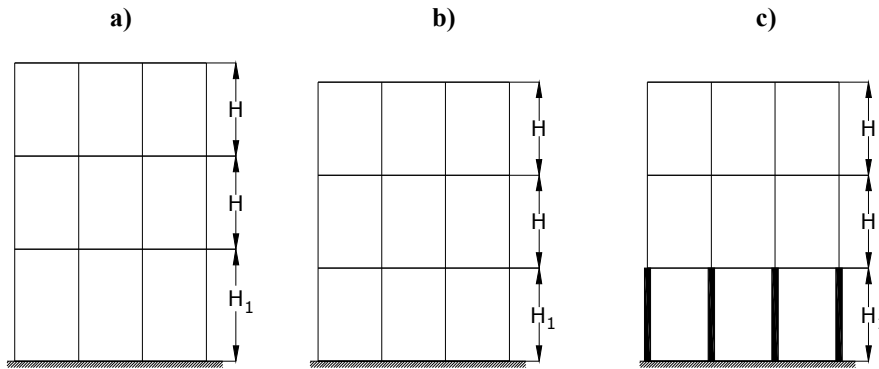


Fig. 2.91. a) $H_1 \gg H$, existe discontinuidad en la altura de columnas, se recomienda que $H_1 = H$, como se indica en la figura b); si esto no es posible, hay que incrementar la sección de las columnas, como se representa se la figura c).

II. Discontinuidad de la distancia entre columnas

El problema de estructurar columnas a diferentes distancias es que hay una distribución irregular de las fuerzas sísmicas, que provoca en los elementos estructurales más cortos, fallas por cortante; al mismo tiempo las vigas de claros más grandes pueden estar sometidas a fallas por flexión. Es por esto que se recomienda que las diferencias entre claros de vigas no sean demasiado grandes; si esto no es posible, se recomienda incrementar las secciones de las vigas de mayor claro.

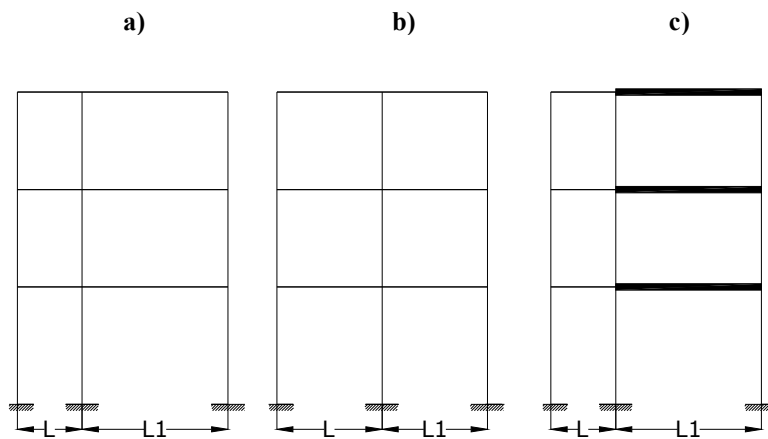


Fig. 2.92. a) Marco estructurado con claros diferentes ($L_1 \gg L$). Se recomienda que $L_1 \approx L$ (b), de lo contrario se deberá incrementar la sección de las vigas con claros mas largos (c)

III. Primer entrepiso con el doble de la altura y muros de cortante en niveles superiores

Cuando se tiene este tipo de estructuración se da origen a efecto de *piso blando*, lo que puede ocasionar altas fuerzas de compresión en las columnas del primer entrepiso, y si las columnas también son demasiado esbeltas, a las fuerzas de compresión se sumarían el efecto de los momentos flexionantes, que actuando conjuntamente ocasionarían grandes rotaciones flexionantes y a su vez grandes desplazamientos laterales.

Es recomendable estructurar los muros a partir de la cimentación y de forma continua en toda su altura, evitando así los cambios bruscos de rigidez de un entrepiso a otro, o evitar la ubicación de paredes en los pisos superiores. Además, estructurar los entrepisos con alturas similares.

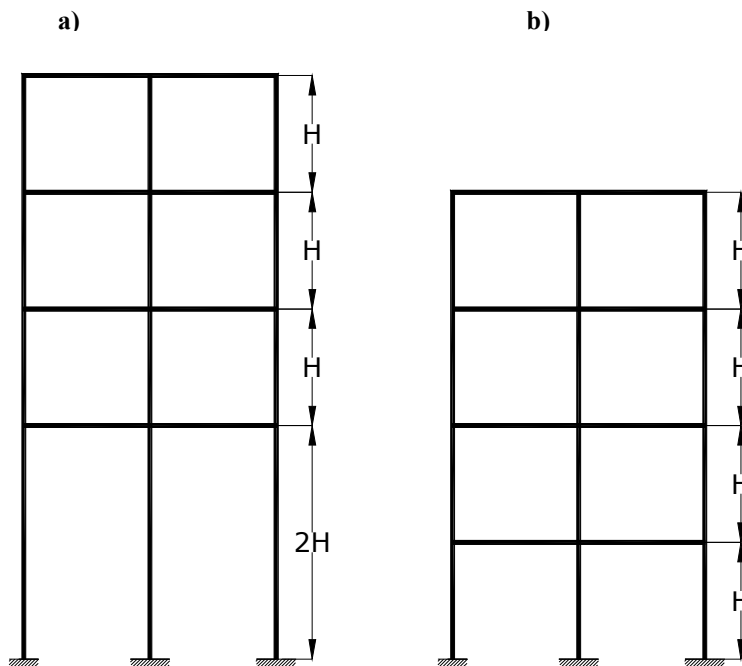


Fig. 2.93. a) En el primer marco se observa la condición de planta baja abierta o piso blando. b) Se recomienda que en todos los niveles no exista variación de alturas de entrepiso.

IV. Discontinuidad horizontal en los marcos

Cuando existe discontinuidad horizontal en los marcos se originan altas concentraciones de esfuerzos por cortante y flexión en los puntos donde se producen los cambios de nivel, además, se tendrían dificultades en la aplicación del método de la fuerza lateral equivalente, en lo que respecta a la distribución de fuerzas a cada nivel. Por lo tanto, será necesario proporcionar continuidad en el sistema de piso. Si esto no es posible, hay que diseñar juntas sísmicas en las zonas donde se da la discontinuidad de entrepiso.

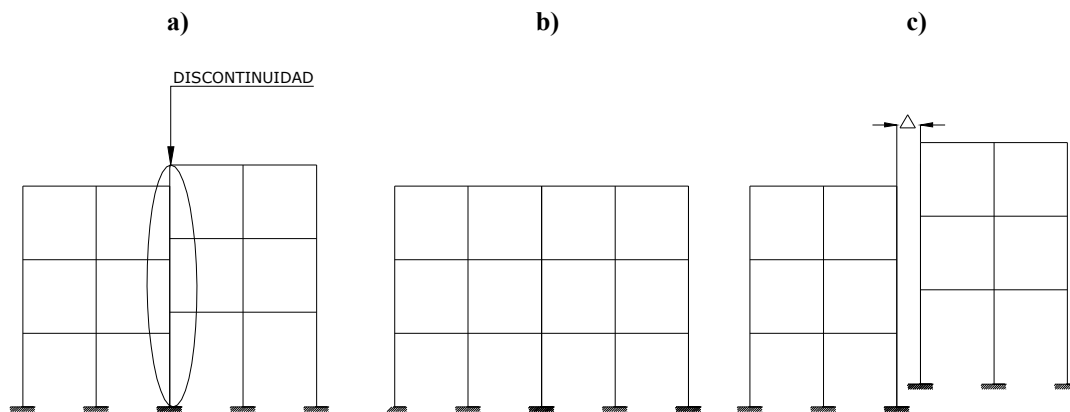


Fig. 2.94. a) Discontinuidad horizontal en los marcos. b) Se recomienda estructurar el sistema de entrepiso a la misma altura o c) diseñar una junta de dilatación.

V. Columnas del primer entrepiso a diferente nivel

En algunas ocasiones, cuando el terreno presenta bastantes desniveles, surge la necesidad de estructurar columnas de diferentes longitudes en un mismo entrepiso, de acuerdo a los desniveles del terreno, esto provocaría una distribución irregular del cortante basal, debido a que las columnas más cortas absorberían mayor fuerza sísmica que las columnas más esbeltas; teniendo para este caso el efecto de columna corta.

Para evitar estos problemas hay que procurar estructurar columnas de igual longitud, y cuando esto no es posible sería aceptable incrementar la sección de las columnas más esbeltas para evitar los problemas antes mencionados.

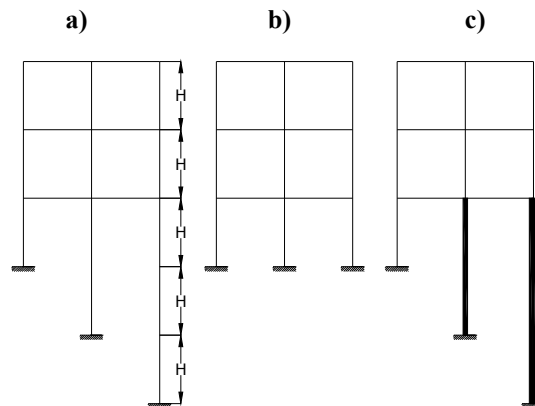


Fig. 2.95. a) Estructuración de columnas de diferente longitud en un mismo nivel. b) Es recomendable estructurar las columnas con longitudes iguales, de lo contrario aumentar las secciones de las columnas más esbeltas como se indica en c).

VI. Discontinuidad en muros de cortante y huecos

Desde el punto de vista arquitectónico, a veces es necesario crear huecos o discontinuidades en la elevación de un edificio, es decir, una distribución discontinua de los muros de cortante, provocando así que algunos elementos estructurales fallen por cortante, produciendo grietas diagonales, principalmente en las esquinas de las aberturas de los muros. Además, si se estructuran muros de cortante en el último entrepiso, unidos a las columnas en voladizo, ocasionan distorsiones en la distribución de las fuerzas sísmicas, debido a que este nivel no tendría la capacidad de liberar la energía sísmica, ni de transmitir eficientemente el momento de volteo.

Por lo anterior se recomienda estructurar los muros de cortante de forma continua y a partir de la cimentación, sin que estos tengan aberturas; y en el último nivel desligar los muros de las columnas en voladizo.

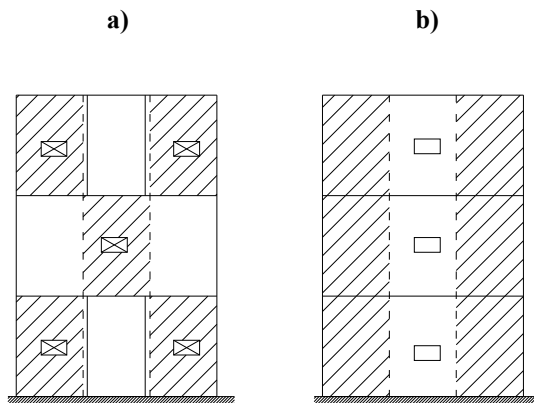


Fig. 2.96. a) Estructuración de muros de cortante y huecos en una forma discontinua en los entrepisos del edificio. b) Continuidad en los muros de corte.

VII. Diseño de juntas sísmicas de edificios continuos.

Este consiste en diseñar cierta separación entre los edificios adyacentes, de tal forma que se pueda evitar el golpeteo entre ellos cuando son sometidos a cargas sísmicas. Este problema es aun más grande cuando no coinciden los niveles de piso entre los edificios adyacentes, ya que durante la vibración de los edificios, las losas de uno pueden golpear las columnas del otro.

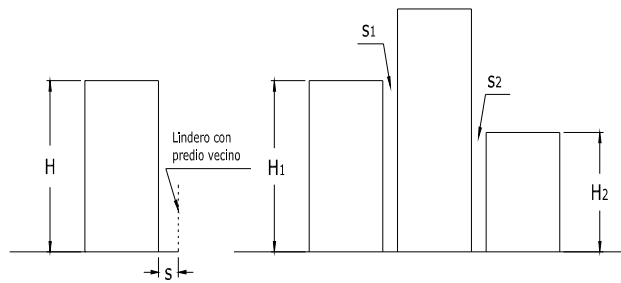


Figura 2.97. Separación mínima entre edificios adyacentes para evitar el golpeteo entre estos. a) separación con edificios colindantes: $s \geq \alpha H$. b) separación entre cuerpos del mismo edificio: $s_1 \geq 2\alpha H_1$, $s_2 \geq 2\alpha H_2$ ¹
 $\alpha = 0.012$ en terreno blando
 $\alpha = 0.007$ en terreno firme

¹ Diseño Sísmico de Edificios, Bazán Meli, Editorial Limusa, México, 2002. Cap. 5, figura 5.14

En edificios existentes que han presentado este tipo de problemas (efecto denominado golpeteo o martilleo), se puede recurrir a rigidizar los edificios para reducir las deformaciones laterales y evitar el golpeteo, construir elementos de ligadura para que vibren de la misma forma, o colocar entre ellos dispositivos que amortigüen el impacto.

CAPITULO 3:

APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

3.1. INTRODUCCION

En el siguiente capítulo presentamos de una manera conceptual, y no numérica el desarrollo de los distintos criterios de estructuración analizados en el presente estudio. El análisis conceptual parte de establecer las condiciones generales del proyecto las cuales han sido asumidas, ya que no es parte de este trabajo de graduación llevar a cabo la investigación para poder obtener datos como: capacidad de carga del suelo, uso del suelo, topografía del lugar donde se construirá la estructura, volúmenes de tierra a movilizar, cálculo de estructuras de retención, estudios de viabilidades y tramitación de permisos con las autoridades respectivas. Se plantean limitaciones en las cuales se define el método por el cual se realizará dicho análisis estructural (análisis estático), ni consideraciones extras al diseño por sismo (Viento, Presiones de fluidos y de suelos, etc.) y también el software a utilizar (ETABS).

Se define la configuración geométrica del edificio, tanto en planta como en elevación. Partiendo del cuerpo principal de la estructura se definen entrantes, vanos y ejes curvos que posee la estructura las cuales para los diferentes entresijos que constituirán la misma, y de manera esquemática y descriptiva cual será la distribución de espacios y del funcionamiento que tendrá cada nivel.

La fase conceptual es dividida en sus diferentes etapas, y estas a su vez en sus sub-etapas, se presentan plantas arquitectónicas, fachadas y secciones, para que a partir de estas se realice la estructuración del edificio abarcando todas las etapas que han sido mencionadas en el capítulo anterior y que en este son desarrolladas de una manera analítica conceptual y no numérica (el desarrollo numérico de esta etapa se llevará a cabo en el siguiente capítulo) para los distintos entresijos y para el sistema a base de marcos de concreto y sistema dual. Posteriormente se procede a la revisión de los criterios de estructuración en dicha estructura (la cual está configurada adecuadamente, de acuerdo a todos los criterios que se han mencionado en el capítulo dos) tanto en planta como en elevación.

3.2. EJEMPLO DE APLICACIÓN PRÁCTICA DE LA FASE CONCEPTUAL

Con el fin de profundizar en las etapas del proceso del diseño estructural de edificios de concreto reforzado, hipotéticamente se diseñará un edificio a nivel arquitectónico y se conceptualizará el sistema estructural del mismo, con el fin de poder aplicar de una manera más concisa los criterios de estructuración que se han venido planteando durante todo el desarrollo del presente estudio y verificar así la forma en que éstos influyen en dicho proceso del diseño estructural en edificios de concreto reforzado.

En el diseño a desarrollar se utilizarán las siguientes condiciones y limitaciones, que son necesarias conocer para llevar a cabo el proceso del diseño estructural:

Condiciones:

- i. La estructura estará ubicada en el área metropolitana de San Salvador (Paseo General Escalón, N° 330, dos cuadras al norte del Redondel Masferrer). Su uso será oficinas, las cuales serán utilizadas por una empresa constructora, en las cuales se tendrán también salones de usos múltiples y restaurantes, siendo el edificio de seis niveles y 3.80 m como altura de entrepiso.
- ii. Se asumirá una capacidad de carga del suelo de 1.5 Kg/cm^2 sobre la cual estará soportada la estructura, además no habrán cimentaciones profundas, se trabajará con el perfil S3 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador (NTDS). No habrá nivel freático cercano o aledaño a la zona de la estructura. Si es necesario mejorar la capacidad de carga del suelo podrán hacerse distintos tipos de restituciones para alcanzar la capacidad deseada.
- iii. Se asumirá una topografía plana, no existiendo desniveles mayores a un metro en el terreno, por lo tanto no existirán empujes laterales de tierra en ninguna de las paredes perimetrales de la estructura. Se tendrá también una cota específica que relacione la altimetría con el nivel de piso terminado. No se presentará un levantamiento topográfico del terreno ya que la cota de nivel de piso terminado, con respecto a las curvas de nivel, será una cota tomada y asumida en el presente trabajo. Como no es parte del presente estudio poder dar la manera en que se llevará a cabo los

movimientos de tierra para la construcción y planificación de la estructura planteada en la fase de la esquematización, ésta tampoco será presentada.

iv. No se presentará todo el proceso a seguir para obtener los permisos ambientales.

Limitaciones:

- i. No se considerará diseño por viento.
- ii. El análisis se hará por medio del método estático. No se utilizarán métodos dinámicos.
- iii. El modelado de la estructura se hará a través del programa ETABS, sin que se presente el proceso a seguir para llevar a cabo el modelo, pero si los datos arrojados por éste, que reflejen el análisis estructural realizado (datos de entrada y salida).

3.3. CONFIGURACION GEOMETRICA DEL EDIFICIO

3.3.1. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA EN PLANTA.

El cuerpo principal del edificio tendrá una forma rectangular, ésta configuración general se ha dotado de configuraciones de entrantes y salientes que plantean discontinuidad en el sistema de piso; en el interior del cuerpo principal, específicamente en el centro, se ha ubicado un vano, en donde se ha mantenido un eje de simetría geométrica con respecto al eje de simetría geométrica del cuerpo principal.

Para hacer más atractivo estéticamente el edificio, se configurará dos ejes curvicos en el perímetro de la planta, que por estar ubicados externamente, se convertirán en ejes estructurales, ésta configuración solo se hará en los dos primeros niveles. En los dos últimos niveles se han incorporado ejes oblicuos, para jugar así con el aspecto arquitectónico.

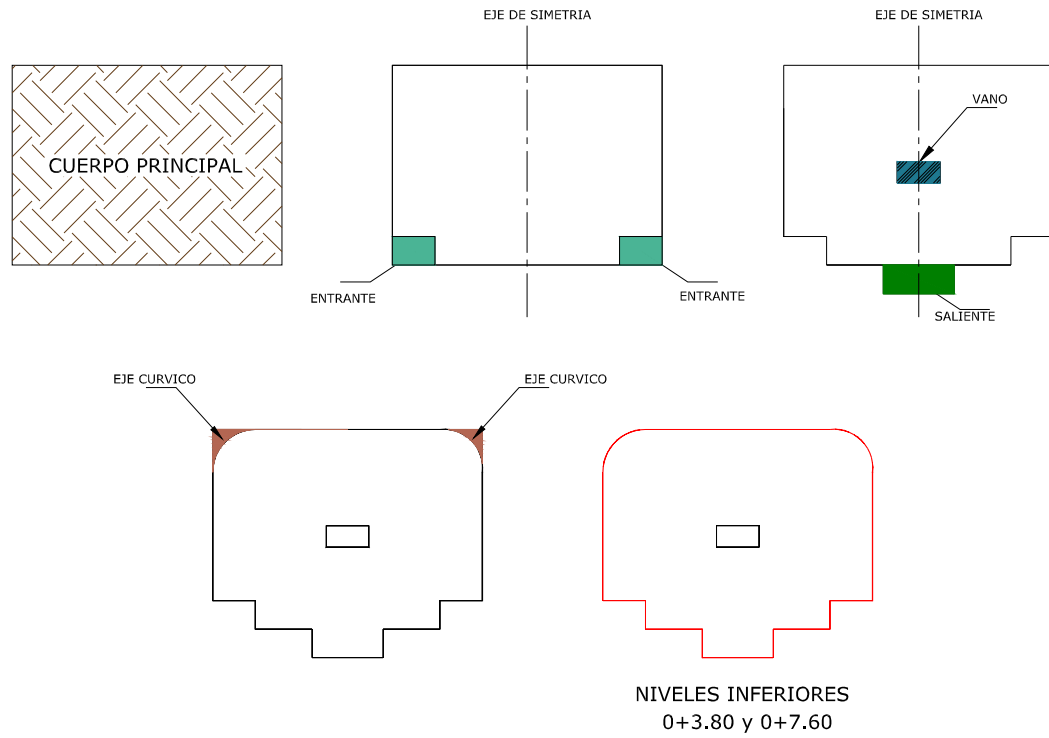


Fig. 3.1. En la figura se muestra el cuerpo principal del edificio con entrantes, salientes, vano y ejes curvos para los primeros dos niveles.

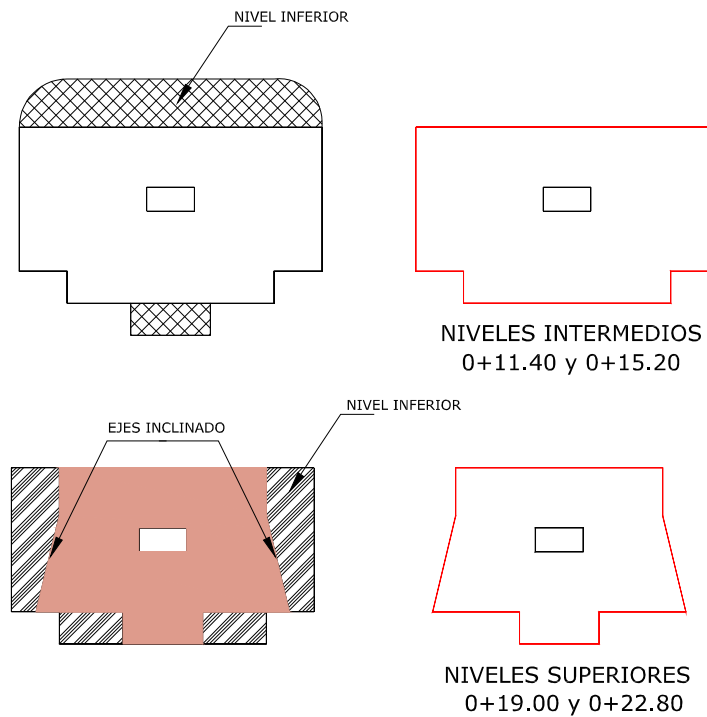


Fig. 3.2. Representación de la configuración geométrica de los niveles intermedios y superiores del edificio.

3.3.2. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA EN ELEVACION.

Con las configuraciones planteadas de entrantes y salientes en planta para cada uno de los diferentes niveles del edificio, éste ya no posee continuidad en elevación, debido a lo cual, el edificio presenta entrantes y salientes apoyadas como se observa en la figura 3.4.

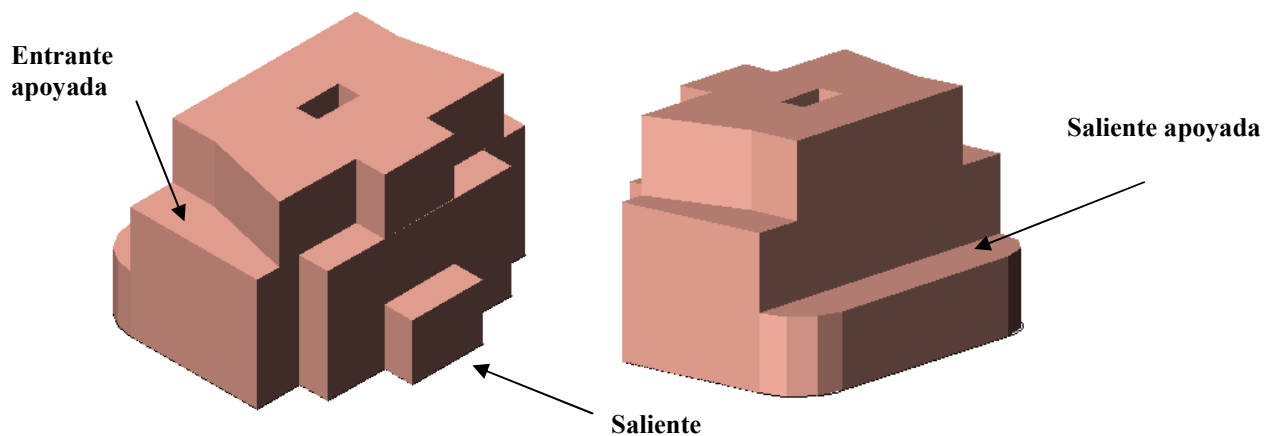
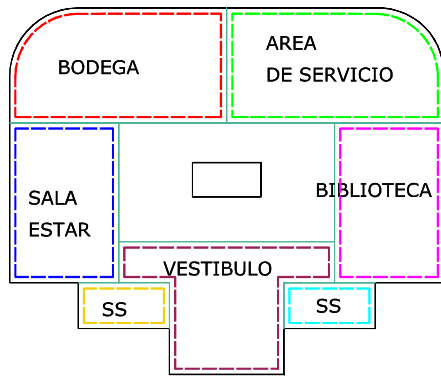


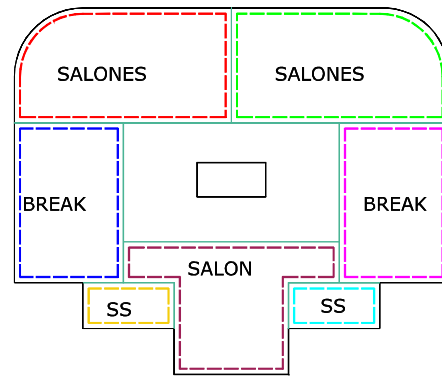
Fig. 3.3. Configuración geométrica en elevación de entrantes y salientes del edificio.

Teniendo definida la configuración geométrica del edificio y los índices de funcionamiento, la estructura en su conjunto, se estableció la conceptualización de los espacios en forma general (zonificación), iniciando por el nivel cero y contando con la ayuda de un profesional de la arquitectura, para un trabajo de conjunto, tal como debe de llevarse a cabo este proceso (ver figura 3.4).

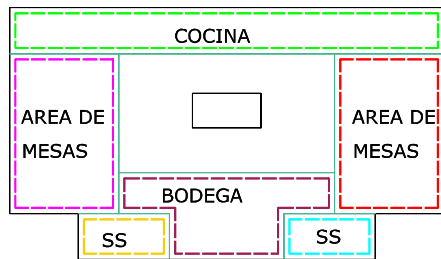
Luego de haber definido los espacios en forma esquemática, se tiene una descripción del funcionamiento de cada entrepiso, los cuales tendrán una altura de 3.80 m, con una altura total del edificio 22.80 m (ver figura 3.14 y 3.15).



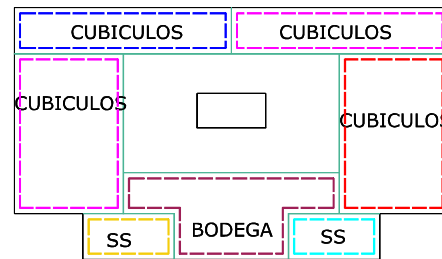
NIVEL 0+3.80



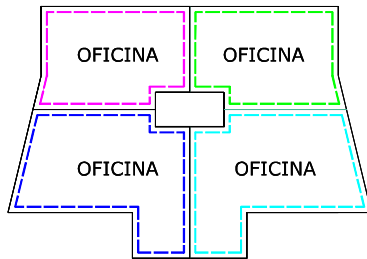
NIVEL 0+7.60



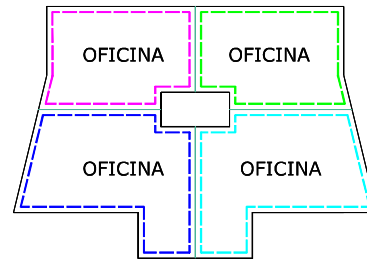
NIVEL 0+11.40



NIVEL 0+15.20



NIVEL 0+19.00



NIVEL 0+22.80

Fig. 3.4. Zonificación de cada uno de los niveles del edificio.

a.) Nivel 0+0.00: Es el área de entrada a la estructura, será en esta donde se le dará la bienvenida al usuario de la misma, y también a cualquier tipo de visitante que se presente, en dicho nivel están ubicadas también áreas para usos diversos tales como para bibliotecas, cuartos eléctricos, áreas de servicio y de mantenimiento, así como una recepción, y las áreas indicadas para las necesidades sanitarias del personal que visite o ocupe dicha instalación, ubicadas a los costados aledaños. Aislada de la estructura se encuentra también el área de las escaleras y también el cuerpo de ascensores, las cuales se encargarán de comunicar los niveles superiores, como se observa en la figura 3.8.

b.) Nivel 0+3.80: Este nivel está destinado para ser ocupado por tres salones de usos múltiples de distintas capacidades, también se encuentran ubicadas áreas de estar y de descanso. Al igual que el nivel anterior también posee instalaciones sanitarias en los costados, escaleras y ascensores. Ver figura 3.9.

c.) N=0+7.60: Este es el nivel de restaurantes, posee áreas destinadas para cocina, cuartos fríos, y para la distribución de mesas, además posee una terraza con vista. Ver figura 3.10.

d.) N=0+11.40: Este nivel es para uso de oficinas, donde estarán ubicados los cubículos de arquitectura, topografía, construcción, licitación, presupuestos, y las respectivas gerencias que administraran dichas áreas. Ver figura 3.11.

e.) N=0+15.20 y N=0+19.00. En dichos niveles estarán las oficinas gerenciales, del personal de la empresa, estando en el nivel superior las oficinas de los propietarios. Cada nivel poseerá una sala de juntas, como se observa en la figura 3.12 y 3.13.

3.4. FASE CONCEPTUAL

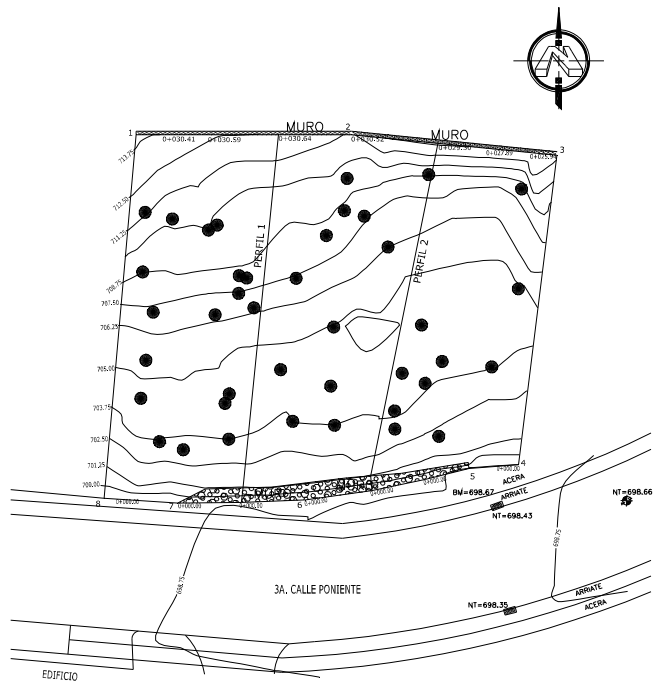
Se dará una descripción técnica acerca de la estructura a modelar, basándose en cada una de las etapas que comprenden la fase conceptual, tomando en cuenta las condiciones y limitaciones establecidas anteriormente.

3.4.1. ESQUEMATIZACION

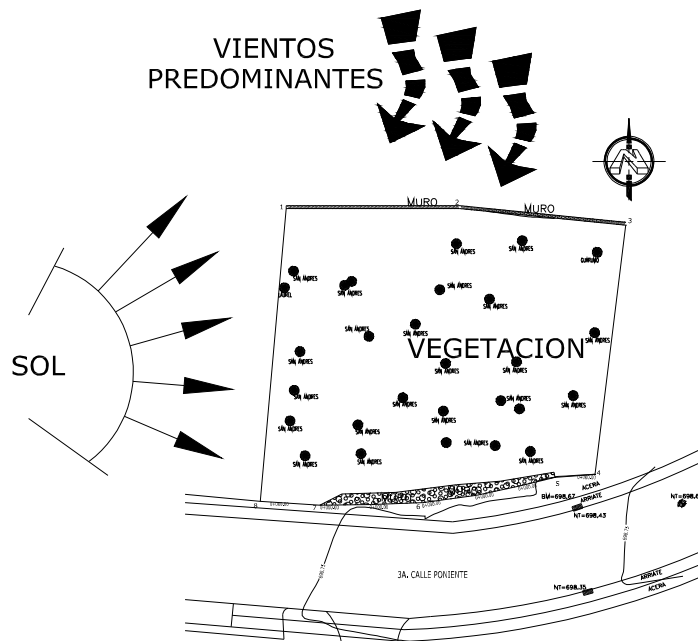
Debido a que el terreno no presenta accidentes topográficos, la estructura será ubicada al centro de éste.

El movimiento de tierra que se lleva a cabo se establece de acuerdo al nivel donde se encuentre el estrato de suelo resistente, ya que para poder definir los perfiles deseados para el buen funcionamiento de la estructura es necesario establecer la cota de cimentación de las fundaciones tales como vigas de fundación y zapatas, además, es necesario definir la cota de restitución para lo que será el apoyo del piso, si este es necesitado y también la de las cimentaciones superficiales, ésta cota incluye los volúmenes necesarios a remover por la presencia de materia orgánica, suelos sueltos (Este tipo de suelo generalmente presenta bajas capacidades por su alta relación de vacíos) y suelos no resistentes que no sean útiles a la estructura.

Dentro de esta etapa se considera el estudio ambiental de la zona, que brinde la información necesaria para conocer los vientos predominantes y el asoleamiento al cual estará sometida la estructura, que servirá para darle una mejor orientación a la estructura. Tal estudio ambiental será planteado únicamente de forma esquemática en la figura 3.5.



CURVAS DE NIVEL



ANALISIS DE SITIO

Fig. 3.5. En la figura se presenta la topografía y el análisis de sitio.

3.4.2. DISEÑO PRELIMINAR

Conociendo que el estrato resistente del suelo se encuentra ubicado a una cota de cimentación no muy profunda, permite concluir que la estructura podrá tener una distribución uniforme de los elementos verticales sismorresistentes, para así, resistir más efectivamente las acciones de los sismos.

Se establecen las siguientes actividades:

i. Ubicación del edificio en planta en el terreno.

Para llevar a cabo la ubicación del edificio de acuerdo a la topografía del terreno y su ubicación en el mismo, será necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos:

Según el estudio de suelos, se obtuvo una estratigrafía uniforme en toda la superficie del terreno, encontrando el estrato resistente superficialmente por lo que el edificio se ubicará al centro del terreno, para tener una mejor disposición de las áreas relacionadas a la construcción de la estructura, maximizando así la distribución de las instalaciones extras que son necesarias para la operatividad de ésta, tales como áreas de parqueo, áreas de recreo, áreas verdes, etc.

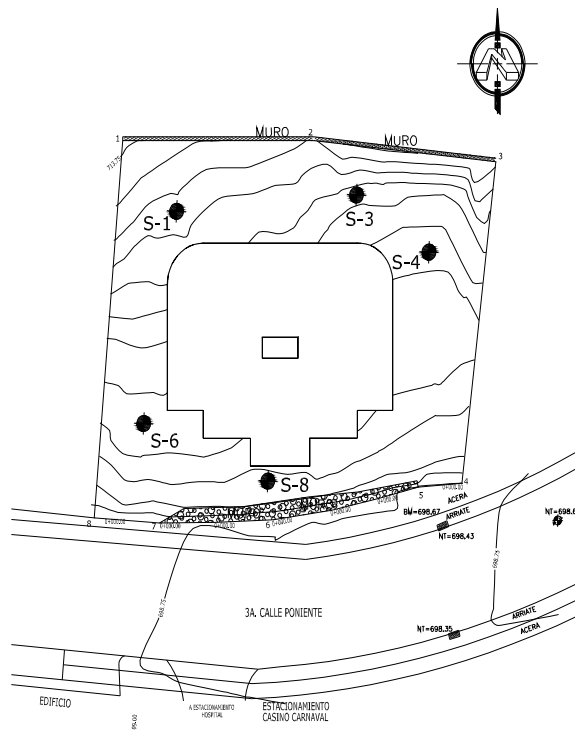


Fig. 3.6. Ubicación en planta del terreno. Se ha ubicado la estructura en el centro del terreno para poder maximizar las áreas a utilizar para el buen funcionamiento del edificio (parqueos, zonas verdes, etc.).

Otro aspecto significativo a valorar (basado en las recomendaciones que presenta el estudio geotécnico) es la mejora de la capacidad de carga del suelo, debido a que el estrato de apoyo de la misma podrá tener una mejor cimentación, evitando así mayores gastos durante el proceso constructivo (ya que al aumentar la capacidad de carga del suelo donde se apoya la cimentación, se disminuirá el área transversal de apoyo de la misma) , también permitiendo una mejor distribución de los elementos resistentes a la acción de las fuerzas gravitacionales y sísmicas.

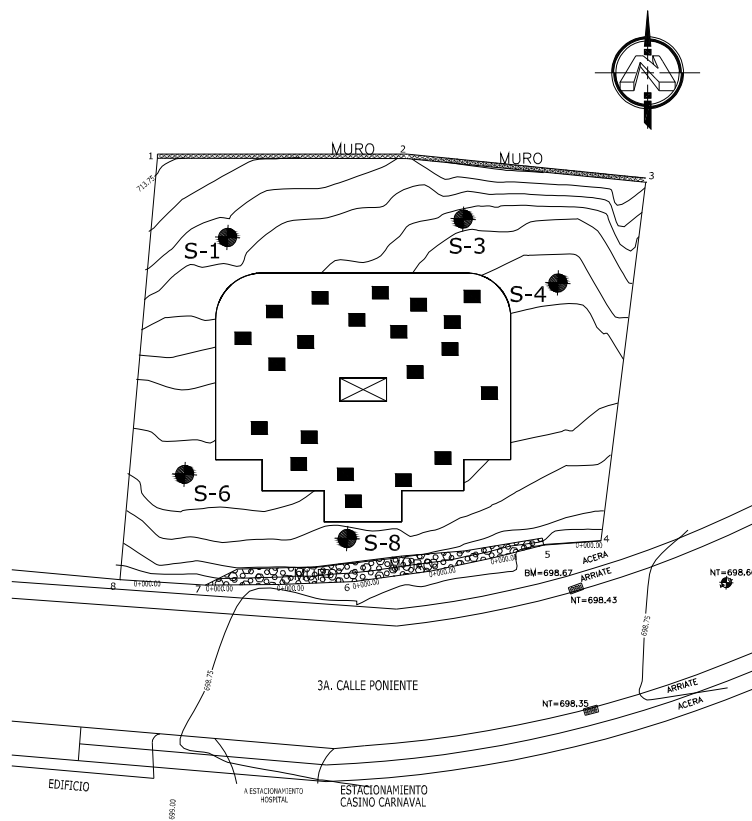


Fig. 3.7. Distribución de elementos sismorresistentes.

ii. Viabilidad del proyecto.

De acuerdo a las condiciones mencionadas anteriormente, (Numeral 3.2.2) es factible realizar la construcción de la estructura en estudio, por los siguientes factores.

a. Debido a que el estrato de suelo resistente se encuentra “superficial”(a un nivel de desplante en el cual las zapatas no requieren utilizar cimentaciones profundas), no se tiene necesidad de incluir en costos extras ocasionados por la incursión de pilas o pilotes en la cimentación.

b. La topografía del lugar es plana, por lo tanto no se llevaran a cabo grandes movimientos de masas de tierra, solo los necesarios para llevar a cabo el descapote del mismo y para la excavación de las fundaciones de la estructura.

c. El edificio no posee muros de retención de ninguna clase, ya que su arquitectura no contempla sótanos, y como se menciona en el presente estudio, la topografía del lugar es plana.

3.4.3. DISEÑO FINAL ARQUITECTONICO, NO ESTRUCTURAL

En esta etapa se da un diseño preliminar con respecto a la estructuración de manera conceptual, la cual está basada en estudios que presentan los aspectos necesarios para poder desarrollar de una manera óptima la estructura, tales como:

- a. Estudios geológicos (proporcionan la capacidad de carga admisible del subsuelo).
- b. Estudios de impacto ambiental (muestra el daño que provocara la construcción de la estructura al ambiente, así como el uso que se le dará al suelo), etc.

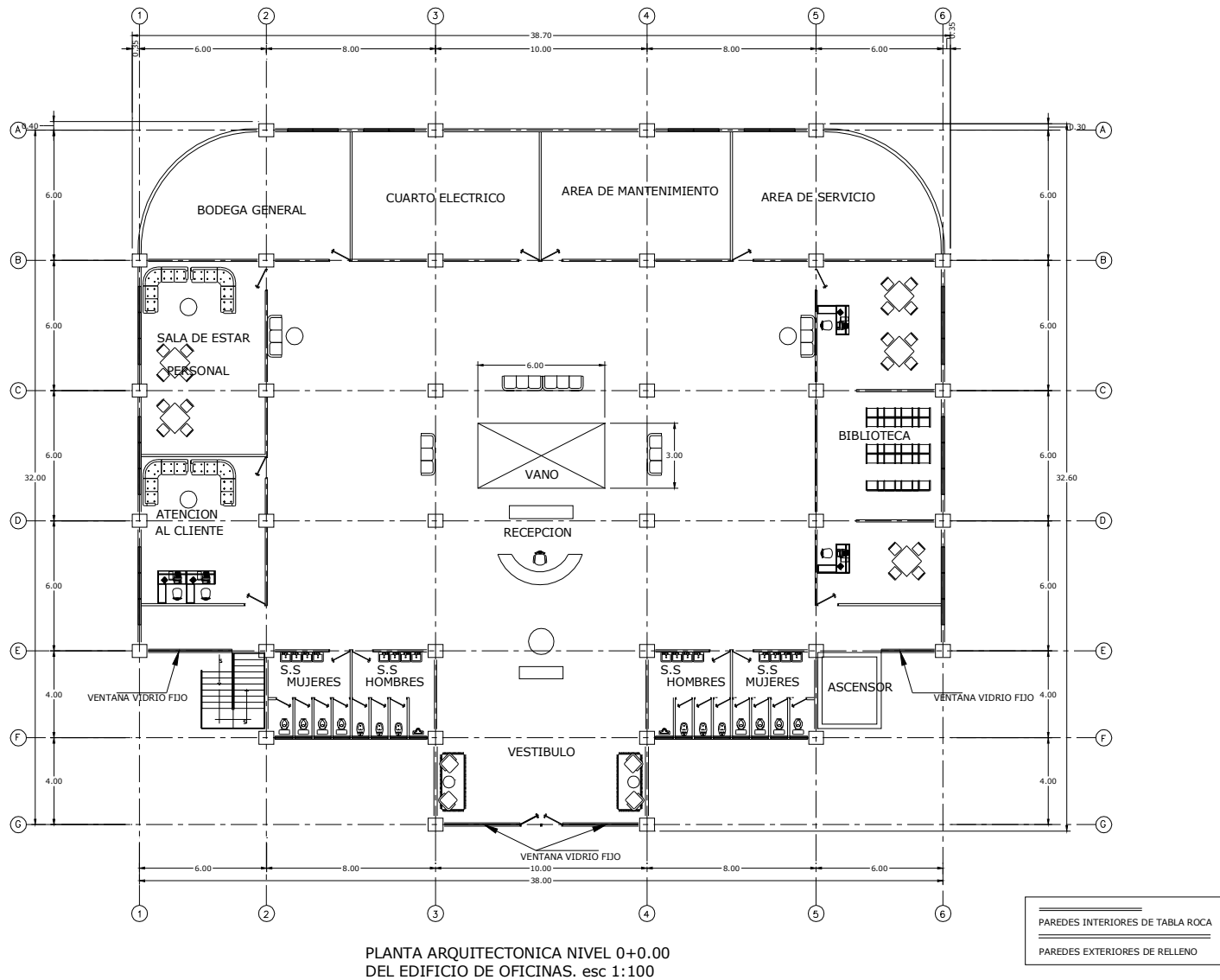
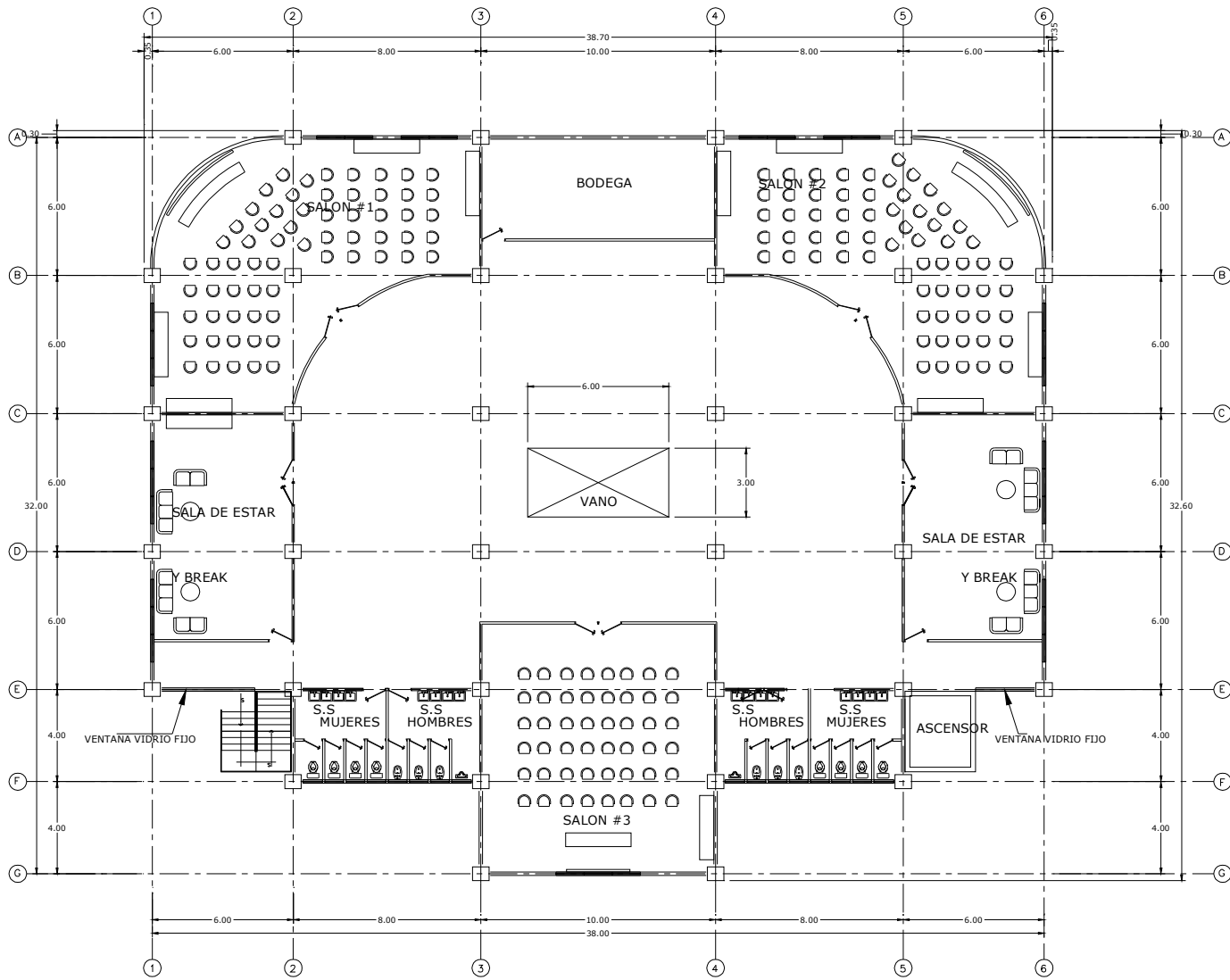
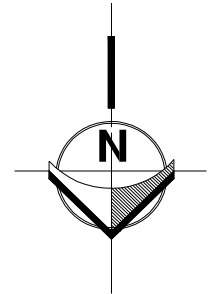
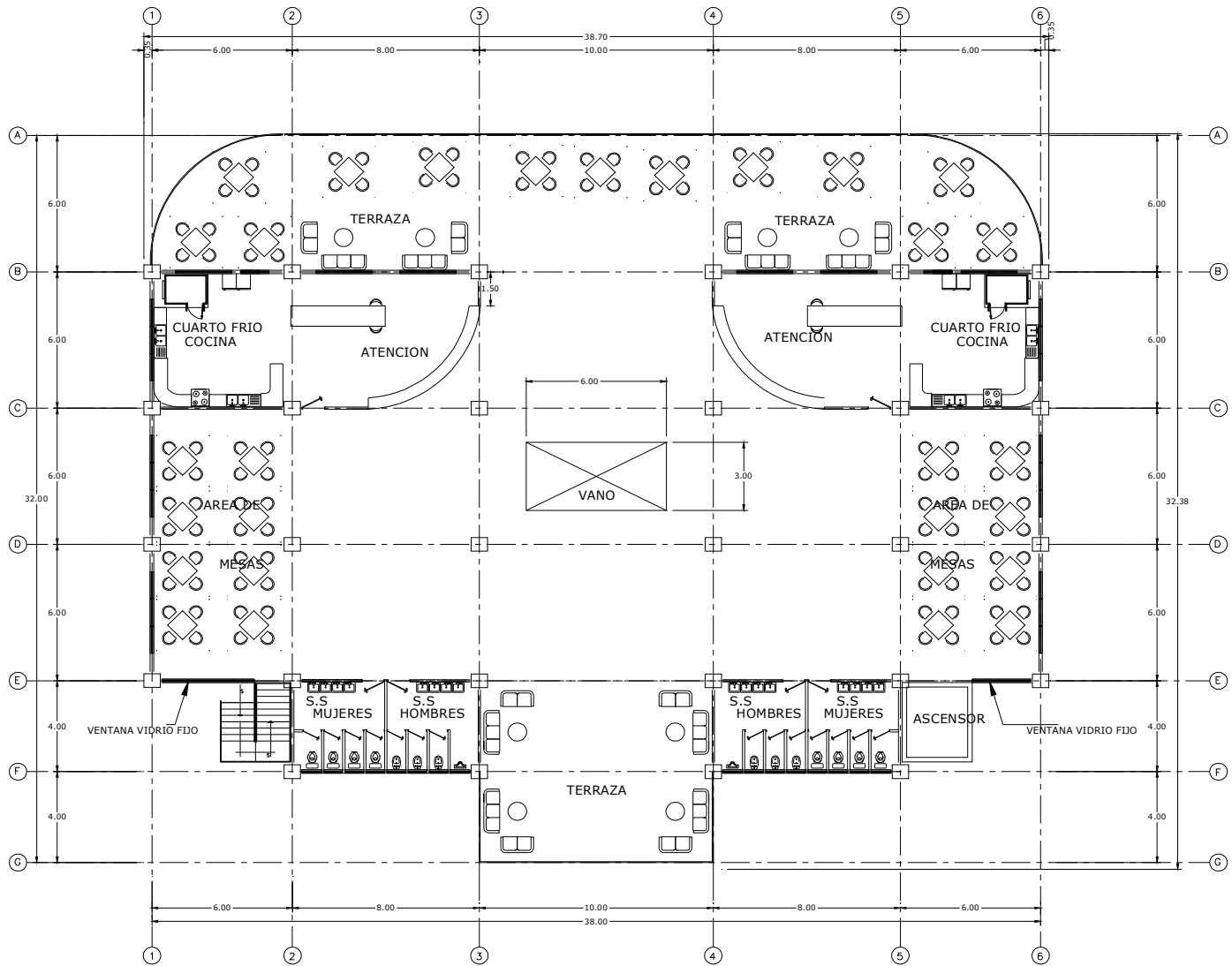


Fig. 3.8. Planta arquitectónica nivel 0+0.00



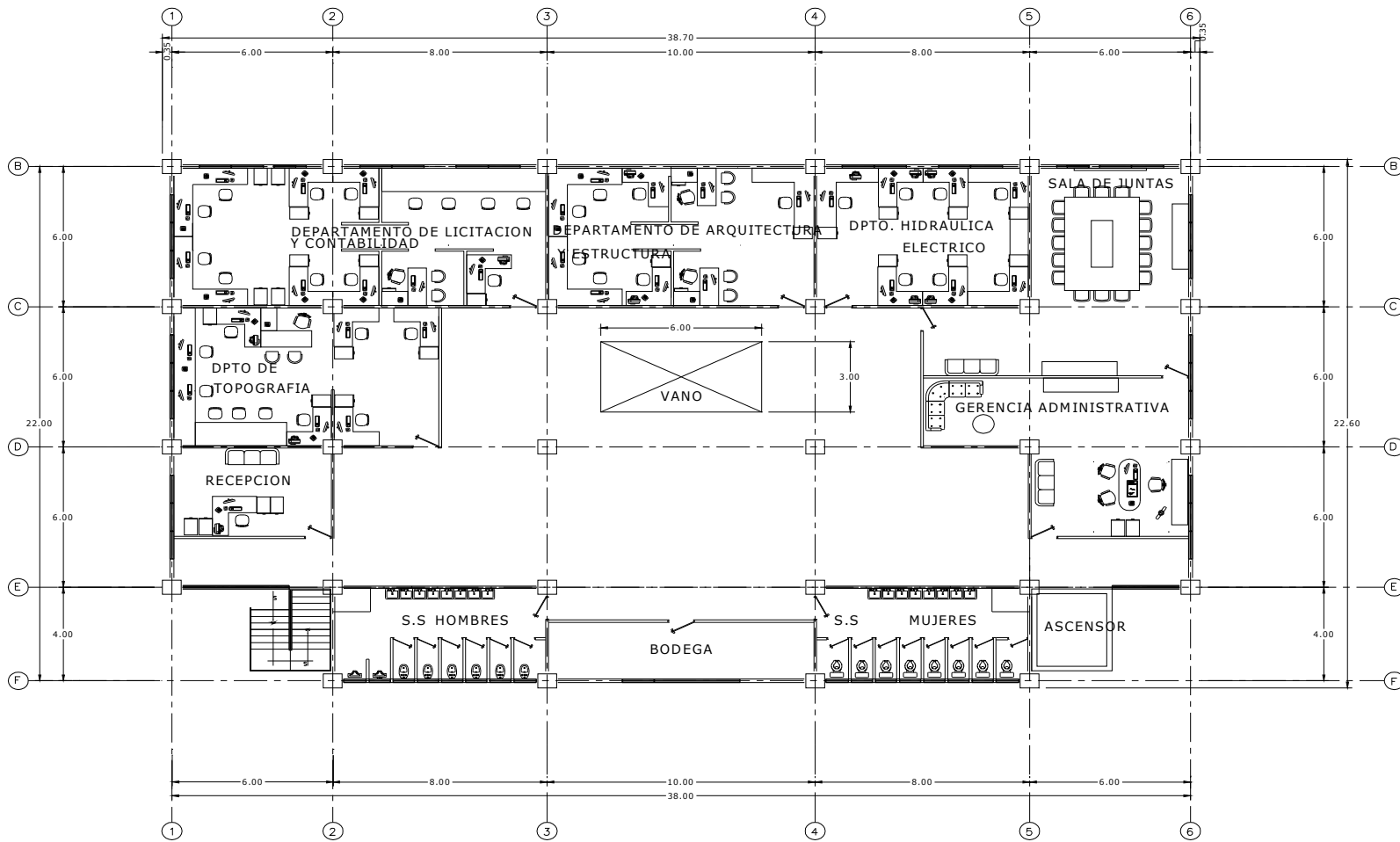
PLANTA ARQUITECTONICA DEL NIVEL 0+3.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.9. Planta arquitectónica nivel 0+3.80



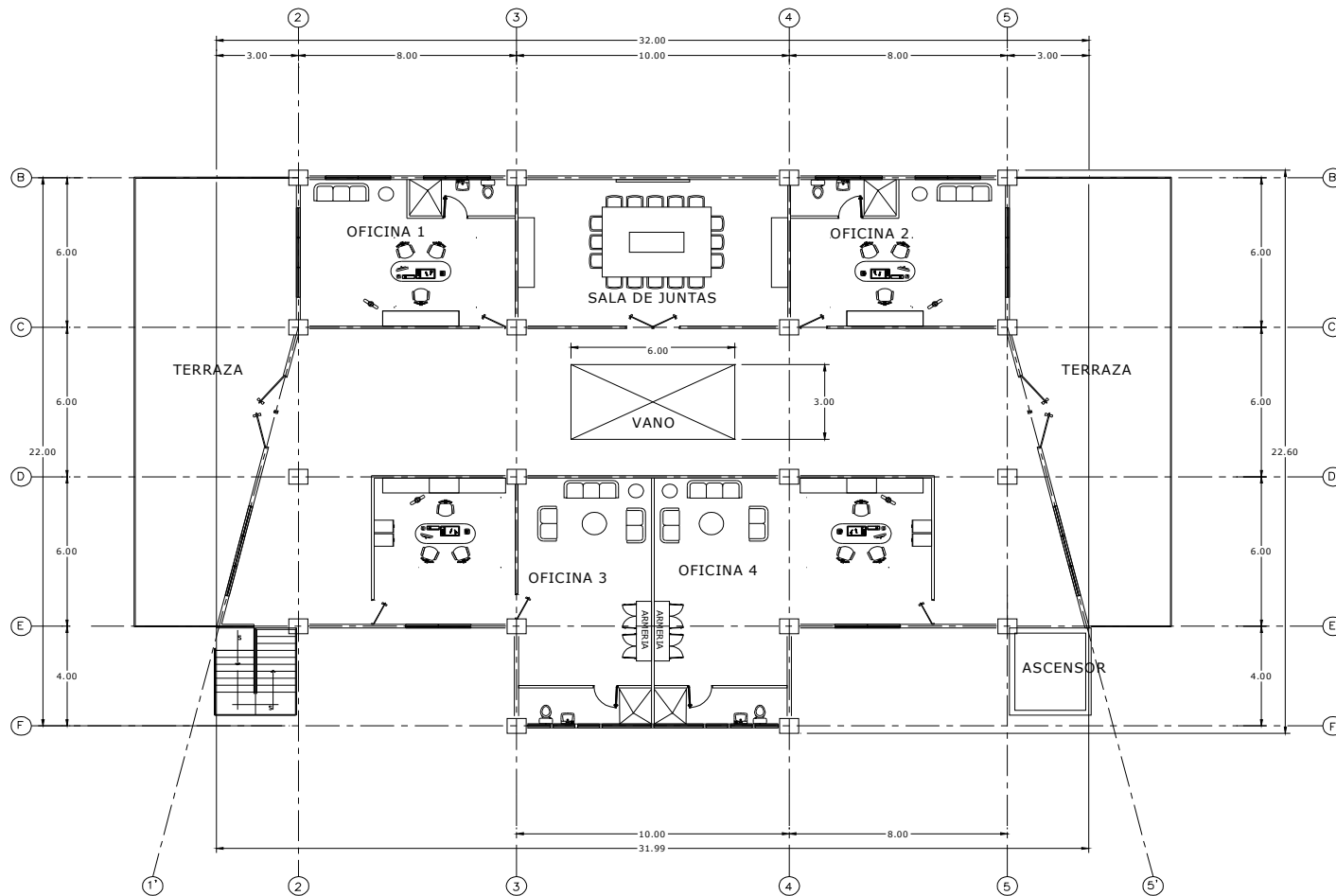
PLANTA ARQUITECTONICA DEL NIVEL 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.10. Planta arquitectónica nivel 0+7.60



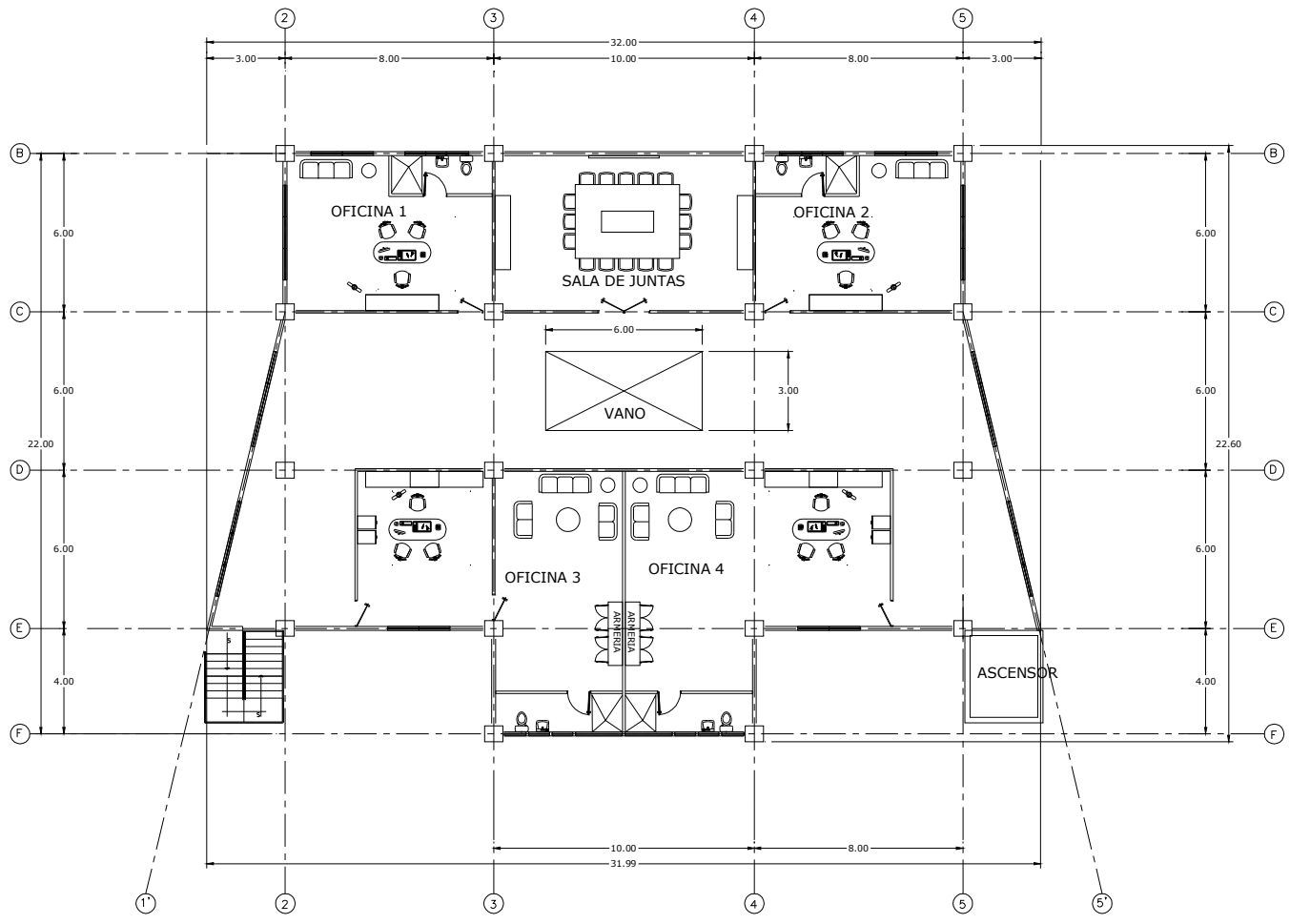
PLANTA ARQUITECTONICA DEL NIVEL 0+11.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.11. Planta arquitectónica nivel 0+11.40



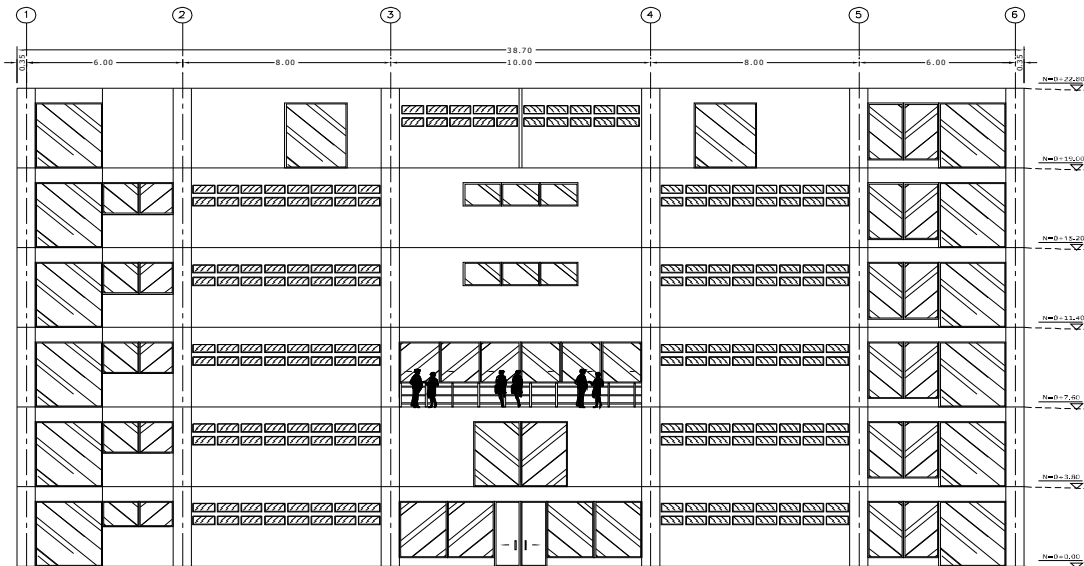
PLANTA ARQUITECTONICA DEL NIVEL 0+15.20
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.12. Planta arquitectónica nivel 0+15.20

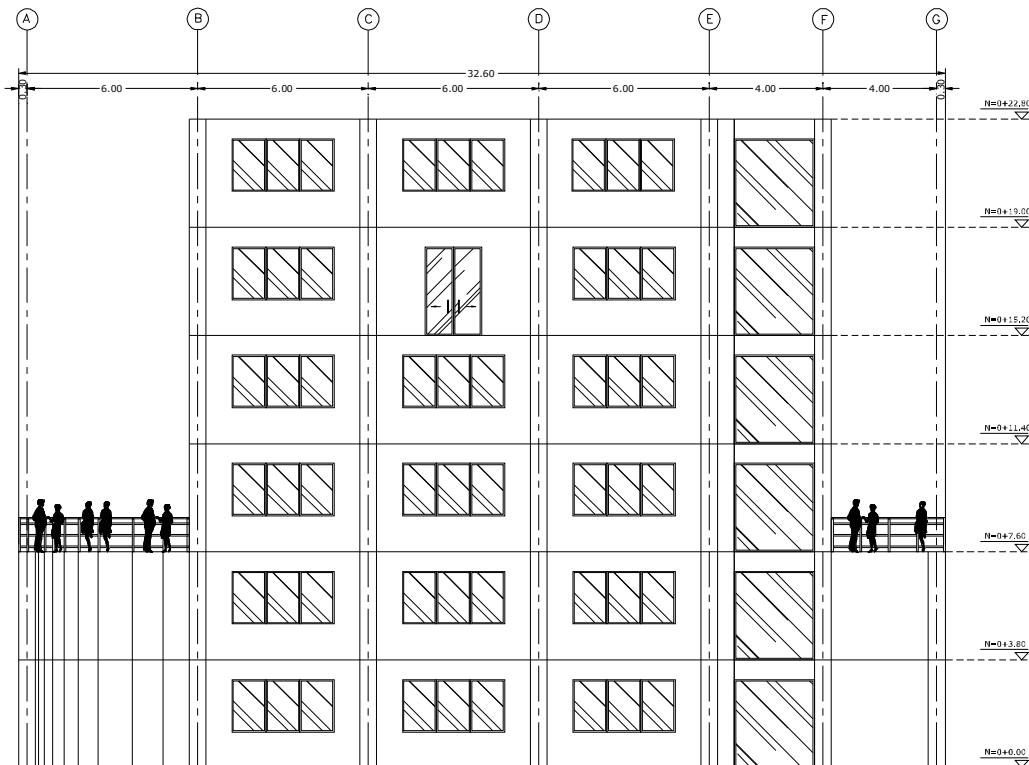


PLANTA ARQUITECTONICA DEL NIVEL 0+19.00
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.13. Planta arquitectónica nivel 0+19.00

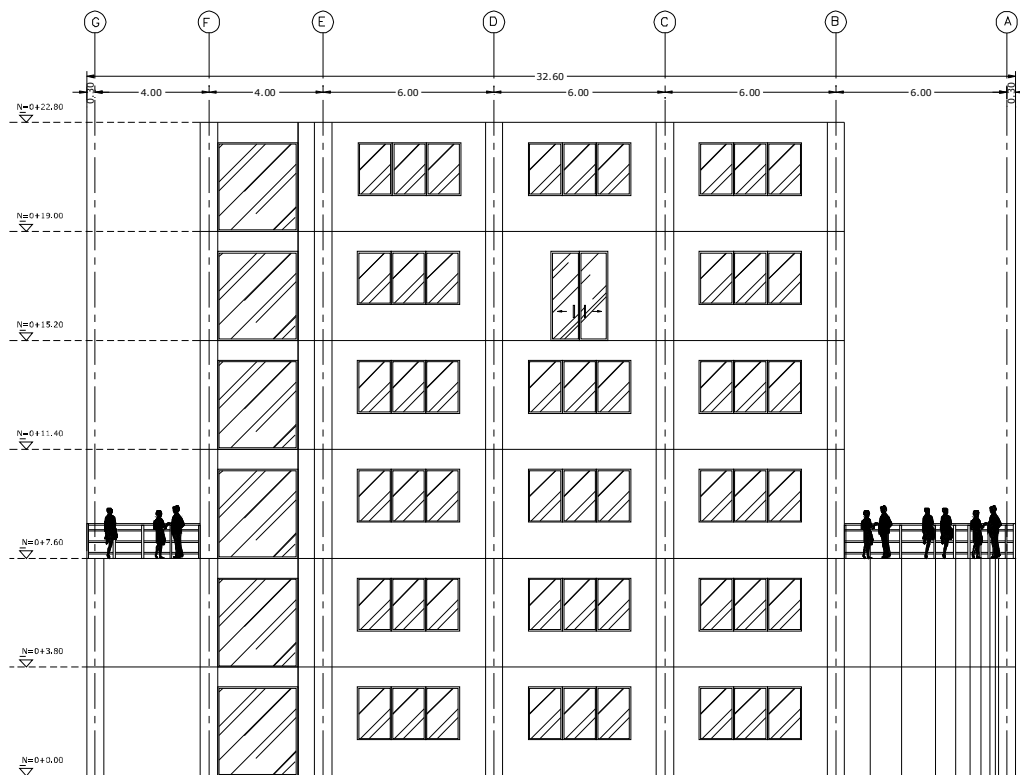


FACHADA FRONTAL esc 1:100

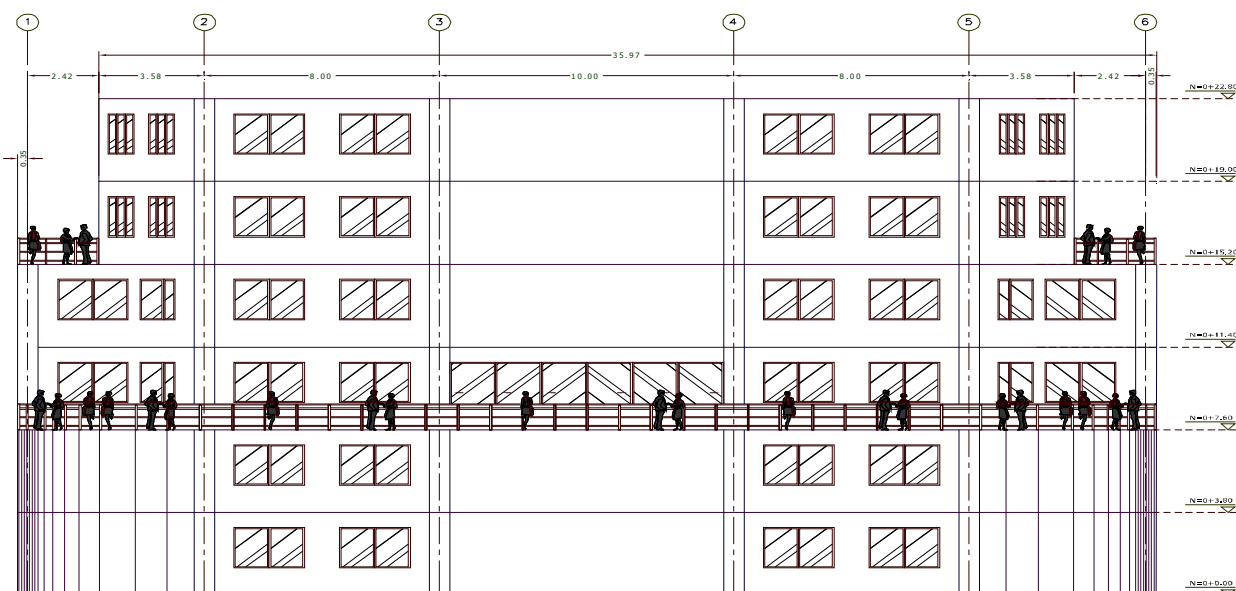


FACHADA LATERAL IZQUIERDA esc 1:100

Fig. 3.14. Fachadas frontal y lateral.



FACHADA LATERAL DERECHA esc 1:100



FACHADA TRASERA esc 1:100

Fig. 3.15. Fachadas lateral derecha y trasera.

3.4.3.1. ESTRUCTURACIÓN

Teniendo la configuración geométrica del edificio, la distribución estructural que se recomienda es la siguiente:

Estructuración de edificio a base de marcos de concreto reforzado:

I. Ubicación de elementos sismorresistentes en los puntos de mayores concentraciones de esfuerzos en la estructura:

Se empezará por configurar columnas en las esquinas entrantes de la planta del edificio, partiendo estas desde la fundación, dándoles continuidad en la altura del edificio, hasta donde sea necesario prolongarlas, debido al cambio de las plantas del edificio de nivel a otro.

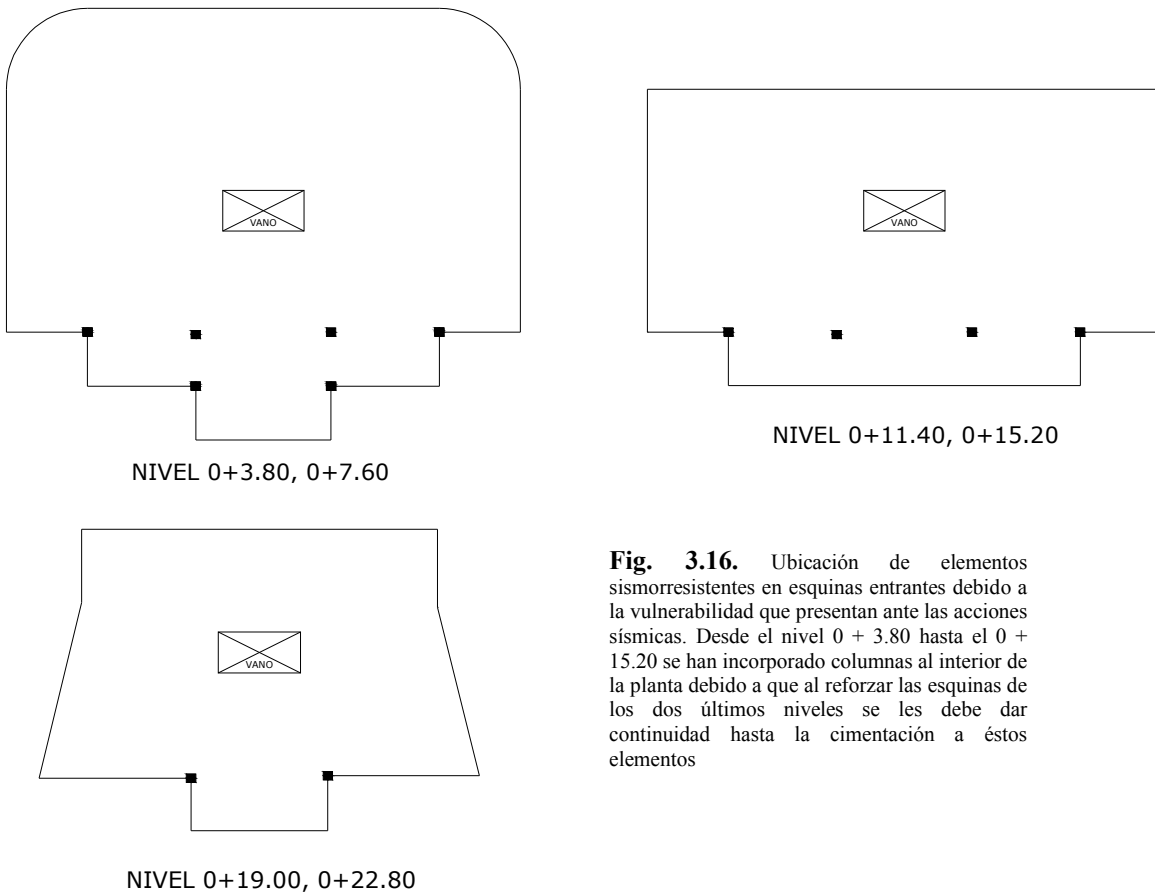


Fig. 3.16. Ubicación de elementos sismorresistentes en esquinas entrantes debido a la vulnerabilidad que presentan ante las acciones sísmicas. Desde el nivel 0 + 3.80 hasta el 0 + 15.20 se han incorporado columnas al interior de la planta debido a que al reforzar las esquinas de los dos últimos niveles se les debe dar continuidad hasta la cimentación a éstos elementos

II. Colocación de elementos sismorresistentes en todos los vértices de la planta:

En el paso anterior únicamente se configuraron columnas en las esquinas entrantes, ahora se complementará la configuración de columnas en todos los vértices de la planta, incorporando tales elementos sismorresistentes en las esquinas salientes y los vértices restantes, manteniendo siempre la continuidad de las columnas. Se recomienda no reforzar el vano con elementos verticales sismo resistente ya que en la estructuración que se propone posteriormente, que éste estará ubicado cerca de ejes principales y por lo tanto puede ser soportado por vigas secundarias

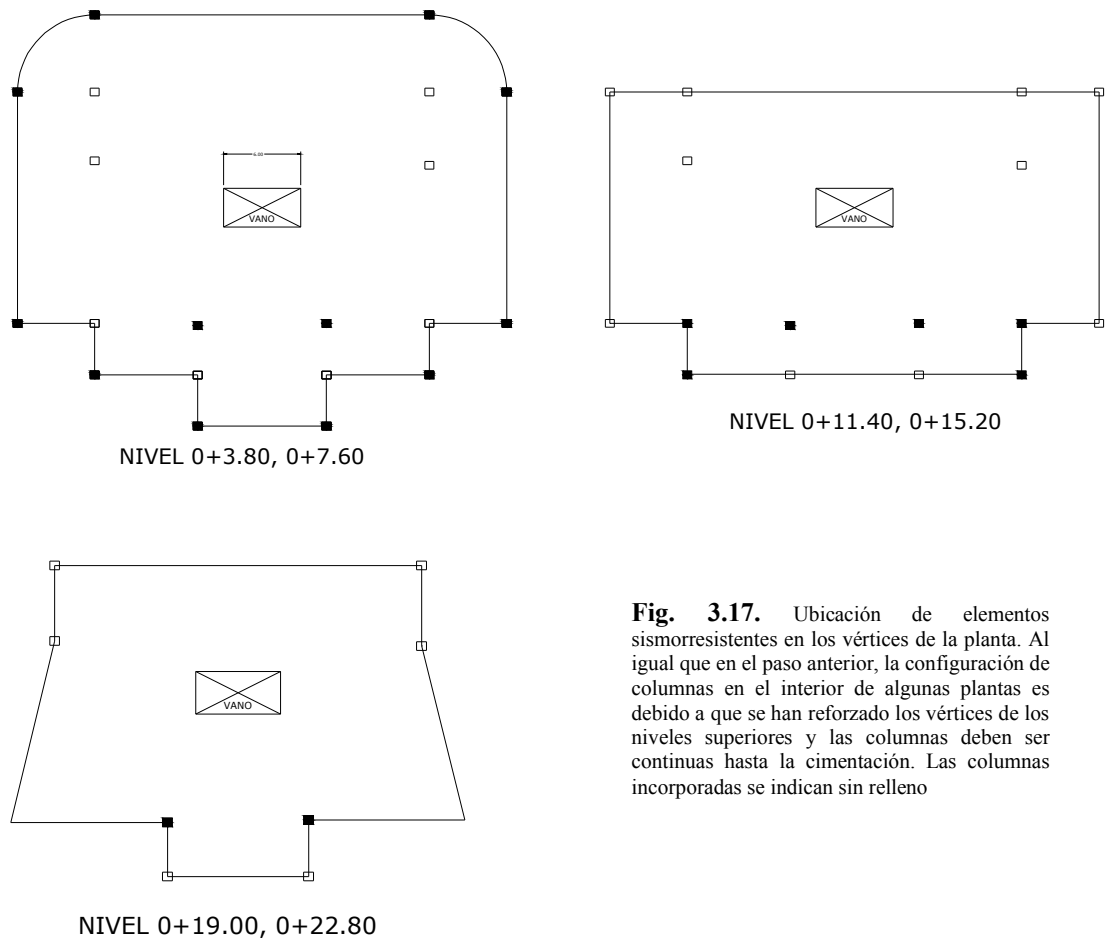


Fig. 3.17. Ubicación de elementos sismorresistentes en los vértices de la planta. Al igual que en el paso anterior, la configuración de columnas en el interior de algunas plantas es debido a que se han reforzado los vértices de los niveles superiores y las columnas deben ser continuas hasta la cimentación. Las columnas incorporadas se indican sin relleno

III. Establecimiento de colinealidad de elementos sismorresistentes en toda la planta.

La colinealidad entre columnas se hará a través de los ejes ortogonales “x” y “y”, trazando para ello ejes geométricos en dichas direcciones, incorporando columnas en la intersección de estos ejes. Es importante que las columnas incorporadas tengan continuidad en la estructura.

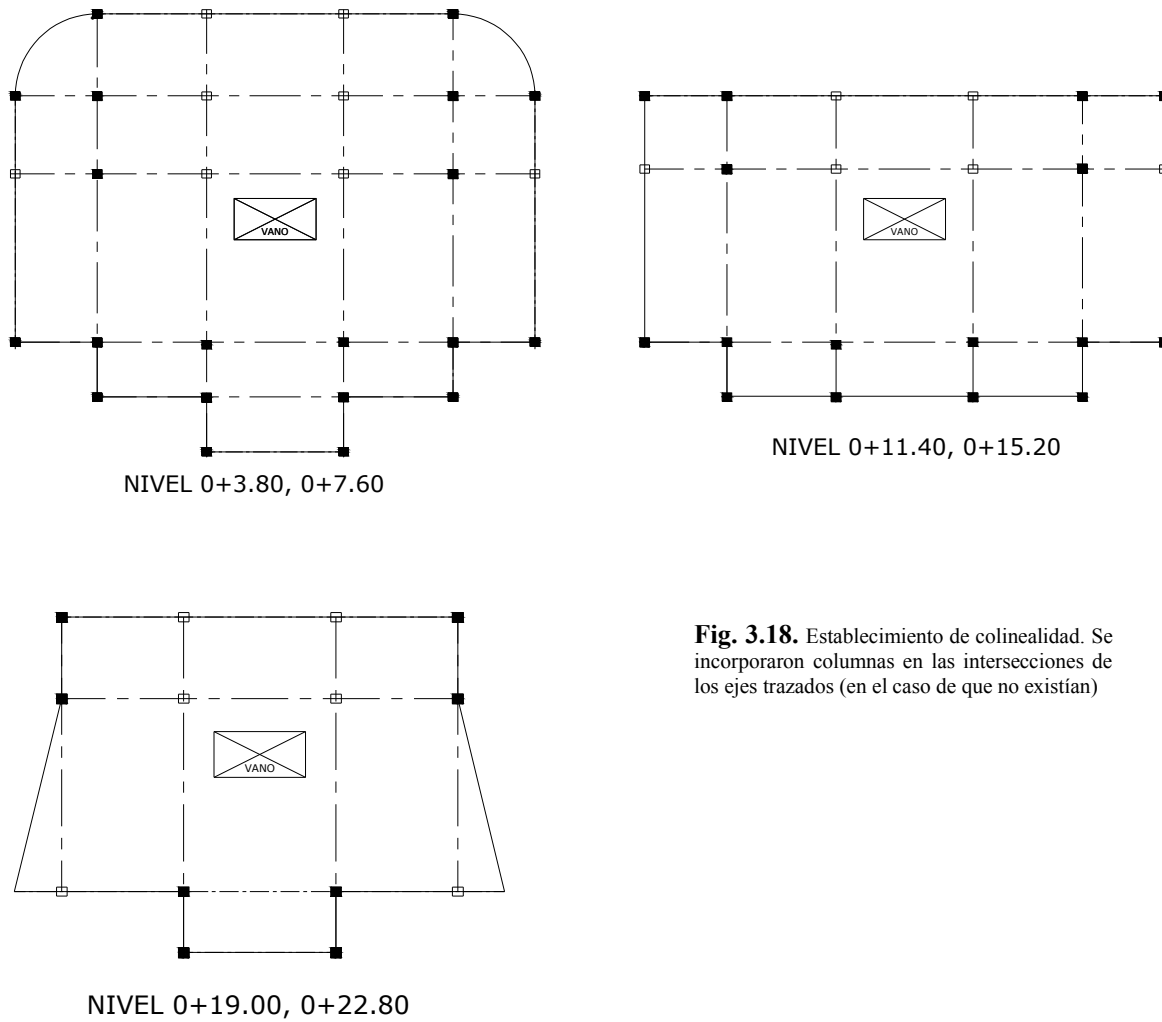


Fig. 3.18. Establecimiento de colinealidad. Se incorporaron columnas en las intersecciones de los ejes trazados (en el caso de que no existían)

IV. Incorporación un número adecuado de columnas.

Se complementará la configuración de columnas en la planta del edificio incorporando un nuevo eje estructural en la dirección “X”, ya que se tenía una separación, entre columnas, mayor a 10 m.

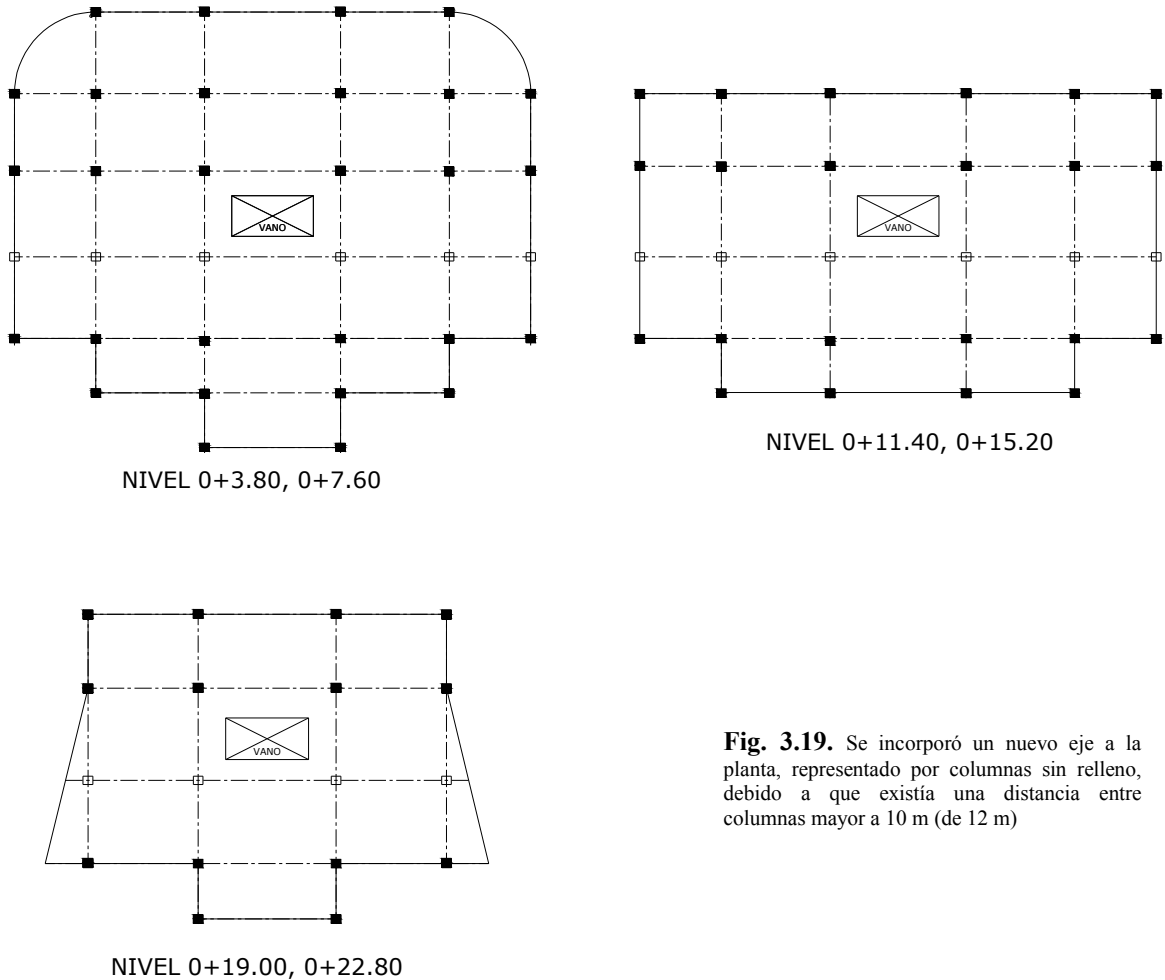
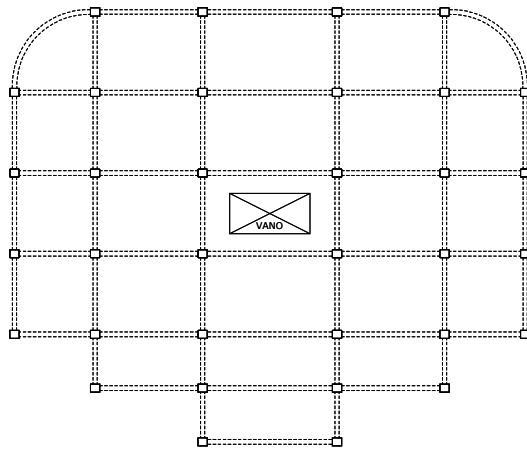
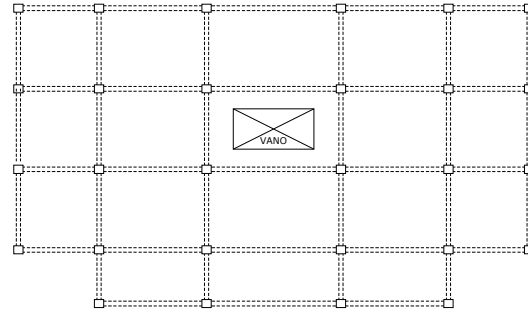


Fig. 3.19. Se incorporó un nuevo eje a la planta, representado por columnas sin relleno, debido a que existía una distancia entre columnas mayor a 10 m (de 12 m)

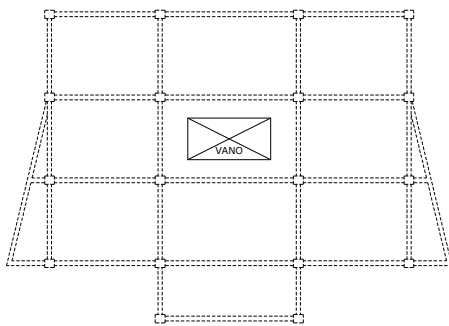
Con la incorporación de todas las columnas del edificio, se configuran las vigas primarias para darle paso a la conformación del sistema de marcos que resistirá las cargas a las cuales será sometida la estructura.



NIVEL 0+3.80, 0+7.60



NIVEL 0+11.40, 0+15.20

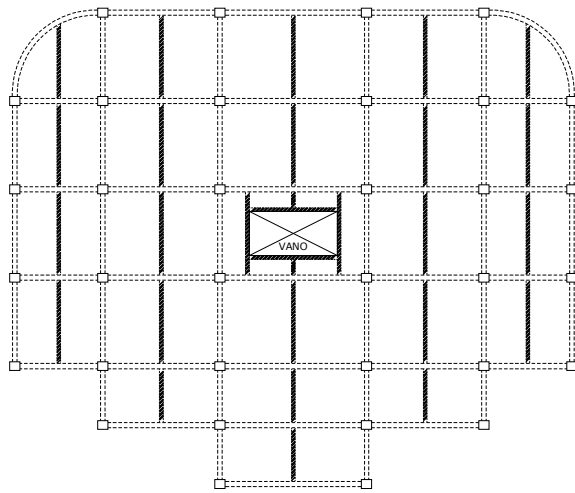


NIVEL 0+19.00, 0+22.80

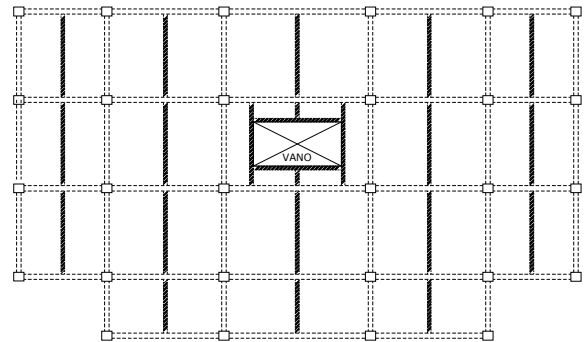
Fig. 3.20. Estructuración de vigas primarias para conformar el sistema de marcos.

V. Ubicación de elementos secundarios.

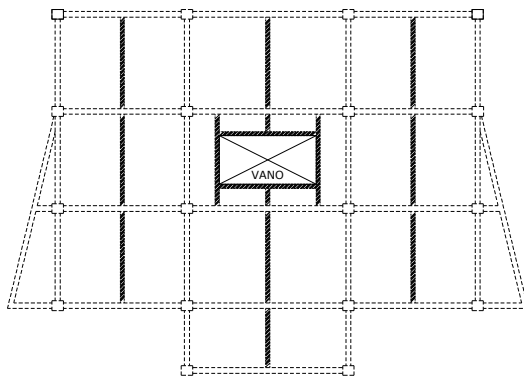
Todos los elementos verticales (columnas) como se ha establecido anteriormente deberán de tener perfecta colinealidad, con el fin de que dichos elementos puedan ser conectados por vigas longitudinales y transversales que serán las encargadas de transmitir las cargas de los diafragmas rígidos a la estructura principal que se encargara de transmitirlos al suelo. Sobre las vigas principales se han configurado vigas secundarias que atravesarán a la estructura en el sentido transversal, con el propósito de disminuir el claro que tendrán los tableros de losa. También es necesario configurar vigas secundarias alrededor del vano, tal como se muestra en la figura 3.33.



NIVEL 0+3.80, 0+7.60



NIVEL 0+11.40, 0+15.20



NIVEL 0+19.00, 0+22.80

Fig. 3.21. Estructuración de vigas secundarias.

VI. Estructuración de losa.

Teniendo ya los espacios para ubicar los tableros de losa, delimitados por vigas primarias y vigas secundarias, se estructuró en los tableros regulares con losa COPRESA VT1-20 y en los tableros irregulares se utilizará losa densa bidireccional de 12 cm de espesor. Es importante que al seleccionar el tipo de losa a utilizar se tomen en cuenta ciertos criterios de diseño, de losas, para evitar cambios en su configuración al realizar el diseño estructural.

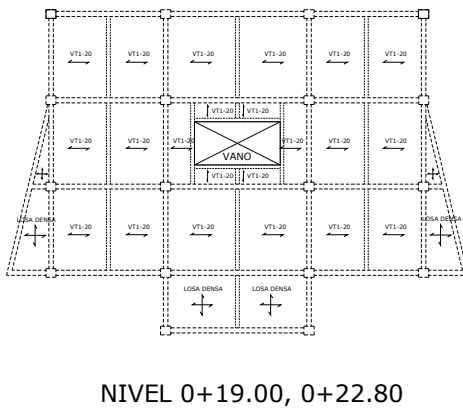
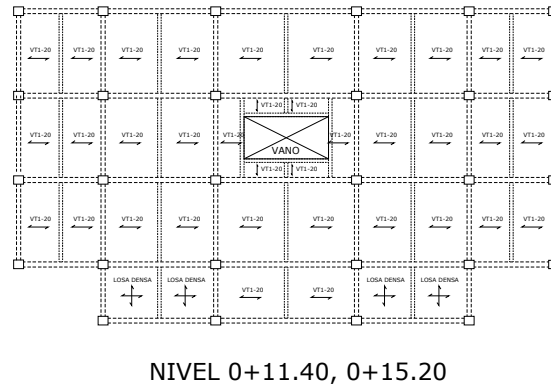
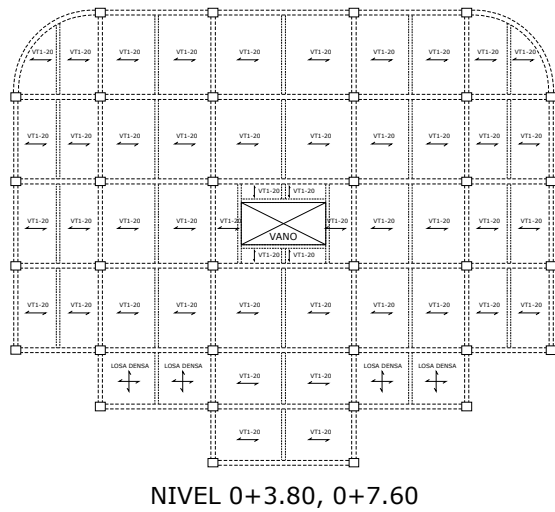
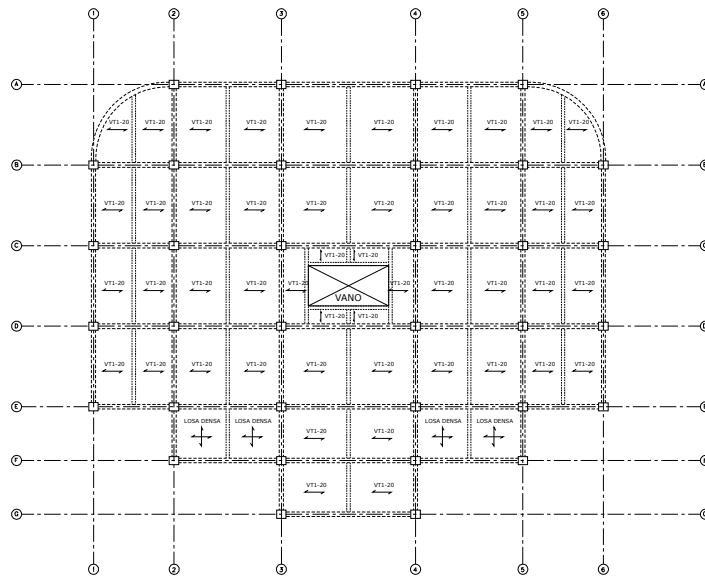


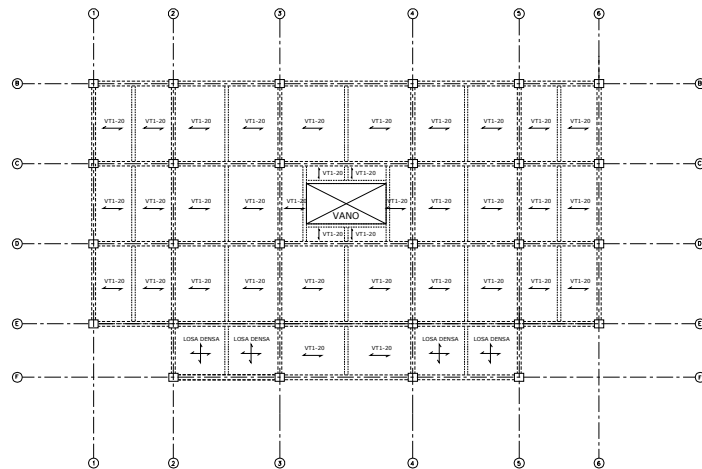
Fig. 3.22. Estructuración del sistema de piso.

VII. Incorporación de los ejes estructurales en ambas direcciones ortogonales de la planta.

La estructuración culmina con el nombramiento de los ejes estructurales del edificio en las direcciones ortogonales “X” y “Y”. En los niveles uno y dos del edificio se han establecido dos ejes curvicos, según la forma geométrica y estructural del edificio. En los niveles cinco y seis se han incorporado dos ejes oblicuos, que delimitan los voladizos configurados a la estructura.

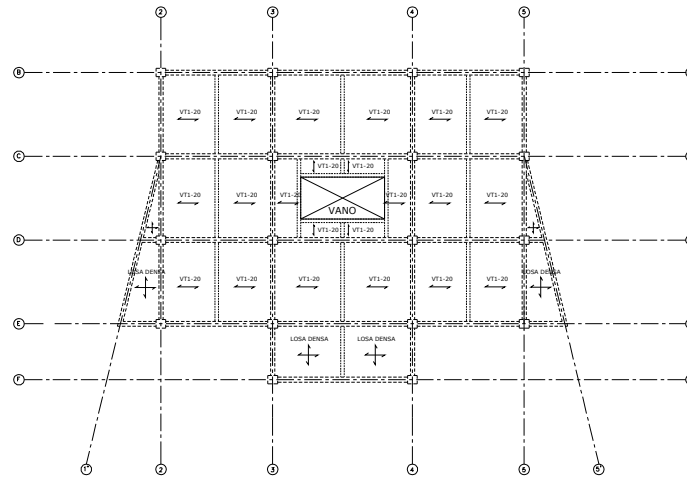


NIVEL 0+3.80, 0+7.60



NIVEL 0+11.40, 0+15.20

Fig. 3.23a. Nombramiento de ejes estructurales



NIVEL 0+19.00, 0+22.80

Fig. 3.23b. Nombramiento de ejes estructurales

Estructuración de edificio a base de marcos y paredes de concreto reforzado.

Ya que el sistema dual es una combinación de un sistema de marcos mas un sistema de paredes de cortante, el procedimiento a utilizar para llevar a cabo el diseño estructural de un edificio utilizando el sistema dual será similar al de un edificio a base de marcos. El sistema dual se utiliza cuando los desplazamientos de la estructura no son aceptables, o son mayores de lo permisible, por lo cual es necesario darle mayor rigidez a la misma. Al chequear las derivas de entrepiso del edificio estructurado nos daremos cuenta que las derivas calculadas (tabla 3.18) sobrepasan los valores limites, por lo que se necesita reforzar el edificio con paletas, para darle mayor rigidez, para ello se toma en cuenta que la dirección “Y” es la dirección mas débil, para éste caso particular, debido a que es donde se dan los mayores desplazamientos, es decir, la dirección con menos rigidez, entonces, es ésta dirección la que mayormente se debe de reforzar. A continuación se describen los pasos a seguir para reforzar el edificio a base de marcos de concreto reforzado con paletas.

I. Rigidez perimetral en dos direcciones ortogonales.

Se empezará por rigidizar el edificio en su perímetro, principalmente aquellas zonas que forman parte de esquinas entrantes o salientes, dándole continuidad a las paletas desde la fundación hasta el nivel más alto del edificio.

II. Incorporar rigidez al interior del edificio.

Se verifica si es necesario incorporar rigidez al interior del edificio, esto dependerá del tamaño del edificio, ya que si éste es muy grande será necesario rigidizarlo, tomando en cuenta que debe existir continuidad en las paletas y muros de cortante, y que la dirección que necesita más refuerzo es la dirección “Y”, ya que es la dirección débil.

La estructura será reforzada con paletas, en su mayoría, y no con paredes, ya que también se busca tener el menor peso sísmico. Al reforzar las esquinas de los niveles superiores también se reforzó el interior de las plantas más bajas, ya que al darle continuidad, a las paletas, hasta la cimentación, se reforzó el interior de los niveles más bajos (ver figura 3.31 a la 3.36).

3.4.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DEL EDIFICIO A BASE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO.

Para el predimensionamiento de vigas, usualmente se trabaja con formulas empíricas, donde el peralte de la viga se toma entre 1/12 y 1/14 del claro de la viga, y el ancho de ésta tomando la relación h/b entre 1.8 y 2.5, además, las dimensiones de las vigas pueden variar en cada dirección debido al grado de rigidez en cada dirección ortogonal.

▪ Vigas.

Longitud mayor en dirección “x” es de 10 m.

$$h = \frac{L}{12} = \frac{10}{12} = 0.83 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h = \frac{L}{14} = \frac{10}{14} = 0.71 \text{ m}$$

La sección de vigas en dirección “x” a utilizar será la siguiente:

$$hx = 0.75 \text{ m}$$

$$bx = 0.35 \text{ m}$$

Longitud mayor en dirección “y” es de 6 m.

$$h = \frac{L}{12} = \frac{6}{12} = 0.50 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h = \frac{L}{14} = \frac{6}{14} = 0.43 \text{ m}$$

$$hx = 0.60 \text{ m}$$

$$bx = 0.30 \text{ m}$$

El valor tomado para “hx” está fuera del rango obtenido según las formulas empíricas, pero esto se hace para evitar grandes diferencias en las secciones de vigas en una dirección y otra.

Luego, el predimensionamiento de columnas se hace a partir de que la inercia de la columna, que debe de estar entre 1.3 y 1.5 la inercia de la viga, donde estas condiciones son establecidas según fórmulas empíricas.

▪ **Columnas.**

$$I_{viga_x} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}x0.35x0.75^3 = 0.012304 \text{ m}^4$$

$$I_{columna} = 1.5 I_{viga} = 1.5x0.012304 = 0.018457 \text{ m}^4$$

$$I_{columna} = \frac{1}{12}c^4$$

$$\frac{1}{12}c^4 = 0.018457 \Rightarrow c = 0.69 \text{ m}$$

$$C_x = 0.70 \text{ m} \text{ y } C_y = 0.60 \text{ m}$$

En el predimensionamiento de losas se ha tomado en cuenta el criterio del diseñador, tales como el poco peso que la estructura debe tener, el uso de la edificación, los claros de las vigas; tomando en cuenta estos aspectos y según el manual de COPRESA se utilizará losa unidireccional VT1-20, además, en los baños y tableros irregulares se utilizará losa densa en donde el espesor de esta se ha adecuado para que ésta posea un peso equivalente con respecto al otro tipo de losa utilizada. El espesor de la losa densa será de 12 cm.

Al incorporar los muros y paletas se consideraron las menores dimensiones, para no incrementar demasiado el peso del edificio.

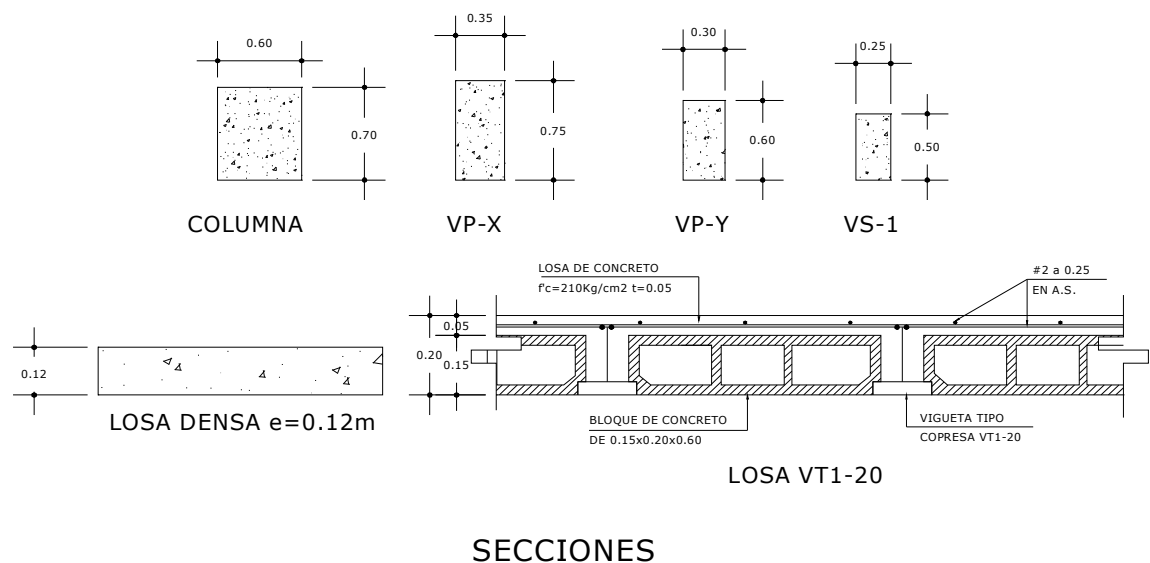
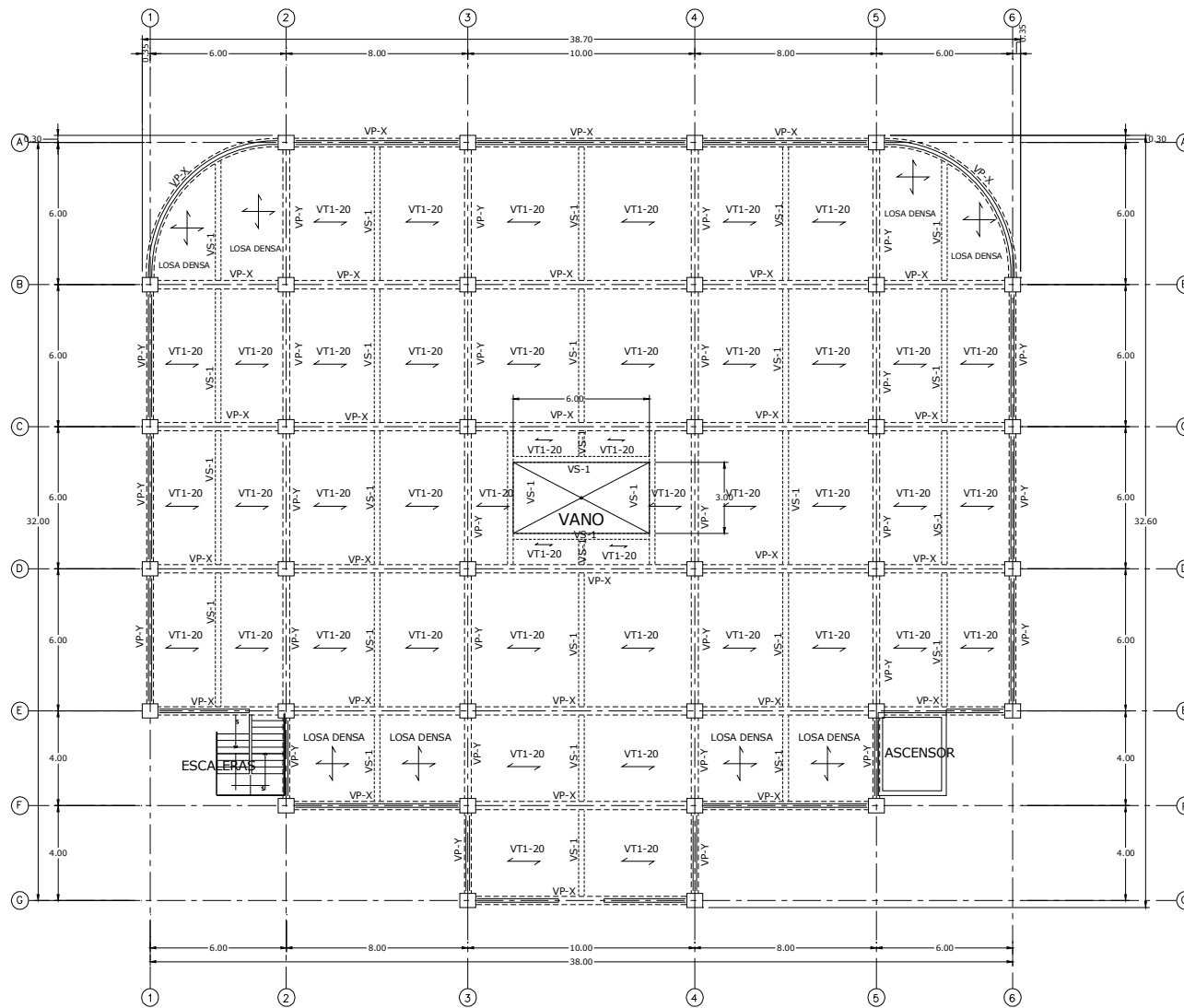


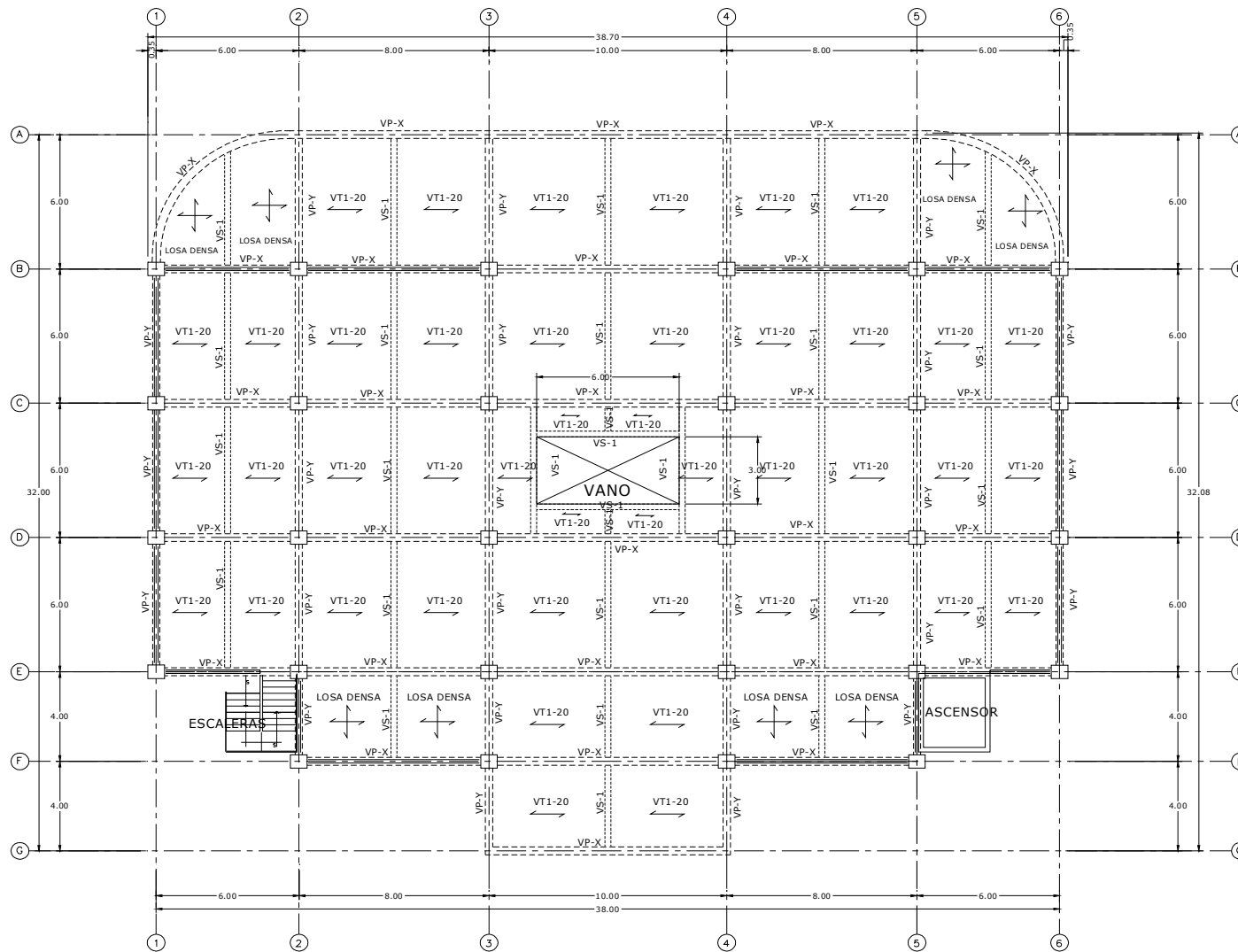
Fig. 3.24. Secciones de los elementos estructurales.

La fase conceptual culmina con la elaboración de los planos arquitectónicos y con su respectiva documentación, por lo tanto, ya terminada la estructuración del edificio, éste se debe de diseñar arquitectónicamente.



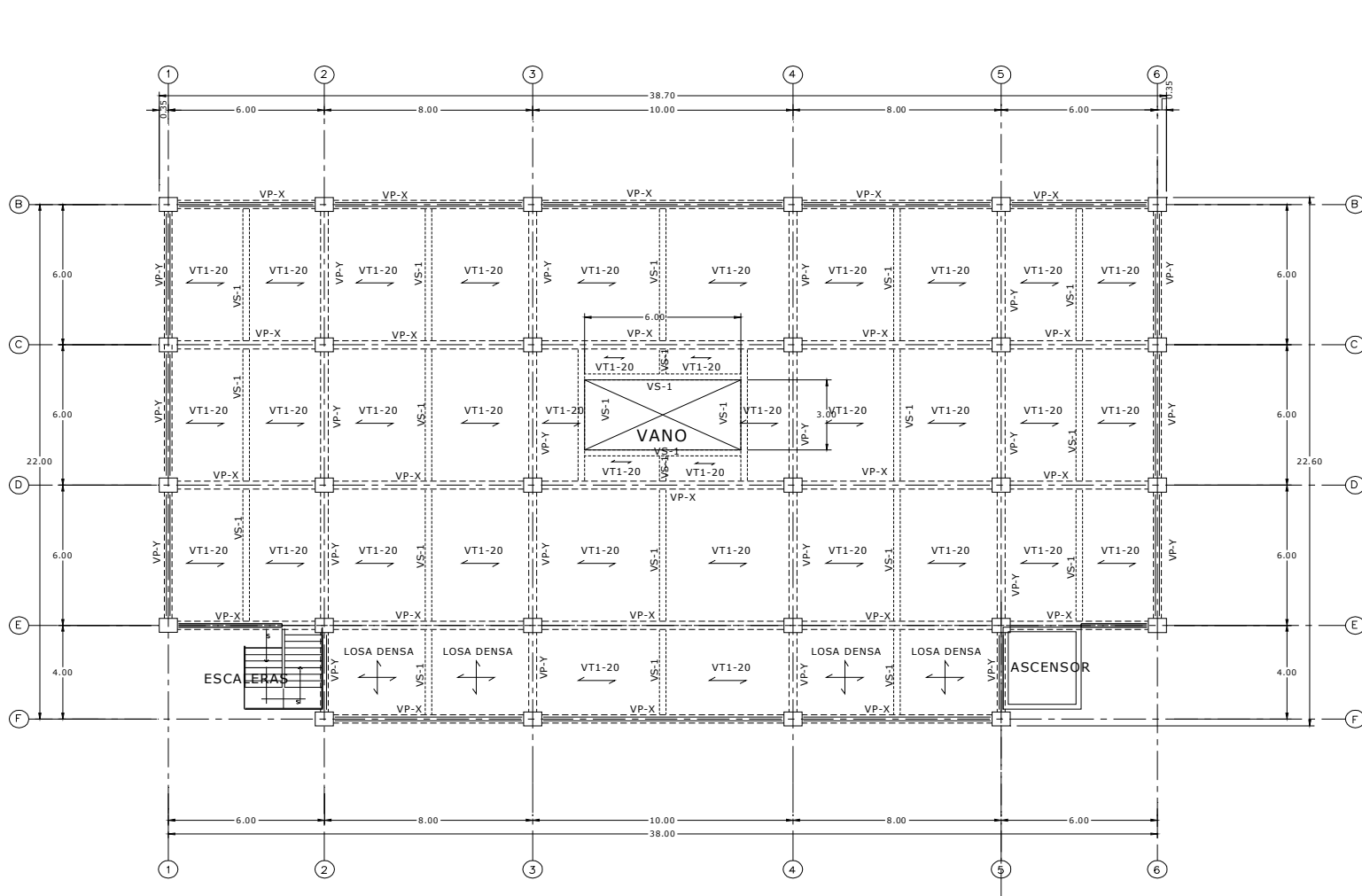
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.25. Planta estructural sistema de marcos nivel 0+3.80



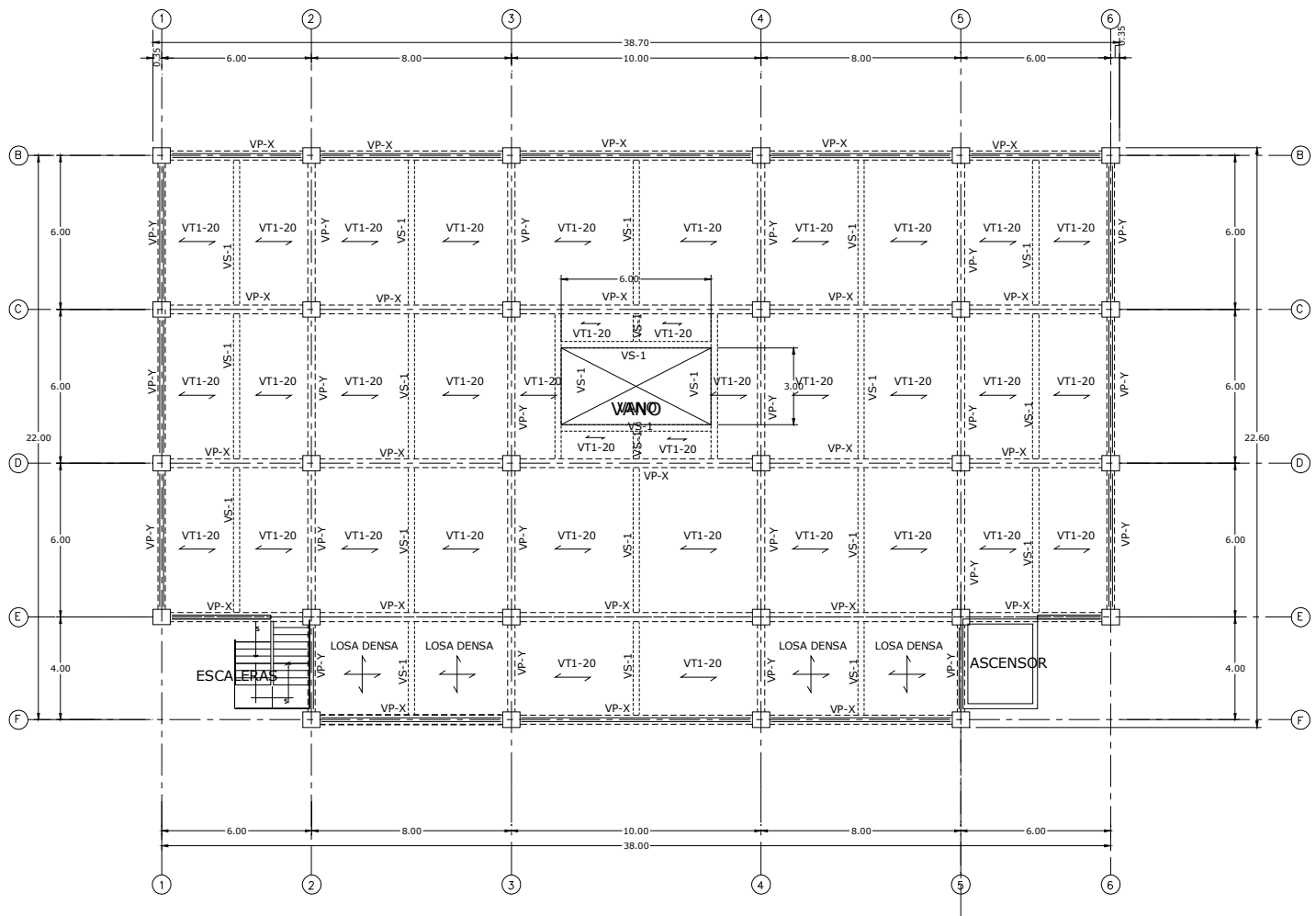
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.26. Planta estructural sistema de marcos nivel 0+7.60



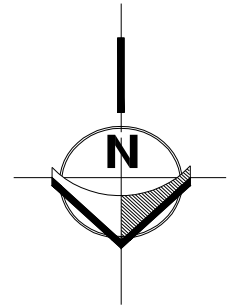
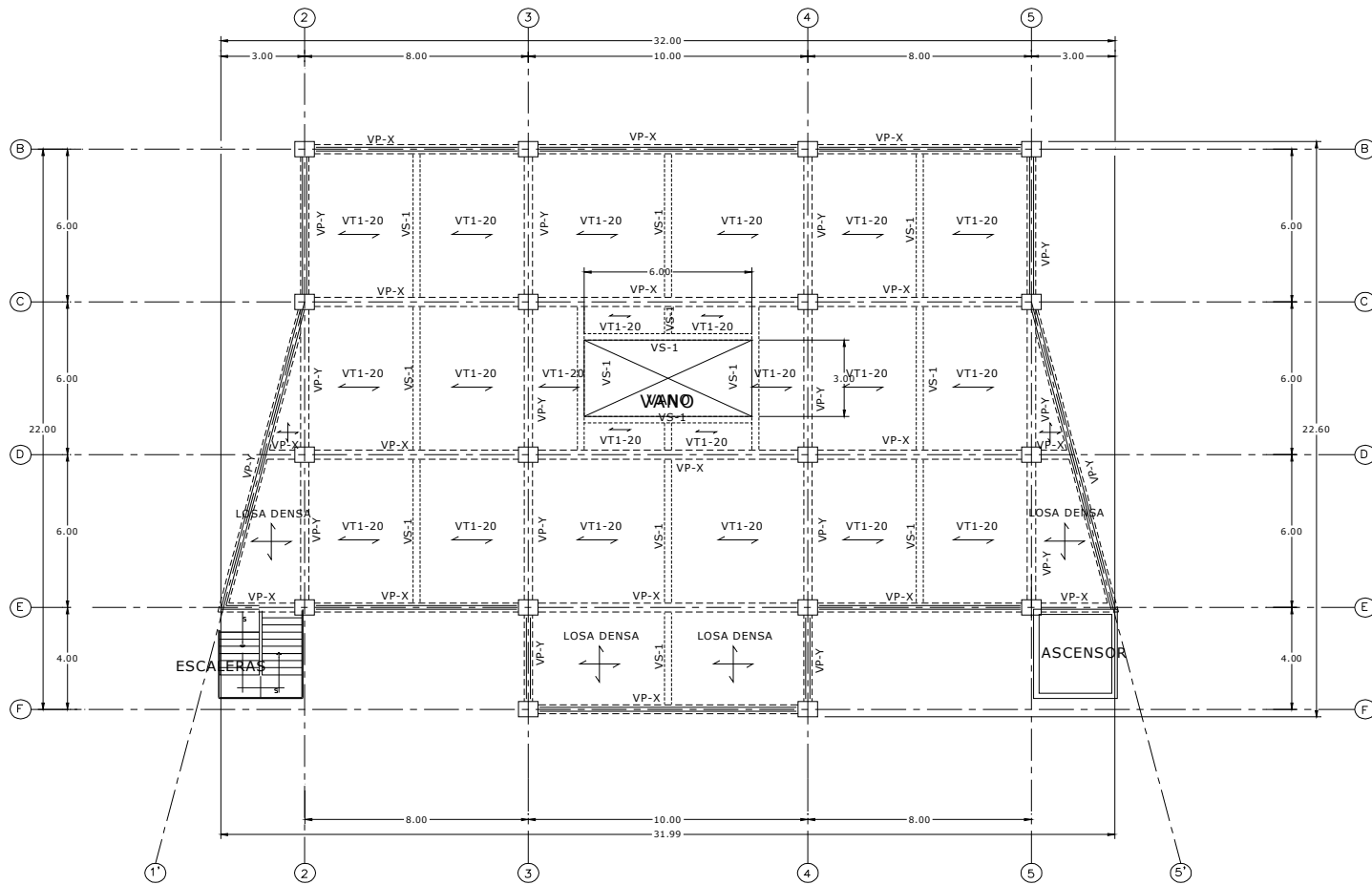
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.27. Planta estructural sistema de marcos nivel 0+11.40



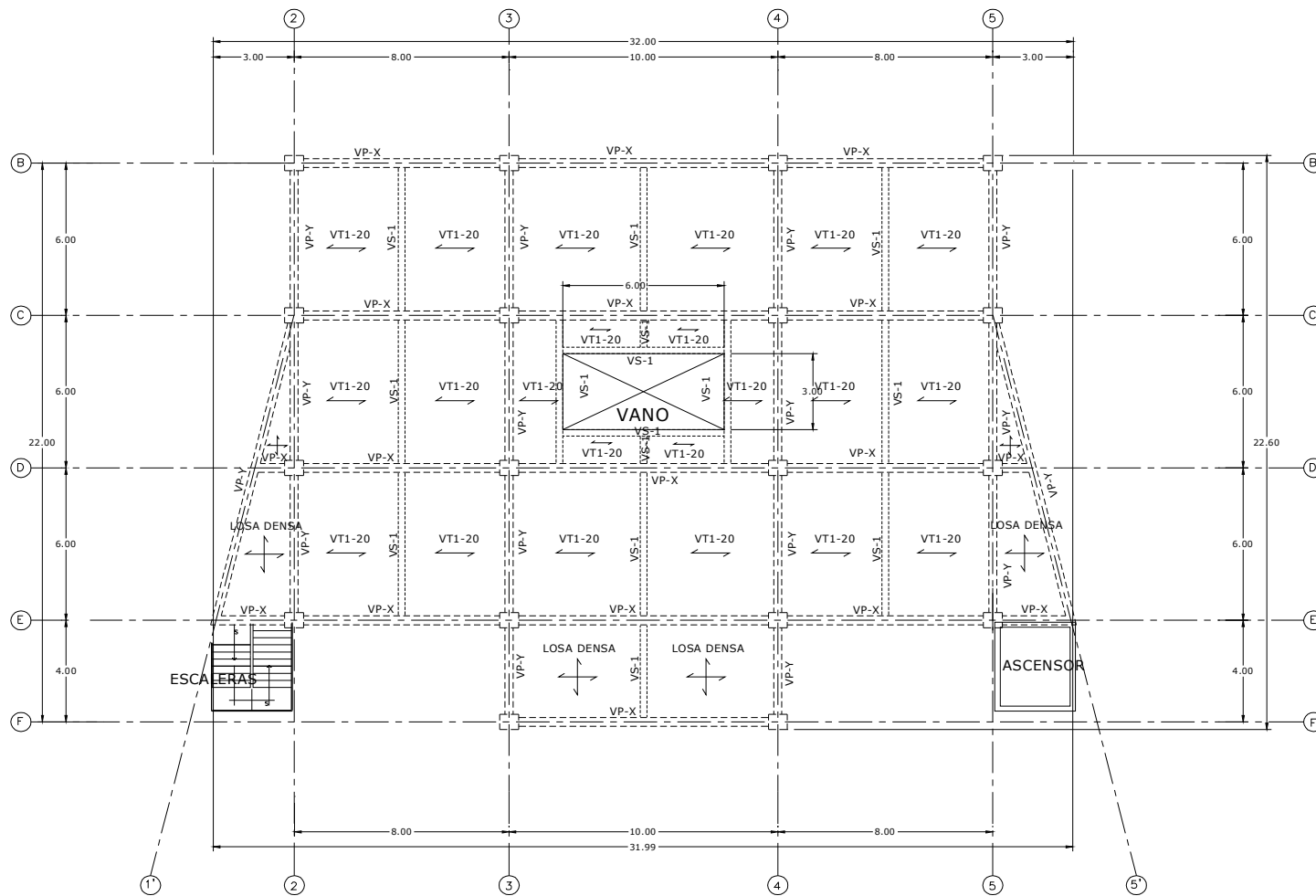
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+15.20
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.28. Planta estructural sistema de marcos nivel 0+15.20



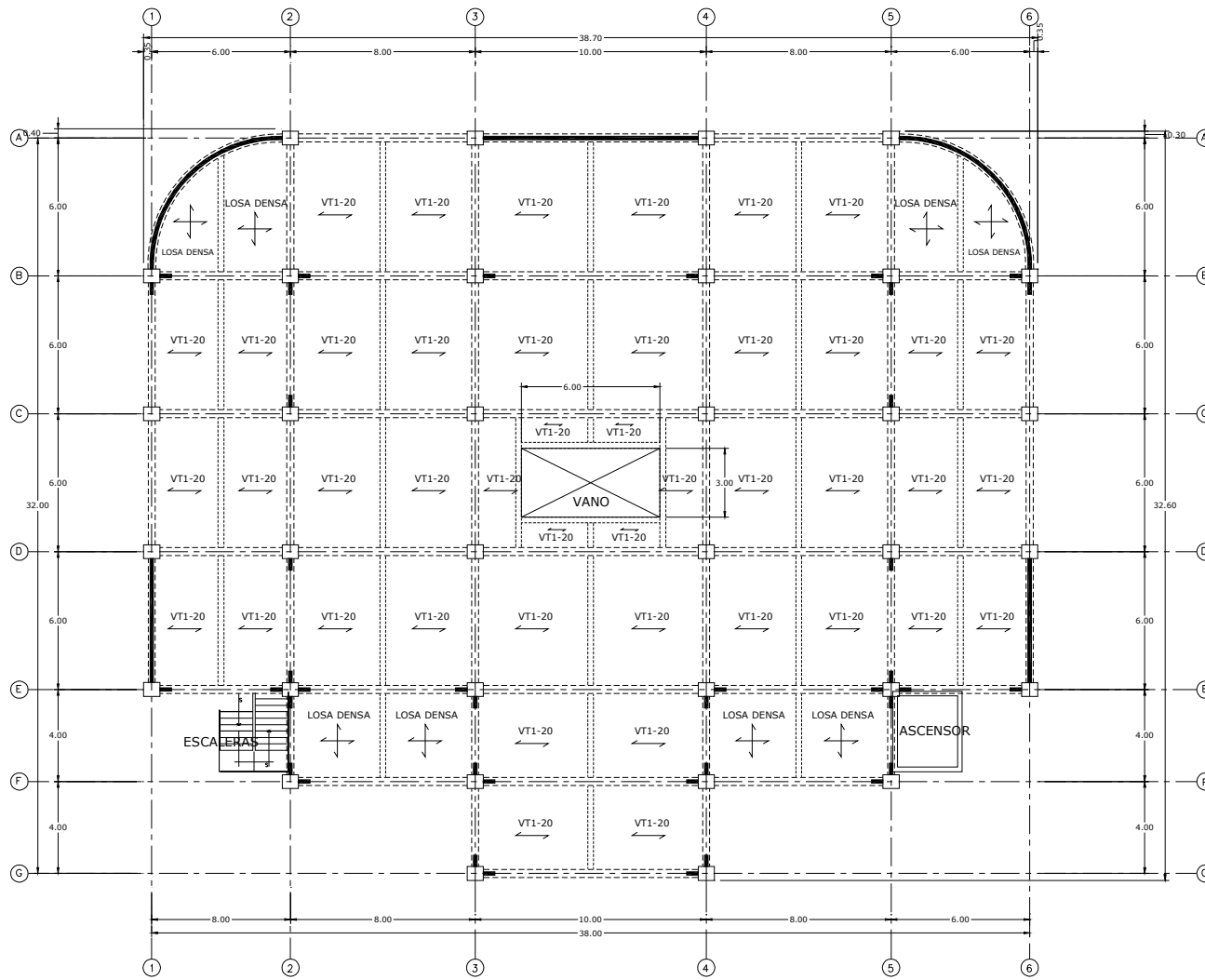
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.29. Planta estructural sistema de marcos nivel 0+19.00



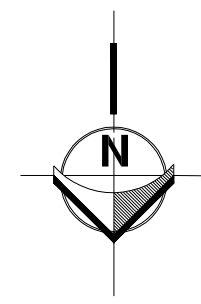
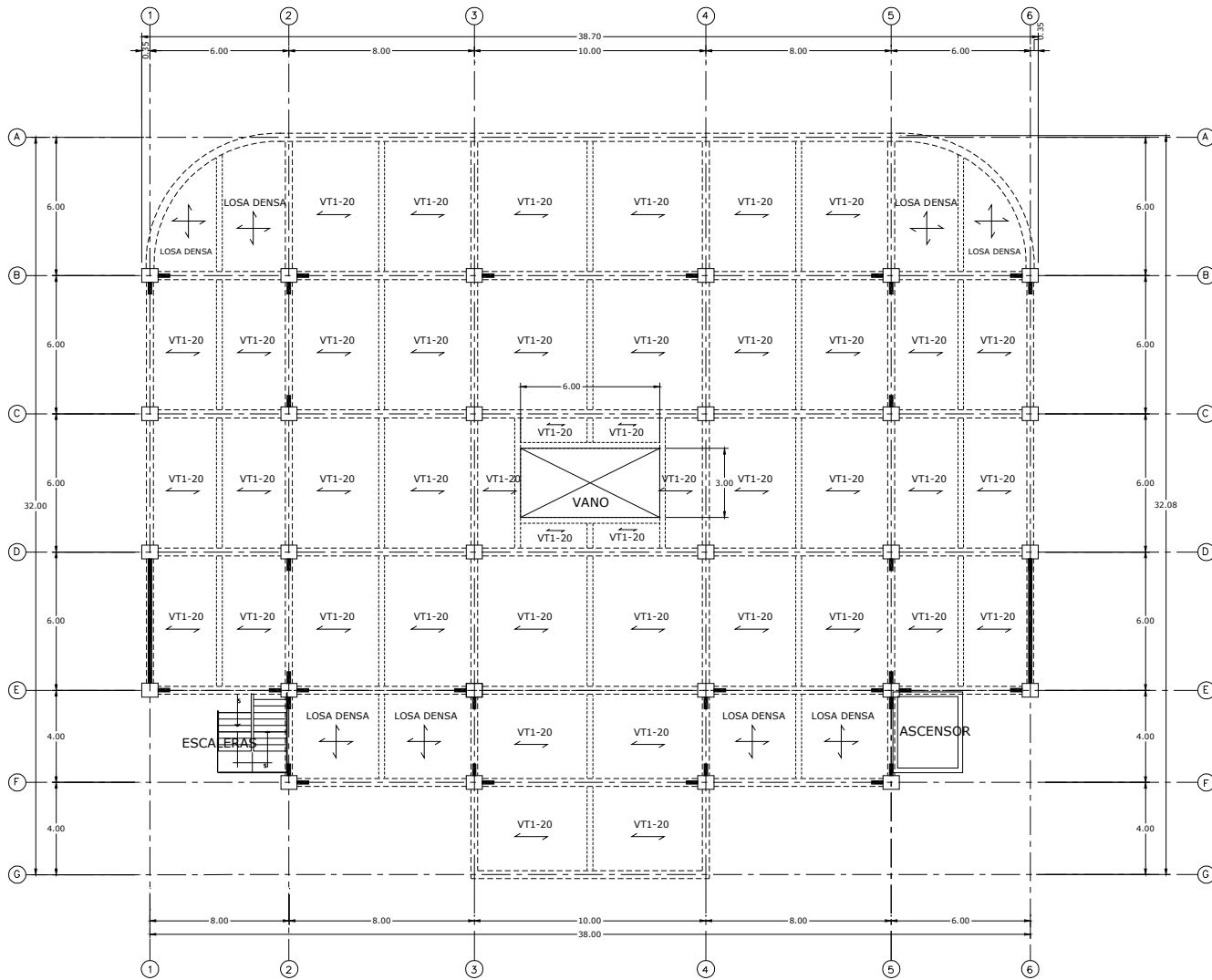
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+22.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.30. Planta estructural sistema de marcos nivel 0+22.80



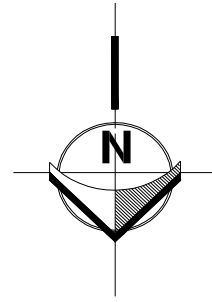
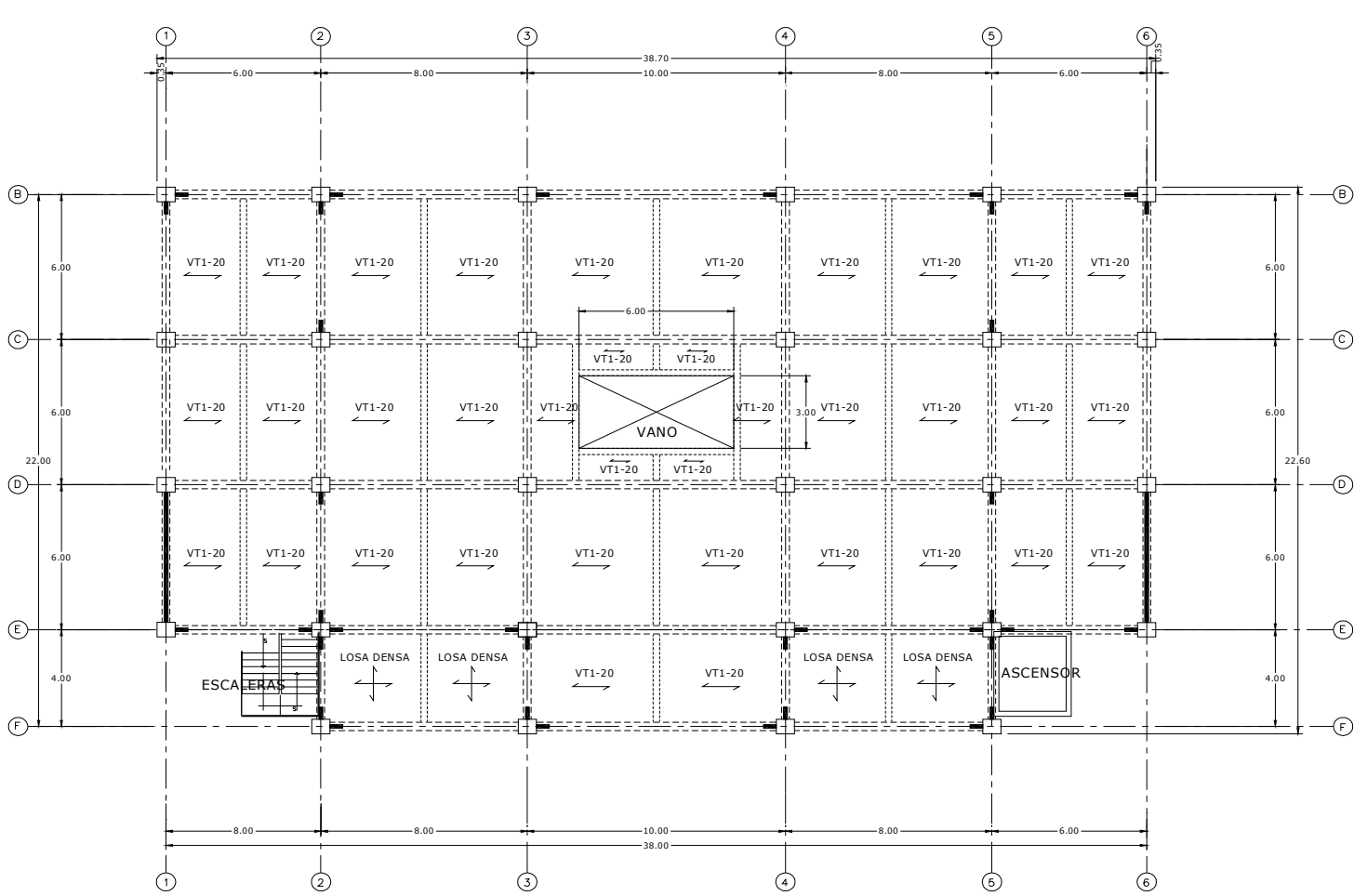
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.31. Planta estructural sistema dual nivel 0+3.80



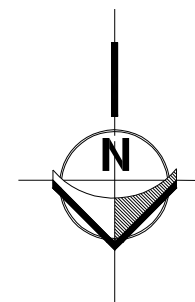
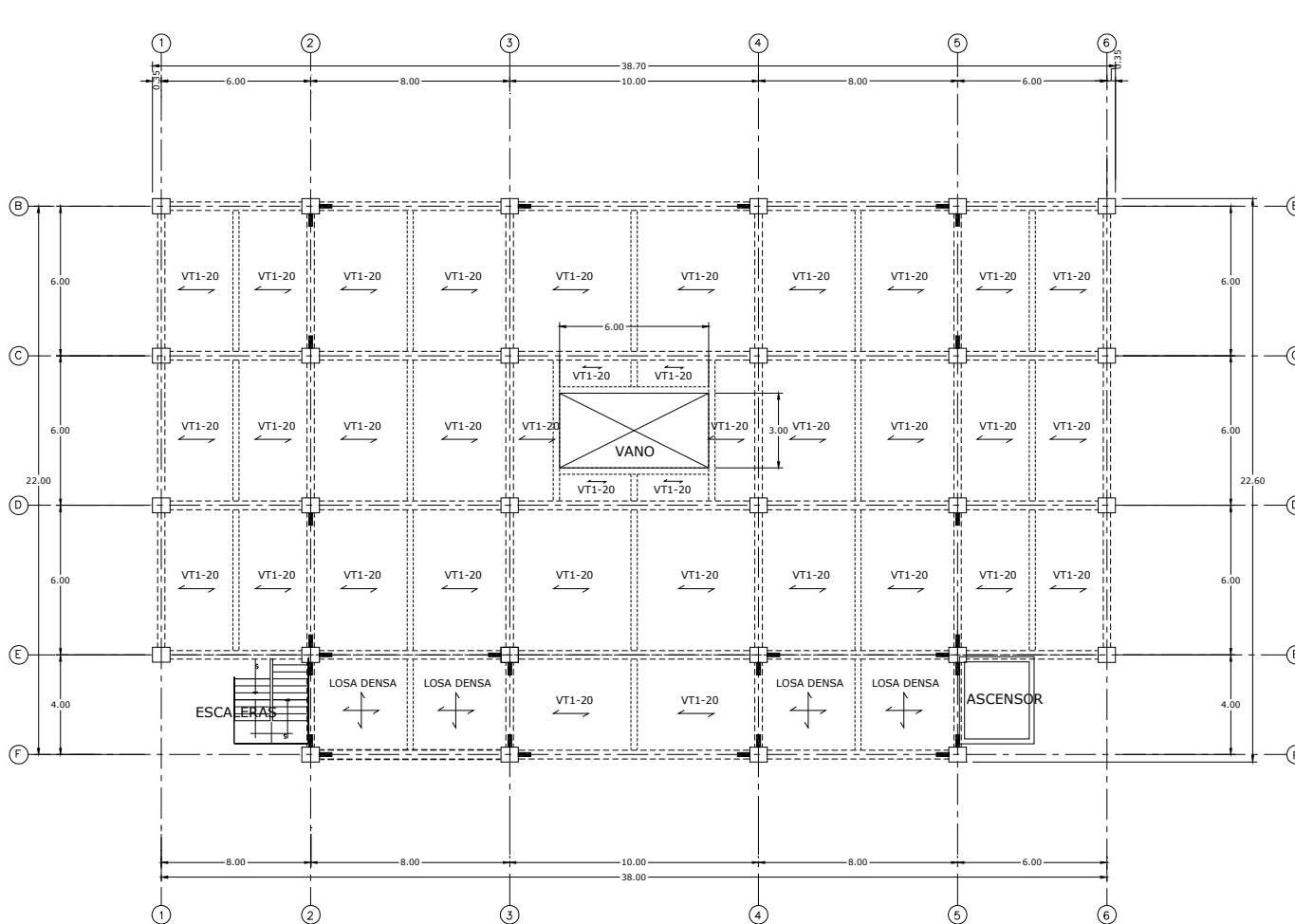
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.32. Planta estructural sistema dual nivel 0+7.60



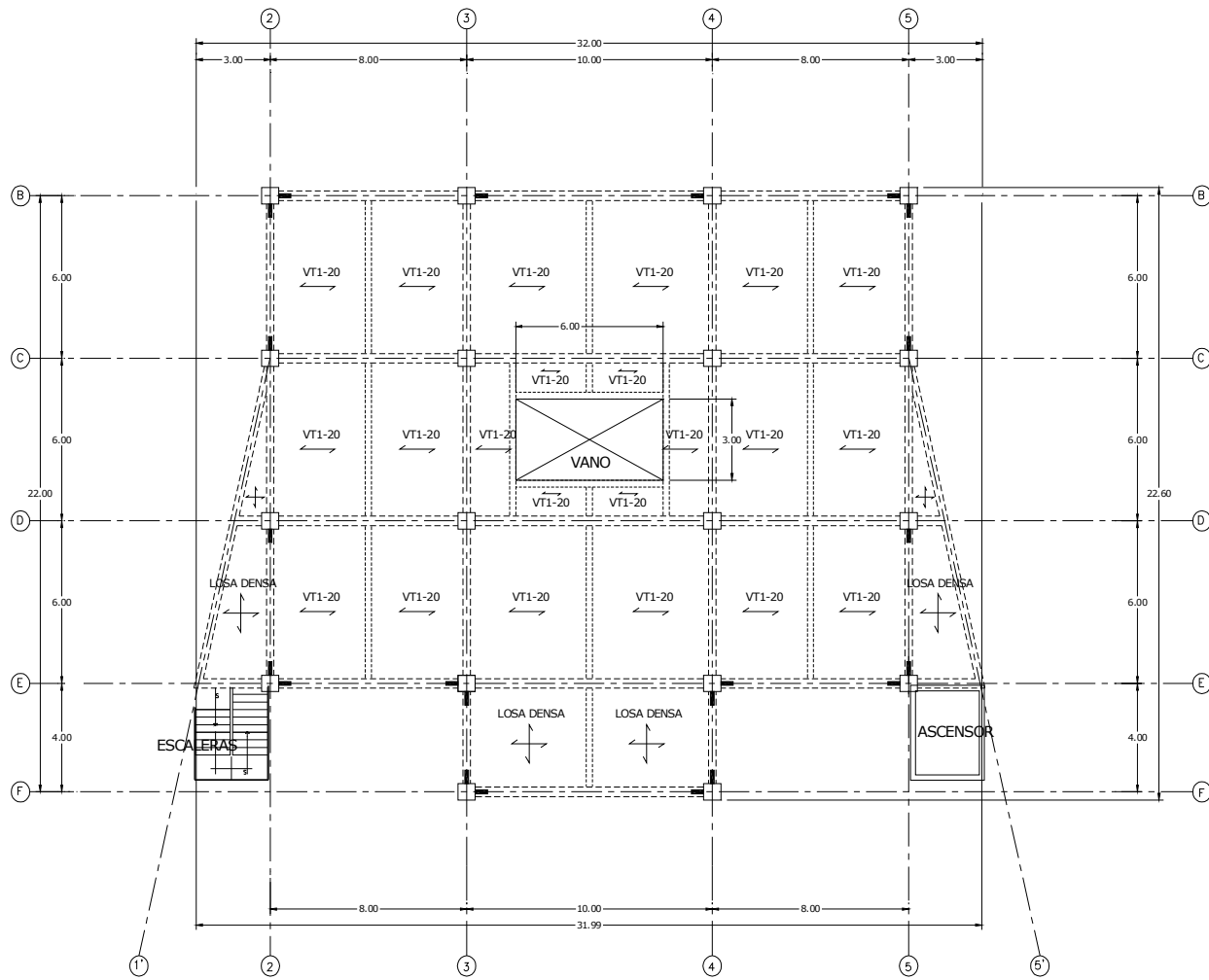
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.33. Planta estructural sistema dual nivel 0+11.40



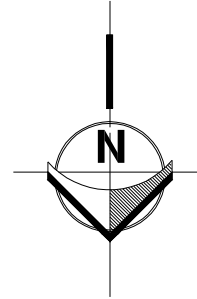
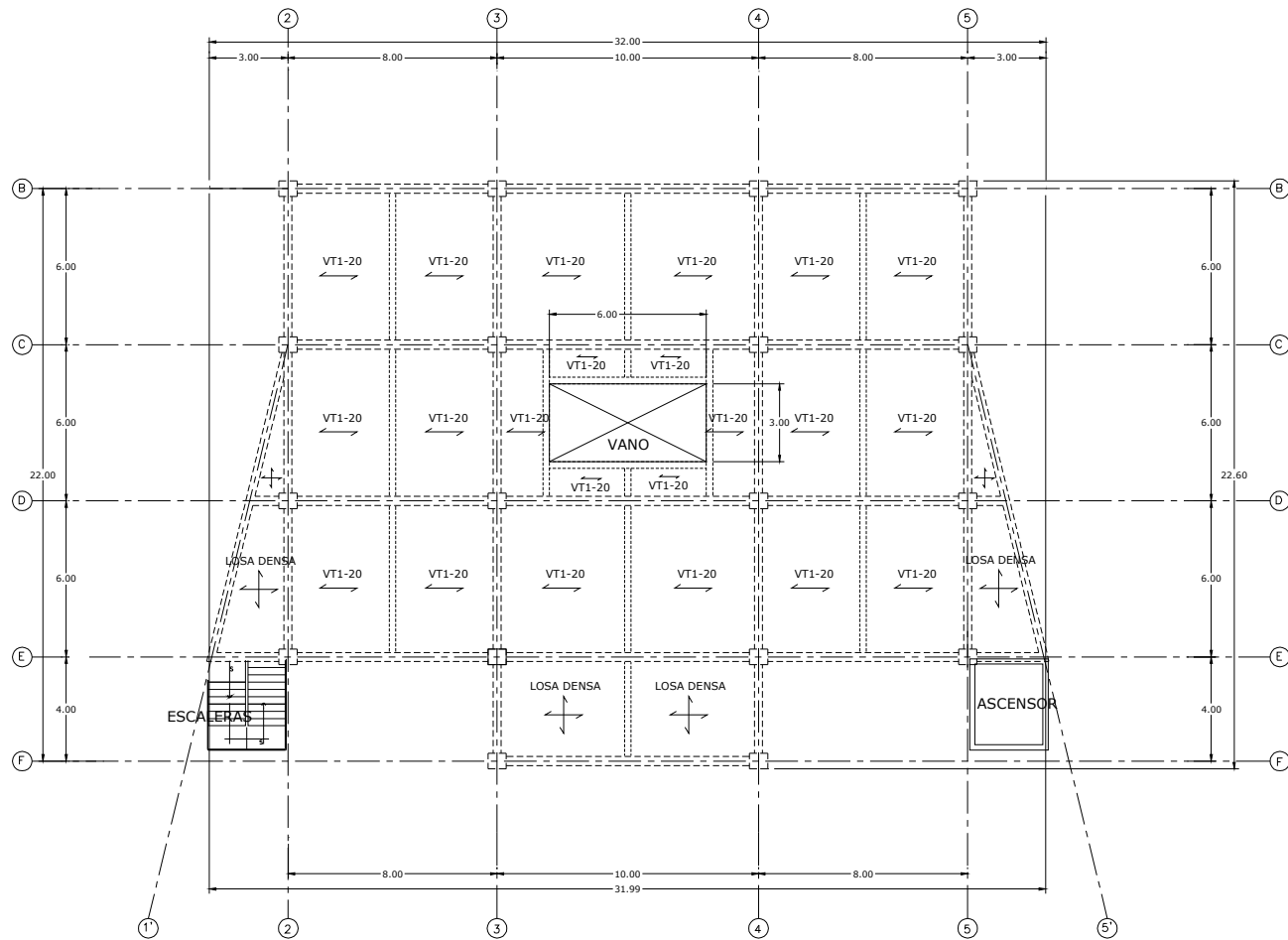
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+15.20
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.34. Planta estructural sistema dual nivel 0+15.20



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.35. Planta estructural sistema dual nivel 0+19.00



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+22.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.36. Planta estructural sistema dual nivel 0+22.80

3.5. REVISION DE LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

3.5.1. CRITERIOS GENERALES

3.5.1.1. PESO DE LA ESTRUCTURA

La distribución de los usos de los niveles del edificio, se hizo de tal forma que los niveles más pesados, debido a su carga viva, estuvieran en la parte baja de la estructura, para evitar la concentración de peso en niveles superiores. Los primeros tres niveles se utilizarán para biblioteca y bodegas, salones de usos múltiples y restaurante, donde la carga viva es de 350 Kg/m^2 ; mientras que los niveles superiores serán utilizados como oficinas, donde la carga viva es 250 Kg/m^2 (Para un resumen de la carga viva por tablero de losa revisar la tabla 3.10).

Por otro lado, para disminuir la carga muerta, ya que uno de los elementos que mayor carga muerta aporta a la estructura es la losa, ésta se ha configurado con losa COPRESA VT1-20 (tiene un peso equivalente a una losa densa de 10.83 cm de espesor), se tiene la excepción de los tableros irregulares y las losas en los baños, que se han configurado con losa densa de 12 cm de espesor. Otro elemento que tiene gran influencia en el peso de la estructura son las paredes, ya sean de relleno o de corte, debido a esto, únicamente se configuraron paredes de relleno en el perímetro del edificio, siendo éstas de bloque de concreto de 15 cm de espesor, al interior del edificio se trabajó con divisiones de tablaroca de tal forma que se disminuyó el peso del edificio.

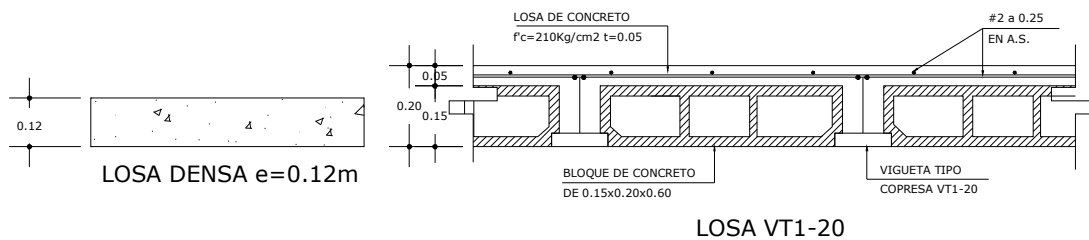


Fig. 3.37. Esquemas de losa densa y losa copresa.

3.5.1.2. SENCILLEZ, SIMETRIA Y REGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACION

i. Sencillez Geométrica

Al analizar la forma geométrica del edificio nos damos cuenta que éste no tiene sencillez, debido a que al analizar la planta de cada nivel a éstas se les han configurado entrantes y salientes, lo mismo ocurre con la configuración geométrica en elevación, se han configurado entrantes y salientes apoyadas; aun así, ésta configuración geométrica se mantiene en el rango de los valores aceptables de los reglamentos, por lo tanto, dicha carencia de sencillez se considera como aceptable para éste edificio, por cumplir las relaciones de proporción (sección 3.22.2) establecidas por los reglamentos

ii. Sencillez estructural

Al tener estructurado el edificio, no se puede saber cómo un sismo atacará a la estructura, es decir, si actuará en una dirección “X” o “Y”, o en una dirección diferente a éstas. El comportamiento estructural del edificio dependerá de la dirección en la que esté actuando el sismo, por lo tanto, nos enfrentamos a una estructuración que no es sencilla, debido al comportamiento sísmico, pero dicha estructura se puede analizar con métodos estáticos ya que al revisar los criterios de estructuración, nos daremos cuenta que está dentro de los valores permisibles.

iii. Simetría geométrica

En la configuración geométrica del edificio se tiene un eje de simetría paralelo a la dirección “Y”, sin embargo, no se logró simetría geométrica en la dirección “X”, ya que al trabajar con la estética del edificio, se configuraron entrantes y salientes que afectaron el eje de simetría en la dirección “X”.

iv. Simetría estructural

Recordando que la simetría estructural se obtiene cuando el centro de cortante coincide con el centro de rigidez, la configuración estructural planteada posee un eje de simetría estructural en la dirección “Y”, ya que al calcular las excentricidades en “X” (tabla 3.12) su valor es igual a cero, es decir, el centro

de cortante coincide con el centro de rigidez. Las excentricidades en “Y” son diferentes de cero, por lo tanto, el edificio no tiene sencillez estructural en la dirección “X”.

v. Regularidad geométrica y estructural

Ya que la regularidad geométrica se obtiene al tener sencillez y simetría geométrica, el edificio estructurado no es regular en su geometría, lo mismo ocurre con la regularidad estructural, el edificio se considera como irregular en la estructuración, ya que ésta no es simétrica ni sencilla. Sin embargo, el edificio es ubicado dentro de los proyectos arquitectónicos irregulares aceptables, ya que al revisar cada uno de los criterios de estructuración, éstos no sobrepasan los límites de los reglamentos.

3.5.2. CRITERIOS ESPECIFICOS

3.5.2.1. CRITERIOS GEOMETRICOS

I. Forma en planta.

En todas las plantas del edificio se mantiene un eje de simetría geométrica en la dirección “Y”, esto ayudará a disminuir los efectos torsionantes del edificio, ya que se estarían minimizando la posibilidad de tener excentricidades en la dirección “X”.

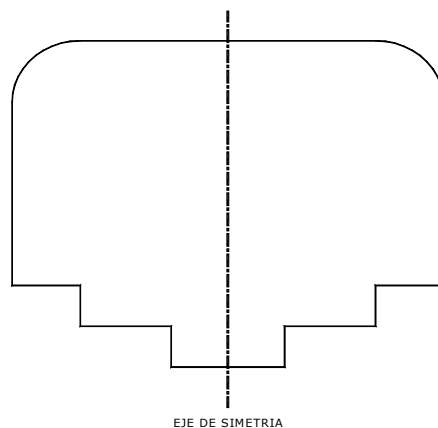


Fig. 3.38. La forma del edificio presenta un eje de simetría geométrica en todas sus plantas.

II. Forma en elevación.

Debido a aspectos arquitectónicos, las plantas de cada nivel se han ido reduciendo, estos cambios se han hecho de forma de no provocar gran asimetría en la geometría del edificio. Como se puede observar en la figura 3.91 no existe continuidad en elevación, debido a la configuración de entrantes y salientes apoyadas.

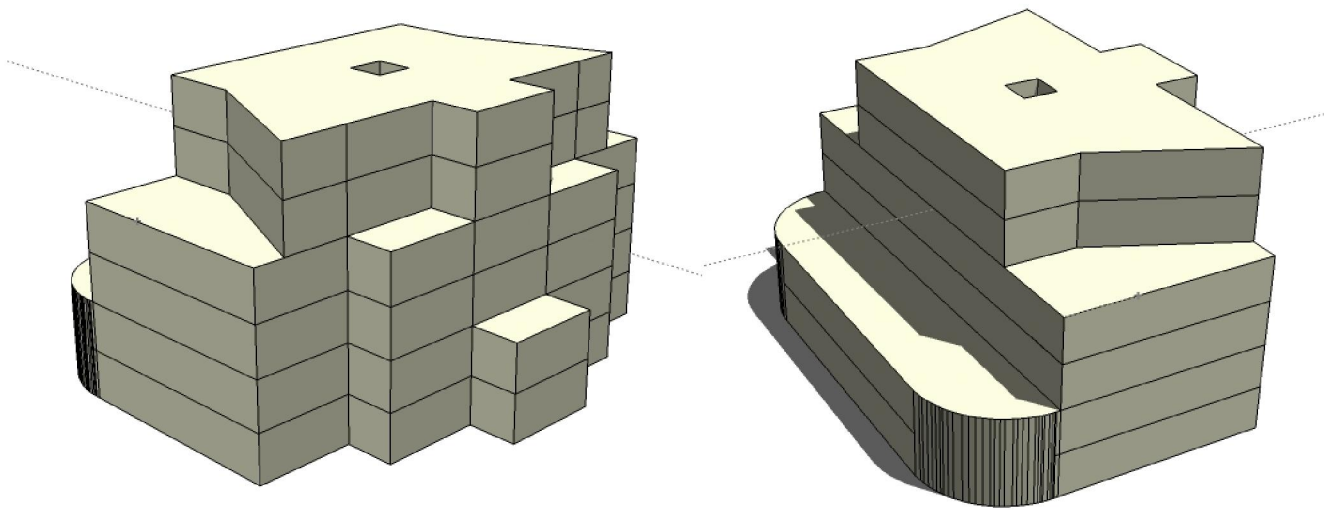


Fig. 3.39. Se observan los cambios que tienen las plantas de un nivel a otro.

III. Tamaño de la planta.

Las dimensiones en planta del edificio son menores a 60 m en ambas direcciones, cumpliendo las apreciaciones de algunos ingenieros estructuristas, que recomiendan ésta dimensión máxima para que el sismo actúe de igual forma en todo el edificio.

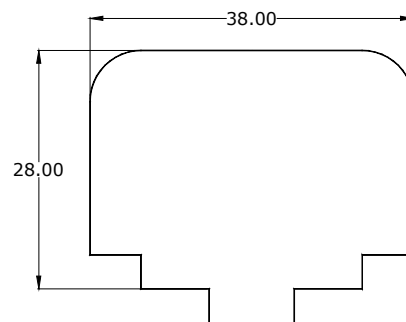


Fig. 3.40. En la planta se indican las dimensiones mayores del edificio

IV. Tamaño en elevación.

Se ha estructurado un edificio de seis niveles, los cuales tienen una altura de 3.80 m cada uno, obteniendo así, un edificio de 22.80 m de altura, que corresponde a un edificio de altura moderada, por lo que no habrá problema con el uso de métodos estáticos para el análisis sísmico.

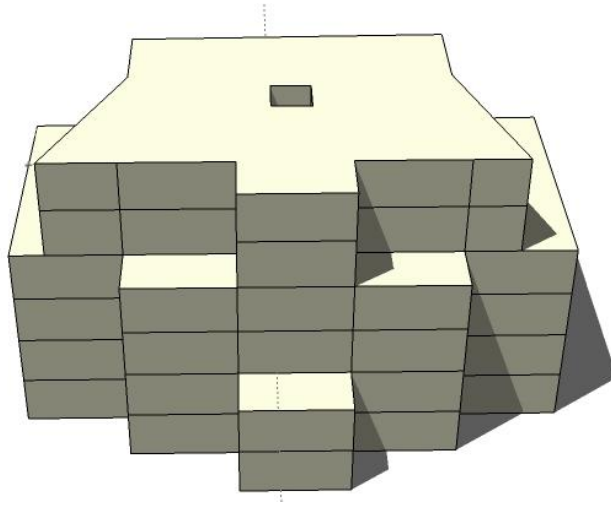


Fig. 3.41. Se tiene un edificio de 6 niveles, con una altura total de 22.80 m (altura moderada), que se analizará con el método estático.

V. Proporción en planta.

Las dimensiones de la planta del cuerpo principal del edificio para cada nivel pueden ser vistas en la figura 3.42, donde las relaciones de lado largo a lado corto (L/B) se tienen en la tabla 3.1. Hay que tomar en cuenta que en las dimensiones del cuerpo principal no se toman en cuenta las longitudes de los voladizos y ni la longitud de las salientes.

Tabla 3.1. Relaciones de proporción en planta			
Nivel	L: lado largo (m)	B: lado corto (m)	$\frac{\text{lado largo}}{\text{lado corto}} = \frac{L}{B}$
1 y 2	38.00	28.00	1.36
3 y 4	38.00	22.00	1.73
5 y 6	28.00	18.00	1.44

Para todas las plantas se tiene un valor menor a 2.5, el cual es establecido por los criterios de estructuración.

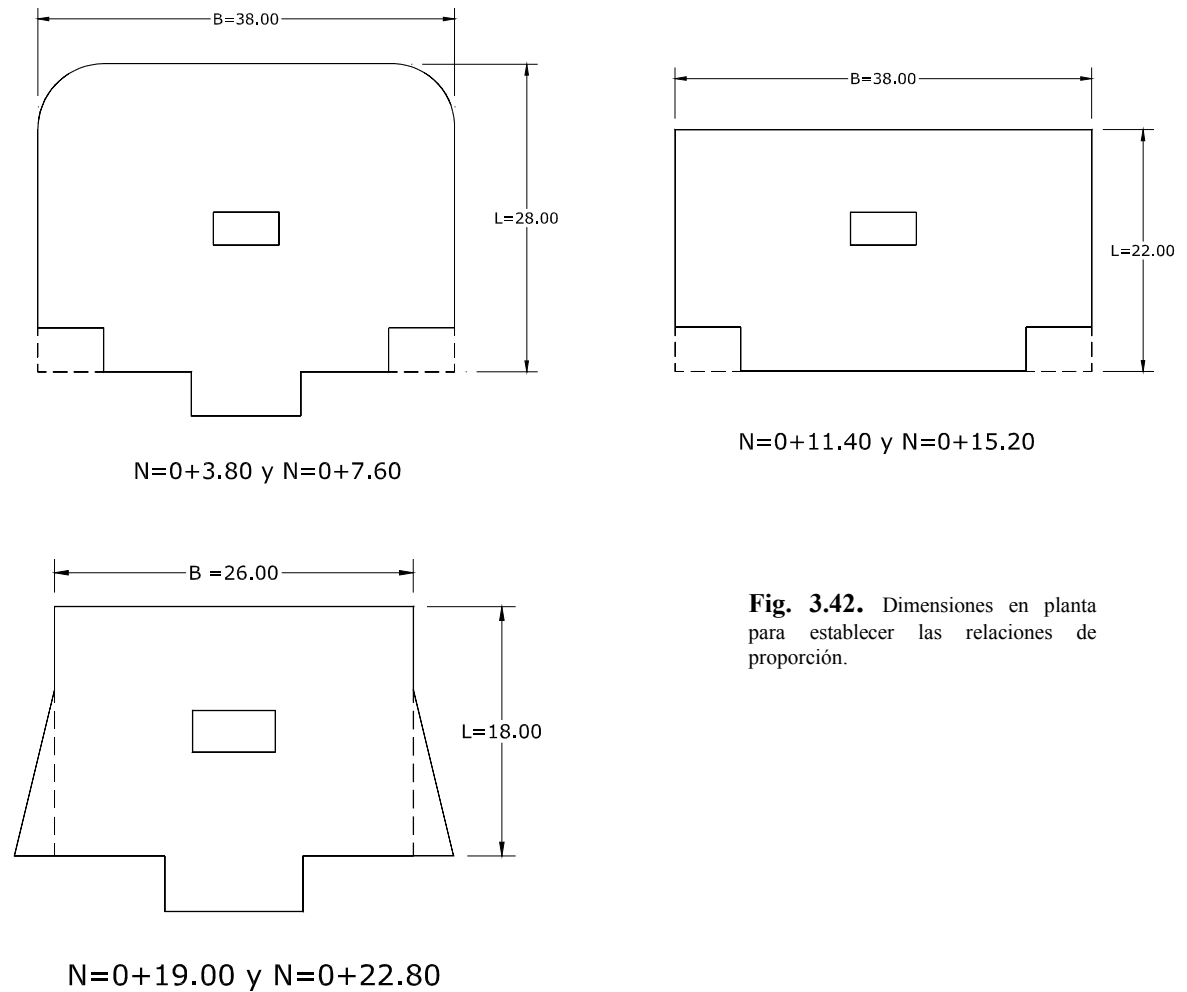


Fig. 3.42. Dimensiones en planta para establecer las relaciones de proporción.

a) Salientes en planta

Al revisar la proporción de entrantes y salientes se tiene que tomar el caso más desfavorable al comparar la dirección “X” y la dirección “Y”; al no saber cual es la dirección más desfavorable se pueden analizar las dos. En el ejemplo que se está analizando únicamente se han configurado salientes en la dirección “Y”, tales salientes se configuraron salientes en los niveles 1, 2, 5 y 6 del edificio (ver figura 3.43), con una longitud de 4.00 m, sus relaciones con respecto a la longitud paralela en planta (Y) se resumen en la tabla 3.2

Tabla 3.2. Relaciones de proporción para salientes en planta			
Nivel	L: longitud paralela en planta (m)	l ₁ : longitud de la saliente (m)	$\frac{\text{longitud de saliente}}{\text{longitud paralela}}$
1 y 2	28.00	4.00	0.14
5 y 6	18.00	4.00	0.22

Los criterios de estructuración establecen que ésta relación no debe ser mayor a 0.15; el nivel 5 y 6 no cumple con éste criterio, pero también se deja a libertad del diseñador para establecer ésta proporción, por lo que se mantendrá ésta configuración de salientes.

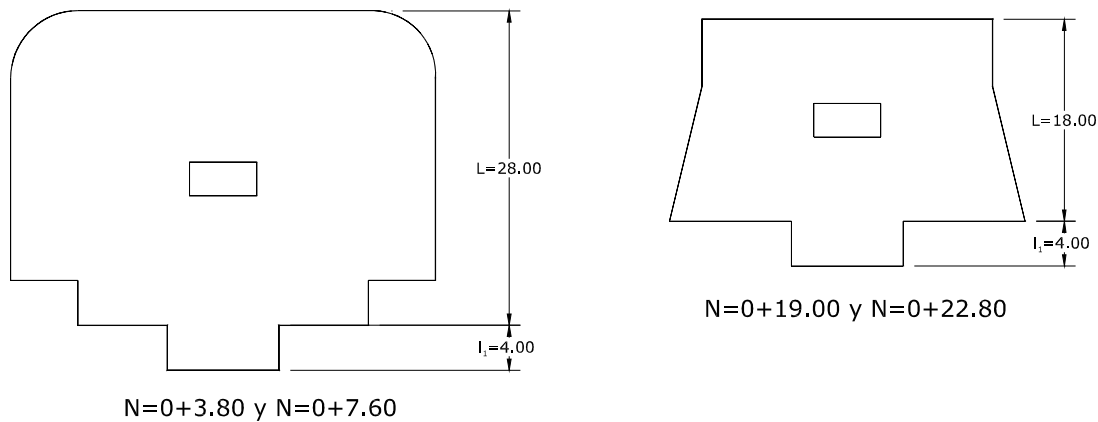


Fig. 3.43. Dimensiones de salientes en planta

Los criterios de estructuración establecen que ésta relación no debe ser mayor a 0.15; el nivel 5 y 6 no cumple con éste criterio, pero también se deja a libertad del diseñador para establecer ésta proporción, por lo que se mantendrá ésta configuración de salientes.

b) Entrantes en planta

Al igual que la configuración de salientes éstos deben de revisar en la dirección “X” y “Y”.

En la dirección “Y” se configuraron dos entrantes en las plantas de los niveles 1, 2, 3 y 4 del edificio, con dimensión de 4.00 m, como se muestra en la figura 3.44. En la tabla 3.3 se indican las relaciones de la longitud de la entrante con respecto a la longitud paralela en planta.

Tabla 3.3. Relaciones de proporción para entrantes en planta en la dirección “Y”			
Nivel	L: longitud paralela en planta (m)	l ₂ : longitud de la entrante (m)	$\frac{\text{longitud de entrante}}{\text{longitud paralela}}$
1 y 2	28.00	4.00	0.14
3 y 4	22.00	4.00	0.18

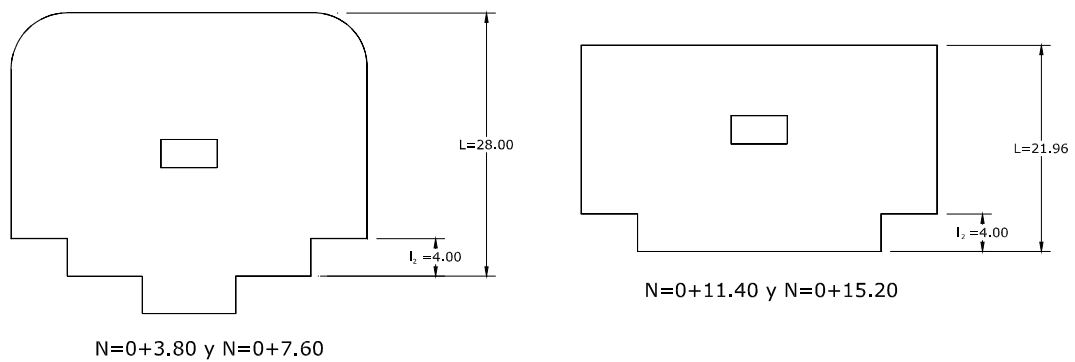


Fig. 3.44. Dimensiones de entrantes en planta en la dirección “Y”

En la dirección paralela al eje “X” se configuraron entrantes en los niveles 1, 2, 3 y 4 del edificio (ver figura 3.45), sus relaciones de proporción se resumen en la tabla 3.2

Tabla 3.2. Relaciones de proporción para entrantes en planta en la dirección “X”			
Nivel	B: longitud paralela en planta (m)	b ₁ : longitud de la saliente (m)	$\frac{\text{longitud de saliente}}{\text{longitud paralela}}$
1, 2, 3 y 4	38.00	6.00	0.16

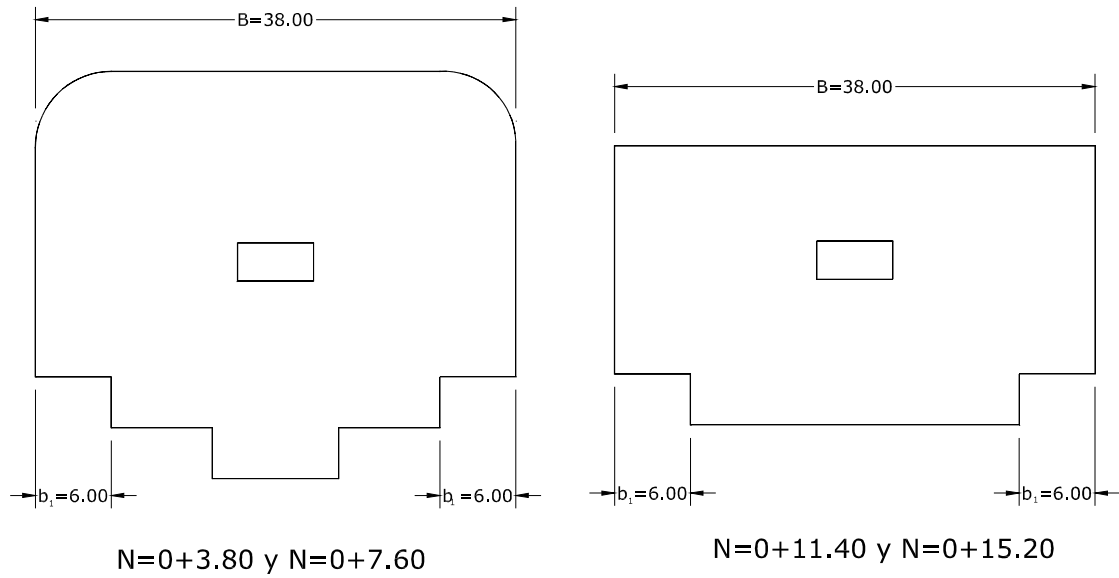


Fig. 3.45. Dimensiones de entrantes en planta en la dirección "X"

El reglamento de México establece que esta relación debe ser menor a 0.20, por lo que en todos los niveles se cumple el requisito, tanto en la dirección "X", como en la dirección "Y".

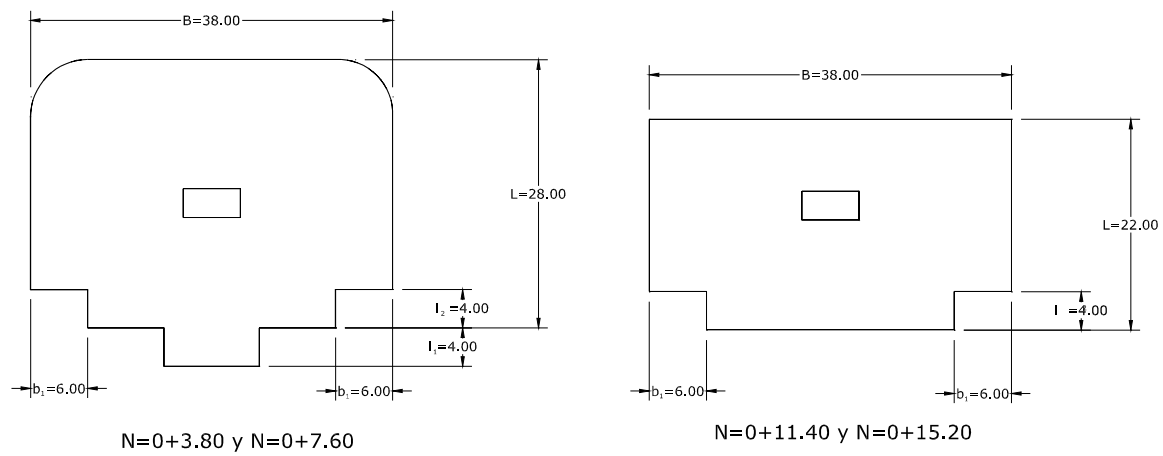
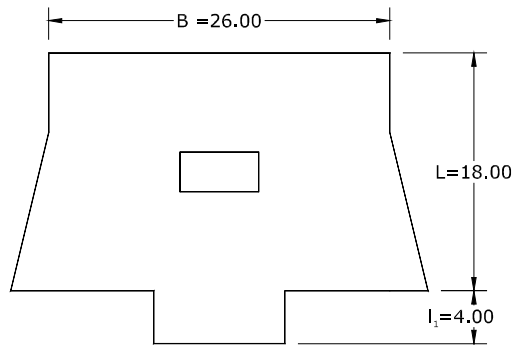


Fig. 3.46a. Dimensiones de entrantes y salientes en planta en los niveles 1, 2, 3 y 4



N=0+19.00 y N=0+22.80

Fig. 3.46b. Dimensiones de entrantes y salientes en planta en los niveles 5 y 6

VI. Proporción en elevación.

La altura total del edificio es de 22.80 m, mientras que la dimensión menor en planta es 28.00, entonces la relación de esbeltez es $\frac{22.80}{28.00} = 0.81$, cumpliendo con este criterio, ya que el valor límite es de 4.0 (Figura 3.47).

Las relaciones de proporción para entrantes apoyadas se resumen en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Relaciones de proporción de entrantes apoyadas en elevación			
Eje	L ó B: longitud de la base (m)	l ₁ ó b ₁ : longitud de entrante (m)	$\frac{\text{longitud de entrante o saliente}}{\text{longitud de la base}}$
2 y 5	22.00	4.00	0.18
F	26.00	8.00	0.31
B, C, D y E	38.00	6.00	0.15

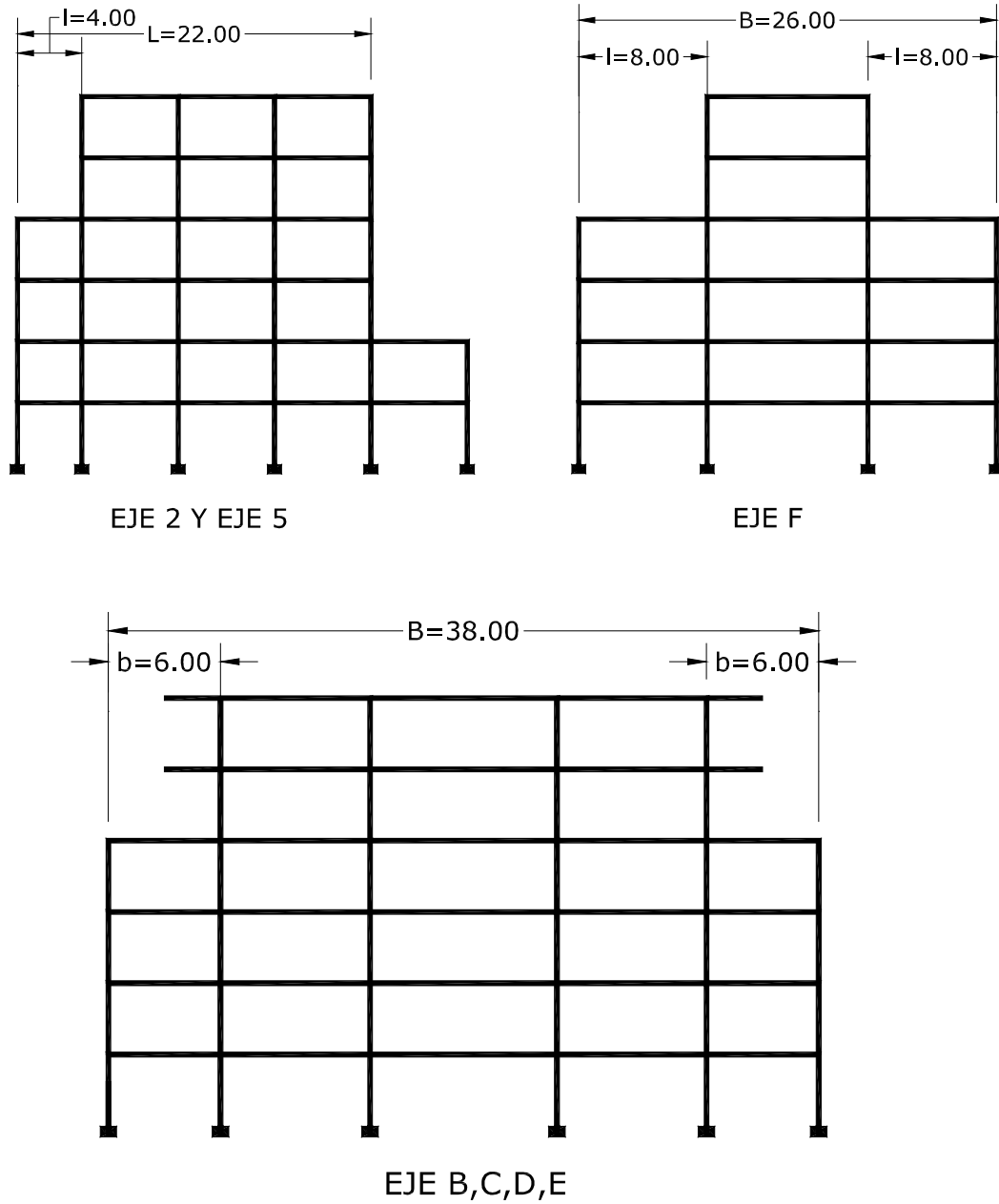


Fig. 3.47. Dimensiones de entrantes en elevación

Las relaciones de proporción para salientes apoyadas se resumen en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Relaciones de proporción de salientes apoyadas en elevación			
Eje	L: longitud de la base (m)	l ₁ : longitud de entrante (m)	$\frac{\text{longitud de entrante o saliente}}{\text{longitud de la base}}$
2 y 5	22.00	6.00	0.27
3 y 4	22.00	6.00*	0.27

*Se han configurado dos salientes, pero se ha tomado la longitud más desfavorable.

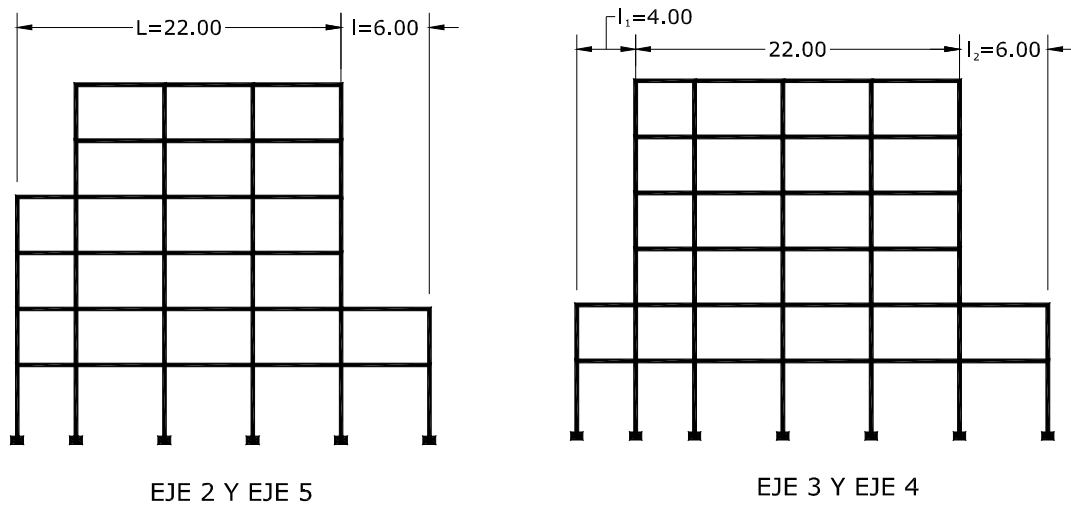


Fig. 3.48. Dimensiones de salientes en elevación

El Reglamento de Diseño por Sismo de México establece que ésta relación no debe ser mayor que 0.20, por lo que algunas configuraciones no cumplen dicha relación de proporción, pero también se deja a juicio del diseñador el sobrepasar éste parámetro, por lo tanto, se mantendrá dicha configuración en elevación por solo afectar a un eje.

VII. Configuración de vanos.

Se configuró un vano de forma continua en toda la altura del edificio, cuyas relaciones de proporción se analizarán por cada entrepiso.

Tabla 3.5. Relaciones de proporción de configuración de vano en nivel 1 y 2				
	Dimensiones (m)		Área (m ²)	$\frac{\text{área del vano}}{\text{area de la planta del edificio}}$
	Planta del edificio	B = 38.00		
Vano	b ₀ = 6.00	l ₀ = 3.00	18.00	
Relación de proporción	b ₀ /B = 0.15	l ₀ /L = 0.11		

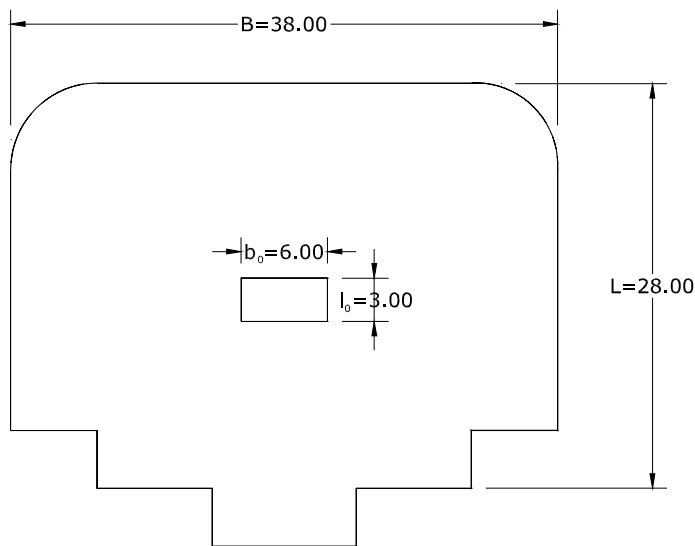
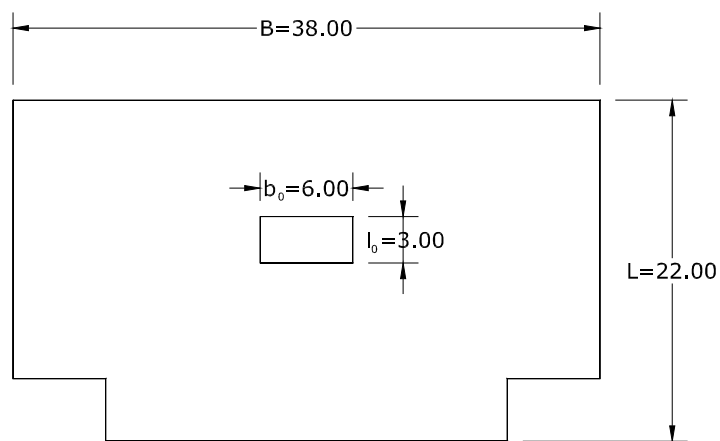


Fig. 3.49. Dimensiones de vano en nivel 1 y 2

N=0+3.80 y N=0+7.60

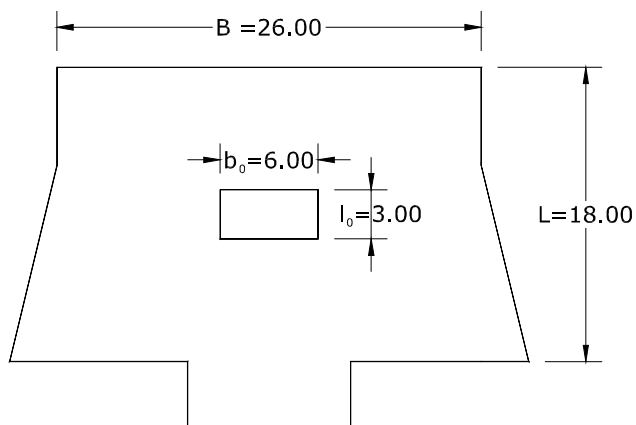
Tabla 3.5. Relaciones de proporción de configuración de vano en nivel 3 y 4				
	Dimensiones (m)		Área (m ²)	$\frac{\text{área del vano}}{\text{area de la planta del edificio}}$
	Planta del edificio	B = 38.00		
Vano	b ₀ = 6.00	l ₀ = 3.00	18.00	
Relación de proporción	b ₀ /B = 0.15	l ₀ /L = 0.14		



N=0+11.40 y N=0+15.20

Fig. 3.50. Dimensiones de vano en nivel 3 y 4

Tabla 3.5. Relaciones de proporción de configuración de vano en nivel 5 y 6				
	Dimensiones (m)		Área (m ²)	$\frac{\text{área del vano}}{\text{área de la planta del edificio}}$
	Planta del edificio	B = 26.00		
Vano	$b_0 = 6.00$	$l_0 = 3.00$	18.00	
Relación de proporción	$b_0/B = 0.23$	$l_0/L = 0.17$		



N = 0 + 19.00 y N = 0 + 22.80

Fig. 3.51. Dimensiones de vano en nivel 5 y 6

Los criterios de estructuración establecen que las relaciones de proporción de vanos deben ser menores a 0.20, éste criterio no se cumple en los niveles 5 y 6, en la dirección “X”, sobrepasando en 0.03 el valor límite establecido, ésta cantidad puede ser considerada como despreciable.

La posición del vano será chequeada en los criterios de masa.

VIII. Geometría elemental.

Tomando como referencia la sección 2.15.1.7, se tienen las siguientes relaciones de geometría elemental:

Tabla 3.6. Criterios de geometría elemental			
Criterios	Cálculo	Observación	Figura
<u>PLANTA</u>			
Criterio en vigas y losas $\frac{L_o}{b} \leq 50$ Sección 10.4.1 ACI 318-05	$\frac{472.5}{35} = 13.50$	Cumple.	Fig. 52a.
Criterio sección transversal de vigas primarias y secundarias $b_{\text{viga secundaria}} \geq 15 \text{ cm}$ $b_{\text{viga primaria}} \geq 25 \text{ cm}$ Ancho columna > ancho de viga Sección 21.3.1.4. ACI 318-05	$b_{\text{viga secundaria}} = 25 \text{ cm}$ $b_{\text{viga primaria x}} = 35 \text{ cm}$ $b_{\text{viga primaria y}} = 30 \text{ cm}$ $C_{\text{columna x}} = 70 \text{ cm}$ $C_{\text{columna y}} = 60 \text{ cm}$	Cumple.	Fig. 52b.
$e \leq 0.10 C$	$e = 0$	Cumple.	Fig. 52c.
Criterio de relación de dimensiones de columnas $\frac{C_1}{C_2} \geq 0.4$ Sección 21.4.1.2. ACI 318-05	$\frac{60}{70} = 0.86$	Cumple.	Fig. 52d.
Criterio de dimensión mínima de sección transversal de columnas $C \geq 30 \text{ cm}$ Sección 21.4.1.1. ACI 318-05	$C_x = 70 \text{ cm}$ $C_y = 60 \text{ cm}$	Cumple.	Fig. 52d.
<u>ELEVACION</u>			
Relación entre el claro de viga y peralte $\frac{L_o}{h} \geq 4$ Sección 21.3.1.2 ACI 318-05	$\frac{530}{75} = 7.07$	Cumple.	Fig. 52e.
Relación de la sección transversal de viga $\frac{b}{h} \geq 0.30$ Sección 21.3.1.3. ACI 318-05	Dirección x: $b = 35 \text{ cm}$ $h = 75 \text{ cm}$ Dirección y: $b = 30 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$	Cumple.	Fig. 52f y Fig. 52g.
$H_o \leq 15 C_{\text{mínimo}}$	$15 (0.60) = 5.08$	Cumple.	Fig. 52h.

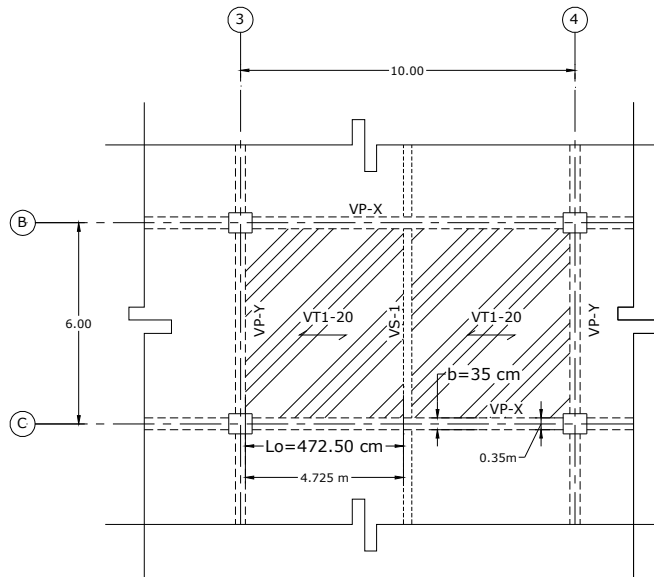


Fig. 3.52a. Vista en planta de la longitud de tableros de losa y columnas

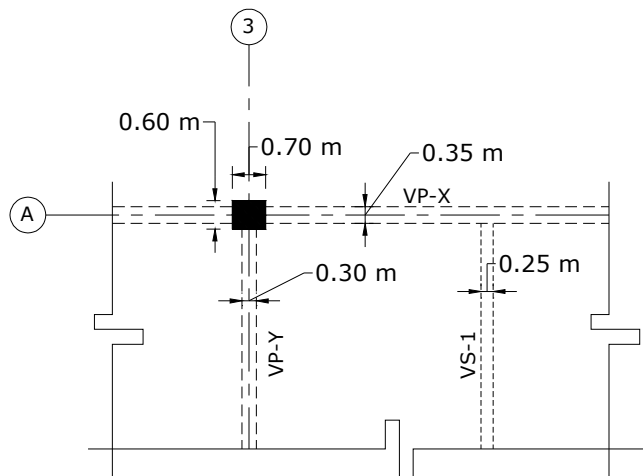


Fig. 3.52b. Vista en planta de la base de vigas primarias, secundarias y dimensión de columna.

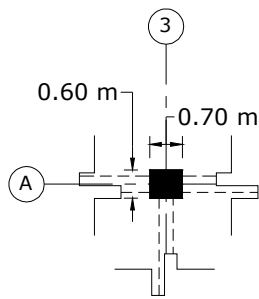


Fig. 3.52c. Vista en planta sección transversal de columna.

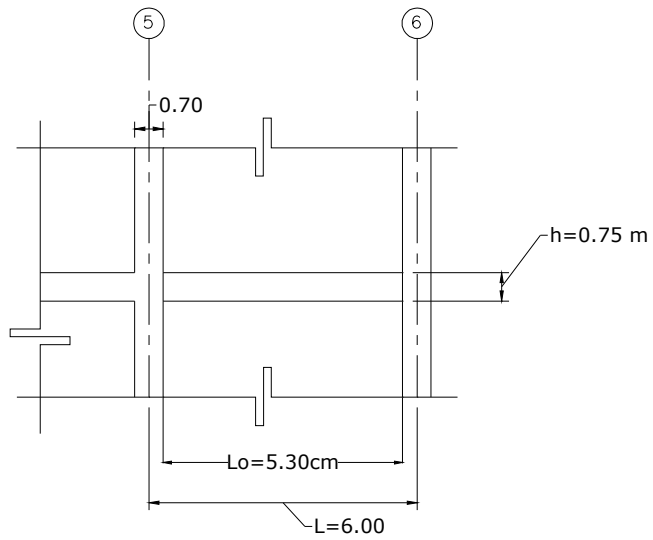


Fig. 3.52d. Vista en elevación donde se muestra la distancia de rostro a rostro de columnas y el peralte de las vigas,

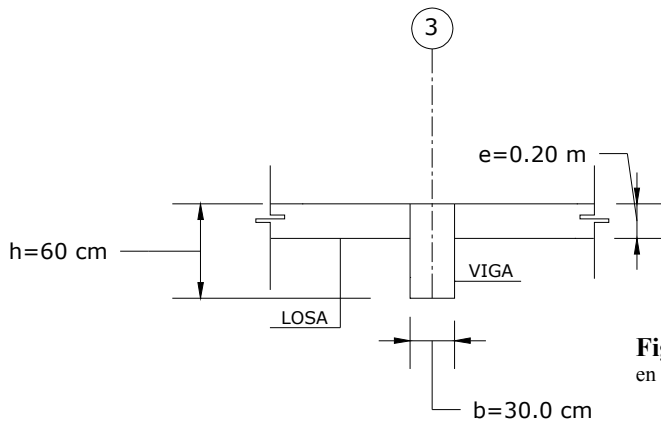


Fig. 3.52e. Sección transversal de viga en dirección x.

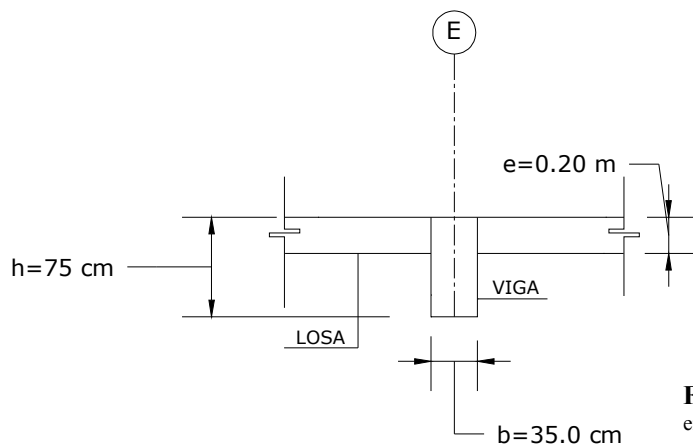


Fig. 3.52f. Sección transversal de viga en dirección y.

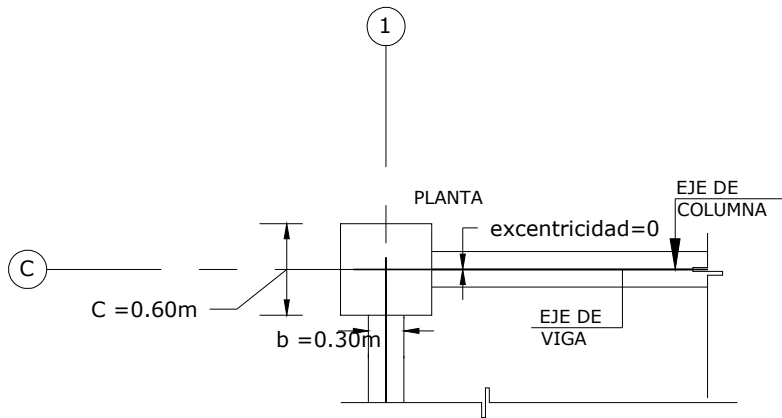


Fig. 3.52g. Vista en elevación del entrepiso y dimensión mínima de columnas

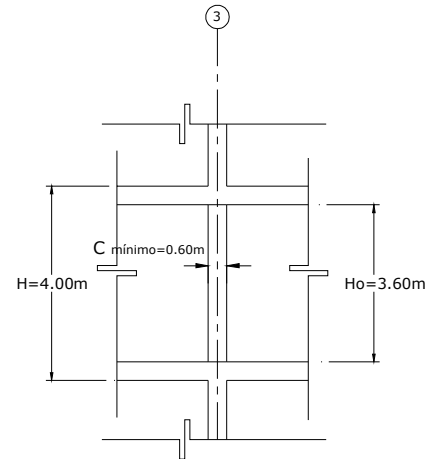


Fig. 3.52h. Vista en planta de eje longitudinal de viga con eje centroidal de columna.

3.5.2.2. CRITERIOS ESTRUCTURALES

I. CRITERIOS DE MASA EN PLANTA

a) Estructuración de losas con poco peso

El edificio se estructuró con losa aligerada y losa densa, buscando uniformizar el peso de estos dos tipos de losa. La losa densa únicamente fue necesaria en los tableros irregulares y donde están ubicados los baños.

La losa aligerada es del tipo COPRESA, VT1-20, la cual tiene un peso propio de 260 Kg/m², para encontrar un espesor de losa densa que tenga el mismo peso se procede de la siguiente manera:

$$\gamma h = w$$

Donde:

γ : peso unitario del concreto

h : espesor de la losa

w : peso de la losa por unidad de superficie

Sustituyendo se tiene:

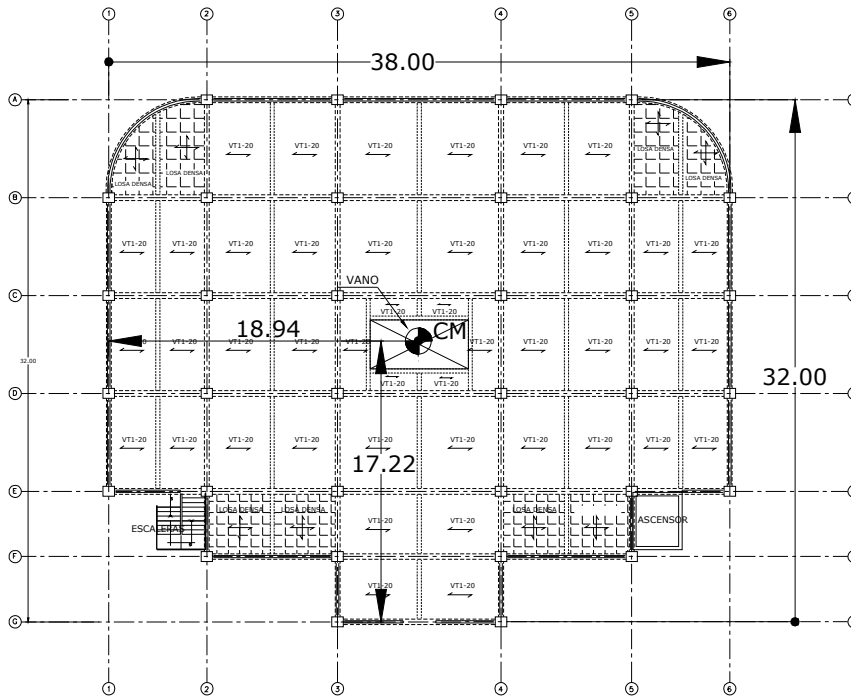
$$2400h = 260$$

$$h = 0.1083 \text{ m}$$

$$h = 10.83 \text{ cm}$$

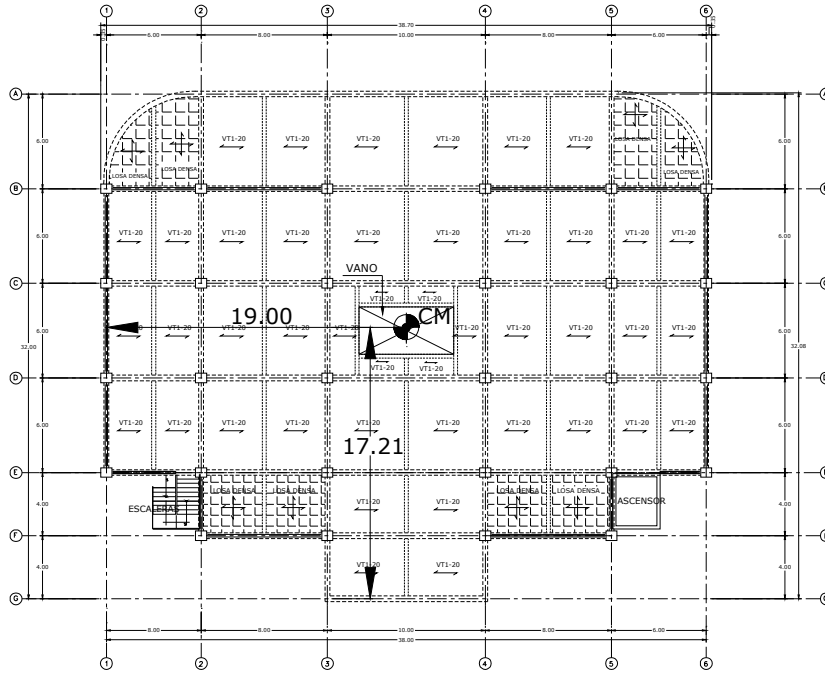
$$h \approx 11 \text{ cm}$$

Para uniformizar el peso de la losa, en los tableros de losa de los baños y los tableros irregulares, se estructuró losa densa de 12 cm de espesor, que tiene un peso propio de 288 Kg/m², éste peso es mayor al de la losa COPRESA en 28 Kg/m², pero se han configurado en forma simétrica, permitiendo que el centro de masa se mantenga en posición simétrica, al menos con respecto a un eje. Los cálculos del centro de masa se encuentran en la tabla 3.16.

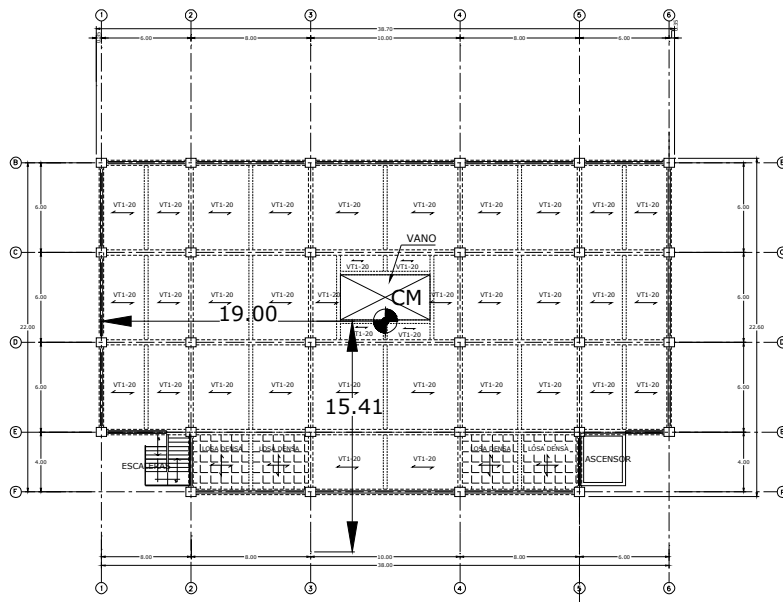


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.53a. Estructuración del sistema de piso

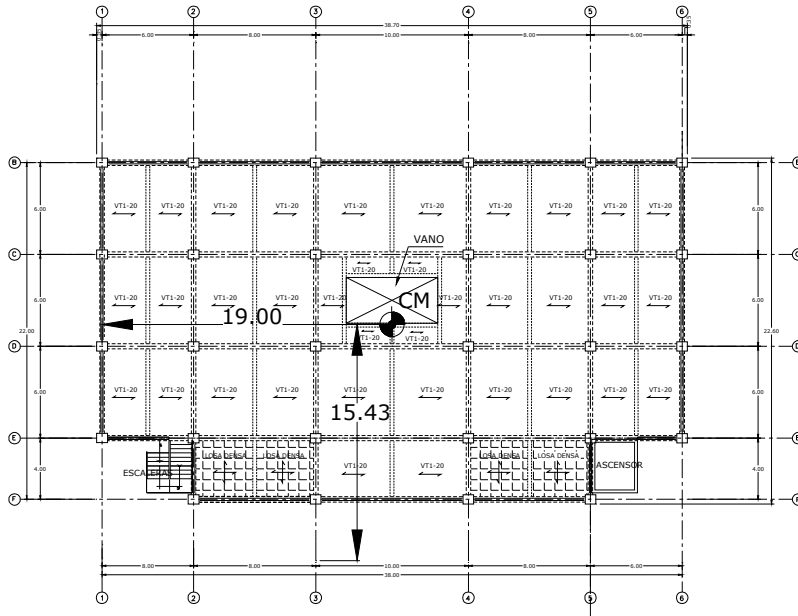


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

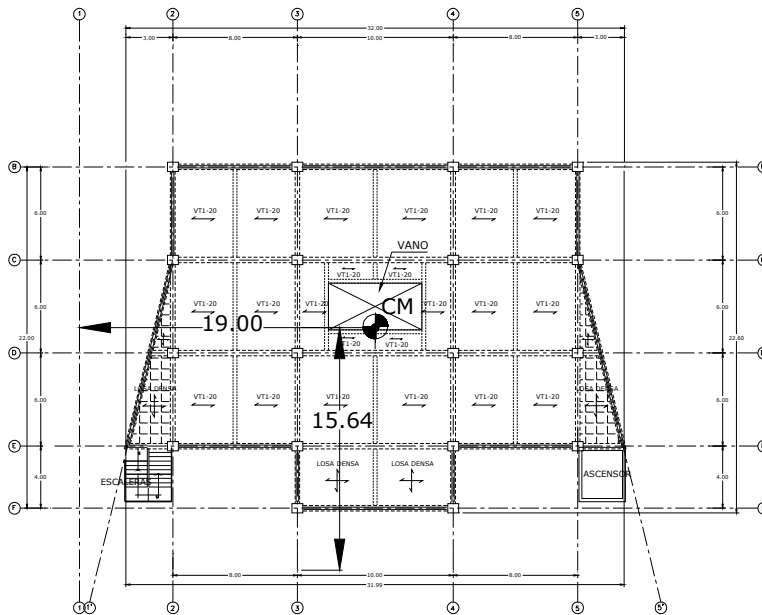


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.53b. Estructuración del sistema de piso

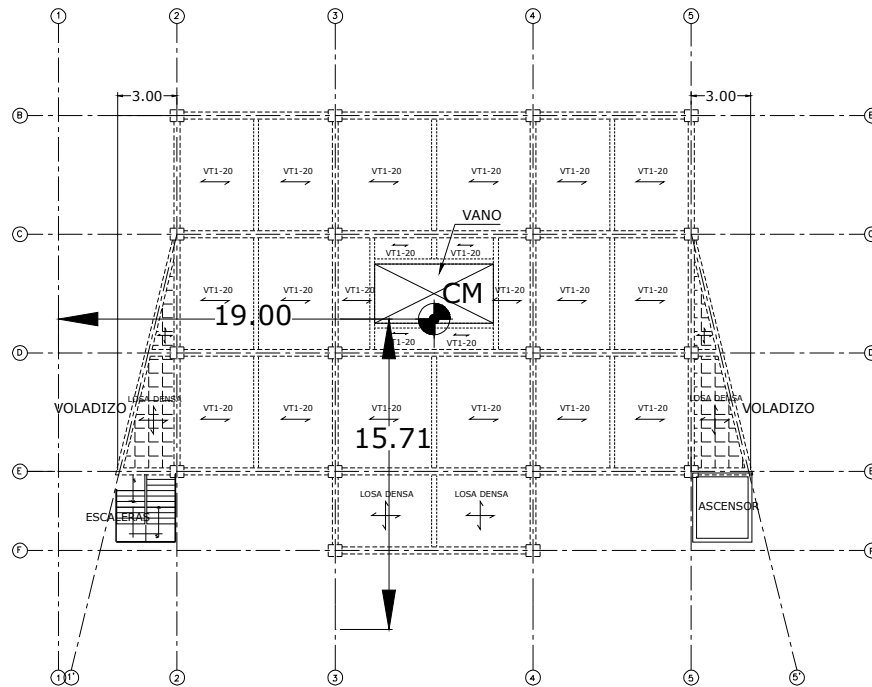


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+15.20
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.53c. Estructuración del sistema de piso



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+22.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.53d. El sistema de piso del edificio se configuro con losa aligerada VT1-20, a excepción de los tableros de losa achurados, que han sido configurados con losa densa bidireccional, con un espesor de 12 cm, que uniformiza el peso en toda la planta.

b) Estructuración de vanos en forma simétrica

Se configuró un vano al centro de la planta del edificio, dándole continuidad en toda su altura, además, al configurar el vano, se mantuvo el eje de simetría geométrica en la planta del edificio.

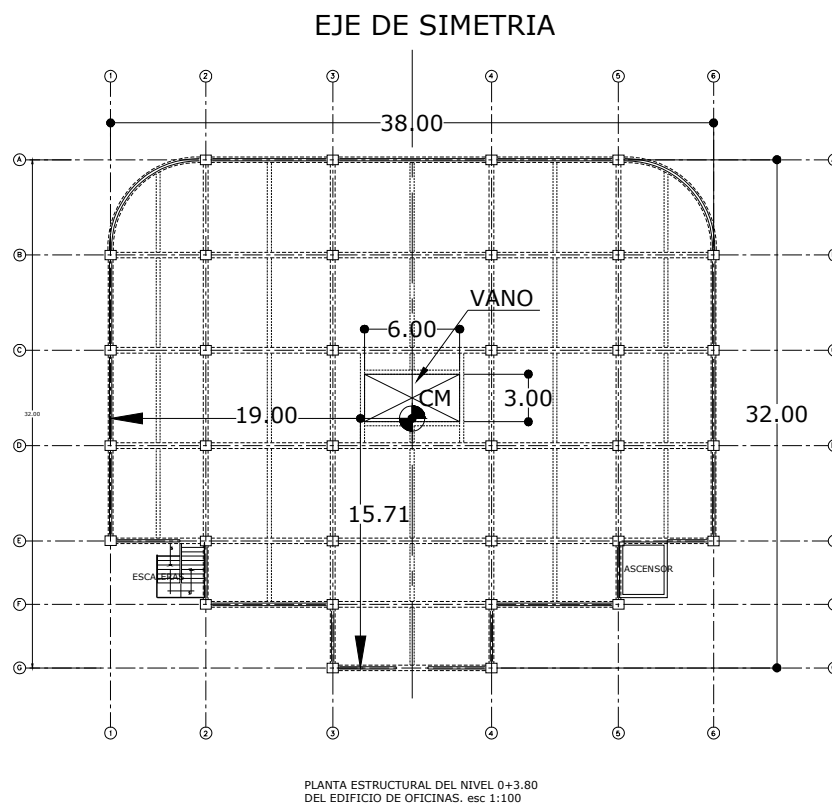


Fig. 3.54. Configuración de vano manteniendo un eje de simetría en planta

c) Estructuración de voladizos cortos

Únicamente se configuraron vigas en voladizos en los dos últimos niveles, formando un trapecio con una dimensión de 3.00 m, en su parte más larga, hasta tener 0.00 m en el otro extremo, como se muestra en la figura 3.55. Los voladizos se configuraron en dos extremos opuestos de la planta, para mantener el eje de simetría. No se han configurado losas ni columnas en voladizo.

En la figura 3.55, se observa la forma en que están apoyadas las vigas en voladizo (en negro), conectando en un extremo con una columna y en el otro sirviendo de apoyo a una viga primaria.

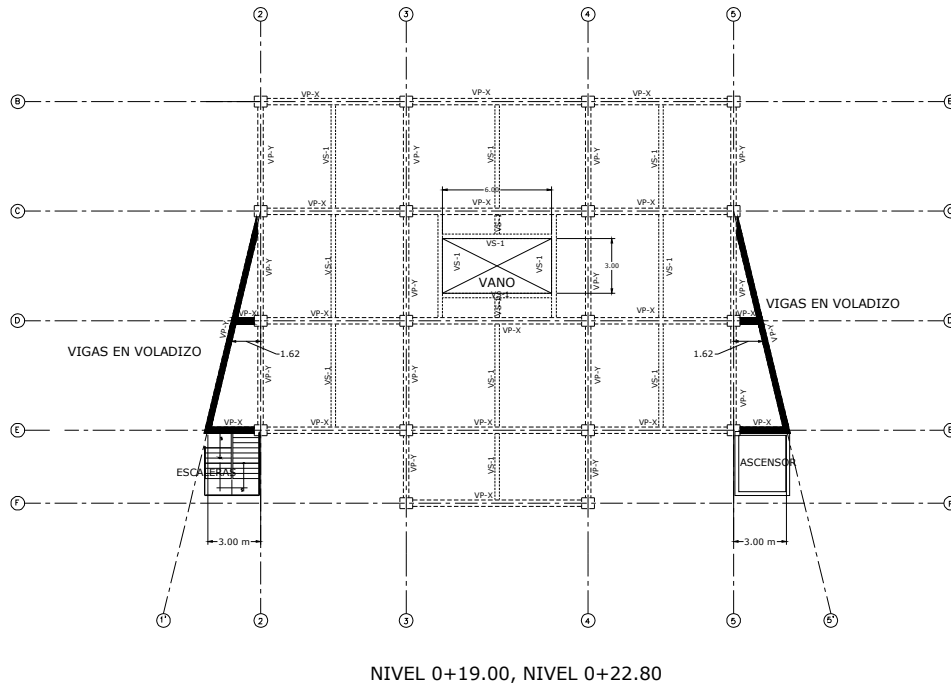


Fig. 3.55. Se han configurado los voladizos en forma simétrica y su longitud no sobrepasa los 3.00 m

d) Incorporación de piso flexible con piso rígido

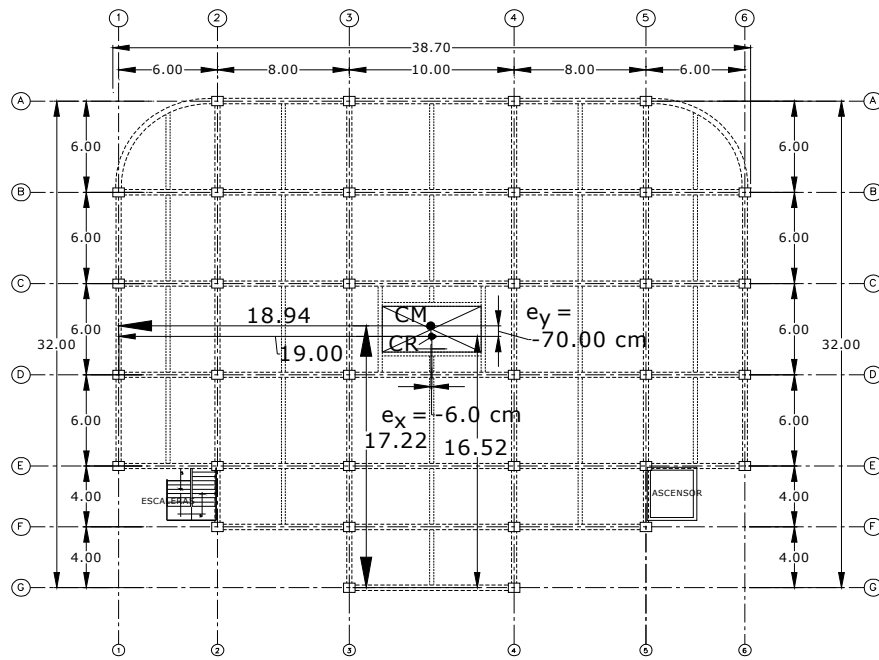
No se ha combinado piso rígido con flexible, la configuración es únicamente a base de piso rígido.

II. CRITERIOS DE MASA EN ELEVACIÓN

En todo el edificio se ha hecho una distribución de paredes de relleno en forma simétrica, de igual forma la distribución de ventanas, para no perder la simetría en el edificio y no se han configurado paredes sobre tableros de losa, con esto se ha logrado no producir grandes excentricidades en el edificio (Ver tabla 3.16).

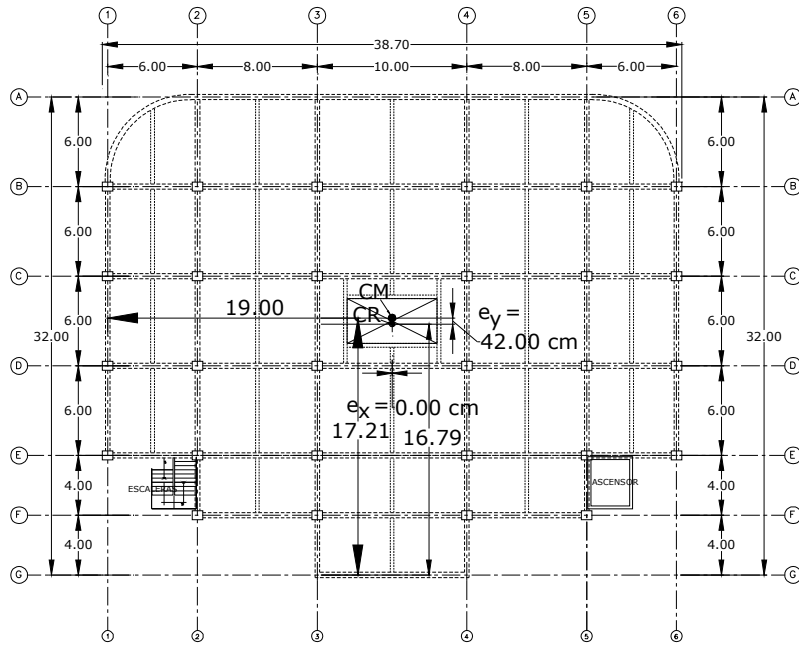
III. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN PLANTA

Aunque la distribución de columnas en la planta del edificio no se ha hecho de forma uniforme, esta se ha hecho de tal forma que el centro de rigidez no se aleje del centro de masa. En la tabla 3.16 se pueden chequear las excentricidades para cada nivel, donde se tienen los valores máximos que son 0.97 m y 0.91 m para los niveles 3 y 2 respectivamente, en la dirección “Y-Y”, mientras que las excentricidades en “X” son cero en todos los niveles.

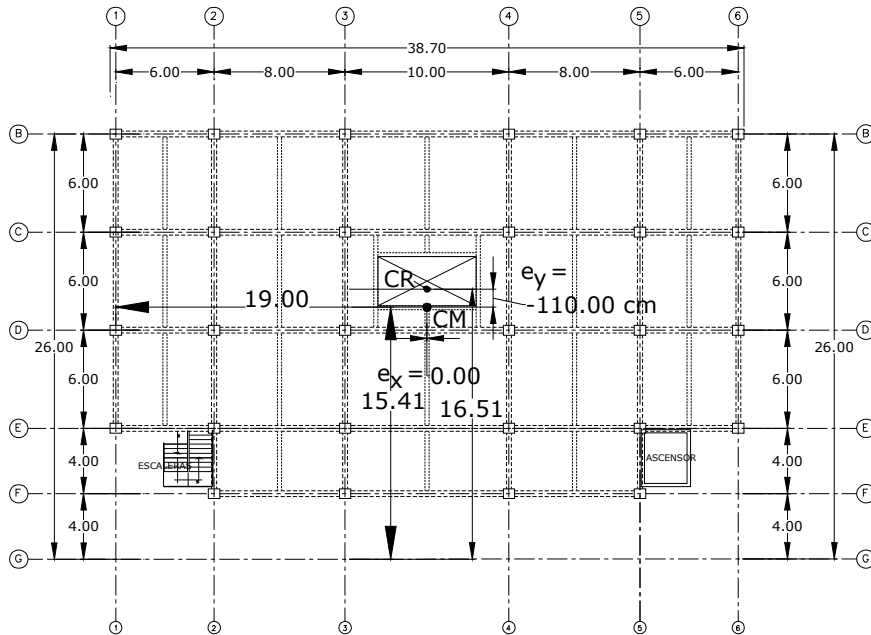


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS, esc 1:100

Fig. 3.56a. Distribución de columnas en la planta del edificio

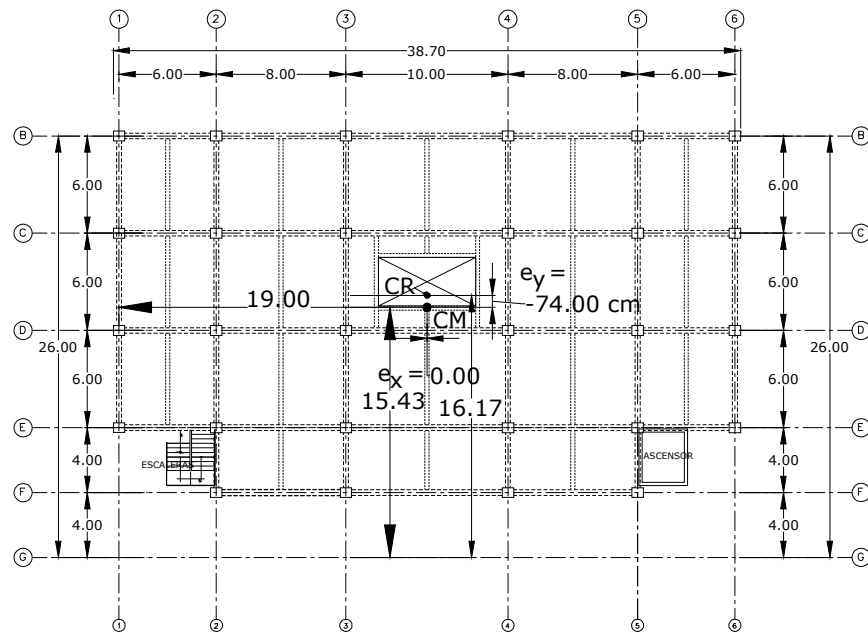


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

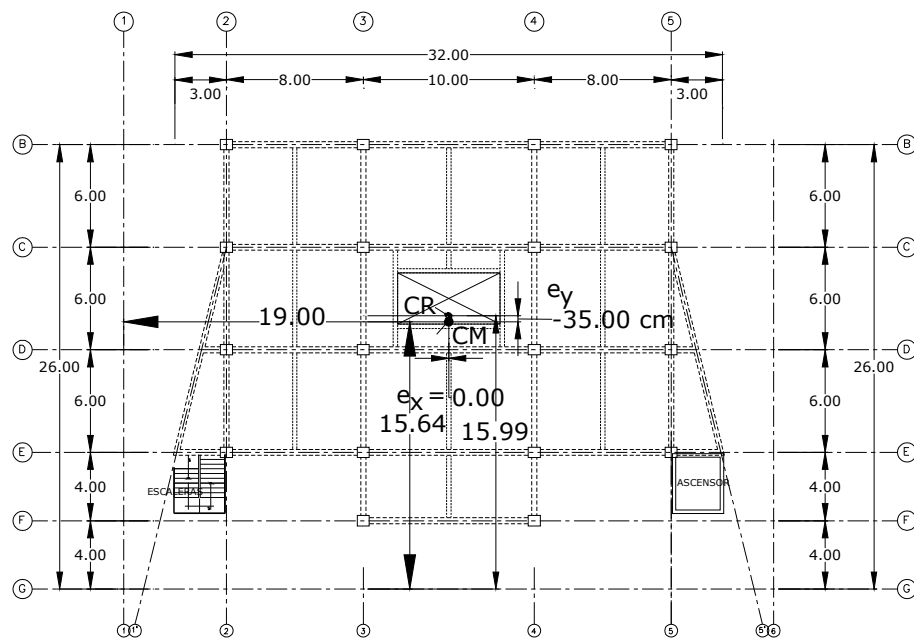


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.56b. Distribución de columnas en la planta del edificio



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+15.20
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 3.56c. Distribución de columnas en la planta del edificio

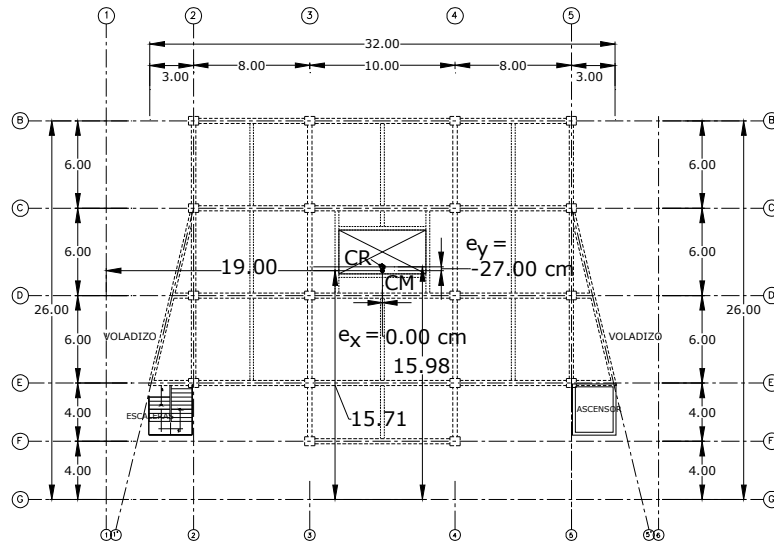


Fig. 3.56d. Aunque la distribución de columnas no se ha hecho de forma uniforme en toda la planta, el centro de masa se mantiene cercano al centro de rigidez

IV. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN ELEVACION

a) Continuidad en la altura de las columnas en el sistema de piso

Las columnas tienen una altura de 3.80 m en todos los entrepisos del edificio, por lo que se mantiene una altura uniforme en todas las alturas de columnas del edificio.

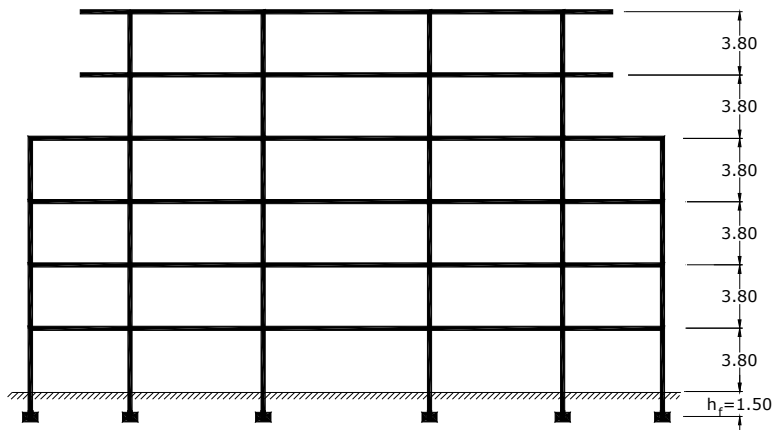


Fig. 3.57. Altura de columnas en cada entrepiso

b) Continuidad en la distancia entre columnas

En la dirección “Y-Y” todos los claros son de 6.00 m, a excepción del claro de la entrante y la saliente que tienen una dimensión de 4.00 m cada uno. En la dirección “X-X” se ha variado la longitud de los claros, dejando longitudes de 6.00 m en los extremos, luego de 8.00 m y un claro de 10.00 m al centro del edificio, pero se ha hecho de forma simétrica.

En ninguna de las dos direcciones se mantiene la continuidad en la distancia entre columnas, por lo que fue necesario incrementar la sección de las vigas en la dirección “Y” por tener un claro de 10.00 m.

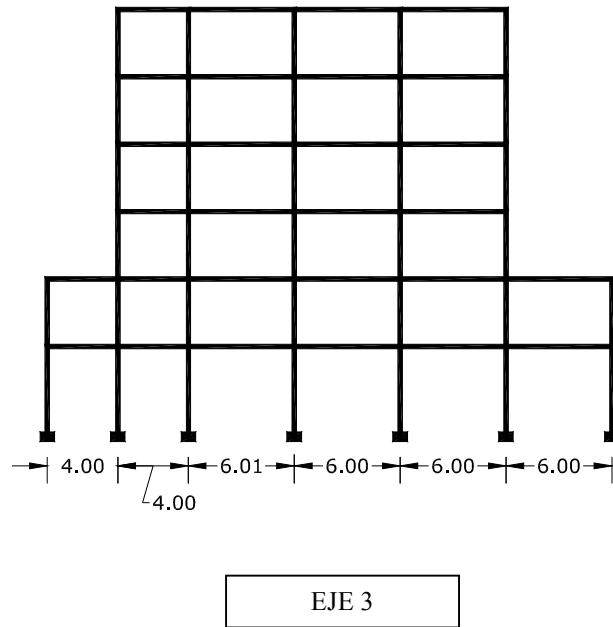


Fig.3.58a. Distancia entre columnas.

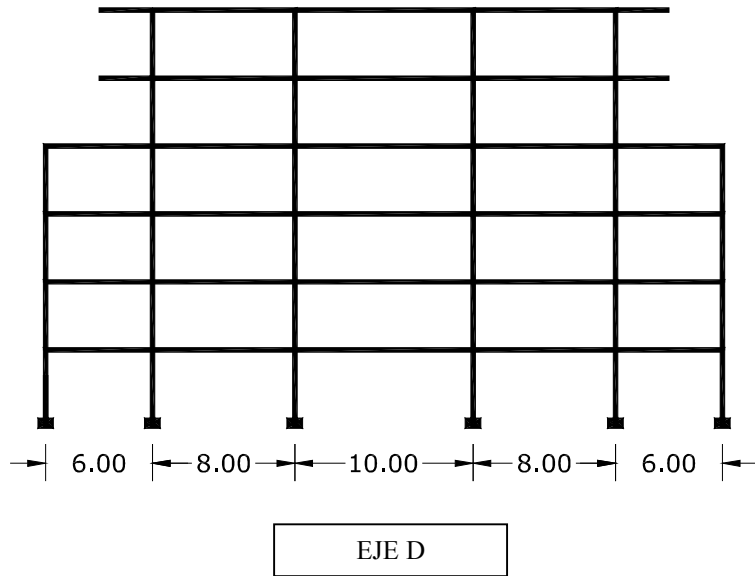


Fig. 3.58b. En la figura se observa que las columnas están ubicadas a una distancia variable.

c) Continuidad horizontal en los marcos y columnas del primer entre piso a mismo nivel

En todos los marcos del edificio existe continuidad horizontal y las bases de las columnas están al mismo nivel en toda la planta.

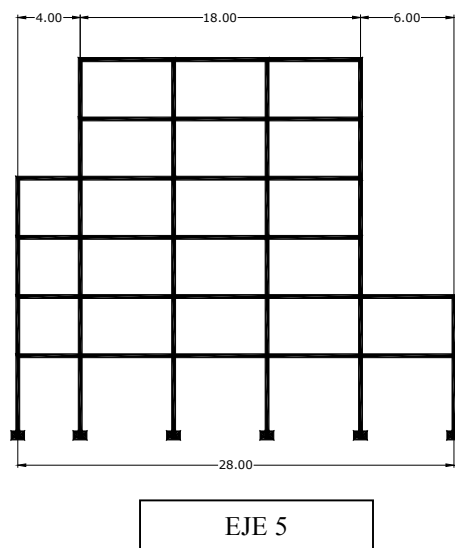


Fig. 3.59. No existe discontinuidad horizontal en los marcos

El análisis realizado anteriormente de cada uno de los criterios, ha sido para los criterios geométricos utilizando las relaciones que establecen los reglamentos y también según el criterio del diseñador, en los criterios de masa y rigidez estos se han desarrollado de una forma conceptual. En el siguiente capítulo estos se desarrollarán de forma analítica.

CAPITULO 4

**USO DE SOFTWARE ETABS PARA DEDUCIR EFECTOS
PRODUCIDOS POR MALA ESTRUCTURACION EN EDIFICIOS Y
ANALISIS DE RESULTADOS**

4.1. INTRODUCCION

En el siguiente capítulo se presenta de una manera numérica el desarrollo de los distintos criterios de estructuración analizados en el capítulo II. El análisis parte de las condiciones generales del proyecto asumidas en los capítulos anteriores, tales como: capacidad de carga del suelo, uso del suelo, topografía del lugar, etc., además de las consideraciones que se han realizado para poder evaluar un edificio bien estructurado contra un mal estructurado en los distintos criterios de estructuración.

Se define la configuración geométrica de ambos edificios (la configuración de los edificios mal estructurados están basadas en el bien estructurado) y las modificaciones en los distintos criterios de estructuración para poder llegar a causar que la estructura no sea adecuada. Estos criterios se aplican tanto en planta como en elevación. Teniendo todas las consideraciones necesarias para llevar a cabo el análisis de la estructura esta será cargada, dependiendo del uso y de las cargas a que esta sea sometida de acuerdo a su configuración (los cálculos de estas no son presentados ya que el programa se encarga de calcularlos) para que el software calcule todas las propiedades geométricas necesarias y las fuerzas internas (ubicaciones de centros de masas, centros de rigidez, centros de cortantes y las excentricidades que la ubicación de estos provoque, valores del cortante basal, y fuerzas de látigo aplicadas sobre la estructura además de los momentos torsionantes a que esta este sometida, pesos sísmico de la estructura, derivas de entepiso de cada edificio, fuerzas axiales en columnas), a que es sometida la estructura.

Posteriormente se muestran tablas resumen con todos los resultados obtenidos que servirán como base para la comparación entre todas los criterios de estructuración (esto con el fin de comprobar cual es la variación que se tiene en un edificio bien estructurado contra un mal estructurado).

4.2. PARAMETROS GENERALES UTILIZADOS EN EL SOFTWARE ETABS PARA EL ANALISIS DE EDIFICIOS

Para analizar estructuras, por medio el software ETABS, especializado para el análisis de estructuras, únicamente será necesario crear el modelo, dibujando vigas, columnas, losas y paredes que conforman la estructura, asignando a cada uno de ellos las secciones y propiedades estructurales de los materiales correspondientes, por medio de éste software solo se podrán chequear las propiedades estructurales del edificio, entonces, todos aquellos criterios geométricos serán revisados aplicando las relaciones de proporción vistas en el capítulo II.

En todos los edificios modelados se han hecho las siguientes consideraciones de cargas muertas, cargas vivas y carga sísmica:

I. Cargas sobre tableros de losa

Tabla 4.1. Carga muerta en los niveles 0+3.80, 0+7.60, 0+11.40, 0+15.20 y 0+19.00 *	
Descripción	Peso (Kg/m²)
Instalaciones eléctricas y cielo falso	35
Sobrelosa	20
Divisiones interiores	50
Piso cerámico	45
TOTAL:	150
*El peso propio no se ha incluido, ya que este es calculado por el software. La losa copresa VT1-20 tiene un peso de 260 Kg/m ² y la losa densa de 12 cm de espesor tiene un peso de 288 Kg/m ² .	

Tabla 4.2. Carga muerta en el nivel 0+22.80 *	
Descripción	Peso (Kg/m²)
Instalaciones eléctricas y cielo falso	35
Topping de concreto	20
TOTAL:	55
*El peso propio no se ha incluido, ya que este es calculado por el software	

Descripción	Uso	Carga para gravedad (Kg/m²)	Carga para sismo (Kg/m²)
Niveles 0+3.80 y 0+7.60	Salón de usos múltiples y restaurantes	350	250
Niveles 0+11.40, 0+15.20 y 0+19.00	Oficinas	250	180
Nivel 0+22.80	Azotea	100	50

*Según el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador, Título II.

Nivel	Carga muerta (Kg/m²)	Carga viva por gravedad (Kg/m²)	Carga viva por sismo (Kg/m²)
0 + 3.80	150	350	250
0 + 7.60	150	350	250
0 + 11.40	150	250	180
0 + 15.20	150	250	180
0 + 19.00	150	250	180
0 + 22.80	55	100	50

II. Cargas sobre vigas

Únicamente se considerará el peso de las paredes, ya que el peso propio y el peso que la losa transmite a la viga son calculados por el software.

Se utilizarán paredes de bloque de concreto de 15 cm, teniendo un peso de 330 Kg/ m²*

Descripción	Altura(m)	Peso (Kg/m)
Paredes en dirección x-x	3.05	1,006.50
Paredes en dirección y-y	3.20	1,056.00

*Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador

III. Cargas sísmicas

Ya que el software ETABS no permite el uso de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, se ha utilizado el UBC 94, donde se obtienen condiciones iguales, al utilizar los factores dados en la tabla 4.6.

Tabla 4.6. Coeficientes sísmicos		
Factores	Norma Técnica para diseño por Sismo de el Reglamento de El Salvador	Factores utilizados para la utilización del Programa ETABS (UBC 94)
Factor A de zonificación sísmica.	A = 0.40	Z = 0.40
Coefficiente de Sitio Co y To.	Co = 3.0 To = 0.60	S = 1
Factor Importación I.	I = 1.2	I = 2.05
Factor de modificación de repuesta R	R = 12	R = 12
Coefficiente para calcular el periodo de la estructura Ct	Ct = 0.073	Ct = 0.03

Los factores que se han utilizado, según la Norma Técnica para Diseño por Sismo del Reglamento de El Salvador, en la tabla 4.6, son:

- “A”, con un valor de 0.40 debido a la ubicación que tiene la edificación, la cual esta en la zona I según la figura 1 de dicha norma.
- Co y To, tienen que ver con la geología del lugar y las características del suelo, estos efectos se reflejan con estos factores, según la tabla 2 de la norma, para este caso se ha utilizado el tipo S₃ ya que no se conocen detalles de las propiedades del suelo, el cual establece los valores de Co=3.0 y To=0.60.
- I, según los niveles de seguridad la norma especifica que el coeficiente sísmico se multiplique por un factor de importancia (tabla 3 y 4 de la norma), el cual depende de la función de la estructura, para el cual esta estructura se encuentra en la categoría II de edificios de Ocupación especial, teniendo un valor de 1.2, debido a que es una estructura de más de cuatro niveles.

- R, este se refiere a la capacidad relativa de los sistemas estructurales para proporcionar una disipación de energía, para este caso la edificación esta ubicada en el sistema A, numeral 1, para sistema de marcos; y sistema C, numeral 1a, para sistema dual, en ambos casos el valor es de 12.
- C_t , el valor de este coeficiente sirve para calcular el periodo de la estructura y depende del sistema estructural, en donde para marcos de concreto reforzado el valor es de 0.073 y 0.049 para sistema dual.

Para el uso del programa Etabs es necesario utilizar un código que sea aplicable a la normativa de nuestro país, en donde para este análisis se utiliza el código del UBC 94, según la tabla 4.6 se han obtenido los siguientes valores para cada uno de los factores:

- Z, este es un factor de la zona sísmica, es decir zona 4, por lo cual el valor es de 0.4.
- I, este coeficiente representa el factor de importancia sísmica, en donde este se ha obtenido al realizar una igualdad del cortante basal del UBC 94 con la norma técnica de diseño, dando como resultado un valor de 2.05.
- S, depende de las características del suelo, el valor para el coeficiente de sitio para este caso es de 1.
- R, según el tipo de sistema estructural utilizado dicho valor es igual a 12.
- C_t , este valor también depende del tipo de sistema estructural que tenga la edificación, por lo cual el valor de este es de 0.03.

Para considerar los efectos ortogonales el software ETABS no considera las fuerzas sísmicas actuando en un 100% en una dirección y un 30% en dirección perpendicular a ésta, mas sin embargo, considera lo establecido en la sección 6.4.1 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, donde establece que alternativamente para considerar los efectos de las dos direcciones ortogonales pueden ser combinados en base a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o por la combinación cuadrática completa.

III. Combinaciones de carga

Internamente el software ETABS realiza las combinaciones de carga, donde se ha establecido que se utilice el reglamento del ACI 318-05.

Tabla 4.7. Combinaciones de carga (ACI 318-05)

Combinación	Factor	Caso	Factor	Caso	Factor	Caso	Factor	Caso				
DCON1	=	1,4	DEAD									
DCON2	=	1,2	DEAD	+	1,6	LIVE	+	1,6	LIVET			
DCON3	=	1,2	DEAD	+	1,0	LIVE	+	1,0	LIVET	+	1,0	QXEYP
DCON4	=	1,2	DEAD	+	1,0	LIVE	+	1,0	LIVET	-	1,0	QXEYP
DCON5	=	1,2	DEAD	+	1,0	LIVE	+	1,0	LIVET	+	1,0	QXEYN
DCON6	=	1,2	DEAD	+	1,0	LIVE	+	1,0	LIVET	-	1,0	QXEYN
DCON7	=	1,2	DEAD	+	1,0	LIVE	+	1,0	LIVET	+	1,0	QYEXN
DCON8	=	1,2	DEAD	+	1,0	LIVE	+	1,0	LIVET	-	1,0	QYEXN
DCON9	=	1,2	DEAD	+	1,0	LIVE	+	1,0	LIVET	+	1,0	QYEXP
DCON10	=	1,2	DEAD	+	1,0	LIVE	+	1,0	LIVET	-	1,0	QYEXP
DCON11	=	0,9	DEAD	+	1,0	QXEYP						
DCON12	=	0,9	DEAD	-	1,0	QXEYP						
DCON13	=	0,9	DEAD	+	1,0	QXEYN						
DCON14	=	0,9	DEAD	-	1,0	QXEYN						
DCON15	=	0,9	DEAD	+	1,0	QYEXN						
DCON16	=	0,9	DEAD	-	1,0	QYEXN						
DCON17	=	0,9	DEAD	+	1,0	QYEXP						
DCON18	=	0,9	DEAD	-	1,0	QYEXP						

Donde:

DEAD: Carga muerta

LIVE: Carga viva

LIVET: Carga viva de techo

QXEYP: Sismo en "X", excentricidad en "Y" positiva

QXEYN: Sismo en "X", excentricidad en "Y" negativa

QYEXP: Sismo en "Y", excentricidad en "X" positiva

QYEXN: Sismo en "Y", excentricidad en "X" negativa

4.3. MODELO DE EDIFICIO A BASE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO CUMPLIENDO CON LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.

Al introducir el edificio que cumple con los criterios de estructuración (chequeado en el Cáp. III) al software ETABS, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4.8. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo

Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,85	5088,57	485,74	28,76
QXEYN	X - EccY	0,85	5088,57	485,74	28,76
QYEXN	Y - EccX	1,02	5088,57	427,46	30,65
QYEXP	Y + EccX	1,02	5088,57	427,46	30,65

En la tabla 4.8 se observa la diferencia entre el cortante basal para las direcciones “X” y “Y”, éstas se deben a que el periodo de vibración de la estructura también cambia para cada dirección, ya que es calculado internamente por el programa. Lo mismo ocurre con la fuerza de látigo. En ambas direcciones se ha utilizado el método “B” de la NTDS para calcular el periodo de la estructura, verificando que el cortante basal sea mayor al 80% del calculado con el método “A”.

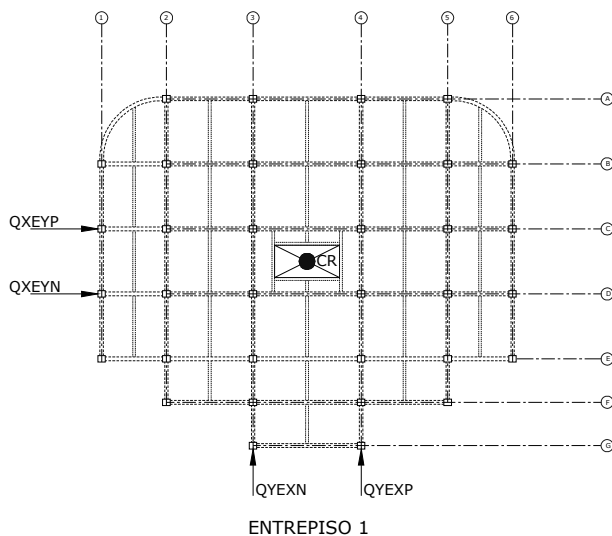


Fig. 4.1a. Representación esquemática del cortante basal con sus respectivas excentricidades.

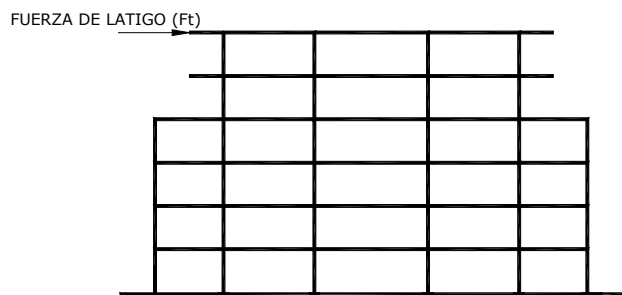


Fig. 4.1b. Representación de la fuerza de látigo aplicada a la estructura en la dirección x.

En la tabla 3.15 se tienen los valores de cortantes y momentos torsores para cada nivel, en donde el calculo de los momentos torsores se ha realizado utilizando las excentricidades calculadas, para tener una base de comparación con cada uno de los modelos y para cada criterio de estructuración.

Tabla 4.9. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T_{Vx} (Ton-m)	T_{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-93,00	-86,43	25.11	0.00
NIVEL5	-185,15	-166,45	59.53	0.00
NIVEL4	-287,63	-255,44	166.54	0.00
NIVEL3	-367,84	-325,08	354.97	0.00
NIVEL2	-442,83	-390,20	404.57	0.00
NIVEL1	-485,74	-427,46	202.55	4.27

Según se muestra en la tabla 4.9, que la fuerza cortante disminuye según la altura del edificio, en ambas direcciones, lo mismo ocurre con la torsión del edificio, ésta es más alta en los niveles más bajos, ya que ésta depende del cortante sísmico. En la tabla 4.9., también se indica la dirección y la excentricidad del sismo que produce el mayor efecto torsionante para cada nivel.

El momento torsor también depende de la excentricidad que se tenga en cada nivel del edificio, ésta se produce por lo difícil que sería en la práctica hacer coincidir el centro de cortante con el centro de rigidez; en la tabla 4.10., se presentan las excentricidades en “X” y “Y” para cada nivel, con sus respectivos centros de cortante y centros de rigidez.

Tabla 4.10. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	37,09	37,09	19,00	15,71	19,00	15,71	19,00	15,98	0,00	-27,00
NIVEL5	63,31	63,31	19,00	15,64	19,00	15,67	19,00	15,99	0,00	-32,05
NIVEL4	86,93	86,93	19,00	15,43	19,00	15,59	19,00	16,17	0,00	-57,90
NIVEL3	88,89	88,89	19,00	15,41	19,00	15,55	19,00	16,51	0,00	-96,55
NIVEL2	118,52	118,52	19,00	17,21	19,00	15,88	19,00	16,79	0,00	-91,36
NIVEL1	120,83	120,83	18,94	17,22	18,99	16,10	19,00	16,52	-1,00	-41,70

La Norma Técnica de Diseño por Sismo establece que la excentricidad no debe ser mayor al 10% de la longitud de la planta, paralela a la dirección de la excentricidad, ya que se tendría una estructura irregular; en la tabla 4.11 se indican los valores de excentricidades permitidas para cada nivel.

Tabla 4.11. Excentricidades permisibles por cada nivel.

NIVEL	Longitudes en planta (m).		Excentricidad permisible (cm)	
	"X"	"Y"	e _x	e _y
Nivel 1 y 2	38.00	28.00	380	280
Nivel 3 y 4	38.00	22.00	380	220
Nivel 5 y 6	26.00	18.00	260	180

Si se comparan los valores de excentricidades permisibles, con las excentricidades calculadas por el programa, éstas están en lo permitido por la norma, además, es importante mencionar que en la dirección "X-X" son la excentricidades son "cero", debido a que en la configuración del edificio, se tiene un eje de simetría en "Y".

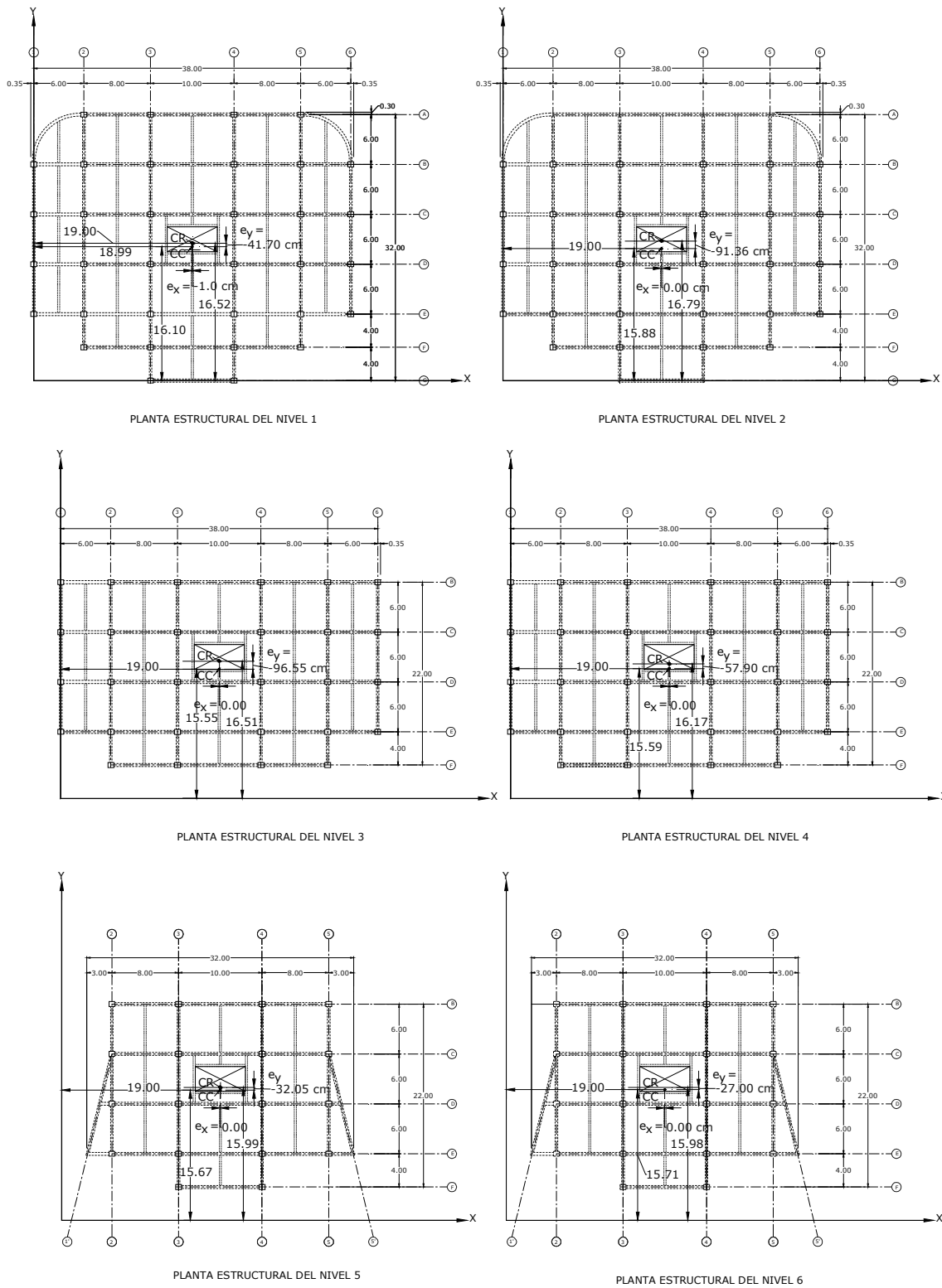


Fig. 4.2. Excentricidades en el edificio a base de marcos de concreto reforzado que cumple con los criterios de estructuración.

Es importante que en análisis sísmico se revisen los desplazamientos del edificio y las derivas de entresuelo, para ello se resumen en la tabla 4.12 los desplazamientos máximos en cada dirección (un valor negativo en la dirección “Z-Z” indica desplazamiento en la dirección de las fuerzas de gravedad) y las derivas de entresuelo.

Tabla 4.12. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva* en "X" (cm)	Deriva* en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,48	-0,14	0,00	2,85	3,75
	QYEXP	0,23	4,65	-0,01		
	DCON2	0,00	0,13	-1,16		
NIVEL5	QXEYN	3,12	-0,12	0,00	4,06	5,26
	QYEXP	0,20	4,18	-0,02		
	DCON2	0,00	0,12	-1,37		
NIVEL4	QXEYN	2,62	0,27	-0,02	4,32	6,53
	QYEXP	0,16	3,52	0,03		
	DCON2	0,00	0,11	-1,34		
NIVEL3	QXEYN	2,08	0,23	-0,02	4,87	7,40
	QYEXP	0,13	2,71	0,02		
	DCON2	0,00	0,08	-1,28		
NIVEL2	QXEYN	1,47	0,07	-0,01	5,92	7,24
	QYEXP	0,08	1,78	-0,05		
	QYEXP	0,08	1,78	-1,30		
NIVEL1	QXEYN	0,73	0,03	0,00	5,82	7,01
	QYEXP	0,04	0,88	0,01		
	DCON2	0,00	0,02	-1,20		
*La deriva es calculada como se establece en la Norma Técnica de Diseño por Sismo, utilizando un valor de $C_d = 8$.						

El desplazamiento máximo del edificio, en el rango inelástico es 27.84 cm en la dirección “X” y 37.20 cm en la dirección “Y”.

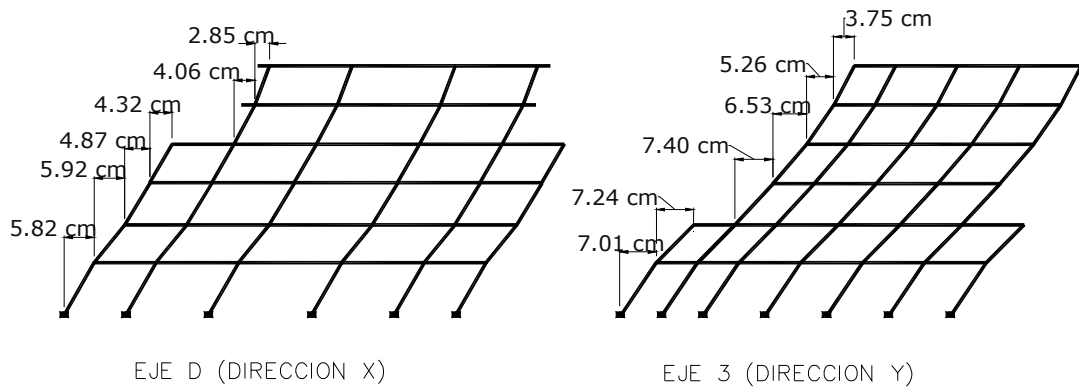


Fig. 4.3. Derivas de entrepiso en la direcciones ortogonales “X” y “Y”.

La Norma Técnica de Diseño por Sismo, para las características del edificio analizado, permite una deriva máxima calculada con la siguiente expresión:

$$\Delta_a = 0.015h_{sx}$$

Donde:

Δ_a : deriva admisible.

H_{sx} : altura de entrepiso.

Sustituyendo en la expresión de tiene:

$$\Delta_a = 0.015 \times 380$$

$$\Delta_a = 5.70 \text{ cm.}$$

Se puede observar en la tabla 4.12 que las derivas en los niveles 3 y 4, en la dirección “Y” sobrepasan los valores límites, de igual forma las derivas en los niveles 1 y 2, en ambas direcciones ortogonales, “X” y “Y”. Es aquí donde se reconoce la necesidad de rigidizar el edificio, por lo cual se deben incorporar paredes de cortante. Además, por ser un edificio de 6 niveles con alturas iguales, el desplazamiento total máximo es:

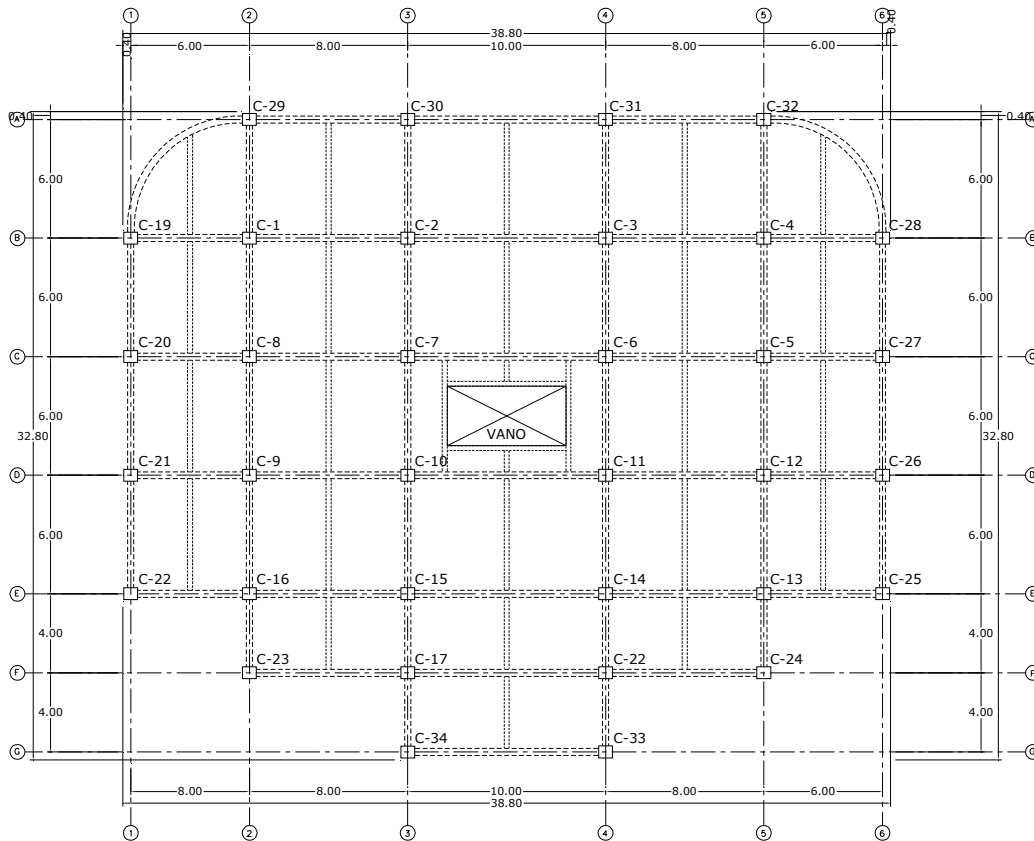
$$\Delta_{m\acute{a}x} = 5.70 \times 6 = 34.20 \text{ cm}$$

Este valor es sobrepasado en la dirección “Y”, por lo que la estructura presentaría problemas de colapso.

No solo es necesario revisar los desplazamientos relativos, sino también las acciones internas a las que están sometidos sus elementos; en la tabla 4.13 se tiene un resumen de las fuerzas internas máximas en las columnas con mayores esfuerzos en el edificio.

Tabla 4.13. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2* (ton)	V3* (ton)	T (ton-m)	M2* (ton-m)	M3* (ton-m)
C34	-87,31	-22,75	-15,98	0,48	-40,54	-51,60
C33	-87,31	22,75	-15,98	0,48	-40,55	51,59
C23	-155,87	-15,95	-13,15	-0,48	-43,48	-51,08
C17	-249,49	-18,88	-17,31	-0,48	46,24	-53,49
C18	-249,49	18,88	-17,31	-0,48	46,24	53,49
C24	-155,87	15,95	-13,15	-0,48	-43,48	51,07
C22	-138,72	-15,86	-12,98	-0,48	-44,14	-49,71
C16	-253,34	-22,11	-17,68	-0,48	-47,36	-54,00
C15	-326,44	-17,81	-16,67	-0,48	-45,14	-51,65
C14	-326,44	17,81	-16,67	-0,48	-45,14	51,65
C13	-253,34	22,11	-17,68	-0,48	-47,36	54,00
C25	-138,72	15,86	-12,98	-0,48	-44,14	49,71
C21	-178,72	-16,40	15,22	-0,48	47,92	-47,73
C9	-310,36	-20,51	14,55	-0,48	46,19	-51,20
C10	-376,05	-17,05	14,63	-0,48	44,70	-49,34
C11	-376,05	17,05	14,63	-0,48	44,70	49,34
C12	-310,39	20,51	14,54	-0,48	46,19	51,20
C26	-178,72	16,40	15,22	-0,48	47,93	47,73
C20	-176,45	-16,43	15,19	-0,48	47,88	-47,07
C8	-292,45	-20,30	14,82	-0,48	46,23	-50,44
C7	-375,13	-17,14	-13,61	-0,48	43,63	-48,68
C6	-375,11	17,14	-13,61	-0,48	43,63	48,69
C5	-294,00	20,30	14,82	-0,48	46,22	50,45
C27	-176,45	16,44	15,19	-0,48	47,89	47,06
C19	-173,60	-15,70	-16,45	-0,48	-47,89	-48,42
C1	-243,74	-20,49	14,46	-0,48	46,49	-51,02
C2	-326,16	-17,97	13,93	-0,48	44,60	-49,72
C3	-326,16	17,97	13,93	-0,48	44,60	49,71
C4	-243,77	20,49	14,47	-0,48	46,50	51,02
C28	-173,60	15,69	-16,45	-0,48	-47,89	48,41
C29	-113,18	17,90	18,18	-0,48	44,05	47,08
C30	-112,94	-22,18	15,90	-0,48	41,17	-49,11

C31	-112,94	22,17	15,90	-0,48	41,17	49,11
C32	-113,17	-17,91	18,18	-0,48	44,05	-47,08
*Para columnas, el eje 2 es paralelo al eje "X" y el eje 3 paralelo al eje "Y".						



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1

Fig. 4.4. Distribución de columnas en la planta del edificio.

La fuerza axial es mayor en las columnas internas y es menor en las columnas perimetrales, visto desde el punto de vista de cargas gravitacionales, esto se debe a que las columnas internas tienen mayor área tributaria que las columnas perimetrales, considerando una carga uniforme en cada nivel del edificio.

La mayor fuerza cortante, en el eje 2 se tiene en las columnas 33 y 34, que forman parte de una saliente en planta; de igual forma, las mayores fuerzas cortantes en el eje 2 se tienen en las columnas de esquinas entrantes y salientes.

El cortante máximo en el eje 3 se tiene en las columnas 29 y 32, que son elementos perimetrales; obteniendo los valores máximos de cortante en elementos perimetrales.

La torsión máxima tiene el mismo valor numérico en todas las columnas del edificio.

Al analizar los momentos alrededor de los ejes 2 y 3, sus valores máximos se tienen en las columnas de esquinas entrantes y en las columnas perimetrales del edificio.

Como de planteó en el capítulo III, los puntos de mayores esfuerzos se tienen en los elementos perimetrales y en las esquinas entrantes de la planta del edificio.

4.4. MODELO DE EDIFICIO A BASE DE MARCOS Y PAREDES DE CONCRETO REFORZADO, CUMPLIENDO LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

Para rigidizar el edificio, debido a que las derivas de entrepiso sobrepasaban los valores permisibles, se incorporaron muros de pequeñas dimensiones adosados a los marcos de concreto reforzados (ver figura 3.1. en Cáp. III), obteniendo los siguientes datos sísmicos calculados por el programa:

Tabla 4.14. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,79	5427,14	543,04	29,96
QXEYN	X - EccY	0,79	5427,14	543,04	29,96
QYEXN	Y - EccX	0,79	5427,14	543,04	29,96
QYEXP	Y + EccX	0,79	5427,14	543,04	29,96

Se observa en la tabla 4.14 que el periodo de la estructura es igual en ambas direcciones, debido a que ha sido calculado por el método “A” de la NTDS, ya que al ser calculado por el programa (Método B), se tiene un periodo de 0.52 seg. y 0.40 seg. en las direcciones “X” y “Y” respectivamente, y según la NTDS, el periodo no deben ser menor a 0.6 seg.

El peso sísmico obtenido para el sistema dual excede en un 6.23% al peso sísmico del edificio configurado a base de marcos, éste incremento de peso es producido por la incorporación de muros al sistema de marcos, para rigidizar el edificio. Dicho peso también produce un incremento en el cortante basal de 10.55% en la dirección "X" y 21.28 % en la dirección "Y"; estos cambios también se deben a la variación del periodo para cada sistema estructural.

La tabla 4.15 muestra los cortantes y momentos torsores máximos por entrepiso.

Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	TVx (Ton-m)	TVy (Ton-m)
AZOTEA	-100.63	-100.63	20.53	1.51
NIVEL5	-202.63	-202.63	-1.62	6.89
NIVEL4	-317.56	-317.56	-40.44	22.55
NIVEL3	-408.29	-408.29	202.10	40.83
NIVEL2	-493.45	-493.45	957.49	54.67
NIVEL1	-543.04	-543.04	1055.04	3.89

De igual forma que el cortante basal, las fuerzas cortantes y momentos torsores, han aumentado en cada entrepiso, producido siempre, por el aumento del peso sísmico del edificio.

También es necesario conocer la posición que tendrá el centro de cortante y el centro de rigidez, con sus respectivas excentricidades, estos valores se encuentran en la tabla 4.16.

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	37,78	37,78	19,00	15,70	19,00	15,70	19,02	15,90	-1,50	-20,40
NIVEL5	64,70	64,70	19,00	15,62	19,00	15,66	19,03	15,65	-3,40	0,80
NIVEL4	89,84	89,84	19,00	15,42	19,00	15,58	19,07	15,45	-7,10	12,73
NIVEL3	92,03	92,03	19,00	15,37	19,00	15,53	19,10	16,02	-10,00	-49,50
NIVEL2	123,53	123,53	19,01	17,25	19,00	15,87	19,11	17,81	-11,08	-194,04
NIVEL1	127,21	127,21	18,93	17,20	18,99	16,09	19,00	18,04	-0,72	-194,28

Las excentricidades obtenidas para éste sistema estructural se mantienen dentro de los límites permisibles, aunque se tienen excentricidades mayores a las calculadas en el edificio a base de marcos de concreto reforzado.

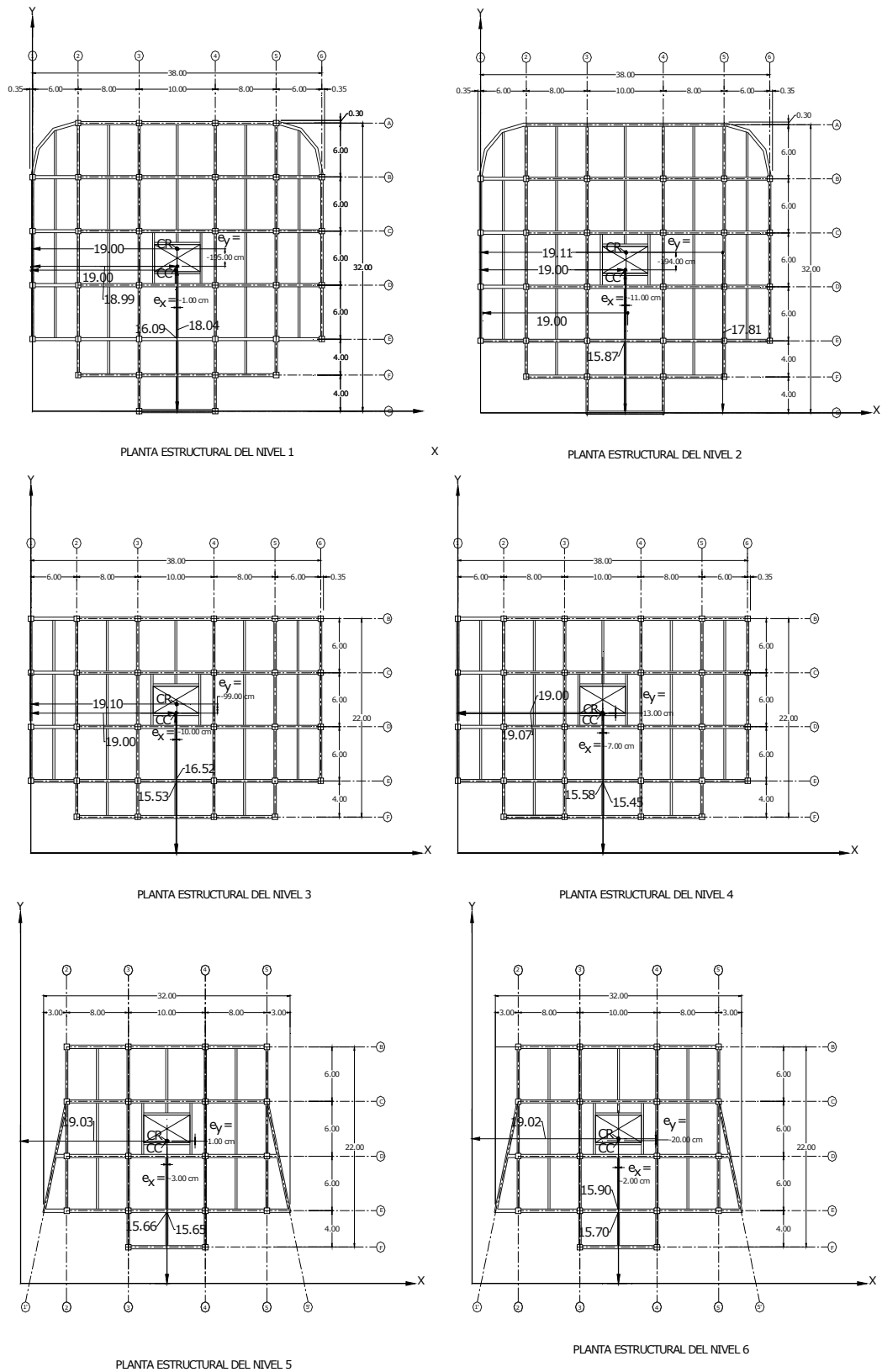


Fig. 4.5. Excentricidades en el edificio a base de sistema dual que cumple con los criterios de estructuración.

Al revisar las derivas de entrepiso, que se muestran en la tabla 4.17., éstas cumplen con lo establecido en la NTDS, ya que todas son menores a 5.70 cm.

Tabla 4.17. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
NIVEL	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	1,62	-0,06	-0,05	0,24	0,25
	QYEXP	-0,06	1,09	-0,01		
	DCON2	0,00	0,13	-1,10		
NIVEL5	QXEYN	1,37	-0,05	-0,07	0,31	0,28
	QYEXP	-0,04	0,84	0,00		
	DCON2	0,00	0,12	-1,31		
NIVEL4	QXEYN	1,06	-0,04	-0,07	0,31	0,19
	QYEXP	0,02	0,55	0,03		
	DCON2	0,00	0,11	-1,27		
NIVEL3	QXEYN	0,76	-0,03	-0,07	0,29	0,17
	QYEXP	0,00	0,37	-0,14		
	DCON2	0,00	0,00	-1,21		
NIVEL2	QXEYN	0,47	-0,02	-0,05	0,28	0,12
	QYEXP	0,00	0,20	0,06		
	QYEXP	0,08	0,00	-1,24		
NIVEL1	QXEYN	0,19	-0,01	-0,05	0,19	0,08
	QYEXP	0,01	0,08	0,07		
	DCON2	0,00	0,02	-1,13		

Es notable la diferencia que se tiene en las derivas de entrepiso al haber rigidizado el edificio a base de marcos, con paredes de concreto, teniendo reducciones de derivas hasta de un 90 %.

El desplazamiento máximo en el rango inelástico es de 12.96 cm en la dirección "X" y 8.72 cm en la dirección "Y", ambos valores son menores a 34.20 cm, por lo que el edificio no presentaría problemas de colapso.

Al calcular las acciones internas hay que tomar en cuenta que parte de las fuerzas sísmicas serán absorbidas por las paredes de corte incorporadas al edificio; dichas acciones internas se resumen en la

tabla 4.18., donde se tiene el valor máximo para cada acción interna, y los respectivos valores de fuerzas internas que se tienen al mismo tiempo.

Tabla 4.18. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C6	-284,20	0,02	-0,39	0,00	-0,60	0,04
C26	-15,74	12,40	0,28	0,02	0,62	19,97
C30	-31,16	-0,43	6,99	-0,03	11,64	-0,59
C3	-45,36	0,16	0,23	0,13	-0,04	0,16
C3	-50,71	0,14	6,59	0,12	13,71	0,07
C6	-202,06	10,19	-0,45	-0,05	-0,83	23,21

La fuerza de compresión máxima se da en la columna C6, presentando una reducción del 24.2 %, con respecto al edificio a base de marcos. De igual forma sucede con la fuerza cortante y el momento flector, ya que éstos presentan reducciones debido a que una fracción de las cargas sísmicas es absorbida por las paredes.

4.5. ANALISIS DE EDIFICIOS CON VARIACIONES PARA CADA CRITERIO DE ESTRUCTURACION

Con el fin de conocer la influencia que cada criterio tiene sobre la estructuración del edificio, se harán variaciones estructurales y/o geométricas, a la configuración anteriormente conceptualizada, de tal manera que no se cumplan los criterios específicos de estructuración para así poder conocer la forma en que modifica el comportamiento del edificio, el incumplimiento de cada criterio, es decir se tendrá una mala estructuración para la cual se revisarán excentricidades, derivas, acciones internas, etc., para compararlos con los datos obtenidos en los edificios que cumplen con los criterios de estructuración.

Los criterios a analizar se tienen en la figura 4.6.

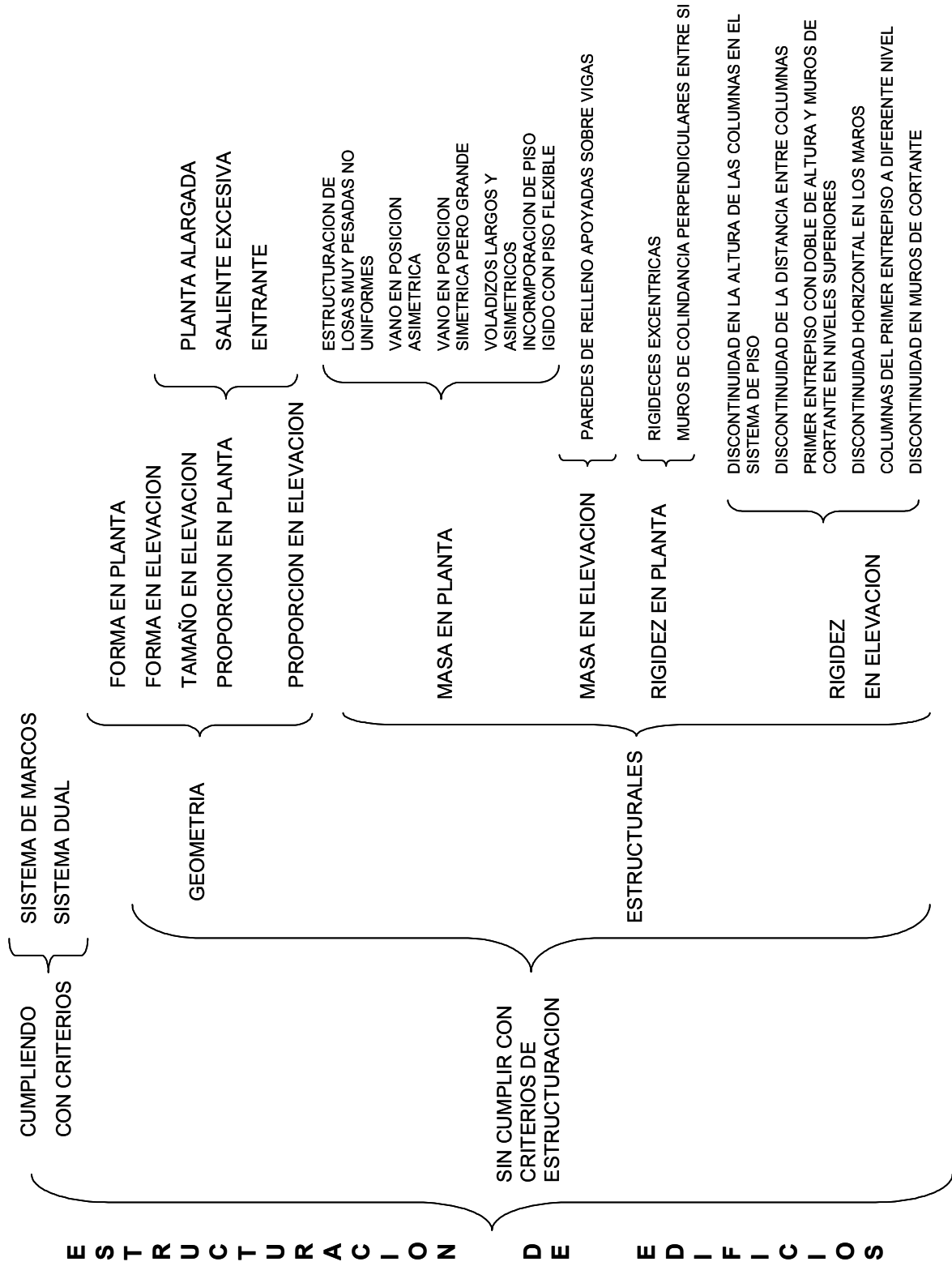
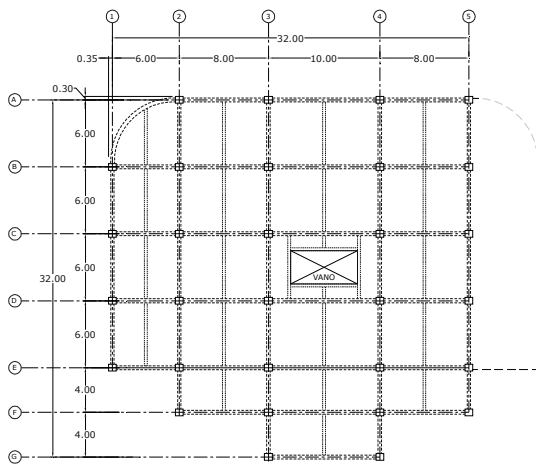


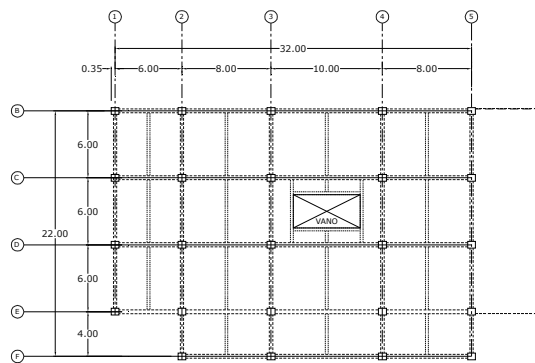
Fig. 4.6. Criterios a comparar para ver el comportamiento de la estructura al no cumplir con un criterio de estructuración.

4.5.1. FORMA EN PLANTA

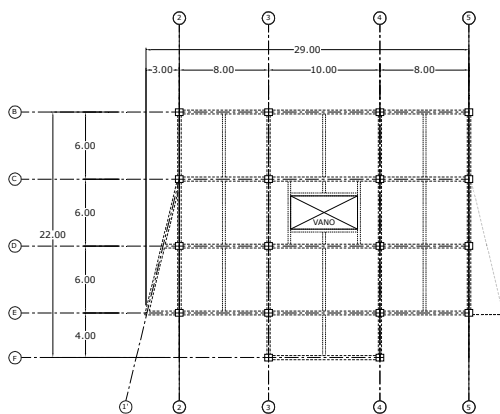
Desde el punto de vista de la geometría de la planta, se hicieron modificaciones en esta, para producir asimetría con respecto a los ejes ortogonales “x” y “y”, esto se logro, quitando de la configuración inicial el eje “6” y todos los tableros de losa que llegaban a este eje, en todas las plantas del edificio.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80, 0+7.60



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40, 0+15.20



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00, 0+22.80

Fig. 4.7. Forma en planta: se configuró una planta asimétrica restándole tableros de losa al edificio bien estructurado. Las partes extraídas aparecen en punteado.

El período del edificio se calculó con el método B, aumentando en un 3.4% en la dirección “X”, mientras que en la dirección “Y” el período mantuvo el mismo valor. En la tabla 4.19 se tienen los valores del período de la estructura, que fue calculado por medio del software ETABS.

Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,88	4533,66	421,23	25,97
QXEYN	X - EccY	0,88	4533,66	421,23	25,97
QYEXN	Y - EccX	1,02	4533,66	380,84	27,31
QYEXP	Y + EccX	1,02	4533,66	380,84	27,31

Se tiene una disminución del 10.9 % en el peso sísmico del edificio, ya que se le está restando cierta área al nuevo modelo en análisis, esto también provoca que el cortante basal y la fuerza de látigo disminuya en el nuevo modelo. El cortante basal disminuyo en un 13% y en un 10% en las direcciones “X” e “Y” respectivamente, mientras que la fuerza de látigo disminuyo en un 10% en ambas direcciones.

El cortante basal obtenido con el método B fue mayor que el 80% del cortante basal obtenido con el método A.

Al disminuir el cortante basal, también disminuirá el cortante de entrepiso para cada nivel. El momento torsor también tiene una disminución en todos los niveles.

Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-85.12	-80.22	-60.26	-12.35
NIVEL5	-170.3	-156.4	-84.13	-29.95
NIVEL4	-255.93	-233	-54.34	-35.57
NIVEL3	-322.5	-292.53	-84.90	-43.81
NIVEL2	-385.28	-348.69	-123.21	-29.99
NIVEL1	-421.23	-380.84	-97.80	62.71

El cortante en cada entrepiso presenta una disminución promedio del 10% en ambos sentidos, debido a la disminución que se obtuvo en el cortante basal.

Las excentricidades para éste nuevo modelo, dadas en la tabla 4.21 siempre permanecen dentro de los valores permisibles.

Tabla 4.21. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	106,91	106,91	16,60	17,06	16,60	17,06	16,45	16,35	15,40	70,80
NIVEL5	104,20	104,20	16,58	17,02	16,58	17,02	16,40	16,55	17,90	47,70
NIVEL4	77,10	77,10	16,29	15,16	16,29	15,16	16,34	16,20	-4,50	-103,90
NIVEL3	75,92	75,92	16,45	15,20	16,45	15,20	16,33	15,85	11,70	-64,60
NIVEL2	61,17	61,17	18,44	15,78	18,44	15,78	16,79	15,73	165,90	5,80
NIVEL1	35,70	35,70	18,40	15,86	18,40	15,86	17,29	15,78	111,20	7,40

Aunque las excentricidades no sobrepasen los valores mínimos, es importante notar el aumento que se ha obtenido, ya que cuando el edificio era simétrico, no se tenían excentricidades en “X”, pero al variar la geometría y provocar asimetría con respecto al eje “Y” se tienen excentricidades en “X” hasta de 1.65m, mientras que las excentricidades en “Y” han aumentado en los últimos tres niveles y han disminuido en los tres niveles bajos. En la figura 4.8 se observa los valores C.C, C.R, V y T para el nivel más desfavorable y también se ha ubicado la planta del modelo bien estructurado para evaluar el comportamiento del edificio al variar la estructuración.

Algunas de las derivas calculadas sobrepasan el valor límite de 5.70 cm, como se observa en la tabla 4.22.

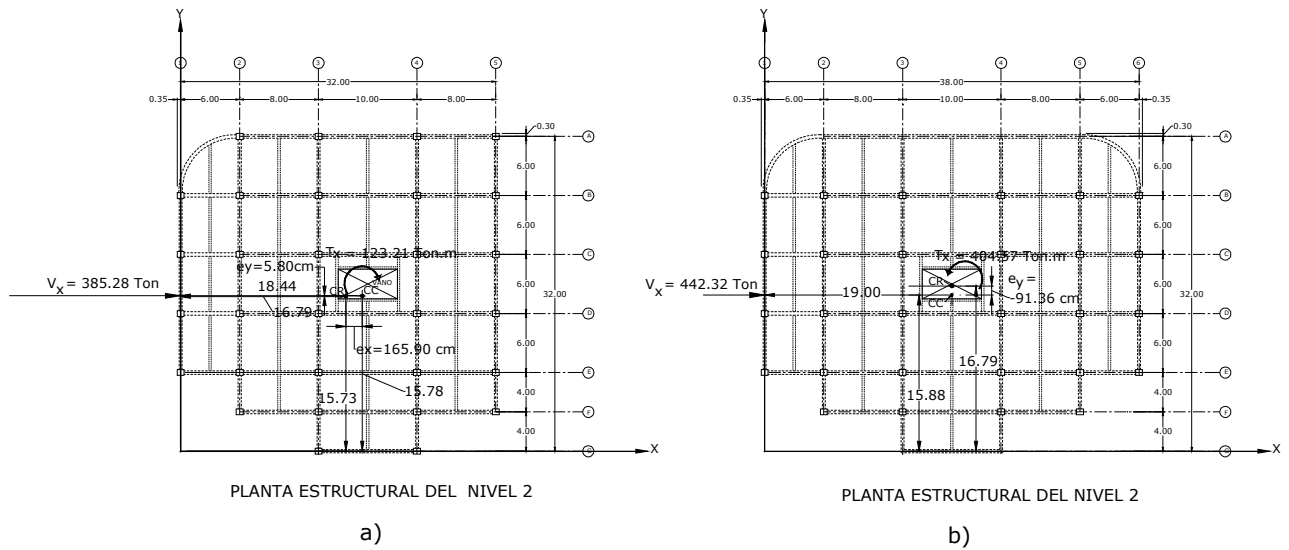


Fig. 4.8. A la izquierda se tiene la planta más desfavorable con respecto a este criterio; y a la derecha la planta del modelo general.

Tabla 4.22. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,59	-0,08	0,00	2,71	3,54
	QYEXP	0,33	4,91	-0,02		
	DCON2	-0,06	0,11	-1,02		
NIVEL5	QXEYN	3,25	-0,07	0,00	4,03	5,65
	QYEXP	0,31	4,47	-0,02		
	DCON2	-0,03	0,10	-1,17		
NIVEL4	QXEYN	2,74	-0,06	0,00	4,65	7,29
	QYEXP	0,40	3,76	0,06		
	DCON2	0,00	0,08	-1,14		
NIVEL3	QXEYN	2,16	-0,06	0,00	5,18	8,05
	QYEXP	0,29	2,85	0,05		
	DCON2	-0,01	0,06	-1,08		
NIVEL2	QXEYN	1,51	-0,04	0,01	6,17	7,50
	QYEXP	0,18	1,84	0,04		
	DCON2	-0,01	0,03	-1,08		
NIVEL1	QXEYN	0,74	-0,02	0,01	5,94	7,23
	QYEXP	0,09	0,90	0,03		
	DCON2	-0,01	0,01	-0,97		

Las derivas obtenidas en el análisis son mayores a las obtenidas en el edificio correctamente estructurado, aunque la fuerza sísmica ha disminuido, las derivas han aumentado en magnitud, debido al nuevo eje de simetría que se le configuró a la planta.

En la tabla 4.23 se tienen las acciones internas máximas que se dan en las columnas del edificio.

Tabla 4.23. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	-377,95	1,27	0,40	0,01	0,92	1,75
C30	-45,88	-23,95	6,27	0,08	10,31	-40,32
C13	-96,99	4,70	-19,62	-0,70	-37,07	9,10
C13	-96,99	4,70	-19,62	-0,70	-37,07	9,10
C13	-145,91	1,28	-16,58	-0,38	-50,64	-0,36
C16	-220,52	-18,60	0,49	-0,33	2,92	-55,13

La carga de compresión máxima se tiene en la columna C11, siendo éste 1.9 ton mayor; la fuerza cortante ha tenido un incremento del 5% y del 7% en las direcciones 2 y 3 respectivamente, con respecto a los valores máximos obtenidos en el edificio bien estructurado; el momento tuvo un incremento del 5.4% en la dirección 2 y un incremento del 2.4% en la dirección 3 de la columna. Si bien los incrementos son relativamente bajos, hay que tomar en cuenta que el peso sísmico ha disminuido en un 10.9%.

Al producir asimetría en la planta del edificio, se ocasionaron mayores excentricidades debido a que no existe una distribución simétrica de la masa y de los elementos estructurales del edificio, estos afecta el comportamiento sísmico de la estructura, ya que las excentricidades mayores tienden a aumentar los momentos torsores, afectando los puntos más vulnerables, que para este caso particular se obtuvieron en elementos perimetrales y esquinas de entrantes de la planta del edificio. Ver figura 4.9.

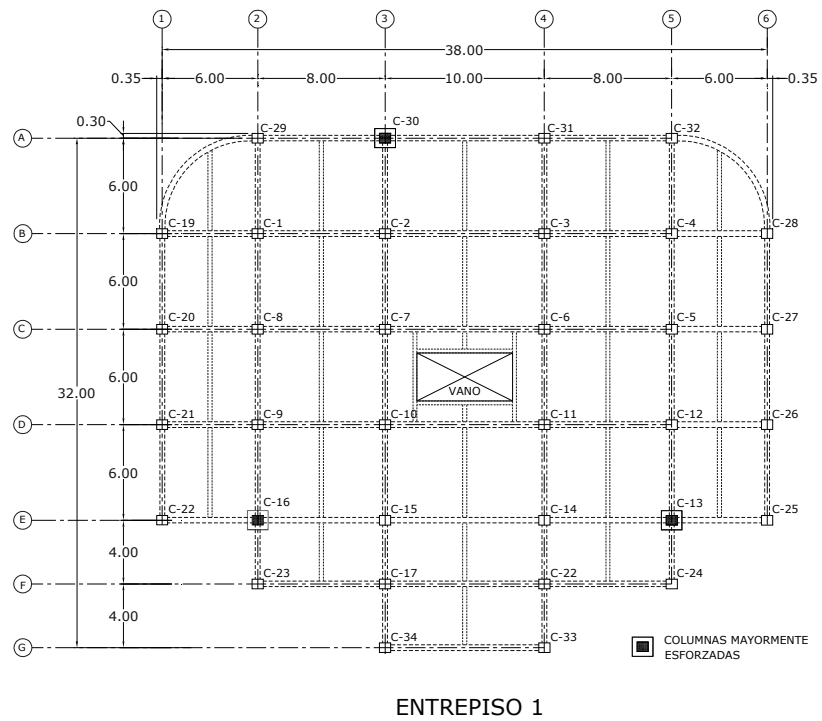
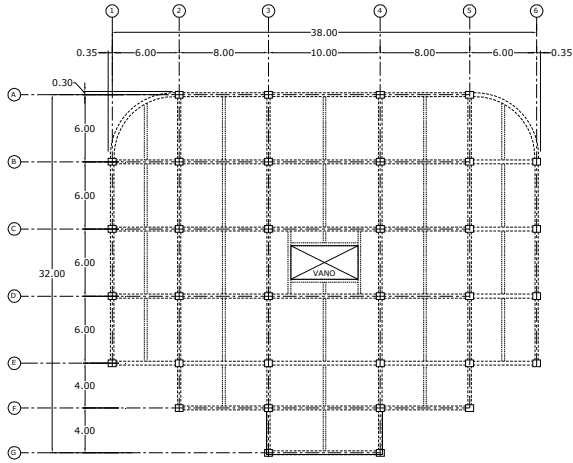


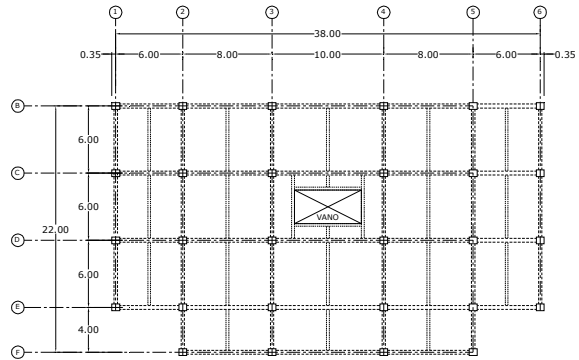
Fig. 4.9. Columnas mayormente esforzadas en primer entepiso

4.5.2. FORMA EN ELEVACION

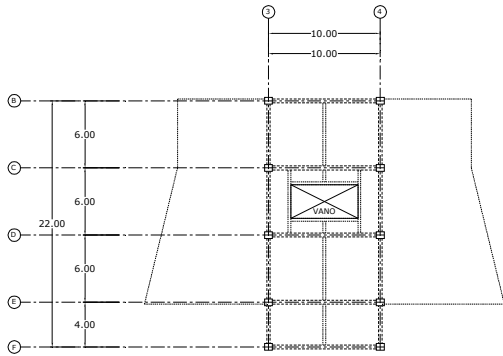
Se modificaron las plantas de los niveles 4, 5 y 6, quitándole a estas los ejes “1”, “2”, “5” y “6”, con esto se está configurando una reducción brusca en la elevación del edificio.



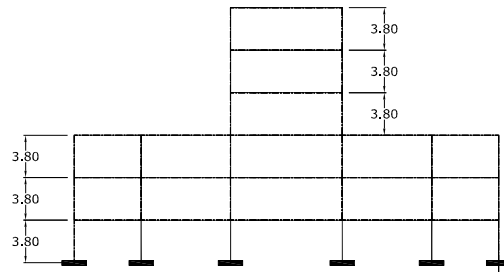
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80, NIVEL 0+7.60



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+15.20,
NIVEL 0+19.00, NIVEL 0+22.80



EJE D

Fig. 4.10. Plantas del edificio; las líneas punteadas en la figura inferior izquierda representan el área sustraída al edificio. También se presenta la elevación del eje D, donde se observa la forma en elevación del edificio.

Al analizar el edificio con el programa se obtuvieron los datos sísmicos presentados en la tabla 4.24.

Tabla 4.24. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,72	3926,97	418,48	21,00
QXEYN	X - EccY	0,72	3926,97	418,48	21,00
QYEXN	Y - EccX	0,83	3926,97	379,91	22,04
QYEXP	Y + EccX	0,83	3926,97	379,91	22,04

Para éste criterio de estructuración el período de vibración de la estructura disminuyó 0.13 seg. en la dirección “X” y 0.19 seg. en la dirección “Y”; de igual forma, el peso sísmico de la estructura disminuyó en 1161.60 ton., es decir, en un 22.8%, por ende el cortante basal también disminuyó y de igual forma la fuerza de látigo. Todas estas disminuciones se deben a que el peso del edificio disminuyó al restarle área útil a los niveles superiores. El cortante basal obtenido con el método B es menor que el obtenido por el método A en un 3%.

Si se tiene una reducción en el cortante basal, como es de esperar, el cortante en cada entrepiso también disminuye, los valores de estas fuerzas se tienen en la tabla 4.25.

Tabla 4.25. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-57,91	-55,28	-40.59	3.32
NIVEL5	-114,02	-105,79	-48.00	3.17
NIVEL4	-159,46	-146,7	-23.76	2.93
NIVEL3	-260,92	-238,05	-246.18	3.57
NIVEL2	-361,13	-328,29	-407.50	3.94
NIVEL1	-418,48	-379,91	-462.14	3.80

Al igual que el cortante en cada nivel, el momento torsor también disminuyó para cada nivel.

Las excentricidades calculadas para éste nuevo modelo se tienen en la tabla 4.26.

Tabla 4.26. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	ex (cm)	ey(cm)
AZOTEA	120,83	120,83	18,94	17,22	18,94	17,22	19,00	16,52	-6,00	70,10
NIVEL5	118,52	118,52	19,00	17,21	18,97	17,22	19,00	16,79	-3,00	42,10
NIVEL4	84,14	84,14	19,00	15,51	18,98	16,65	19,00	16,50	-2,00	14,90
NIVEL3	28,84	28,84	19,00	14,83	18,99	16,19	19,00	15,25	-1,50	94,35
NIVEL2	28,84	28,84	19,00	14,83	18,99	15,92	19,00	14,79	-1,20	112,84
NIVEL1	15,95	15,95	19,00	14,82	18,99	15,74	19,00	14,63	-1,00	110,43

Como se observa en la tabla 4.26., las excentricidades en "X" han tomado un valor diferente a "cero", contrario al edificio bien estructurado, mientras que las excentricidades en "Y" solo han aumentado en los niveles 1, 2, 5 y 6. Ver figura 4.11.

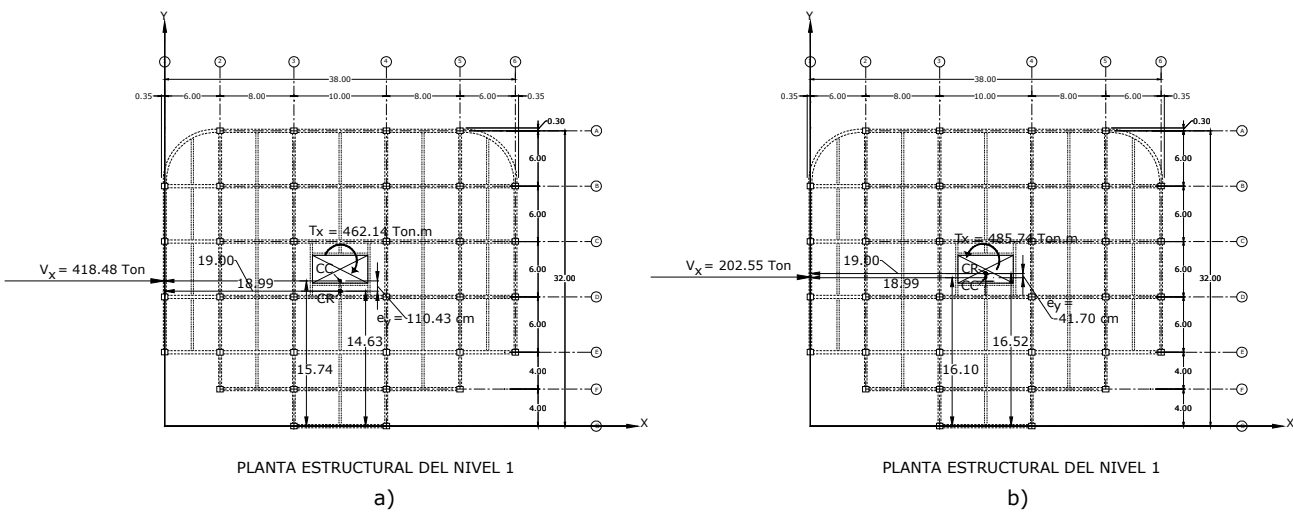


Fig. 4.11. Ubicación del C.C, C.R, Vx y Tx del nivel más desfavorable: a) mala estructuración, b) buena estructuración modelo general.

Los desplazamientos del edificio se presentan en la tabla 4.27.

Tabla 4.27. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
NIVEL	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYP	4,14	0,18	0,03	5,23	4,04
	QYEXP	0,22	4,25	0,07		
	DCON2	0,00	0,12	-1,12		
NIVEL5	QXEYN	3,48	-0,14	0,02	7,29	6,40
	QYEXP	0,19	3,74	0,07		
	DCON2	0,00	0,10	-1,31		
NIVEL4	QXEYN	2,57	-0,11	0,02	7,04	6,38
	QYEXP	0,15	2,95	0,06		
	DCON2	0,00	0,09	-1,30		
NIVEL3	QXEYN	1,69	-0,08	0,01	3,72	5,41
	QYEXP	0,07	2,15	0,01		
	DCON2	0,00	0,07	-1,21		
NIVEL2	QXEYN	1,23	-0,06	0,01	4,85	5,83
	QYEXP	0,05	1,47	0,01		
	DCON2	0,00	0,04	-1,26		
NIVEL1	QXEYN	0,62	-0,03	0,00	4,96	5,94
	QYEXP	0,03	0,74	0,01		
	DCON2	0,00	0,02	-1,17		

Las derivas obtenidas en los niveles 5, 6 y 7 han aumentando, al compararlas con las derivas del edificio a base de marcos de concreto, que cumple los criterios de estructuración; estos cambios en los niveles superiores se deben a que al restarle ejes estructurales al edificio, disminuye la rigidez en estos niveles.

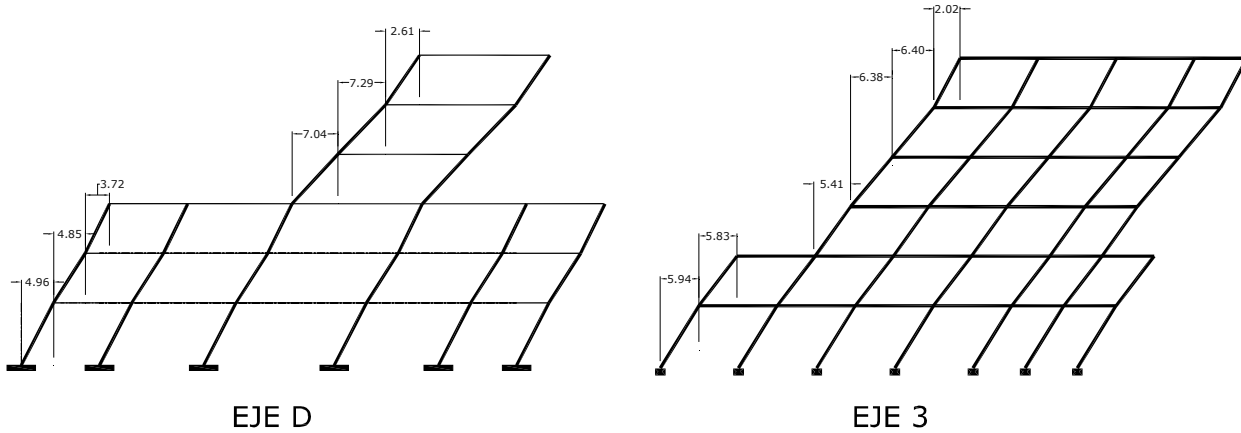


Fig. 4.12. Se muestran las derivas de entrapiso. El eje D es en la dirección “Y” y el eje 3 en la dirección “X”

Las derivas de los niveles restantes han disminuido. Dicho aumento de las derivas se da en los niveles dónde se ha tenido reducción en las plantas del edificio, donde se tiene la reducción en la elevación del edificio. Es importante notar que en las derivas que se han ido calculando, éstas van disminuyendo en cuanto se tiene un nivel más alto, para éste edificio ésta condición no se cumple, ya que al llegar al entrapiso donde se tiene la disminución, la deriva de entrapiso significativamente en la dirección “X”, que es donde se tiene la disminución, en el entrapiso por encima de éste la deriva vuelve a aumentar, posteriormente las derivas aumentan gradualmente en los dos entrapiso siguientes, y finalmente se presenta otra reducción en la deriva del último entrapiso. Por otra parte, las derivas en la dirección “Y” van disminuyendo gradualmente conforme a la elevación del edificio.

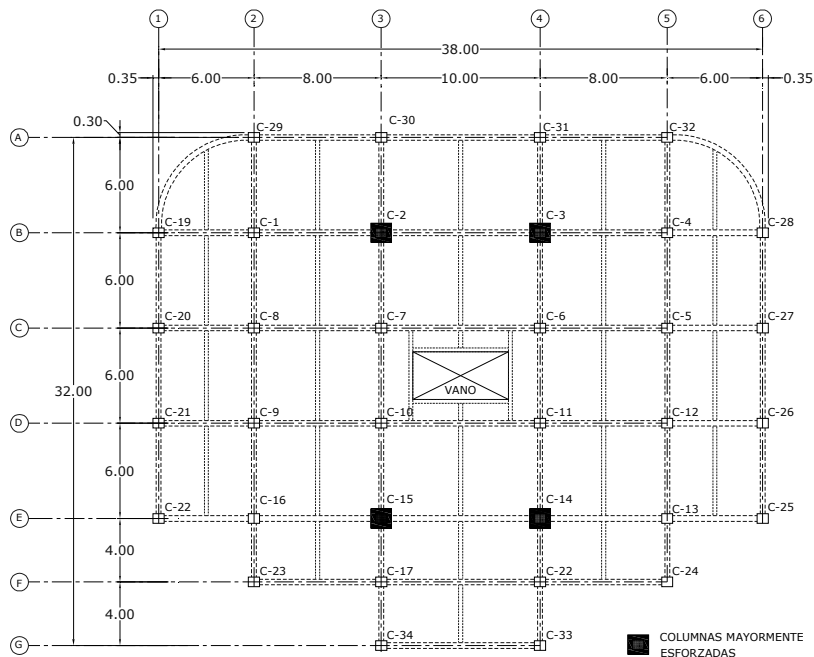
Las fuerzas internas máximas en las columnas se tienen en la tabla 4.28.

Tabla 4.28. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C10	-322,18	-1,33	0,66	0,00	1,45	-2,07
C2	-100,27	-24,71	2,29	0,79	3,88	-56,67
C15	-80,84	-4,91	-20,58	0,28	-41,34	-6,05
C14	-67,39	18,40	-3,11	-0,87	-5,69	31,98
C14	-80,84	4,91	-20,58	-0,28	-41,34	6,05
C3	-100,27	24,71	2,29	-0,79	3,88	56,67

Debido a la disminución del peso de la estructura, la fuerza de compresión también ha disminuido. La fuerza cortante en la dirección 2 y en la dirección 3 han aumentado, lo mismo ocurre con el momento en éstas dos dirección, hay que recordar que se tienen éstos incrementos en las acciones internas y que el cortante basal ha disminuido para la estructura, sin embargo, estos cambios en las acciones

deben al
brusco
en la
edificio.

internas se
cambio
que se tiene
elevación del

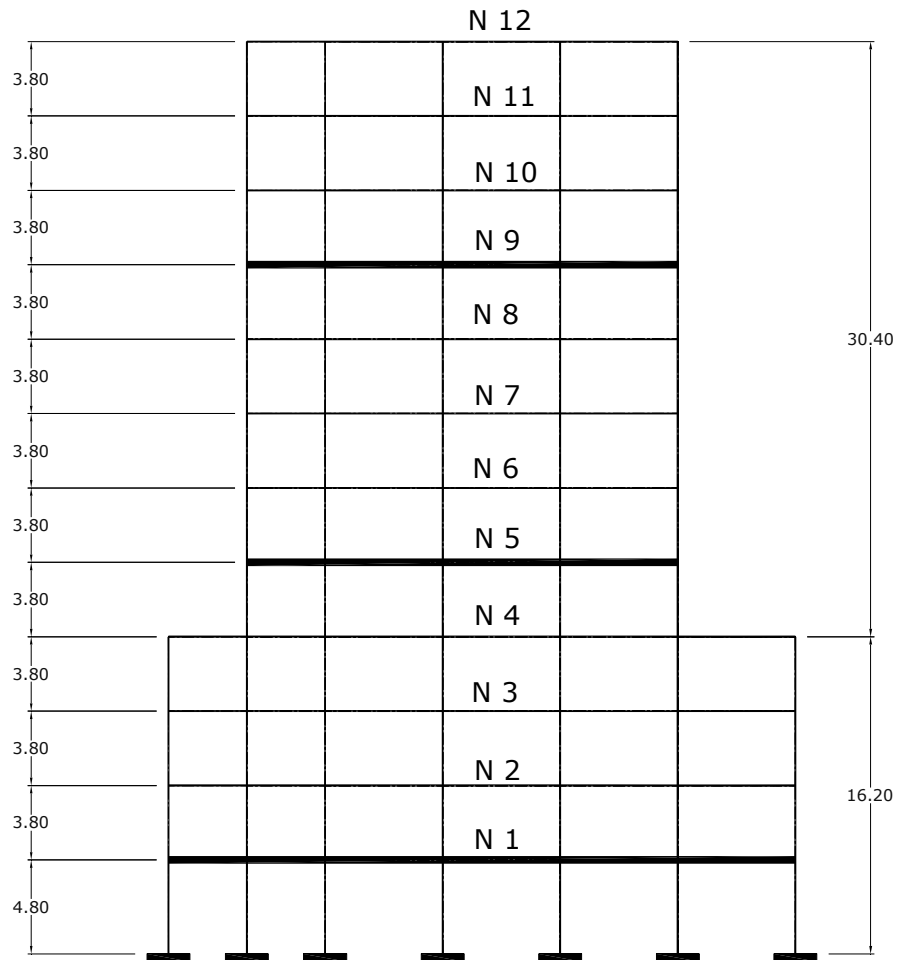


ENTREPISO 1

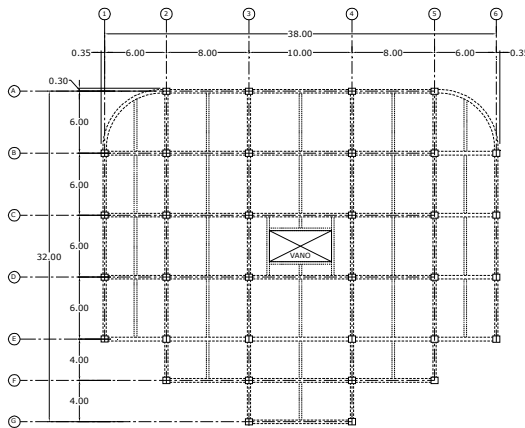
4.5.3. TAMAÑO EN ELEVACION

Fig. 4.13. Columnas con mayor esfuerzo, corresponden a las columnas en esquinas de mayor altura

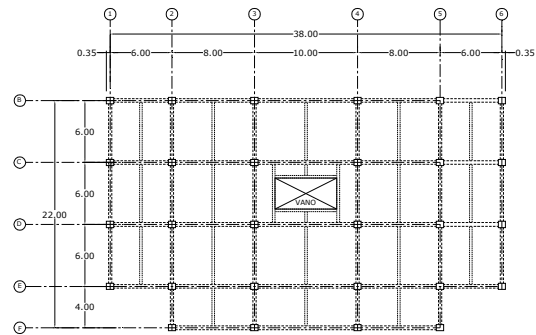
Para aumentar la altura del edificio, se tomaron como plantas tipo la de los niveles 1, 3 y 5, del edificio que cumple con todos los criterios de estructuración, repitiéndolas cuatro veces, obteniendo así, un edificio de 12 niveles, con una altura de entrepiso de 3.80 m.



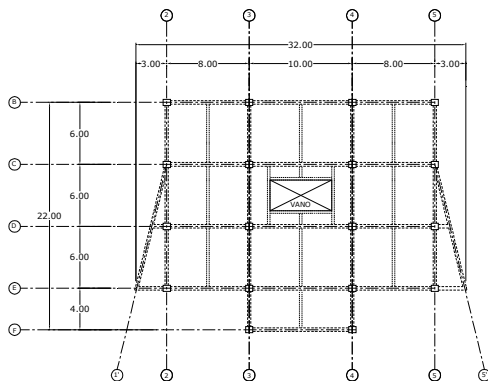
4.14. Elevación de edificio a base de marco de concreto reforzado. Los niveles remarcados se han tomado como “entrepisos tipo” y se han repetido 4 veces cada uno.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1,2,3 Y 4



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 5,6,7 Y 8



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 9,10,11 Y 12

4.15. Plantas tipo, del edificio de mayor altura.

Al aumentar la altura del edificio, también se incrementa el peso del edificio, debido a los nuevos sistemas de entrepiso que se han incorporado; éstos valores se tienen en la tabla 4.29.

Tabla 4.29. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección \pm excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	1,48	9513,32	624,29	64,84

QXEYN	X - EccY	1,48	9513,32	624,29	64,84
QYEXN	Y - EccX	1,48	9513,32	624,29	64,84
QYEXP	Y + EccX	1,48	9513,32	624,29	64,84

El periodo en "X" y en "Y" tiene la misma magnitud, pero al compararlo con el periodo del edificio a base de marcos que cumple con los criterios de estructuración, éste presenta un aumento de 0.63 seg. en la dirección "X" y 0.46 seg. en la dirección "Y". Estos incrementos, principalmente se deben a que la altura del edificio se incrementó en un 195 %. También el cortante basal tuvo un incremento del 22% y la fuerza de látigo aumentó en un 52%.

Los valores de las fuerzas cortantes en cada nivel se tienen en la tabla 3.36.

Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
NIVEL6-B	-125,68	-125,68	37.08	0.00
NIVEL6-A	-191,35	-191,35	57.21	0.00
NIVEL6	-251,18	-251,18	75.53	0.00
NIVEL5	-305,19	-305,19	96.13	0.00
NIVEL4-B	-368,14	-368,14	167.80	-5.01
NIVEL4-A	-427,66	-427,66	283.11	-4.83
NIVEL4	-478,99	-478,99	439.23	-4.65
NIVEL3	-524,83	-524,83	648.90	-4.46
NIVEL2-B	-572,02	-572,02	715.77	-7.67
NIVEL2-A	-608,81	-608,81	628.84	-7.37
NIVEL2	-610,33	-610,33	474.53	-6.71
NIVEL1	-624,29	-624,29	241.16	-3.18

Las excentricidades obtenidas para este modelo se tienen en la tabla 4.31.

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
NIVEL6-B	43,04	43,04	19,00	15,67	19,00	15,67	19,00	15,96	0,00	-29,50
NIVEL6-A	63,23	63,23	19,00	15,64	19,00	15,65	19,00	15,95	0,00	-29,90
NIVEL6	62,92	62,92	19,00	15,63	19,00	15,65	19,00	15,95	0,00	-30,07
NIVEL5	62,92	62,92	19,00	15,63	19,00	15,64	19,00	15,96	0,00	-31,50
NIVEL4-B	82,31	82,31	19,07	15,40	19,01	15,59	19,00	16,05	1,36	-45,58
NIVEL4-A	88,57	88,57	19,00	15,40	19,01	15,56	19,00	16,22	1,13	-66,20

NIVEL4	88,57	88,57	19,00	15,40	19,01	15,54	19,00	16,46	0,97	-91,70
NIVEL3	94,11	94,11	19,00	15,41	19,01	15,52	19,00	16,76	0,85	-123,64
NIVEL2-B	118,39	118,39	19,05	17,33	19,01	15,72	19,00	16,97	1,34	-125,13
NIVEL2-A	120,64	120,64	19,00	17,38	19,01	15,89	19,00	16,92	1,21	-103,29
NIVEL2	120,64	120,64	19,00	17,38	19,01	16,02	19,00	16,80	1,10	-77,75
NIVEL1	121,77	121,77	18,94	17,35	19,01	16,13	19,00	16,52	0,51	-38,63

Las excentricidades calculadas son relativamente pequeñas en la dirección “X”, mientras que en la dirección “Y” se alcanzan valores hasta de 1.25 m. La excentricidad más alta obtenida en el edificio bien estructurado fue de 0.97 m. En la figura 4.16 se presenta la ubicación del centro de cortante, centro de rigidez, fuerza cortante y momento torsor con respecto al nivel más desfavorable, junto con la planta del modelo bien estructurado.

Los desplazamientos del edificio se encuentran en la tabla 4.32., el mayor desplazamiento se da en la dirección “Y”, en el último nivel del edificio, alcanzando un valor de 12.21 cm, mientras que el edificio bien estructurado alcanzó un valor máximo de 4.65 cm, en la misma dirección.

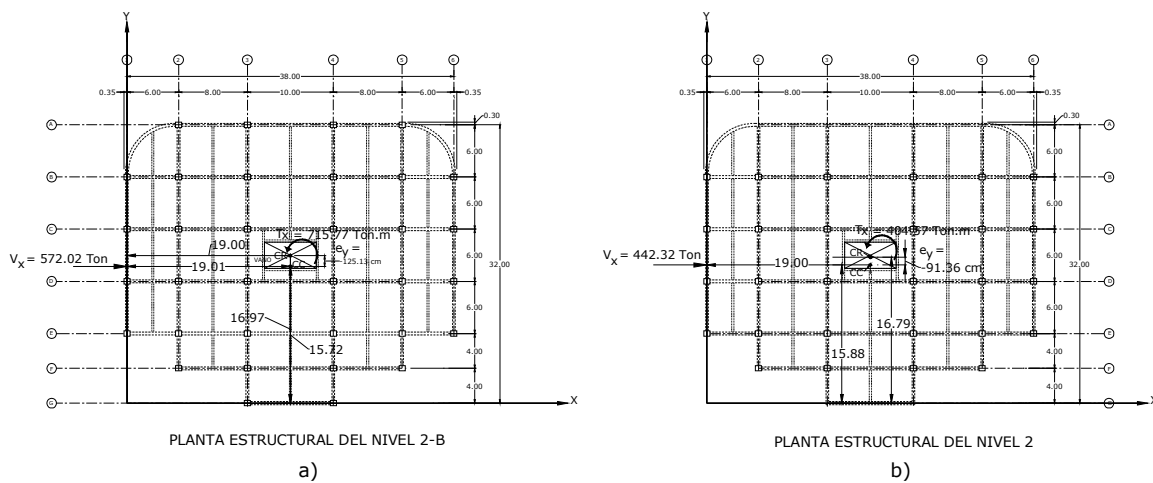


Fig. 4.16. Nivel más desfavorable de este criterio, a) mala estructuración, b) modelo bien estructurado.

Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
NIVEL6-B	QXEYN	7,98	-0,31	-0,02	0,26	0,78
	QYEXP	0,57	12,21	-0,02		
	DCON2	0,00	0,74	-2,43		

NIVEL6-A	QXEYN	7,95	-0,31	-0,02	1,11	1,91
	QYEXP	0,57	12,12	-0,02		
	DCON2	0,00	0,69	-2,63		
NIVEL6	QXEYN	7,81	-0,31	-0,02	3,43	5,18
	QYEXP	0,56	11,88	-0,03		
	DCON2	0,00	0,640	-2,59		
NIVEL5	QXEYN	7,38	-0,29	-0,02	4,58	5,99
	QYEXP	0,52	11,23	-0,04		
	DCON2	0,00	0,58	-2,54		
NIVEL4-B	QXEYN	6,81	0,69	-0,08	4,56	7,97
	QYEXP	0,47	10,48	0,11		
	DCON2	0	0,51	-2,45		
NIVEL4-A	QXEYN	6,24	0,66	-0,08	5,53	9,61
	QYEXP	0,43	9,48	0,11		
	DCON2	-0,00	0,41	-2,35		
NIVEL4	QXEYN	5,54	0,62	-0,07	6,42	10,97
	QYEXP	0,38	8,28	0,10		
	DCON2	-0,00	0,33	-2,23		
NIVEL3	QXEYN	4,74	0,56	-0,07	5,93	11,32
	QYEXP	0,33	6,91	0,10		
	DCON2	-0,00	0,25	-2,19		
NIVEL2-B	QXEYN	4,00	0,19	-0,02	7,77	10,74
	QYEXP	0,26	5,50	0,09		
	DCON2	-0,00	0,17	-2,02		
NIVEL2-A	QXEYN	3,03	0,14	-0,02	8,25	11,32
	QYEXP	0,20	4,15	0,07		
	DCON2	0	0,11	-1,83		
NIVEL2	QXEYN	2,00	0,09	-0,02	8,31	11,41
	QYEXP	0,13	2,74	0,05		
	DCON2	0	0,06	-1,61		
NIVEL1	QXEYN	0,96	0,04	-0,01	7,68	10,51
	QYEXP	0,06	1,31	0,03		
	DCON2	0	0,02	-1,37		

Como se muestra en la tabla anterior, la mayoría de derivas de entrepiso sobrepasan el valor máximo de 5.7 cm, debido a que se tienen grandes fuerzas sísmicas por la gran altura del edificio.

Las acciones internas máximas en las columnas se presentan en la tabla 4.33.

Tabla 4.33. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)

C11	-756,39	1,34	0,64	0,00	1,58	2,08
C13	-392,11	30,40	0,45	0,67	1,43	59,22
C18	-462,40	0,28	-28,07	-0,52	-54,40	0,52
C13	-367,62	-19,41	-5,60	-0,68	-10,19	-36,35
C26	-291,27	2,18	21,52	0,39	70,54	4,13
C13	-430,77	23,41	1,02	0,43	4,98	70,09

La fuerza de compresión ha aumentado en un 50%, debido al incremento del peso en el edificio.

La fuerza cortante tubo un incremento promedio del 35% y el momento incremento en un 30%. Estos incrementos, lógicamente los produce el incremento en la fuerza sísmica que soporta la estructura.

4.5.4. PROPORCION EN PLANTA

Para este criterio se evaluaron tres condiciones: planta alargada, entrante y saliente excesiva.

4.5.4.1. PLANTA ALARGADA

Para lograr una planta alargada, en la configuración de la planta del edificio se incorporaron dos nuevos ejes estructurales, en todas las plantas del edificio, formando dos claros de 8.00 m cada uno, manteniendo el eje de simetría geométrica que ya poseía la planta, además, en la dirección “X” de la planta se le quito el eje “C” , junto con todos los tableros de losa que llegan a este, y nuevamente se configuro el vano en forma simétrica y con las mismas dimensiones, como se muestra en la figura 4.17. Las relaciones de proporción para ésta configuración se tienen en la tabla 4.34.

Nivel	Lado largo (m)	Lado corto (m)	$\frac{\text{lado largo}}{\text{lado corto}}$
1 y 2	54.00	16.00	3.38
3 y 4	54.00	10.00	5.40
5 y 6	42.00	6.00	7.00

Todas las plantas sobrepasan el valor límite en su relación de proporción, ya que éstos son mayores a 2.5.

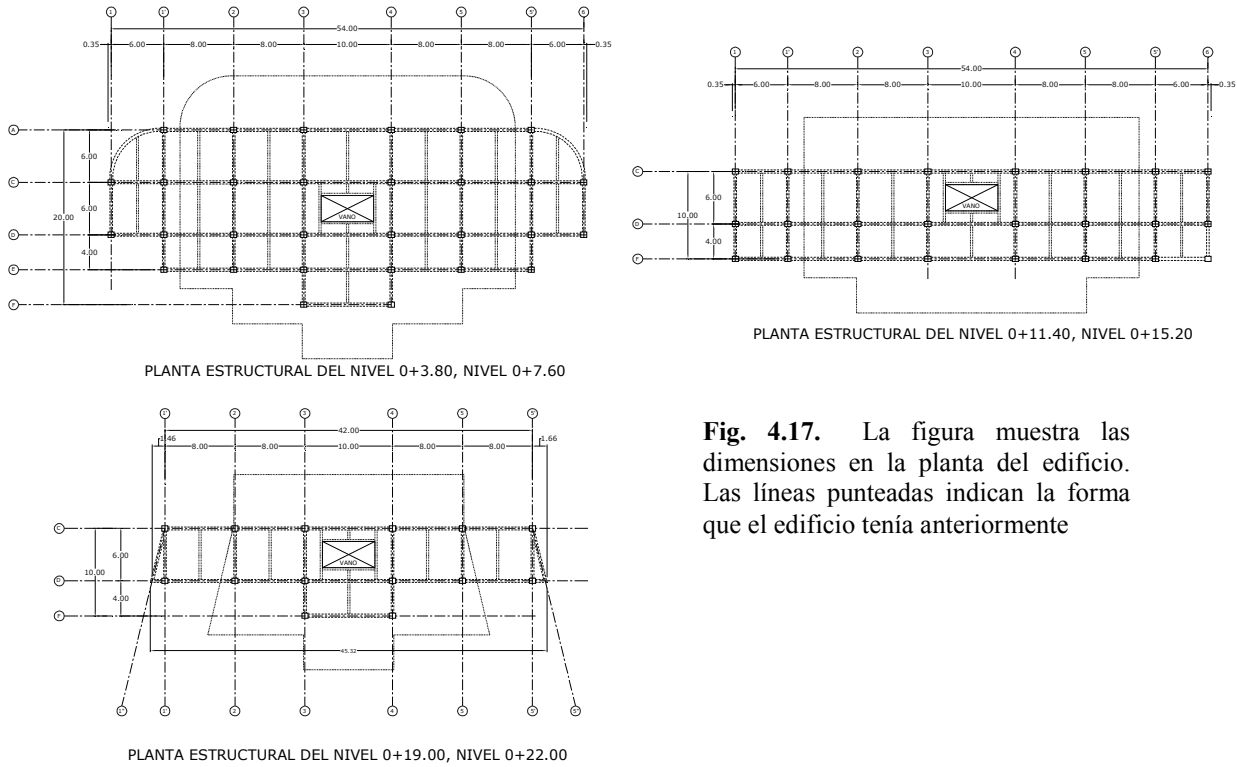


Fig. 4.17. La figura muestra las dimensiones en la planta del edificio. Las líneas punteadas indican la forma que el edificio tenía anteriormente

En la tabla 4.35 se tiene el cortante basal calculado para el edificio.

Tabla 4.35. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	1,00	3863,14	329,92	23,08
QXEYN	X - EccY	1,00	3863,14	329,92	23,08
QYEXN	Y - EccX	1,02	3863,14	324,52	23,27
QYEXP	Y + EccX	1,02	3863,14	324,52	23,27

El periodo de la estructura aumentó 0.15 seg. en la dirección “X”, mientras que en la dirección “Y” éste no cambió.

Debido a la reducción del área útil de la estructura, el peso de éste disminuyó en un 24.1%, ocasionando que también el cortante basal y la fuerza de látigo disminuyera en ambas direcciones.

Al disminuir el cortante basal, también disminuye el cortante en cada entrepiso, como se observa en la tabla 4.36.

Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-59,39	-58,92	-18.17	14.32
NIVEL5	-117,32	-115,8	-11.56	11.35
NIVEL4	-185,37	-182,6	73.22	11.93
NIVEL3	-238,76	-235,02	83.21	11.52
NIVEL2	-296,18	-291,39	44.55	11.42
NIVEL1	-329,92	-324,52	38.27	10.60

En la tabla 4.37 se muestran los valores obtenidos para las excentricidades de cada entrepiso.

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	101,33	101,33	18,76	17,37	18,76	17,37	19,00	17,06	-24,30	30,60
NIVEL5	98,11	98,11	19,05	17,30	18,90	17,33	19,00	17,23	-9,80	9,85
NIVEL4	63,69	63,69	19,00	15,23	18,93	16,63	19,00	17,03	-6,53	-39,50
NIVEL3	62,12	62,12	19,00	15,27	18,95	16,29	19,00	16,64	-4,90	-34,85
NIVEL2	42,84	42,84	19,00	16,21	18,96	16,28	19,00	16,43	-3,92	-15,04
NIVEL1	22,56	22,56	19,00	16,25	18,97	16,27	19,00	16,39	-3,27	-11,60

Ninguna de las excentricidades sobrepasa el valor límite, aunque para éste criterio, las excentricidades en la dirección "X" son diferentes a "cero", tal y como ocurrió en el edificio a base de marcos que se estructuró correctamente. En la figura 4.18 se muestra la ubicación del nivel donde se encuentra el mayor momento torsor, junto con la planta del modelo bien estructurado.

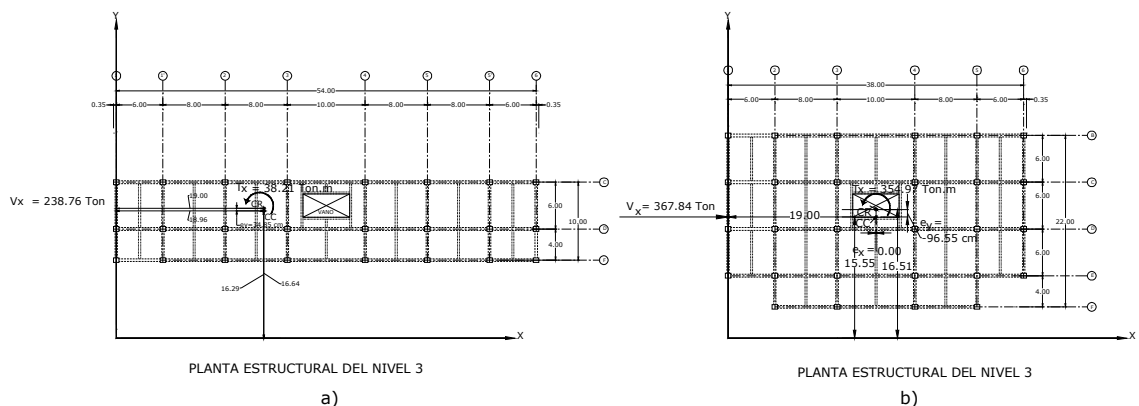


Fig. 4.18. a) Nivel más desfavorable del modelo mal estructurado; b) planta del modelo general.

Tabla 4.38. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
NIVEL6	QXEYN	4,08	-0,10	0,00	2,81	4,17
	QYEXP	0,12	5,71	0,01		
	DCON2	0,00	0,22	-1,11		
NIVEL5	QXEYN	3,72	-0,10	0,00	3,99	4,80
	QYEXP	0,11	5,19	0,01		
	DCON2	0,00	0,20	-1,34		
NIVEL4	QXEYN	3,23	-0,09	0,00	4,48	6,84
	QYEXP	0,10	4,59	0,03		
	DCON2	0,00	0,17	-1,31		
NIVEL3	QXEYN	2,66	-0,09	0,00	4,90	7,63
	QYEXP	0,09	3,74	0,03		
	DCON2	0,00	0,12	-1,26		
NIVEL2	QXEYN	2,05	0,08	0,00	6,25	7,92
	QYEXP	0,08	2,78	0,03		
	DCON2	0,00	0,05	-1,36		
NIVEL1	QXEYN	1,27	0,05	0,00	10,17	14,34
	QYEXP	0,05	1,79	0,02		
	DCON2	0,00	0,03	-1,28		

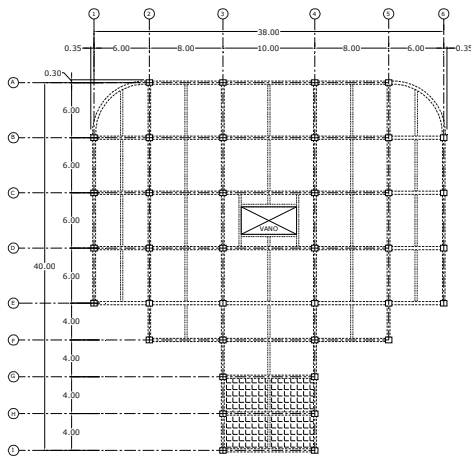
Las derivas de entrepiso son mayores al compararlas con el edificio bien estructurado, aún cuando el cortante basal ha disminuido, éstos aumentos son más notorios en la dirección "Y".

Tabla 4.39. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C7	-309,56	-1,42	-0,45	0,00	0,10	-2,23
C10	-264,86	-31,13	1,38	-0,57	4,35	-93,00
C12	-224,97	-1,63	-34,05	-0,85	-96,07	-4,45
C12	-224,97	-1,63	-34,05	-0,85	-96,07	-4,45
C12	-169,20	1,38	33,56	0,85	96,40	4,02
C10	-264,86	-31,13	1,38	-0,57	4,35	-93,00

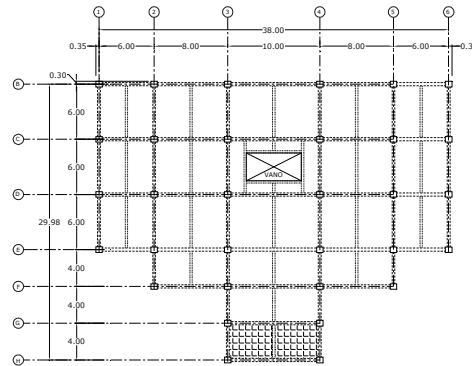
Si bien, la carga de compresión ha disminuido, todas las otras acciones internas han aumentado, logrando hasta un incremento del 51% en los momentos alrededor del eje 2. Tales incrementos en las acciones internas se deben a la flexibilidad que presenta la planta alargada ante las acciones sísmicas.

4.5.4.2. SALIENTE EXCESIVA

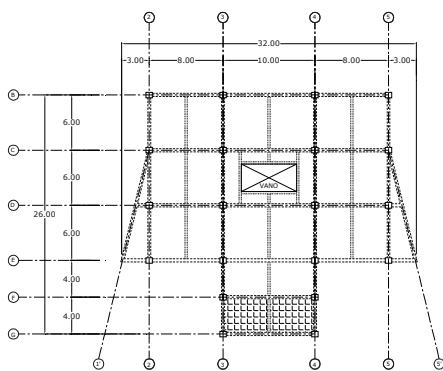
En este criterio se modificaron las salientes existentes en la estructura, haciéndolas de longitud más larga, por lo que fue necesario incorporar dos nuevos ejes estructurales, formando dos claros de 4.00 m cada uno en los niveles 1 y 2, un eje estructural formando un claro de 4.00 m en el nivel 3, 4, 5 y 6 (ver figura 4.19).



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80, 0+7.60



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40, 0+15.20



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00, 0+22.80

Fig. 4.19. Se tiene el edificio con salientes excesivas. Los tableros de losa achurados son los que se incorporaron para aumentar la longitud de las salientes

Las relaciones de proporción en planta se indican en la tabla 4.40.

Tabla 4.40. Relaciones de proporción para salientes en planta			
Nivel	Longitud paralela en planta (m)	Longitud de la saliente (m)	$\frac{\text{longitud de saliente}}{\text{longitud paralela}}$
1 y 2	28.00	12.00	0.43
3 y 4	22.00	8.00	0.36
5 y 6	18.00	8.00	0.44

Tales relaciones no cumplen con los criterios de estructuración, ya que son mayores a 0.15.

Los datos sísmicos calculados por el programa se tienen en la tabla 4.41.

Tabla 4.41. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,87	5573,29	522,36	31,78
QXEYN	X - EccY	0,87	5573,29	522,36	31,78
QYEXN	Y - EccX	1,00	5573,29	474,86	33,34
QYEXP	Y + EccX	1,00	5573,29	474,86	33,34

El periodo de la estructura aumentó 0.02 seg. en la dirección “X” y disminuyó la misma cantidad en la dirección “Y”, mientras que el peso sísmico tuvo un incremento del 8.7%, de igual forma, la fuerza de látigo y el cortante basal aumentaron en cantidades pequeñas. Como resultado de aumentar la fuerza sísmica, el cortante en cada entepiso también incrementó, dichos valores se presentan en la tabla 4.42.

Tabla 4.42. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-99,68	-94,44	66.49	5.19
NIVEL5	-197,22	-182,23	93.48	5.01
NIVEL4	-308,92	-282,76	181.75	5.18
NIVEL3	-396,49	-361,58	186.25	4.97
NIVEL2	-476,56	-433,64	150.02	4.77
NIVEL1	-522,36	-474,86	158.01	4.35

Las excentricidades calculadas se tienen en la tabla 4.43, alcanzando valores de hasta 66 cm en la dirección “Y”.

Tabla 4.43. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	131,73	131,73	18,95	15,36	18,95	15,36	19,00	16,02	-5,50	-66,70
NIVEL5	129,22	129,22	19,00	15,37	18,97	15,36	19,00	15,84	-2,75	-47,40
NIVEL4	99,01	99,01	19,00	13,69	18,98	14,81	19,00	15,40	-1,83	-58,83
NIVEL3	96,66	96,66	19,00	13,75	18,99	14,54	19,00	15,01	-1,38	-46,97
NIVEL2	68,38	68,38	19,00	14,53	18,99	14,54	19,00	14,85	-1,10	-31,48
NIVEL1	39,99	39,99	19,00	14,67	18,99	14,56	19,00	14,86	-0,92	-30,25

Debido a que la longitud de las salientes sobrepasa los valores límites, al comparar con el edificio a base de marcos que cumple los criterios de estructuración, las excentricidades en “X” tuvieron leves incrementos, menores a 6 cm, mientras que en la dirección “Y”, por ser más afectada por la asimetría que producen las salientes, las excentricidades aumentaron hasta en un 247 % en el último nivel, pero éstas disminuyeron en los niveles 2 y 3 en un promedio del 41 %. Ver figura 4.20.

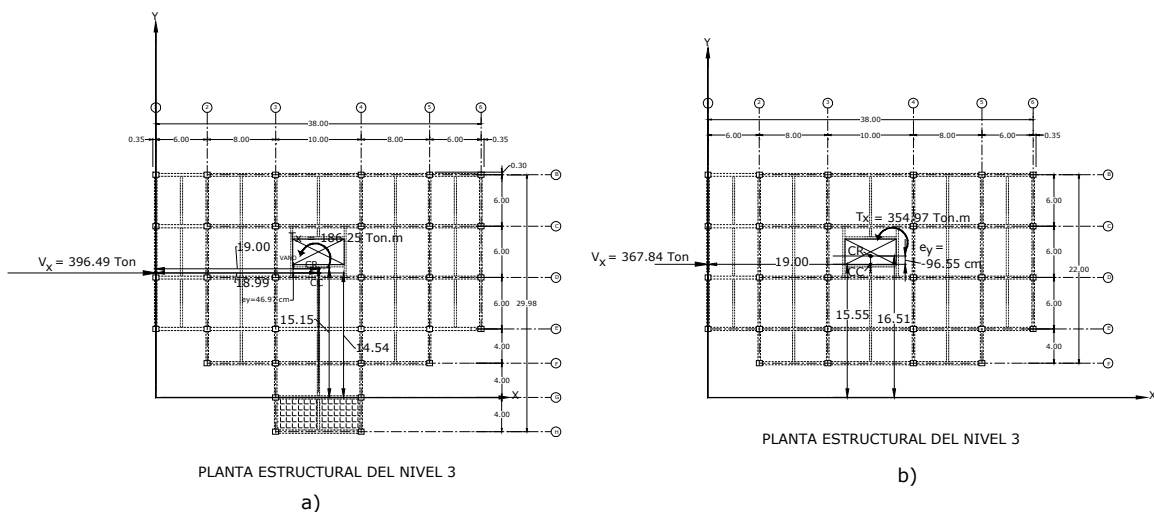


Fig. 4.20. Ubicación del C.C, C.R, V_x y T_x del nivel más desfavorable: a) mala estructuración, b) buena estructuración modelo general.

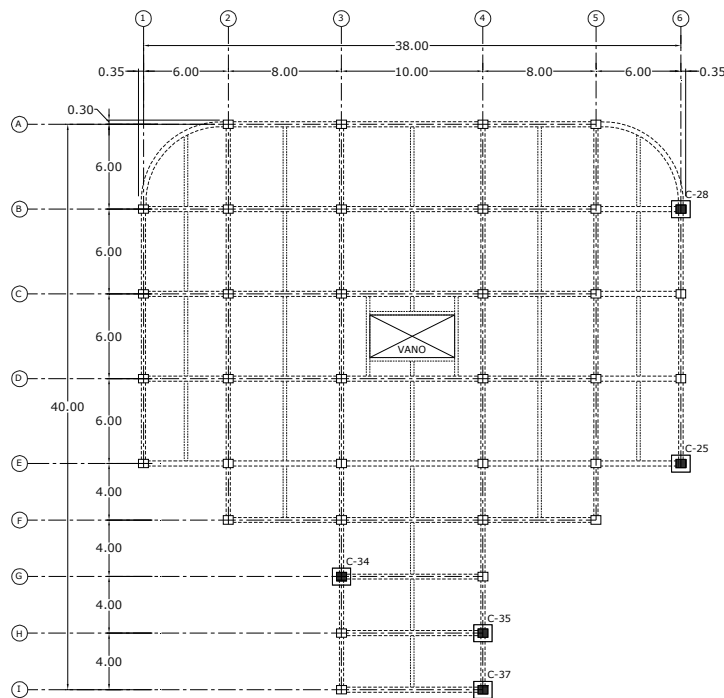
Las derivas de entrepiso obtenidas, son mayores en la dirección “X”, al compararlas con las derivas en el edificio bien estructurado, a base de marcos, mientras que en la dirección “Y” ocurre lo contrario, ya que éstas presentan disminuciones de hasta un 10%.

Tabla 4.44. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,71	-0,17	0,03	2,97	3,41
	QYEXP	0,19	4,40	-0,01		
	DCON2	0,00	0,14	-1,16		
NIVEL5	QXEYN	3,34	-0,16	0,03	3,34	4,77
	QYEXP	0,17	3,98	-0,01		
	DCON2	0,00	0,12	-1,37		
NIVEL4	QXEYN	2,92	0,13	-0,02	4,58	5,94
	QYEXN	0,21	3,38	-0,02		
	DCON2	0,00	0,11	-1,34		
NIVEL3	QXEYN	2,35	0,12	-0,02	5,09	6,87
	QYEXN	0,15	2,64	-0,02		
	DCON2	0,00	0,07	-1,28		
NIVEL2	QXEYN	1,71	0,09	-0,01	6,48	6,94
	QYEXN	0,10	1,78	-0,01		
	DCON2	0,00	0,04	-1,30		
NIVEL1	QXEYN	0,90	0,05	-0,01	7,19	7,29
	QYEXN	0,05	0,91	-0,01		
	DCON2	0,00	0,01	-1,20		

Las acciones internas calculadas se presentan en la tabla 4.45.

Tabla 4.45. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C10	-376,03	-1,27	0,64	0,00	1,40	-1,97
C37	-31,58	-26,19	-2,10	-0,52	-3,34	-46,44
C35	-110,32	-8,51	-19,56	0,31	-39,62	-17,02
C25	-54,79	-14,85	-3,88	-0,54	-10,95	-50,89
C28	-108,42	3,32	-16,56	-0,27	-50,76	6,98
C34	-197,12	-19,65	1,18	-0,54	3,59	-61,35

En los puntos vulnerables a las concentraciones de esfuerzos se presentan incrementos en las acciones internas (ver figura 4.21), debido a la vibración de la porción saliente del edificio, además se tienen incrementos, al comparar con el edificio que cumple los criterios de estructuración, tales incrementos se dan en las columnas que conforman la saliente del edificio y en algunos elementos perimetrales.



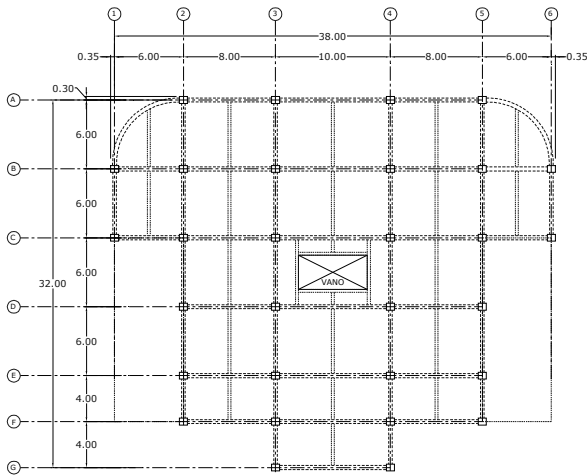
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1

Fig. 4.21. Columnas más esforzadas se encuentran en elementos de la saliente excesiva y en elementos perimetrales

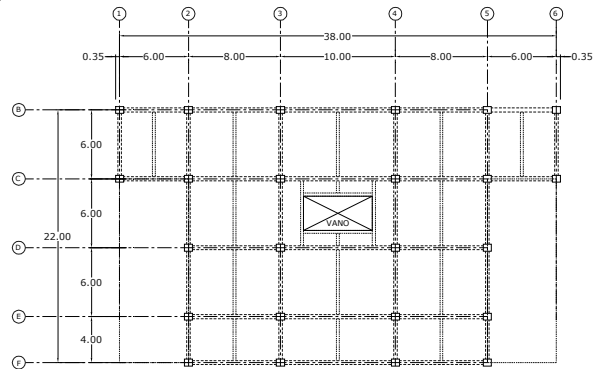
Al comparar el edificio bien estructurado con el edificio de las salientes excesivas, se observa el comportamiento desfavorable que se tiene en el segundo edificio, ya que al alargar las salientes, se le produce una mayor asimetría al edificio, ésta es reflejada en el aumento de las excentricidades, que provocan momentos torsores mayores que incrementan las acciones internas de la estructura, sobre todo en los elementos perimetrales del edificio y en las esquinas internas de las salientes.

4.5.4.3. ENTRANTE

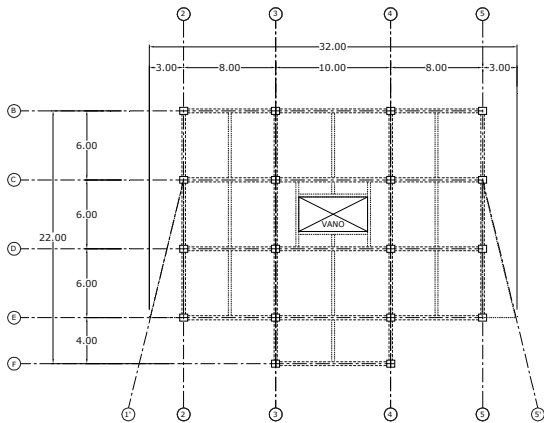
Se prolongo la longitud de las entrantes en las plantas de cada nivel, llevando las entrantes hasta el eje "C". Al igual que en la configuración que cumple con los criterios de estructuración, los últimos dos niveles no tienen configuración de entrantes.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1 Y NIVEL 2



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 3 Y NIVEL 4



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 5 Y NIVEL 6

Fig. 4.22. Se tiene el edificio con entrantes excesivas. Los tableros de losa que se le restaron aparecen con líneas punteadas.

Las relaciones de proporción para las entrantes en planta se presentan en la tabla 4.46.

Tabla 4.46. Relaciones de proporción para entrantes en planta			
Nivel	Longitud paralela en planta (m)	Longitud de la entrante (m)	$\frac{\text{longitud de entrante}}{\text{longitud paralela}}$
1 y 2	28.00	16.00	0.57
3 y 4	22.00	16.00	0.73

Las relaciones de proporción obtenidas sobrepasan el valor límite de 0.15.

En la tabla 4.47 se tiene algunos de los datos calculados por el programa, en el análisis sísmico del edificio.

Tabla 4.47. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,90	4546,07	416,33	26,23
QXEYN	X - EccY	0,90	4546,07	416,33	26,23
QYEXN	Y - EccX	1,02	4546,07	381,89	27,39
QYEXP	Y + EccX	1,02	4546,07	381,89	27,39

El peso sísmico ha disminuido en un 10.7% y el periodo aumentó 0.10 seg. en la dirección “Y”.

Al disminuir el peso sísmico, los cortantes basales en ambas direcciones también presentaron cierta disminución. Lo mismo ocurre con el cortante en cada entrepiso, mostrado en la tabla 4.48.

Tabla 4.48. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-86,62	-82,27	-48.25	-2.55
NIVEL5	-171,89	-159,76	-14.35	-2.48
NIVEL4	-254,43	-234,76	79.55	-2.43
NIVEL3	-318,6	-293,07	91.76	-2.27
NIVEL2	-380,7	-349,5	78.27	-2.17
NIVEL1	-416,33	-381,89	52.94	-1.97

La siguiente tabla muestra las excentricidades para cada entrepiso.

Tabla 4.49. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e_x (cm)	e_y (cm)
AZOTEA	107,21	107,21	19,03	17,94	19,03	17,94	19,00	17,38	3,10	55,70
NIVEL5	104,23	104,23	19,00	17,88	19,02	17,91	19,00	17,82	1,55	8,35
NIVEL4	75,64	75,64	19,00	15,96	19,01	17,26	19,00	17,57	1,03	-31,27
NIVEL3	74,47	74,47	19,00	15,95	19,01	16,93	19,00	17,22	0,78	-28,80
NIVEL2	62,32	62,32	19,00	15,82	19,01	16,71	19,00	16,92	0,62	-20,56
NIVEL1	37,09	37,09	19,00	15,71	19,01	16,54	19,00	16,67	0,52	-12,72

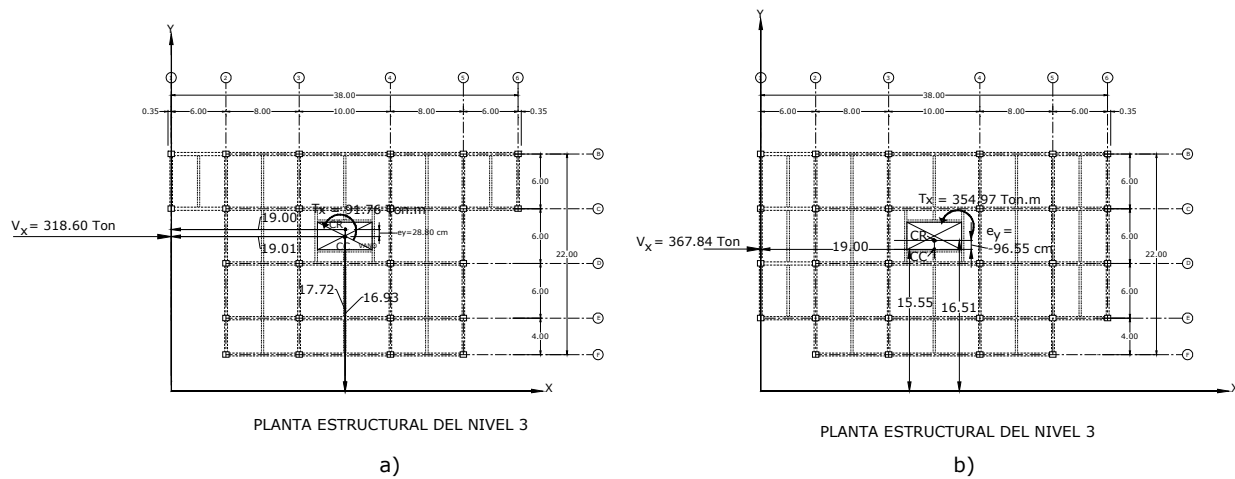


Fig. 4.23. Nivel donde se da el mayor momento torsor de este criterio; a) modelo mal estructurado, b) buena estructuración modelo general.

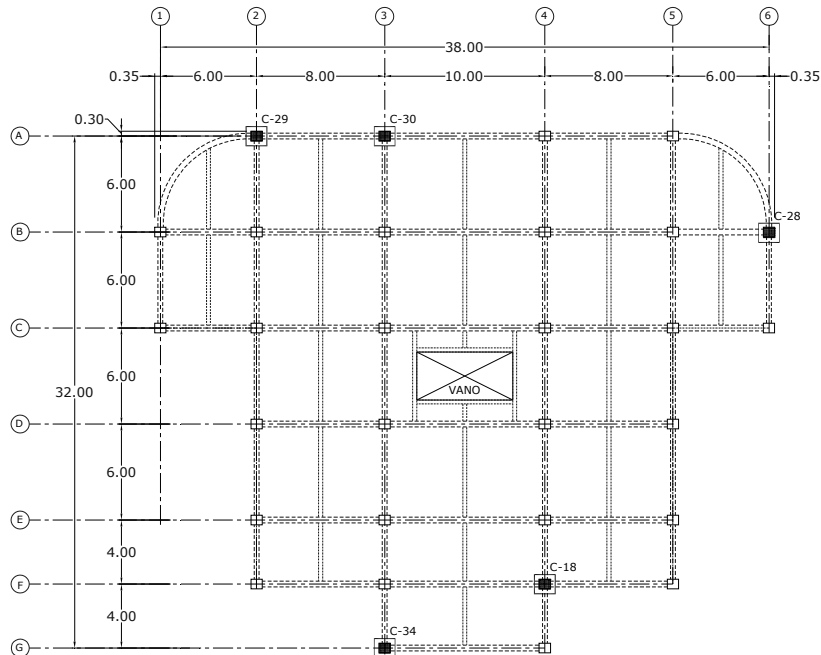
La excentricidades en "X" han tomado valores diferentes a "cero", aunque sus magnitudes son bastante pequeñas, mientras que las excentricidades en "Y" han presentado valores menores a los obtenidos en el edificio que cumple con los criterios de estructuración.

Al comparar las derivas de entrepiso, los valores son similares a los obtenidos en el edificio que cumple con los criterios de estructuración, tales derivas se muestran en la tabla 4.50.

Tabla 4.50. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,81	-0,21	0,00	2,81	3,66
	QYEXP	0,28	4,86	-0,02		
	DCON2	0,00	0,15	-1,17		
NIVEL5	QXEYN	3,46	-0,20	0,00	4,28	5,27
	QYEXP	0,25	4,40	-0,02		
	DCON2	0,00	0,14	-1,37		
NIVEL4	QXEYN	2,92	0,44	-0,02	5,09	7,21
	QYEXP	-0,06	3,74	0,03		
	DCON2	0,00	0,12	-1,34		
NIVEL3	QXEYN	2,29	0,36	-0,02	5,45	7,98
	QYEXP	-0,04	2,84	0,03		
	DCON2	0,00	0,09	-1,28		
NIVEL2	QXEYN	1,61	0,09	-0,01	6,62	7,52
	QYEXP	-0,02	1,84	0,03		
	DCON2	0,00	0,05	-1,30		
NIVEL1	QXEYN	0,78	0,04	0,00	6,23	7,21
	QYEXP	-0,01	0,90	0,02		
	DCON2	0,00	0,02	-1,19		

Las acciones internas máximas encontradas para éste edificio presentan leves aumentos, obteniéndose en promedio un incremento del 6%, tales incrementos ocurren en los elementos perimetrales.

Tabla 4.51. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C10	-375,96	-1,19	0,68	0,00	1,57	-1,84
C34	-32,51	-24,57	-1,84	-0,70	-2,61	-39,70
C29	-56,03	11,77	18,79	-0,37	29,98	20,08
C30	-46,98	-18,58	7,06	-0,70	11,64	-30,98
C28	-103,48	3,21	-15,81	-0,28	-49,23	6,61
C18	-197,46	18,06	0,71	0,45	2,72	56,09



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1

Fig. 4.24. Columnas con mayor concentración de esfuerzos

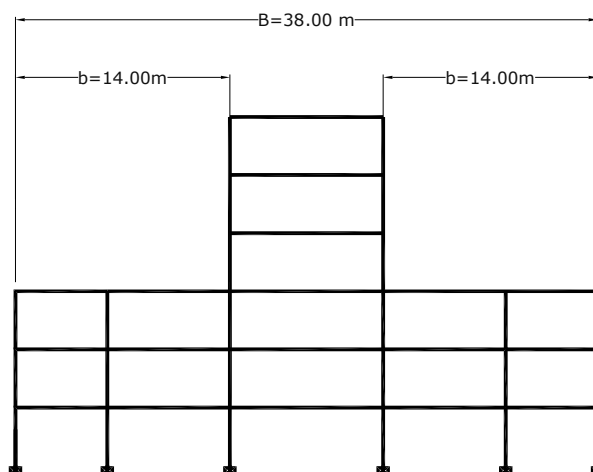
Si bien, al configurar las entrantes excesivas, las excentricidades disminuyeron, en la dirección mas afectada por la asimetría, las acciones internas en la estructura se vieron afectadas ya que sus magnitudes aumentaron, aunque en pequeñas cantidades, pero se debe de tomar en cuenta que el peso sísmico de la estructura disminuyó.

4.5.5. PROPORCION EN ELEVACION

Para este criterio no se creó un nuevo modelo, ya que esto puede ser relacionado con la configuración planteada para la sección 4.5.2., donde se tiene una reducción brusca en la altura del edificio. Las relaciones de proporción obtenidas se tienen en la tabla 4.52 (ver figura 4.25).

Tabla 4.52. Relaciones de proporción en elevación.

Eje	Longitud de la base (m)	Característica	Longitud de entrante o saliente (m)	$\frac{\text{longitud de entrante o saliente}}{\text{longitud de la base}}$
2 y 5	28.00	Entrante	6.00	0.21
3 y 4	32.00	saliente	6.00	0.19
			4.00	0.13
F	26.00	Entrantes	8.00	0.31
B, C, D y E	38.00	Entrantes	14.00	0.37



EJE D

Fig. 4.25. Elevación del eje "D", donde se tienen las salientes en elevación más críticas

4.5.6. GEOMETRIA ELEMENTAL

No se ha planteado ningún modelo para evaluar la influencia de la geometría elemental en la estructuración del edificio.

4.5.7. CRITERIOS ESTRUCTURALES

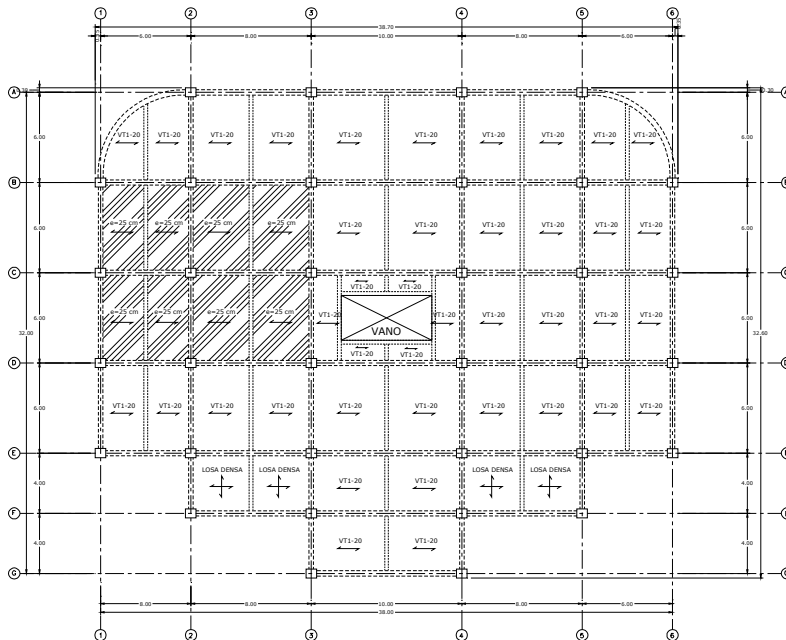
Los criterios estructurales se evaluarán en base a lo visto en el capítulo, analizando propiedades de masa y de rigidez, ambas en planta y en elevación.

4.5.7.1. CRITERIOS DE MASA EN PLANTA

Para estos criterios se crearán cinco condiciones, donde se ven algunas de las condiciones de los criterios de masa en planta.

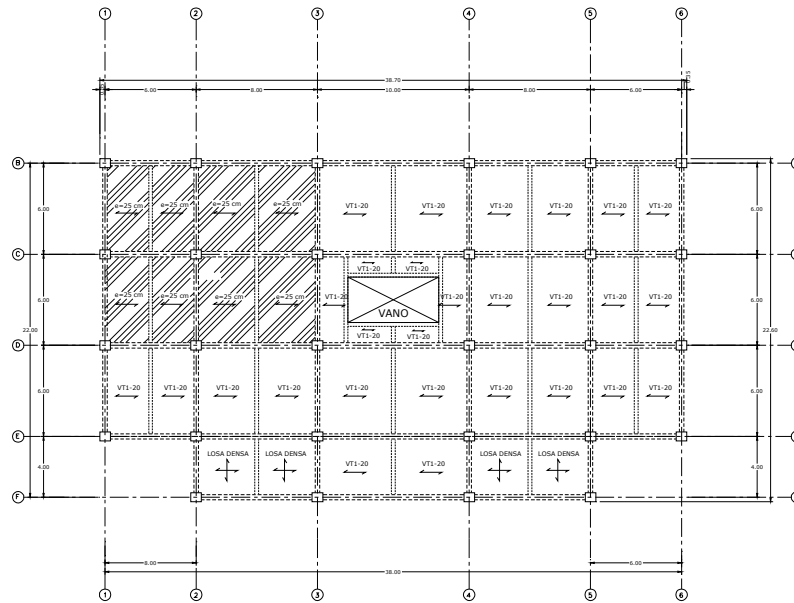
I. Estructuración de losas muy pesadas, no uniformes

Para este caso, la estructuración de los tableros de losa entre los ejes “1” y “3” y los ejes “B” y “D”, se hizo a base de losa densa, unidireccional, con un espesor de 25 cm, teniendo entonces, un peso propio de 600 Kg/m^2 ; por otro lado, en los tableros restantes, se mantuvo la configuración con losa aligerada VT1-20, con un peso muerto de 260 Kg/m^2 ; y en los tableros irregulares con losa densa bidireccional de 12 cm de espesor (carga muerta de 288 Kg/m^2). La diferencia de peso entre los tableros configurados con losa densa de 25 cm y los configurados con losa aligerada VT1-20 es de 340 Kg/m^2 , que corresponde a un incremento del 230.8 %.

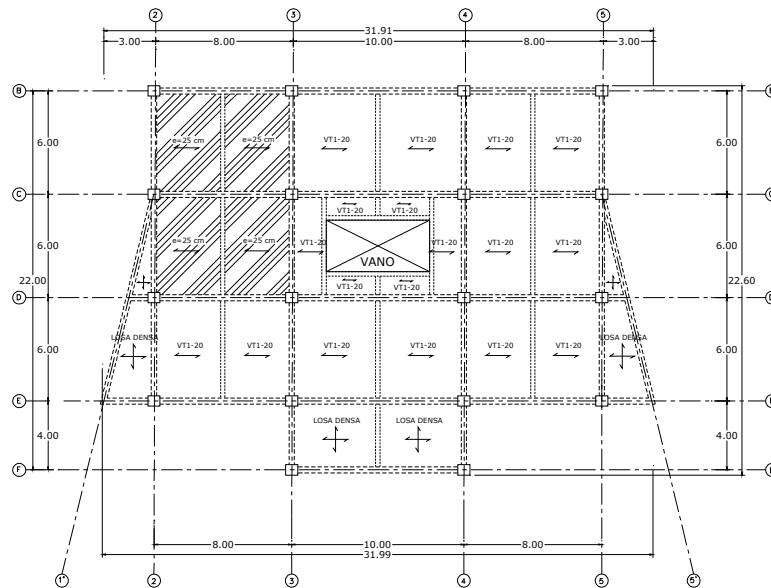


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80, 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.26a. Estructuración de losas pesadas y asimétricas.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40, 0+15.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00, 0+22.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.26b. Estructuración de losas pesadas y de forma asimétrica. Las losas achuradas, son densa, con 25cm de espesor y unidireccionales.

Los datos sísmicos introducidos en el software se tienen en la tabla 4.53.

Tabla 4.53. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,87	5375,48	504,29	30,64
QXEYN	X - EccY	0,87	5375,48	504,29	30,64
QYEXN	Y - EccX	1,02	5375,48	451,56	32,38
QYEXP	Y + EccX	1,02	5375,48	458,11	32,85

Al comparar con el edificio bien estructurado, se observa que el periodo de la estructura únicamente incremento en la dirección “X”, en una magnitud de 0.02 seg. En cambio, debido al aumento del espesor de algunos tableros de losa, el peso sísmico aumentó en 286.91 ton, por ende, la fuerza cortante en la base tiende a aumentar en ambas direcciones, al igual que la fuerza de látigo.

Al aumentar el cortante en la base, es de esperar un aumento en el cortante en cada entrepiso, dichos valores se tienen en la tabla 4.54.

Tabla 4.54. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-99,03	-94,25	-83.78	57.59
NIVEL5	-193,79	-179,33	-110.36	105.36
NIVEL4	-300,40	-275,05	-89.92	175.57
NIVEL3	-383,73	-349,87	-142.17	233.63
NIVEL2	-460,44	-418,74	-188.87	261.38
NIVEL1	-504,29	-458,11	-184.82	294.95

Los valores de centro de masa y centro de cortante se encuentran en la tabla 4.55.

Tabla 4.55. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	126,47	126,47	18,39	17,37	18,39	17,37	19,00	16,52	-61,10	84,60
NIVEL5	124,17	124,17	18,44	17,36	18,41	17,36	19,00	16,79	-58,75	56,95
NIVEL4	94,53	94,53	18,26	15,71	18,36	16,81	19,00	16,51	-63,83	29,93
NIVEL3	92,58	92,58	18,24	15,74	18,33	16,54	19,00	16,17	-66,77	37,05
NIVEL2	66,65	66,65	18,55	15,86	18,38	16,40	19,00	15,99	-62,42	41,02
NIVEL1	40,42	40,42	18,26	16,06	18,36	16,35	19,00	15,98	-64,38	36,65

Al configurar los tableros de forma irregular se ocasionan excentricidades en la masa del edificio. Aunque dichos valores no están sobrepasando los valores permisibles, éstas presentan un incremento con respecto a las excentricidades obtenidas en el edificio bien estructurado a base de marcos, que aumentan los momentos torsores de las fuerzas sísmicas en la estructura, en la figura 4.27 se presenta la ubicación del mayor momento torsor.

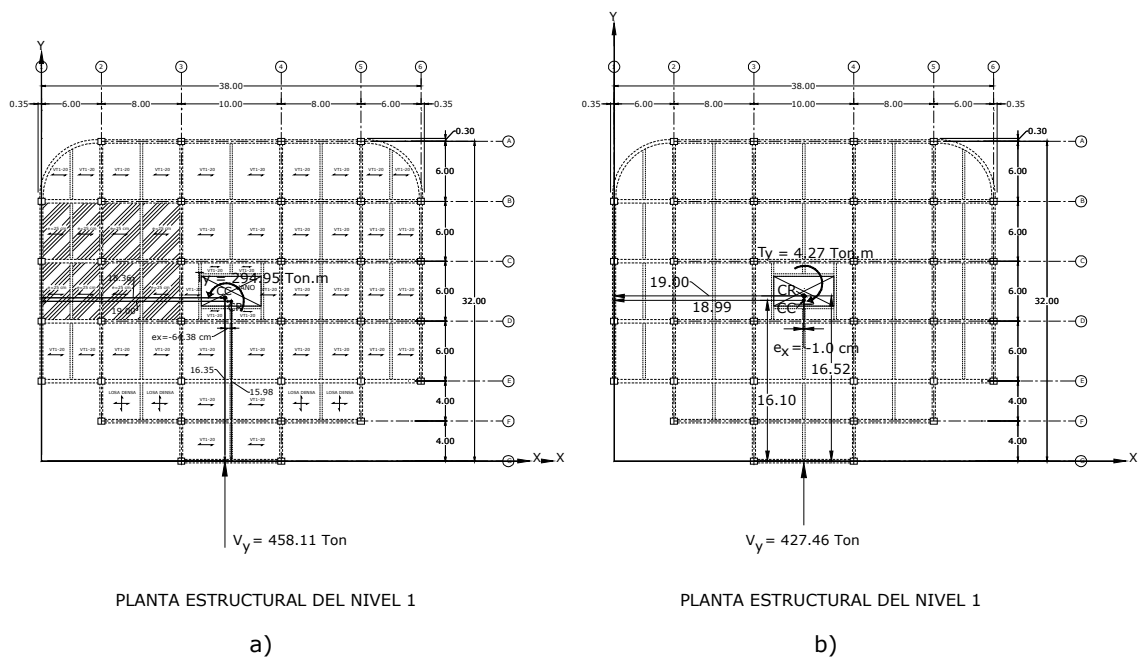


Fig. 4.27. A la izquierda se tiene la planta más desfavorable con respecto a este criterio; a la derecha la planta del modelo general.

Los desplazamientos y derivas de entrepiso se tienen en la tabla 4.56.

Tabla 4.56. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
NIVEL	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,56	-0,12	0,00	2,93	4,21
	QYEXN	-0,33	5,11	-0,02		
	DCON2	0,00	0,14	-1,19		
NIVEL5	QXEYN	3,20	-0,11	0,00	4,15	5,68
	QYEXN	-0,29	4,59	-0,03		
	DCON2	0,00	0,13	-1,40		
NIVEL4	QXEYN	2,68	-0,09	0,00	4,42	7,21
	QYEXN	0,28	3,88	-0,02		
	DCON2	0,00	0,11	-1,36		
NIVEL3	QXEYN	2,13	-0,08	0,00	5,03	8,17
	QYEXN	0,20	2,98	-0,02		
	DCON2	0,00	0,08	-1,30		
NIVEL2	QXEYN	1,50	-0,06	0,01	6,04	7,95
	QYEXN	0,13	1,95	-0,02		
	DCON2	0,00	0,04	-1,31		
NIVEL1	QXEYN	0,74	-0,03	0,00	5,94	7,69
	QYEXN	0,06	0,96	-0,01		
	DCON2	0,00	0,02	-1,20		

Se tiene un aumento en la deriva de entrepiso, al comparar con el edificio bien estructurado a base de marcos, éste aumento es más notorio en la dirección "Y" del edificio, obteniéndose incrementos no mayores al 113% en las derivas de entrepiso.

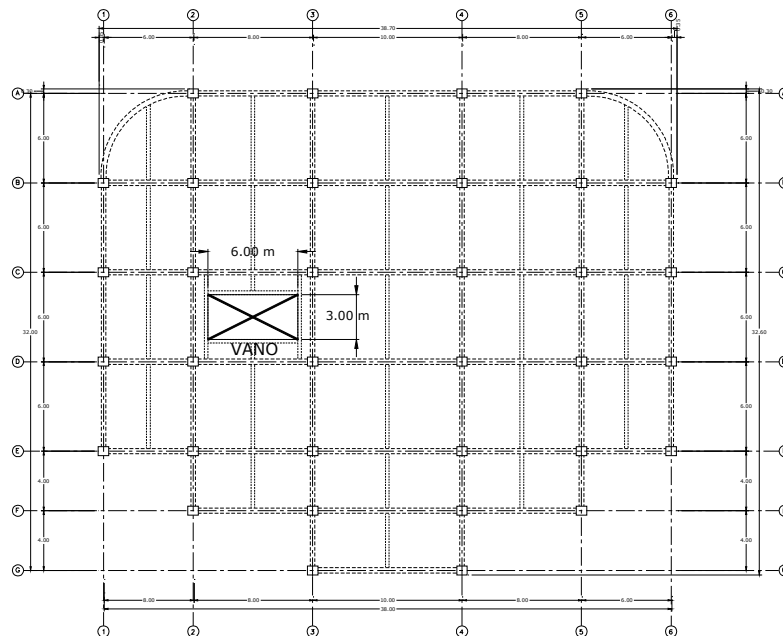
En la tabla 4.57, se presentan los valores de las acciones internas de las columnas.

Tabla 4.57. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	-377.95	1.27	0.40	0.01	0.92	1.75
C30	-45.88	-23.95	6.27	0.08	10.31	-40.32
C13	-96.99	4.70	-19.62	-0.70	-37.07	9.10
C13	-96.99	4.70	-19.62	-0.70	-37.07	9.10
C13	-145.91	1.28	-16.58	-0.38	-50.64	-0.36
C16	-220.52	-18.60	0.49	-0.33	2.92	-55.13

Los valores de las fuerzas cortantes, momento torsor y los momentos flectores en ambas direcciones han aumentado, debido a la estructuración irregular de losas en cada uno de los entrepisos, con respecto a los datos que presenta el edificio que cumple con los criterios de estructuración, ya que al incrementar el peso en la estructura se aumentan la fuerzas inerciales en la estructura y al distribuir asimétricamente la masa de las losas se generan producen mayores excentricidades en el edificio, generando mayor esforzamiento en el edificio.

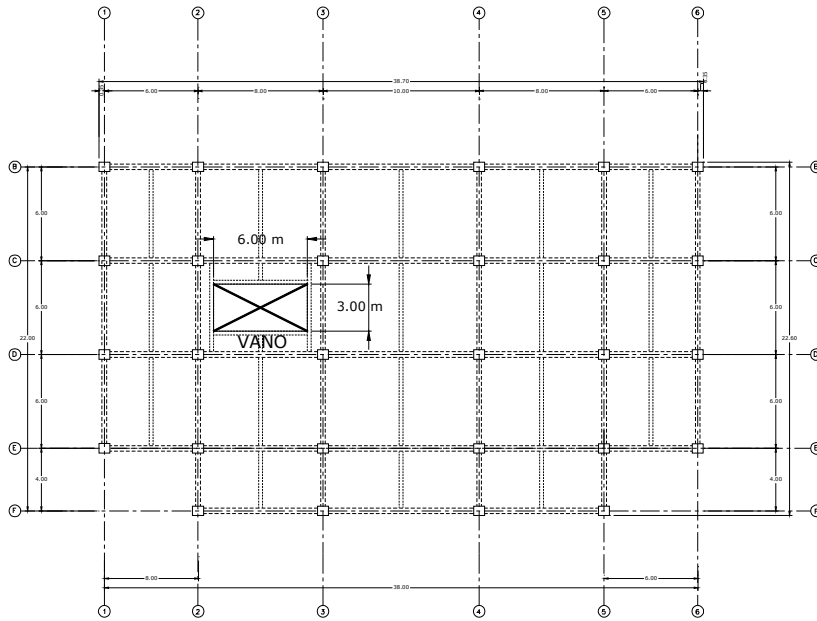
II. Vano en posición asimétrica.

Se mantuvo la configuración del vano en cuanto a sus dimensiones, cumpliendo con sus respectivas relaciones de proporción, pero este fue desplazado al lado izquierdo de la planta, para producir asimetría en su posición, como se detalla en la figura 4.28.

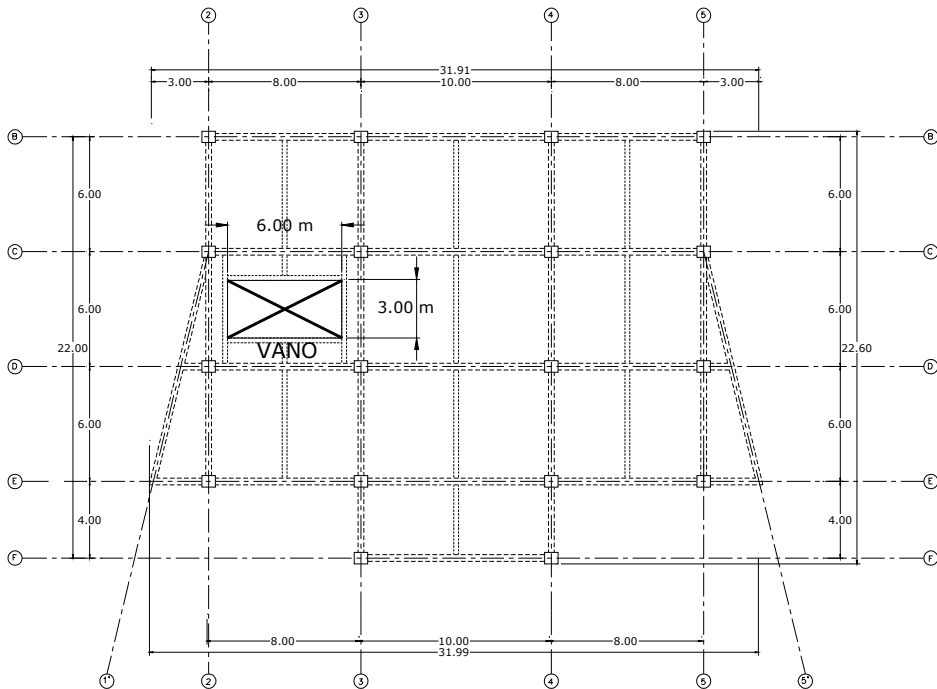


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80, 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.28a. Configuración de vano en posición asimétrica.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40, 0+15.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00, 0+22.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.28b. Configuración de vano en posición asimétrica.

Los datos sísmicos se tienen en la tabla 4.58.

Tabla 4.58. Período, coeficiente sísmico, peso, cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección \pm excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,85	5089,04	485,92	28,75
QXEYN	X - EccY	0,85	5089,04	485,92	28,75
QYEXN	Y - EccX	1,02	5089,04	428,18	30,63
QYEXP	Y + EccX	1,02	5089,04	428,18	30,63

La diferencia obtenida en el peso sísmico de la estructura es desconsiderable, ya que solo se tuvo un aumento de 0.47 ton. De igual forma, los cambios en el periodo, el cortante basal y la fuerza de látigo es despreciable, al comparar con el edificio bien estructurado a base de marcos.

Como consecuencia de lo anterior, los cambios en los cortantes de entrepiso no son notorios, estos valores se tienen en la tabla 4.59.

Tabla 4.59. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-93,02	-86,52	25.12	-14.02
NIVEL5	-185,21	-166,68	59.17	-27.59
NIVEL4	-287,73	-255,84	160.94	-38.97
NIVEL3	-367,97	-325,61	341.38	-45.50
NIVEL2	-443,00	-390,85	515.92	-47.37
NIVEL1	-485,92	-428,18	422.26	-20.20

Al analizar los datos en la tabla 4.60, se observa un incremento en las excentricidades del edificio, debido a que al mover de posición el vano, se produjo asimetría.

Tabla 4.60. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e_x (cm)	e_y (cm)
AZOTEA	37,10	37,10	19,01	15,71	19,01	15,71	18,85	15,98	16,20	-27,00
NIVEL5	63,32	63,32	19,06	15,64	19,03	15,67	18,87	15,99	16,55	-31,95
NIVEL4	64,03	64,03	19,06	15,48	19,04	15,61	18,89	16,17	15,23	-55,93
NIVEL3	64,03	64,03	19,06	15,48	19,05	15,58	18,91	16,50	13,97	-92,78
NIVEL2	72,61	72,61	19,07	15,79	19,05	15,62	18,93	16,78	12,12	-116,46
NIVEL1	73,18	73,18	19,03	15,77	19,05	15,64	19,00	16,51	4,72	-86,90

Inicialmente (en el edificio bien estructurado a base de marcos), la planta presentaba simetría con respecto al eje "Y", sin embargo, al acercar el vano hacia la izquierda, la planta del edificio pierde dicho eje de simetría, que afecta las excentricidades en la dirección "X", aumentando la probabilidad de mayores efectos torsionantes en el edificio.

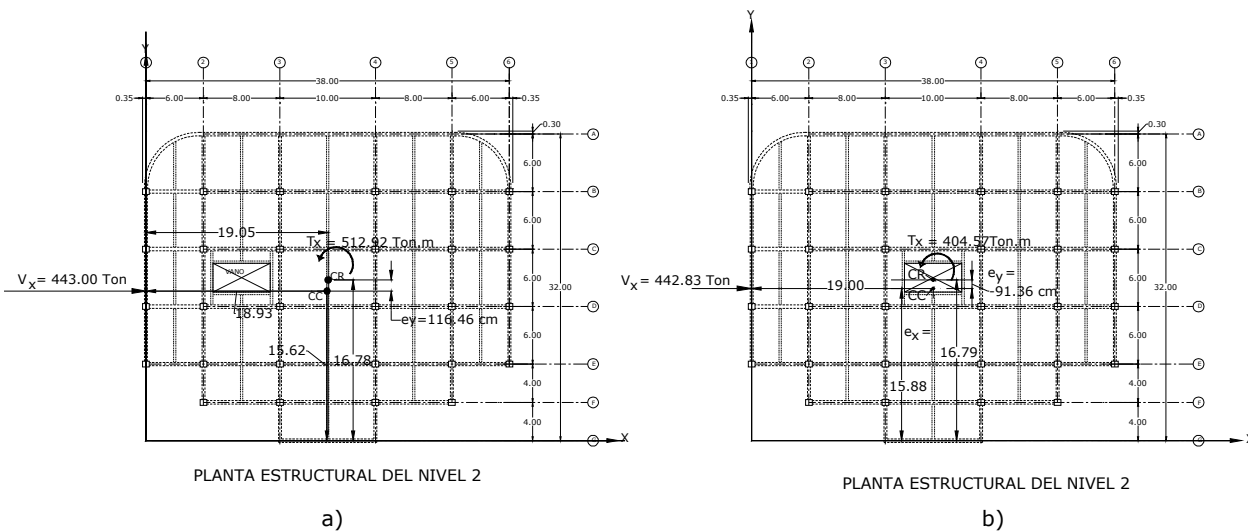


Fig. 4.29. Ubicación del C.C, C.R, V_x y T_x del nivel más desfavorable: a) mala estructuración, b) buena estructuración modelo general.

En la tabla 4.61 se encuentran los valores de los desplazamientos por cada piso y sus respectivas derivas.

Tabla 4.61. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
NIVEL	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,47	-0,13	0,00	2,85	3,38
	QYEXP	0,06	4,58	0,00		
	DCON2	0,00	0,13	-0,91		
NIVEL5	QXEYN	3,11	-0,12	0,00	4,05	5,26
	QYEXP	0,21	4,15	-0,02		
	DCON2	0,00	0,12	-1,08		
NIVEL4	QXEYN	2,61	-0,10	0,00	4,31	6,47
	QYEXP	0,16	3,50	0,03		
	DCON2	0,00	0,10	-1,04		
NIVEL3	QXEYN	2,07	0,23	-0,02	4,90	7,36
	QYEXP	0,13	2,69	0,02		
	DCON2	0,00	0,08	-0,98		
NIVEL2	QXEYN	1,46	-0,06	0,01	5,86	7,19
	QYEXP	0,09	1,77	0,02		
	DCON2	0,00	0,04	-0,98		
NIVEL1	QXEYN	0,72	-0,03	0,00	5,78	6,97
	QYEXP	0,04	0,87	0,01		
	DCON2	0,00	0,02	-0,88		

Al comparar las derivas de entrepiso, no se detectan grandes diferencias con respecto a las obtenidas en el edificio bien estructurado, también se observa, que algunas derivas han disminuido levemente.

Los datos de las acciones internas se presentan en la tabla 4.62.

Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	-377.95	1.27	0.40	0.01	0.92	1.75
C30	-45.88	-23.95	6.27	0.08	10.31	-40.32
C13	-96.99	4.70	-19.62	-0.70	-37.07	9.10
C13	-96.99	4.70	-19.62	-0.70	-37.07	9.10
C13	-145.91	1.28	-16.58	-0.38	-50.64	-0.36
C16	-220.52	-18.60	0.49	-0.33	2.92	-55.13

Al observar los datos obtenidos, estos han aumentado con respecto a los valores del edificio bien estructurado a base de marcos, esto se a que al configurar asimétricamente el vano, se producen mayores excentricidades, las cuales aumentan los momentos torsores en el edificio.

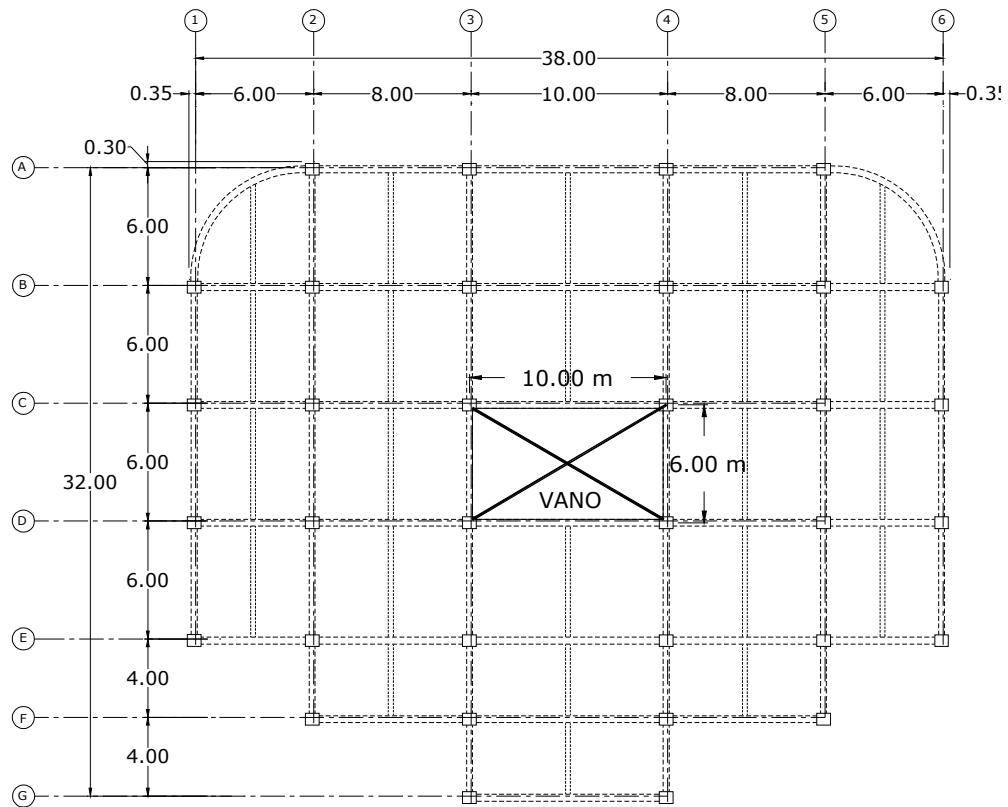
III. Vano en posición simétrica, pero grande

Contrario al caso anterior, para evaluar este criterio, la posición del vano no fue cambiada, únicamente se aumentaron su dimensiones. Ver figura 4.30.

Las relaciones de proporción para esta configuración del vano se presentan a continuación:

	Dimensiones (m)		Área (m ²)	$\frac{\text{área del vano}}{\text{area de la planta del edificio}}$
	L	B		
Planta del edificio	38.00	28.00	1,064.00	0.06
Vano	10.00	6.00	60.00	
$\frac{\text{longitud del vano}}{\text{longitud de la planta del edificio}}$	0.26	0.21		

Como se observa en la tabla, las relaciones de proporción sobrepasan el valor admisible de 0.20.

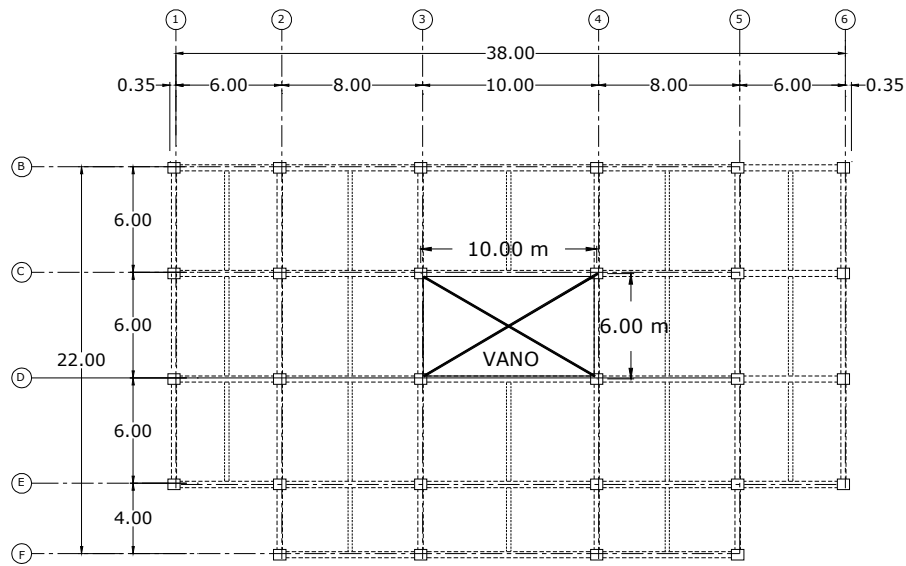


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80, 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.30. Planta de niveles 1 y 2

Tabla 4.64. Relaciones de proporción en niveles 3 y 4 de configuración de vano				
	Dimensiones (m)		Área (m ²)	$\frac{\text{área del vano}}{\text{area de la planta del edificio}}$
	L	B		
Planta del edificio	38.00	22.00	836.00	0.07
Vano	10.00	6.00	60.00	
$\frac{\text{longitud del vano}}{\text{longitud de la planta del edificio}}$	0.26	0.27		

Los niveles 3 y 4 se ven mas afectados por las relaciones de proporción, ya que en ambas cantidades se tiene un incremento en tales relaciones

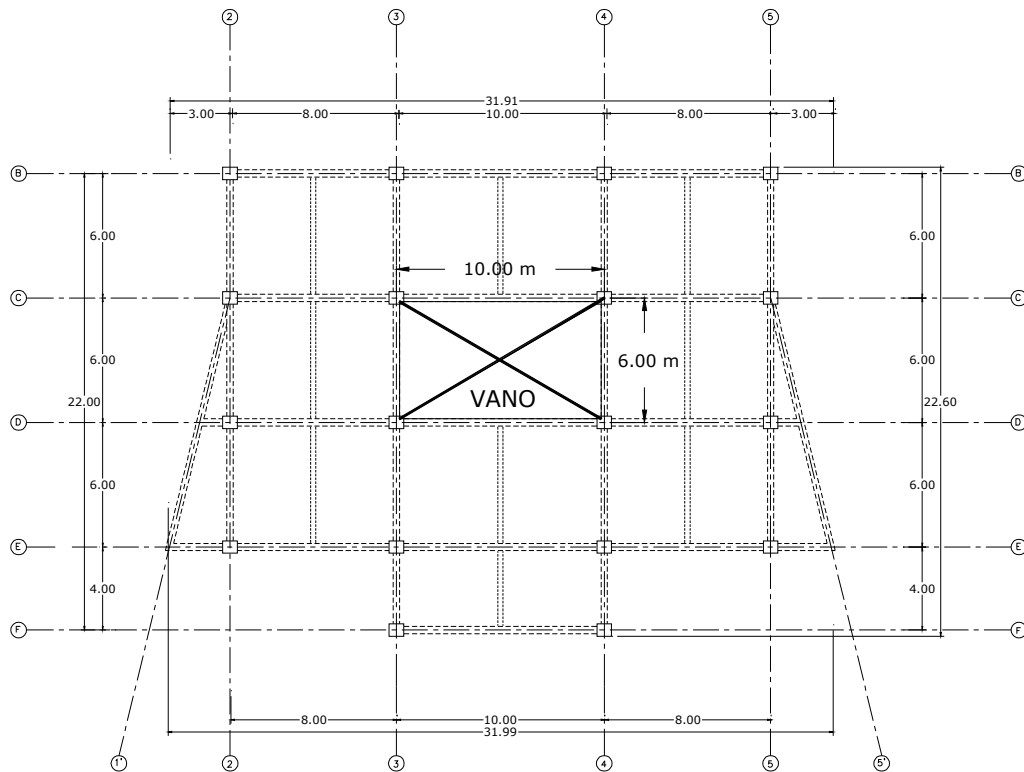


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40, 0+15.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.31. Planta de niveles 3 y 4

Tabla 4.65. Relaciones de proporción en niveles 5 y 6 de configuración de vano				
	Dimensiones (m)		Área (m ²)	$\frac{\text{área del vano}}{\text{area de la planta del edificio}}$
	L	B		
Planta del edificio	26.00	18.00	468.00	0.13
Vano	10.00	6.00	60.00	
$\frac{\text{longitud del vano}}{\text{longitud de la planta del edificio}}$	0.38	0.33		

Los últimos niveles son los más afectados en la configuración del vano, ya que es en éstos donde se alcanzan las mayores relaciones de proporción.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00, 0+22.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.32. Planta de niveles 5 y 6

Al aumentar las dimensiones del vano se está disminuyendo el tamaño de la losa, esto se ve reflejado en el peso sísmico de la estructura, ya que al comparar con el edificio bien estructurado, se tiene una leve disminución en el peso sísmico, tales valores se tienen en la tabla 4.66.

Tabla 4.66. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo

Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,83	4895,63	473,42	27,49
QXEYN	X - EccY	0,83	4895,63	473,42	27,49
QYEXN	Y - EccX	1,00	4895,63	416,72	29,30
QYEXP	Y + EccX	1,00	4895,63	416,72	29,30

Al disminuir el peso sísmico, también ha disminuido el cortante basal y la fuerza de látigo. Lo mismo ocurre con el cortante en cada entrespiso, su magnitud tiene una leve disminución, tales valores se tienen en la tabla 4.67.

Tabla 4.67. Cortantes y momentos torsores máximos

Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-88,75	-82,52	-62.84	5.12
NIVEL5	-177,72	-159,82	-78.82	4.95
NIVEL4	-278,17	-247,09	28.74	5.11
NIVEL3	-356,86	-315,46	-147.20	4.89
NIVEL2	-430,98	-379,85	-11.81	4.71
NIVEL1	-473,42	-416,72	215.41	4.31

En la tabla 4.68 se tienen los valores de las excentricidades para éste edificio

4.68. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	117,19	117,19	18,94	17,23	18,94	17,23	19,00	16,52	-6,20	70,80
NIVEL5	34,70	34,70	19,00	15,62	18,97	16,42	19,00	15,98	-3,10	44,35
NIVEL4	114,88	114,88	19,00	17,22	18,98	16,69	19,00	16,79	-2,07	-10,33
NIVEL3	59,98	59,98	19,00	15,56	18,98	16,41	19,00	15,99	-1,55	41,25
NIVEL2	83,59	83,59	19,00	15,37	18,99	16,20	19,00	16,17	-1,24	2,74
NIVEL1	85,55	85,55	19,00	15,34	18,99	16,06	19,00	16,51	-1,03	-45,50

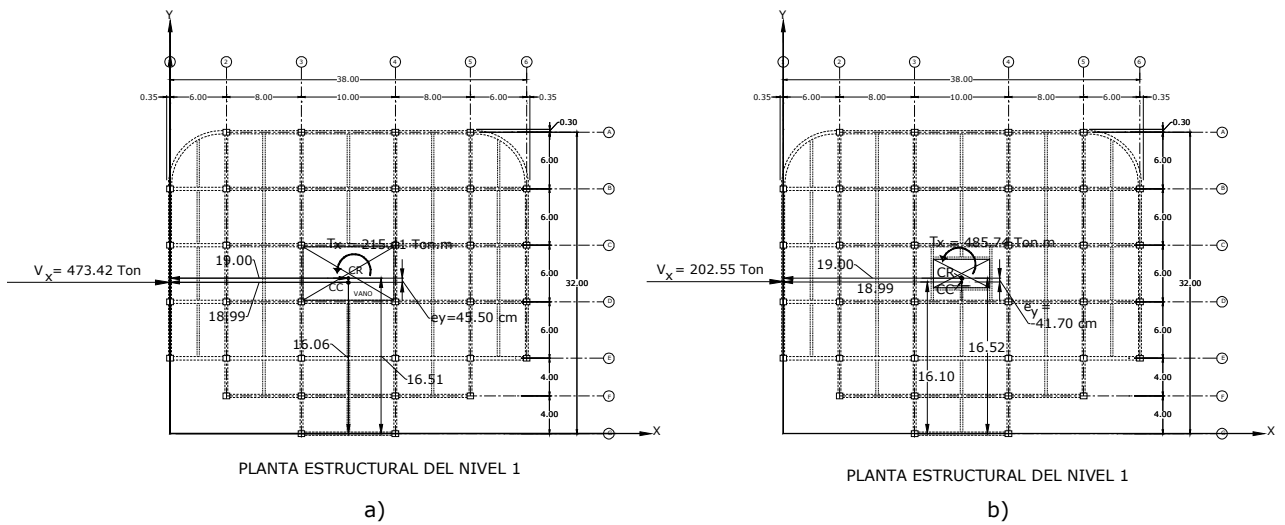


Fig. 4.33. Datos de excentricidad, cortante y momento; a) mala estructuración, b) buena estructuración modelo general.

Ocurren leves cambios en las excentricidades de éste nuevo modelo, ya que las excentricidades en "x" aumentaron en pequeñas cantidades, menores a como ocurría en el edificio bien estructurado.

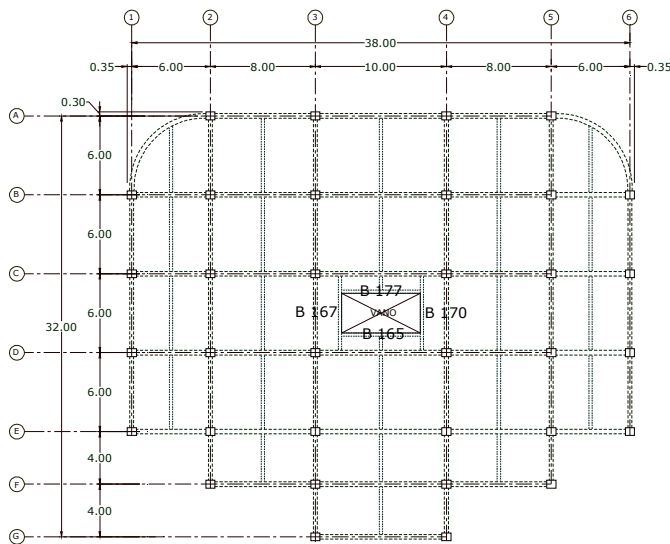
En la tabla 4.69 se tienen los desplazamientos y derivas de cada entrepiso.

Tabla 4.69. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
NIVEL	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,38	-0,14	0,00	2,75	3,59
	QYEXP	0,22	4,50	-0,01		
	DCON2	0,00	0,13	-0,79		
NIVEL5	QXEYN	3,04	-0,13	0,00	3,92	5,06
	QYEXP	0,19	4,05	-0,02		
	DCON2	0,00	0,12	-0,91		
NIVEL4	QXEYN	2,55	-0,11	0,00	4,20	6,31
	QYEXP	0,16	3,42	0,02		
	DCON2	0,00	0,11	-0,87		
NIVEL3	QXEYN	2,03	-0,09	0,00	4,73	7,19
	QYEXP	0,12	2,63	0,02		
	DCON2	0,00	0,08	-0,82		
NIVEL2	QXEYN	1,43	-0,07	0,01	5,78	7,04
	QYEXN	0,09	1,73	-0,01		
	DCON2	0,00	0,04	-0,93		

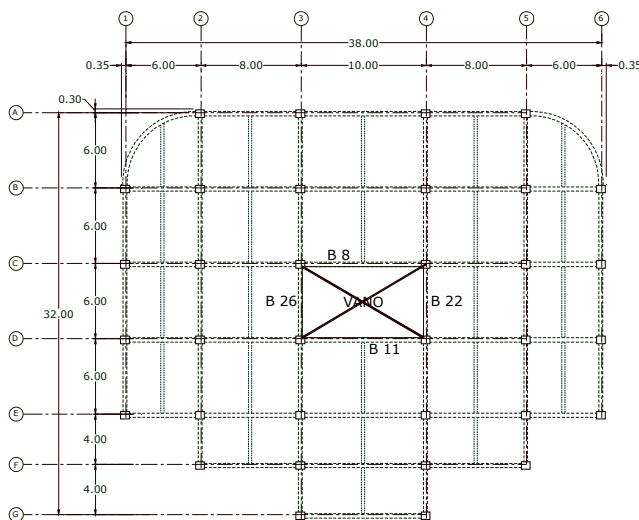
NIVEL1	QXEYN	0,71	-0,03	0,00	5,69	6,83
	QYEXP	0,04	0,85	0,01		
	DON2	0,00	0,02	-0,85		

Para éste caso, las derivas en cada entrepiso presentan disminución con respecto a las derivas del edificio bien estructurado.

A continuación se presenta un resumen de las acciones internas en los elementos perimetrales del vano, según la figura 4.34.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1

Fig. 4.34. Elementos perimetrales del vano. Arriba, bien estructurado y abajo, mal estructurado. Los elementos tienen la misma señalización en todos los niveles.

Tabla 4.70a. Acciones internas en elementos perimetrales de vano en nivel 1							
Bien estructurado			Mal estructurado			% de incremento	
Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Momento	Cortante
B177	5,58	-2,40	B8	-40,80	14,87	731,24	619,58
B170	11,73	-9,01	B22	-25,12	-13,03	214,12	144,62
B175	5,58	-2,40	B11	-41,20	-14,94	738,39	622,50
B167	11,73	-9,01	B26	-25,12	-13,03	214,11	144,62

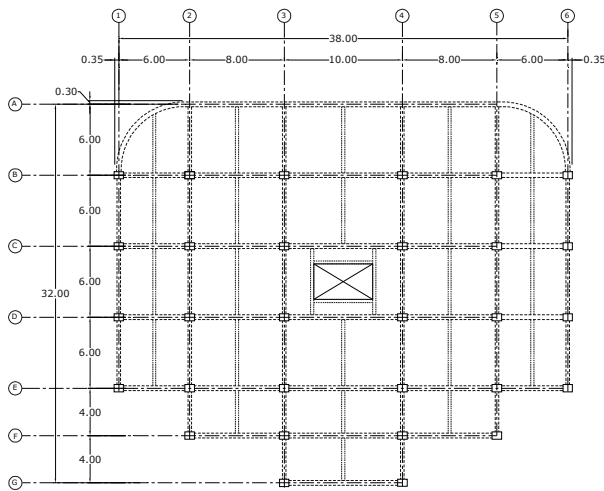
Tabla 4.70b. Acciones internas en elementos perimetrales de vano en nivel 3							
Bien estructurado			Mal estructurado			% de incremento	
Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Momento	Cortante
B177	5,04	-2,22	B8	-37,31	-13,72	740,35	618,02
B170	10,47	-7,99	B22	-24,43	-12,23	233,25	153,07
B175	5,04	-2,22	B11	-37,05	-13,66	735,26	615,32
B167	10,47	-7,99	B26	-24,43	-12,23	233,25	153,07

Tabla 4.70c. Acciones internas en elementos perimetrales de vano en nivel 5							
Bien estructurado			Mal estructurado			% de incremento	
Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)		M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Momento	Cortante
B177	5,04	-2,22	B8	-31,88	-12,55	632,61	565,32
B170	10,47	-7,99	B22	-17,89	-10,19	170,85	127,53
B175	5,04	-2,22	B11	-31,71	-12,53	629,31	564,41
B167	10,47	-7,99	B26	-17,89	-10,19	170,85	127,53

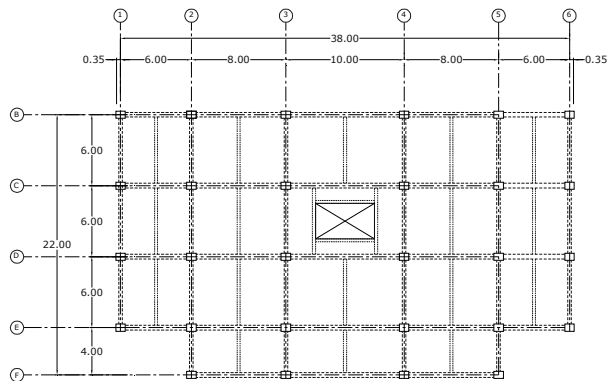
En los tres niveles analizados las acciones internas han aumentado en el edificio con vano mal estructurado, ya que al ser los elementos perimetrales más grandes, la energía sísmica tiende a concentrarse en estos elementos. También se puede observar que las acciones internas en el edificio bien estructurado son las mismas, ya que éstas son producidas por cargas de gravedad, mientras que en el edificio mal estructurado, las acciones internas en los elementos perimetrales cambian de un nivel a otro, ya que éstas también dependen de cargas sísmicas, por lo cual, son mayores en los niveles más bajos, ya que es donde se tienen las mayores fuerzas sísmicas. Finalmente, se puede observar el porcentaje de aumento que tienen las acciones internas en las vigas perimetrales del vano.

IV. Voladizos largos y asimétricos

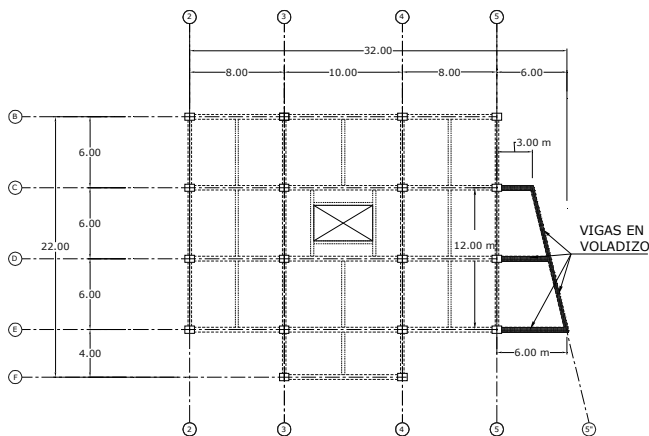
Únicamente se modificaron las plantas de los dos últimos niveles, donde ya existían vigas en voladizos, se aumentaron las longitudes de éste y además se quitaron las vigas en voladizo en la parte izquierda del edificio, para producir asimetría en la configuración de éstos.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1 Y NIVEL 2
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 3 Y NIVEL 4
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 5 Y NIVEL 6
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.35. Configuración de voladizos largos y asimétricos. En la planta inferior se observa que el voladizo produce asimetría, y éste tiene una longitud mayor a 3.00

En la tabla 4.71 se tiene el resumen de algunos de los datos sísmicos arrojados por el programa.

Tabla 4.71. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,85	5142,75	487,62	29,16
QXEYN	X - EccY	0,85	5142,75	487,62	29,16
QYEXN	Y - EccX	1,02	5142,75	432,01	30,98
QYEXP	Y + EccX	1,02	5142,75	432,01	30,98

Se tiene un aumento mínimo en el peso sísmico de la estructura, que se debe al aumento en el tamaño de la losa, ya que al configurar las vigas en voladizos más largos, se necesita un tablero de losa mas grande; y como es conocido, al aumentar el peso sísmico, aumenta el cortante basal.

Las excentricidades del edificio se tienen en la tabla 4.72.

Tabla 4.72. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	120,83	120,83	18,94	17,22	18,94	17,22	19,00	16,52	-6,00	70,10
NIVEL5	118,52	118,52	19,00	17,21	18,97	17,22	19,00	16,79	-3,00	42,30
NIVEL4	88,89	88,89	19,00	15,41	18,98	16,61	19,00	16,51	-2,00	10,10
NIVEL3	86,93	86,93	19,00	15,43	18,99	16,32	19,00	16,17	-1,60	14,53
NIVEL2	66,71	66,71	20,98	15,92	19,38	16,24	19,03	15,99	35,78	24,22
NIVEL1	39,21	39,21	21,05	16,00	19,66	16,20	19,09	15,98	57,23	21,75

Al comparar las nuevas excentricidades, éstas presentan aumento en la dirección “X”, tal aumento tiene un valor máximo de 57 cm, por otro lado, las excentricidades en “Y” presentan disminución, excepto en los dos últimos niveles, donde se tienen incrementos en las excentricidades, ya que éstos son los niveles donde se produjo asimetría en la configuración del voladizo, en la figura 4.36 se ubica el nivel donde se encuentra el mayor momento torsor.

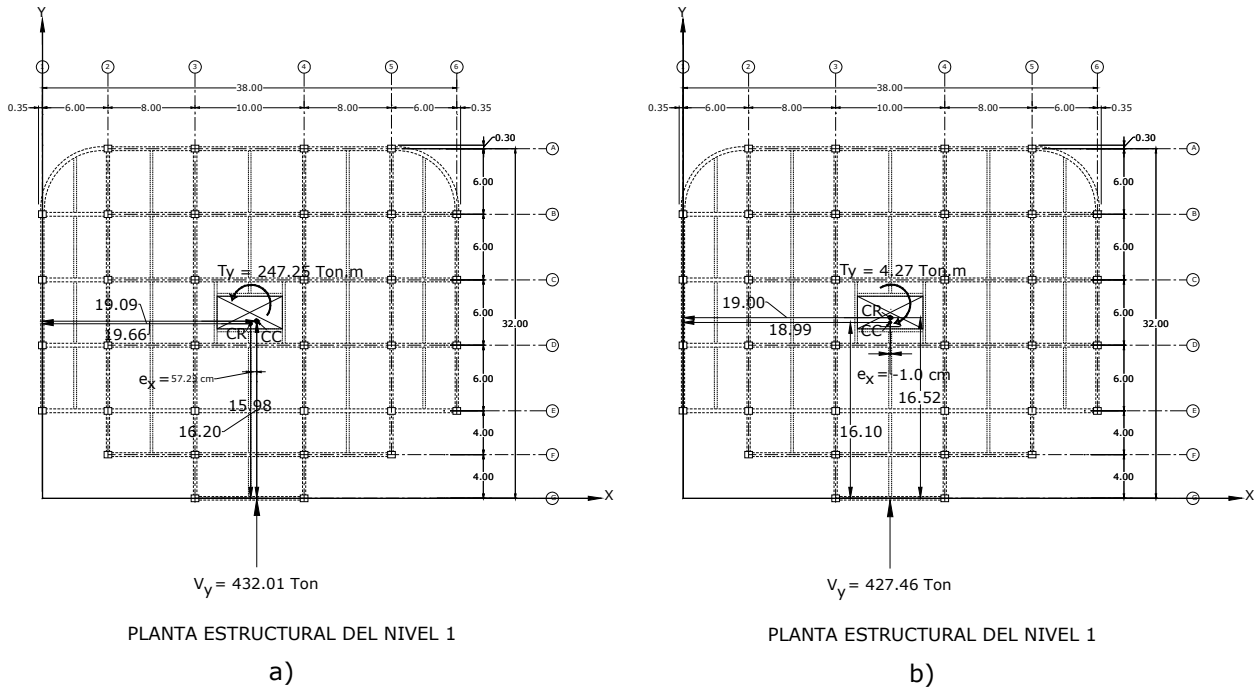


Fig. 4.36. Representación del C.C, C.R, Vx y Tx del nivel más desfavorable de este criterio, a la izquierda la mala estructuración y a la derecha la buena estructuración modelo general.

Los desplazamientos y derivas de entripeso se tienen en la tabla 4.73.

Tabla 4.73. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
NIVEL	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,49	-0,13	0,00	2,89	4,34
	QYEXP	0,10	5,22	-0,01		
	DCON5	3,71	0,62	-2,72		
NIVEL5	QXEYN	3,13	-0,11	0,00	4,09	7,01
	QYEXP	0,34	4,68	-0,02		
	DCON5	3,17	0,55	-5,07		
NIVEL4	QXEYN	2,62	-0,10	0,00	4,34	7,25
	QYEXP	0,26	3,80	0,03		
	DCON2	0,01	0,11	-1,33		
NIVEL3	QXEYN	2,07	-0,08	0,00	4,89	8,04
	QYEXP	0,20	2,90	0,02		
	DCON2	0,00	0,08	-1,27		
NIVEL2	QXEYN	1,46	-0,06	0,01	5,91	7,72
	QYEXP	0,13	1,89	0,02		
	DCON2	0,00	0,04	-1,30		

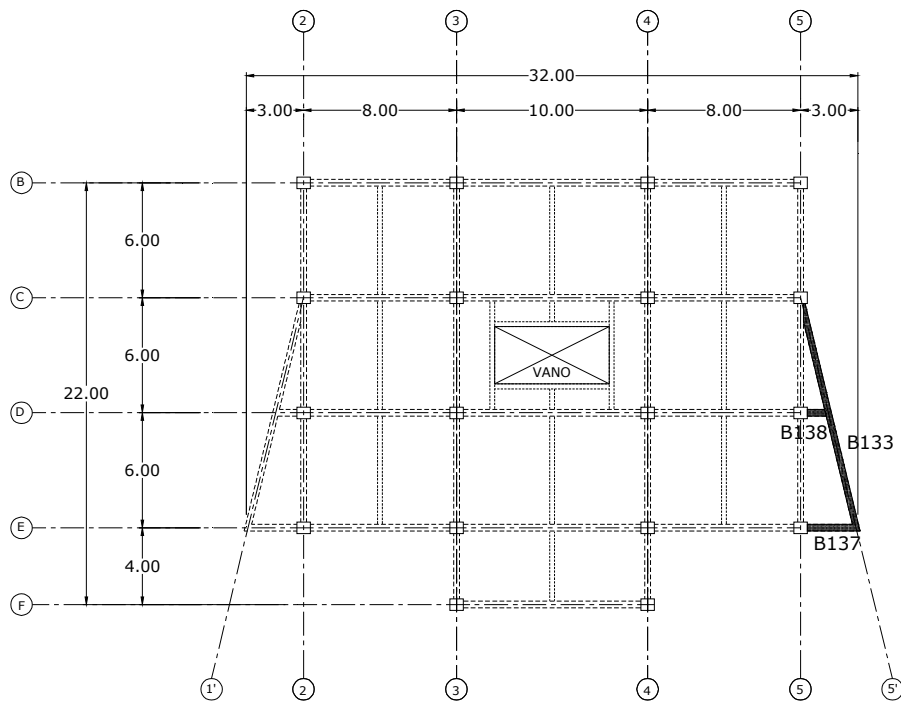
NIVEL I	QXEYN	0,72	-0,03	0,00	5,80	7,43
	QYEXP	0,06	0,93	0,01		
	DCON2	0,00	0,02	-1,19		

Las derivas en la dirección “X” mantienen magnitudes similares, pero en la dirección “Y” se registra un incremento en las derivas de entrepiso, debido al aumento de los momentos torsores, ya que se tienen excentricidades mas grandes al estructurar los voladizos asimétricamente.

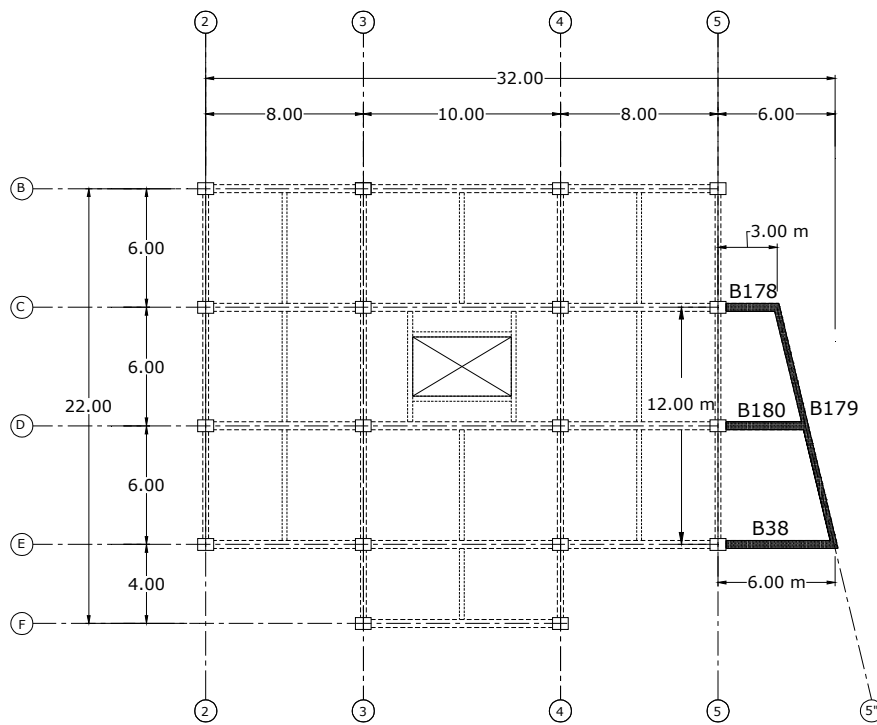
Las acciones internas en los elementos en voladizo (Ver figura 4.37) se tienen en la tabla 4.74

Tabla 4.74a. Acciones internas en elementos en voladizo en nivel 6							
Bien estructurado			Mal estructurado			% de incremento	
Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Momento	Cortante
B133	-6,23	-3,91	B179	-6,69	-4,94	107,49	126,34
B137	-10,70	-5,93	B38	-46,70	-12,98	436,47	218,89
B138	-8,35	-8,21	B181	-57,08	-18,01	683,29	219,37
			B180	-44,40	-16,02		
			B178	-16,30	-7,01		

Tabla 4.74b. Acciones internas en elementos en voladizo en nivel 5							
Bien estructurado			Mal estructurado			% de incremento	
Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Elemento	M (Ton-m)	Cortante (Ton)	Momento	Cortante
B133	-13,88	-9,65	B179	-14,27	-10,98	102,79	113,78
B137	-26,30	-14,06	B38	-100,86	-27,61	383,53	196,37
B138	-20,62	-19,06	B181	-115,45	-33,08	559,79	173,56
			B180	-91,12	-30,39		
			B178	-36,24	-15,86		



a) NIVEL 5 Y NIVEL 6



b) NIVEL 5 Y NIVEL 6

Fig. 4.37. Vigas en voladizo, a) bien estructuradas, b) mal estructuradas

Se tienen grandes incrementos en las acciones internas de las vigas en voladizo ya que éstas se configuraron sobrepasando el valor máximo recomendado, de 3 m. Éstas acciones internas máximas son generadas por cargas gravitacionales, por lo tanto, en el nivel 5 las acciones internas son mayores que las del nivel 6 debido a que la carga viva es mucho mayor en el nivel 5, ya que éste funciona como oficina, en cambio el nivel 6 es la azotea, con una carga viva pequeña,

V. Incorporación de piso flexible junto con piso rígido

Se le incorporó sistema de piso flexible en el último nivel del edificio, manteniendo el piso rígido sólo entre los ejes “3” y “4” del último nivel.

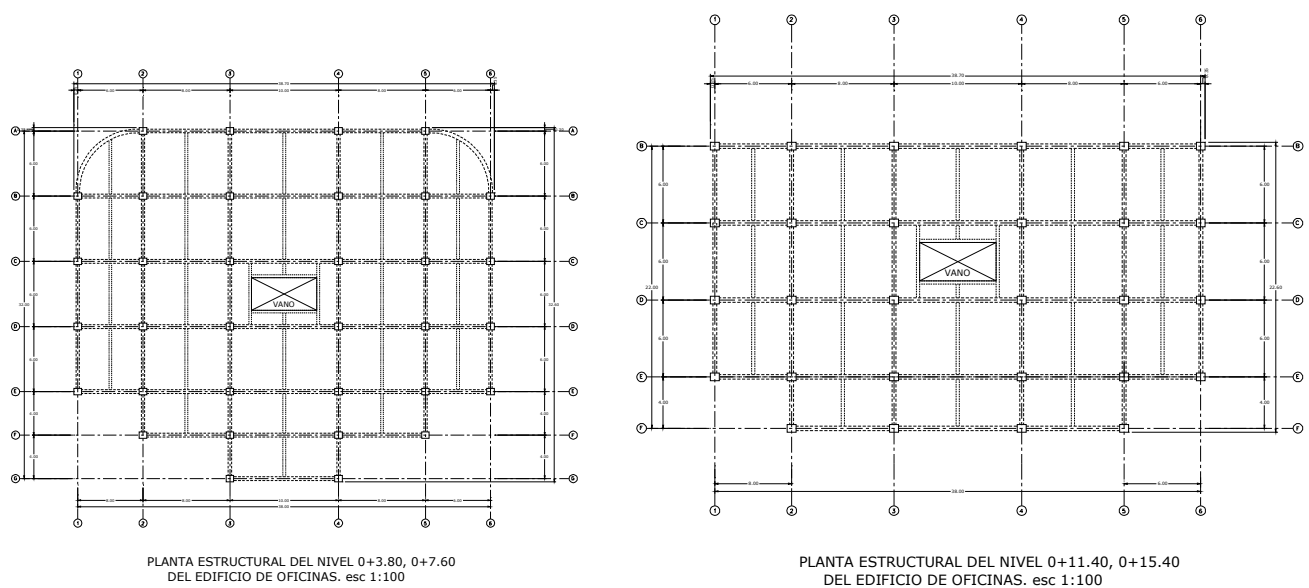


Fig. 4.38a. Niveles del edificio sin modificación.

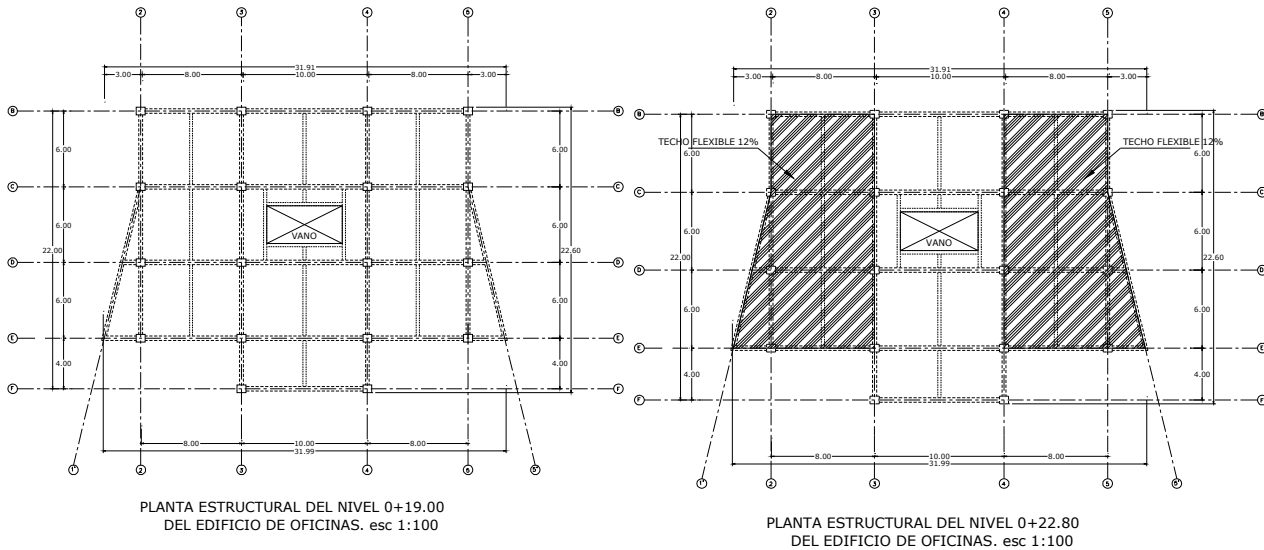


Fig. 4.38.b En el último nivel del edificio (planta inferior derecha, achurado) se ha incorporado sistema de piso flexible en el costado derecho e izquierdo de la planta.

Se tiene una disminución de 84.44 ton en el peso sísmico del edificio, debido a la disminución del peso de la losa que anteriormente cubría todo el techo del edificio. El peso sísmico se encuentra en la tabla 4.75.

Tabla 4.75. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,83	5004,13	484,68	28,07
QXEYN	X - EccY	0,83	5004,13	484,68	28,07
QYEXN	Y - EccX	1,00	5004,13	425,94	29,95
QYEXP	Y + EccX	1,00	5004,13	425,94	29,95

Como el cortante basal depende del peso sísmico, al presentar una disminución en dicho peso, también existe una disminución en el cortante basal del edificio. Aunque en esto también influye el periodo de la estructura, para éste caso, éste solo disminuyó en 0.02 seg. La fuerza de látigo también presenta una leve disminución.

Lógicamente, al disminuir el cortante basal y la fuerza de látigo, el cortante en cada entrepiso también disminuye. El cortante para cada entrepiso se tiene en la tabla 4.76.

Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-66,47	-63,25	-48.19	5.12
NIVEL5	-172,35	-155,07	-77.13	7.91
NIVEL4	-278,77	-247,36	-129.91	8.41
NIVEL3	-362,05	-319,6	66.07	8.15
NIVEL2	-440,05	-387,24	-104.03	7.90
NIVEL1	-484,68	-425,94	-108.25	7.24

Las excentricidades para éste edificio se tienen en la tabla 4.77.

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	121,02	121,02	18,92	17,24	18,92	17,24	19,00	16,52	-8,10	72,50
NIVEL5	118,71	118,71	18,98	17,24	18,95	17,24	19,00	16,79	-5,10	44,75
NIVEL4	86,93	86,93	19,00	15,43	18,97	16,64	19,00	16,17	-3,40	46,60
NIVEL3	88,89	88,89	19,00	15,41	18,97	16,33	19,00	16,51	-2,55	-18,25
NIVEL2	70,05	70,05	19,00	15,77	18,98	16,22	19,00	15,98	-2,04	23,64
NIVEL1	21,35	21,35	19,00	15,41	18,98	16,08	19,00	15,86	-1,70	22,33

Las excentricidades en "X" presentan un leve incremento, menor a 10 cm; por otra parte, las excentricidades en "Y" aumentan en los dos últimos niveles y disminuyen en los pisos restantes.

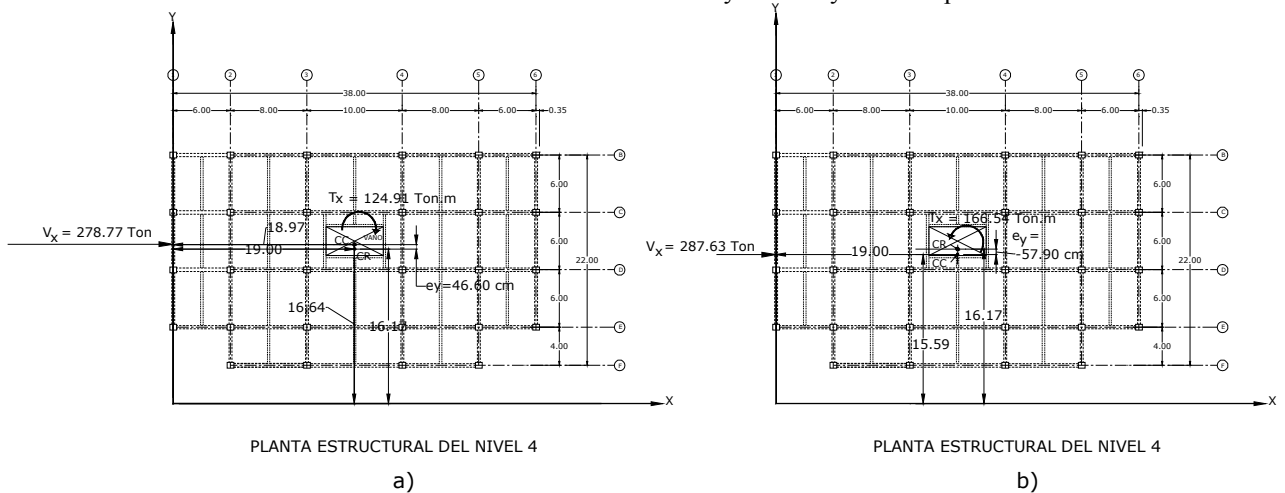


Fig. 4.39. Ubicación de resultados más desfavorables para el criterio en análisis, a) mala estructuración, b) modelo general buena estructuración.

En la siguiente tabla se presentan las derivas de entrepiso del edificio.

Tabla 4.78. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
NIVEL	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,44	-0,14	0,00	2,92	2,63
	QYEXN	-0,18	4,35	-0,01		
	DCON2	0,00	0,13	-1,22		
NIVEL5	QXEYN	3,07	-0,12	0,00	3,92	4,83
	QYEXN	-0,17	4,03	-0,01		
	DCON2	0,00	0,12	-1,35		
NIVEL4	QXEYN	2,58	-0,10	0,00	4,20	6,21
	QYEXN	0,16	3,42	-0,02		
	DCON2	0,00	0,10	-1,33		
NIVEL3	QXEYN	2,06	-0,09	0,00	4,79	7,17
	QYEXN	0,12	2,65	-0,02		
	DCON2	0,00	0,08	-1,27		
NIVEL2	QXEYN	1,46	-0,07	0,01	5,88	7,10
	QYEXN	0,08	1,75	-0,01		
	DCON2	0,00	0,04	-1,29		
NIVEL1	QXEYN	0,72	-0,03	0,00	5,80	6,91
	QYEXN	0,04	0,86	-0,01		
	DCON2	0,00	0,02	-1,19		

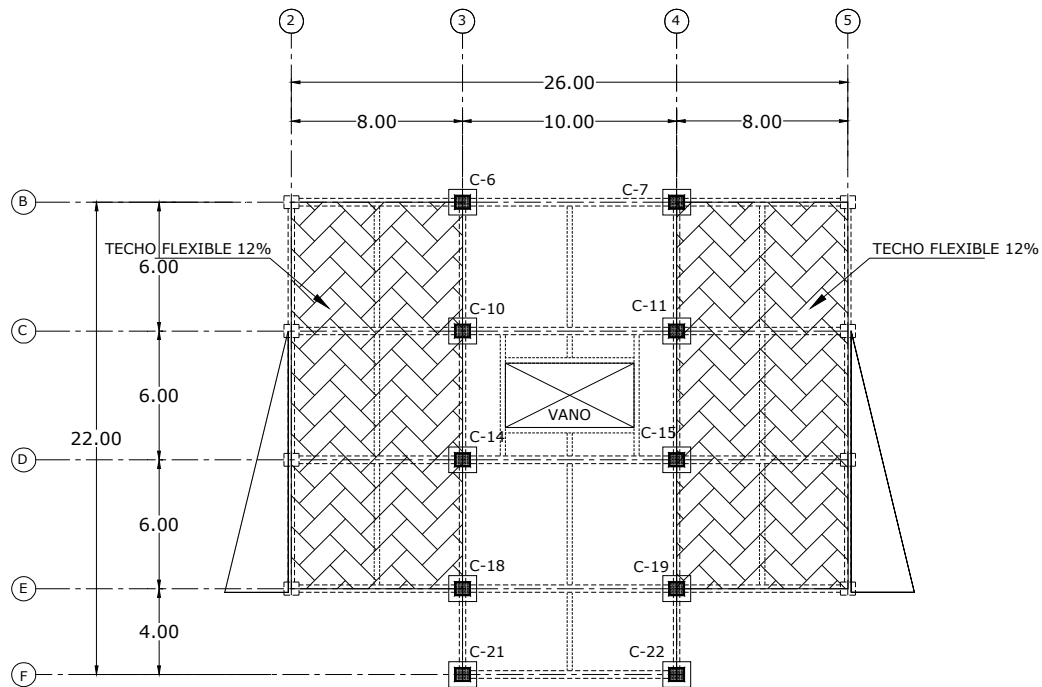
Para este edificio, las derivas de entrepiso han disminuido en pequeñas cantidades, pero sus valores sobrepasan sus valores límites.

En la tabla 4.79 se presentan los valores de las acciones internas en las columnas.

Tabla 4.79. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	-377.95	1.27	0.40	0.01	0.92	1.75
C30	-45.88	-23.95	6.27	0.08	10.31	-40.32
C13	-96.99	4.70	-19.62	-0.70	-37.07	9.10
C13	-96.99	4.70	-19.62	-0.70	-37.07	9.10
C13	-145.91	1.28	-16.58	-0.38	-50.64	-0.36
C16	-220.52	-18.60	0.49	-0.33	2.92	-55.13

Los valores obtenidos han tenido un pequeño aumento, comparado con los datos del edificio que cumple con los criterios de estructuración, esto debido a la combinación de piso flexible con rígido en un mismo entrepiso.

Lo mas importante a tomar en cuenta cuando se combina piso rígido con piso flexible es el diseño de la junta entre éstos dos sistemas, para ello, en la tabla 4.80 se presentan los desplazamientos máximos que podría tener el último nivel, debido a cargas sísmicas sin factorar.



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 6

Fig. 4.40. Simbología de columnas en último nivel

Tabla 4.80. Desplazamientos del último nivel del edificio					
Desplazamientos en rango elástico			Desplazamientos en rango inelástico		
Punto	desplazamiento en "X" (cm)	desplazamiento en "Y" (cm)	Punto	desplazamiento en "X" (cm)	desplazamiento en "Y" (cm)
6	3,24	4,18	6	25,89	33,44
7	3,24	4,18	7	25,89	33,44
10	3,16	4,18	10	25,24	33,44
11	3,16	4,18	11	25,24	33,44
14	3,16	4,18	14	25,29	33,44
15	3,16	4,18	15	25,29	33,44
18	3,33	4,18	18	26,62	33,44
19	3,33	4,18	19	26,62	33,44
21	3,44	4,18	21	27,51	33,44
22	3,44	4,18	22	27,51	33,44

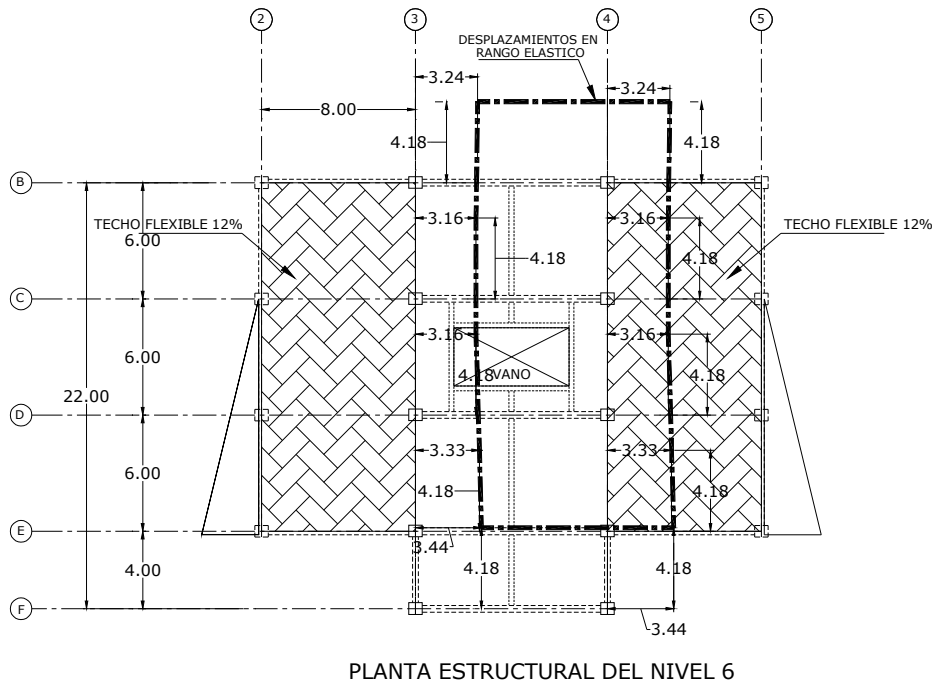


Fig. 4.41. Desplazamientos en el último nivel del edificio

4.5.7.2. CRITERIOS DE MASA EN ELEVACION

Con respecto a estos criterios, fueron omitidas las condiciones estructuración de vanos y ventanas asimétricas, ya que el resultado sería similar a la condición de estructurar paredes de relleno en forma asimétrica.

I. Estructuración de paredes de relleno apoyadas sobre vigas pero en forma distinta en elevación

En esta condición se configuraron paredes de relleno en forma diferente en la elevación del edificio, dicha configuración de paredes se puede observar en la figura 4.42. Al configurar paredes de relleno el sistema estructural sismo resistente sigue siendo únicamente a base de marcos de concreto reforzado.

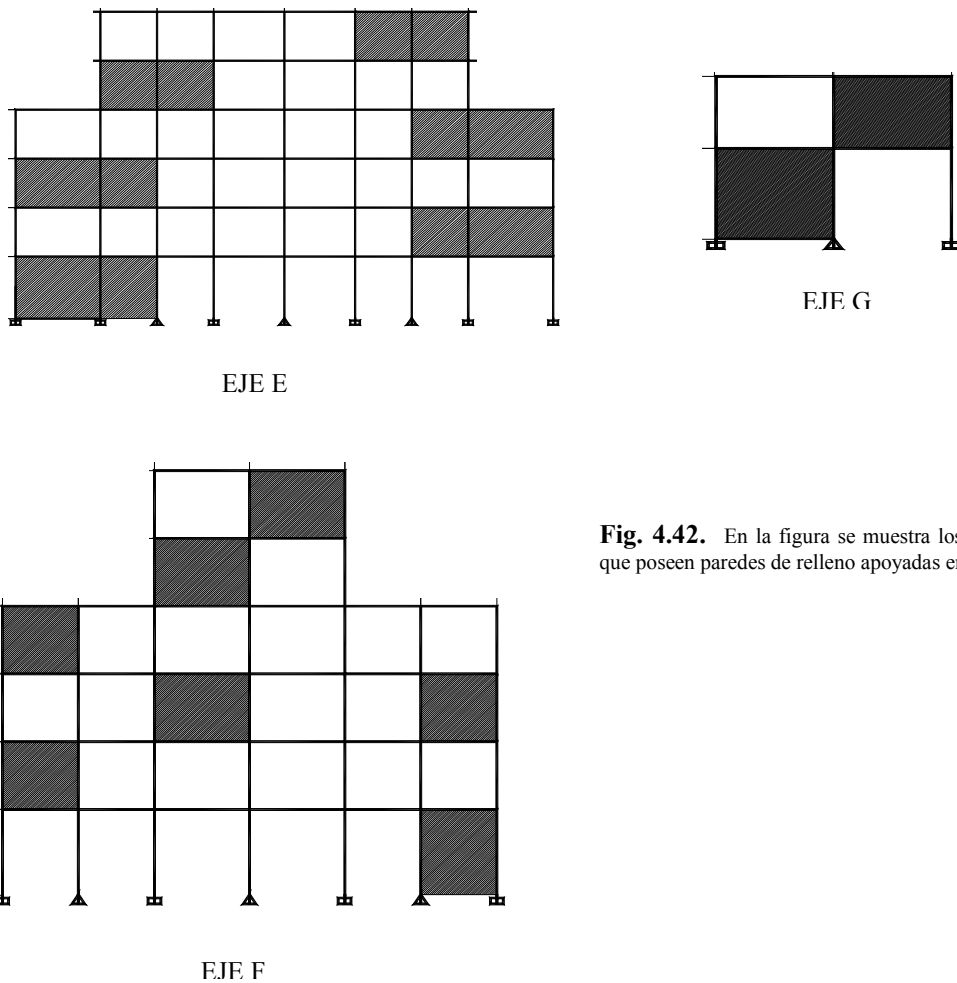


Fig. 4.42. En la figura se muestra los diferentes ejes que poseen paredes de relleno apoyadas en vigas.

Al comparar con el edificio a base de marcos de concreto reforzado que cumple con los criterios de estructuración, se observa que se tiene el mismo periodo de vibración, pero el peso sísmico se ha aumentado en 24 ton debido al peso de las paredes que se han incorporado. Sin embargo, la fuerza de látigo mantiene valores similares. Todos estos datos se encuentran en la tabla 4.81.

Tabla 4.81. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,85	5112,73	487,38	28,91
QXEYN	X - EccY	0,85	5112,73	487,38	28,91
QYEXN	Y - EccX	1,02	5112,73	429,49	30,80
QYEXP	Y + EccX	1,02	5112,73	429,49	30,80

Ya que los factores antes mencionados no presentaron grandes variaciones, la distribución de la fuerza cortante se mantiene de forma similar en cada entrepiso de la estructura. Tal distribución de cortante se encuentra en la tabla 4.82.

Tabla 4.82. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-93,08	-86,6	-65.25	5.20
NIVEL5	-185,13	-166,65	-89.42	11.83
NIVEL4	-288,47	-256,51	-40.67	12.14
NIVEL3	-368,58	-326,18	-58.14	18.43
NIVEL2	-444,52	-392,22	-87.21	17.73
NIVEL1	-487,38	-429,49	-63.03	16.18

En la tabla 4.83 se tienen las excentricidades para la estructura en análisis.

Tabla 4.83. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e_x (cm)	e_y (cm)
AZOTEA	120,83	120,83	18,94	17,22	18,94	17,22	19,00	16,52	-6,00	70,10
NIVEL5	120,16	120,16	18,92	17,33	18,93	17,28	19,00	16,79	-7,10	48,30
NIVEL4	88,89	88,89	19,00	15,41	18,95	16,65	19,00	16,51	-4,73	14,10
NIVEL3	87,75	87,75	18,92	15,36	18,94	16,33	19,00	16,17	-5,65	15,78
NIVEL2	63,31	63,31	19,00	15,64	18,95	16,19	19,00	15,99	-4,52	19,62
NIVEL1	37,09	37,09	19,00	15,71	18,96	16,11	19,00	15,98	-3,77	12,93

Se tiene un incremento relativamente bajo en las excentricidades en "X", ya que éstas están alcanzando hasta valores de 7.10 cm, cuando inicialmente sus valores eran cero; las excentricidades en "Y" tienen magnitudes más pequeñas en los cuatro niveles mas bajos, logrando diferencias de hasta 35 cm, en cambio en los dos niveles superiores las excentricidades han aumentado, logrando aumentos de hasta 43 cm.

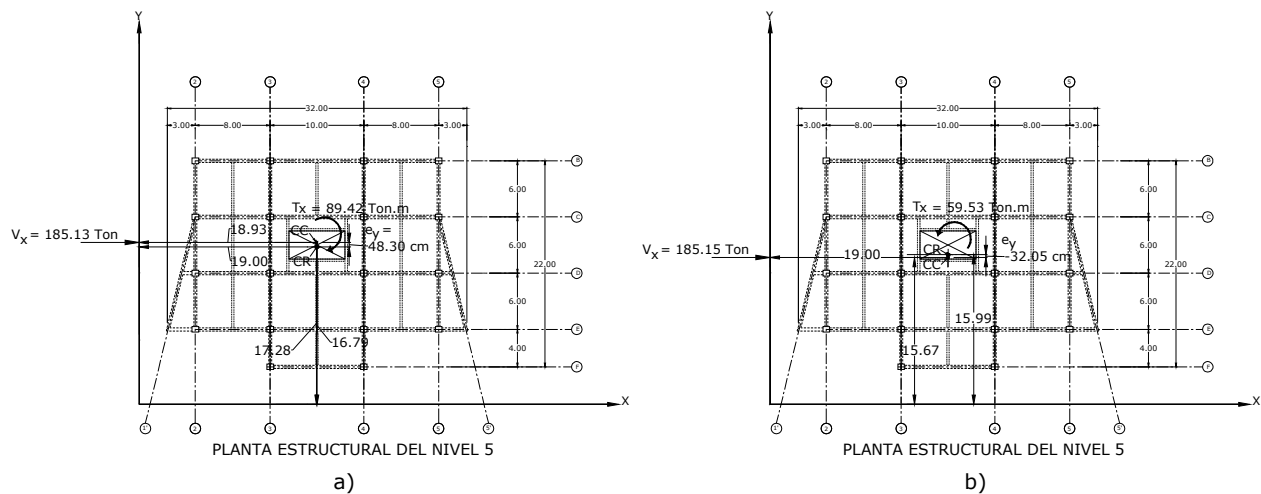


Fig. 4.43. Ubicación del C.C, C.R, V_x y T_x del nivel más desfavorable: a) mala estructuración, b) buena estructuración modelo general.

Los desplazamientos y derivas de entrepiso se tienen en la tabla 4.84.

Tabla 4.84. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
NIVEL	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,49	-0,14	0,00	2,86	3,75
	QYEXN	-0,23	4,67	-0,01		
	DCON2	0,00	0,13	-1,16		
NIVEL5	QXEYN	3,13	-0,13	0,00	4,06	5,27
	QYEXN	-0,20	4,20	-0,02		
	DCON2	0,00	0,12	-1,37		
NIVEL4	QXEYN	2,62	-0,11	0,00	4,33	6,56
	QYEXN	0,19	3,54	-0,02		
	DCON2	0,00	0,11	-1,34		
NIVEL3	QXEYN	2,08	-0,09	0,00	4,88	7,44
	QYEXN	0,14	2,72	-0,02		
	DCON2	0,00	0,08	-1,28		
NIVEL2	QXEYN	1,47	-0,07	0,01	5,94	7,28
	QYEXN	0,09	1,79	-0,02		
	DCON2	0,00	0,04	-1,30		
NIVEL1	QXEYN	0,73	0,03	0,00	5,84	7,05
	QYEXN	0,05	0,88	-0,01		
	DCON2	0,00	0,02	-1,20		

Las derivas de entrepiso obtenidas en éste edificio mantienen valores similares a las que se tenían cuando se cumplían todos los criterios de estructuración, la mayor diferencia que existe es de 0.04 cm.

Las acciones internas máximas en las columnas se tienen en la tabla 4.85.

Tabla 4.85. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C10	-376,25	-1,27	0,66	0,00	1,49	-1,97
C34	-32,33	-22,79	-2,29	-0,48	-3,38	-36,19
C29	-55,55	11,53	18,29	-0,34	29,08	19,73
C30	-46,81	-19,12	6,82	-0,48	11,19	-31,80
C21	-138,09	-1,86	14,97	-0,26	48,24	-3,38
C16	-225,82	-18,37	0,71	-0,32	3,71	-54,17

La carga máxima de compresión de mantiene de forma similar, solo existe una pequeña diferencia de 0.20 ton, lo mismo ocurre con la fuerza cortante en ambas direcciones, la mayor diferencia que se presenta es de 0.61 ton, finalmente, el momento flector, presenta un pequeño incremento en ambas direcciones, menor a 0.31 ton-m.

No existen grandes cambios con respecto al edificio bien estructurado a base de marcos, ya que la distribución de paredes no fue tan drástica como para producir una vibración compleja del edificio y que éste ya no se comportara como péndulo invertido (ver figura 4.44).

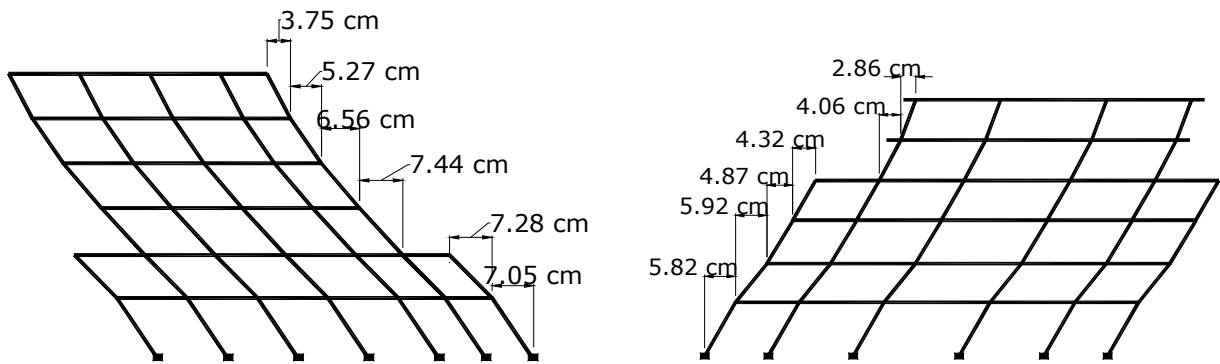


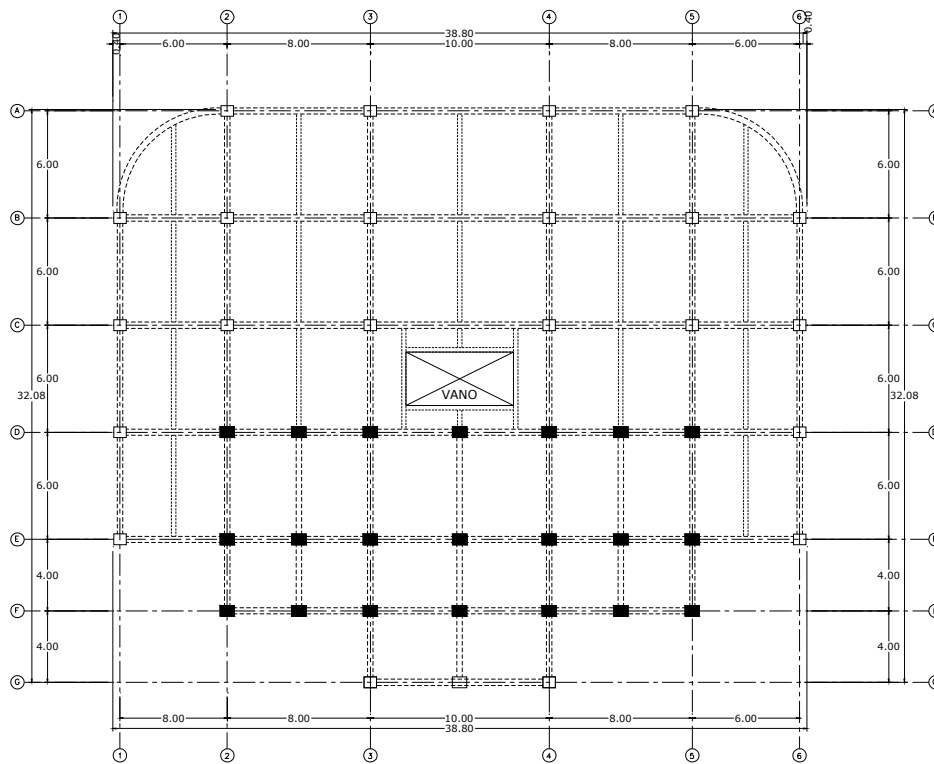
Fig. 4.44. Desplazamientos del edificio. A la derecha se tiene el eje 3 (dirección Y) y a la izquierda se tiene el eje D (dirección X).

4.5.7.3. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN PLANTA

Serán evaluadas en este criterio la concentración de elementos sismorresistentes en una sección de la planta y la estructuración de muros de colindancia.

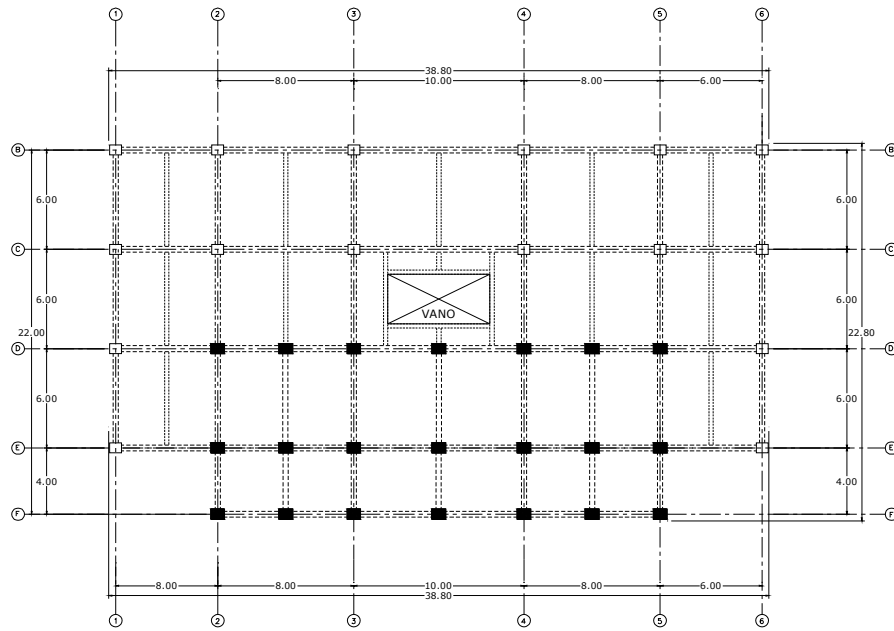
I. Rigidez excéntrica

Se incorporó una serie de columnas al edificio, para sesgar hacia un lado de la planta el centro de rigidez (ver tabla 4.86). Se incorporó una columna en el eje “G” y se incorporaron tres columnas a cada uno de los siguientes ejes: “F”, “E” y “D”. Ver figura 3.22

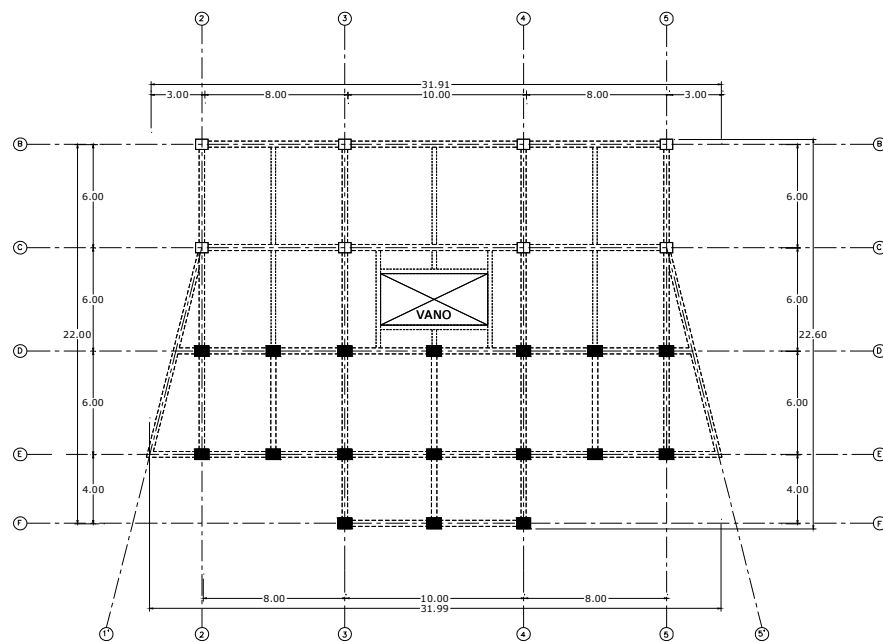


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80, 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.45a. En las plantas se observa una alta concentración de columnas en la parte inferior



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40, 0+15.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00, 0+22.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.45b. En las plantas se observa una alta concentración de columnas en la parte inferior.

Al incrementar el número de columnas, el periodo disminuyó en la dirección “X”, que es la dirección a la cual se le incremento la rigidez (al aumentar el número de columnas). El periodo y la fuerza sísmica se encuentran en la tabla 4.86.

Tabla 4.86. Periodo, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,67	5296,12	591,39	0,00
QXEYN	X - EccY	0,67	5296,12	591,39	0,00
QYEXN	Y - EccX	1,02	5296,12	444,89	31,90
QYEXP	Y + EccX	1,02	5296,12	444,89	31,90

El peso sísmico del edificio tuvo un incremento de 207.55 ton, al aumentar la magnitud de éste, también incrementa el cortante basal.

Al disminuir el periodo en la dirección “X” se obtuvo una fuerza de látigo igual a cero en esa dirección, mientras que para la dirección “Y” la fuerza de látigo ha presentado un leve incremento.

El cortante para cada entrepiso se tiene en la tabla 4.87.

Tabla 4.87. Cortantes y momentos torsores máximos					
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)		T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-83,41	-90,15		-192.26	-0.09
NIVEL5	-203,37	-173,92		-432.77	-0.17
NIVEL4	-335,75	-266,37		-632.45	0.00
NIVEL3	-439,71	-338,97		-619.11	0.00
NIVEL2	-536,02	-406,23		-594.34	0.00
NIVEL1	-591,39	-444,89		-238.21	4.32

El cortante de entrepiso en la dirección “X” aumentó en los primeros cinco entrepisos y disminuyó en el último, debido a que para éste edificio la fuerza de látigo es cero. En la dirección “Y” el cortante aumentó en todos los entrepisos.

En la tabla 4.88 se encuentran las excentricidades del edificio.

Tabla 4.88. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	38,79	38,79	19,00	15,49	19,00	15,49	19,00	13,18	0,10	230,50
NIVEL5	66,38	66,38	19,00	15,39	19,00	15,44	19,00	13,31	0,10	212,80
NIVEL4	90,45	90,45	19,00	15,20	19,00	15,36	19,00	13,48	0,00	188,37
NIVEL3	92,79	92,79	19,00	15,14	19,00	15,30	19,00	13,90	0,00	140,80
NIVEL2	122,65	122,65	19,00	16,92	19,00	15,63	19,00	14,52	0,00	110,88
NIVEL1	125,67	125,67	18,94	16,87	18,99	15,83	19,00	15,43	-0,97	40,28

Las excentricidades en "X" se mantienen aproximadamente iguales, con respecto al edificio bien estructurado a base de marcos, ya que la incorporación de columnas no afecto la simetría de rigidez para ésta dirección; en la dirección "Y" las excentricidades aumentaron considerablemente, llegando hasta 2.04 m en el ultimo nivel del edificio, ya que el centro de rigidez de cada nivel se desplazó hacia el sector sur de la planta en un promedio de 2.80 m, comprobando que al concentrar elementos sismorresistentes en un sector de la planta, el centro de rigidez se sesga hacia ese sector, ocasionando grandes excentricidades que se incrementan los efectos torsionantes en la estructura.

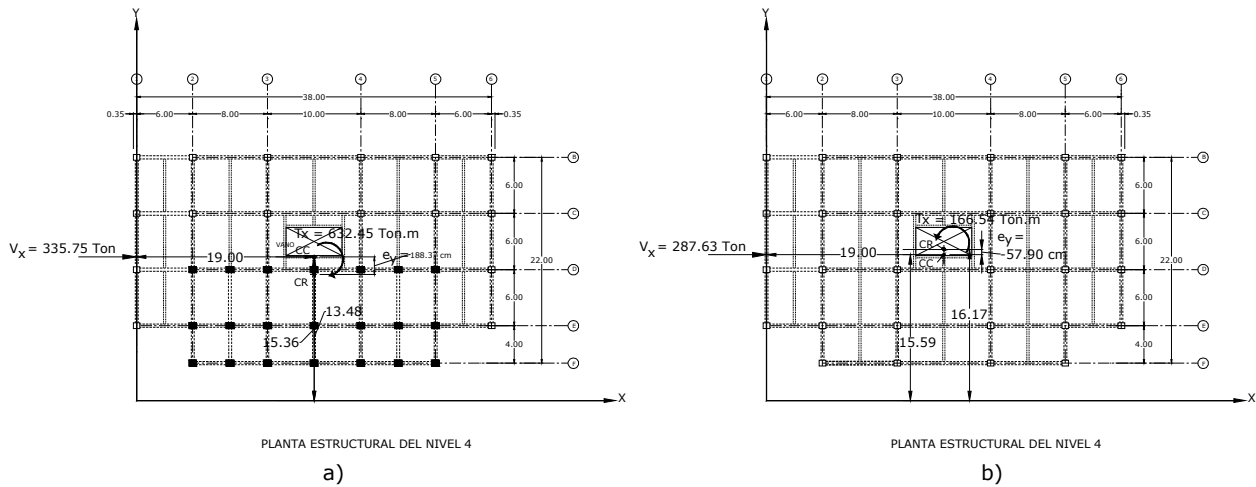


Fig. 4.46. a) Ubicación del CC,CR,Vx, Tx en el nivel más desfavorable del criterio mal estructurado, b) ubicación del CC,CR,Vx, Tx del modelo bien estructurado.

Tabla 4.89. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYP	3,04	0,52	-0,02	2,03	3,91
	QYEXP	0,13	4,72	0,00		
	DCON2	0,00	0,24	-0,97		
NIVEL5	QXEYP	2,79	0,45	-0,03	3,36	5,30
	QYEXP	0,12	4,23	-0,01		
	DCON2	0,00	0,19	-1,13		
NIVEL4	QXEYP	2,37	-0,74	-0,03	3,94	6,60
	QYEXP	0,10	3,57	0,03		
	DCON2	0,00	0,15	-1,10		
NIVEL3	QXEYP	1,88	-0,53	-0,03	3,96	7,42
	QYEXP	0,08	2,74	0,03		
	DCON2	0,00	0,11	-1,05		
NIVEL2	QXEYP	1,38	0,14	-0,01	5,22	7,24
	QYEXP	0,05	1,81	0,02		
	QYEXP	0,00	0,06	-1,07		
NIVEL1	QXEYP	0,73	0,06	-0,01	5,83	7,27
	QYEXP	0,03	0,91	0,01		
	DCON2	0,00	0,02	-0,98		

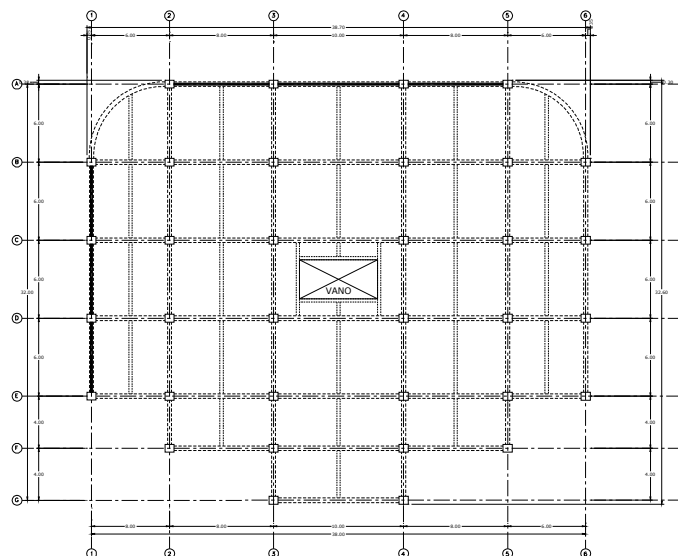
Las derivas de entrepiso disminuyeron en la dirección “X”, por el contrario, sus magnitudes aumentaron en la dirección “Y” del edificio, en ambos casos las diferencias son pequeñas, menores a 1 cm.

Tabla 4.90. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C7	-363,36	-1,14	-0,29	0,00	0,16	-1,76
C30	-45,89	-22,31	5,77	0,65	9,33	-36,30
C32	-55,55	-11,59	18,12	0,28	28,38	-19,90
C20	-50,27	4,97	4,54	-0,82	9,12	8,38
C26	-137,41	1,84	15,76	0,24	50,36	3,03
C4	-203,28	19,50	-0,72	-0,34	-2,85	56,27

La fuerza de compresión máxima se da en la columna C7, dicha fuerza ha disminuido con respecto a la compresión que se tiene en el edificio que cumple con los criterios de estructuración, esta disminución también se tiene en los cortantes en ambas direcciones y en el momento torsor. Únicamente incrementó el momento flector en las dos direcciones.

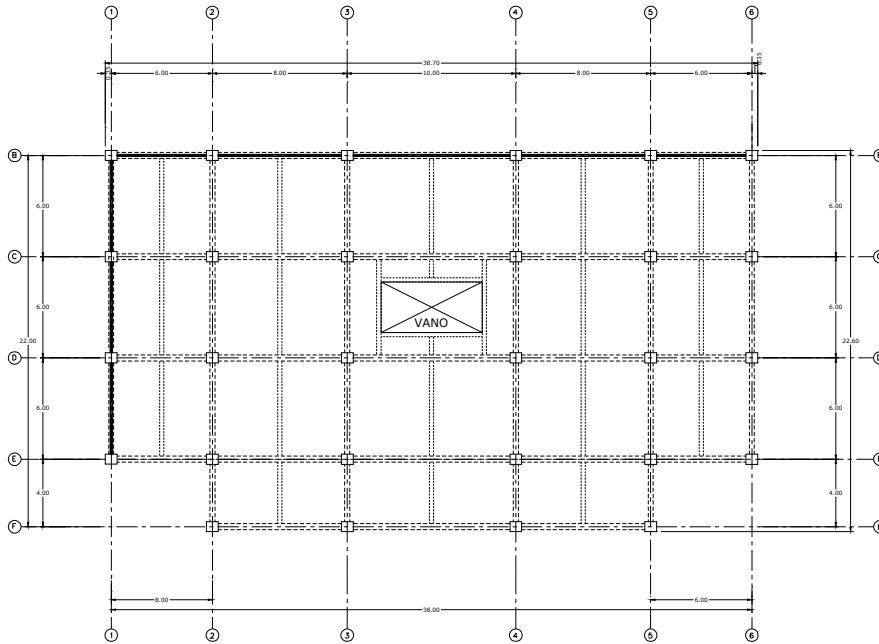
II. Muros perpendiculares entre si

Se estructuraron paredes de concreto reforzado, con un espesor de 15 cm, en los ejes “1” y “A”.

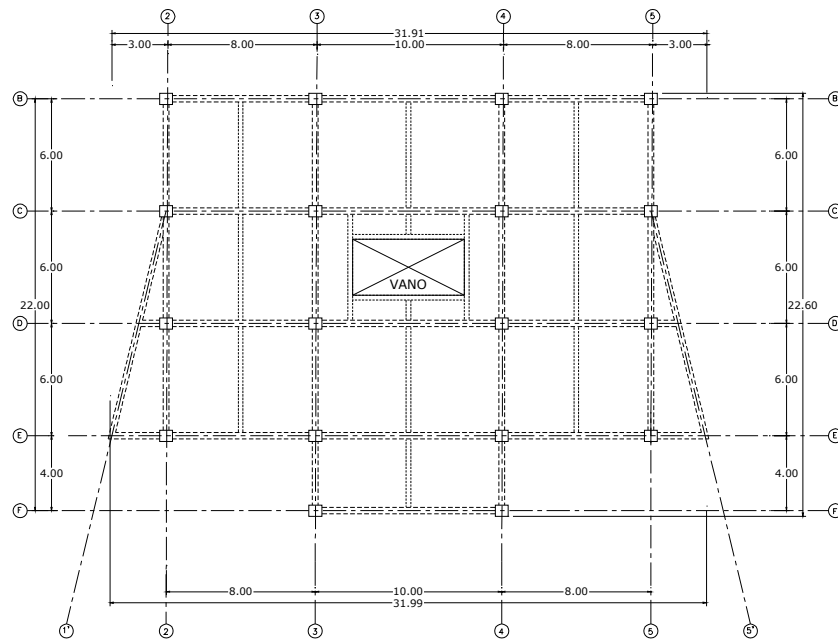


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+3.80, 0+7.60
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.47a. Incorporación de paredes de cortante en los ejes 1 y A del edificio

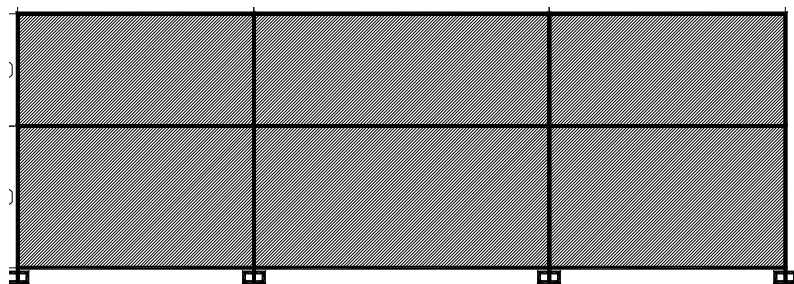


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+11.40, 0+15.40
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

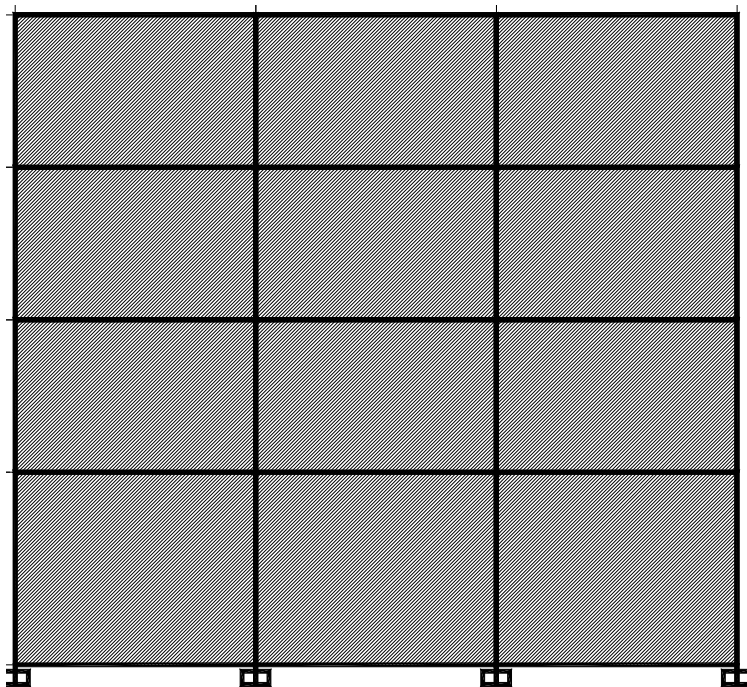


PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 0+19.00, 0+22.80
DEL EDIFICIO DE OFICINAS. esc 1:100

Fig. 4.47b. Incorporación de paredes de cortante en los ejes 1 y A del edificio



EJE A



EJE 1

Fig. 4.48. Elevación de los ejes donde se han configurado paredes de cortante

En la tabla 4.91 se tienen algunos de los datos sísmicos del edificio.

Tabla 4.91. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,79	5140,62	514,37	28,37
QXEYN	X - EccY	0,79	5140,62	514,37	28,37
QYEXN	Y - EccX	0,91	5140,62	466,40	29,80
QYEXP	Y + EccX	0,91	5140,62	466,40	29,80

El periodo del edificio incrementó en la dirección “Y”, manteniendo el mismo valor en la dirección “X”, mientras que la magnitud del peso sísmico ha disminuido en 287 ton, comparando con el edificio bien estructurado con el sistema dual. Al disminuir el peso sísmico, también ha disminuido el cortante basal en ambas direcciones. La fuerza de látigo solo disminuyó en la dirección “Y”, en la dirección “X” se mantuvo aproximadamente igual, ya que aunque disminuyó el peso sísmico, el periodo aumentó para esta dirección.

Tabla 4.92. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-96,30	-90,82	159.86	-473.35
NIVEL5	-192,74	-177,46	595.57	-1713.91
NIVEL4	-301,90	-275,52	1993.23	-4723.79
NIVEL3	-387,26	-352,21	4045.05	-6052.38
NIVEL2	-468,13	-424,86	6904.26	-7295.19
NIVEL1	-514,37	-466,40	7311.36	-7832.02

El cortante en cada entrepiso disminuyo en ambas direcciones del edificio, debido a que el cortante basal también disminuyó.

En la tabla 4.93 se tienen las excentricidades para éste edificio.

Tabla 4.93. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	37,09	37,09	19,00	15,71	19,00	15,71	13,79	17,37	521,20	-166,00
NIVEL5	62,67	62,67	18,87	15,56	18,93	15,64	9,28	18,73	965,80	-309,00
NIVEL4	87,57	87,57	18,84	15,50	18,90	15,59	1,76	22,19	1714,50	-660,23
NIVEL3	89,46	89,46	18,88	15,42	18,90	15,55	1,71	25,99	1718,40	-1044,53
NIVEL2	120,91	120,91	18,91	17,43	18,90	15,92	1,73	30,67	1717,08	-1474,86
NIVEL1	123,17	123,17	18,80	17,39	18,88	16,17	2,09	30,38	1679,25	-1421,42

Al configurar paredes de corte en lados adyacentes se produjo una gran asimetría en la rigidez del edificio, ya que el centro de rigidez se acerca a los ejes donde se han configurado paredes de cortante. Las excentricidades presentan incrementos de hasta 14.00 m, ante la acción de un sismo sería muy dañino para la estructura, ya que se tendrían grandes efectos de torsión. Ver figura 4.49.

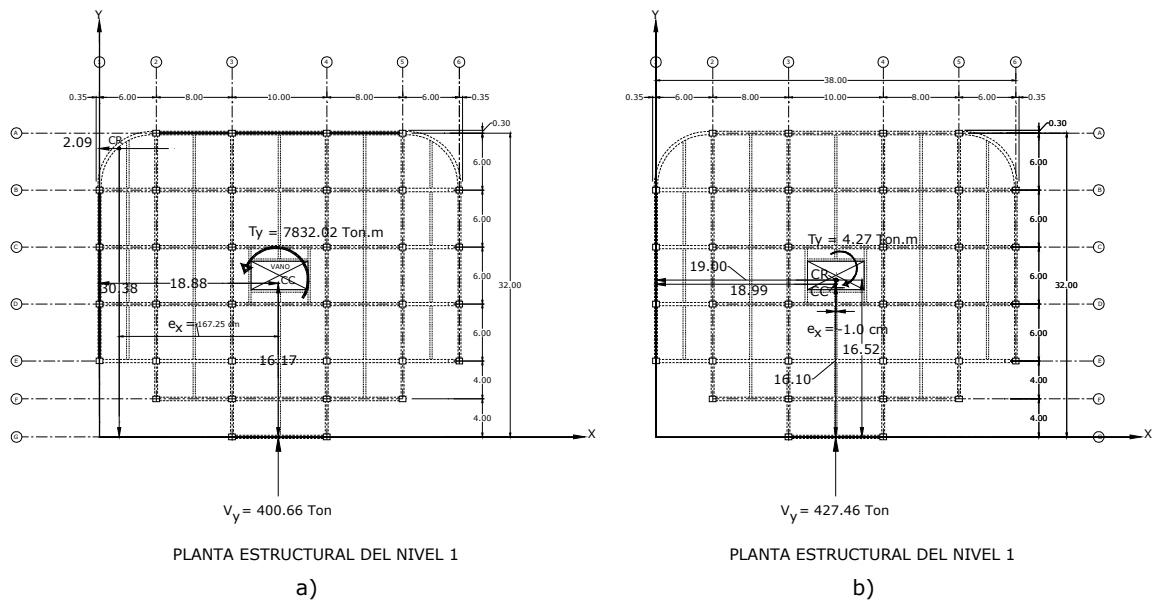


Fig. 4.49. A la izquierda se tiene la ubicación de los valores del CC,CR,Vy, Ty de la planta más desfavorable con respecto a este criterio; y a la derecha la planta del modelo general.

Tabla 4.94. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,00	0,97	0,00	2,95	3,94
	QYEXP	1,40	4,39	-0,01		
	DCON2	0,03	0,08	-1,16		
NIVEL5	QXEYN	2,63	0,95	0,00	4,16	4,06
	QYEXP	1,36	3,90	-0,03		
	DCON2	0,04	0,07	-1,37		
NIVEL4	QXEYN	2,11	1,09	-0,01	4,25	7,61
	QYEXP	1,27	3,39	0,01		
	DCON2	0,02	0,05	-1,34		

NIVEL3	QXEYN	1,58	0,32	-0,01	3,75	7,98
	QYEXP	1,07	2,44	0,01		
	DCON2	0,02	0,04	-1,28		
NIVEL2	QXEYN	1,11	0,72	0,00	4,51	5,88
	QYEXP	0,80	1,44	0,01		
	QYEXP	0,01	0,02	-1,30		
NIVEL1	QXEYN	0,55	0,36	0,00	4,40	5,68
	QYEXP	0,40	0,71	0,00		
	DCON2	0,00	0,01	-1,20		

Las derivas de entrepiso, en la tabla 4.94, han aumentado tanto en la dirección “X”, como en la dirección “Y”, ya que se perdió rigidez en algunos ejes estructurales porque no se configuraron paredes de corte en todos, mientras que en el edificio bien estructurado a base de sistema dual, la distribución de paredes de forma uniforme.

Las acciones internas máximas en las columnas se tienen en la tabla 4.95.

Tabla 4.95. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C10	-376,29	-1,18	0,54	0,02	1,00	-1,63
C13	-141,99	21,07	-0,50	0,48	-4,87	41,04
C13	-138,67	-2,57	-18,48	-1,66	-36,71	-2,41
C13	-88,04	-4,46	-17,47	-1,68	-34,79	-6,09
C28	-107,92	0,81	-12,95	-0,92	-39,58	-1,79
C1	-114,26	-20,33	1,53	-0,16	2,62	-43,01

Las fuerzas internas han incrementado debido al incremento de los efectos torsionantes que tiene el edificio, producido por las grandes excentricidades.

4.5.7.4. CRITERIOS DE RIGIDEZ EN ELEVACION

Estos criterios se han evaluado según seis condiciones, las cuales serán vistas a continuación.

I. Discontinuidad en la altura de las columnas en el sistema de piso

En ésta condición, se aumentó la altura en todas las columnas del primer nivel 1.20 m, es decir que estas quedaron con una altura de 5.00 m, y las columnas de los demás niveles con una altura de 3.80 m.

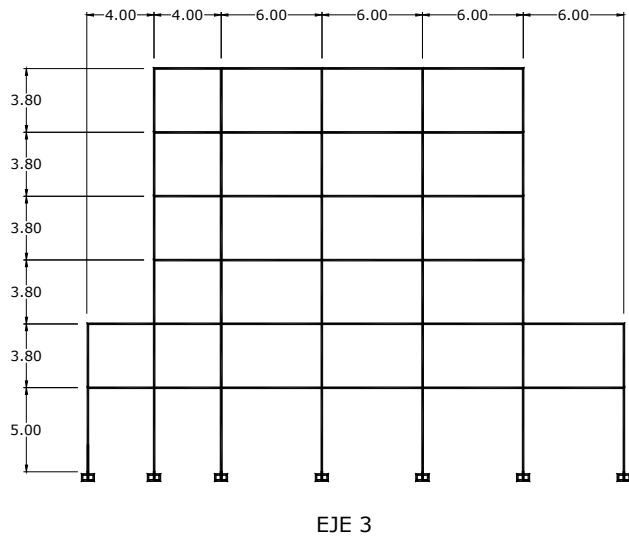


Fig. 4.50a. En la configuración estructural del edificio el primer entrepiso tiene una altura de 5.00 m, mientras que los demás entrepisos tienen una altura de 3.80 m.

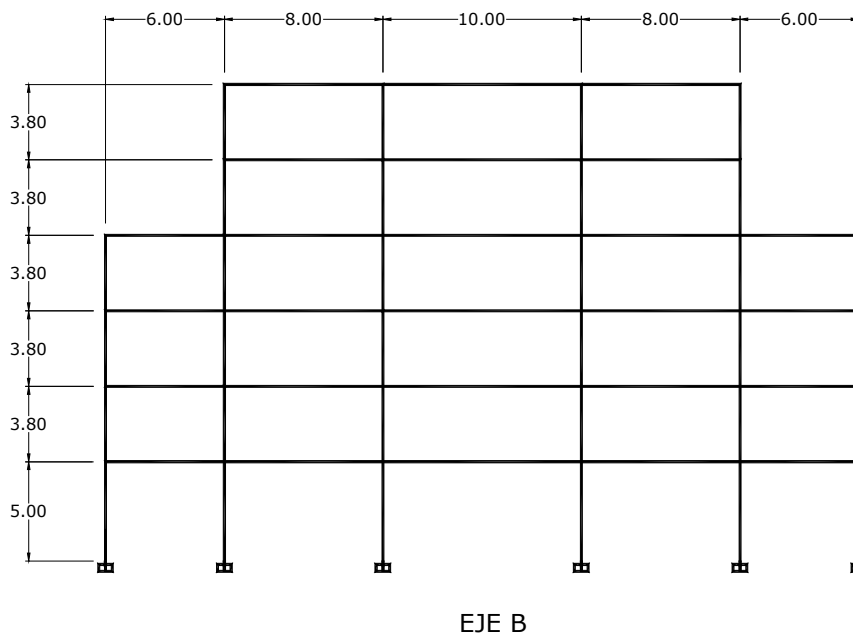


Fig. 4.50b. En la configuración estructural del edificio el primer entrepiso tiene una altura de 5.00 m, mientras que los demás entrepisos tienen una altura de 3.80 m.

Este edificio será comparado con el edificio a base de marcos que se estructuró cumpliendo con todos los criterios. Algunos datos sísmicos se tienen en la tabla 4.96.

Tabla 4.96. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,94	5109,16	452,97	29,96
QXEYN	X - EccY	0,94	5109,16	452,97	29,96
QYEXN	Y - EccX	1,06	5109,16	418,76	31,16
QYEXP	Y + EccX	1,06	5109,16	418,76	31,16

Al aumentar la altura del edificio aumentó el periodo de éste en ambas direcciones. Como se incrementó la longitud de algunas columnas, también incrementó el peso sísmico de la estructura. Por el contrario, el cortante basal ha disminuido 32.77 ton y 8.7 ton en las direcciones “X” y “Y” respectivamente. Al aumentar al periodo del edificio, la fuerza de látigo también presenta un incremento promedio de 1 ton en cada dirección.

Tabla 4.97. Cortantes y momentos torsores máximos					
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)		T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-86,68	-83,13		27.13	0.00
NIVEL5	-168,80	-158,37		64.73	0.00
NIVEL4	-261,33	-243,16		169.60	0.00
NIVEL3	-335,28	-310,92		335.45	0.00
NIVEL2	-407,12	-376,74		355.25	0.00
NIVEL1	-452,97	-418,76		180.64	4.10

Debido a que el cortante basal disminuyó, el cortante en cada entrepiso también disminuyó en las dos direcciones.

En la tabla 4.98 se tienen las excentricidades del edificio.

Tabla 4.98. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e_x (cm)	e_y (cm)
AZOTEA	37,09	37,09	19,00	15,71	19,00	15,71	19,00	16,02	0,00	-31,30
NIVEL5	63,31	63,31	19,00	15,64	19,00	15,67	19,00	16,06	0,00	-38,35
NIVEL4	86,93	86,93	19,00	15,43	19,00	15,59	19,00	16,24	0,00	-64,90
NIVEL3	88,89	88,89	19,00	15,41	19,00	15,55	19,00	16,55	0,00	-100,05
NIVEL2	118,52	118,52	19,00	17,21	19,00	15,88	19,00	16,75	0,00	-87,26
NIVEL1	122,92	122,92	18,94	17,20	18,99	16,10	19,00	16,50	-0,98	-39,88

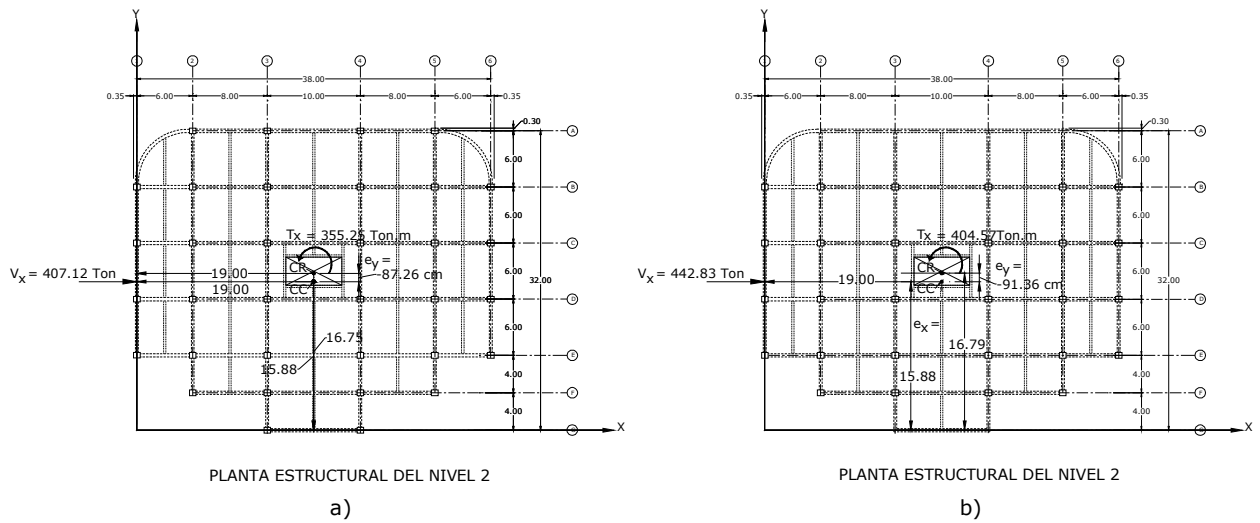


Fig. 4.51. Nivel donde se da el mayor momento torsor de este criterio; a) modelo mal estructurado, b) buena estructuración modelo general.

Las excentricidades encontradas en este criterio son similares, presentando leves incrementos en "Y". No se tienen grandes diferencias debido a que no se modifico la distribución de masa ni la distribución en elementos sismorresistentes.

Tabla 4.99. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,71	-0,15	0,00	2,63	3,60
	QYEXP	0,25	5,14	-0,01		
	DCON2	0,00	0,15	-1,21		
NIVEL5	QXEYN	3,38	-0,13	0,00	3,71	4,94
	QYEXP	0,22	4,69	-0,02		
	DCON2	0,00	0,14	-1,42		
NIVEL4	QXEYN	2,92	0,30	-0,02	3,96	6,27
	QYEXP	0,19	4,07	0,03		
	DCON2	0,00	0,12	-1,38		
NIVEL3	QXEYN	2,42	0,27	-0,02	4,41	7,23
	QYEXP	0,15	3,29	0,03		
	DCON2	0,00	0,09	-1,32		
NIVEL2	QXEYN	1,87	0,08	-0,01	5,89	7,56
	QYEXP	0,11	2,38	0,02		
	QYEXP	0,00	0,05	-1,34		
NIVEL1	QXEYN	1,13	0,05	-0,01	9,08	11,51
	QYEXP	0,07	1,44	0,02		
	DCON2	0,00	0,02	-1,24		

Las derivas en "X" únicamente aumentan en el primer entrespiso, alcanzando un incremento de 3.26 cm; en el eje "Y" aumentaron en los dos primeros entrespisos, logrando el mayor incremento en el primer entrespiso, siendo éste de 4.50 cm; dichos aumentos en las derivas ocurren en el primer nivel ya que en éste se tiene un aumento en la altura de las columnas, logrando que éstas sean mas esbeltas y que pierdan rigidez.

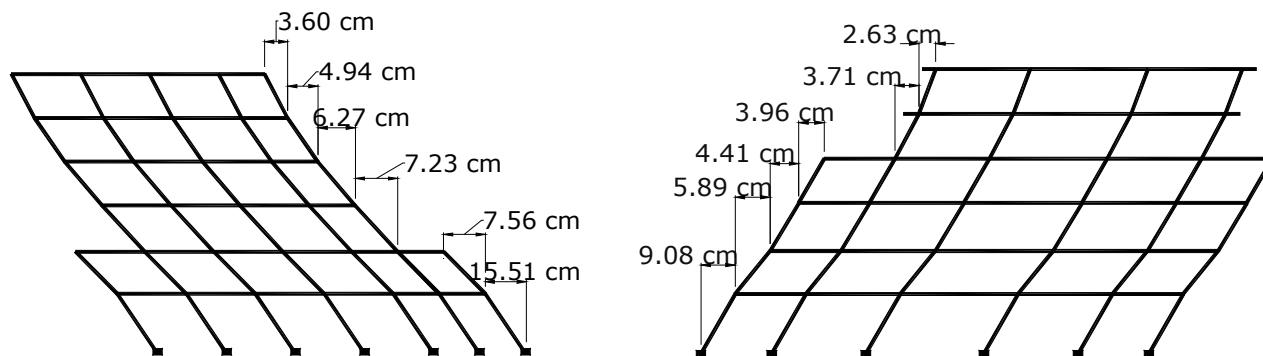


Fig. 4.52. Desplazamientos laterales. A la derecha se tiene el eje 3, en la dirección Y; a la izquierda el eje D, en la dirección “X”. Se observa que en el nivel 1 se tiene mayor desplazamientos, debido a que las columnas en éste son más esbeltas.

El tipo de movimiento que presenta la estructura, debido a la falta de rigidez en el primer entrepiso, podría hacer que éste ya no se comporte como un péndulo invertido y no sería recomendable usar el método estático para su análisis sísmico.

Tabla 4.100. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	-377,14	0,90	0,47	0,00	1,31	1,76
C16	-180,49	-21,62	-0,05	-0,48	-0,24	-40,06
C17	-203,13	-1,24	-17,74	0,34	-32,78	-2,63
C19	-115,89	-12,63	-5,39	-0,48	-11,16	-22,18
C26	-140,09	1,41	14,41	0,34	54,25	3,26
C13	-222,09	16,48	0,70	0,39	3,82	57,94

La carga de compresión registra un aumento de 1 ton, mientras que el cortante en ambas direcciones se mantiene similar. Se tiene un aumento de 6.32 ton-m y 3.94 ton-m en las direcciones 2 y 3 respectivamente, ya que al tener columnas más largas, la flexión predomina sobre éstas.

II. Discontinuidad de la distancia entre columnas

Debido a que en la configuración planteada, los claros de vigas son diferentes, tanto en la dirección “x”, como en la dirección “y”, para evaluar ésta condición no se incumplirá el criterio, mas bien, se cumplirá, al menos en la dirección “x”, ya que se configurarán en ella todos los claros de viga con una longitud igual a 8.00 m, para analizar el comportamiento del edificio.

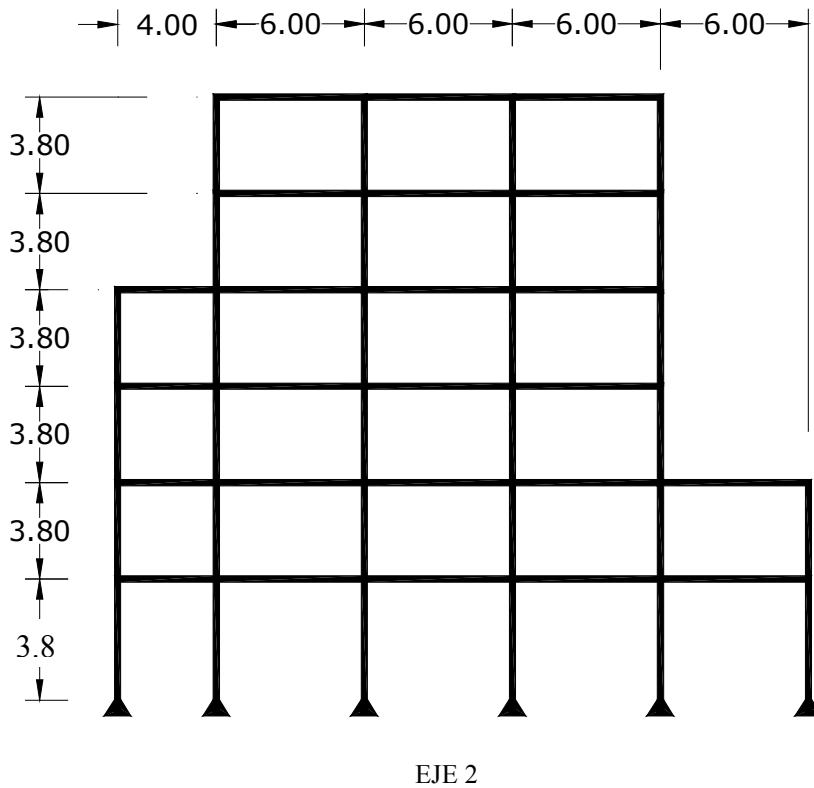


Fig. 4.53a. Distancia entre columnas en la dirección Y

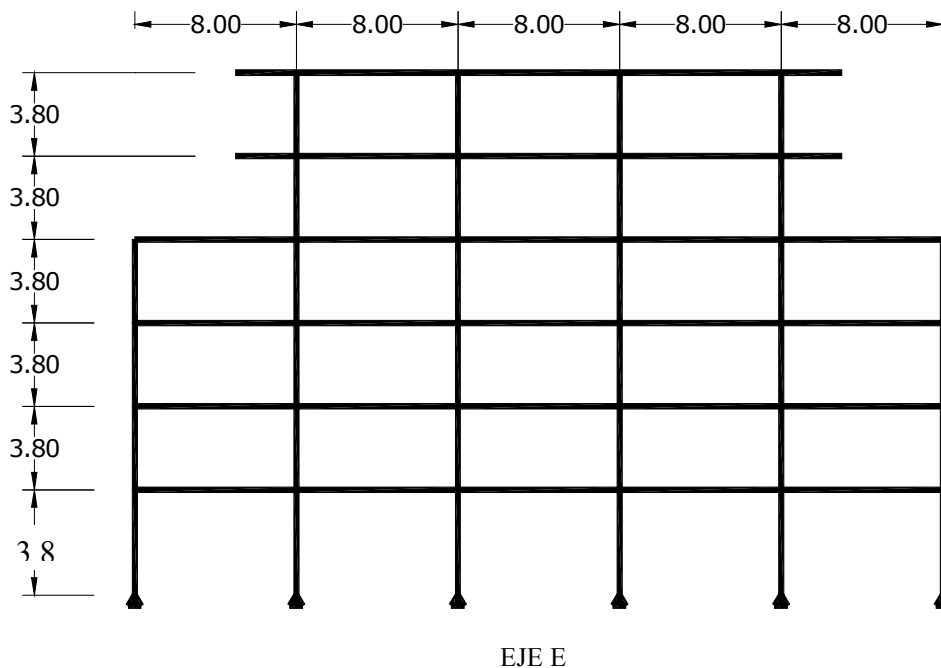


Fig. 4.53b. Distancia entre columnas en la dirección X

En la tabla 4.101 se tiene un resumen de los datos sísmicos del edificio.

Tabla 4.101. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	1,02	5108,55	429,14	30,77
QXEYN	X - EccY	1,02	5108,55	429,14	30,77
QYEXN	Y - EccX	1,02	5108,55	429,14	30,77
QYEXP	Y + EccX	1,02	5108,55	429,14	30,77

El periodo del edificio aumentó en la dirección “X” 0.17 seg., mientras que en la dirección “Y” conservó su valor. El peso sísmico de la estructura también aumentó, siendo éste aumento de 19.9 ton. Con este aumento, el cortante basal en “Y” aumentó 2 ton y en la dirección “X” disminuyó 56 ton. La fuerza de látigo presentó un pequeño incremento en “Y”, y en “X” incremento un poco mas, siendo el incremento de 2 ton.

La fuerza cortante para cada entrepiso mantuvo valores similares en las dos direcciones, presentando pequeñas disminuciones en la dirección “X”. Las fuerzas cortantes de cada entrepiso se tienen en la tabla 4.102.

Tabla 4.102. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T_{Vx}(Ton-m)	T_{Vy}(Ton-m)
AZOTEA	-83,70	-83,70	68.97	0.67
NIVEL5	-159,89	-159,89	152.46	1.76
NIVEL4	-251,57	-251,57	293.51	3.77
NIVEL3	-323,95	-323,95	457.35	5.51
NIVEL2	-390,88	-390,88	552.08	6.25
NIVEL1	-429,14	-429,14	470.12	4.72

Las excentricidades del edificio se encuentran en la tabla 4.103.

Tabla 4.103. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e_x (cm)	e_y (cm)
AZOTEA	4,59	4,59	19,00	15,28	19,00	15,28	19,01	16,10	-0,80	-82,40
NIVEL5	6,59	6,59	19,00	15,20	19,00	15,24	19,01	16,19	-1,10	-95,35
NIVEL4	6,59	6,59	19,00	15,20	19,00	15,22	19,02	16,39	-1,50	-116,67
NIVEL3	6,59	6,59	19,00	15,20	19,00	15,22	19,02	16,63	-1,70	-141,18
NIVEL2	10,22	10,22	19,00	16,06	19,00	15,39	19,02	16,80	-1,60	-141,24
NIVEL1	10,22	10,22	19,00	16,06	19,00	15,50	19,01	16,59	-1,10	-109,55

En la dirección “X” se tienen incrementos menores a 2 cm, mientras que en la dirección “Y” se tienen incrementos mayores a 65 cm, ya que al plantear ésta configuración se alejó el centro de masa del centro de rigidez.

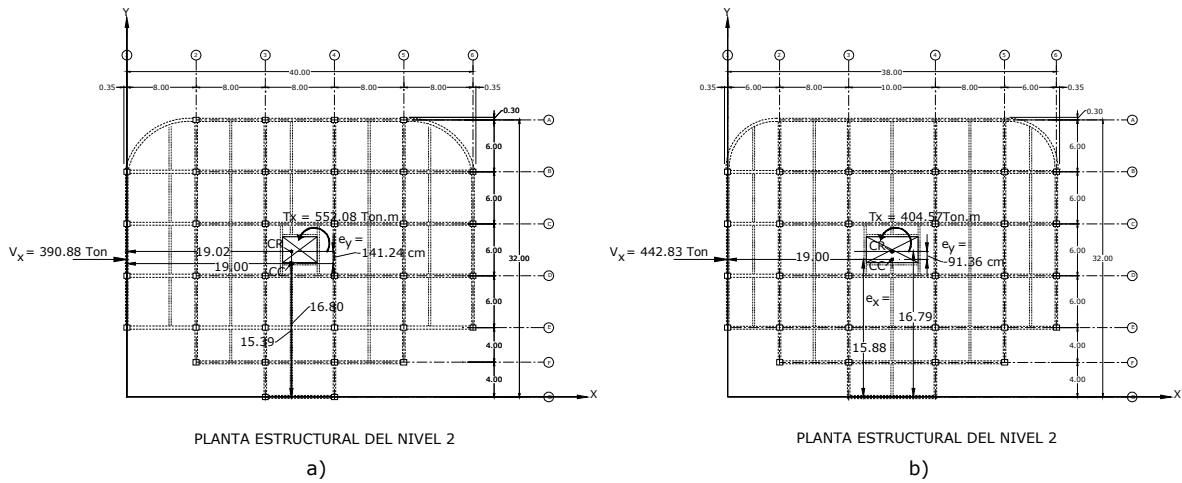


Fig. 4.54. Ubicación del C.C, C.R, Vx y Tx del nivel más desfavorable: a) mala estructuración, b) buena estructuración modelo general.

Tabla 4.104. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	4,75	0,00	0,00	2,22	3,07
	QYEXN	-0,01	6,60	0,00		
	DCON2	-0,01	0,16	-0,94		
NIVEL5	QXEYN	4,47	0,00	0,00	3,21	4,91
	QYEXN	-0,01	6,21	0,00		
	DCON2	-0,01	0,15	-1,08		
NIVEL4	QXEYN	4,07	0,00	0,00	3,70	5,62
	QYEXN	0,01	5,60	-0,03		
	DCON2	-0,01	0,14	-1,05		
NIVEL3	QXEYN	3,61	0,16	-0,02	4,44	6,94
	QYEXN	0,00	4,90	0,00		
	DCON2	-0,01	0,11	-0,99		
NIVEL2	QXEYN	3,05	0,00	0,00	6,74	8,93
	QYEXN	-0,01	4,03	0,02		
	QYEXP	0,01	4,08	-1,02		
NIVEL1	QXEYN	2,21	0,00	0,00	17,66	23,32
	QYEXN	0,00	2,91	0,00		
	DCON2	0,01	2,95	-1,13		

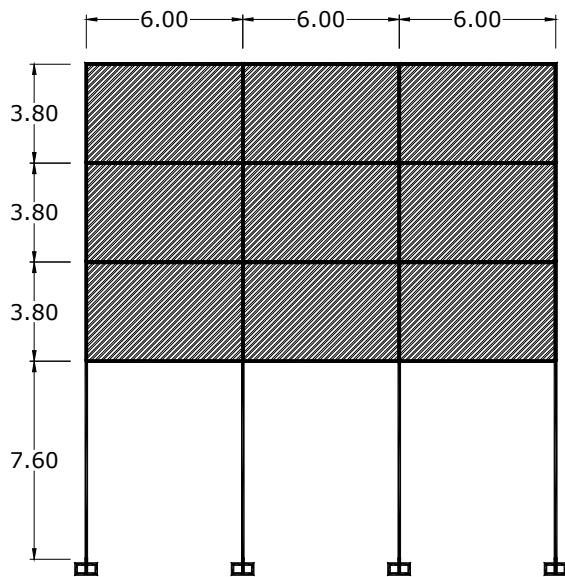
En los cuatro niveles superiores, tanto en la dirección “X” como en la dirección “Y” se tiene una disminución en las derivas de entrepiso, mientras que en los dos primeros entrepisos las derivas han aumentado, siendo estos incrementos más drásticos en el primer entrepiso, alcanzando un aumento de 11.84 cm y 16.31 cm en “X” y “Y” respectivamente.

Tabla 4.105. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C73	-342,43	-0,08	0,14	0,00	0,00	0,00
C76	-205,03	-17,39	-1,43	-0,30	-3,11	-25,92
C77	-185,71	0,68	-19,84	0,02	-31,57	1,62
C62	-42,06	-15,21	9,71	-0,39	17,28	-16,60
C77	-220,10	0,19	-14,85	0,00	60,15	-0,79
C43	-111,75	-14,33	-0,13	0,00	0,54	58,03

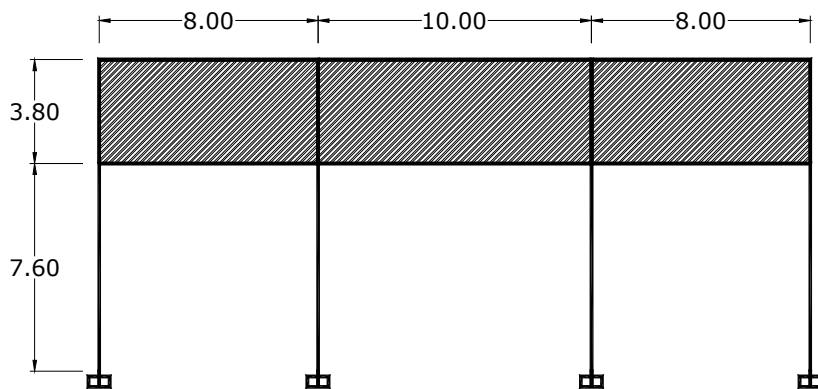
La fuerza de compresión en las columnas disminuyó para éste edificio, al igual que el cortante en la dirección 2, disminuyendo éste en 5.36 ton. El cortante en la dirección 3 aumentó 1.06 ton y el momento flector aumentó 12.26 ton-m en la dirección 2 y 4 ton-m en la dirección 3.

III. Primer entrepiso con el doble de altura y muros de cortante en niveles superiores

Para evaluar éste criterio, el primer entrepiso tendrá una altura de 7.60 m, y los niveles restantes tendrán una altura de 3.80 m, además se configurarán paredes de cortante en los niveles superiores, sin que éstas lleguen hasta el primer entrepiso, como se muestra en la figura 4.55.



EJE 1



EJE A

Fig. 4.55. En la figura, se observa que el primer entrecimpo tiene diferente altura con respecto a los siguientes, además se muestra la ubicación de paredes de cortante en niveles superiores.

El cortante basal que actúa en el edificio se tiene en la tabla 4.106.

Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,94	5296,69	470,88	31,02
QXEYN	X - EccY	0,94	5296,69	470,88	31,02
QYEXN	Y - EccX	1,09	5296,69	427,69	32,54
QYEXP	Y + EccX	1,09	5296,69	427,69	32,54

Al comparar con el edificio bien estructurado con el sistema dual, el periodo de la estructura ha aumentado, debido a la falta de paredes de corte en el primer nivel y a que la altura de éste se ha incrementado, mientras que se tiene una disminución de 130 ton en el peso sísmico del edificio, éstos cambios en el periodo y en el peso sísmico provocaron que el cortante basal disminuyera 73 ton en la dirección “X” y 116 ton en la dirección “Y”; mientras que la fuerza de látigo aumentó en un promedio de 1.5 ton en ambas direcciones.

De igual forma que el cortante basal, el cortante en cada entrepiso también disminuyó, tales valores los encontramos en la tabla 4.107.

Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-90,79	-86,24	100.14	0.00
NIVEL5	-167,48	-155,14	132.23	0.00
NIVEL4	-258,05	-236,50	185.45	0.00
NIVEL3	-333,05	-303,88	243.79	48.54
NIVEL2	-414,21	-376,79	148.70	48.15
NIVEL1	-470,87	-427,69	32.88	49.68

Las excentricidades para éste edificio se tienen en la tabla 4.108.

Tabla 4.108. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel										
Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e_x (cm)	e_y (cm)
AZOTEA	42,26	42,26	19,00	15,87	19,00	15,87	19,00	16,98	0,00	-110,30
NIVEL5	62,88	62,88	19,00	15,94	19,00	15,91	19,00	16,70	0,00	-78,95
NIVEL4	88,36	88,36	19,00	15,52	19,00	15,78	19,00	16,50	0,00	-71,87
NIVEL3	90,34	90,34	18,36	15,34	18,84	15,67	19,00	16,40	-15,97	-73,20
NIVEL2	126,40	126,40	19,00	17,22	18,87	15,98	19,00	16,34	-12,78	-35,90
NIVEL1	126,56	126,56	18,94	17,30	18,88	16,20	19,00	16,27	-11,62	-6,98

Las excentricidades en la dirección "X" disminuyeron presentando un valor de cero en los tres últimos niveles, y aumentaron hasta 10 cm en los tres niveles inferiores del edificio. En la dirección "Y" las excentricidades disminuyeron en los tres primeros niveles y aumentaron en los niveles restantes.

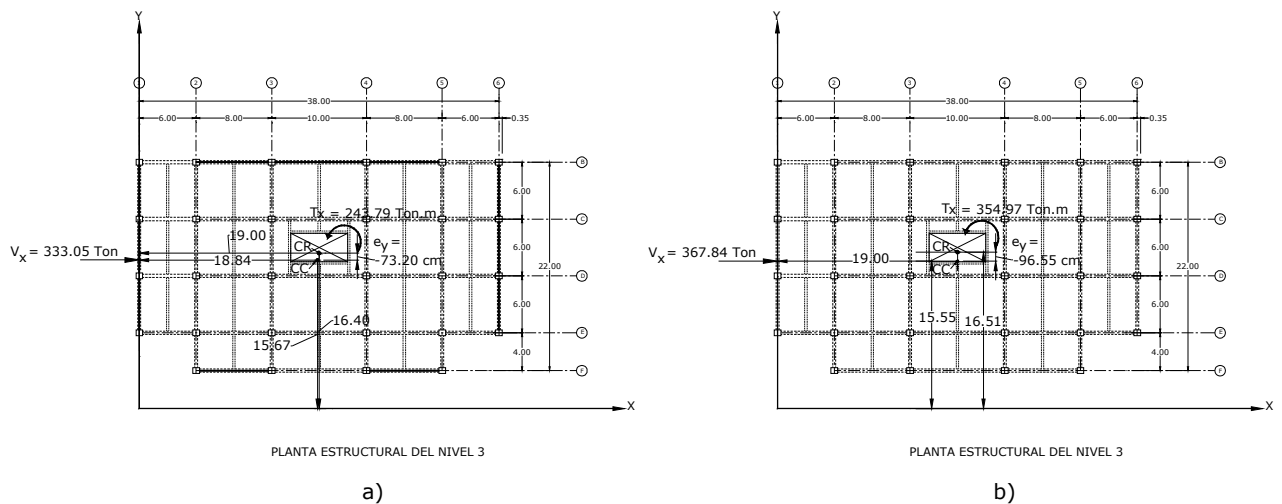


Fig. 4.56. A la izquierda se tiene la planta más desfavorable con respecto a este criterio; y a la derecha la planta del modelo general.

Las derivas de entrepiso se tienen en la tabla 4.109.

Tabla 4.109. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	2,26	-0,08	-0,04	0,33	0,39
	QYEXN	-0,13	2,77	0,00		
	DCON2	-0,01	0,13	-1,29		
NIVEL5	QXEYN	2,22	-0,07	-0,04	0,37	0,06
	QYEXN	-0,13	2,72	0,00		
	DCON2	0,00	0,10	-1,49		
NIVEL4	QXEYN	2,18	0,18	-0,05	0,34	0,32
	QYEXN	0,14	2,71	-0,05		
	DCON2	0,00	0,07	-1,46		
NIVEL3	QXEYN	2,13	0,17	-0,05	-0,07	0,31
	QYEXN	0,14	2,67	-0,05		
	DCON2	0,00	0,05	-1,40		
NIVEL2	QXEYN	2,14	0,06	-0,01	0,35	0,32
	QYEXN	0,14	2,63	-0,04		
	QYEXP	0,00	0,03	-1,43		
NIVEL1	QXEYN	2,10	0,06	-0,01	16,80	20,76
	QYEXN	0,14	2,59	-0,03		
	DCON2	0,00	0,01	-1,33		

Se puede observar como las derivas han disminuido en todos los entrepisos, excepto en el primer nivel, ya que la rigidez de éste es menor al no configurarle las paredes de corte. Tales incrementos a las derivas son mayores a 15 cm.

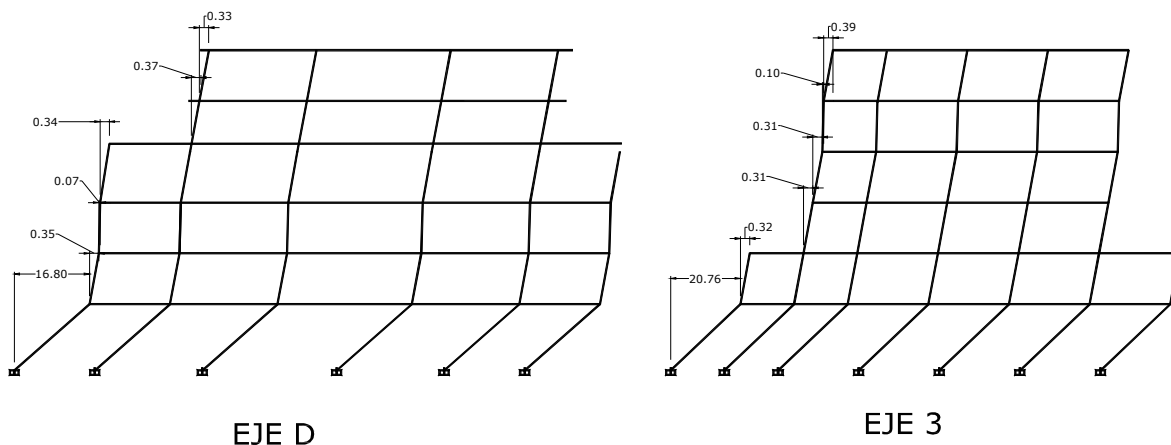


Fig. 4.57. Desplazamientos laterales. A la derecha se tiene el eje 3, en la dirección Y; a la izquierda el eje D, en la dirección “X”. Se observa que en el nivel 1 se tiene mayor desplazamientos, debido a que las columnas en éste son más esbeltas, además los niveles superiores son más rígidos debido a la incorporación de paredes de corte

Debido al cambio brusco que se tiene en la rigidez del primer entrepiso, con respecto a los entrepisos superiores, el edificio tiene un modo complejo de vibrar, por lo que el método estático no puede ser usado para su análisis sísmico.

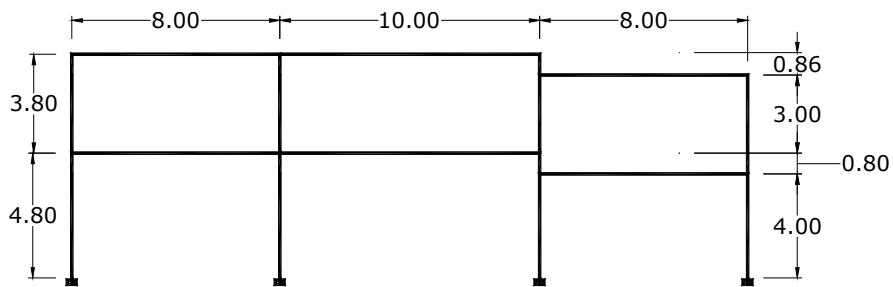
Tabla 4.110. Acciones internas máximas

Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C7	-371,79	-0,51	-0,17	0,00	-0,37	-1,46
C32	-95,82	-16,20	1,19	0,28	4,55	-70,16
C21	-46,58	-0,68	15,02	-0,44	65,19	-2,34
C21	-46,58	-0,68	15,02	-0,44	65,19	-2,34
C20	-138,62	-0,22	15,02	-0,44	65,25	0,00
C33	-134,50	16,03	0,23	0,35	1,28	70,17

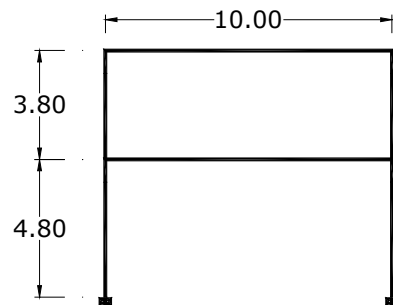
El aumento en la carga de compresión se debe a la falta de muros que ayuden a soportar el peso del edificio, ya que éste es tomado únicamente por las columnas. Relacionado con esto está el aumento en el cortante en la dirección 2 y 3, ya que éste también solo es absorbido por las columnas. Finalmente el aumento en el momento flector también es ocasionado por el aumento de la longitud en las columnas del primer nivel, donde las columnas están principalmente afectadas por la flexión.

IV. Discontinuidad horizontal en los marcos

Se mantendrá la misma configuración en los ejes “1”, “2”, “3” y “4”, pero se harán variaciones en los ejes “5” y “6”, ya que la altura del primer entre piso, o de los tableros de losa y vigas que llegan a éstos ejes, será de 3.00 m, y luego el siguiente entre piso tendrá una altura de 3.80 m a partir del anterior y así sucesivamente, como se detalla en la figura 4.58.

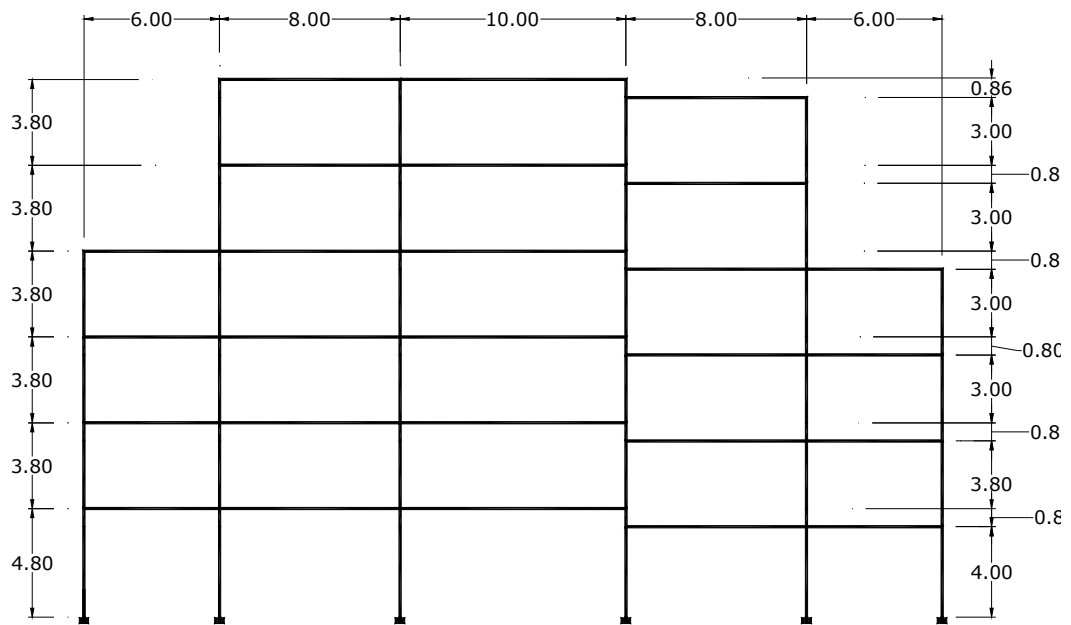


EJE A

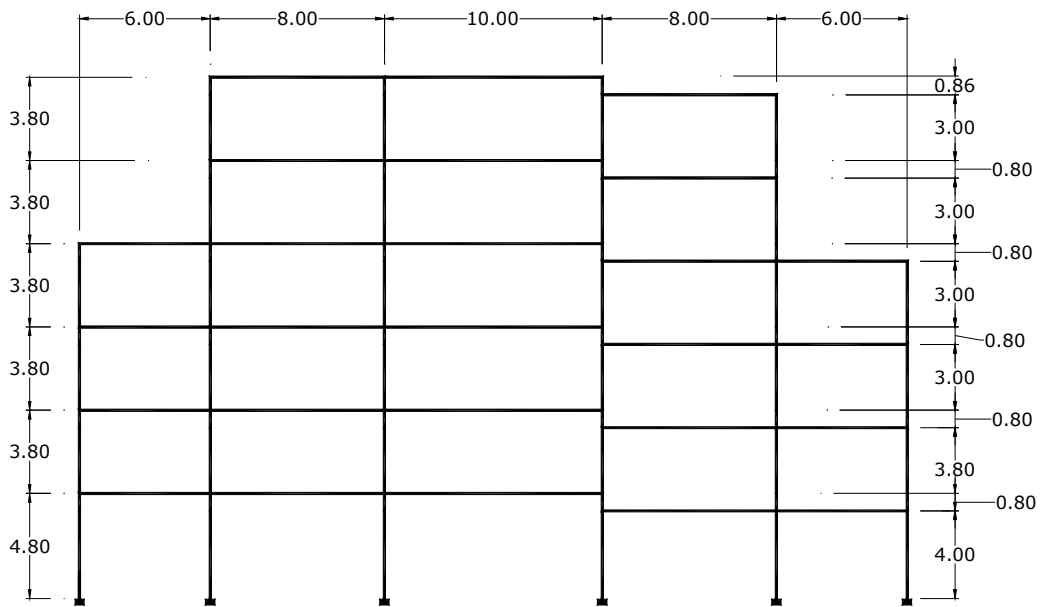


EJE G

Fig. 4.58a. En las elevaciones de los ejes se observa la discontinuidad horizontal en los marcos (a excepción del eje G).

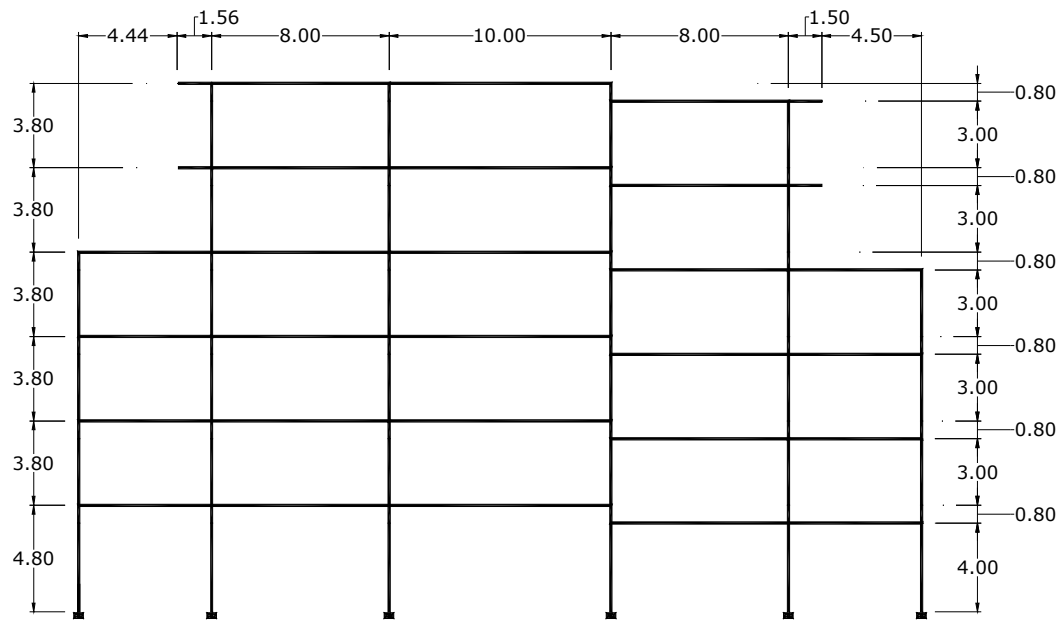


EJE B

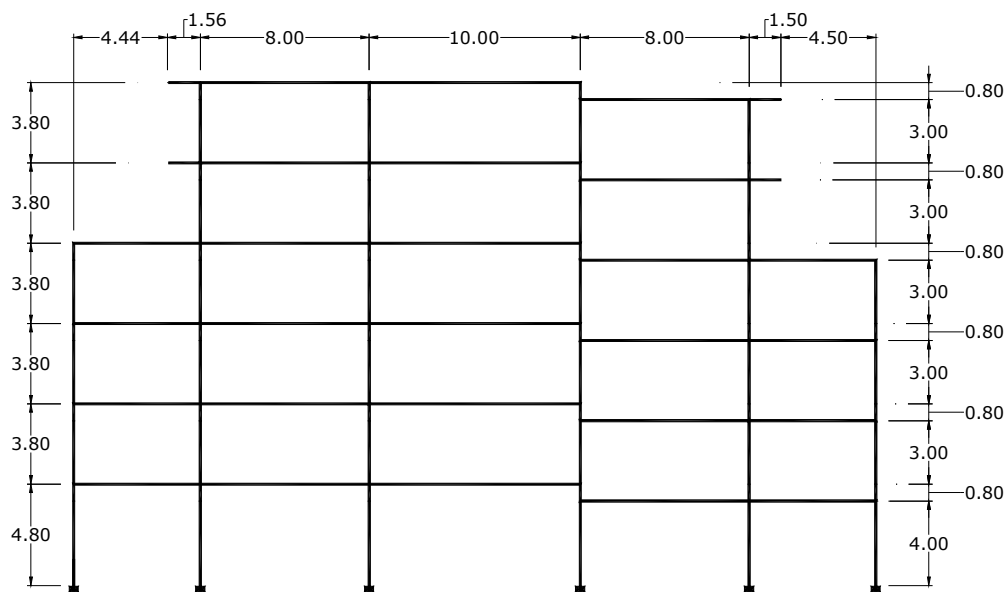


EJE C

Fig. 4.58b. En las elevaciones de los ejes se observa la discontinuidad horizontal en los marcos.



EJE D



EJE E

Fig. 4.58c. En las elevaciones de los ejes se observa la discontinuidad horizontal en los marcos.

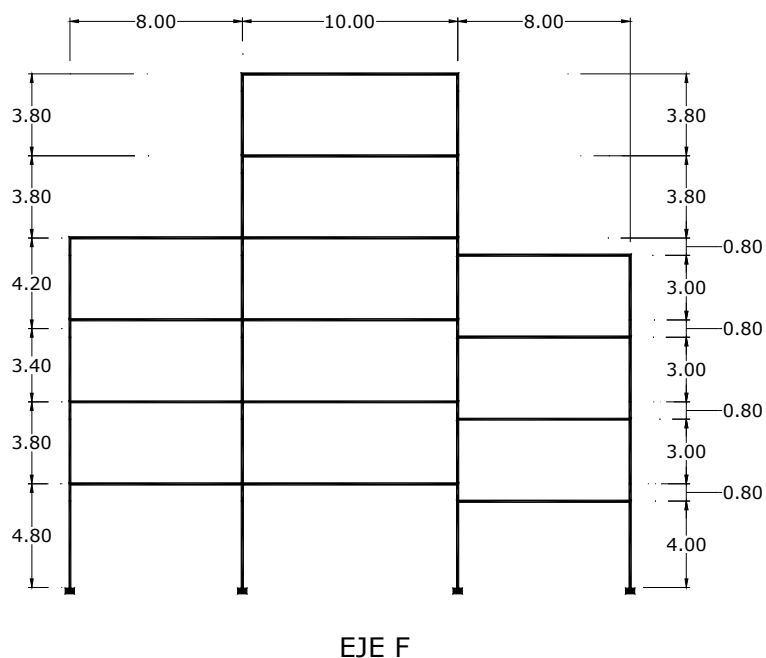


Fig. 4.58d. En las elevaciones de los ejes se observa la discontinuidad horizontal en los marcos.

En la tabla 4.111 se tienen las fuerzas sísmicas actuantes en el edificio.

Tabla 4.111. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,82	5111,83	498,64	28,58
QXEYN	X - EccY	0,82	5111,83	498,64	28,58
QYEXN	Y - EccX	0,95	5111,83	451,15	30,04
QYEXP	Y + EccX	0,95	5111,83	451,15	30,04

El período de la estructura tuvo una leve disminución, mientras que el peso sísmico de ésta tuvo un incremento de 22 ton dando paso a un incremento al cortante basal en ambas direcciones; la fuerza de látigo mantuvo una magnitud similar, presentándose cambios despreciables.

El cortante de entrepiso solo aumentó en los dos primeros niveles y disminuyó en los niveles restantes del edificio. Los cortantes de entrepiso se encuentran en la tabla 4.112.

Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-72,38	-69,28	-1137.23	106.55
NIVEL5	-160,71	-148,42	-2547.70	-99.84
NIVEL4	-257,34	-234,98	-4069.78	-185.47
NIVEL3	-349,48	-317,53	-5503.05	-283.49
NIVEL2	-429,55	-389,26	-6853.26	-334.49
NIVEL1	-498,64	-451,15	-8082.36	-106.34

Las excentricidades para el edificio se tienen en la tabla 4.113.

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	36,26	36,26	21,67	15,95	18,20	15,71	19,74	16,01	-153,80	1571,20
NIVEL5	60,86	60,86	21,66	15,91	20,43	15,85	19,75	16,03	67,27	1585,28
NIVEL4	83,41	83,41	21,51	15,56	20,66	15,81	19,87	16,14	78,93	1581,48
NIVEL3	85,25	85,25	21,43	15,44	20,88	15,75	19,99	16,47	89,28	1574,64
NIVEL2	113,03	113,03	21,64	17,45	21,06	15,95	20,20	16,83	85,93	1595,45
NIVEL1	114,02	114,02	21,65	17,38	21,17	16,21	20,93	16,66	23,57	1620,88

El incremento en las excentricidades del edificio es mas notable en la dirección "Y", ya que estos alcanzan hasta un incremento de más de 15 m, mientras que en la dirección "X" los incrementos no son mayores a 2 m. Ver figura 4.59

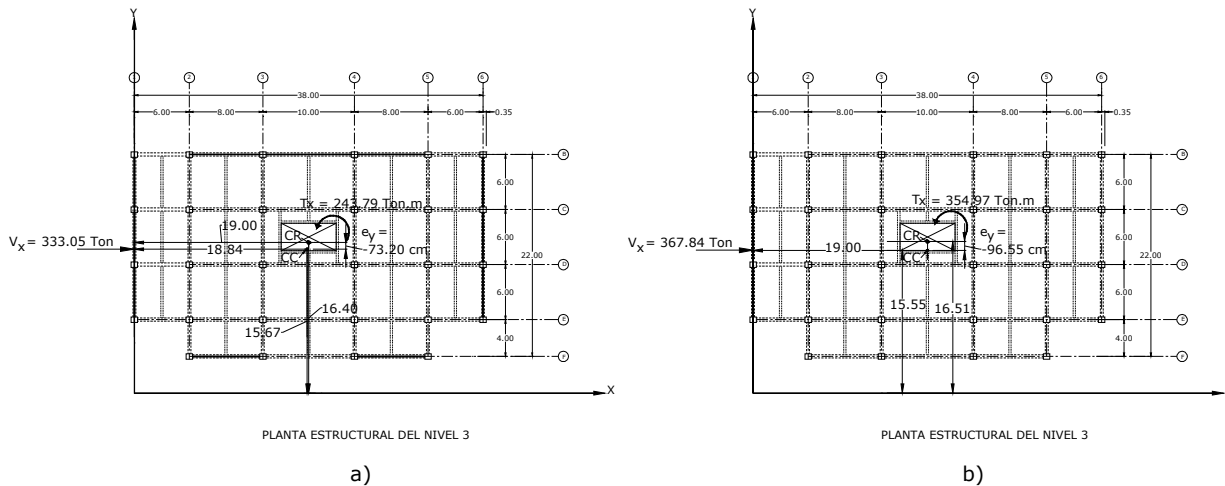


Fig. 4.59. A la izquierda se tiene la planta más desfavorable con respecto a este criterio; y a la derecha la planta del modelo general.

Tabla 4.114. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,42	0,11	0,00	2,81	3,77
	QYEXN	-0,34	4,47	-0,02		
	DCON2	-0,03	0,12	-1,18		
NIVEL5	QXEYN	3,06	-0,02	0,00	4,08	4,99
	QYEXN	-0,29	4,00	-0,04		
	DCON2	-0,02	0,11	-1,39		
NIVEL4	QXEYN	2,55	-0,11	0,00	4,23	6,23
	QYEXN	0,26	3,38	-0,02		
	DCON2	-0,01	1,78	-1,30		
NIVEL3	QXEYN	2,02	0,20	-0,02	4,89	7,08
	QYEXN	0,19	2,60	-0,02		
	DCON2	-0,01	0,13	-1,16		
NIVEL2	QXEYN	1,41	0,05	-0,01	5,82	6,91
	QYEXN	0,12	1,71	-0,01		
	DCON2	-0,01	0,11	-1,34		
NIVEL1	QXEYN	0,69	0,02	0,00	5,48	6,80
	QYEXN	0,07	0,85	-0,01		
	QYEXP	0,00	1,78	-1,30		

Las derivas en la dirección "X" se mantienen bastante similares, mientras que en la dirección "Y" éstas presentan pequeñas disminuciones.

Las acciones internas máximas para la estructura se tienen en la tabla 4.115.

Tabla 4.115. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	-385,56	-0,86	0,21	0,00	0,68	-0,59
C31	-29,90	38,69	19,78	0,15	5,13	-18,65
C14	-146,46	1,61	-44,18	0,10	-14,96	-18,75
C14	-75,42	-0,37	11,95	-0,59	16,77	2,22
C21	-138,49	-2,02	14,58	-0,39	46,70	-3,91
C13	-224,52	22,94	0,60	0,28	3,28	57,49

La carga de compresión máxima aumentó en 10 ton, de igual forma ocurre con el cortante en las dos direcciones, ya que se tienen grandes incrementos, siendo éstos de 15 ton y 26 ton en las direcciones 2 y 3 respectivamente, ya que el problema básico que se tiene en éste tipo de estructuración es la falla por cortante en aquellas columnas que quedan demasiado cortas debido a la discontinuidad horizontal en los marcos.

El problema local para éste criterio es el comportamiento de la columna donde se dan las discontinuidades (ver figura 4.60)

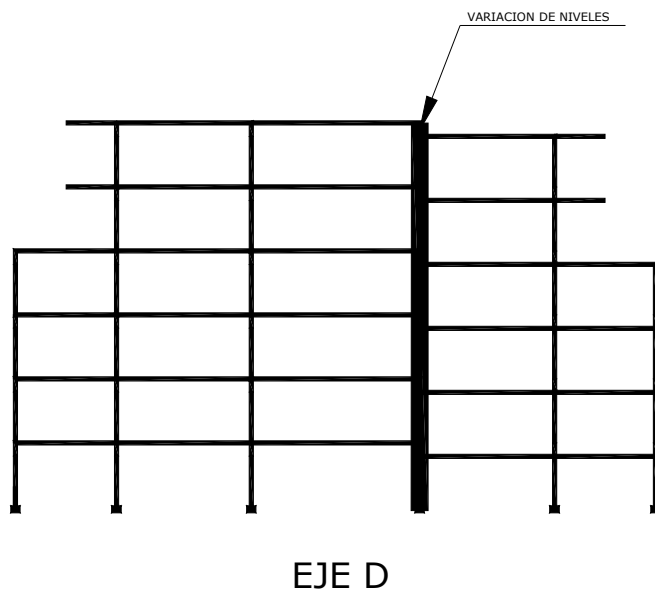
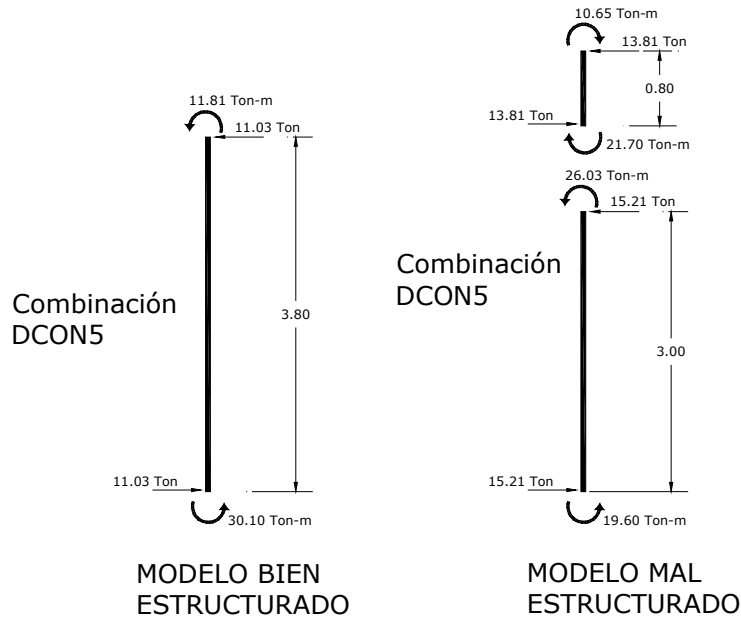
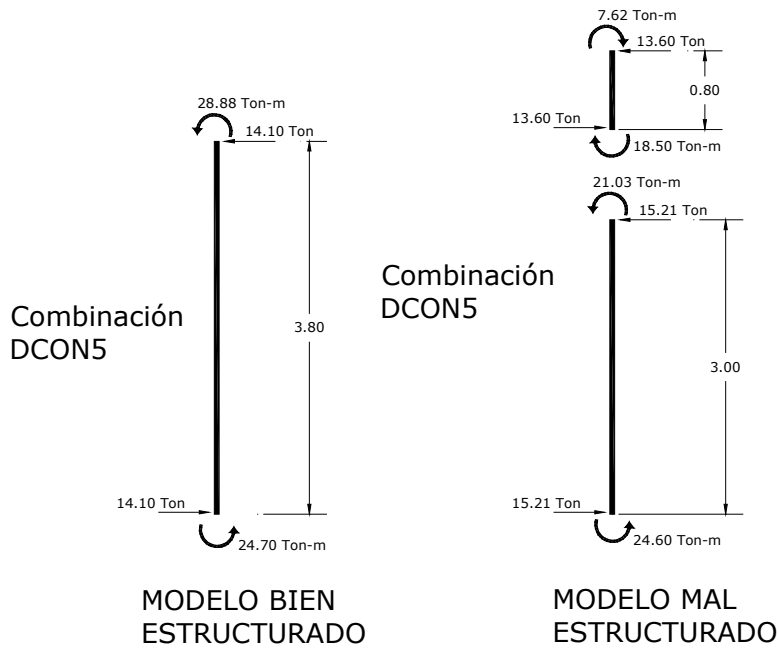


Fig. 4.60. Ubicación de columna 4-D

Al analizar el comportamiento de la columna 4-D, se obtienen las diferentes acciones internas en dicho elemento (figura 4.61a, 4.61b y 4.61c).



NIVEL 6



NIVEL 5

Fig. 4.61a. Acciones internas de los niveles 6 y 5.

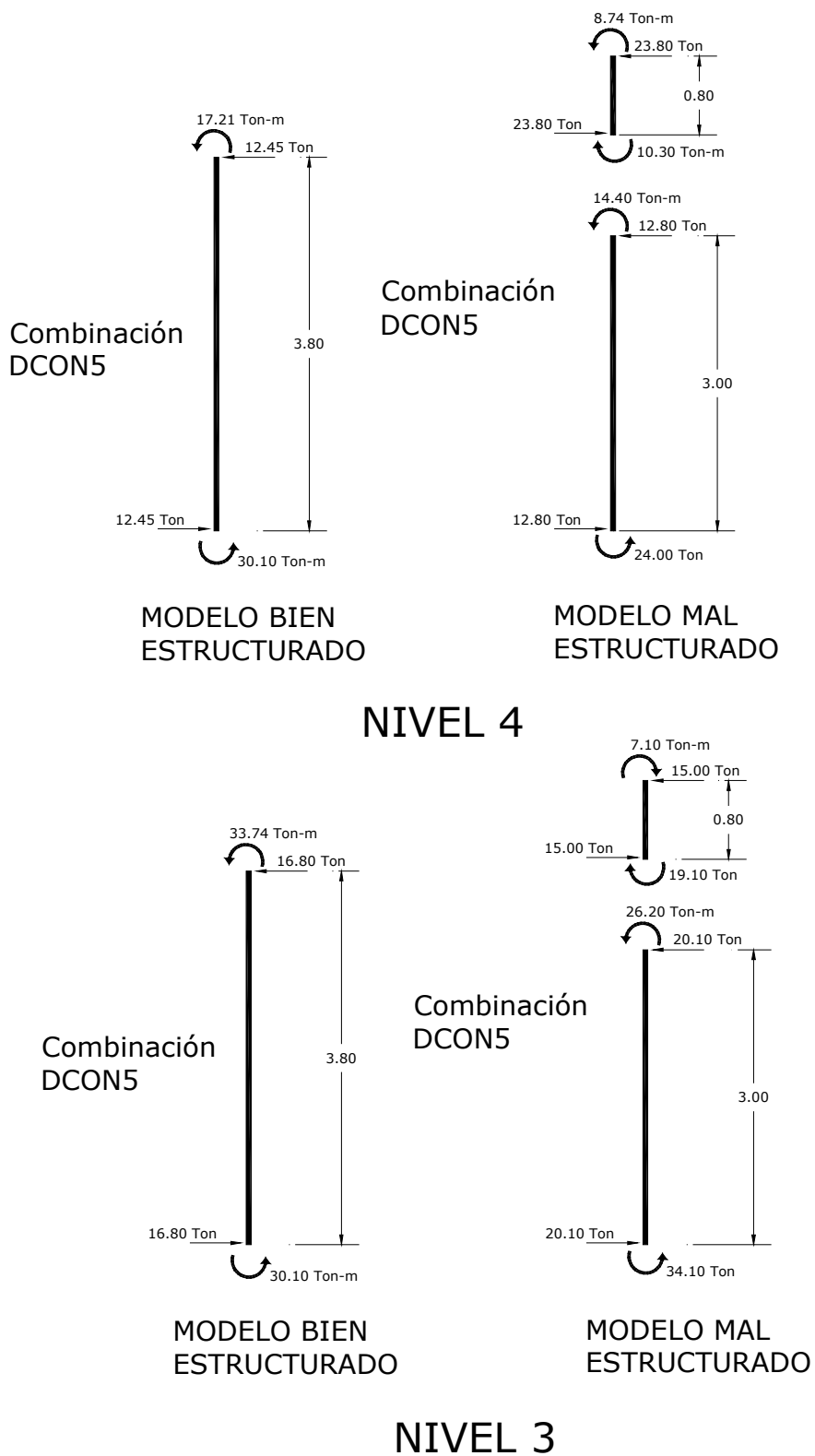
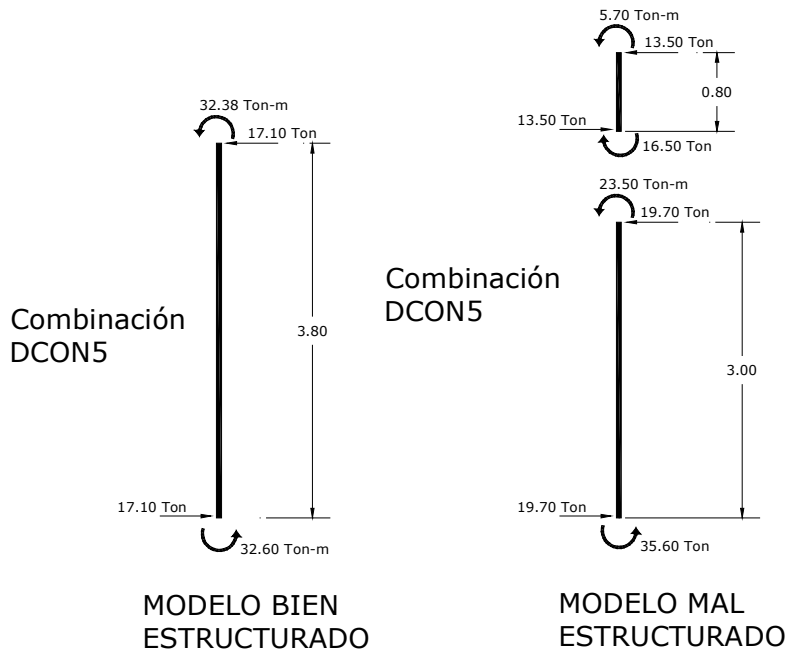
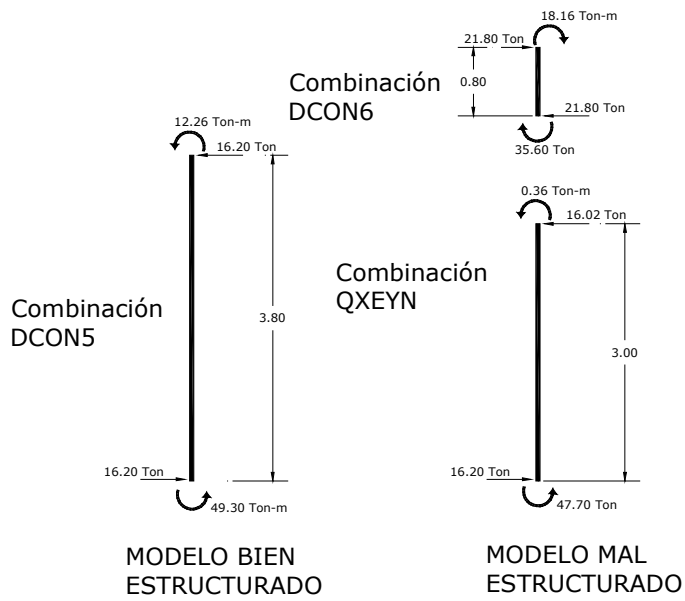


Fig. 4.60. Acciones internas de los niveles 4 y 3



NIVEL 2

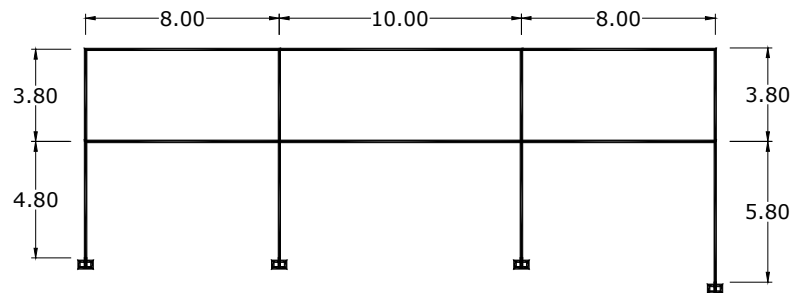


NIVEL 1

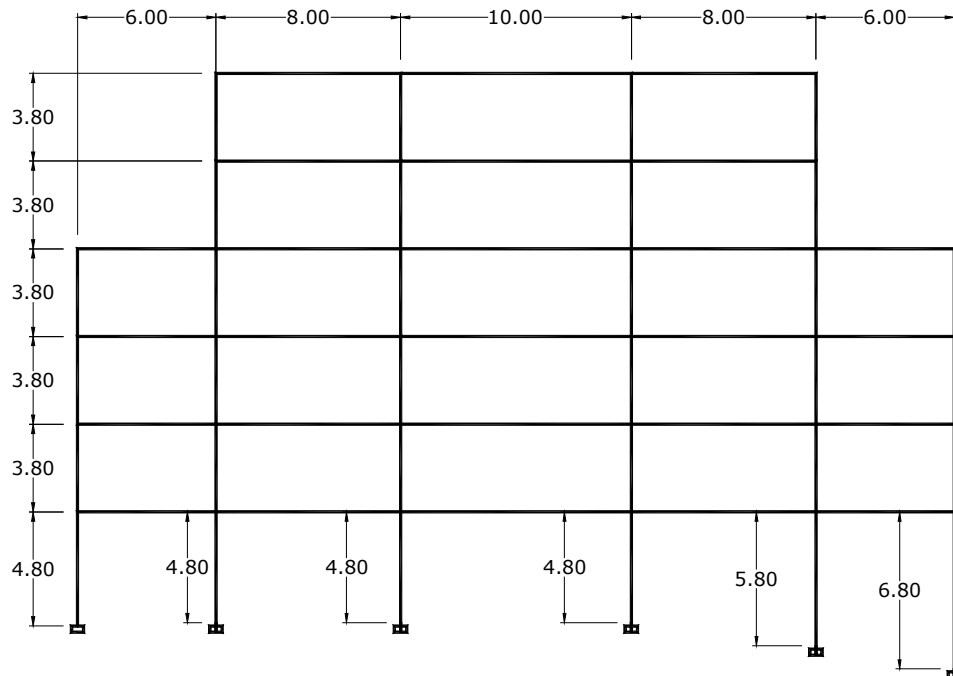
Fig. 4.60. Acciones internas de los niveles 2 y 1

V. Columnas del primer entrepiso a diferente nivel

En este caso, las columnas de los ejes “5” y “6” quedaron a diferente nivel entre sí, y con respecto a las demás columnas del edificio, las columnas del eje “5” aumentaron una longitud de 1.00 m, mientras que las columnas del eje “6” se aumentaron en una longitud de 2.00 m.

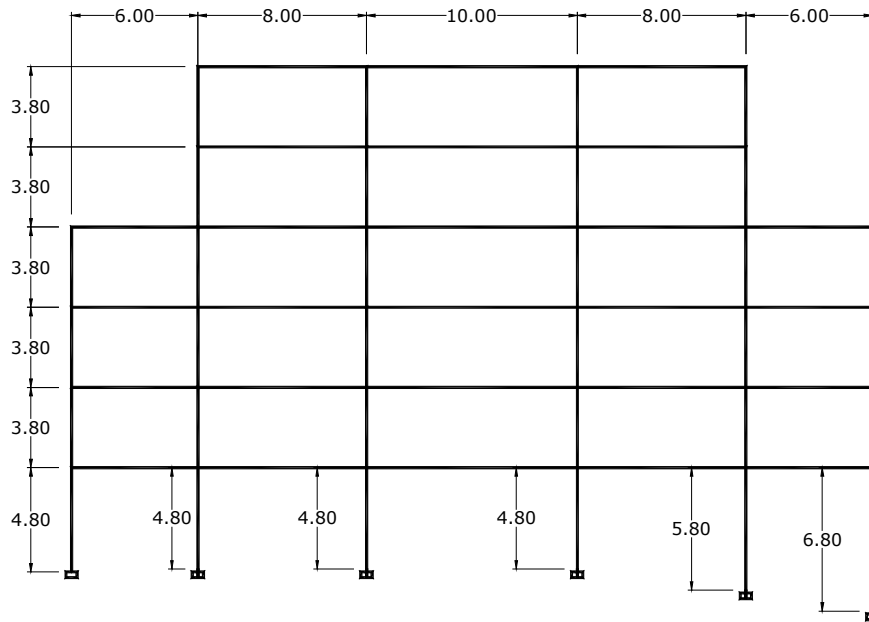


EJE A

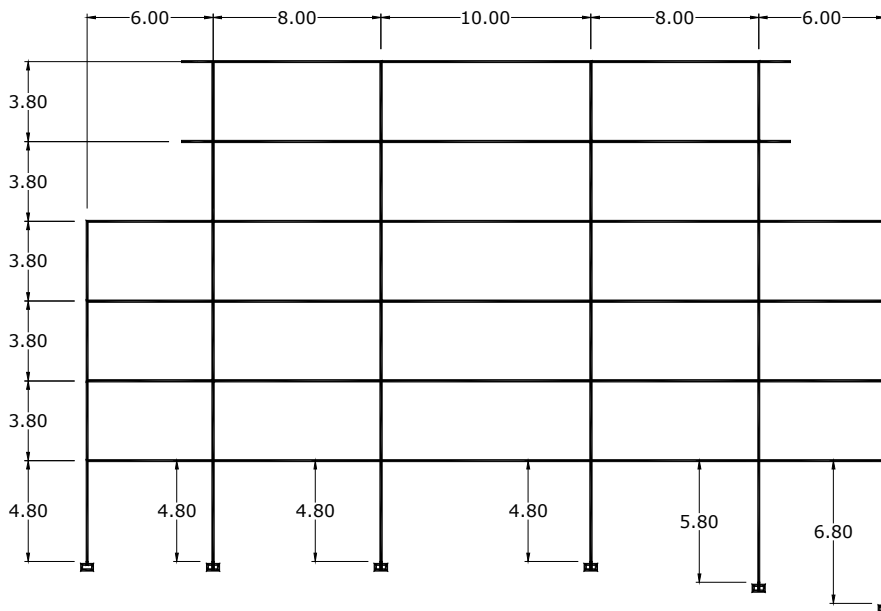


EJE B

Fig. 4.60a. Se observa que una de las columnas no está al mismo nivel que la demás.

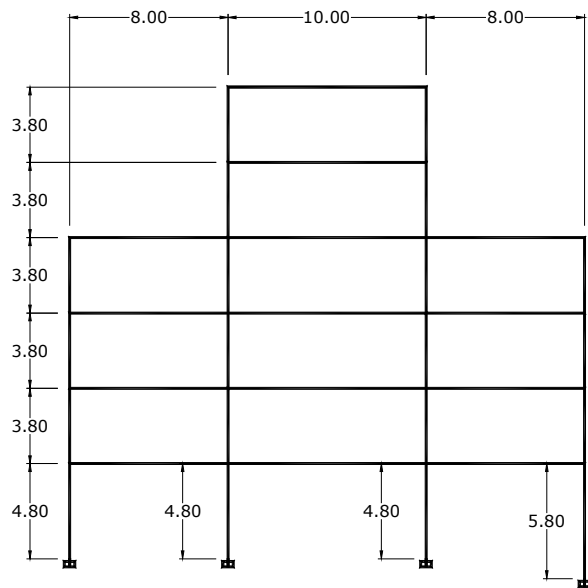


EJE C

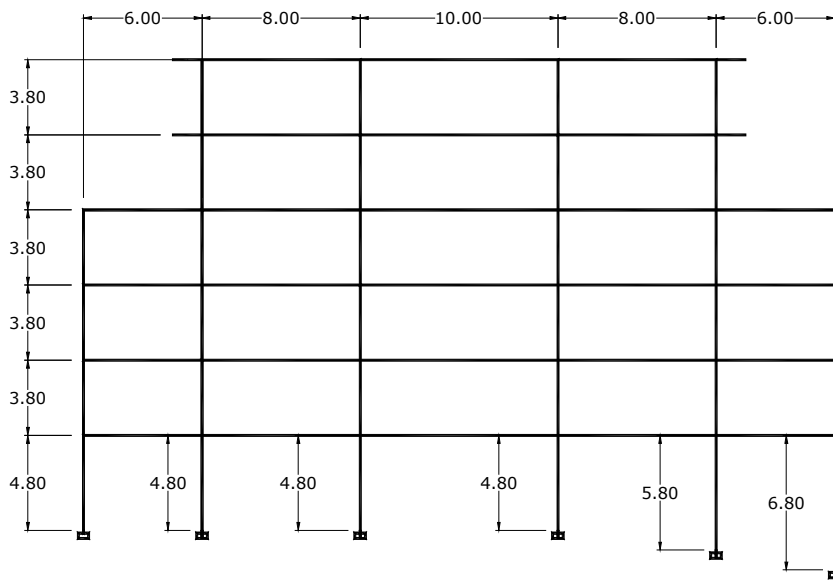


EJE D

Fig. 4.60b. Se observa que dos de las columnas no está al mismo nivel que la demás.

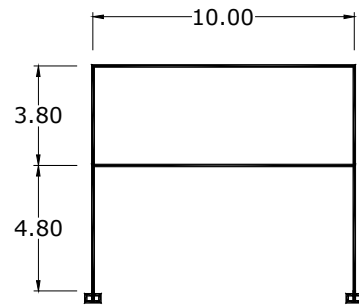


EJE F



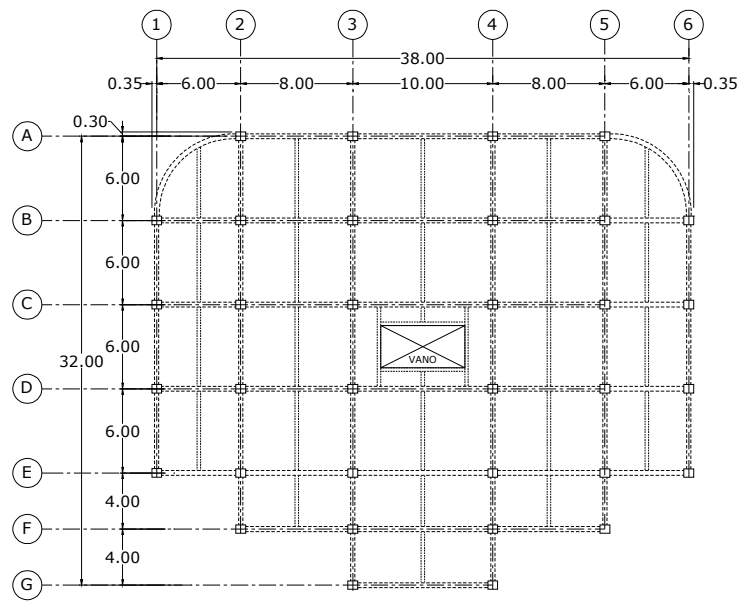
EJE E

Fig. 4.60c. Se observa que dos de las columnas no está al mismo nivel que la demás.



EJE G

Fig. 4.60d. En el eje F se observa que una de las columnas no está al mismo nivel que la demás, mientras que en el eje G ambas columnas están al mismo nivel



PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1

Fig. 4.61. En la planta del primer nivel se pueden observar los ejes donde existe discontinuidad en la altura de columnas

El cortante en la base del edificio se tiene en la tabla 4.116.

Tabla 4.116. Período, coeficiente sísmico, peso, cortante basal y fuerza de látigo.					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,87	5171,32	486,11	29,45
QXEYN	X + EccY	0,87	5171,32	486,11	29,45
QYEXN	X + EccY	1,06	5171,32	425,45	31,48
QYEXP	X + EccY	1,06	5171,32	425,45	31,48

Tanto el periodo como el peso sísmico de la estructura presentan pequeños incrementos. Con estos pequeños incrementos las variaciones en el cortante basal de la estructura son de magnitud bastante baja, menores a 1 ton, lo mismo ocurre con la fuerza de látigo, se tienen incrementos menores a 2 ton.

Debido a que los cambios en el cortante basal y la fuerza de látigo son mínimos, el cortante de entrepiso también se distribuye de forma similar al edificio donde se cumplen los criterios de estructuración. La distribución del cortante de entrepiso se tiene en la tabla 4.117.

Tabla 4.117. Cortantes y momentos torsores máximos					
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)		T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-89,02	-82,87		23.77	-22.21
NIVEL5	-175,73	-157,67		55.44	-63.86
NIVEL4	-274,21	-242,64		154.38	-149.22
NIVEL3	-353,89	-311,38		326.11	-281.49
NIVEL2	-432,96	-379,59		350.96	-543.19
NIVEL1	-485,26	-424,71		122.77	-1114.10

Al no cumplir con el criterio de estructuración en el análisis se tiene un aumento en las excentricidades en la dirección “X” ya que éstas toman valores diferentes a cero, como ocurrió en el edificio en el que se tuvo una correcta estructuración; las excentricidades en “Y” presentan cambios pequeños, siendo éstos menores a 3 cm, siendo éstos en disminución.

Tabla 4.118. Centro de masa, centro de cortante, centro de rigidez y excentricidades por nivel

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e _x (cm)	e _y (cm)
AZOTEA	37,09	37,09	19,00	15,71	19,00	15,71	18,73	15,98	26,80	-26,70
NIVEL5	63,31	63,31	19,00	15,64	19,00	15,67	18,60	15,99	40,50	-31,55
NIVEL4	86,93	86,93	19,00	15,43	19,00	15,59	18,39	16,16	61,50	-56,30
NIVEL3	88,89	88,89	19,00	15,41	19,00	15,55	18,10	16,47	90,40	-92,15
NIVEL2	118,52	118,52	19,00	17,21	19,00	15,88	17,57	16,69	143,10	-81,06
NIVEL1	121,55	121,55	19,04	17,22	19,01	16,10	16,38	16,36	262,32	-25,30

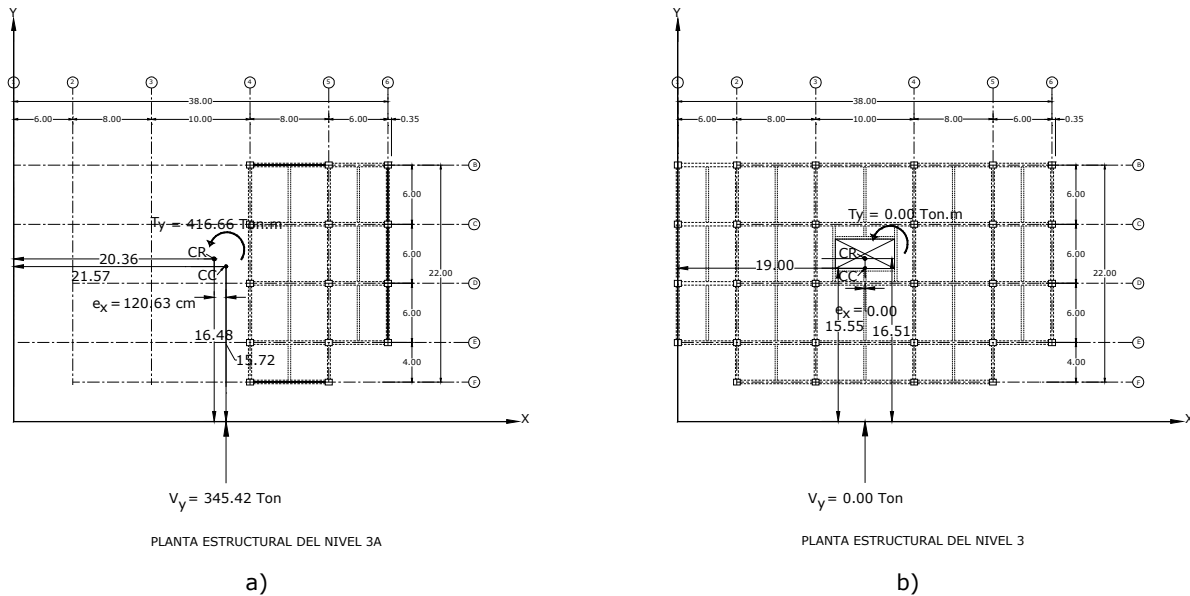


Fig. 4.62. Ubicación del C.C, C.R, Vx y Tx del nivel más desfavorable: a) mala estructuración, b) buena estructuración modelo general.

Las derivas de entrepiso se encuentran en la tabla 4.119.

Tabla 4.119. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)

Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	3,48	-0,13	0,00	2,72	3,58
	QYEXP	0,30	4,79	-0,01		
	DCON2	0,02	0,13	-1,16		
NIVEL5	QXEYN	3,14	-0,11	0,00	3,86	4,77
	QYEXP	0,27	4,35	-0,02		
	DCON2	0,02	0,12	-1,37		

NIVEL4	QXEYN	2,65	0,29	-0,02	4,14	6,25
	QYEXP	0,23	3,75	0,03		
	DCON2	0,01	0,11	-1,34		
NIVEL3	QXEYN	2,14	0,25	-0,02	4,70	7,20
	QYEXP	0,20	2,97	0,03		
	DCON2	0,01	0,08	-1,28		
NIVEL2	QXEYN	1,55	0,08	-0,01	5,88	7,30
	QYEXP	0,16	2,07	0,02		
	QYEXP	0,01	0,04	-1,30		
NIVEL1	QXEYN	0,81	0,04	0,00	6,52	9,26
	QYEXP	0,11	1,16	0,02		
	DCON2	0,01	0,02	-1,19		

Las derivas de entrepiso del edificio han disminuido en los cuatro entrepisos superiores, mientras que en los entrepisos 1 y 2 han aumentado, siendo estos incrementos mayores en el primer nivel, si embargo, éstos aumentos son menores a 2.5 cm.

En la tabla 4.120 se tienen las acciones internas máximas en las columnas del edificio.

Tabla 4.120. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	-376,99	1,38	0,67	0,00	1,51	2,38
C13	-179,84	23,10	0,03	0,47	0,05	45,04
C18	-248,22	-3,72	-19,52	-0,70	-57,13	-11,60
C18	-248,22	-3,72	-19,52	-0,70	-57,13	-11,60
C18	-174,67	5,77	19,42	0,70	57,81	15,19
C18	-205,44	20,36	0,88	0,35	3,03	61,49

No se presentan cambios en la fuera de compresión, en el cortante se tienen incrementos, pero éstos no son mayores a las 2 ton. En el momento flector en la dirección 2 se tiene un incremento de 10 ton-m y en la dirección 3 el momento incrementó 7.5 ton-m, ya que se tienen columnas mas esbeltas, donde predomina la falla por flexión.

VI. Discontinuidad en muros de cortante

Se configuraron una serie de muros de cortante en forma discontinua, similar a lo planteado al analizar el criterio “*Estructuración de paredes de relleno apoyadas sobre vigas pero en forma distinta en elevación*”, con la diferencia que en éste caso las paredes no son de relleno, sino de cortante. La comparación se hará con el edificio que se configuró con el sistema dual, que cumple con los criterios de estructuración.

En la tabla 4.121 se tiene los datos sísmicos calculados por el software.

Tabla 4.121. Período, coeficiente sísmico, peso ,cortante basal y fuerza de látigo					
Sismo	Dirección ± excentricidad	Periodo (s)	Peso sísmico (Ton)	Cortante basal (Ton)	Fuerza de látigo (Ton)
QXEYP	X + EccY	0,79	5168,59	517,17	28,53
QXEYN	X - EccY	0,79	5168,59	517,17	28,53
QYEXN	Y - EccX	0,79	5168,59	517,17	28,53
QYEXP	Y + EccX	0,79	5168,59	517,17	28,53

El periodo de la estructura es el mismo, ya que en ambos casos ha sido calculado usando el método “A” de la NTDS, por el contrario, se tiene un cambio en el peso sísmico de la estructura, ya que este ha disminuido 258.6 ton. Estos dos cambios hicieron que la fuerza de látigo disminuyera 1.4 ton.

La distribución del cortante de entrepiso de tiene en la tabla 4.122.

Tabla 4.122. Cortantes y momentos torsores máximos				
Nivel	VX (ton)	VY (Ton)	T _{Vx} (Ton-m)	T _{Vy} (Ton-m)
AZOTEA	-99,59	-99,59	105.37	-65.23
NIVEL5	-198,62	-198,62	547.89	-193.85
NIVEL4	-305,19	-305,19	1461.34	-143.23
NIVEL3	-391,52	-391,52	1125.03	-184.72
NIVEL2	-471,37	-471,37	1187.95	18.10
NIVEL1	-517,17	-517,17	595.26	-120.35

Debido a la disminución en el cortante basal de la estructura, la distribución del cortante en cada entrepiso presenta una disminución similar en cada entrepiso.

Nivel	Masa en "X"	Masa en "Y"	C.M. "X" (m)	C.M. "Y" (m)	C.C. "X" (m)	C.C. "Y" (m)	C.R. "X" (m)	C.R. "Y" (m)	e_x (cm)	e_y (cm)
AZOTEA	39,05	39,05	19,13	15,58	19,13	15,58	18,47	16,63	65,50	-105,80
NIVEL5	64,74	64,74	19,15	15,55	19,14	15,56	18,16	18,32	97,60	-275,85
NIVEL4	86,02	86,02	18,90	15,37	19,06	15,50	18,59	20,29	46,93	-478,83
NIVEL3	91,04	91,04	19,01	15,52	19,05	15,50	18,58	18,38	47,18	-287,35
NIVEL2	120,11	120,11	18,91	17,27	19,02	15,86	19,06	18,38	-3,84	-252,02
NIVEL1	122,76	122,76	19,00	17,30	19,02	16,10	18,78	17,25	23,27	-115,10

En la dirección "X" las excentricidades aumentaron, pero estos aumentos fueron menores a 1 m, lo mismo ocurrió con las excentricidades en "Y", pero en éstas los incrementos fueron mayores a 3 m. Ver figura 4.63.

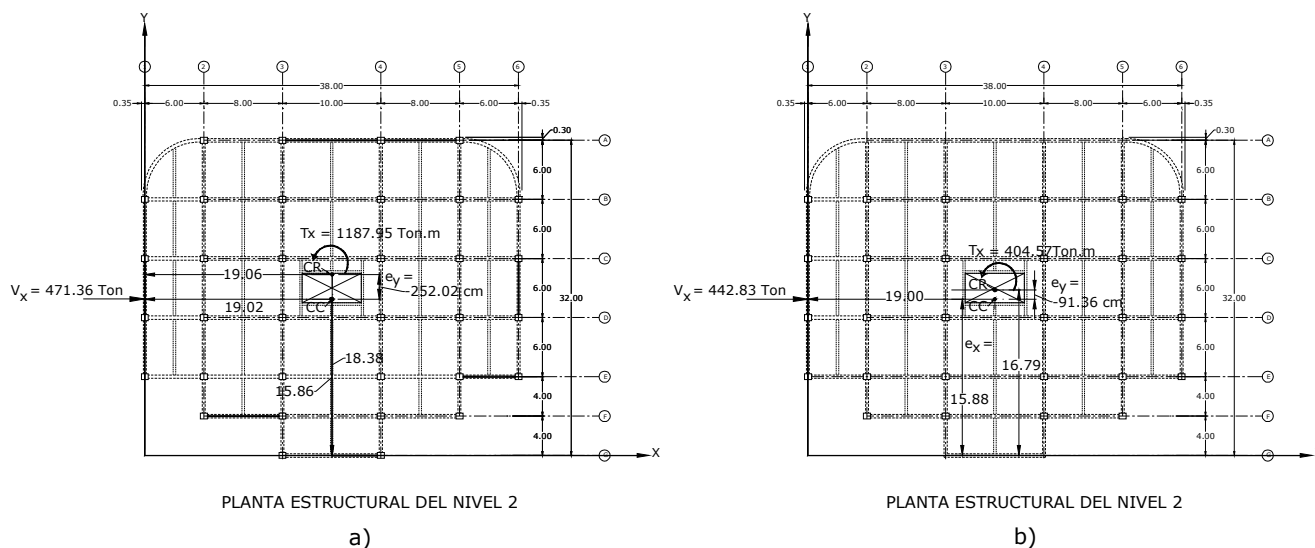


Fig. 4.63. Nivel donde se da el mayor momento torsor de este criterio; a) modelo mal estructurado, b) buena estructuración modelo general.

Las derivas de entrepiso se tienen en la tabla 4.124.

Tabla 4.124. Desplazamientos elásticos y derivas máximas por nivel (en rango inelástico)						
Nivel	Combinación de carga	Desplazamiento en "X" (cm)	Desplazamiento en "Y" (cm)	Desplazamiento en "Z" (cm)	Deriva en "X" (cm)	Deriva en "Y" (cm)
AZOTEA	QXEYN	0,28	-0,01	-0,03	-0,04	3,29
	QYEXP	0,02	1,21	0,03		
	DCON2	0,06	0,05	-1,16		
NIVEL5	QXEYN	0,28	-0,02	-0,03	0,55	4,04
	QYEXP	0,02	0,80	0,03		
	DCON2	0,07	0,04	-1,37		
NIVEL4	QXEYN	0,22	0,02	-0,04	0,47	0,53
	QYEXP	0,00	0,29	0,04		
	DCON2	0,03	0,02	-1,33		
NIVEL3	QXEYN	0,16	0,01	-0,04	0,39	0,50
	QYEXP	0,01	0,23	0,04		
	DCON2	0,02	0,01	-1,27		
NIVEL2	QXEYN	0,11	0,00	-0,03	0,47	0,76
	QYEXN	0,00	0,17	-0,05		
	QYEXP	0,00	0,00	-1,30		
NIVEL1	QXEYN	0,05	0,00	-0,02	0,40	0,56
	QYEXP	0,00	0,07	0,03		
	DCON2	0,00	0,00	-1,19		

Las derivas de entrepiso tienen una variación no uniforme, es decir, si se hace un recorrido desde el primero hasta el último nivel, estas aumentan y disminuyen de un nivel a otro, esto se debe a que la configuración de muros de cortante no se ha hecho de forma uniforme, dando paso a una vibración compleja en el edificio (ver figura 4.64)

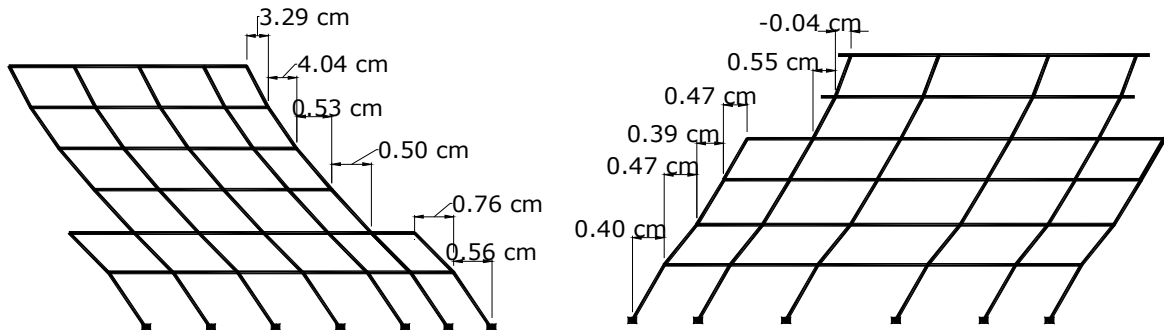


Fig. 4.64. A la derecha se tiene el eje 3, en la dirección Y; a la izquierda el eje D, en la dirección X. Se observa que en la dirección “Y” las derivas no se comportan de forma lineal, ya que presentan incrementos y decrementos.

Las acciones internas calculadas para la estructura se encuentran en la tabla 4.125.

Tabla 4.125. Acciones internas máximas						
Columna	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C10	-375,21	-1,16	0,51	0,00	0,88	-1,72
C14	-42,09	9,42	-2,38	0,14	-4,94	15,27
C14	-53,84	4,59	-15,42	-0,07	-33,31	7,71
C13	-25,33	-0,35	-5,08	-0,26	-9,90	-2,24
C14	-53,84	4,59	-15,42	-0,07	-33,31	7,71
C15	-29,78	-8,22	-2,97	-0,24	-4,45	-17,47

La fuerza de compresión presenta un incremento, debido a que no se han configurado menos paredes, por lo tanto la carga de compresión en su mayor parte es absorbida por las columnas. El cortante en la dirección 2 presentó una disminución de 3 ton, sin embargo, en la dirección 3 éste aumentó más de 8 ton. Finalmente el momento flector aumentó 20 ton-m en la dirección 2 y disminuyó 6 ton-m en la dirección 3 de la columna.

Al revisar el cortante en todos los modelos, y comparar el obtenido con el método “A” y el método “B”, se cumple con lo establecido por la NTDS, ya que el cortante obtenido por el método “B” es mayor que el 80% del cortante obtenido con el método “A”.

4.6. ANALISIS DE RESULTADOS DE CADA CRITERIO DE ESTRUCTURACION

Tabla 4.80. Resumen resultados de cada criterio de estructuración.	
CRITERIO	CONCLUSION
Forma en planta	<p>Al configurar plantas asimétricas es difícil mantener cercanos el centro de rigidez y el centro de masa en cada planta del edificio, ya que, entre más crítica o menos simétrica es una planta, se obtienen mayores excentricidades. Al tener mayores excentricidades aumentan los efectos sísmicos debido a la torsión del edificio, que provoca daños mayores a los elementos perimetrales de la estructura, dando origen a fallas locales de elementos estructurales debido a las altas concentraciones de esfuerzos. En la sección 4.5.1 al analizar un edificio incumpliendo criterio, ya que en un edificio con al menos un eje de simetría geométrica, se obtuvieron excentricidades igual a “cero” en la dirección “X” y excentricidades que varían desde 27 hasta 97 cm en la dirección “Y”, sin embargo, al perder la simetría, la excentricidades en “X”, que inicialmente eran cero, alcanzaron valores de hasta 166 cm y las excentricidades en “Y” tomaron valores de hasta 104 cm. Como consecuencia del aumento en las excentricidades, aumentaron los momentos torsores producidos por sismo (se debe tomar en cuenta que la fuerza cortante en el edificio mal estructurado disminuyó debido a que también se redujo el peso sísmico y aun así, incrementaron los momentos torsores), siendo más notorios estos efectos en los momentos producidos por el cortante en “Y” ya que inicialmente sus momentos eran cero, al configurar asimétricamente la planta éstos incrementaron tomando valores entre 12 ton-m en el último nivel y 62 ton-m en el primero.</p>
Forma en elevación (reducción brusca en la altura del edificio)	<p>En este tipo de configuraciones no se ve afectado el aumento en las excentricidades del edificio, sin embargo, se tienen problemas en los desplazamientos del edificio, ya que un cambio en el tamaño de la planta también significa un cambio en la rigidez del edificio, provocando que éste ya no se comporte como un péndulo invertido. También se tienen problemas locales de mayores concentraciones de esfuerzos en aquellos elementos donde se da el cambio brusco en la elevación del edificio. En la sección 4.5.2 Se puede verificar como se dan cambios en el desplazamiento de un edificio debido a la falta de rigidez, ya que inicialmente, en el edificio bien estructurado, los desplazamientos se redujeron gradualmente desde 5.82 cm hasta 2.85 cm en la dirección “X” y desde 7.01 cm hasta 3.75 cm en la dirección “Y”, en cambio, al variar bruscamente la forma en la elevación del edificio en la dirección “X” (a partir del cuarto nivel), se presentó una reducción gradual hasta el tercer nivel y al llegar al cuarto nivel los desplazamientos aumentaron de 3.72 cm a 7.04 cm, aumentando los desplazamientos en un 163 % debido a la falta de rigidez, lo impide la reducción gradual de los desplazamientos. Al analizar la dirección “Y” las variaciones son mínimas, ya que se mantuvo una configuración similar.</p>

Tamaño en elevación	<p>Al estructurar edificios de gran altura, si bien éstos se pueden configurar en forma simétrica, siempre se tienen problemas con el peso de la estructura, ya que entre mas alto sea el edificio, mayor peso se tendrá, y las fuerzas inerciales producidas por los sismos aumentan directamente proporcional con el peso de la estructura, además, se tienen incrementos en el período de vibración de la estructura. Otro aspecto que se ve afectado en los edificios de gran altura es el incremento de los desplazamientos, que deberán ser controlados rigidizando mayormente el edificio. Tales efectos se analizaron en la sección 4.5.3, al evaluar un edificio de 45.60 m (el doble de la altura del edificio bien estructurado) donde se obtuvo un periodo de 1.48 seg., (un incremento promedio de 0.47 seg para ambas direcciones ortogonales). El peso de la estructura incrementó 1.87 veces. También se obtuvo un incremento en las derivas de entrepiso, ya que inicialmente se tenían 5.82 y 7.01 cm en las direcciones “X” y “Y” respectivamente, y en el edificio de gran altura, se alcanzaron derivas de 8.31 y 11.41 cm en las direcciones “X” y “Y” respectivamente (representa un incremento de 1.56 veces en la dirección “X” y 1.63 en la dirección “Y”).</p>
Planta alargada	<p>En este tipo de configuración, si se hace de forma simétrica no se tienen problemas con las excentricidades, sin embargo, se tienen mayores esfuerzos en los elementos estructurales debido a la flexibilidad que presentan las plantas alargadas, por lo que puede existir un desequilibrio en la distribución de la fuerza sísmica, ya que el sistema de piso no se comporta como un piso rígido. Al configurar una planta alargada en la sección 4.5.4.1, incremento el periodo del edificio en la dirección “X” (en esta dirección se configuró la dimensión más larga de la planta alargada) en 0.15 seg. Con ésta configuración el peso sísmico disminuyó en un 24%, sin embargo, esto no evito que aumentaran las derivas de entrepiso, ya que al alargar la planta, algunos elementos estructurales quedaron bien distanciados del centro de cortante, por lo que en ellos actuaron mayores cargas, que produjeron mayores deformaciones, estos incrementos en los desplazamientos fueron de 4.35 cm y 7.33 cm en las direcciones “X” y “Y” respectivamente. Al analizar las columnas con los mayores esfuerzos, se obtuvieron momentos de 49 ton-m y cortantes de 20 ton en el edificio bien estructurado, Al analizar el edificio mal estructurado, estas acciones internas alcanzaron valores de 96 ton-m y 34 ton, ya que el efecto por cortante sísmico fue mayor debido a que éstos elementos estructurales se encontraban a una mayor distancia del centro de cortante.</p>
Saliente excesiva	<p>Las salientes producen más asimetría a la planta del edificio, que vienen a afectar grandemente las excentricidades, ya que entre mas larga es la configuración de salientes, el centro de masa se aleja mas del centro de rigidez, ocasionando problemas debido a los efectos torsionantes en el edificio, que afectan mayor mente a los elementos perimetrales de la estructura, principalmente a aquellos que forman parte de la configuración de salientes. El edificio con salientes excesivas se evaluó en la sección 4.5.4.2, donde las excentricidades obtenidas se comportaron de forma similar a las obtenidas en el edificio bien estructurado, presentando únicamente un cambio drástico en el último nivel, en la excentricidad en “Y”, ya que ésta aumentó 2.47 veces la excentricidad del edificio bien estructurado. Finalmente, al analizar las columnas mayormente esforzadas, en el edificio mal estructurado se presentaron incrementos en las acciones internas, obteniendo cortantes de hasta 26 ton y momentos de 61 ton-m, que presentan incrementos de 1.18 y 1.25 el cortante y el momento del edificio bien estructurado respectivamente.</p>

Entrante excesiva	Al igual que las salientes excesivas, éste tipo de configuración puede afectar la simetría del edificio, transformándose esto en momentos torsores de grandes magnitudes que provocan altas concentraciones de esfuerzos, sobre todo en los elementos perimetrales de la estructura. También se tiene altas concentraciones de esfuerzos en las esquinas internas de la configuración de la entrante. Esta configuración se desarrollo en la sección 4.5.4.3 en donde se tienen excentricidades mayores a cero, el valor de la excentricidad que produce el mayor momento torsor se encuentra en el nivel 3 siendo este de 28.80 cm en la dirección “Y”, teniendo un momento de 91.76 ton-m en la dirección “X”. Comparando con la excentricidad obtenida en el edificio bien estructurado se tiene un valor de 96.55 cm y un momento de 354.97 ton-m, en donde se observa de que hay una disminución del momento torsor de 0.26 veces el momento del modelo bien estructurado.
Proporción en elevación (entrantes y salientes)	Se tienen problemas en los desplazamientos del edificio, ya que al reducir considerablemente las plantas de un nivel a otro, se tiene también una diferencia de rigidez, que ocasiona problemas en la forma de vibrar del edificio, siendo éste movimiento diferente al de un péndulo invertido. Además, se tienen problemas locales de concentraciones de esfuerzos en aquellos elementos que forman parte de las entrantes o salientes en elevación, sean éstas aéreas o apoyadas. Este criterio se desarrollo en la sección 4.5.5 en donde los resultados obtenidos con respecto a los desplazamientos son para el nivel 1 4.96 cm y 5.94 cm, nivel 2 4.85 cm y 5.83 cm, nivel 3 3.72 cm y 5.41 cm, nivel 4 7.04 cm y 6.38 cm en la dirección “X” y ”Y” respectivamente con lo que se comprueba que este comportamiento no es el de un péndulo invertido ya que los desplazamientos no son de forma uniforme sino que van variando de nivel a nivel, en cambio para el modelo bien estructurado se tiene un comportamiento diferente según los resultados siguientes, en el nivel 1 5.82cm y 7.01cm, nivel 2 5.92cm y 7.94m, nivel 3 4.87cm y 7.40cm, nivel 4 4.32cm y 6.53cm en la dirección “X” y ”Y” respectivamente, aquí el comportamiento es la de un péndulo invertido.
Estructuración de losas muy pesadas, no uniformes	Este criterio se puede subdividir en dos malos criterios, el primero sería la estructuración de losas muy pesadas, que afecta directamente el peso sísmico del edificio, aumentando las fuerzas inerciales ante la acción de un sismo; el segundo, estructuración de losas no uniformes, que afecta principalmente la simetría de la planta, ya que al distribuir de forma irregular losas de diferentes pesos, el centro de masa estará cercano hacia donde haya mayor concentración de masa, generando mayores excentricidades, que provocan daños por torsión en la estructura. Este tipo de configuración se analizó en la sección 4.5.7.1-I, donde el peso sísmico que se obtuvo es de 5375,48 ton al compararlo con el edificio bien estructurado el peso sísmico es de 5088,57 ton, donde se observa que ha habido un aumento en 286.91 ton. En base a lo anterior se puede concluir también que existe un aumento considerable de las fuerzas inerciales a las que será sometida la misma, teniendo los valores de $V_y = 458.11$ ton, con una excentricidad $e_x = 64.38$ cm, versus modelo bien estructurado $V_y = 427.46$ ton con una excentricidad $e_x = 1.0$ cm, por lo cual el centro de masa sufre un desplazamiento considerable en el eje de las “X” ya que es ahí donde se encuentra la concentración de losas muy pesadas.
Vanos en posición asimétrica	El problema de éstas configuraciones está relacionado con las excentricidades producidas, ya que al configurar un vano se le está restando área a la planta del edificio, provocando que el centro de masa se aleje del vano, por la falta de masa en su localización, por lo tanto, habrán mayores excentricidades mientras más asimétrica sea la posición del vano, que producirán mayor torsión al edificio. Este criterio fue desarrollado en la sección 4.5.7.1-II, debido a que se mantiene las dimensiones del vano, no se obtiene una diferencia notable en cuanto al peso sísmico de la estructura $W = 5089.04$ ton, mostrando solamente una variación del 0.47 ton con el modelo bien

	<p>estructurado, lo cual prácticamente es despreciable, no afectando así la distribución de los cortantes en el edificio, pero si sus momentos torsores, ya que al ser movido el vano de su posición original se provoca un incremento de excentricidades, provocando así mayores momentos el cual se obtiene en el nivel 2 siendo este de 512.92 ton-m con una excentricidad en “Y” de 116.46 cm y comparando este con el modelo bien estructurado el momento es de 404.57 ton-m con una excentricidad de 91.36 cm en la dirección “Y”, teniendo este un aumento de 2 veces el momento del modelo bien estructurado.</p>
<p>Vano en posición simétrica, pero grande</p>	<p>Si bien es cierto, entre más grande sea el vano, el edificio tendrá menos peso, y si se ubica de forma simétrica, no habrán problemas con las excentricidades, sin embargo, se tienen grandes concentraciones en los elementos perimetrales que conforman el vano, en donde podrían ocurrir fallas locales de éstos elementos. También, al configurar vanos demasiado grandes se puede interrumpir algún eje estructural, donde ya no se tendría continuidad en la distribución de las cargas sísmicas. El desarrollo de este criterio fue en la sección 4.5.7.1-III, en donde los resultados obtenidos con respecto al peso sísmico de la estructura el valor es de 4895.63 ton teniendo una diferencia de 193.41 ton con respecto al modelo bien estructurado. Debido a la disminución del peso las excentricidades serán menores por lo cual los momentos torsores serán menores siendo este de 215.41 ton-m en la dirección “X” el más desfavorable y para el modelo bien estructurado se tiene el valor de 485.74 ton-m, en donde se observa una disminución de 270.33 ton-m.</p>
<p>Voladizos largos y asimétricos</p>	<p>Subdividiéndolo en dos malos criterios, se tiene el primero, estructuración de voladizos asimétricos, esto provoca asimetría en la distribución de la masa del edificio, ya que un voladizo solo aporta masa y no rigidez, el efecto que provoca es que aumentan las excentricidades y debido a ello también los efectos torsionantes en el edificio. El segundo problema sería la estructuración de voladizos largos, se producen fallas locales en éstos elementos, ya que la carga (mayormente la de gravedad) tiene que ser transmitida desde lo largo de todo el elemento, hasta su punto de apoyo en un extremo, aumentando las acciones internas en dicho punto. Según los resultados obtenidos en la sección 4.5.7.1-IV, el peso para este criterio es de 5142.75 ton versus el edificio bien estructurado 5088.57 ton, obteniendo una diferencia de 54.18 ton. Además según la tabla 4.74a se obtienen incremento de hasta 683.29% en cuanto a los momentos torsores a los que esta sometida, y de un 219.38% en cuanto a los cortantes basales, dichos incrementos se dan en la viga B138 ubicada en el nivel 5 y el nivel 6 entre los ejes “5” y “D”. Con lo anterior se concluye que también existe un incremento del cortante basal y de los momentos actuando en el edificio.</p>
<p>Incorporación de piso rígido con piso flexible</p>	<p>Al combinar piso rígido con piso flexible, éstos deben estar separados por medio de una junta sísmica, donde se debe prestar gran atención en su diseño, para evitar que el piso rígido golpee al piso flexible. En la sección 4.5.7.1-V, este tipo de criterio permite un menor peso en la estructura el cual es de 5004.13 ton. versus 5088.57 ton de peso que posee el modelo bien estructurado, por lo cual existe una diferencia de 84.44 Ton. El máximo momento torsor se da en el nivel 3 en la dirección “X” siendo este de 124.91 ton-m con una excentricidad $e_y=46.60$ cm versus el momento del modelo bien estructurado siendo este de 166.54 ton-m en la dirección “X” con una excentricidad de $e_y=57.90$ cm, teniendo una disminución de 41.63 ton-m. Las derivas de entrepiso sobrepasan los valores máximos permisibles, la máxima deriva se da en el nivel “2” tanto en el eje de las “X” así como en el eje de las “Y”, siendo estas de 5.88 cm y 7.10 cm respectivamente, en el modelo bien estructurado se tienen 5.92 cm y 7.24 cm en eje “X” y “Y” respectivamente, comparando estos valores se tiene una disminución mínima.</p>

<p>Incorporación de piso rígido con piso flexible</p>	<p>Al combinar piso rígido con piso flexible, éstos deben estar separados por medio de una junta sísmica, donde se debe prestar gran atención en su diseño, para evitar que el piso rígido golpee al piso flexible. En la sección 4.5.7.1-V, este tipo de criterio permite un menor peso en la estructura el cual es de 5004.13 ton. versus 5088.57 ton de peso que posee el modelo bien estructurado, por lo cual existe una diferencia de 84.44 Ton. El máximo momento torsor se da en el nivel 3 en la dirección “X” siendo este de 124.91 ton-m con una excentricidad $e_y=46.60$ cm versus el momento del modelo bien estructurado siendo este de 166.54 ton-m en la dirección “X” con una excentricidad de $e_y=57.90$ cm, teniendo una disminución de 41.63 ton-m. Las derivas de entrepiso sobrepasan los valores máximos permisibles, la máxima deriva se da en el nivel “2” tanto en el eje de las “X” así como en el eje de las “Y”, siendo estas de 5.88 cm y 7.10 cm respectivamente, en el modelo bien estructurado se tienen 5.92 cm y 7.24 cm en eje “X” y “Y” respectivamente, comparando estos valores se tiene una disminución mínima.</p>
<p>Estructuración de paredes de relleno apoyadas sobre vigas, pero en forma distinta en elevación</p>	<p>Depende de que tan crítica sea la distribución de paredes de relleno, así será el comportamiento del edificio, ya que éstas pueden aumentar el peso del edificio y si se hace una distribución asimétrica de las paredes, también se pueden tener grandes excentricidades, que aumentarían los efectos por torsión en el edificio. Este criterio se analizó en la sección 4.5.7.2-I, según los resultados obtenidos existe un incremento de 24 ton, equivalente al 0.47% del peso total comparación con respecto al edificio bien estructurado. Además ha habido un incremento en las excentricidades ya que en la dirección “X” hay valores de excentricidades en todos los niveles mientras que en el modelo bien estructurado solo hay valor en el nivel 1, la excentricidad que produce el mayor momento torsor es en el nivel 5 de 48.30 cm en la dirección “Y” con un momento de 89.42 ton-m en la dirección “X”, el valor de la excentricidad y momento torsor del edificio bien estructurado es de 32.05 en la dirección “Y” y 59.53 ton-m en la dirección “X” respectivamente, obteniendo un aumento de 29.89 ton-m debido a este tipo de configuración.</p>
<p>Rigidez excéntrica</p>	<p>Al tener concentraciones de elementos sismorresistentes en sectores de la planta estructural del edificio, el centro de rigidez se acerca hacia éstos puntos de concentración, alejándose del centro de masa, lo que produce excentricidades altas en el edificio, aumentando los momentos torsores que producen las fuerzas sísmicas, que generan mayores acciones internas en los elementos estructurales, siendo los más afectados los perimetrales. Así con lo mencionado en la sección 4.5.7.3-I se tienen que los valores obtenidos con respecto al aumento de las excentricidades se encuentra que en el nivel 4, es donde se tienen los valores más desfavorables con respecto al cortante y momento torsor siendo estos de 335.75 ton y 632.45 ton respectivamente en la dirección “X”, mientras que en el modelo bien estructurado los valores del cortante y momento en el nivel 4 son de 287.63 ton y 166.54 Ton-m respectivamente esto debido a la distribución de los elementos sismorresistentes y también a que existe un eje de simetría con respecto al eje “Y”. Comparando estos valores se tiene un incremento de 2 veces el cortante y de 4 veces el momento del modelo bien estructurado. Además otro de los aspectos son las excentricidades en donde en la dirección “Y” se ha dado un incremento en donde el nivel más desfavorable es el 4 teniendo un valor de 188.37 cm, para el modelo bien estructurado el valor es de 57.90 cm y comparando estos datos se establece que hay un incremento de 3.3 veces la excentricidad del edificio bien estructurado.</p>

<p>Estructuración de muros perpendiculares entre sí</p>	<p>Al configurar paredes de cortante en muros perimetrales perpendiculares entre sí, el centro de rigidez se acerca hacia éstas paredes, produciendo asimetría en la rigidez en dos direcciones ortogonales, según la sección 4.5.7.3-II los valores obtenidos de las excentricidades son de 0.52 a 1.68 m en la dirección “X”, en la dirección “Y” de 0.17 a 1.42 m, debido a esto se generan grandes momentos torsores en la planta del edificio que estarían sobre esforzando a los elementos sismorresistentes, mayormente a los que están en zonas perimetrales. El nivel que presenta mayor momento torsor corresponde al nivel 1, con un valor de 7832.02 Ton-m, comparado este valor con el obtenido en el modelo que cumple con los criterios, se tiene un incremento de 36 veces el momento obtenido en el edificio bien estructurado, debido a la configuración de los muros en la estructura.</p>
<p>Discontinuidad en la altura de las columnas en el sistema de piso</p>	<p>Con éste tipo de configuración no se tienen problemas con las excentricidades del edificio, pero si se tienen problemas en la forma en que este se desplazará, ya que al tener mayor altura las columnas del primer entrepiso, éstas serán más flexibles, debido a que pierden rigidez, y el primer nivel se desplazaría mucho más que los superiores, ocasionando que el edificio ya no se comporte como un péndulo invertido, además, en las columnas más esbeltas, las del primer nivel, aumentan los esfuerzos por flexión, como se puede observar con los resultados obtenidos en la sección 4.5.7.4-I, los desplazamientos mayores han sido en el nivel 1 siendo estos 9.8 cm en la dirección “X” y de 11.41 cm en la dirección “Y”; en el modelo a base de marcos cumpliendo con criterios los valores obtenidos han sido cercanos entre cada uno de los niveles y específicamente en el nivel 1 se tienen 5.82 cm en la dirección “X” y 7.01 cm en la dirección “Y”, en donde en la dirección “X” ha habido un aumento de 3.98 cm y en la dirección “Y” de 4.40 cm. En los siguientes niveles los valores no han sufrido mayor aumento con los del modelo correcto como se observa en las tablas 4.99 y 4.12.</p>
<p>Discontinuidad de la distancia entre columnas</p>	<p>Si se configura la distancia entre columnas demasiado larga, aumentan los efectos flexionantes en las vigas, mientras que si éstas son demasiado cortas, aumentarían los efectos por cortante, para este caso se ha utilizado la misma distancia entre columnas por lo cual ha habido una disminución en los cortantes siendo estos, según la sección 4.5.7.4-II, de 429.14 Ton y 83.70 Ton en el nivel 1 y nivel 6 respectivamente en ambas direcciones, pero en el modelo bien estructurado los valores son mayores ya que aquí se tiene una configuración diferente entre la distancia entre las columnas en donde los valores obtenidos son los siguientes 485.74 Ton y 93.00 Ton en el nivel 1 y nivel 6 respectivamente y siempre para las dos direcciones.</p>
<p>Primer entrepiso con el doble de altura y muros de cortante en los niveles superiores</p>	<p>El efecto producido es similar al que se produce al configurar columnas de mayor altura en el primer nivel, pero en éste caso el efecto es más drástico, ya que la rigidez del primer nivel es mucho menor que la de los niveles superiores, ocasionando problemas en la forma de vibrar del edificio, ya que los desplazamientos del primer nivel son demasiado grandes al comparar con el desplazamiento de los niveles superiores, por lo que la estructura ya no vibraría como un péndulo invertido. También las columnas del primer nivel se ven muy afectadas por la flexión, debido a su gran longitud. Este criterio se analizó en la sección 4.5.7.4-III en donde según los resultados obtenidos el desplazamiento mayor ocurre en el primer nivel debido a este tipo estructuración siendo estos valores de 17.66 cm y 23.32 cm en la dirección “X” y “Y” respectivamente, teniendo estos un aumento de 17.47 cm y 23.24 cm en “X” y “Y” respectivamente, comparado con los resultados del modelo a base de marcos y paredes de concreto los cuales fueron los siguientes 0.19 cm y 0.08 cm en “X” y “Y” respectivamente. Estos resultados han sido debido a la estructuración discontinua de los muros de cortante.</p>

<p>Discontinuidad horizontal en los marcos</p>	<p>Con este tipo de configuración se tienen problemas con las excentricidades del edificio, además es difícil hacer una correcta distribución del cortante basal en la altura del edificio ya que se han incorporado nuevos niveles los cuales no están en toda la planta de la estructura. Finalmente, se pueden producir daños por columna corta en aquellos elementos donde se da la discontinuidad horizontal de los marcos. Según los resultados obtenidos en la sección 4.5.7.4.-IV, los valores de las excentricidades más desfavorables se dan en nivel 1 los cuales son 23.57 cm y 1620.88 cm en la dirección “X” y “Y” respectivamente, dando como resultado el momento torsor máximo en la dirección “X” con un valor de 8082.36 ton-m, comparando estos valores con el modelo bien estructurado el momento torsor en el nivel 1 tiene un valor de 202.55 en la dirección “X”, comparando estos valores se obtiene un aumento 40 veces el momentos del modelo bien estructurado. Este cambio es producido por la falta de continuidad de cada uno de los niveles en toda la planta.</p>
<p>Columnas del primer entrecapso a diferente nivel</p>	<p>Se tienen problemas de concentración de esfuerzos por flexión en las columnas más largas, debido a la flexibilidad que éstas presentan. También se ven afectadas las excentricidades, ya que se pierde rigidez en los ejes con columnas más largas, entonces el centro de rigidez se aleja de estos ejes, produciendo excentricidades que aumentan los momentos torsores producidos por los efectos sísmicos. El edificio con este tipo de variación se evaluó en la sección 4.5.7.4-V, tomando el mayor efecto que este tipo de configuración presenta, será con respecto al mayor momento torsor y este se tiene en el nivel 1 que es donde se ha dado el cambio en la configuración ocasionando un momento torsor de 1114.10 Ton-m en la dirección y, mientras que en el modelo bien estructurado el valor para este nivel es de 4.27 Ton-m.</p>
<p>Discontinuidad en muros de cortante</p>	<p>El principal problema que se obtiene en ésta configuración es la forma en que vibra la estructura, ya que al incorporar paredes de cortante sólo en algunos ejes y no de forma continua, se tienen grandes diferencias de rigidez de un nivel a otro, lo que ocasiona que el edificio ya no se comporte como un péndulo invertido. También se puede provocar asimetría en la rigidez en planta, según la forma en que se distribuyen las paredes de cortante. Tales efectos se analizaron en la sección 4.5.7.4-VI, en donde el mayor efecto es con respecto al desplazamiento que la estructura presenta ya que para el nivel 1 se tiene 0.40 cm y 0.56 cm, en el nivel 2 0.47cm y 0.73 cm y en el nivel 3 0.39cm 0.50 cm en la dirección “X” y “Y” respectivamente, dando como resultado que el edificio ya no se comporte como un péndulo invertido ya que los desplazamientos aumentan y disminuyen en cada uno de los niveles pero no de forma uniforme. Según el edificio bien estructurado a base de marcos y paredes de corte este presenta un comportamiento diferente ya que el nivel 1 se tienen 0.19cm y 0.08cm, en el nivel 2 0.28cm y 0.12 cm, en el nivel 3 0.29 cm y 0.17 cm en la dirección “X” y “Y” respectivamente, observando estos valores se ve que los desplazamientos se comportan de una forma gradual, lo cual hace que el edificio se comporte como un péndulo invertido.</p>