

SEP

SES

DGEST



TECNOLOGICO NACIONAL DE MEXICO CAMPUS INSTITUTO TECNOLÓGICO DE TIJUANA

APUNTES:

DISEÑO ESTRUCTURAL INTEGRADO

M.C.A. B. ALEJANDRA SANCHEZ AGUIRRE
PRESIDENTE DE LA ACADEMIA

NOMBRE DEL DOCENTE:
MARTINEZ LEON RENE

M.C. ARTURO LICONA MARTINEZ

MA Jose Manuel Alonso Reyes

M.C. Jesus Alonso Velarde Gil Lamadrid

Tijuana, B.C. agosto de 2021

Índice general

1.1 FUNCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	8
1.2 FORMAS ESTRUCTURALES MÁS COMUNES	11
1.3 SISTEMAS DE PISO Y TECHO	19
1.4 TIPOS DE ESTRUCTURACIÓN EN EDIFICIOS	21
1.5 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	24
1.6 ANÁLISIS DE CARGAS	27
2 SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	36
2.1 MARCOS RÍGIDOS. OMF, IMF, SMF, CBMF, EBMF, MARCOS DÚCTILES.	36
2.2 MUROS DE CARGA, MUROS DE CORTANTE	45
2.3 SISTEMAS DUALES	49
2.4 DIAFRAGMAS HORIZONTALES Y VERTICALES	55
2.5 SISTEMAS RESISTENTES A CARGAS LATERALES.....	59
2.6 CONFIGURACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SU INFLUENCIA A LA RESPUESTA SÍSMICA	66
3 PROYECTO 1: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO	85
3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	85
3.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS, DISEÑO Y ESTRUCTURACIÓN.....	86
3.3 ANÁLISIS DE CARGAS Y PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS.....	88
3.4 MODELADO MATEMÁTICO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL	95
3.5 DISEÑO ESTRUCTURAL	112
3.6 MEMORIA DESCRIPTIVA DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS.	119
3.7 ESPECIFICACIONES Y DETALLES CONSTRUCTIVOS ESTRUCTURALES	125
4 PROYECTO 2: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO.....	131
4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	131
4.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS, DISEÑO Y ESTRUCTURACIÓN.	131
4.3 ANÁLISIS DE CARGAS Y PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	132
4.4 MODELADO MATEMÁTICO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL	134
4.5 DISEÑO ESTRUCTURAL	170
4.6 MEMORIA DESCRIPTIVA DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS.	181
4.7 ESPECIFICACIONES Y DETALLES CONSTRUCTIVOS ESTRUCTURALES	186
REFERENCIAS	190

Índice de ilustraciones

Ilustración 1. Tipos de esfuerzos	10
Ilustración 2. Estructuras Trianguladas	12
Ilustración 3. Estructuras Funiculares.....	13
Ilustración 4. Sistemas de cables	14
Ilustración 5. Sistemas de membranas	14
Ilustración 6. Esfuerzos en sistemas de membranas	15
Ilustración 7. Estructura Plegadas	15
Ilustración 8. Esfuerzos en Estructuras Plegadas.....	16
Ilustración 9. Esfuerzos en sistemas laminares plegados	17
Ilustración 10. Estructuras laminadas esféricas.....	17
Ilustración 11. Estructura laminada soportada por arcos.....	18
Ilustración 12. Esfuerzos en sistemas verticales.....	18
Ilustración 13. Diafragma rígido	19
Ilustración 14. Diafragma flexible.....	20
Ilustración 15. Deformación lateral de diafragma rígido y de diafragma flexible	20
Ilustración 16. Forma en planta de edificaciones	21
Ilustración 17. Fuerzas verticales y horizontales en edificios	21
Ilustración 18. transmisión de cargas	29
Ilustración 19. Cargas laterales en marcos	39
Ilustración 20. Tipos de sistemas resistentes a cargas laterales	40
Ilustración 21. Dispositivos resistentes a pandeo lateral	42
Ilustración 22. Marcos excéntricamente arrostrados.....	42
Ilustración 23. Link en ERBR	43
Ilustración 24. Marcos concéntricamente arrostrados.....	43
Ilustración 25. Capacidad de disipación de energía.....	44
Ilustración 26. concentración de esfuerzos en muros de corte	46
Ilustración 27. <i>Diagrama de interacción de muro rectangular</i>	47
Ilustración 28. Cimentación de muros y columnas	48
Ilustración 29. Muros de cortante	48
Ilustración 30. Modelo puntal-tensor en zonas panel	49
Ilustración 31. Diseño de Elementos de borde especiales y ordinarios sin sección crítica	49
Ilustración 32. Marcos arrostrados	51
Ilustración 33. Deformación de marcos y muros acoplados	55
Ilustración 34. Muros ante fuerzas en su plano	56
Ilustración 35. Muros ante fuerzas en su plano (inverso).....	57
Ilustración 36. Muros ante fuerzas fuera de su plano	58
Ilustración 37. Deformación de una estructura apórticada ante a cargas laterales	59
Ilustración 38. Deformación de una estructura aporticada sin arrostrar y arrostrada	60
Ilustración 39. Pantallas acopladas	61
Ilustración 40. Deformación lateral	62

Ilustración 41. Deformada típica estructura en tubo	64
Ilustración 42. Estructura tubo en tubo	64
Ilustración 43. Deformación tubo múltiple	65
Ilustración 44. Tubo arrostrado	66
Ilustración 45. Errores de estructuración	67
Ilustración 46. Requisitos de una buena estructuración	67
Ilustración 47. Formas en planta y elevación inadecuadas	68
Ilustración 48. Modo propenso de falla a torsion	68
Ilustración 49. Falta de continuidad en columnas	69
Ilustración 50. Desempeño frágil y dúctil	70
Ilustración 51. Combinación de elementos flexibles con elementos rígidos	71
Ilustración 52. Vulnerabilidad estructural	72
Ilustración 53. Ejemplos reales de irregularidades verticales. Cambios bruscos de masa y rigidez	73
Ilustración 54. Casos que pueden generar columnas y pisos débiles	73
Ilustración 55. Pisos débiles	74
Ilustración 56. Modelo de edificaciones con planta baja libre	74
Ilustración 57. Falla por planta baja libre	74
Ilustración 58. Daño estructural por planta débil conllevó a la inutilización del edificio.....	75
Ilustración 59. Colapso total de la planta baja del edificio.	75
Ilustración 60. Flujo de fuerzas laterales	75
Ilustración 61. Reforzamiento de planta débil con Cruces de San Andrés	76
Ilustración 62. Típica grieta originada en tabiquerías por eventos sísmicos	78
Ilustración 63. Mala estructuración.....	78
Ilustración 64. Buena estructuración	79
Ilustración 65. Caída del concreto y grieta horizontal en muro de cortante	79
Ilustración 66. Falla por cortante en muros de carga	80
Ilustración 67. Asimetrías que causan efectos torsionales.	80
Ilustración 68. La estructura tiende a deformarse con respecto al punto de mayor rigidez	81
Ilustración 69. Edificaciones vulnerables por losas a desnivel entre ellos (golpeteo)	82
Ilustración 70. Evitar en edificios.....	82
Ilustración 71. Colapso total de pisos superiores	83
Ilustración 72. Columnas cortas	83
Ilustración 73. Deformación de columnas cortas respecto a las demás	84
Ilustración 74. Falla de columna corta (fotos típicas de instituciones educativas)	84
Ilustración 75. Falla típica de columna corta	85
Ilustración 76. Vista renderizada	86
Ilustración 77. Elevación del edificio con respecto a la dirección Y.	87
Ilustración 78. Elevación del edificio con respecto a la dirección X.....	87
Ilustración 79. Espectro de diseño	95
Ilustración 80. Interfaz del ETABS.....	95
Ilustración 81. Definir grillas.....	96
Ilustración 82. Definir propiedades	97

Ilustración 83. Definir decks	97
Ilustración 84. Propiedades del deck.....	98
Ilustración 85. Definir diafragmas	98
Ilustración 86. Definir espectro	99
Ilustración 87. Espectro de diseño en ETABS.....	100
Ilustración 88. Definir patrones de carga	101
Ilustración 89. Definir combinaciones de carga.....	101
Ilustración 90. Definición de cargas.....	102
Ilustración 91. Verificación de errores en el modelo.....	102
Ilustración 92. Ajuste para eliminar errores	103
Ilustración 93. Notificación de errores encontrados	104
Ilustración 94. Preferencias de diseño	104
Ilustración 95. Demanda / capacidad	105
Ilustración 96. Verificación de las derivas de la estructura	106
Ilustración 97. Verificación numérica de las derivas de la estructura.	106
Ilustración 98. Participación de carga modal estática y dinámica	107
Ilustración 99. Periodo estructural.....	107
Ilustración 100. Compresión, tracción, y momentos flexionantes en columna tipo.....	112
Ilustración 101. Relación demanda/capacidad de columna típica en ETABS.....	118
Ilustración 102. Soldadura de bisel	129
Ilustración 103. Componentes estructurales de un edificio	134
Ilustración 104. Flujo de fuerzas.....	134
Ilustración 105. Inicialización del Modelo.	135
Ilustración 106. Planta típica de pisos	136
Ilustración 107. Configuración de la geometría.....	136
Ilustración 108. Ejes en Planta	137
Ilustración 109. Dimensiones en los Pisos	137
Ilustración 110. Edición de las alturas de entrepisos.....	138
Ilustración 111. Selección de solo ejes	139
Ilustración 112. Modelado de ejes del Edificio.....	139
Ilustración 113. Calculadora CSI	140
Ilustración 114. Conversión de Unidades	140
Ilustración 115. Resistencia de concreto	141
Ilustración 116. Propiedades del Concreto en ETABS.....	142
Ilustración 117. Cuadro de dialogo para definir el Acero	143
Ilustración 118. Cuadro de dialogo para definir el material Albañilería	144
Ilustración 119. Columna C1 100x60	145
Ilustración 120. Columna 3 70x60	145
Ilustración 121. Viga 30x60	146
Ilustración 122. Viga 40x60	146
Ilustración 123. Definición de elementos tipo área usando el editor de secciones.....	147
Ilustración 124. Definición de elementos tipo área usando menu de propiedades	147

Ilustración 125. Dibujo de las Vigas y columnas	148
Ilustración 126. Dibujo de Nudos ficticios para ayudarnos a modelar los muros	148
Ilustración 127. División de los elementos frames acorde al correcto comportamiento	149
Ilustración 128. Generación de los Muros.....	149
Ilustración 129. Discretización de los Muros	150
Ilustración 130. Generación de la Escalera.....	151
Ilustración 131. Asignación de las losas.....	152
Ilustración 132. Definición de elementos tipo área.....	152
Ilustración 133. Vista del modelo final en 3D	153
Ilustración 134. Definición de los casos de carga muerta y asignación de esta	154
Ilustración 135. Carga viva	154
Ilustración 136. Definición de los casos de carga viva y asignación de esta según los casos.....	155
Ilustración 137. Definición de la fuente de masa a considerar	156
Ilustración 138. Se ha definido un espectro de respuesta a partir de ETABS	157
Ilustración 139. Tres grados de libertad por cada piso = 63 modos	158
Ilustración 140. Sismos Dinámicos en X y en Y	158
Ilustración 141. Casos de Carga de Sismo Dinámicos según el Espectro de Respuesta.....	159
Ilustración 142. Respuesta Espectral en dirección X-X:	159
Ilustración 143. Respuesta Espectral dirección X-X al 100% y 2/3 en la dirección gravitacional	160
Ilustración 144. Respuesta Espectral en dirección Y-Y:	161
Ilustración 145. Respuesta Espectral dirección Y-Y al 100% y 2/3 en la dirección gravitacional	162
Ilustración 146. Analysis Options – Full 3D Space Frame	163
Ilustración 147. Run Now	164
Ilustración 148. Periodos fundamentales T1= 1.67seg y T2= 0.922 seg longitudinales	164
Ilustración 149. Formas de modo predominante en la estructura	165
Ilustración 150. Peso sísmico	165
Ilustración 151. Control de las derivas del Edificio	169
Ilustración 152. Datos de diseño	170
Ilustración 153. Vista transversal de viga	172
Ilustración 154. Fuerzas Cortantes de Diseño y Diseño del Refuerzo Transversal.....	173
Ilustración 155. diagrama de interacción en columnas	177
Ilustración 156. Sección transversal de columnas	181
Ilustración 157. Diagrama de flujo de vigas simplemente reforzadas	183
Ilustración 158. Curvas Interacción Momento-Fuerza Axial para columnas.....	185
Ilustración 159. Tipos de columnas	186
Ilustración 160. Arreglo de estribos	187
Ilustración 161. Detalles del refuerzo en trabes.....	188
Ilustración 162. Detalles de refuerzo en interseccion de trabes	189
Ilustración 163. Detalles de refuerzo en escaleras	189

Índice de tablas

Tabla 1. Pesos volumétricos de materiales	28
Tabla 2. Cargas vivas para edificaciones.....	30
Tabla 3. Hundimientos diferenciales	34
Tabla 4. Tipos de marcos rígidos	41
Tabla 5. Sistemas estructurales.....	45
Tabla 6. Sistemas duales	53
Tabla 7. Sistemas duales (continuación)	54
Tabla 8. Fallas comunes por sismos	77
Tabla 9. Sobrecarga en estacionamiento	88
Tabla 10. Sobrecarga en entrepiso tipo.....	88
Tabla 11. Sobrecarga en azotea	89
Tabla 12. Sobrecarga en muro cortina	89
Tabla 13. Carga viva	89
Tabla 14. Peso por nivel según ETABS	90
Tabla 15. Relación de área de cada piso de sus elementos resistentes verticales	90
Tabla 16. Verificación de rigidez por piso en dirección X.	91
Tabla 17. Verificación de rigidez por piso en dirección Y.....	91
Tabla 18. Resistencia al corte por piso en dirección X.....	92
Tabla 19. Resistencia al corte por piso en dirección Y	92
Tabla 20. Centro de Masa y Rigidez por piso.....	93
Tabla 21. Excentricidad en eje Y.	93
Tabla 22. Excentricidad en eje X.....	93
Tabla 23. Tabla de Resumen de cumplimiento de condiciones de regularidad	94
Tabla 24. Parámetros sísmicos	108
Tabla 25. Modos de vibración y periodos.....	109
Tabla 26. Cortante basal.....	110
Tabla 27. Análisis del desplazamiento en la dirección X.	111
Tabla 28. Análisis del desplazamiento en la dirección Y	111
Tabla 29. Cargas unitarias	124
Tabla 30. Cargas laterales por sismo	125
Tabla 31. Resistencias del concreto.....	126
Tabla 32. Datos del proyecto.....	132
Tabla 33. Factores de Reducción según el ACI	133
Tabla 34. Factor de Escala en las direcciones X e Y	166
Tabla 35. Peso de la estructura $P_t=7235.54$ Ton	166
Tabla 36. Verificación de las derivas en X.....	167
Tabla 37. Verificación de las derivas en Y	168
Tabla 38. Elementos mecánicos para diseño.....	173
Tabla 39. Elementos mecánicos para diseño de trabes.....	175
Tabla 40. Datos para diagramas de interacción	176

1 criterios de estructuración

1.1 función de las estructuras

Una estructura en principio se diseña para soportar cargas, es esta la principal función de toda estructura ya que las cargas siempre están presentes: gravedad, viento, sismo, nieve, hidrostáticas, empuje de tierras, etc. Es fundamental que las estructuras no se deformen, ya que, si esto ocurriese, podrían colapsar si los esfuerzos son muy grandes. Una estructura debe proteger la vida humana, ante todo, y los contenidos del edificio, según su uso, por ejemplo, los equipos médicos de un hospital de especialidades.

La estructura debe ser un conjunto estable de elementos resistentes de una construcción con la finalidad de soportar cargas y transmitir las, para llevar finalmente estos pesos o cargas al suelo, esto es, un conjunto capaz de recibir cargas externas, resistirlas internamente y transmitir las a sus apoyos.

El suelo es por último quien recibe todos los efectos producidos por estas fuerzas. La estructura tendrá entonces forma y dimensiones, constituida por un material apto para resistir (concreto, madera, acero, etc.), y tendrá presente la existencia de vínculos entre los distintos elementos que la componen.

Factores para tener en el proyecto de una estructura:

- economía: con racionalización modulada del proyecto de la obra y como regla general descargas al terreno de las acciones actuantes lo más directas posibles con el menor recorrido.
- resistencia: a través de adecuadas dimensiones de los elementos estructurales para poder absorber los esfuerzos al que están sometidos.
- durabilidad: será mayor que los demás componentes de la construcción.
- estética: agradable a la vista, sobre todo en los casos en que quedará expuesta en su totalidad por cuestiones de proyecto.

Análisis estructural. Es la parte de la mecánica que estudia las estructuras, consistiendo este estudio en la determinación de los esfuerzos y deformaciones a que quedan sometidas, por la

acción de agentes externos (cargas gravitatorias, fuerzas sísmicas, de vientos, variaciones térmicas, etc.)

Las estructuras deben ser lo más ligeras posibles, dentro de lo que cabe, es esta una regla casi general, con sus excepciones. Si la estructura fuese muy pesada, podría causar incremento innecesario en los elementos estructurales, inclusive los cimientos, y las fuerzas inerciales, en caso de sismo, por ejemplo, jugarían en contra de la misma estructura, pudiendo estar sujeta al vuelco o falla catastrófica.

Las estructuras se forman por partes, por la unión de diferentes clases de elementos estructurales debidamente colocados. De esta forma se construyen puentes, edificios, naves industriales, etc. A las partes se les suele denominar por su forma: elementos lineales o barras (columnas, vigas) y elementos área (losas, muros).

Solicitaciones que soportan los elementos que componen las estructuras, todos ellos son sujetos a fuerzas como:

- Tensión: Si sobre los extremos de un cuerpo actúan dos fuerzas opuestas que tienden a estirarlo (tirantes y los tensores)
- Compresión: Si sobre los extremos de un cuerpo actúan dos fuerzas opuestas que tienden a comprimirlo (columnas, zapatas)
- Flexión: Si sobre un cuerpo actúan fuerzas que tienden a doblarlo (vigas, cerchas)
- Torsión: Si sobre un cuerpo actúan fuerzas que tienden a girarlo o retorcerlo (vigas, losas)
- Cortadura o cizalladura: Si sobre un cuerpo actúan fuerzas que tienden a cortarlo o desgarrarlo (vigas, columnas, muros)

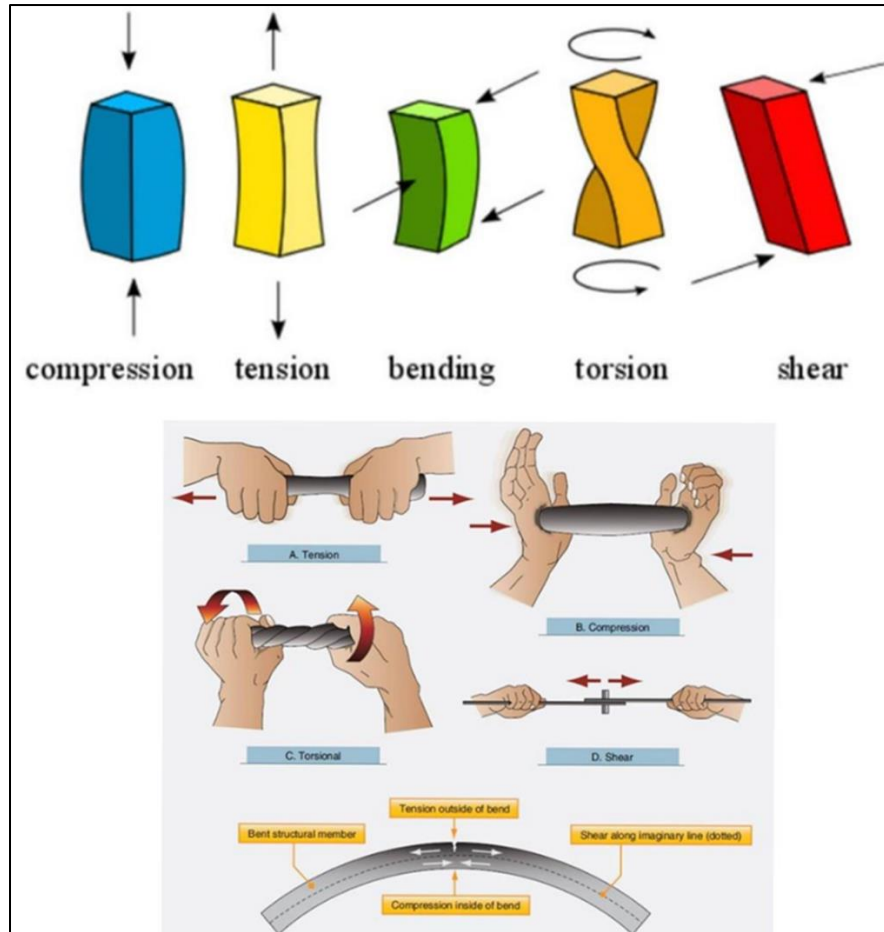


Ilustración 1. Tipos de esfuerzos

La ingeniería estructural es una rama de la ingeniería civil que se encarga de la investigación, planificación, análisis, diseño, construcción, inspección, evaluación, monitoreo y rehabilitación de estructuras tales como puentes, edificios, túneles entre otras obras civiles.

Realizar un análisis estructural implica contar con una estructura resistente para así evitar un colapso, además de contar con un diseño económico al no estar sobredimensionada, seleccionando los materiales, establecer los tipos de uniones de la estructura, así como su anclaje al cimiento y finalmente, al apoyo en el suelo. Se debe evaluar el efecto de las cargas que actúan sobre la estructura como lo son el peso muerto, peso de equipos, carga de sismo entre otras, realizar los planos de construcción y especificaciones de los materiales y efectuar una correcta supervisión de la construcción.

Algunos programas de cómputo que son de suma importancia para el desarrollo de los planos de construcción, cálculo y diseño de estructuras son: Solid Works, SAP2000, AutoCAD, ETABS, Staad Pro, entre otros, ellos nos ofrecen los datos para realizar los planos y las especificaciones de construcción realizados deben contener la especificación de los materiales, así como la cuantificación de estos, el tipo de unión, medidas y diseño de la estructura.

Los beneficios de contratar a una firma de ingeniería especialista en diseño estructural son:

- Evita errores en el diseño de la cimentación, que puede derivar en hundimientos de toda la estructura.
- Evita errores de dimensionamiento de estructuras.
- En el mejor de los casos sobredimensionamiento de elementos, lo que representa un sobre costo en material, mano de obra, insumos, mayor tiempo de entrega, mayor carga.
- En el peor de los casos, podría existir sub-dimensionamiento de elementos, lo que representa un riesgo para el patrimonio de la empresa, o para las personas que utilicen la estructura.
- La ingeniería estructural manejada por especialistas da claridad para la toma de decisiones en el largo plazo, en el caso que se requiera ampliación de la capacidad productiva o cambios en el proceso preparando a la empresa para el futuro. Otro beneficio es que las estructuras serán siempre homogéneas y estandarizadas, con el cumplimiento de normatividad interna, nacional e internacional.

1.2 formas estructurales más comunes

Las formas estructurales más comunes, por su uso son: muros de contención, presas, depósitos, recipientes, muelles, puentes, cubiertas, naves industriales, chimeneas, torres, edificios, iglesias, estadios, etc. Para algunos de ellos, los sistemas de piso usualmente son losas en una y en dos direcciones, losas planas, losas aligeradas, prefabricados y postensadas.

En edificación, los distintos tipos de estructuración son: marcos rígidos o pórticos, muros de carga, muros de cortante, núcleos de rigidez, elementos de suspensión, prefabricación, etc. Se puede clasificar las diferentes formas estructurales en base a las características más significativas de cada uno de los sistemas estructurales considerados:

- Estructuras trianguladas
- Estructuras funiculares
- Estructuras laminadas
- Estructuras verticales

Estructuras trianguladas. Este sistema estructural tiene como una de sus principales características la descomposición de fuerzas en tensión o compresión puras. Otro aspecto importante es son sistemas estructurales muy rígidos.

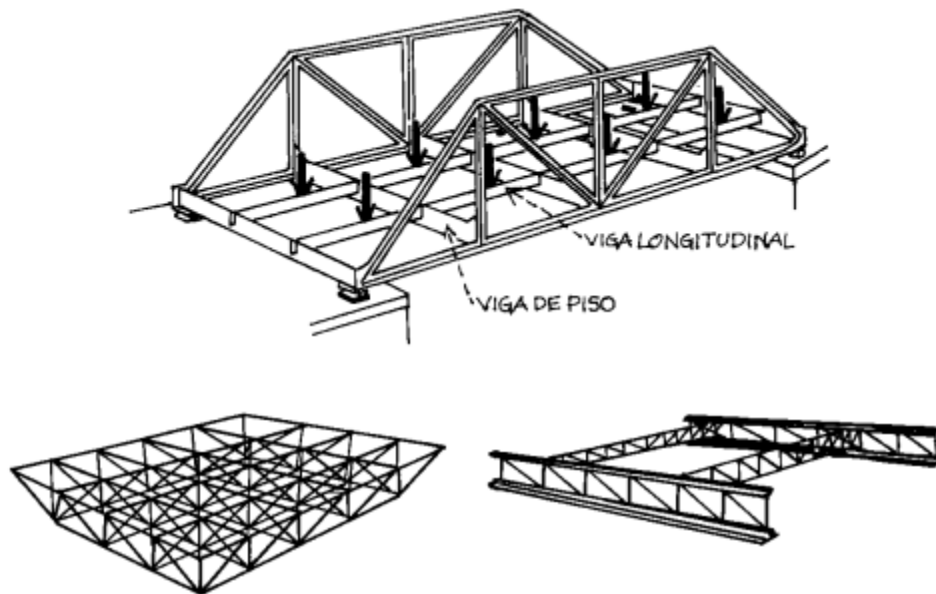


Ilustración 2. Estructuras Trianguladas

Estructuras funiculares. Este tipo de sistemas estructurales poseen conducción lineal de fuerzas a través de la forma funicular, ya sea por tensión o por compresión lineal. Pueden ser rígidas o flexibles dependiendo su sustentación.

Sistema de cables. El cable es el elemento estructural que reúne las características necesarias para determinar el funicular para cada tipo de carga que se le aplique a una estructura, ya que

se define como un elemento lineal de escasa sección transversal y flexible. Esta característica lo hace apto para acomodarse a cualquier tipo de carga, ya que puede cambiar su forma de acuerdo con las cargas aplicadas.

Naturalmente esto se logra siempre que el cable esté suspendido para poder aplicarle las cargas, ya que la única manera en que puede trabajar es a tensión simple. Debido a su falta de rigidez no puede producirse en él compresión, ni mucho menos flexión. Los cables se usan con frecuencia para soportar cargas en claros grandes como en el caso de los puentes colgantes y de los techos de edificios grandes y abiertos. Las cargas aplicadas son transmitidas a los anclajes del cable a través del cable, por tensión.

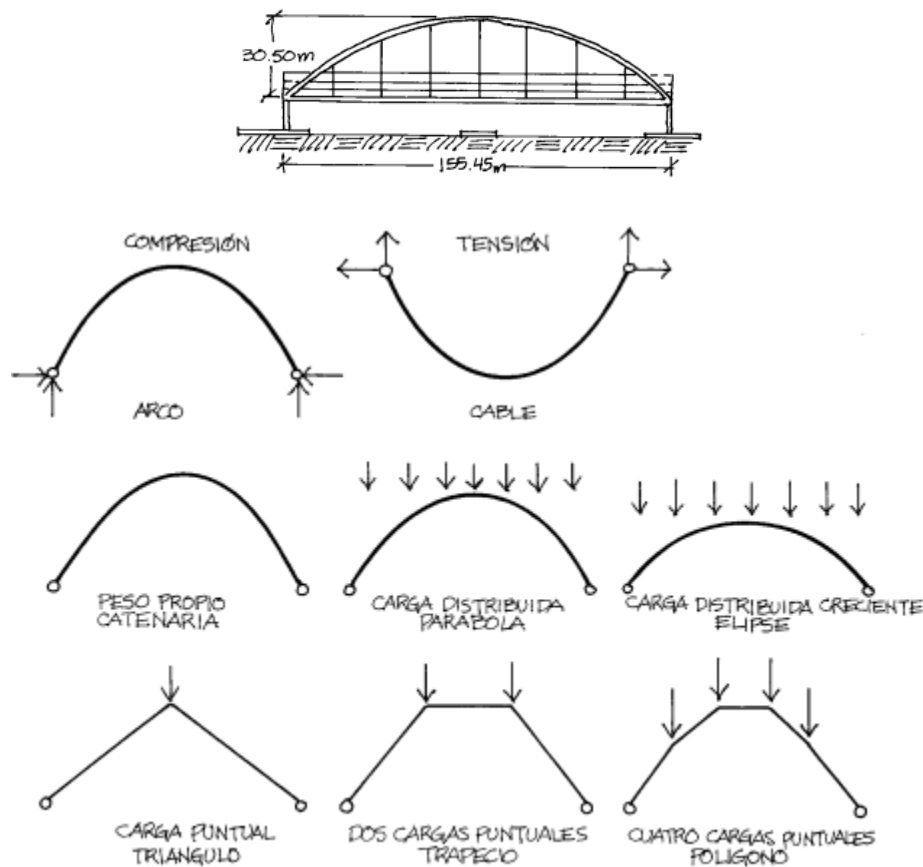


Ilustración 3. Estructuras Funiculares

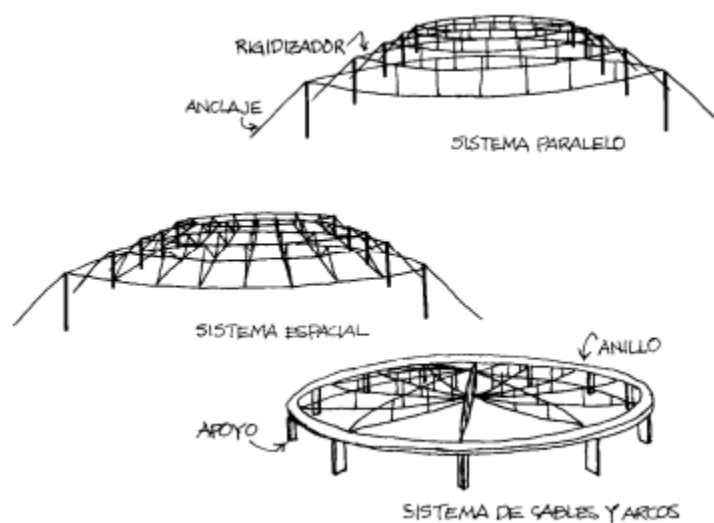


Ilustración 4. Sistemas de cables

Estructuras de membranas. Estos sistemas estructurales conducen las fuerzas superficialmente por tensión; son flexibles y necesitan también de tensión absoluta para trabajar correctamente.

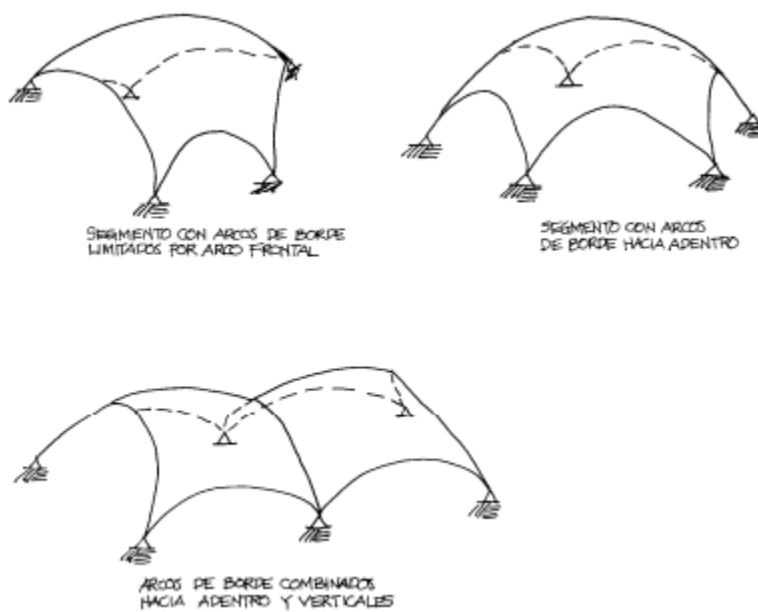


Ilustración 5. Sistemas de membranas

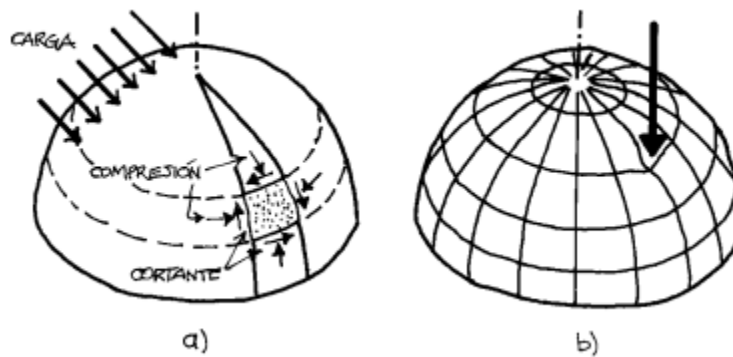


Ilustración 6. Esfuerzos en sistemas de membranas

Estructuras laminadas. Estos sistemas estructurales conducen las fuerzas superficialmente a través de la forma de la superficie dando así rigidez. Las láminas plegadas son eficientes en estructuras (tales como techos) donde las cargas están distribuidas de manera uniforme y las formas irregulares son apropiadas.

La capacidad de carga de una estructura de superficie plana y delgada está limitada a aplicaciones de pequeña escala. Su resistencia y rigidez se puede incrementar drásticamente doblándola, lo que a su vez incrementa la efectividad de su peralte y, por consiguiente, su resistencia a la flexión. Una lámina plegada es una estructura de superficie plana doblada que transfiere cargas a los soportes principalmente por tensión, compresión y cortante, con la flexión ocurriendo sólo entre los dobleces en la superficie del plano.

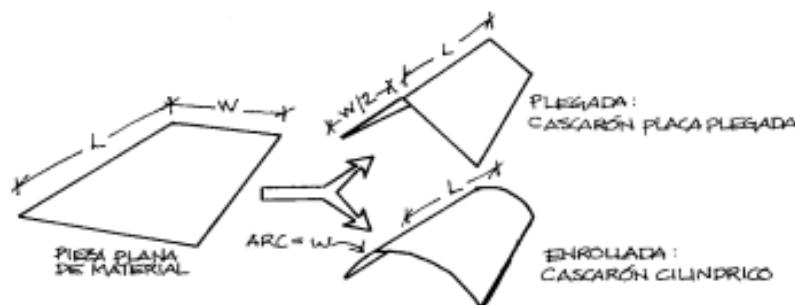


Ilustración 7. Estructura Plegadas

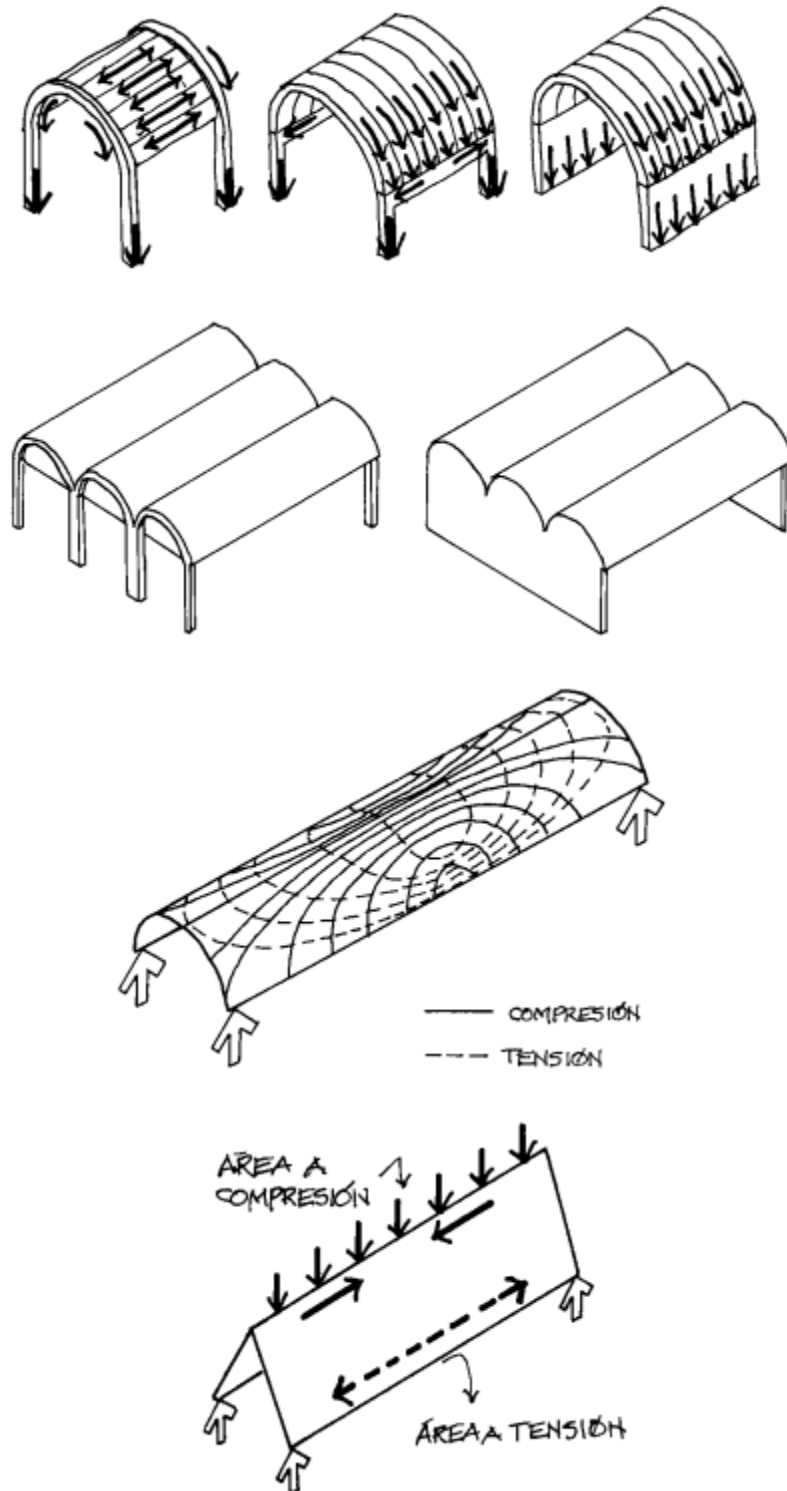


Ilustración 8. Esfuerzos en Estructuras Plegadas

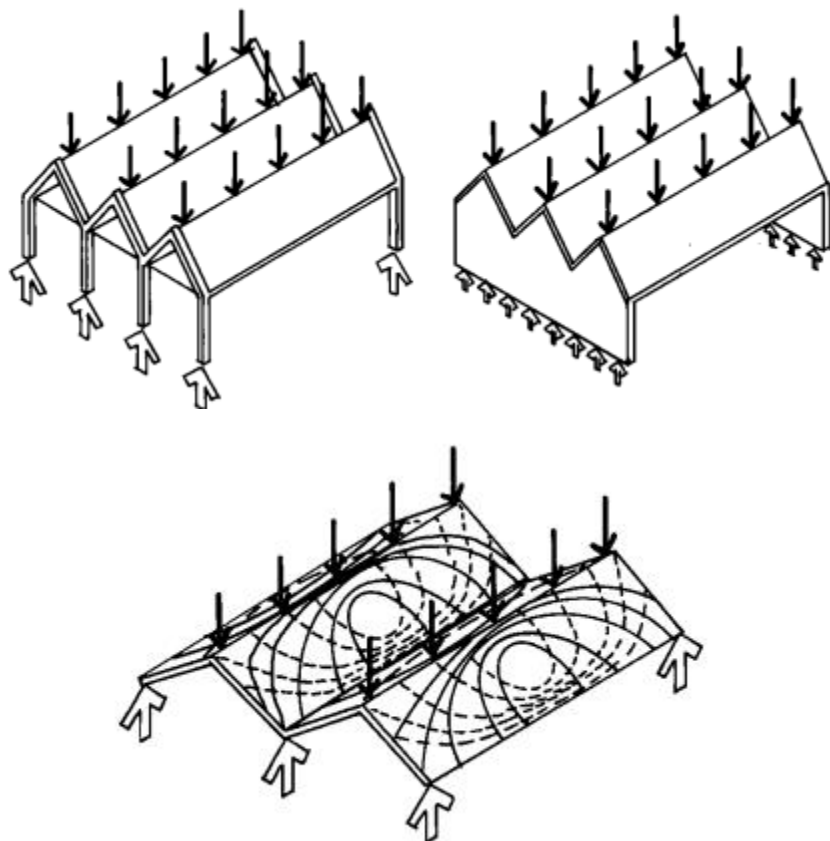


Ilustración 9. Esfuerzos en sistemas laminares plegados

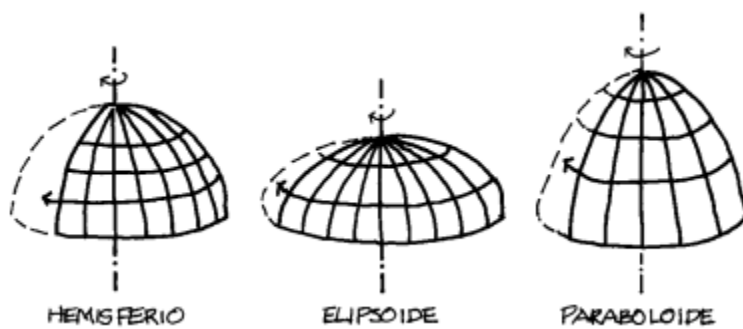


Ilustración 10. Estructuras laminadas esféricas

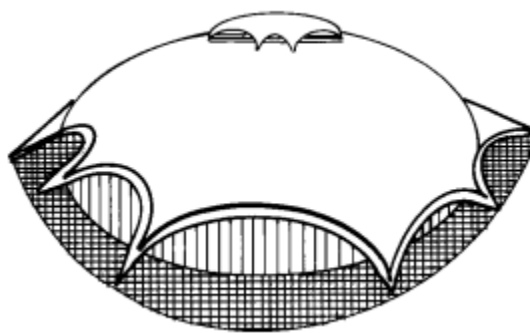


Ilustración 11. Estructura laminada soportada por arcos

Estructuras verticales. Estos sistemas estructurales transmiten las cargas desde planos a elevada altura del suelo por diversos mecanismos, siendo los más comunes: marcos rígidos o pórticos (estructuras aporticadas), muros de carga, muros de cortante, etc.

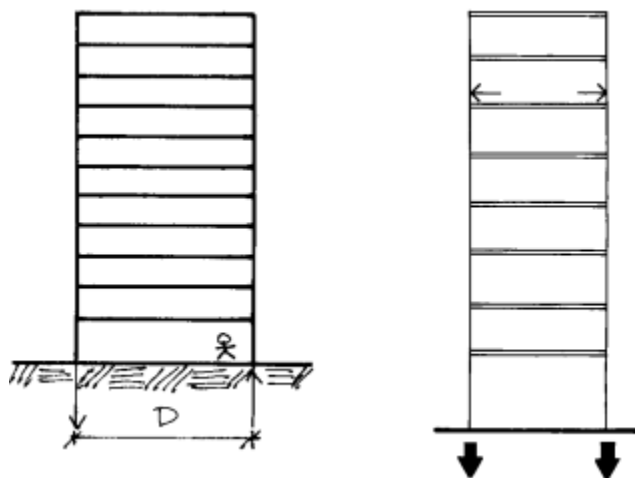


Ilustración 12. Esfuerzos en sistemas verticales

1.3 sistemas de piso y techo

Los sistemas de piso o techo deberán estar diseñados para transmitir las fuerzas horizontales a los elementos que proporcionan la resistencia lateral en la dirección de análisis.

En general, toda construcción cuenta con sistemas verticales y horizontales que soportan las cargas gravitacionales e inerciales y con elementos denominados diafragmas que ligan la estructura y transfieren las fuerzas inerciales hacia los marcos y muros estructurales, como se observa en las figuras siguientes. Con lo anterior, se logra tener una estructura estable y trayectorias para las caras laterales de forma adecuada hasta el nivel de cimentación. Una hipótesis de diseño es considerar que los sistemas de piso y techo cumplen con la función de diafragma, además de transmitir la carga gravitacional. Dependiendo de la forma en que se distribuye la fuerza lateral, los diafragmas se dividen en rígidos y flexibles.

Se procurará que los pisos y techos constituyan diafragmas rígidos en su plano, de manera que las fuerzas sísmicas se transmitan a los distintos elementos resistentes en forma proporcional a su rigidez. En general se considerarán que funcionan como diafragmas rígidos: las losas macizas de concreto, las losas aligeradas de concreto con un firme de por lo menos 5 cm de espesor y los sistemas metálicos o de madera adecuadamente arriostrados en su plano. Cuando se empleen sistemas que no constituyen diafragmas rígidos en su plano, cada elemento estructural resistente a cargas laterales deberá diseñarse para soportar las fuerzas de inercia que se originan en la porción del sistema de piso que le sea tributaria, de acuerdo con la trayectoria que deben seguir dichas fuerzas de inercia.

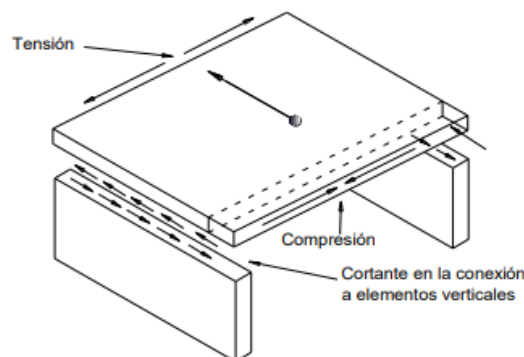


Ilustración 13. Diafragma rígido

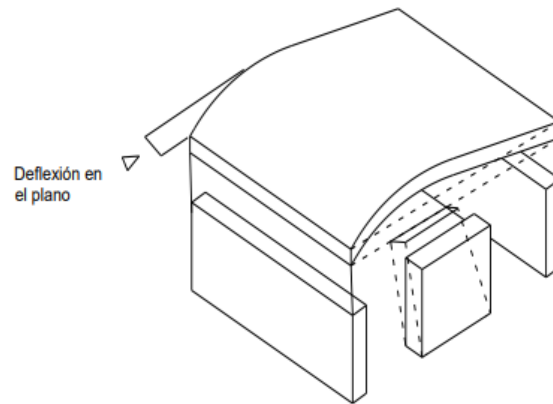


Ilustración 14. Diafragma flexible

Diafragmas rígidos. Como su nombre lo indica, son elementos altamente rígidos en su plano ante las cargas laterales impuestas. Las fuerzas se distribuyen en su plano y, además, se considera que la deformación producida por dichas cargas en todos los puntos es la misma.

Esencialmente actúan como una placa de piso sujeta a fuerzas de flexión y de corte transmitidas a los elementos de resistencia lateral según su rigidez. En estos casos se considera que el diafragma posee mayor rigidez que los elementos a los cuales transfiere la carga lateral.

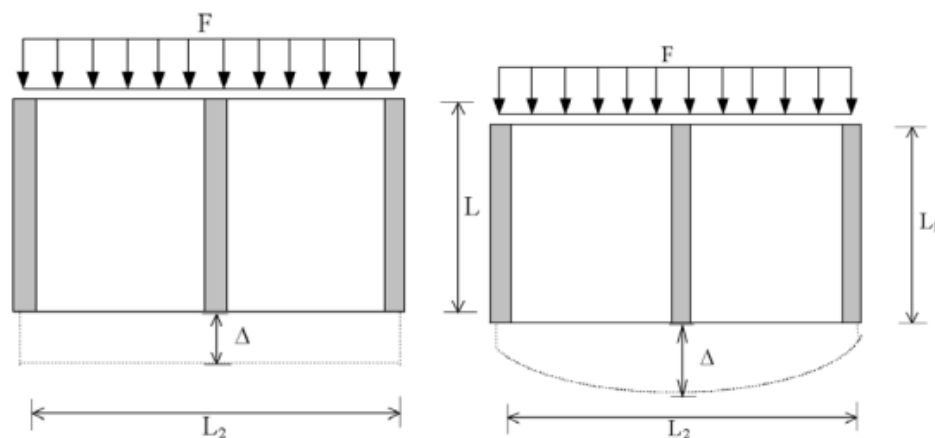


Ilustración 15. Deformación lateral de diafragma rígido y de diafragma flexible

Diafragmas flexibles. Son aquellos que sufren deformaciones y rotaciones diferentes en cada punto de su plano, como se explica en los párrafos siguientes. En forma sencilla, la fuerza horizontal es distribuida como lo haría una viga simplemente apoyada o continua, según sea el caso, donde los claros estarían delimitados por los elementos de resistencia

lateral. Para este tipo de diafragma se considera que la rigidez de los elementos de apoyo es mayor que la del mismo diafragma. Esta característica es común encontrarla en edificios donde la relación entre largo y ancho de la planta es mayor de dos, en sistemas de pisos con relación entre aberturas y área en planta superior a 15% o en plantas irregulares en forma de L, T, Y o similares.

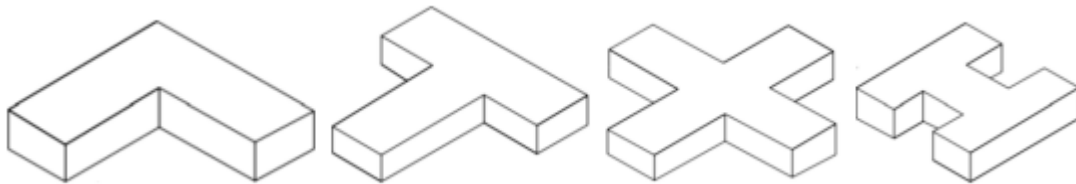


Ilustración 16. Forma en planta de edificaciones

Un diafragma flexible distribuye fuerzas laterales entre elementos resistentes en función de tributación de áreas y no de rigideces relativas, como un diafragma rígido, por lo que amplifica notablemente las demandas de deformación de los elementos resistentes más centrales, además de los más flexibles, estas deformaciones no uniformes producen daño en elementos resistentes en la dirección perpendicular, por lo que éstos fallan fuera del plano.

1.4 tipos de estructuración en edificios

Pre-dimensionamiento. El proceso de diseño de los elementos estructurales es en sí un proceso iterativo en el cual se va probando diferentes dimensiones y cantidades de aceros elegidas, según el criterio del ingeniero estructural, el cual debe de cumplir con los requisitos mínimos que establezcan las diferentes normas. Para hacer mucho más corto este proceso iterativo y a su vez para verificar a grandes rasgos algunos de estos elementos, se utilizan fórmulas de pre-dimensionamiento, para los diferentes elementos estructurales.

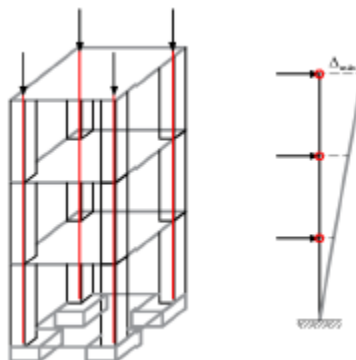


Ilustración 17. Fuerzas verticales y horizontales en edificios

Losas aligeradas. Peralte sugerido $h = L_n/25$ (L_n : lado menor) la cascara o capa de compresión $e \geq 5\text{cm}$. Losas Macizas en una dirección, peralte sugerido $h = L_n/40$. Vigas. Ancho $b = L/20$ (L : longitud) o $h/2$ o $h/3$, ancho $b_{\min} = 25\text{ cm}$, solo para pórticos o elementos sismo resistentes. Peralte $h = L/12$ o $L/10$. Columnas. Área transversal para columnas de concreto, $A = P/0.4 \cdot F'_c$ (P = carga total que soporta la columna).

Vigas diafragmas. Estas son aquellas a las que se les restringe el peralte, sobre todo por consideraciones arquitectónicas, estas son “vigas acostadas” La función principal es soportar y transmitir las cargas distribuidas de los muros divisorios o no portantes a las vigas y de allí a las columnas. Sólo se deben usar cuando se tienen luces cortas (es decir $L < 5\text{ m}$), $b = 2h$ o $b = 3h$.

Criterios utilizados para estructurar. La parte más importante a la hora de diseñar un edificio en lo que respecta a la estructura, es la concepción de cómo, en conjunto funcionará el edificio, es lo que comúnmente llamamos estructuración. Y todo se resume a que un edificio mal estructurado o conceptualizado no se comportará adecuadamente ante un sismo, puesto que, si en conjunto no trabaja bien, mucho menos trabajará de forma adecuada cada elemento. Es en sí la carta representación de un ingeniero estructural, su más grande aporte y el mejor diseño óptimo estructural viene muy de la mano con la estructuración. Existen varios puntos a considerar para comenzar a estructurar, y son:

➤ **Edificio Completo:**

- peso del Edificio
- forma del Edificio en Planta
- forma del Edificio en Elevación
- separación entre Edificios Vecinos

➤ **Elementos del Edificio**

- Se hace la estructuración dependiendo el tipo de cargas asignadas

➤ **Estructuración por Carga Vertical**

- La carga muerta o gravitacional es primero transmitida de las losas a las vigas, de las vigas a las columnas y muros y de ahí a la cimentación.

➤ **Sistemas de Pequeñas Luces o claros**

- losas aligeradas
- losas macizas
- ductos
- diafragmas flexibles
- **Sistemas de Grandes Luces o claros**
 - losas con vigas intermedias o secundarias
 - aligerados armado en dos sentidos
 - losa maciza armada en dos sentidos, apoyado en vigas peraltadas o muros

Estructuración por Carga Sísmica. Las masas acumuladas en cada piso producen aceleraciones en un sismo. En los edificios son modelados cada piso como si se concentraran las masas al nivel de las losas, creándose lo que llamamos “Modelo de Masas Concentradas”. La estructura ideal es utilizar el menor peso en la losa y rigidizar los transmisores verticales en todo el edificio, es decir se puede aumentar placas y muros de albañilería. Transmisores verticales se refiere a Columnas, Muros Estructurales especiales ó Muros Portantes de Albañilería Confinada y Albañilería Armada.

La rigidez mínima exigida por reglamento es en cada dirección con el 100% de sismo actuando en forma independiente, es decir que debe ser lo suficientemente rígida la estructura para soportar un sismo en su 100% en cada dirección.

Sistemas Estructurales para Fuerzas Sísmicas. El sistema estructural resiste las cargas laterales (fuerzas sísmicas o de viento), y su importancia es mayor mientras más alto sea el edificio. Hay tipos de sistemas estructurales resistentes a cargas laterales:

- **Sistema de Pórticos Estructurales** Este Tipo de Sistemas consisten básicamente en pórticos de columnas y vigas.
- **Sistema de Muros Estructurales** El total de las fuerzas laterales son resistidos por los muros estructurales
- **Sistemas Duales** Es la interacción de pórticos y muros estructurales de concreto armado o contra venteos

1.5 criterios generales de diseño

El diseño conceptual de una edificación consiste en la selección de:

- El sistema estructural de la edificación.
- Materiales por utilizar en la edificación.

Para su diseño se podrá optar por:

- Diseño tradicional: Diseño realizado estrictamente de acuerdo con la normativa.
- Diseño basado en desempeño: Diseño en base a un criterio definido del grado de seguridad sísmica, hace posible un diseño diferente a las indicaciones de la normativa, pero de igual manera hace que cumpla y/o supere los requisitos de este.

El diseño por Desempeño hace referencia al concepto de **Objetivo de Desempeño** (Es una declaración del desempeño esperado del edificio condicionado a que sobre el mismo edificio se sujete a una carga en particular.), es así como el TBI “Tall Building Initiative” (2010) en su artículo “Lineamientos en el diseño sísmico de Edificios Altos basados en el Desempeño”, el cual tiene dos objetivos de desempeño y son:

- El edificio debe tener una pequeña probabilidad de colapso que amenace la vida dado que este ha sido sujeto a movimientos sísmicos raros del terreno definido como el *nivel de movimiento Sísmico Máximo Considerado* (*Maximum Considered Earthquake or MCE*).
- El edificio debe tener una pequeña probabilidad de daño requiriendo reparación dado que este ha sido sujeto a más frecuentes sacudidas del terreno definido como el nivel de movimiento de “**Servicio Sísmico**” (*Service Level Earthquake SLE*).

Si bien cuando diseñamos normalmente se toma como base el “diseño tradicional”, también podemos usar el “diseño basado en el desempeño”, pero para lo cual se necesitará de la verificación del desempeño, es así como, para esto, se usarán varios tipos de análisis y métodos de diseño y se hará referencia a los siguientes conceptos de ingeniería sísmica:

- ✓ Diseño del Estado Límite: Es una condición de un miembro estructural (o sistema estructural) bajo el cual el miembro estructural (o sistema) ya no satisface un requerimiento

de desempeño. Es un proceso en el cual varios estados límites son identificados y son diseñados para ello.

Existen dos tipos de Estados Límites:

- Estado límite de servicio: Es la condición del miembro o sistema estructural de tal manera que el edificio permanezca funcional bajo cargas normales o de rutina (carga muerta y viva sin factorizar).
 - Estado último de servicio: Es la condición del miembro o sistema estructural de tal manera que el edificio permanezca funcional bajo cargas de condiciones anormales en el cual se utilizarán las combinaciones de carga que nos da el ASCE 7.
-
- ✓ Diseño por Capacidad: Es un método de diseño para controlar el mecanismo de fluencia de una estructura que esta supuesta a responder inelásticamente a un diseño de carga o a sobrecarga.
 - ✓ Diseño Basado en el Desplazamiento: Es un proceso por el cual el sismo induce demandas de desplazamiento son primero estimados, seguidos por una valoración de las demandas y capacidades de deformación local.
 - ✓ Evaluación del Desempeño bajo Movimiento Sísmico del Terreno: Con el uso de información de movimientos sísmicos pasados, es que se puede hacer un análisis dinámico no-lineal y puede ser utilizado para estimar las capacidades del desempeño de un edificio bajo esta banca de datos sísmicos, o para verificar que el desempeño es a lo menos equivalente para que se pueda obtener usando las provisiones del código de edificaciones obligatorias.

Así mismo para poder conceptualizar nuestro diseño de la edificación nos referiremos a estructurar el edificio a la selección del sistema estructural para resistir un sismo. Se entiende por estructuración del edificio, a la coordinación con los diferentes profesionales que intervendrán en las disposiciones de espacio, con el único objetivo de darle el mejor comportamiento sismo resistente o para el cual haya sido diseñado el edificio. Podemos señalar algunas consideraciones a la hora de estructurar:

Objetivos de la estructuración. Los objetivos principales son:

- Economía: Se tenderá a hacer un diseño estructural óptimo general del edificio.
- Estética: Se debe de respetar en lo posible la arquitectura del edificio.
- Funcionalidad: A la hora de estructurar, se tiene que prever que el principal objetivo es que los ambientes puedan ser útiles, según fueron diseñados, es decir los elementos estructurales no deben estorbar, o en el peor de los casos ser coordinados con el arquitecto.
- Seguridad: Como principal objetivo es el de dar seguridad a los ocupantes del edificio (estabilidad: volteo, deslizamiento y rotación)

El concepto de estructuración significa que:

- “Es aconsejable que la estructuración sea la más simple y simple posible, de manera que la idealización necesaria para sus análisis sísmicos se acerque lo más posible a la estructura real”
- “Idealmente el objeto del diseño de un sistema es la optimización del sistema, es decir la obtención de todas las mejores soluciones posibles. El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el de peso o costo mínimo; teniendo en cuenta siempre que no existen soluciones únicas sino razonables”
- “Diseñar una estructura para resistir la totalidad de los esfuerzos generados por un movimiento sísmico no es económico. Por ello, actualmente se prefiere reducir la carga de diseño y garantizar la capacidad de la estructura para disipar energía. Esta solución, aunque más económica, implica que la estructura se comportará dentro del rango plástico; y que, por lo tanto, se esperan daños en ella, pero no de magnitud suficiente para llevarla al colapso.
- “En los proyectos estructurales el aspecto más importante es la coherencia y el ajuste de todas las partes de la estructura, la disposición de las columnas, la colocación de las vigas y viguetas, la selección de techos, muros, cimentación. Frente a esta totalidad, es cuando por primera vez se puede balancear la línea de acción de las fuerzas del todo estructural.”

- “Se deberá enfatizar que ningún manual o reglamento de sismo puede suplantar el criterio profesional del ingeniero familiarizado con los problemas de los movimientos sísmicos”
- “Estructurar edificios. De una adecuada estructuración que se proporcione a los edificios, buscando principalmente la sencillez a fin de comprender cómo se transmiten las cargas de un elemento estructural a otro, dependerá el comportamiento que tenga la estructura ante las distintas solicitaciones. Debe mencionarse que edificios que tuvieron grandes complicaciones en sus formas estructurales llegaron a colapsar, pese a que en su diseño se utilizaron programas refinados de análisis estructural, a diferencia de otros edificios cuya estructura era sencilla y que fueron analizados mediante procesos aproximados de cálculo.”
- “Estructurar un edificio significa tomar decisiones en conjunto con los otros profesionales que intervienen en la obra (Arquitecto, Ingenieros de Instalaciones, etc.) acerca de la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil; esto es, que tanto las cargas permanentes (peso propio, acabados, etc.) como las eventuales (sobrecarga, sismo, viento, etc.), se transmitan adecuadamente hasta el suelo de cimentación”

1.6 análisis de cargas

Cargas Muertas: Las cargas propias de los elementos estructurales. Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales de acuerdo a la Tabla correspondiente. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

Tabla 1. Pesos volumétricos de materiales

MATERIAL	CONDICIÓN	Peso volumétrico en T/m ³	
		Máximo	Mínimo
I. PIEDRAS NATURALES			
ARSENICA (CHILUCAS Y CANTERAS)	SECAS	2.45	1.75
	SATURADAS	2.50	2.00
ASFALTOS (PIEDRA BRAZA)	SECOS	2.60	2.35
	SATURADOS	2.65	2.45
GRANITO		3.20	2.40
MARMOL		2.60	2.55
RIOLITA	SECA	2.50	2.00
	SATURADA	2.55	2.05
PIZARRAS	SECA	2.80	2.30
	SATURADAS	2.85	2.35
TUCURUGUAY	SECOS	1.80	1.20
	SATURADOS	2.10	1.60
TEZONTLES	SECOS	1.25	0.65
	SATURADOS	1.55	1.15
CALIZA	SECAS	2.80	2.40
	SATURADA	2.85	2.45
II. SUELOS			
ARENA DE GRANO DE TAMAÑO UNIFORME	SECA	1.75	1.40
	SATURADA	2.10	1.85
ARENA BIEN GRADUADA	SECA	1.90	1.55
	SATURADA	2.30	1.95
ARCILIA		2.20	1.50
CALICHE	SECO	1.50	1.20
	SATURADO	2.10	1.70
III. PIEDRAS ARTIFICIALES, CONCRETOS Y MORTEROS			
CONCRETOS SIMPLES CON AGREGADOS DE PESO NORMAL		2.20	2.00
CONCRETO REFORZADOS		2.40	2.20
MORTERO DE CAL Y ARENA		1.50	1.40
MORTERO DE CEMENTO Y ARENA		2.10	1.90
APLANADO DE YESO		1.50	1.10
TABIQUE MACIZO HECHO A MANO		1.50	1.30
TABIQUE MACIZO PRENSADO		2.20	1.60
BLOQUE HUECO DE CONCRETO LIGERO (VOLUMEN NETO)		1.30	0.90
BLOQUE HUECO DE CONCRETO INTERMEDIO (VOLUMEN NETO)		1.70	1.30
BLOQUE HUECO DE CONCRETO PESADO (VOLUMEN NETO)		2.20	2.00
VIDRIO PLANO		3.10	2.80
IV. MADERA			
CAOBA	SECA	0.65	0.55
	SATURADA	1.00	0.70
CEDRO	SECO	0.55	0.40
	SATURADO	0.70	0.50
OYAMEL	SECO	0.40	0.30
	SATURADO	0.65	0.55
ENCINO	SECO	0.90	0.80
	SATURADO	1.00	0.80
PINO	SECO	0.65	0.45
	SATURADO	1.00	0.80
V. RECUBRIMIENTOS		Peso en Kg/m ²	
		Máximo	Mínimo
AZULEJO		15	10
MOSAICO DE PASTA		35	25
GRANITO O TERRAZO DE 20X20		45	35
GRANITO O TERRAZO DE 30X30		55	45
GRANITO O TERRAZO DE 40X40		65	55
LOSETA ASFALTICA O VINILICA		10	5

Cargas Vivas: Las cargas vivas que se implantan sobre los elementos estructurales están normados y se pueden encontrar en varios reglamentos de construcción:

- Carga por Sismo: Las cargas son utilizadas para diseñar al edificio de forma sismo resistente.
- Carga por Viento: Este tipo de cargas son consideradas en edificios de gran altura.
- Carga de Cubiertas o de Techo: Este tipo de cargas son consideradas en naves industriales.
- Carga de Nieve: Este tipo de cargas son consideradas en la sierra mayormente.
- Carga Lluvia: Este tipo de cargas son consideradas en lugares donde llueve con frecuencia y tiene lugar donde empozarse, naturalmente su superficie es plana, y pocas veces a dos o más aguas.

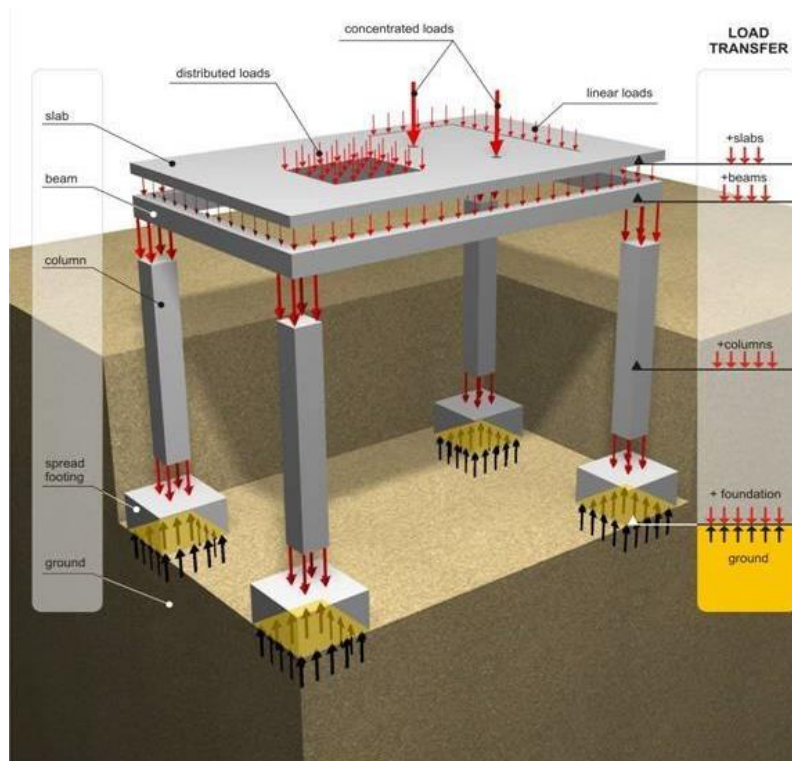


Ilustración 18. transmisión de cargas

Las cargas vivas que se producen en el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en las tablas de los reglamentos de cada país o región.

Las cargas vivas pueden no incluir el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos y objetos de peso **fuera de lo común**, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

Tabla 2. Cargas vivas para edificaciones

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, en Kg/m ²					
DESTINO DE PISO O CUBIERTA		W	W _a	W _m	OBSERVACIONES
a)	Habitación casa –habitación departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles cárceles, correccionales y similares	70	90	170	(1)
b)	Oficinas, despachos, laboratorios y hospitales	100	180	250	(2)
c)	Comunicación para peatones, pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público	40	150	350	(3), (4)
d)	Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	(5)
e)	Otros lugares de reunión, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juegos y similares	40	250	350	(5)
f)	Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	(6)
g)	Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(4), (7)
h)	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 5% y menor del 20%	5	20	60	(4), (7), (8)
i)	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 20%	5	20	40	(4), (7), (8)
j)	Volados en vía pública, marquesinas, balcones y similares	15	70	300	
k)	Garajes, estacionamientos para automóviles exclusivamente	40	100	250	(9)
l)	Andamios y cimbras para concreto	15	70	100	(10)

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales
- La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de cargas más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área
- La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas
- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor
- Las cargas uniformes de la tabla siguiente se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento

Cargas Vivas Transitorias. Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 150 kg/m^2 . Se considerará, además, una concentración de 150 kg en el lugar más desfavorable.

Cambios de uso. El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

Intensidades. Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en las normas, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados y con base en criterios generales aprobados por los códigos de construcción.

Acciones accidentales. Son las que tienen valores significativos a cortos intervalos de tiempo, perteneciendo a este grupo las cargas de viento, así como las cargas de sismo, tratadas en la Normas de viento y de diseño sísmico.

Deformaciones impuestas. Las deformaciones a que se refiere este inciso corresponden a hundimientos diferenciales, efectos de cambio de temperatura y efectos de contracción.

Hundimientos Diferenciales. Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente. Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración.

Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de las Normas. Cuando los hundimientos diferenciales que sufre el terreno por efecto de las cargas de las edificaciones que soporta, excedan de ciertos valores, deberán tenerse en cuenta en el análisis de marcos de concreto o acero.

Cuando se tienen muros cargadores de ladrillo recocido o bloque de concreto o marcos rigidizados con este tipo de muro y/o diagonales, la relación entre el hundimiento diferencial y el claro no deberá exceder de 0.002 y si se tienen acabados muy sensibles como yeso, piedra ornamental, etc., de 0.001, a menos que estos acabados se coloquen después de ocurrir los hundimientos.

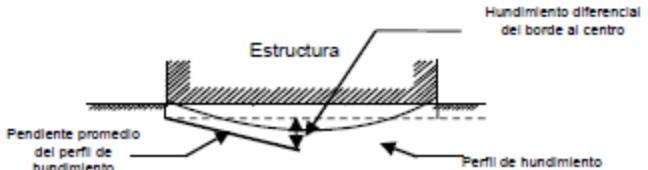
Podrá omitirse el cálculo de los efectos de cambios de temperatura y contracción por fraguado en estructuras de concreto cuya dimensión no exceda de 30 m en ninguna dirección, si todos sus miembros estructurales son de eje recto y siempre que las losas de concreto más

directamente expuestas a la intemperie estén protegidas de ésta al menos por un enladrillado. El límite citado puede aumentarse a 45 m en estructura de acero.

Los efectos de hundimientos diferenciales como acciones en la estructura podrán omitirse en cualquiera de los siguientes casos:

- a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2 cm, siempre que el suelo sobre el que se apoye la construcción no posea marcadas heterogeneidades en planta y no contenga arcillas expansivas inmediatas.
- b) Cuando toda la construcción se apoye en roca sana, o en suelo cuyo número de golpes por cada 30 cm de profundidad, en prueba de penetración estándar, sea mayor de 20 desde la superficie de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas.
- c) Cuando la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables a los hundimientos que ésta, es abundante e indica que los hundimientos diferenciales carecen de importancia.

Tabla 3. Hundimientos diferenciales

HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES TOLERABLES EN ESTRUCTURA		
TIPOS DE ESTRUCTURA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE	OBSERVACIONES
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido extremo fijo extremo móvil	(unidades de radianes de la pendiente de asentamientos) 0.008 0.002 a 0.003 (dependiendo de los valores de la tapa flotante)	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígida para la base no permitirán los asentamientos son fisuramiento y pandeo
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la guía generalmente no rige el problema
Losa de cimentación circular o zapata anulares o rígidas para estructuras esbeltas y altas como torres, silos y tanques de agua	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías forzadas de concretos juntas	0.015 (variación de ángulo en una junta en radianes)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 1 a 4 veces el promedio de las pendiente generalmente no rige el problema
Marcos de acero hasta 4 pisos de 4 a 14 pisos de 15 o más pisos 14 pisos	0.004 0.004(1.255 - 0.063n) 0.0012	n= número de pisos Deberán también analizarse los efectos de todo incremento semanal en el hundimiento superior a 0.002 veces la distancia entre columna
Estructuras de acero de 1 o 2 plantas, armaduras para techo, almacenes con muros flexibles	0.006 a 0.003	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión pueden limitar el hundimiento tolerable
Casas de 1 o 2 plantas con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras	0.002 a 0.003	Valores mayores son tolerables si la mayor parte de hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior
Estructura con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco, paneles móviles o de vidrio	0.002 a 0.003	Desperfectos en la estructura pueden limitar los hundimientos tolerables
Estructura con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra, ornamenta, teja	0.001 a 0.002	Valores mayores son tolerables si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la obra
Estructura rígida de concreto pesado de varias plantas sobre losa de cimentación estructurada de +1.20m de espesor	0.0015	Daños al acabado interior o al exterior puede limitar los hundimientos tolerables
		El hundimiento diferencial tolerable se expresa en términos de la pendiente del perfil del hundimiento Valor de 0.001= 1cm de hundimiento diferencial en 10 m de distancia Valor de 0.008= 8cm de hundimiento diferencial en 10 m de distancia

Un caso de carga define como los patrones de cargas son aplicados (estática o dinámicamente), como la estructura responde (lineal o no-lineal) y como el análisis de desempeñará (modal o por integración directa).

Combinación de Cargas. Los resultados de los casos de carga pueden definirse luego de analizarse por la definición de las combinaciones de carga o también llamados Combos

Para el caso lineal la combinación de cargas es la suma algebraica de los tipos de combinaciones de carga. Caso No-Lineal. Es la mejor combinación de patrones de carga en los casos de carga y en las combinaciones de carga, pero solo es para cálculo de envolventes.

Combinaciones de acciones. Condiciones de diseño. Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes. La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose tres categorías de combinaciones:

- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección.
- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados.
- Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan enseguida:

Factores de carga. Se combinarán los efectos de las cargas y deformaciones impuestas empleando factores de carga, teniendo como mínimo las siguientes:

- a) $1.4 S_m + 1.4 S_v$
- b) $1.1 S_m + 1.1 S_{va} \pm 1.1 S_w$
- c) $1.1 S_m + 1.1 S_{va} \pm 1.1 S_s$
- d) $0.9 S_m \pm 1.1 S_w$
- e) $0.9 S_m \pm 1.1 S_s$
- f) $1.4 S_m + 1.4 S_v + 1.4 S_h$
- g) $0.9 S_m \pm 1.1 S_w + 1.4 S_h$

donde:

S_m : carga muerta

S_v : carga viva

S_{va} : carga viva para el diseño en combinación con carga accidental (sismo o viento)

S_w : acción debida a viento

S_s : acción debida a sismo

S_t : acción debida a cambios de temperatura

S_h : acción debida a presión lateral de tierras, presión de agua en el terreno o presión de materiales granulares.

S_x : cargas, fuerzas y efectos debidos a deformaciones impuestas por contracción o expansión por cambios de temperatura o de humedad, flujo plástico, movimientos debidos a asentamientos diferenciales, o cualquier combinación de estos efectos.

A fin de revisar la seguridad de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y regirá en el diseño la combinación que produzca los efectos más desfavorables.

2 sistemas estructurales

2.1 Marcos Rígidos. OMF, IMF, SMF, CBMF, EBMF, marcos dúctiles.

Los marcos rígidos son muy empleados en edificios de varios pisos por su eficiencia en construcciones de poca área en planta y mediana altura. Los marcos rígidos son estructuras de pórticos cuyos elementos se unen entre sí por medio de conexiones fijas capaces de transmitir los momentos y fuerzas normales y tangenciales, sin que se produzcan

desplazamientos lineales o angulares entre sus extremos y las columnas en que se apoya, lo que hace que la estructura resultante pueda resistir por sí sola las cargas verticales y horizontales a las que se haya sometida.

Sin el requisito de ningún otro tipo de elementos, generalmente contruidos en acero o concreto armado, materiales comunes y fáciles de conseguir, los marcos rígidos son de rápida elaboración y tienen una resistencia relativamente alta en comparación con otros tipos de estructuras, alcanzando claros y alturas empleando las secciones apropiadas. Así mismo permiten optimizar el rendimiento del espacio disponible, puesto que el empleo de la típica retícula de diseño regular, cuadrada o rectangular es fácil de trabajar y dimensionar bajo el esquema ortogonal de los sistemas aporticados más comunes.

Los marcos rígidos están contruidos por pórticos de columnas y vigas (trabes) de secciones y forma variables con sus correspondientes conexiones. Las columnas son los elementos verticales que reciben las cargas de las vigas y de los tramos de columnas que se encuentran sobre ellas y las transmiten al suelo o a las columnas inferiores.

Las vigas o trabes son elementos horizontales de poca o ninguna inclinación que reciben directamente las cargas permanentes o relativas al uso de la construcción y las transfieren a las columnas, un sistema de nervios, nervaduras, trabes o vigas secundarias habitualmente se ocupa de transmitir las cargas del piso hacia las vigas principales, esto es, van de viga a viga.

Las conexiones o juntas son las uniones entre los distintos elementos que componen la estructura, también son llamadas nudos, juntas o nodos, tienen la función de transferir los momentos flexionantes y fuerzas cortantes y normales, de las vigas a las columnas y viceversa.

En el sistema de marcos rígidos la unión fija de la columna y la viga hace que ambos elementos trabajen en el soporte de las cargas, tanto horizontales como verticales, dándoles en su conjunto una mayor resistencia, pero sobre todo mucha más rigidez, que en este caso se mide como la capacidad de contrarrestar los desplazamientos horizontales. Es por esto por lo que estas uniones fijas son los elementos que definen el comportamiento de este sistema, se denominan juntas o uniones “a momento”.

Cuando los marcos forman estructuras de varios pisos las columnas inferiores soportan la suma de todas las cargas que se transmiten al suelo, que son principalmente verticales. En planta, las columnas que están en el interior del conjunto son las que están sometidas a mayores exigencias, mientras las localizadas hacia la periferia aproximadamente la mitad. De cualquier modo, el comportamiento preciso de los elementos puede ser determinado a través de diferentes métodos de cálculo.

Métodos de análisis. Existen diversos métodos para el análisis clásico de estructuras aporticadas, como el método de las fuerzas o de las flexibilidades; los métodos de ángulos de giro y de distribución de momentos de Cross o Kani, estos últimos fueron, por mucho, los más difundidos durante gran parte del siglo XX, y con el advenimiento de los ordenadores en la década de los 80's del siglo anterior, perdieron vigencia, y fueron desplazados por los análisis computarizados por medio de formulaciones matriciales y el método del elemento finito, imbuido ahora, en los softwares profesionales de la ingeniería estructural.

La rigidez es la propiedad de una estructura que le permite limitar los desplazamientos laterales (distorsiones) ocasionados principalmente por las acciones laterales (en especial viento o sismo).

La ductilidad es la propiedad más importante de un material y de una estructura formada por ese material o una combinación de estos; permite exhibir grandes deformaciones inelásticas antes de la falla. La elongación de las probetas de ensaye durante la prueba de tensión y el área bajo la curva esfuerzo-deformación de los materiales ensayados, junto con sus conexiones, son indicadores representativos de la ductilidad.

Una estructura dúctil es capaz de sobrellevar grandes deformaciones plásticas sin fallar repentinamente. Se ha comprobado en los sismos ocurridos en México el buen comportamiento de los edificios construidos con ese criterio; de allí la importancia de diseñar y construir estructuras dúctiles, logradas con diseños y materiales adecuados que originan que la falla dúctil ocurra antes que la frágil con un factor de seguridad razonable, y así se evitan riesgos o fallas estructurales en las conexiones y en los elementos estructurales.

La naturaleza dúctil de un material, por ejemplo, el acero, no se traslada inherentemente al comportamiento dúctil de las estructuras. Una aproximación al diseño dúctil de las

estructuras es necesaria porque la cualidad dúctil del acero sola no es suficiente. Reconocer y evitar situaciones que conduzcan a fallas frágiles y adoptar estrategias de diseño que permitan mecanismos confiables de disipación de energía en ciclos histeréticos.

Configuración y Estructuración. La experiencia ha demostrado que la configuración de la edificación y su estructuración juegan un papel muy importante en el diseño a solicitaciones sísmicas intensas. Los estudios analíticos confirman las observaciones de campo según las cuales, edificaciones irregulares dan lugar a elevadas demandas localizadas de resistencia y/o ductilidad; esto conduce a una respuesta inadecuada, a menudo de consecuencias catastróficas, ya que la estructura portante no alcanza a desarrollar íntegramente su capacidad portante. Las condiciones de regularidad son requisitos geométricos y estructurales que deben cumplir las edificaciones, independientemente del material con que estén construidas

Los daños se concentran en estructuras irregulares, esbeltas y con cambios bruscos en rigidez y/o resistencia

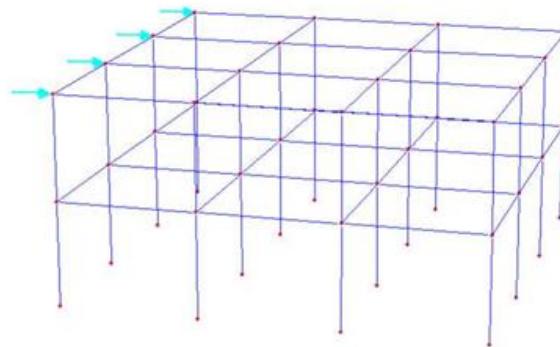


Ilustración 19. Cargas laterales en marcos

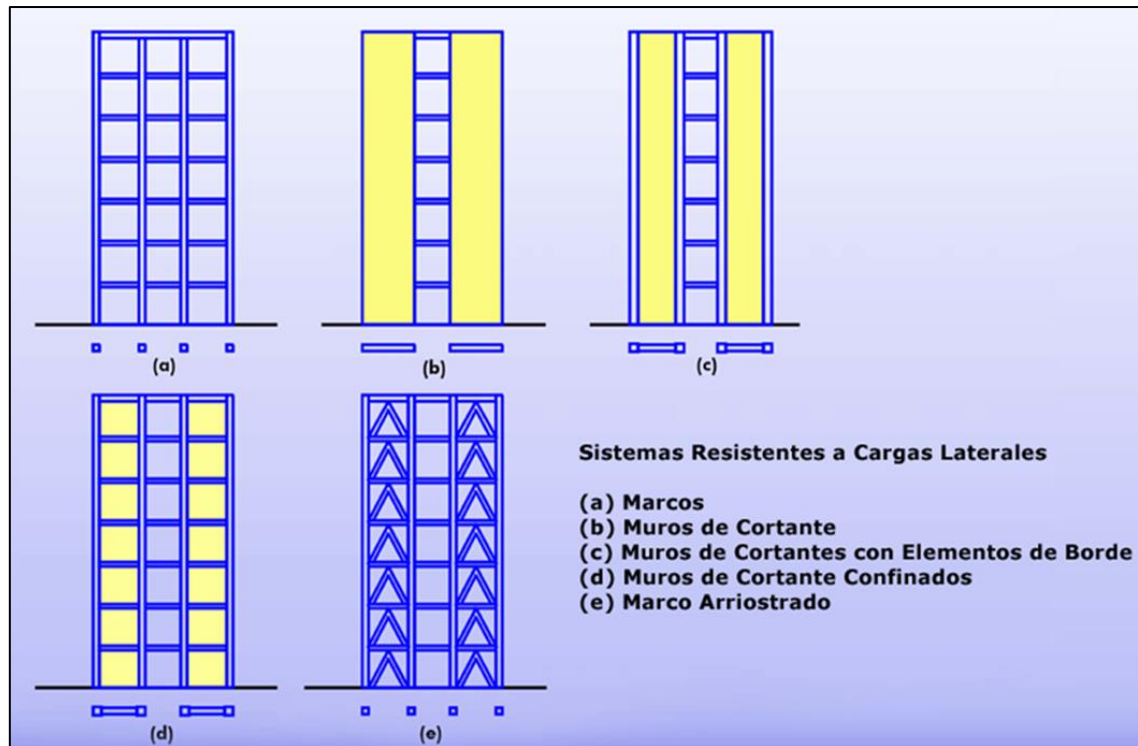


Ilustración 20. Tipos de sistemas resistentes a cargas laterales

Las construcciones deben tener sistemas estructurales que les permitan resistir las fuerzas horizontales en por lo menos en dos direcciones ortogonales, la respuesta ante sismos depende de las características de masa y de rigidez de los sistemas estructurales. Son importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía.

Arquitectos e ingenieros al concebir las características de un edificio, influyen en la magnitud y distribución de estas propiedades y por tanto influir decisivamente en el comportamiento sísmico del edificio. Son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio:

- a) Poco peso
- b) Sencillez, simetría y regularidad en planta
- c) Plantas poco alargado
- d) Sencillez, simetría y regularidad en elevación
- e) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad
- f) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.

El propósito de establecer una regularidad es considerar la mayor vulnerabilidad de las estructuras irregulares al sismo, y dar recomendaciones para incrementar su seguridad. En este contexto, el proyecto estructural debe ser realizado cuidadosamente y la ejecución de la obra cumpla con los requisitos de diseño, además de cubrir las necesidades de funcionamiento, por lo que debe desarrollarse el proyecto integralmente entre arquitectos e ingenieros.

Tabla 4. Tipos de marcos rígidos

Tipo de marcos	traducción
SMF (Special Moment Resisting Frames)	marcos especiales resistentes a momento
IMF (Intermediate Moment Resisting Frames)	marcos intermedios resistentes a momento
OMF (Ordinary Moment Resisting Frames)	marcos ordinarios resistentes a momento
EBF (Eccentrically Braced Frames)	Marcos excéntricamente arrojados
SCBF (Special Concentrically Braced Frames)	Marcos especiales concéntricamente arrojados
OCBF (Ordinary Concentrically Braced Frames)	Marcos ordinarios concéntricamente arrojados
BRBF (Buckling Restrained Braced Frame)	Marcos arrojados restringidos a pandeo
SPSW (Special Plate Shear Walls)	Muros de cortante con placas especiales

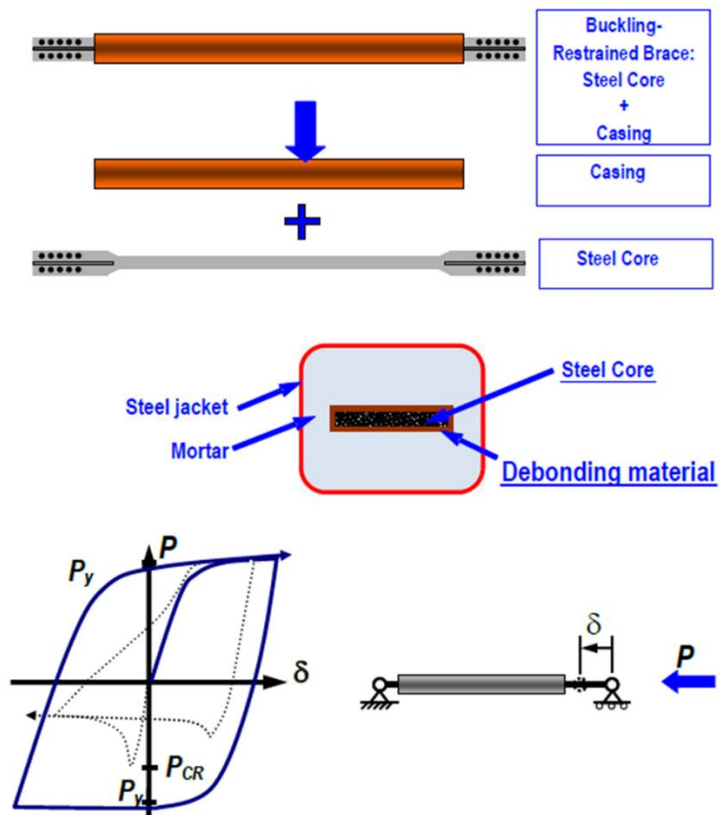


Ilustración 21. Dispositivos resistentes a pandeo lateral

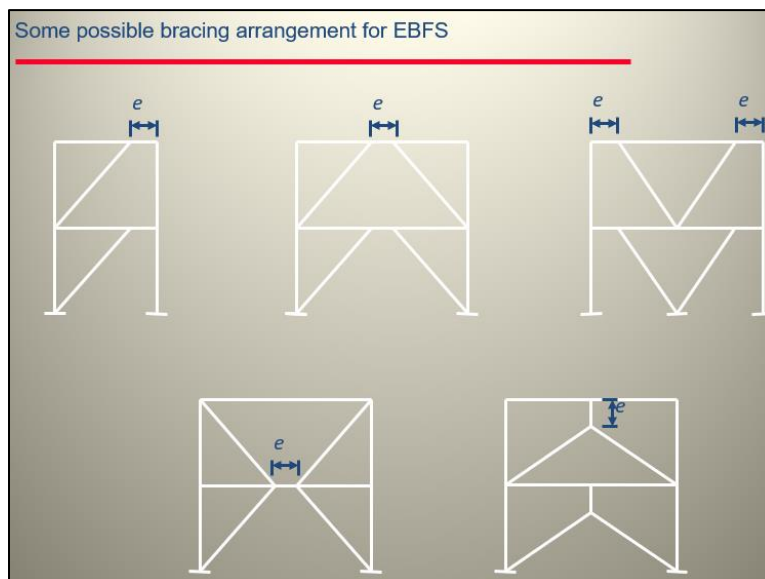


Ilustración 22. Marcos excéntricamente arrojados

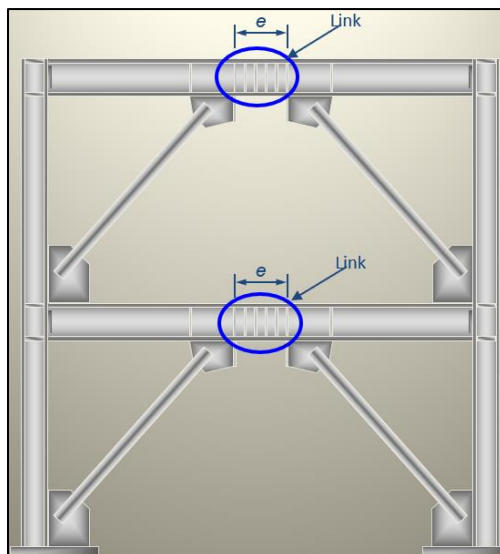


Ilustración 23. Link en ERBR

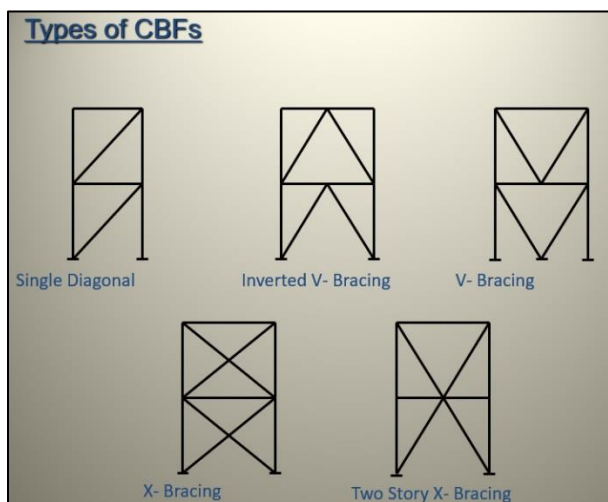


Ilustración 24. Marcos concéntricamente arrojados

Definición de las características de la estructuración y del material estructural empleado

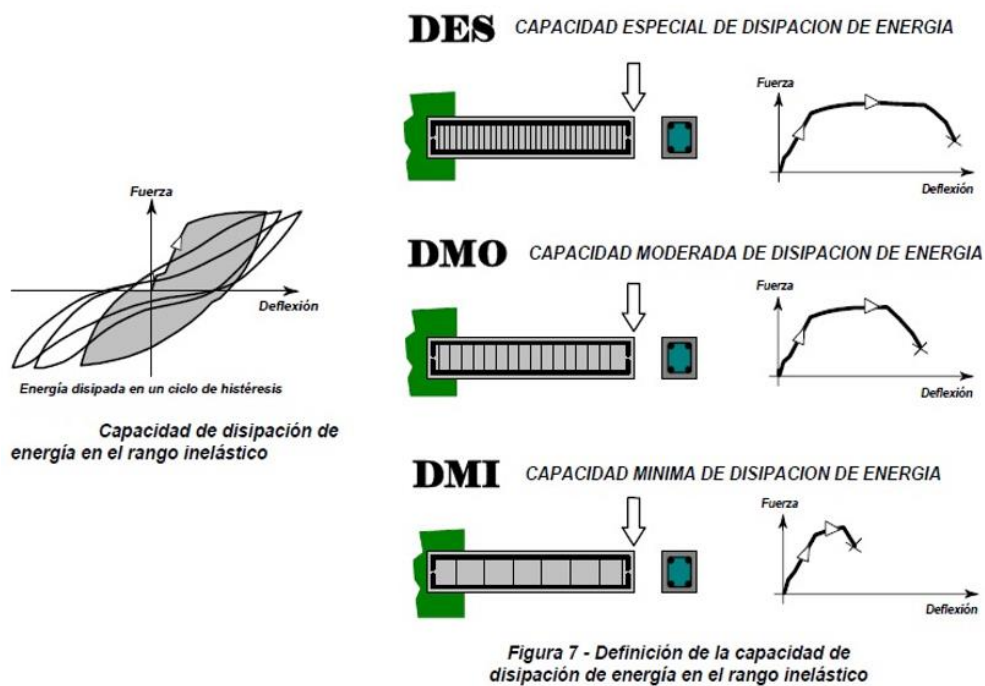


Ilustración 25. Capacidad de disipación de energía

Tabla 5. Sistemas estructurales.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 3$ ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero ($Q = 3$ ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ($Q = 3$)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

2.2 muros de carga, muros de cortante

Los muros son elementos verticales que se usan para separar y cerrar espacios. Aunque son malos aislantes térmicos y acústicos, se usan mucho en la construcción por sus propiedades resistentes. Por las cargas que reciben, pueden clasificarse en muros portantes, muros no portantes y muros estructurales o de corte. Los primeros son aquéllos que soportan cargas verticales y/ o cargas horizontales perpendiculares a él mientras que los segundos sólo resisten su peso propio y eventualmente cargas horizontales. Los muros de sostenimiento y algunos muros de sótano pertenecen a este grupo. Los muros estructurales o de corte, llamados comúnmente placas, se diferencian de los dos anteriores porque reciben cargas

horizontales paralelas a la cara del muro, las cuales generan importantes esfuerzos cortantes en la estructura. Los muros de corte pueden ser portantes o no portantes.

Los muros de concreto armado pueden resistir cargas verticales y cargas horizontales perpendiculares y paralelas a su cara, Los muros de concreto armado deberán ser convenientemente anclados en las columnas y losas que le sirven de apoyo, en la cimentación, así como en los muros que los interceptan. Los muros se anclarán en la cimentación extendiendo, por lo menos, una cantidad de refuerzo igual a la cuantía mínima vertical.

La flexión también puede producirse en el plano del muro, como en el caso de los muros de corte. Las cargas que la generan son generalmente sismo o viento y tienen sentido variable, por lo que los muros están provistos de armadura vertical concentrada en sus dos extremos.

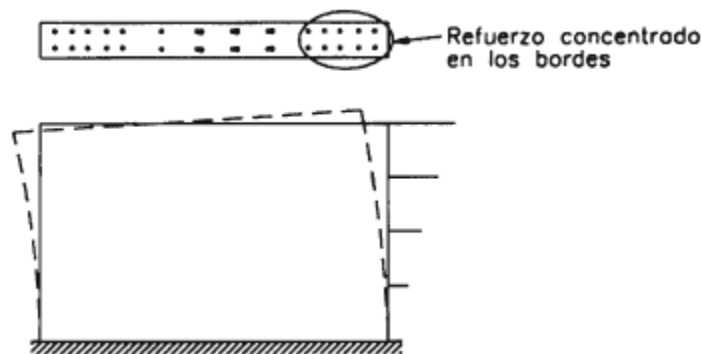


Ilustración 26. concentración de esfuerzos en muros de corte

Si existen cargas concentradas sobre el muro, se debe verificar que éstas no ocasionen el aplastamiento del concreto debajo de ellas, Al igual que para columnas, existen diagramas de interacción para el diseño de muros los cuales constituyen valiosas ayudas para el proyectista. Algunos manuales de diseño en concreto armado presentan diagramas de interacción de muros rectangulares con refuerzo distribuido en una o dos capas.

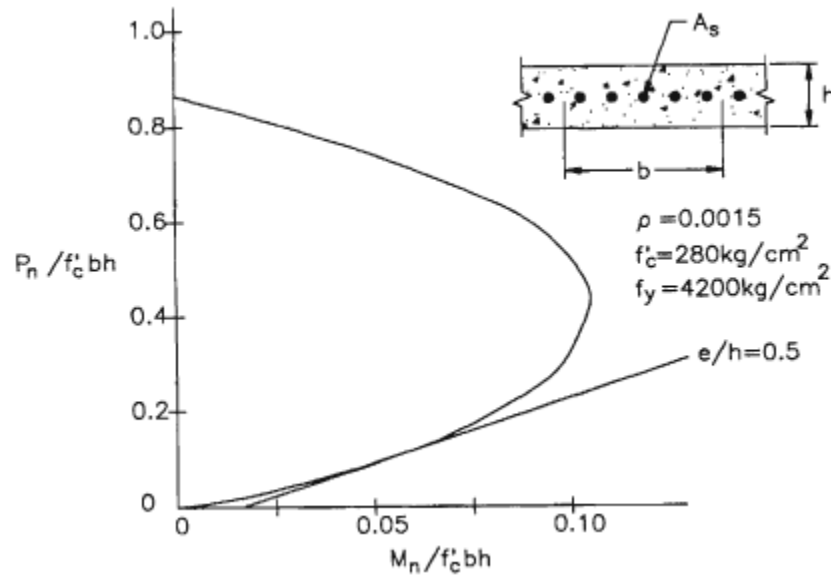


Ilustración 27. Diagrama de interacción de muro rectangular

El esfuerzo cortante en muros es producido por cargas que actúan perpendicular y paralelamente a sus caras. Si el esfuerzo cortante es generado por cargas perpendiculares al muro, en estos casos, el muro se comporta como una losa. De acuerdo con la relación entre sus lados y a sus condiciones de apoyo, funciona como una losa armada en uno o dos sentidos. Por lo general, se busca que el concreto asuma el esfuerzo cortante generado por las cargas actuantes. Si el muro recibe cargas horizontales concentradas y momentos flectores como, se debe verificar que la unión no falle por punzonamiento o aplastamiento.

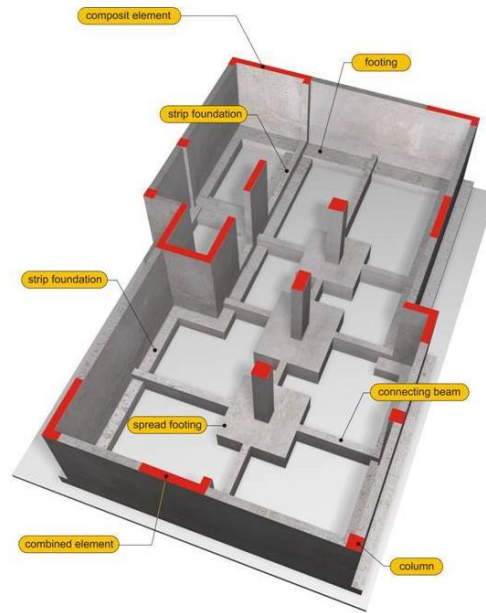


Ilustración 28. Cimentación de muros y columnas

Zonas de Paneles en Cortante. Nos referimos a zona panel a una región de un muro estructural (u otro elemento) sujeto a un cortante relativamente uniforme, con o sin esfuerzos normales.

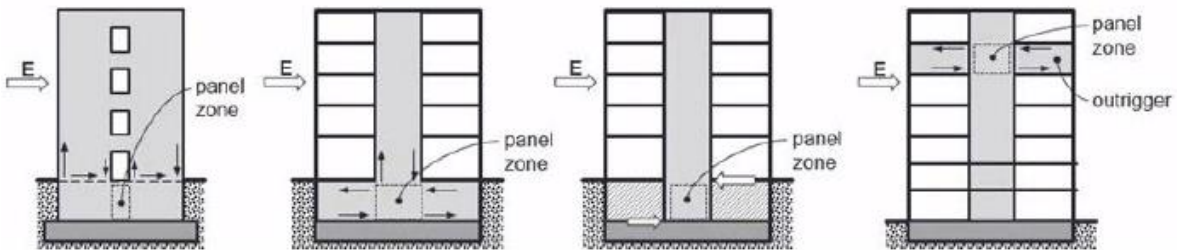


Ilustración 29. Muros de cortante

muros acoplados
sobre muros de
sótanos

volteo resistido por
el muro sótano
soportando el muro
de la torre

volteo resistido por
el par del diafragma

volteo resistido por
el estabilizador
(Outrigger)

El esfuerzo nominal a cortante en esas zonas de panel deberá ser mayor que los esfuerzos nominales a cortante de los segmentos de muros adyacentes

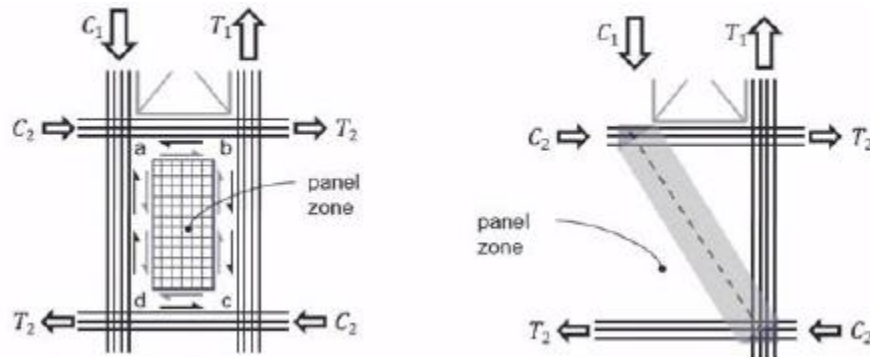


Ilustración 30. Modelo puntal-tensor en zonas panel

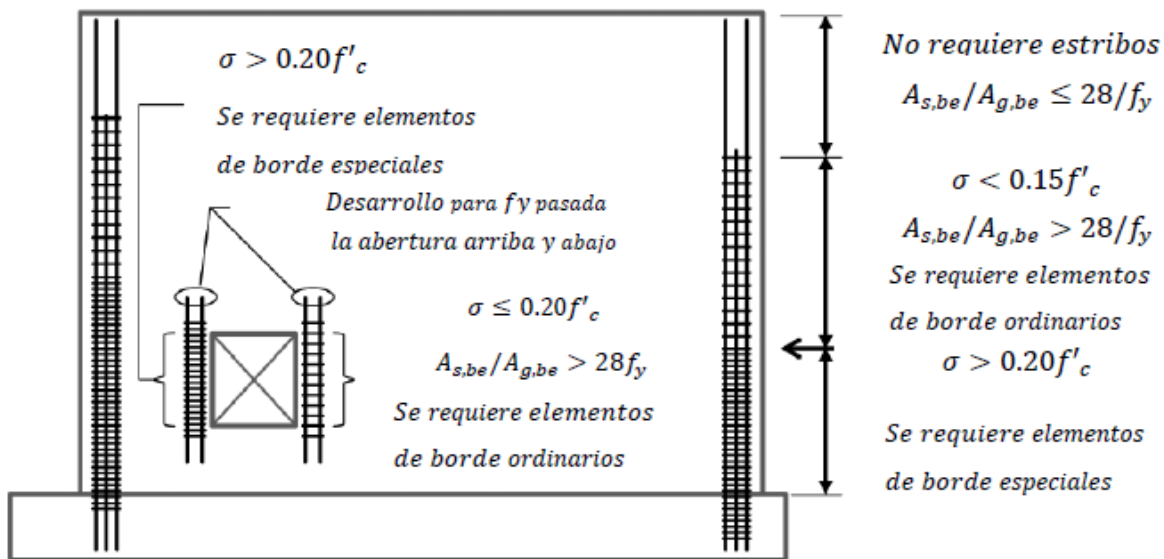


Ilustración 31. Diseño de Elementos de borde especiales y ordinarios sin sección crítica

2.3 sistemas duales

Sistema de Muros de Carga. Este sistema no dispone de un pórtico esencialmente completo, por lo cual las cargas verticales son soportadas por muros de carga diseñados para soportar no solo su propio peso, si no el de toda la edificación y de igual forma las fuerzas horizontales son resistidas por estos muros o pórticos con diagonales.

Sistema de Pórticos. Sistema compuesto por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que permite resistir las cargas verticales y fuerzas horizontales de la estructura

Sistema Combinado. Este sistema estructural se subdivide en dos:

- Las cargas verticales son resistidas por un pórtico esencialmente completo pero que no resiste los momentos, esto ocurre cuando las columnas no son lo suficientemente rígidas como para soportar las fuerzas horizontales, por lo cual se realizan adicional, muros de carga o pórticos con diagonales que resistan estas fuerzas.
- Las cargas y fuerzas horizontales son resistidos por un pórtico esencialmente completo, resistente a momentos, combinado con muros de carga o pórticos en diagonales, y no cumpla los requisitos de un sistema dual.

Sistema Dual. Es un sistema estructural resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros de carga o pórticos con diagonales, para que se le pueda clasificar como sistema Dual se deben cumplir los siguientes requisitos:

- El pórtico resistente a momentos, sin diagonales y esencialmente completo debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros de carga o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 % del cortante sísmico en la base.
- Los dos sistemas se diseñan de tal forma que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a la rigidez del sistema, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, en ningún caso la responsabilidad de los muros de carga, o pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 % del cortante sísmico en la base.

El sistema dual es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórtico con diagonales, el pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.

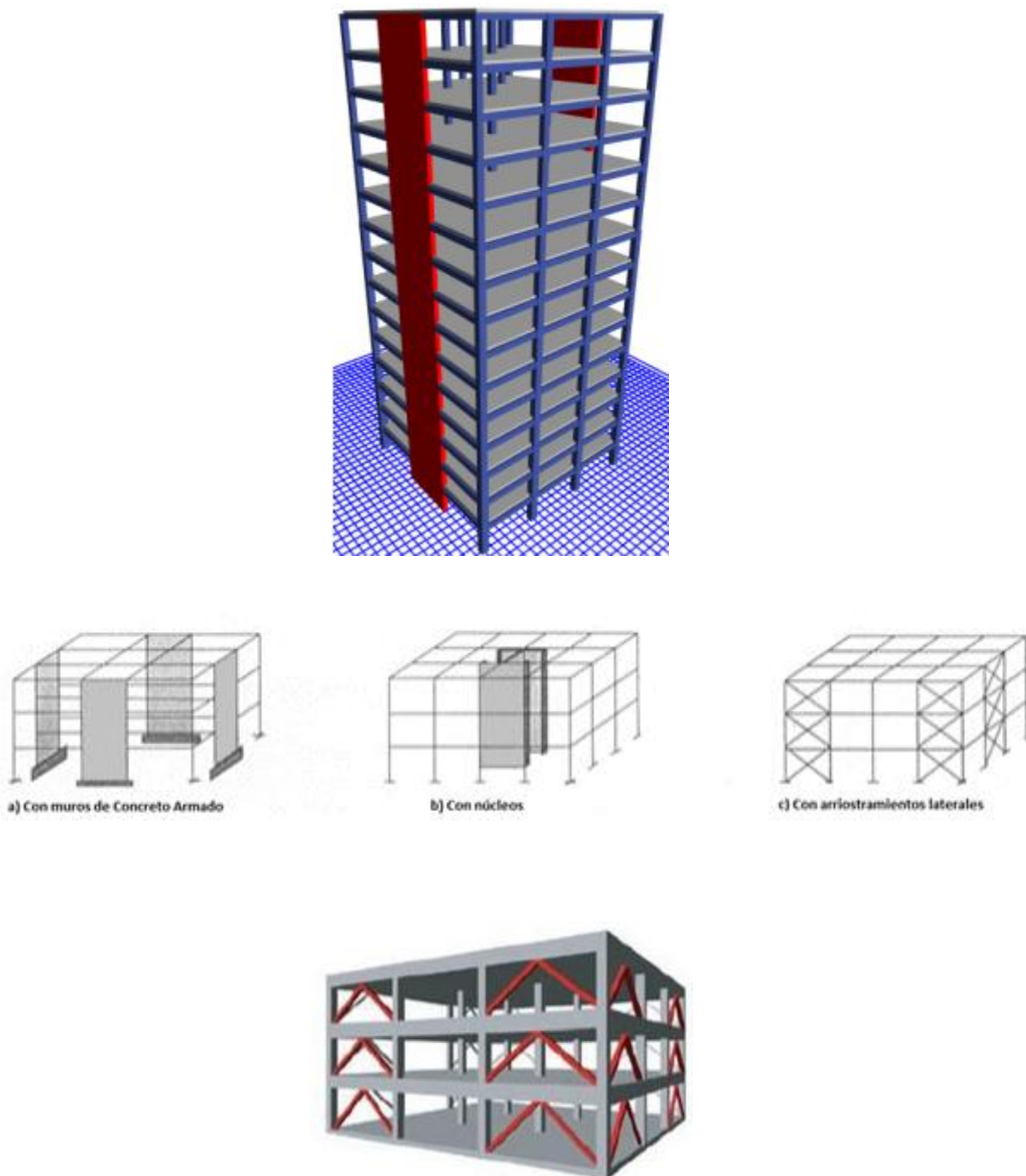


Ilustración 32. Marcos arrostrados

En este sistema los muros tienden a tomar una mayor proporción de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los pórticos pueden disipar energía en los niveles superiores. Se genera una estructura con una resistencia y rigidez lateral sustancialmente mayor al sistema de pórticos, lo cual lo hace muy eficiente para resistir fuerzas sísmicas. Y siempre y

cuando haya una buena distribución de los elementos rígidos, también se puede obtener las ventajas del sistema aporticado, en cuando a su ductilidad y distribución de espacios internos. Se debe ser muy cuidadoso al momento de diseñar el sistema, ya que la interacción entre el sistema aporticado y el de muros es compleja. El comportamiento de un muro esbelto es como el de una viga de gran altura en voladizo, y el problema de interacción se origina porque el comportamiento que tendría un sistema aporticado sería muy distinto al de un muro de concreto.

En los pisos inferiores la rigidez del muro es muy alta, por lo que se restringe prácticamente el desplazamiento, mientras que en los pisos superiores el muro en vez colaborar a resistir las cargas laterales, termina incrementando las fuerzas que los pórticos deben resistir. Es por esto por lo que se deben tener consideraciones muy puntuales con el diseño del muro, intentando propinarle un gran momento de inercia para no producir grandes desplazamientos.

Tabla 6. Sistemas duales

D. SISTEMA DUAL		Valor R_d (Nota 2)	Valor Q_d (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.5	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
n. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DMO) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMO) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	4.0	3.0	no se permite		no se permite		si	sin límite
2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Tabla 7. Sistemas duales (continuación)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. De acero con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.0	2.5	no se permite		si	60 m	si	sin límite
c. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas al pandeo	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	Sin límite
g. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	5.5	2.5	si	50 m	si	30 m	si	Sin límite
h. Pórticos con diagonales concéntricas que resistan solo a tensión	El mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 4)					

Notas:

- El sistema dual es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos: (a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales. (b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base. (c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o los pórticos con diagonales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_e , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_e R_0$ (Véase A.3.3.3).
- El valor de Ω_0 puede reducirse restandole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
- Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

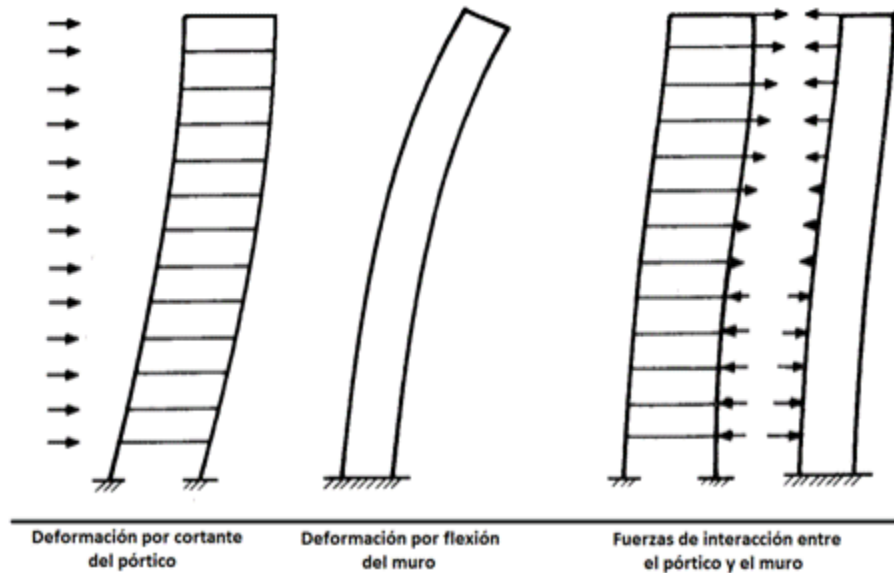


Ilustración 33. Deformación de marcos y muros acoplados

Es muy común, sobre todo en la vieja práctica, que cuando se diseñan estructuras duales se supone que los muros resisten todas las fuerzas laterales y el sistema aporticado todas las gravitacionales. Esta suposición arroja un error despreciable en estructuras de alturas moderadas, aproximadamente 20 pisos, pero para edificios de alturas mayores se incurre a un sobredimensionamiento de la estructura, ya que se desperdicia buena parte de la resistencia de ambos sistemas. Aunque las Normas en general especifican que, para estructuras duales, los pórticos deben resistir al menos el 25% de las cargas laterales.

2.4 diafragmas Horizontales y verticales

Diafragmas horizontales. Son los elementos horizontales que actúan distribuyendo las fuerzas laterales entre elementos resistentes verticales (tabiques resistentes al cortante o pórticos). En la práctica están formados por los entrepisos, de losas de hormigón armado, macizas o aligeradas. El diafragma debe tener la capacidad de transmitir las fuerzas horizontales sin deformarse, en los análisis teóricos y numéricos de la Teoría de las Estructuras se adopta como hipótesis que es indeformable, obligando a todos los elementos verticales a tener el mismo desplazamiento en cada piso.

En este caso, se supone que el diafragma es infinitamente rígido. En los entrepisos de concreto armado la aproximación es buena y los resultados obtenidos son satisfactorios, no

así cuando las losas son delgadas y existe el peligro que colapsen por pandeo. Las cargas que actúan en los entrepisos paralelas a su plano son del orden de centenares de toneladas para un edificio de seis o siete pisos.

Cuando un diafragma está formado por una losa de poco espesor o formado por un entrepiso compuesto (*steel deck*) para una estructura metálica, su comportamiento depende en parte de su tamaño y su material. La flexibilidad del diafragma, relativa a los elementos resistentes al cortante cuyas fuerzas está transmitiendo, también tiene una influencia importante sobre la naturaleza y magnitudes de estas fuerzas. Las vigas de los pórticos y las que unen columnas y muros actúan como colectores que conducen las fuerzas horizontales del entrepiso a los elementos verticales. Cuando el entrepiso se mueve, los elementos verticales se oponen absorbiendo así las cargas sísmicas.

Las fuerzas debido al sismo o viento se distribuyen al diafragma y estos a las conexiones como colectores y uniones entre losas-vigas-columnas y muros estructurales. Es por ello por lo que ahora todas las fuerzas actuantes sobre la edificación tienen que ser resistidas por el conjunto de elementos y no individualmente. Pero hablamos ahora de diafragmas en general. No solo es para resistir un sismo, sino que guarda tu edificio junto y hace que tu marco y tus muros que son normalmente planos los mantiene planos en realidad, eso es lo que hace un diafragma

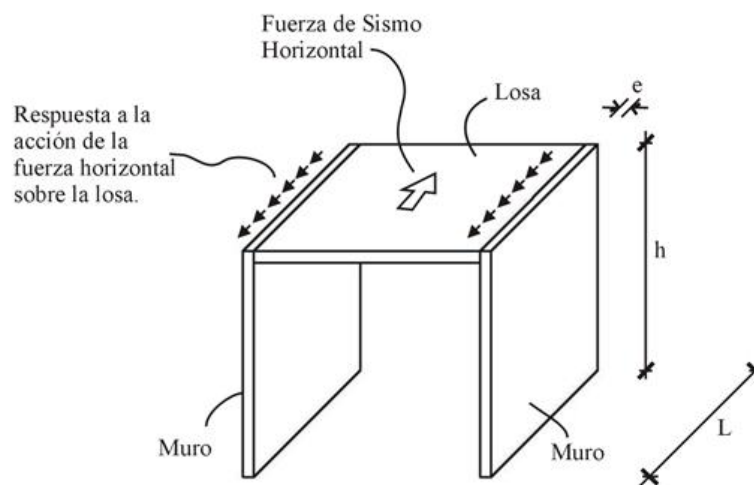


Ilustración 34. Muros ante fuerzas en su plano

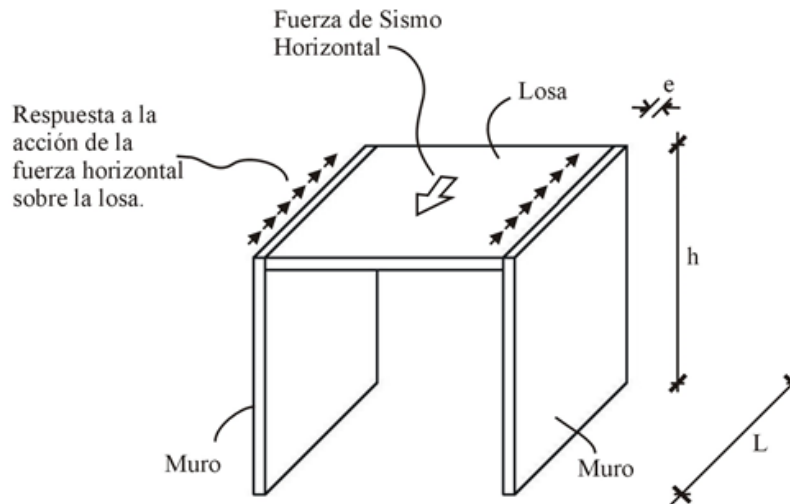


Ilustración 35. Muros ante fuerzas en su plano (inverso)

Diafragmas verticales. Estos son esencialmente idénticos a los diafragmas horizontales, básicamente se refieren a los elementos área, que no son otra cosa que los muros de albañilería, de placa de acero y de concreto, también pueden ser los muros a base de bastidor de poste galvanizado recubiertos con tabla roca, o de barrotes de madera recubiertos con tabla roca o paneles de triplay; estos 2 últimos ejemplos, usualmente se consideran como ejemplo de los llamados muros falsos, sin embargo, dependiendo del calibre de los postes metálicos estos pueden actuar como muros de corte si también se les provee de contra venteos, en este sentido, sobre todo en aquellos muros que se localizan en los extremos de la edificación, bien se pudieran considerar como diafragmas verticales, el mismo criterio aplica para los muros de barrote forrados con triplay, este último, es el que actúa como o contra venteo.

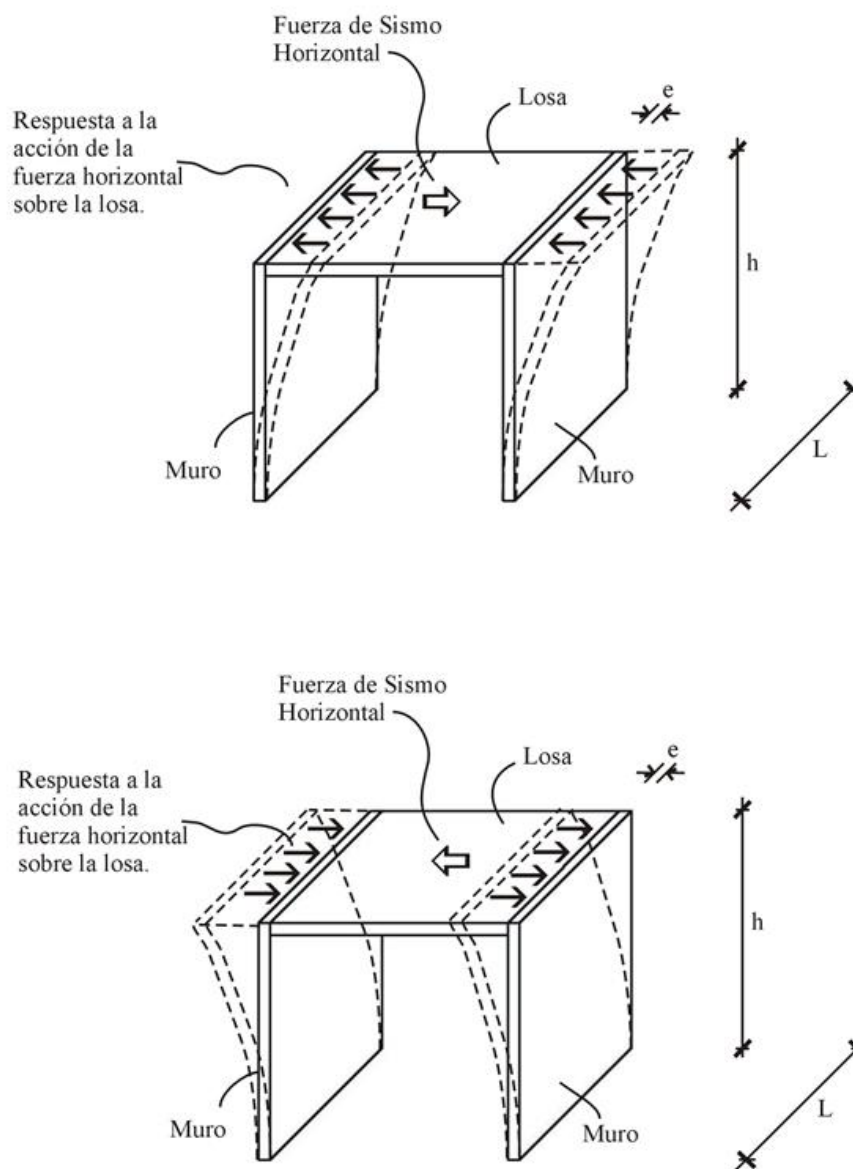


Ilustración 36. Muros ante fuerzas fuera de su plano

2.5 sistemas resistentes a cargas laterales

Ya se ha visto en los incisos anteriores los tipos de estructuración, criterios generales de diseño, marcos dúctiles, muros de cortante, etc., etc., ahora se centrará aquí el aspecto de los esquemas estructurales para edificios verticales, se presentan los distintos esquemas estructurales utilizados para edificios altos, insistiendo sobre sus principios de funcionamiento y su rango de aplicación.

Pórticos. El pórtico es la estructura base de la mayor parte de los edificios por lo que no es de extrañar que se contemple como la primera opción en el caso de los edificios de altura. Su funcionamiento estructural está basado en la rigidez de los nudos de unión de vigas o losas y columnas. Los mecanismos de deformación frente a las acciones laterales están basados en el predominio de los esfuerzos de flexión por lo que se trata de estructuras generalmente dúctiles (siempre que estén correctamente armadas) pero con una capacidad resistente limitada y con una deformación excesiva. Por ello su rango de aplicación es forzosamente limitado; se considera que esta tipología sólo es razonable aplicarla para edificios de menos de 25 a 30 plantas.

Ante la aplicación de cargas laterales sobre una estructura pórtico, el tipo de deformación resultante es intermedio entre la deformación de las columnas si fueran exentas y la deformación de una ménsula cuyas dimensiones transversales coincidieran con las del edificio tal como se aprecia en la figura

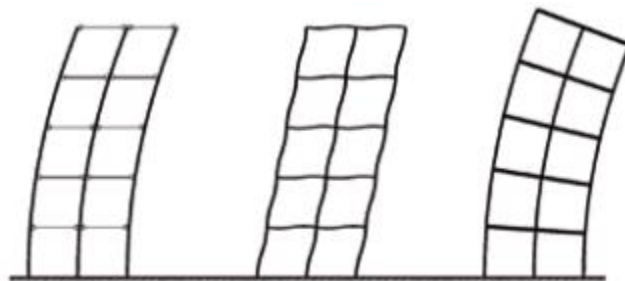


Ilustración 37. Deformación de una estructura apórticada ante a cargas laterales

- a) vigas de rigidez despreciable
- b) vigas de rigidez normal

c) vigas muy rígidas

A partir de una cierta altura es necesario disponer elementos de arriostramiento para activar un mecanismo más eficaz de resistencia frente a las acciones laterales. La deformación global de un pórtico arriostrado debería parecerse a la deformación por flexión de una ménsula. Sin embargo, como los elementos de arriostramiento son necesariamente flexibles, la deformación resultante es más parecida a la de una viga de Timoshenko, combinando la deformación por flexión, traducida en una curvatura, y la deformación tangencial, traducida en una distorsión de los marcos del pórtico. Se puede decir entonces que se trata de una deformación intermedia entre la de una ménsula y la de un pórtico no arriostrado.

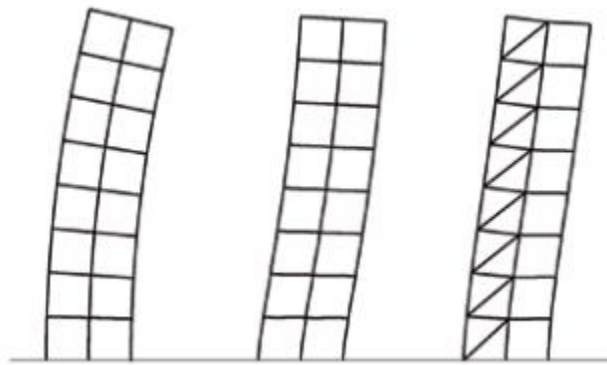


Ilustración 38. Deformación de una estructura aporricada sin arriostrar y arriostrada

- a) deformación por flexión, estructura sin arriostrar
- b) deformación por cortante, estructura sin arriostrar
- c) deformación de la estructura arriostrada

Pantallas o muros de cortante. El desarrollo de sistemas de arriostramiento como forma de rigidización de pórticos conduce de forma natural a un sistema en principio más eficaz consistente en rellenar los marcos ocupados por los arriostramientos. De esta manera se llega al concepto de pantalla o muro de cortante, denominación que traduce su función en el esquema resistente del edificio. Dado que este sistema es muy parecido al de pórticos arriostrados, su dominio de aplicación es también parecido por lo que entre los ejemplos que se pueden citar existen edificios de gran altura y de construcción reciente.

La pantalla es un elemento vertical continuo de concreto que se caracteriza por un espesor reducido pero un canto importante lo que le da una gran rigidez y resistencia a las fuerzas laterales en su plano. La necesidad de resistir acciones laterales en cualquier dirección e

incluso momentos torsores de eje vertical conduce a proyectar varias pantallas orientadas en direcciones ortogonales de forma que sean capaces de absorber tanto las acciones laterales como los posibles momentos torsores asociados.

Consideradas como elementos exentos, se utilizan en edificios de hasta 35 plantas. En zonas sísmicas se consideraron en principio una solución excelente por su gran resistencia, pero esta opinión ha ido cambiando a causa de su falta de ductilidad. Hoy en día se siguen considerando como una alternativa válida para zonas sísmicas, ya que la dificultad de dotarlas de ductilidad se puede paliar con el uso de amortiguadores.

Conforme aumenta la altura de los edificios es necesario aumentar el canto de las pantallas lo cual acaba entrando en conflicto con las necesidades funcionales. Para evitar este conflicto se hace necesario abrir huecos en las pantallas lo cual lleva al concepto de pantallas acopladas. Se trata de pantallas coplanarias unidas en cada planta por los forjados o por vigas de unión. Se puede considerar que el comportamiento de las pantallas acopladas es como el de una pantalla de muy gran canto (el del conjunto de las dos pantallas) pero con una flexibilidad a cortante importante (la que proporciona la flexibilidad a flexión de los elementos de unión entre las pantallas).

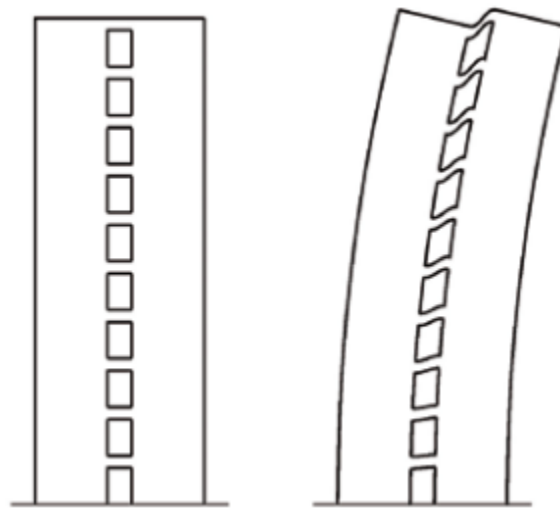


Ilustración 39. Pantallas acopladas

Pantallas acopladas. Cuando se utilizan de forma combinada la estructura pórtico y la pantalla como elementos resistentes del edificio de altura, se ponen en juego dos formas diferentes de resistir las cargas laterales y, de alguna forma, se pueden conseguir aunar las cualidades de los dos tipos estructurales. La idea básica que genera este sistema consiste en asignar al pórtico la distribución y transmisión de las cargas verticales y a las pantallas la transmisión de las cargas horizontales.

Funcionalmente, las pantallas se suelen localizar en los núcleos de escaleras y ascensores, mientras que los pórticos se extienden a lo largo de toda la planta del edificio. Se considera que el rango de aplicación de este sistema alcanza, e incluso puede superar las 50 plantas. Como pórticos y pantallas tienen comportamientos diferentes frente a las cargas horizontales, al igualarse los desplazamientos se producen intercambios de cargas entre ellos que hacen que la deformada resultante sea una combinación de la deformada de ménsula en flexión, típica del muro de cortante, y la de la ménsula en cortante.

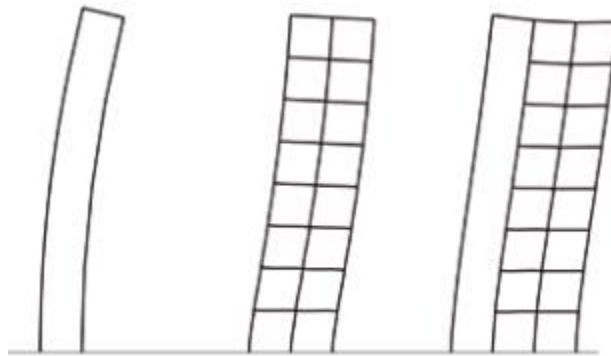


Ilustración 40. Deformación lateral

- a). - Una pantalla
- b). - Un pórtico
- c). - Pantalla – pórticos combinados

Estructuras tubulares. Dentro de este grupo colocamos no solamente a las estructuras de un solo tubo sino también al tubo en tubo, al tubo múltiple y al tubo arriostrado. El concepto del edificio de altura como una ménsula sometida a acciones transversales, además de las muy importantes fuerzas verticales, conduce de forma natural a las secciones de pared

delgada que han demostrado ser las óptimas para resistir acciones de flexión en la construcción metálica y, más especialmente, en la ingeniería aeronáutica.

Como tanto el viento como el sismo pueden llegar a producir torsiones, es muy natural que el tubo sea perfectamente aplicable a los edificios de altura por su eficacia tanto frente a la flexión como frente a la torsión. El concepto tiene que adaptarse a las exigencias funcionales y ello implica que la lámina continua se vea sustituida por un entramado de elementos horizontales y verticales cuyas propiedades globales serán semejantes a las del tubo.

El concepto de la estructura tubular para los edificios de altura fue introducido por primera vez en 1963 por Fazlur Khan. Hoy en día se estima que la mayor parte de los edificios de más de 50 plantas deben utilizar este esquema u otro similar

El comportamiento de la estructura tubular ante las cargas transversales se puede diferenciar del teórico de una ménsula que obedezca a la hipótesis de deformación plana de Navier-Bernoulli. Ello es debido al fenómeno del arrastre de cortante, bien conocido en la ingeniería aeronáutica y en la de puentes. Como consecuencia de este fenómeno, se concentran los esfuerzos de flexión general del tubo en las columnas de esquina, es decir en los extremos de las hipotéticas almas de la sección transversal del tubo. La mayor o menor importancia de este fenómeno depende de la geometría del tubo y de la rigidez de las vigas horizontales.

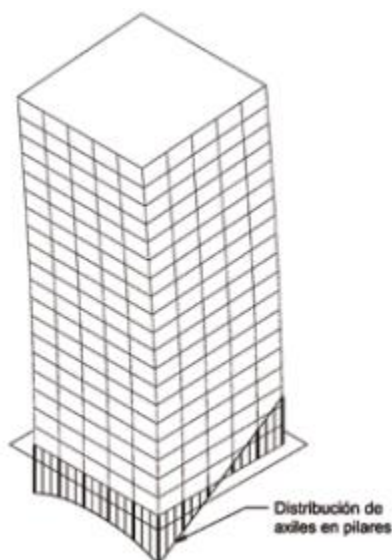


Ilustración 41. Deformada típica estructura en tubo

Una variante de esta tipología es lo que se conoce como tubo en tubo. La necesidad de disponer un núcleo de servicios (escaleras y ascensores) habitualmente localizado en el centro de la planta, conduce naturalmente a una solución de dos tubos: uno exterior cuya función es la explicada anteriormente y otro interior que colabora en la rigidez lateral del conjunto en un mecanismo de deformación similar al de las pantallas pero que además supone un soporte eficaz para las losas.

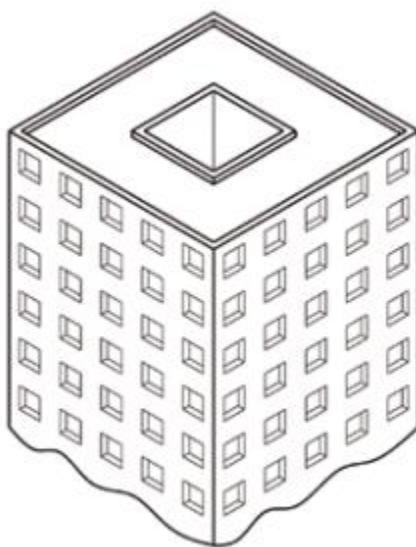


Ilustración 42. Estructura tubo en tubo

El mecanismo de arrastre de cortante explicado anteriormente para las estructuras tipo tubo se hace tanto más apreciable cuanto mayor sea la anchura del edificio en dirección normal a las cargas laterales. Para paliar este defecto en edificios muy anchos existe un remedio evidente consistente en aumentar el número de pantallas intermedias reduciendo así la distancia entre ellas y haciendo por lo tanto que el reparto de los esfuerzos de flexión general del tubo sea más eficaz. De esta manera se llega a lo que se ha venido a llamar la solución de tubo múltiple, aunque sería más correcto denominarla solución tubo con almas intermedias.

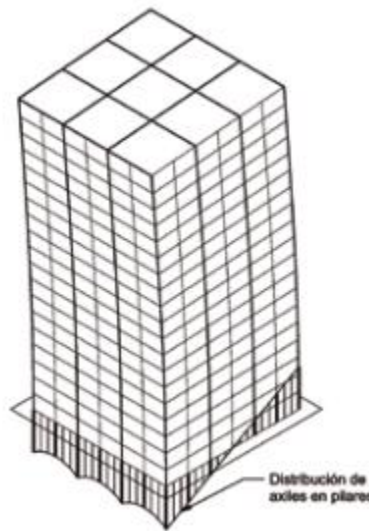


Ilustración 43. Deformación tubo múltiple

El tubo arriostrado surge como una alternativa al tubo aporticado ya que permite rigidizar cada plano exterior del tubo mediante elementos diagonales que convierten a estos planos en celosías reduciendo la flexión en los pórticos y relajando los requisitos de proximidad de columnas y canto de las vigas horizontales. De esta manera, se hace posible aumentar el tamaño de las ventanas, aunque los elementos diagonales interfieran en el ordenamiento ortogonal de la fachada.



Ilustración 44. Tubo arrostrado

2.6 configuración de la estructura y su influencia a la respuesta sísmica

Muchas veces el diseño errado de una edificación, puede ser el principal causante de sus fallas, especialmente cuando la estructura es sorprendida por la acción de un evento sísmico. Una buena configuración estructural, desarrolla un papel muy relevante en la determinación de vulnerabilidad de toda la estructura, ofreciendo condiciones y características que permiten el comportamiento adecuado de la misma en casos de ocurrencia de los eventos desastrosos más impactantes sobre las mismas, que son los sismos. Una configuración y diseño inapropiados hacen que la estructura sea más vulnerable, presentando debilidades conceptuales que serán severamente penalizadas cuando ocurra un sismo de magnitud considerable.

La configuración y diseño de una edificación está relacionada con la forma, el tipo, la disposición, la resistencia, la geometría, la fragmentación, entre otros aspectos que puedan presentar los diferentes elementos estructurales o la edificación completa, como estructura global. Los principales problemas encontrados en el diseño y configuración de las estructuras se relacionan con asimetrías y cambios bruscos de dimensiones, masas, rigideces y flexibilidades.



Ilustración 45. Errores de estructuración

No existe una forma estructural ideal, pero sí existen ciertos principios básicos que pueden guiar un buen desempeño en cuanto a su configuración. Es importante destacar que existen condiciones necesarias, pero no suficientes para lograr una configuración y una forma estructural sana y adecuada



Ilustración 46. Requisitos de una buena estructuración

Los principios básicos que debe cumplir un diseño estructural para que se comporte adecuadamente ante la ocurrencia de un evento sísmico, son los siguientes:

- La edificación debe ser lo más ligera posible. Mientras más masa tiene el edificio, más elevadas serán las fuerzas de inercia que originan las solicitaciones sísmicas.
- La edificación debe ser suficientemente rígida y dúctil. La nueva filosofía es lograr edificaciones cada vez más rígidas, limitando el valor de las derivas de pisos.

- La edificación debe ser sencilla y simétrica, tanto en planta como en altura. Mientras más sencillas, simétricas y rectilíneas sean las estructuras, mayor será el grado de confiabilidad de estas cuando sean castigadas por algún movimiento sísmico.



Ilustración 47. Formas en planta y elevación inadecuadas

El efecto que causan las ondas sísmicas sobre las estructuras es mayor en edificaciones largas, las deformaciones y los esfuerzos se incrementan en este tipo de estructuras. Por lo tanto, es aconsejable no diseñar edificaciones educativas muy largas, ni realizar ampliaciones que deriven en este error. Si por alguna razón se debe acudir a este tipo de estructuras, se recomienda diseñar obras segmentadas, que se unan con juntas de expansión, concebidas apropiadamente para evitar el choque entre las secciones.

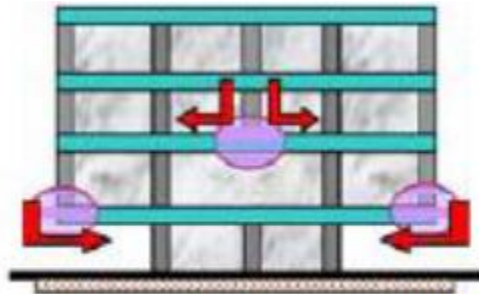
La torsión es un fenómeno que se debe principalmente, a la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura. Se manifiesta como el giro en el plano horizontal de una estructura con respecto a un punto de esta. La torsión origina deformaciones en la estructura, pudiendo incluso, ser causante del colapso de esta.



Ilustración 48. Modo propenso de falla a torsión

El problema de la torsión es también significativo cuando existe heterogeneidad de rigideces entre los elementos estructurales y no estructurales. Por ejemplo, si en un salón se combinan paredes livianas y flexibles (como de madera) con otras rígidas y pesadas (como las de concreto).

El concepto de redundancia de una estructura está relacionado con el hecho de distribuir apropiadamente las cargas a las que está sujeta, de manera que la resistencia de la estructura no dependa totalmente de unos pocos elementos que, al fallar, pueden causar el colapso de la edificación. Una edificación con un aceptable grado de redundancia es aquella que cuenta con varios elementos estructurales capaces de distribuirse las cargas y de evitar el colapso. Las cargas deben ser llevadas hasta el suelo de la manera más sencilla posible, evitando caminos inconclusos debido a la falta de columnas.



Distribución de cargas no adecuada, no hay continuidad en las columnas.



Ilustración 49. Falta de continuidad en columnas

Una estructura es flexible cuando tiene la capacidad de moverse ante la acción de fuerzas, sin que ello implique su falla por falta de resistencia. La flexibilidad es una característica que le permite a la estructura una mejor disipación de la energía inducida por un sismo a través del suelo.

Las estructuras con adecuada flexibilidad tienen un mecanismo de falla lento, en el cual se puede evitar el colapso, aunque existan daños importantes, además de ser una característica muy favorable para casos de evacuación.

El acero es un material muy dúctil, por esta razón es de extrema importancia colocarlo en la cantidad y distribución adecuada en las estructuras de concreto armado. Se debe tener en cuenta que, en edificaciones altas, un comportamiento flexible puede originar desplazamientos muy grandes, incrementando los esfuerzos en los elementos y pudiendo causar grandes daños estructurales, debido a que probablemente esos elementos no sean capaces de resistir dichos esfuerzos



Ilustración 50. Desempeño frágil y dúctil

Las edificaciones dúctiles soportan mayores deformaciones para la misma fuerza con la que fallan las estructuras frágiles. Cuando coexisten elementos rígidos y flexibles, sean estructurales entre sí o con elementos no estructurales, se pueden generar comportamientos inadecuados de respuesta ante los sismos. Por ejemplo, las construcciones de estructuras metálicas con paredes de bloque de concreto han conllevado a fallas, incluso al colapso de las paredes, producto de la combinación de elementos flexibles con elementos rígidos.



Ilustración 51. Combinación de elementos flexibles con elementos rígidos

Combinación de elementos flexibles con elementos rígidos. Estructura de acero con algunas columnas de concreto armado, paredes de bloque y techo de madera

Cuando en una edificación continua se produce un cambio de sus dimensiones en planta, o las mismas son en forma de “L”, de “T”, de “U”, entre otras, se tienden a generar concentraciones de esfuerzos en las zonas de cambio de sección. Por este motivo, se recomienda segmentar las edificaciones y colocar juntas que permitan a los bloques moverse independientemente durante un sismo. También es importante que, en caso de haber un cambio de dimensión, se haga de manera gradual y no bruscamente.

Un ejemplo de irregularidad vertical en una edificación, pueden ser los cambios bruscos de masa, de dimensiones, de rigidez, a lo largo de su altura; recordando que siempre deben preferirse estructuras simples, simétricas, no muy esbeltas, y que a simple vista no parezcan inestables. Se recomienda concentrar los elementos más pesados de la edificación, cerca del suelo; ya que las aceleraciones de respuesta de una estructura ante un sismo van incrementándose con la altura de esta. Las irregularidades verticales aumentan la susceptibilidad al volcamiento e incrementan y redistribuyen los esfuerzos sobre los distintos elementos estructurales.

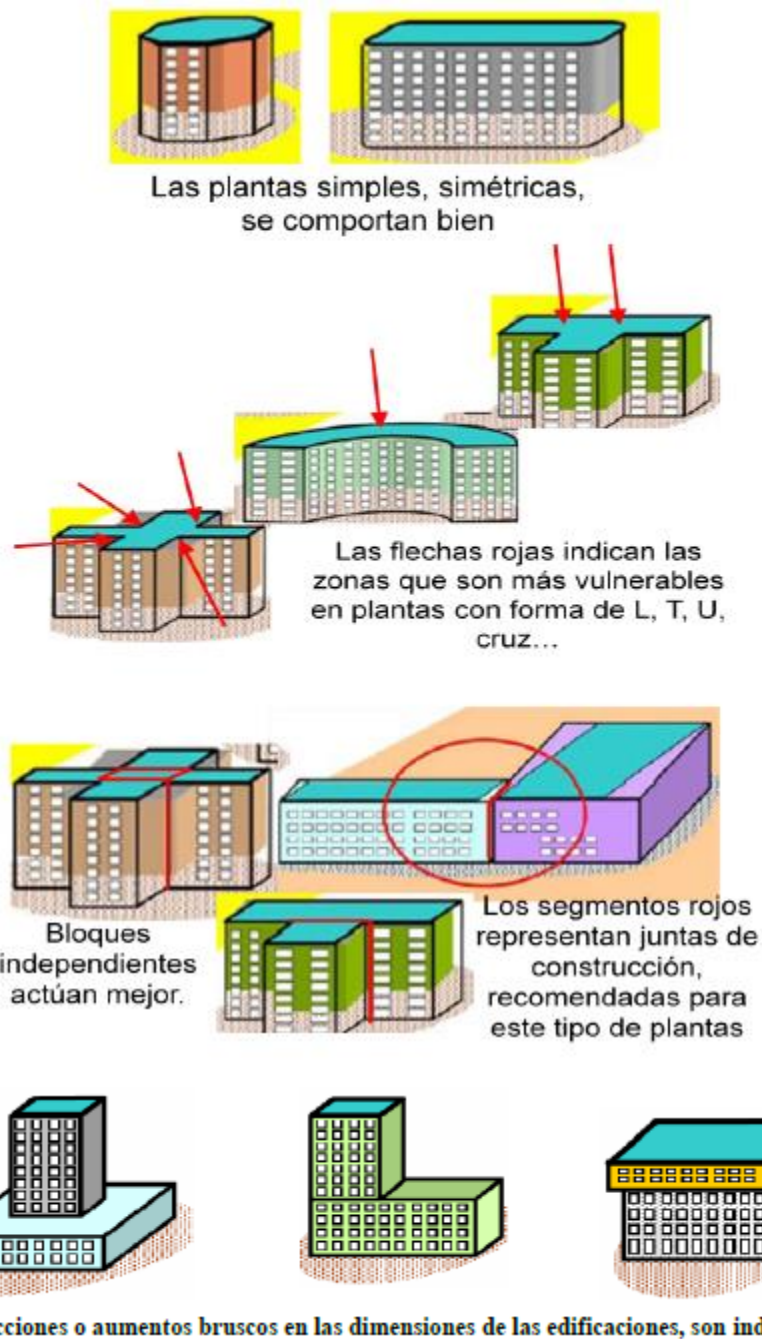


Ilustración 52. Vulnerabilidad estructural



Ilustración 53. Ejemplos reales de irregularidades verticales. Cambios bruscos de masa y rigidez

Una columna se considera débil cuando tiene configuración de “columna corta” (columna parcialmente arriostrada por algún elemento rígido), o cuando su resistencia es inferior a la resistencia de las vigas que se apoyan en ella. En un diseño sísmo resistente adecuado, se debe garantizar que las columnas sean más fuertes que las vigas, y no el caso contrario. De esta manera, se prefiere que, de ocurrir una falla, esta se genere en las vigas y no en las columnas.

Columnas débiles, conllevan a pisos débiles; falta de paredes o muros en una planta, conlleva a un piso débil; irregularidades en el terreno sin el adecuado diseño para cada columna, conlleva también a columnas débiles. La falla principal de las columnas y pisos débiles es que se excede la resistencia por cortante, antes que por flexión. En casos de sismos o sobrecargas, se originan severos daños en la edificación, generalmente la inutilización y/o colapso de esta.

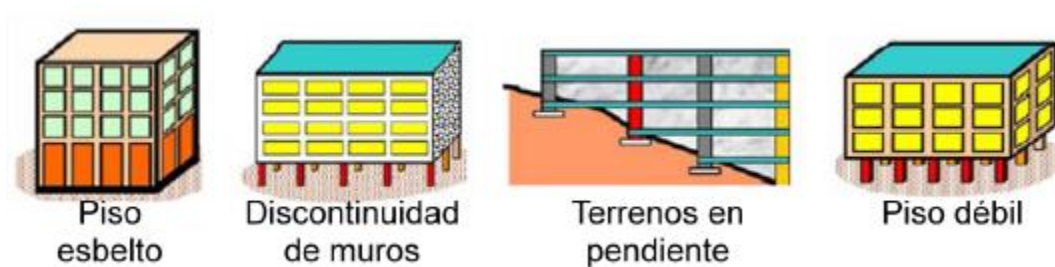


Ilustración 54. Casos que pueden generar columnas y pisos débiles



Ilustración 55. Pisos débiles

Con frecuencia se construyen las plantas bajas de los edificios con el mayor espacio posible para permitir el paso o estacionamiento de vehículos, sin colocar paredes; mientras que en los pisos superiores las paredes proporcionan confinamiento y aportan mayor rigidez.

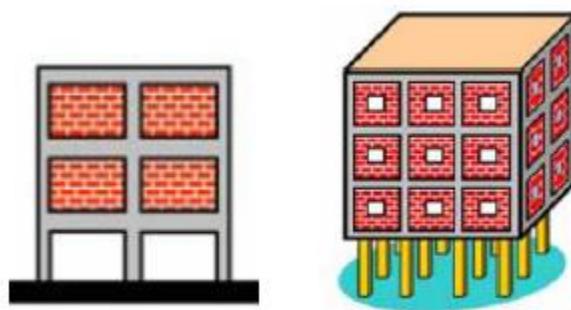


Ilustración 56. Modelo de edificaciones con planta baja libre

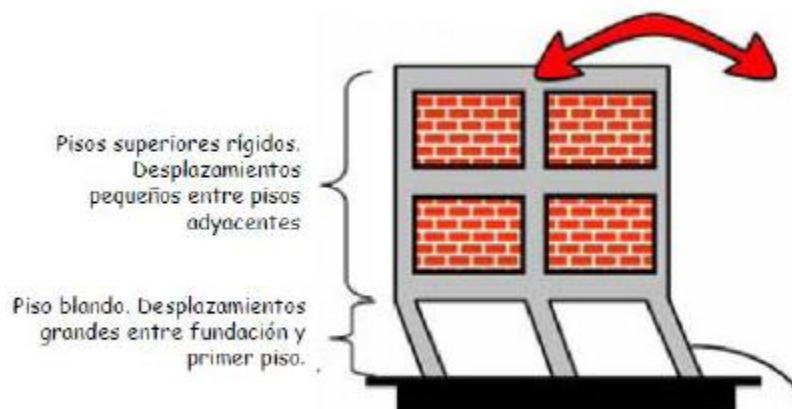


Ilustración 57. Falla por planta baja libre



Ilustración 58. Daño estructural por planta débil conllevó a la inutilización del edificio



Ilustración 59. Colapso total de la planta baja del edificio.

Esto hace que la planta baja posea una rigidez mucho menor a la de los pisos superiores; lo que conduce a grandes desplazamientos y concentración de daños en las columnas de ese nivel. A esta situación se le conoce como “planta baja débil”, “planta baja libre” o “planta baja blanda”.

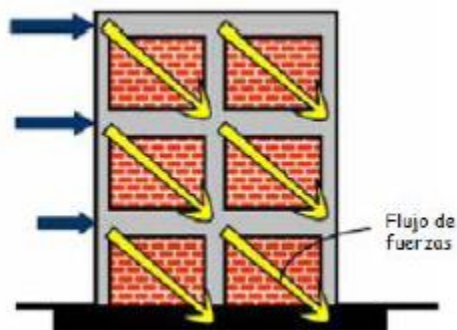


Ilustración 60. Flujo de fuerzas laterales

La continuidad de las paredes hasta la planta baja ayuda a que las columnas no sufran desplazamientos excesivos.



Ilustración 61. Reforzamiento de planta débil con Cruces de San Andrés

Los tipos de falla más importantes que se han registrado en estructuras de concreto armado han surgido con la ocurrencia de eventos sísmicos en distintas localidades del mundo. Para entender el comportamiento sísmico de las estructuras, es necesario identificar las características que han conducido a las fallas y a los buenos comportamientos estructurales, así como también es importante el análisis de los distintos tipos de daños y de las causas que los han originado.

Por lo general las fallas presentadas en las edificaciones durante eventos sísmicos, se originan producto de los defectos en el diseño y configuración estructural, así como en los errores durante la construcción de la obra y el empleo de materiales inapropiados para la edificación. Los principales daños estructurales que ocurren durante un sismo pueden deberse a:

Tabla 8. Fallas comunes por sismos

1	Vigas y columnas con grandes esfuerzos de cortante y de tensión.
2	Entrepisos sin adecuada resistencia al corte
3	Conexiones viga-columna con fallas de adherencia
4	Muros de cortante con grandes esfuerzos.
5	Asimetrías que causan efectos torsionales.
6	Golpeteo entre edificios.
7	Variaciones bruscas de rigidez a lo largo de la altura de la edificación
8	Amplificación de los desplazamientos en pisos superiores.
9	Grandes esfuerzos causados por presencia de columnas cortas

Las edificaciones deben contar con una capacidad de deformación suficiente para soportar las fuerzas sísmicas, sin que esto afecte su resistencia. Cuando la edificación presenta una respuesta sísmica dúctil, es capaz de soportar elevadas deformaciones.

El acero proporciona ductilidad a la estructura. Se debe colocar el acero transversal (estribos) necesario y estrechamente separado, ya que los estribos sirven para mantener confinado al concreto, y cuando éstos son insuficientes el concreto se desconcha, se astilla, y el acero longitudinal se pandea, ocasionando la inestabilidad de la estructura. Las fuerzas cortantes impuestas por los sismos originan fallas por tensión diagonal. La manifestación típica es la formación de grietas inclinadas, en ángulos de aproximadamente 45° .



Ilustración 62. Típica grieta originada en tabiquerías por eventos sísmicos



Ilustración 63. Mala estructuración

En las conexiones entre los distintos elementos estructurales, se originan condiciones complejas y elevadas concentraciones de esfuerzos, que conducen a numerosos casos de falla. Las conexiones pueden fallar por la escasez de anclajes de refuerzo entre las columnas y las vigas. Los muros de cortante tienen como función principal, resistir los esfuerzos producto de las fuerzas horizontales sísmicas.



Ilustración 64. Buena estructuración

Las fallas suelen presentarse en la unión entre el muro y el piso o viga de apoyo. Los principales tipos de falla se presentan por cortante horizontal, cortante vertical o por vuelco. Se han observado grietas horizontales y desconchamiento del concreto en muros que han fallado durante sismos anteriores.

También es posible que se presenten grietas en forma de X en las vigas donde se acoplan los muros cortantes, o en los mismos muros, producto de grandes demandas de ductilidad y elevadas fuerzas cortantes

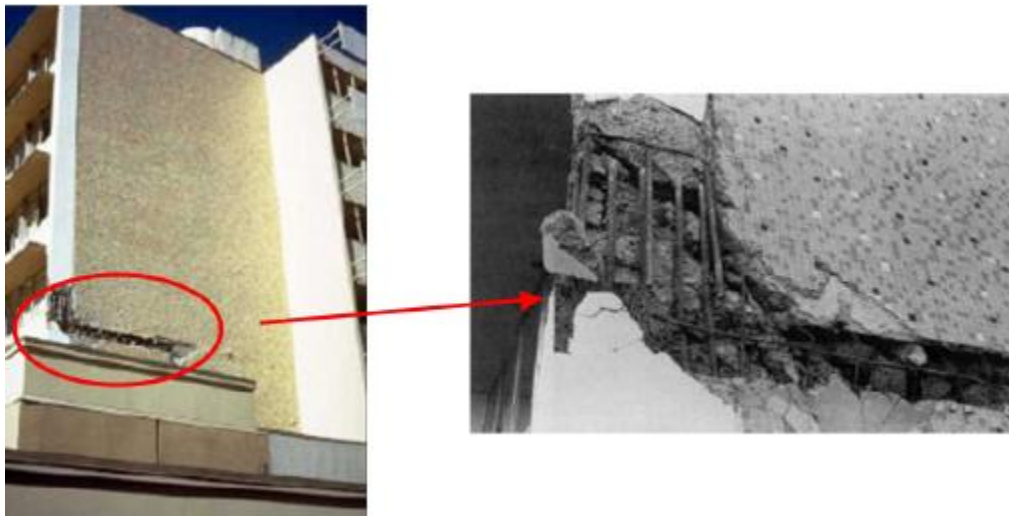


Ilustración 65. Caída del concreto y grieta horizontal en muro de cortante



Ilustración 66. Falla por cortante en muros de carga

Para evitar fallas por flexión o cortante, el diseño de los muros cortantes debe contemplar una ductilidad suficiente para las fuerzas generadas por un sismo intenso. Los muros cortantes deben colocarse de manera simétrica en la estructura para que tengan un comportamiento adecuado. Si se diseña una estructura con muros colocados asimétricamente, pueden originarse problemas de torsión por irregularidades en la rigidez.

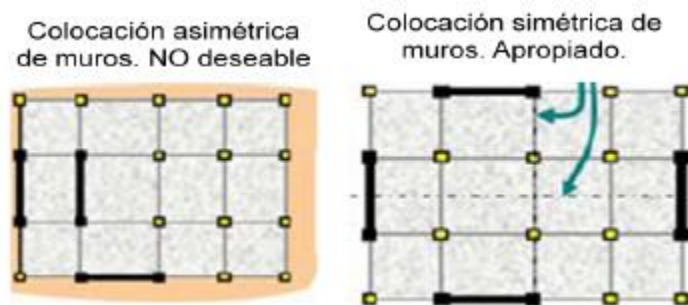


Ilustración 67. Asimetrías que causan efectos torsionales.

Si el centro de masa de una estructura no coincide con el centro de rigidez, se originan efectos de torsión, en los que el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, causando incrementos excesivos en las fuerzas laterales. Cuando los elementos estructurales están distribuidos asimétricamente en planta, se originan vibraciones torsionales ante las acciones sísmicas, generando fuerzas elevadas en los elementos de la periferia del edificio.

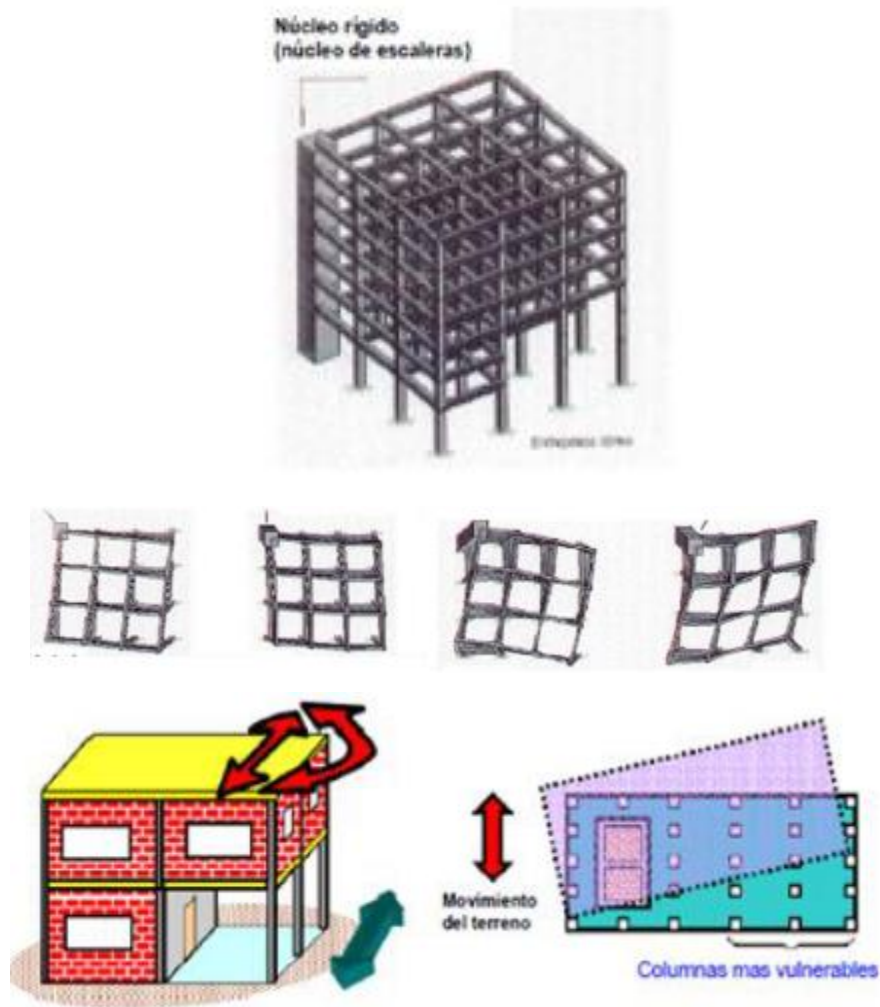


Ilustración 68. La estructura tiende a deformarse con respecto al punto de mayor rigidez

Todas las estructuras deben tener un espacio suficiente con respecto a las edificaciones adyacentes, ya que, en el momento de un sismo, cada una vibrará de manera distinta y esto puede conducir a que se golpeen entre ellas. El golpeteo es capaz de producir daños severos. Cuando entre las estructuras que se golpetean no coinciden los niveles de los pisos, las fallas pueden ser más graves; ya que las losas de uno de los edificios pueden golpear las partes intermedias de las columnas del otro.



Ilustración 69. Edificaciones vulnerables por losas a desnivel entre ellos (golpeteo)



Ilustración 70. Evitar en edificios

Cuando se presenta un sismo, la vibración se amplifica a lo largo de la altura de las edificaciones:

- La amplificación es acentuada en niveles superiores, lo que conduce a elevadas concentraciones de fuerzas y esfuerzos, que conllevan al colapso de una parte del edificio a partir de cierta altura.
- El fenómeno se conoce como amplificación dinámica de fuerzas o resonancia local
- Algunos autores atribuyen este tipo de colapso a la unión de concretos vaciados en distintas ocasiones (uno más nuevo que el otro), por eso es recomendable no interrumpir el proceso de vaciado del concreto durante la ejecución de las obras.

Colapso total de pisos superiores. Los cambios bruscos en elevación hacen que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo de que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas.



Ilustración 71. Colapso total de pisos superiores

Grandes esfuerzos causados por presencia de columnas cortas se originan cuando algún elemento, comúnmente las paredes, se encuentran adosadas a las columnas, restringiéndolas hasta dónde llega la altura de las paredes.

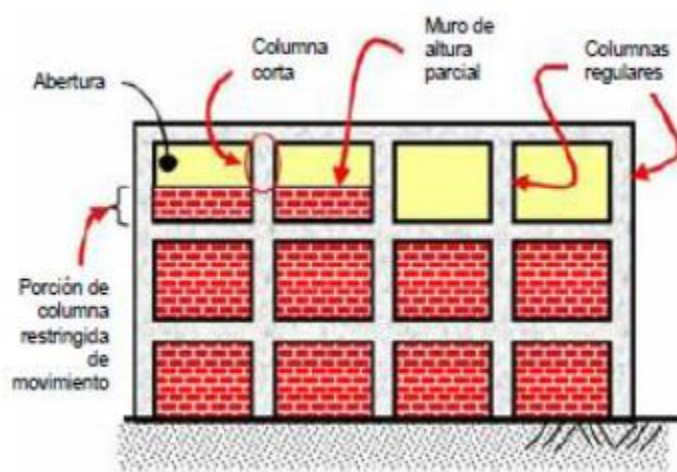


Ilustración 72. Columnas cortas

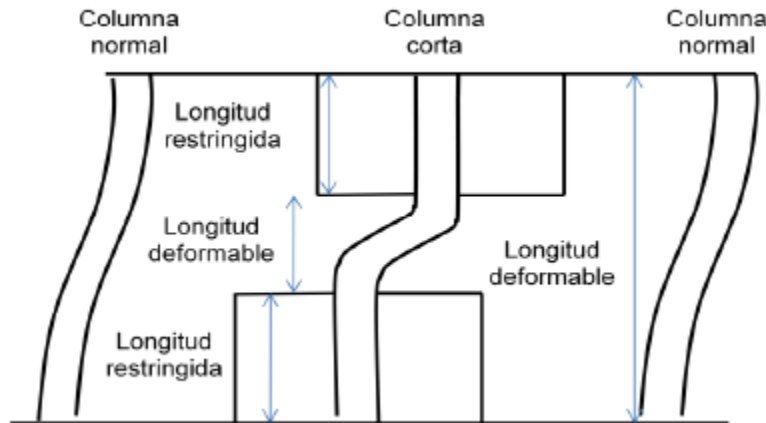


Ilustración 73. Deformación de columnas cortas respecto a las demás

Ante la insuficiente ductilidad de la columna corta, la falla se genera por tensión diagonal producida por elevados esfuerzos cortantes. La columna corta es más frágil que las demás columnas no restringidas parcialmente, debido a que su longitud deformable es más limitada

Este error de diseño...



Ilustración 74. Falla de columna corta (fotos típicas de instituciones educativas)

Se provocan concentraciones de fuerza cortante en los extremos libres de las columnas, que tienden a fallar frágilmente por cortante. Las columnas que se encuentran restringidas adquieren mucha más rigidez en comparación con las demás columnas que no están confinadas ni restringidas en ninguno de sus lados. Por lo tanto, se generan elevados esfuerzos de corte en la columna corta, ocasionando consecuencias desastrosas.



Ilustración 75. Falla típica de columna corta

Es por lo tanto recomendable no adosar directamente las paredes a las columnas, sino dejar un espacio libre entre ellas, o colocando algún tipo de junta que le permita a la columna deformarse libremente, permitiéndole trabajar dúctilmente en el momento de algún movimiento sísmico. (Deben fijarse muy bien las paredes a la viga superior, inferior o a ambas)

3 proyecto 1: Diseño Estructural en Acero

3.1 descripción del proyecto

Se tomó como modelo la propuesta de diseño de un edificio que podría ejecutarse en la ciudad de Tijuana B.C. El edificio consta con 8 niveles: el primer y segundo nivel son para estacionamientos, los siguientes 6 para oficinas.

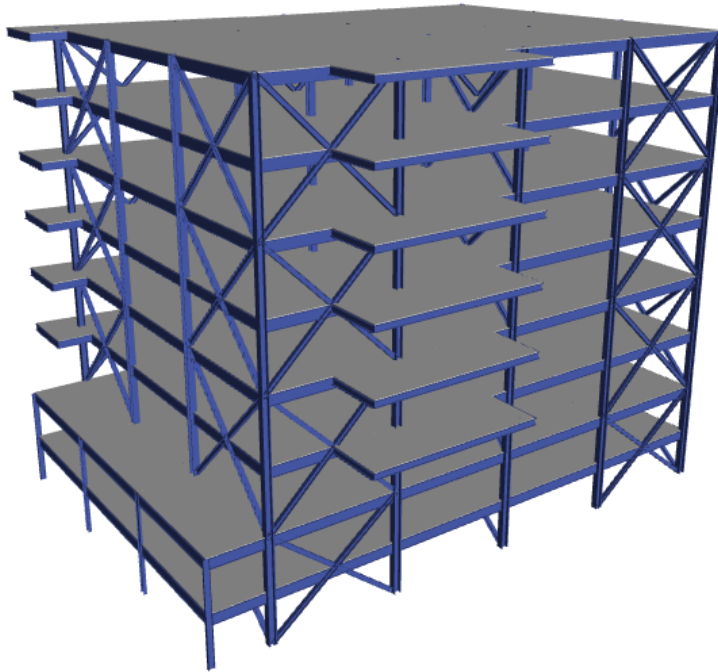


Ilustración 76. Vista renderizada

El concepto del edificio como tal, es tan solo un ejemplo de propuesta para ejercicio académico, en el cual, el alumno podrá integrar los conceptos básicos y avanzados de estructuras, aprendidos a la fecha, durante el transcurso de su educación universitaria.

3.2 criterios de Análisis, diseño y estructuración.

El edificio cuenta con un sistema resistente a cargas laterales llamado sistema de marcos especiales con arriostramiento concéntrico (SCBF), lo cual implica que su diseño sea sismo-resistente. En dicho sistema, los marcos arriostrados son diseñados para el 100% de las cargas laterales.

En la dirección Y, los arriostres se encuentran ubicados de la siguiente manera: sobre el eje 5 entre los ejes B-C y K-M, sobre el eje 6 entre C-E, sobre el eje 7 entre E-K, y sobre el eje 8 entre B-C y K-M, cabe mencionar que los arriostres van en todos los niveles. El muro de cortina (de fachada o “*cladding*”) se encuentra del nivel 3 en adelante, el primer y segundo nivel son para estacionamientos.

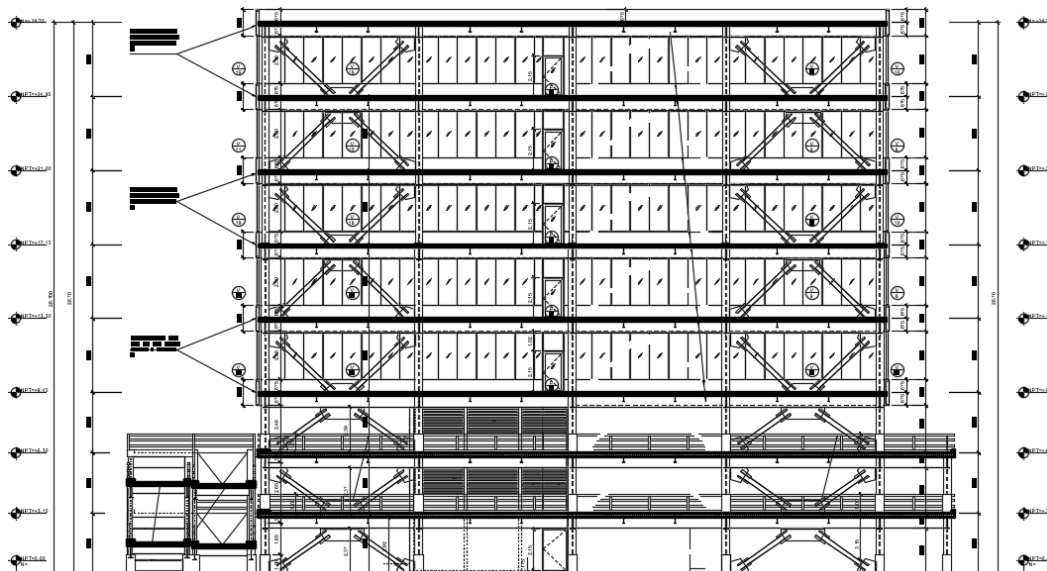


Ilustración 77. Elevación del edificio con respecto a la dirección Y.

En la dirección X, los arriostres se encuentran ubicados de la siguiente manera: sobre el eje B entre los ejes 5-6 y 7-8, sobre el eje E entre 5-6 y 7-8, y sobre el eje K entre 5-6 y 7-8, cabe mencionar que los arriostres van en todos los niveles

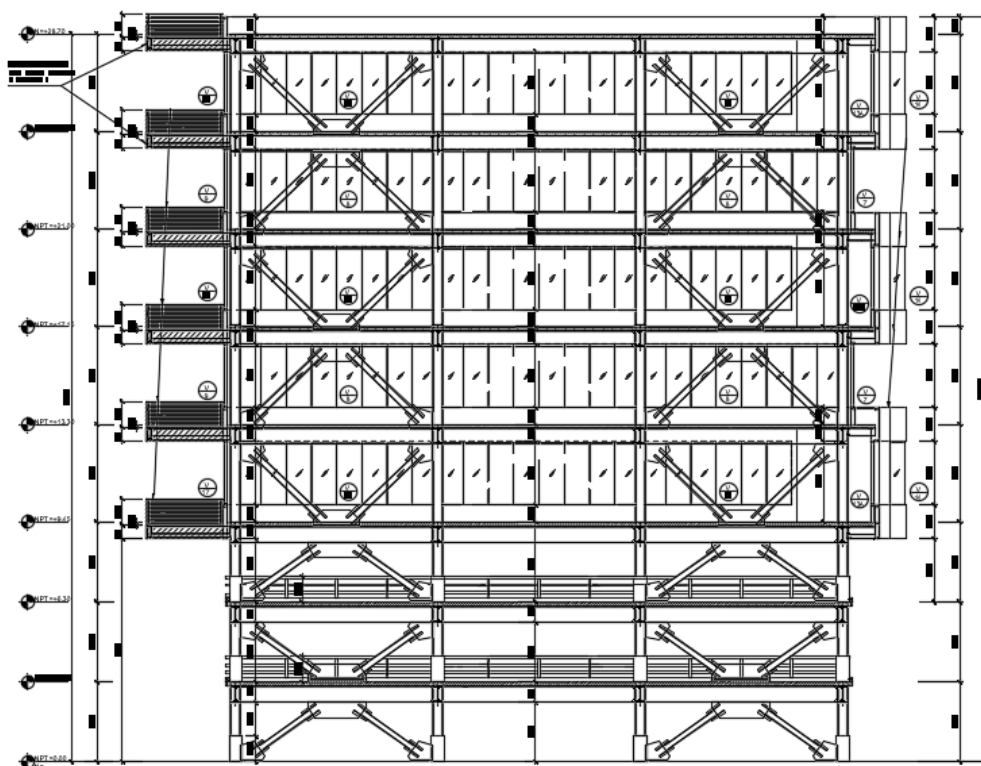


Ilustración 78. Elevación del edificio con respecto a la dirección X

3.3 análisis de Cargas y propiedades de los elementos

Elementos metálicos principales. Todas las secciones utilizadas como miembros estructurales principales son perfiles rolados en caliente. Para vigas, columnas y arriostres se utiliza secciones de patín ancho “W”. Estos elementos son modelados como tipo “*frame*” en el programa

Diafragma. La losa de entrepiso está formada por láminas troqueladas de acero, *Galvadeck* o *Steel deck* calibre 24, con peralte de 3” más la capa de compresión. Tiene un relleno de concreto (*topping*) de 0.10 m de espesor para los pisos comprendidos entre el cuarto y el octavo y de 0.08m para los pisos existentes entre el primero y tercero; reforzado con electro malla 6x6 8/8, con conectores de corte. El sistema está soportado sobre viguetas (*joist*) metálicas de alma abierta.

La losa de entrepiso se modela como un elemento de área “*deck*” de tipo “*filled*” para simular con más precisión los efectos de la losa troquelada. Se supone un diafragma rígido en todos los niveles mediante un “*diaphragm constraint*” debido a que la losa de entrepiso presenta un *topping* de 10cm y de 8 cm, lo que daría suficiente rigidez al sistema para que no hubiera deformaciones axiales ni flexionantes ante cargas contenido en su plano.

Las cargas son asignadas directamente a la losa, la cual les transmite a las viguetas las cargas gravitacionales (peso propio, sobrecarga y carga viva). Las viguetas a su vez transmiten las cargas a las vigas en los ejes tangenciales y estas últimas la transfieren a las columnas, las que se encargan de dirigirla hacia la cimentación.

Cargas gravitacionales. Peso propio. No se asigna una carga adicional en el peso propio debido a que el programa ETABS lo considera en los respectivos análisis.

Sobrecarga. Los pesos de los materiales son tomados de las tablas indicadas párrafos arriba.

Tabla 9. Sobrecarga en estacionamiento

Descripción	Peso (Kg/m ²)
Instalaciones electromecánicas	20
Lámparas y accesorios	6
Total	36

Tabla 10. Sobrecarga en entrepiso tipo

Descripción	Peso (Kg/m ²)
Cascote de mortero de 2.5cm	55.88
Ladrillos de cerámica para pisos	30
Paredes divisorias fijas	90
Cielo falso de Gypsum	15
Instalaciones Electromecánicas	20
Lámparas y accesorios	6
Total	216.88

Tabla 11. Sobrecarga en azotea

Descripción	Peso (Kg/m ²)
Cascote de mortero de 2.5cm	55.88
Impermeabilizante	15
Cielo falso de Gypsum	15
Instalaciones Electromecánicas	20
Lámparas y accesorios	6
Total	111.88

Tabla 12. Sobrecarga en muro cortina

Descripción	Peso (Kg/m)
Muro cortina de vidrio serie 60	88

Tabla 13. Carga viva

Descripción	Peso (Kg/m ²)	
	Carga Viva	Carga viva reducida
Para entrespisos destinados a parqueos	250	150
Para entrespisos destinados a oficinas	250	100
Para azotea	100	40

Condiciones de regularidad.

Una estructura se puede clasificar en regular, irregular o fuertemente irregular; para conocer en que categoría se encuentra el edificio en estudio se analiza cada una de las condiciones a continuación:

1. “Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.”

➤ No cumple, ya que no existe simetría en ambas direcciones

2. “La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.”

➤ $29.4\text{ m}/24\text{ m} = 1.22 < 2.5$ *ok cumple*

3. “La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.” Tomando como largo el eje en Y y como ancho el eje en X.

➤ $35.506\text{ m} / 24\text{ m} = 1.48 < 2.5$ *ok cumple*

4. “En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.”

- En nuestro caso solo tenemos salientes, lo cual tiene un área de 59.76 m², y nuestra área de planta de 852.14m², por lo cual tendríamos:

$$59.76 \text{ m}^2 / 852.14 \text{ m}^2 * 100 = 7.01\% < 20 \% \text{ ok cumple}$$

5. “En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.”

- Presenta un diafragma rígido en todos los niveles.

6. “No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.”

- Nuestro edificio no presenta aberturas en ningún entrepiso, ni en losa de techo.

7. “El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Tabla 14. Peso por nivel según ETABS

Nivel	Pp Ton	Ar m ²	CM Ton/m ²	CVR ton/m ²	W total Ton	W/Wn-1	Estado
Azotea	364.168	829.200	0.120	0.040	496.840	0.792	Cumple
Nivel 7	364.168	829.200	0.217	0.100	627.024	1.000	Cumple
Nivel 6	364.168	829.200	0.217	0.100	627.024	1.000	Cumple
Nivel 5	364.168	829.200	0.217	0.100	627.024	0.981	Cumple
Nivel 4	376.375	829.200	0.217	0.100	639.231	1.064	Cumple
Nivel 3	337.659	829.200	0.217	0.100	600.515	1.180	No Cumple
Nivel 2	350.408	852.140	0.036	0.150	508.906	0.999	Cumple
Nivel 1	350.684	852.140	0.036	0.150	509.182		

8. “Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.”

Tabla 15. Relación de área de cada piso de sus elementos resistentes verticales

Nivel	Área m ²	A/An-1	Estado
Azotea	829.20	1	-
Nivel 7	829.20	1	Cumple
Nivel 6	829.20	1	Cumple
Nivel 5	829.20	1	Cumple
Nivel 4	829.20	1	Cumple
Nivel 3	829.20	0.97	Cumple
Nivel 2	854.14	1	Cumple
Nivel 1	854.14		-

9. “Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas “.

- Todas las columnas están restringidas lateralmente

10. “La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.”

- Rigidez en la dirección X

Tabla 16. Verificación de rigidez por piso en dirección X.

Nivel	Rigidez X (Ton/m)	50% Kx	Kx-Kn-1	Estado
Azotea	48046.963	24023.482	-	-
Nivel 7	81987.766	40993.883	33940.803	Cumple
Nivel 6	101734.848	50867.424	19747.082	Cumple

Nivel 5	128731.289	64365.645	26996.441	Cumple
Nivel 4	140246.131	70123.066	11514.842	Cumple
Nivel 3	180066.069	90033.035	39819.938	Cumple
Nivel 2	238874.598	119437.299	58808.529	Cumple
Nivel 1	364750.917	182375.459	125876.319	Cumple

- Rigidez en la dirección Y

Tabla 17. Verificación de rigidez por piso en dirección Y.

Nivel	Rigidez y (Ton/m)	50% Ky	Ky-Kn-1	Estado
Azotea	46319.720	23159.86	-	-
Nivel 7	79879.230	39939.615	33559.51	Cumple
Nivel 6	99309.334	49654.667	19430.104	Cumple
Nivel 5	126610.322	63305.161	27300.988	Cumple
Nivel 4	138015.162	69007.581	11404.84	Cumple
Nivel 3	178333.985	89166.9925	40318.823	Cumple
Nivel 2	239265.531	119632.766	60931.546	Cumple
Nivel 1	367026.107	183513.054	127760.576	Cumple

Podemos observar que nuestro edificio cumple con esta condición.

11. “La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.”

Resistencia al corte en X

Tabla 18. Resistencia al corte por piso en dirección X

Nivel	Corte X (Ton)	50% Vx	Vx-Vn-1	Estado
Azotea	208.069	104.035	-	-
Nivel 7	429.360	214.680	177.270	Cumple
Nivel 6	606.630	303.315	140.576	Cumple
Nivel 5	747.206	373.603	113.627	Cumple
Nivel 4	860.833	430.417	79.887	Cumple
Nivel 3	940.720	470.360	42.995	Cumple
Nivel 2	983.714	491.857	21.161	Cumple
Nivel 1	1004.875	502.438	-	-

Resistencia al corte en Y

Tabla 19. Resistencia al corte por piso en dirección Y

Nivel	Corte y (Ton)	50% Vy	Vy-Vn-1	Estado
Azotea	208.067	104.033	-	-
Nivel 7	427.906	213.953	175.402	Cumple
Nivel 6	603.308	301.654	138.662	Cumple
Nivel 5	741.970	370.985	112.119	Cumple
Nivel 4	854.089	427.044	78.908	Cumple
Nivel 3	932.996	466.498	42.388	Cumple
Nivel 2	975.385	487.692	20.934	Cumple
Nivel 1	996.318	498.159	-	-

Observamos que nuestro edificio cumple para esta condición.

12. “En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.”

- La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de ubicación.
- El centro de masa (cm) de un sistema es el punto geométrico que dinámicamente se comporta como que si en él estuviera aplicada la resultante de las fuerzas externas del sistema.
- El centro de rigidez (cr) es el punto con respecto al cual el edificio se mueve desplazándose como un todo, es el punto donde se pueden considerar concentradas las rigideces de todos los marcos. Si el edificio presenta rotaciones será con respecto a este punto.

Tabla 20. Centro de Masa y Rigidez por piso

Nivel	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ	
Nivel	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)
Azotea	12.519	19.009	12.005	19.498
Piso 7	12.444	19.126	12.006	19.495
Piso 6	12.444	19.126	12.007	19.492
Piso 5	12.444	19.126	12.009	19.487
Piso 4	12.440	19.129	12.011	19.480
Piso 3	12.420	19.127	12.016	19.466
Piso 2	12.012	17.895	12.019	19.438
Piso 1	12.001	17.893	12.010	19.422

Por lo tanto, la excentricidad torsional estática es la distancia entre el en centro de masa y el centro de rigidez

Tabla 21. Excentricidad en eje Y.

Excentricidad en el Eje Y				ESTADO
Nivel	ey (m)	Y (m)	10%Y (m)	
Azotea	0.489	32	3.20	Cumple
Piso 7	0.369	32	3.20	Cumple
Piso 6	0.366	32	3.20	Cumple
Piso 5	0.361	32	3.20	Cumple
Piso 4	0.351	32	3.20	Cumple
Piso 3	0.339	32	3.20	Cumple
Piso 2	1.543	35.506	3.5506	Cumple
Piso 1	1.529	35.506	3.5506	Cumple

Tabla 22. Excentricidad en eje X

Excentricidad en el Eje X				ESTADO
Nivel	ex (m)	X (m)	10%X (m)	
Azotea	0.514	24	2.40	Cumple
Piso 7	0.438	24	2.40	Cumple
Piso 6	0.437	24	2.40	Cumple
Piso 5	0.435	24	2.40	Cumple
Piso 4	0.429	24	2.40	Cumple
Piso 3	0.404	24	2.40	Cumple
Piso 2	0.007	24	2.40	Cumple
Piso 1	0.009	24	2.40	Cumple

En los ejes “X” e “Y” se presenta una leve excentricidad que cumple con el requisito establecido por el reglamento.

Resumen de cumplimiento de los requisitos de regularidad:

Tabla 23. Tabla de Resumen de cumplimiento de condiciones de regularidad

Condición	Cumplimiento
1	No
2	Si
3	Si
4	Si
5	Si
6	Si
7	No
8	Si
9	Si
10	Si
11	Si
12	si

Factor de reducción por ductilidad:

Puesto que no se conoce de antemano el período natural de la estructura, tendremos:

$$Q' = Q$$

Donde Q es el factor de comportamiento sísmico. Para esta estructura, cuya resistencia lateral es provista por marcos especiales con arriostramiento concéntrico.

$$Q = 3 \Rightarrow Q' = 3$$

Corrigiendo por el factor 0.8 para estructuras irregulares, resulta

$$Q' = 3 \times 0.8 = 2.4$$

Este valor es válido para toda dirección de la estructura.

Análisis dinámico modal espectral. Caracterización sísmica

Toda estructura deberá ser diseñada y construida para resistir las cargas sísmicas que se calcularán a continuación. El edificio está ocupado por oficinas (despachos), por lo cual queda clasificada como una estructura de normal importancia y perteneciente al Grupo B.

Factor de reducción por sobre resistencia $\Omega = 2$

Factor de amplificación por tipo de suelo.

Tijuana está en la Zona C. Suponiendo un suelo tipo II $S = 1.5$

Aceleración máxima del terreno (del mapa de isoaceleraciones) $a_0 = 0.31$

Máxima aceleración espectral, S_d . $S \cdot d = S(2.7a_0) = 1.5 \cdot 2.7 \cdot 0.31 = 1.26$

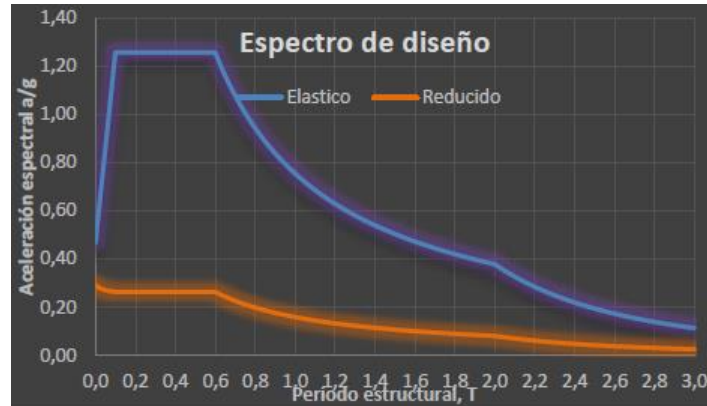


Ilustración 79. Espectro de diseño

3.4 modelado matemático y análisis estructural

Se construirá un modelo tridimensional del edificio utilizando el programa computacional ETABS 2016.2.1 incluyendo en este todas las características estructurales especificadas en los planos arquitectónicos y secciones propuestas del edificio. Adicionalmente se modelarán algunos elementos secundarios, como las viguetas para la transferencia de cargas.

El método consistirá en una técnica de prueba y error hasta encontrar las secciones adecuadas el cual el programa verifica con la norma AISC 360-10 el cumplimiento capacidad de los elementos.

De esta manera, cada elemento estructural de dicho edificio puede ser modificado según sea conveniente

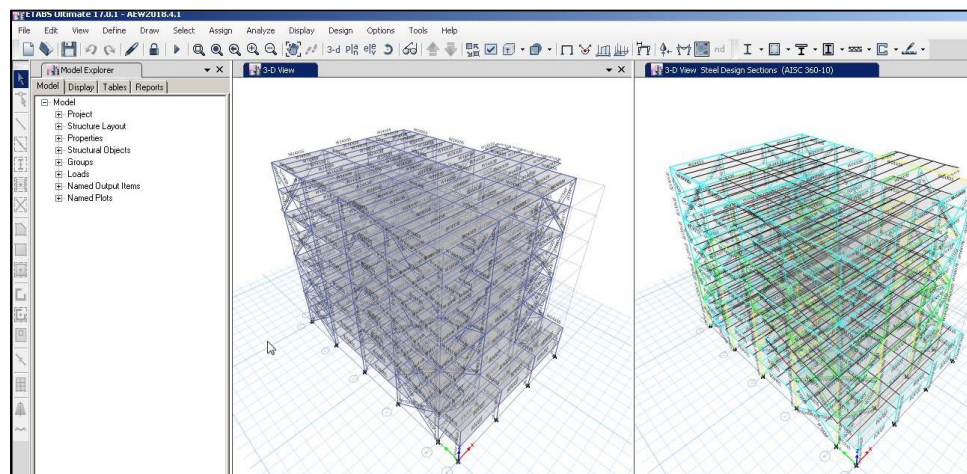


Ilustración 80. Interfaz del ETABS

El programa ETABS cuenta con propiedades que nos permite definir una estructura lo más cercano posible a la realidad de un edificio con la finalidad de analizar el comportamiento de

la estructura y sus elementos, de izquierda a derecha en la parte superior del programa podemos visualizar, como muestra el interfaz dinámico donde se crea un nuevo diseño y se introducen los elementos y variables necesarios.

Para empezar el proceso de diseño, es necesario definir nuestros ejes, el número de pisos, las dimensiones de cada planta, estos procesos son introducidos según requerimientos arquitectónicos, *edit story and grid system* donde se digitan dichos valores geométricos y espaciamientos, tanto en planta como en elevaciones

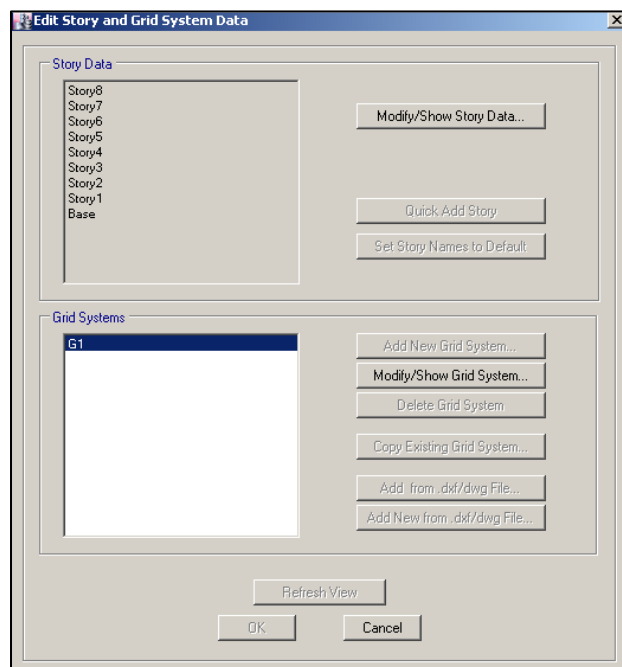


Ilustración 81. Definir grillas

Define Properties: establecemos los elementos estructurales tales como vigas, tipo de piso (Slab o Deck), diafragma para cada piso

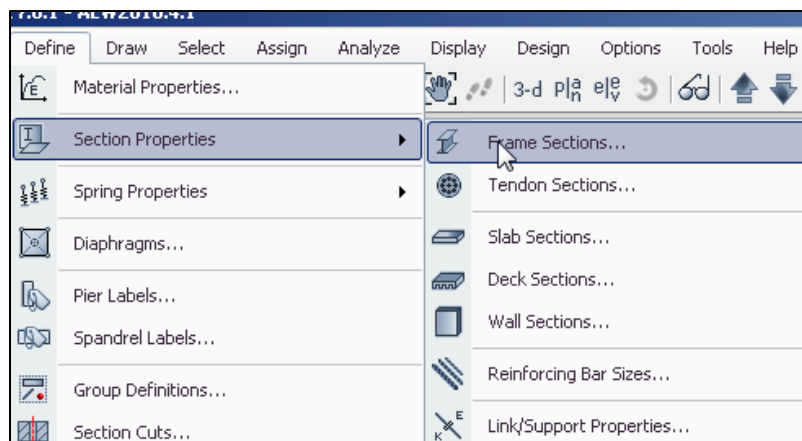


Ilustración 82. Definir propiedades

En el programa se crearon dos Losas, una de 8 cm de espesor, otra de 10 cm de espesor tipo *deck*, el cual se empleará por requerimiento de peso la de 8 cm en los primeros 3 pisos y 10 cm en los siguientes 5 pisos

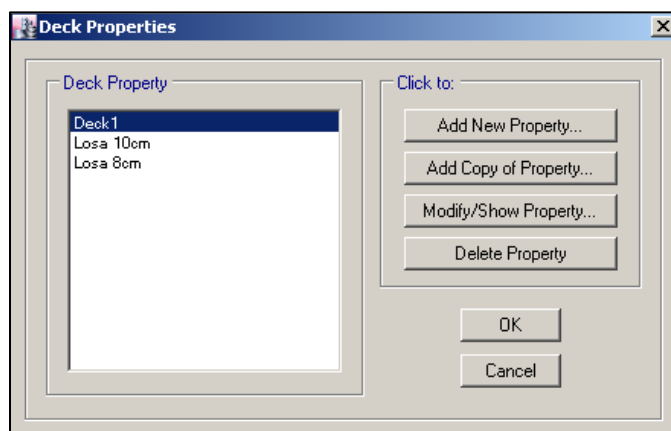


Ilustración 83. Definir decks

Se observa la losa propuesta con sus respectivas propiedades tales como: el tipo de relleno, la resistencia de concreto (3000psi), el tipo de *material deck* (acero ASTM A992) con una fluencia de 50Ksi.

Deck Property Data

General Data

Property Name: Losa 10cm

Type: Filled

Slab Material: 3000Psi

Deck Material: A992Fy50

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc: 0.1 m

Rib Depth, hr: 0.076 m

Rib Width Top, wrt: 0.353 m

Rib Width Bottom, wrb: 0.19 m

Rib Spacing, sr: 0.5 m

Deck Shear Thickness: 0.001 m

Deck Unit Weight: 0.025 kip/m²

Shear Stud Diameter: 0.019 m

Shear Stud Height, hs: 0.156 m

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 89923.57 kip/m²

OK Cancel

Ilustración 84. Propiedades del deck

Por último, en *property data* se establece la profundidad de la losa, *Rib Spacing*, *Rib Width*, *Rib Width Bottom*, entre otros valores técnicos que pueden ser encontrados en fichas técnicas para tipo de lámina cero propuesto. En la misma interfaz define, creamos un diafragma para cada piso, se coloca dicha propiedad seleccionando toda la losa de cada piso, y esta aplicada según el número de cada piso

Define Diaphragm

Diaphragms

- D1
- D2
- D3
- D4
- D5
- D6
- D7
- D8

Click to:

Add New Diaphragm

Modify/Show Diaphragm

Delete Diaphragm

OK Cancel

Ilustración 85. Definir diafragmas

En el software es necesario calcular el espectro de diseño, dicho cálculo será mostrado más adelante, generalmente para facilitar el trabajo, el cálculo se realiza en una hoja de Excel, luego se exporta en un block de notas y se introduce en *Add New Function*, pero antes de eso es necesario seleccionar la opción de user en *choose function type*, para definir un espectro según nuestros datos y no según las diferentes normas establecidas por el programa, esto debido que nuestro reglamento no aparece como una opción el cual nos permita generar nuestro espectro de forma automática

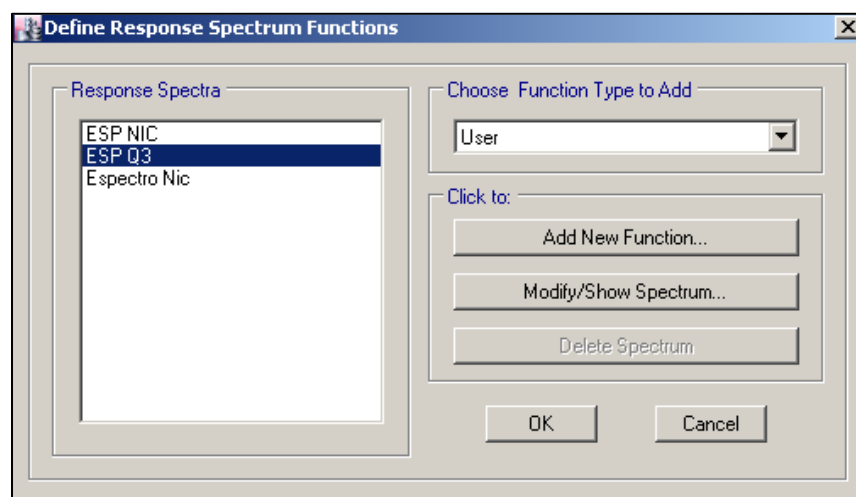


Ilustración 86. Definir espectro

Como se visualiza en la figura, este es la manera adecuada de generar el espectro de diseño dentro del programa, se muestra los datos y el grafico de la función generada

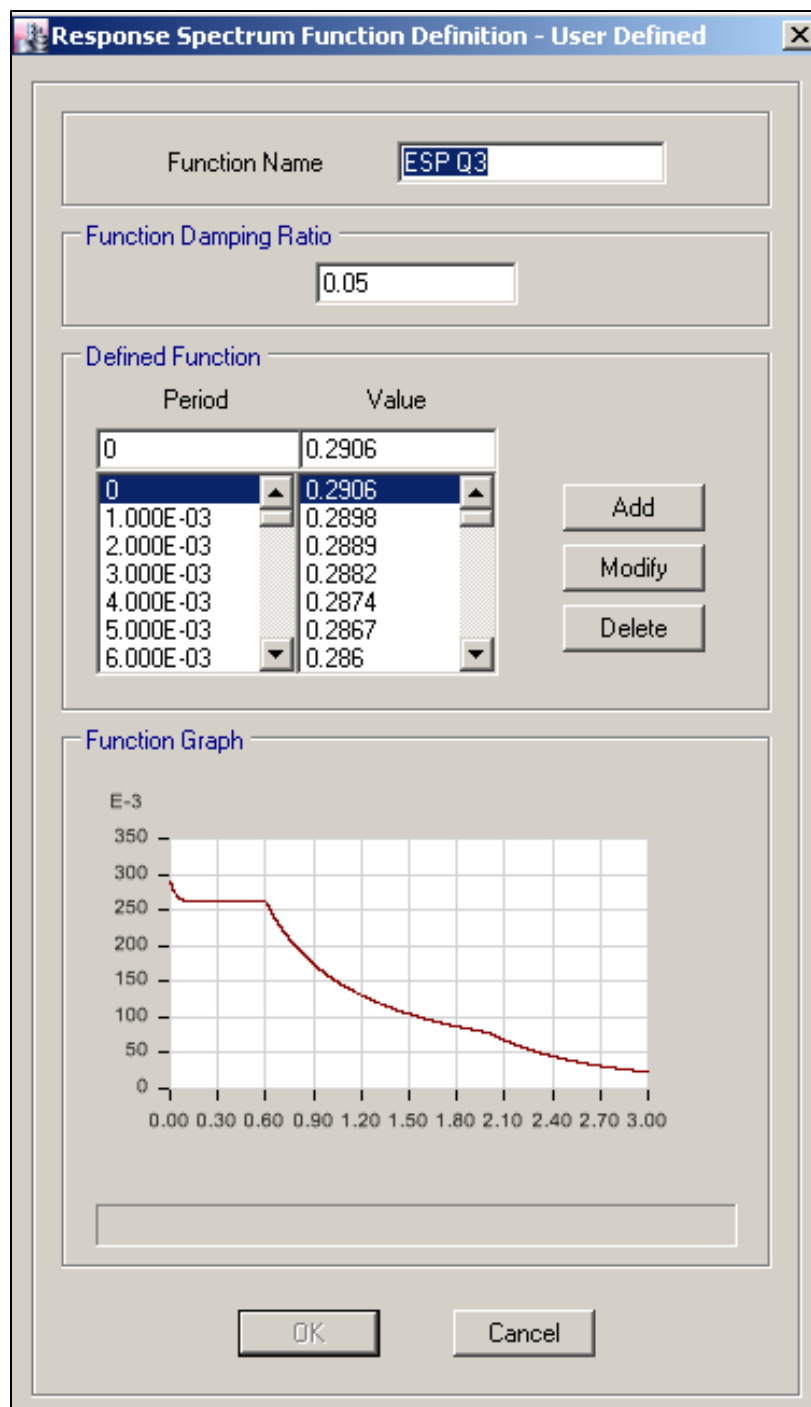


Ilustración 87. Espectro de diseño en ETABS

Definición de cargas. Es necesario definir las variables de cargas gravitacionales y sísmicas tales como carga muerta, viva, carga viva reducida, sismo en X y sismo en Y para el cálculo del cortante basal estático.

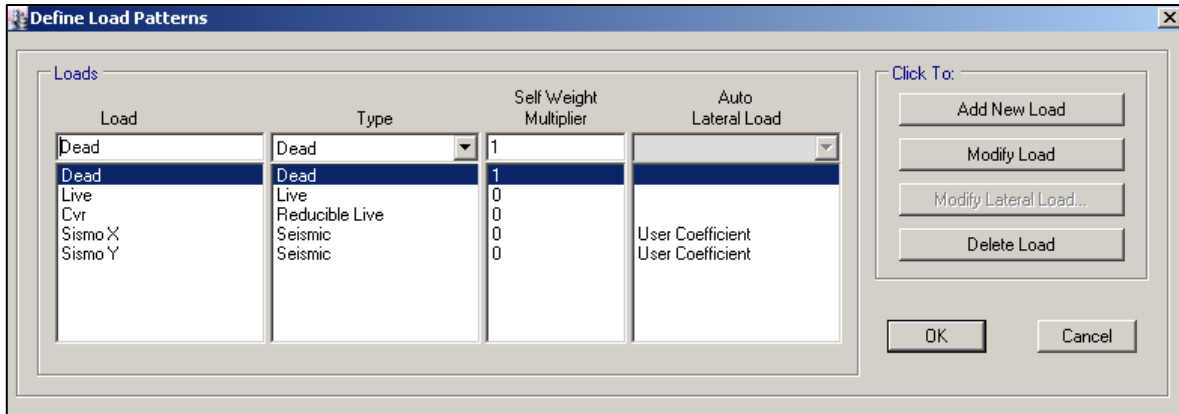


Ilustración 88. Definir patrones de carga

Modificación de cargas. Para definir el coeficiente de cortante basal, el coeficiente de diseño sismorresistente se toma en cuenta la deriva según el sismo actuante, es decir si analizamos el sismo en X por el método estático, en el programa se seleccionará la opción únicamente en la deriva más excentricidad en X, y el valor del coeficiente sismo resistente en la casilla de *Base Shear*.

Combinaciones de cargas

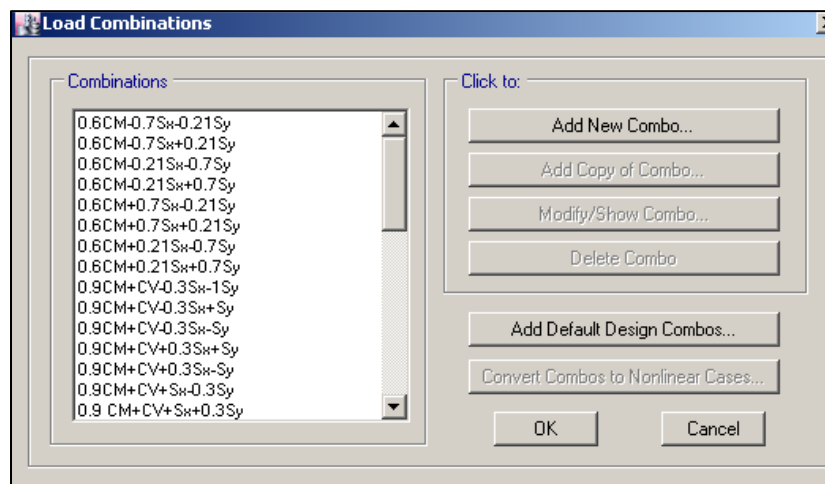


Ilustración 89. Definir combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas son introducidas en el programa uno por uno hasta finalmente tener todas las combinaciones de servicio y diseño

Cargas Puntuales y Distribuidas en los elementos

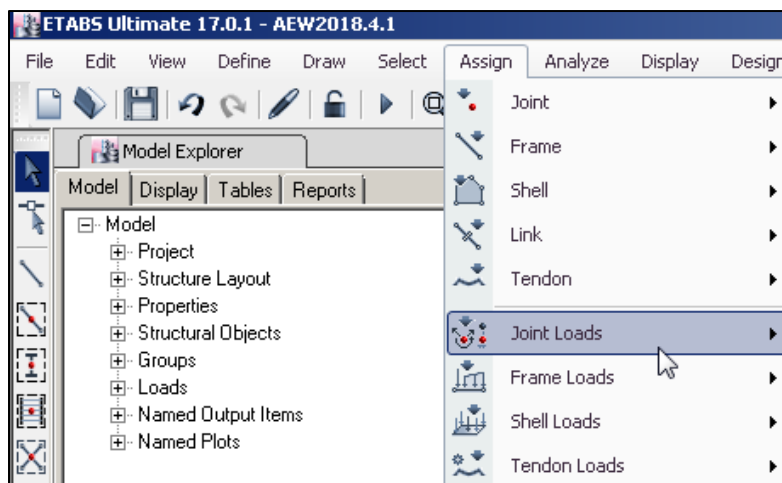


Ilustración 90. Definición de cargas

Cada elemento ya sean nodos, vigas, columnas y losas pueden adherírseles cargas, por lo general en las losas es necesario agregar cargas tipo *Shell Loads* para definir lo que son cargas vivas y muertas

Análisis para encontrar errores de digitación:

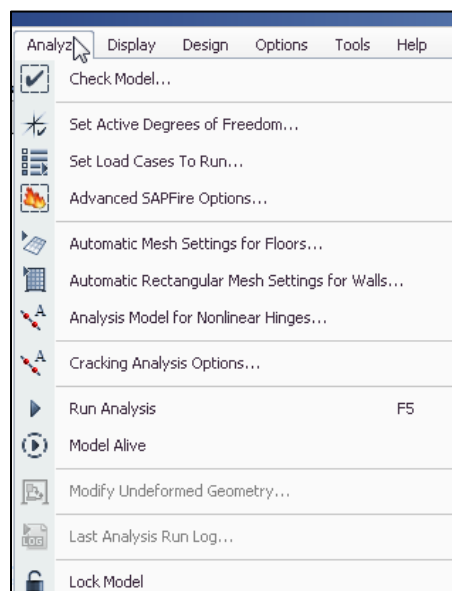


Ilustración 91. Verificación de errores en el modelo

Una vez creado todo el modelo, el programa tiene una opción muy importante que nos permite determinar si existe alguna incongruencia al momento de introducir o dibujar un elemento, dentro de los errores más comunes esta: No haber unido adecuadamente la viga de nodo a nodo, algún elemento de área superpuesto en otro, así entre otros tipos de incongruencias en la digitación.

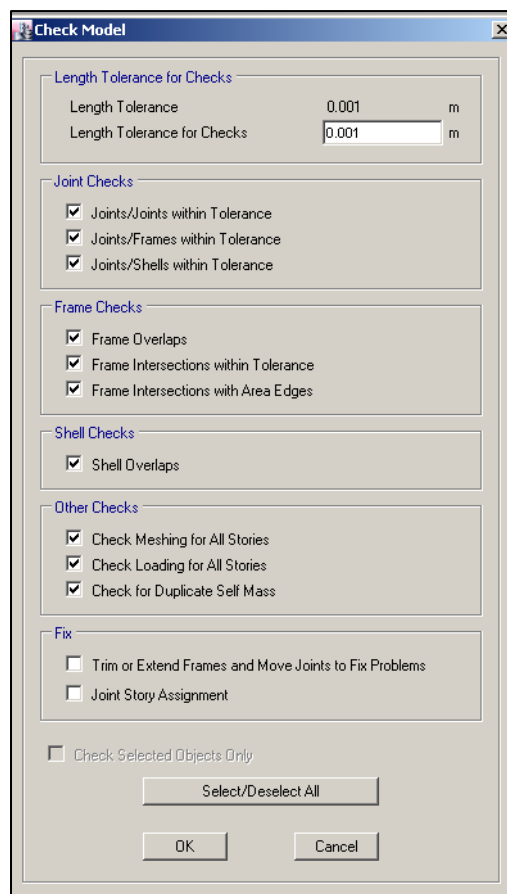


Ilustración 92. Ajuste para eliminar errores

Para la revisión del modelo se selecciona todas las casillas, le que es uniones de vigas, traslape en elementos de áreas, cargas en todos los pisos, en general todas las casillas a excepción de ajuste (*fix*), con el sentido de ver en qué parte se encuentran los errores digitados

Verificación de errores

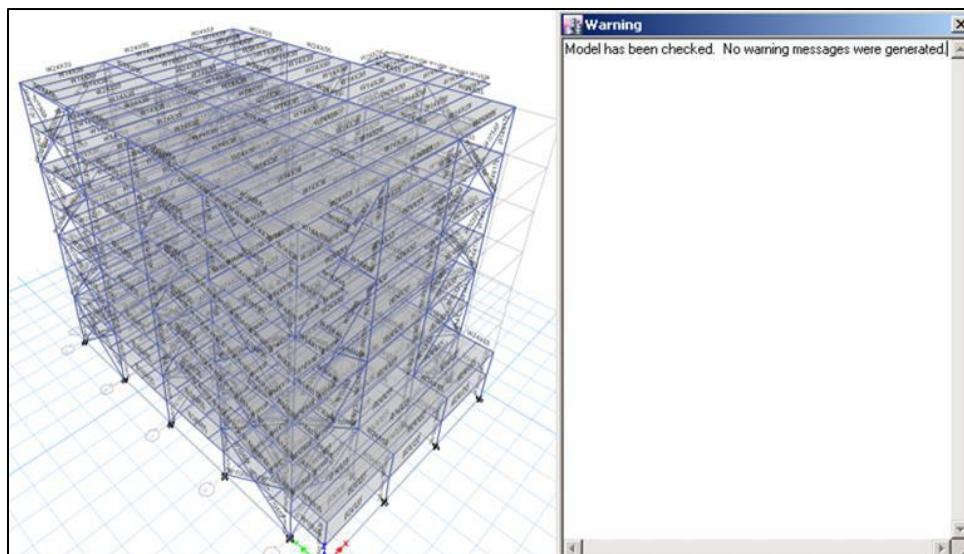


Ilustración 93. Notificación de errores encontrados

Una vez finalizado el chequeo el programa nos indicara que elementos deben ser corregidos, aquí, no tenemos elementos que corregir ya que todo se encuentra debidamente digitado

Parámetros de preferencia para el diseño de acero

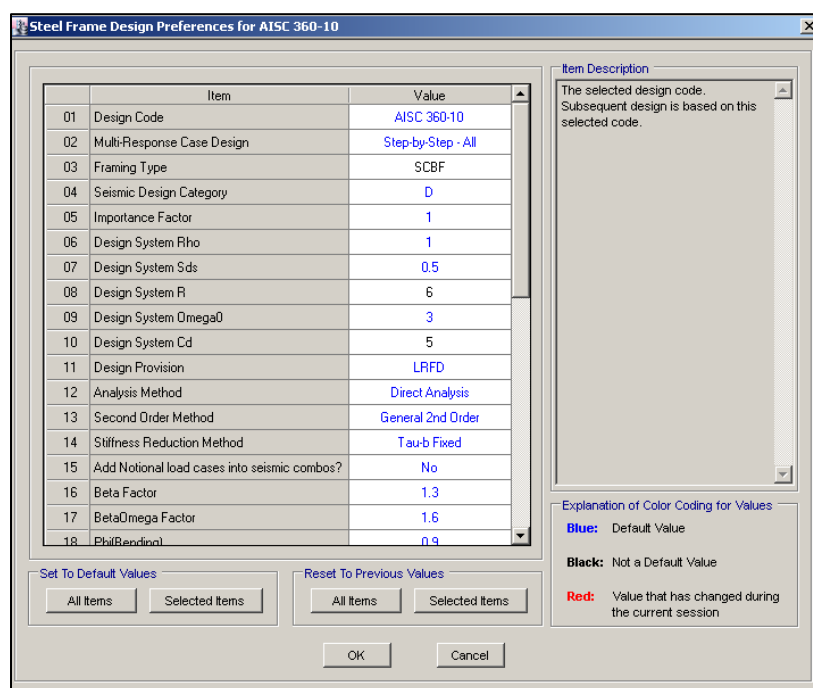


Ilustración 94. Preferencias de diseño

En revise *preferences* definimos la norma de revisión (AISC 360-10) categoría, factor de importancia, el factor según sistema de diseño, entre otros valores que nos permite realizar el análisis demanda capacidad de los elementos

Verificación de falla de los elementos por demanda capacidad

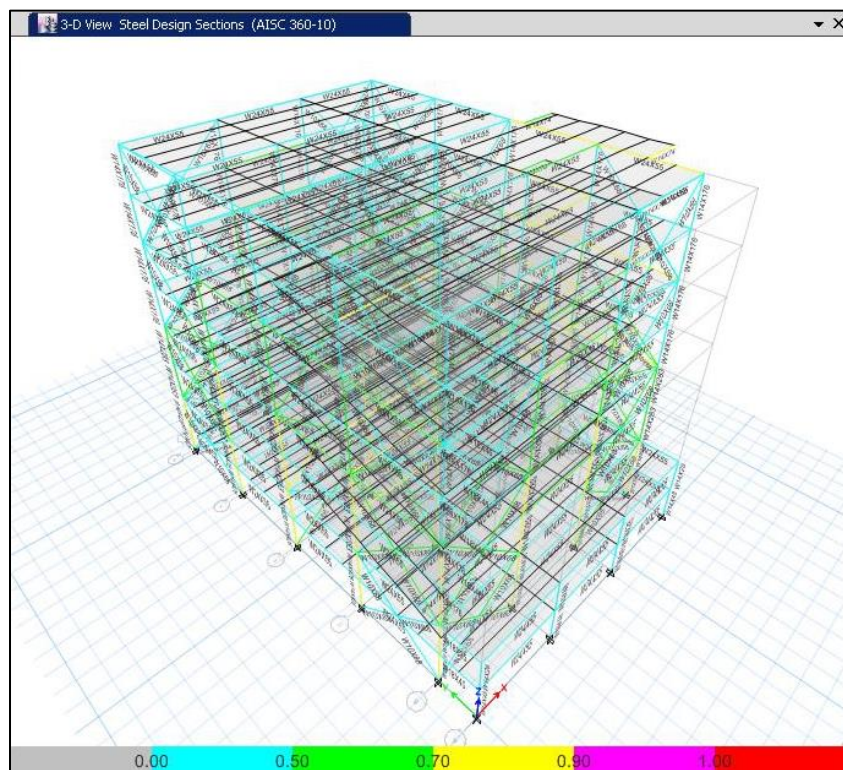


Ilustración 95. Demanda / capacidad

Una vez de haber definido la categoría de nuestra estructura y las variables de diseño (véase el capítulo 5, norma ASCE 7-10), podemos correr el programa y observar si los elementos cumplen con la demanda capacidad según las normas

Verificación de las derivas de la estructura. Para verificar las derivas en X y Y podemos irnos a la pestaña de *Display*, luego a *story response plot* y al final veremos la casilla de formato, el cual nos muestra un gráfico del comportamiento y la tabla de los desplazamientos.

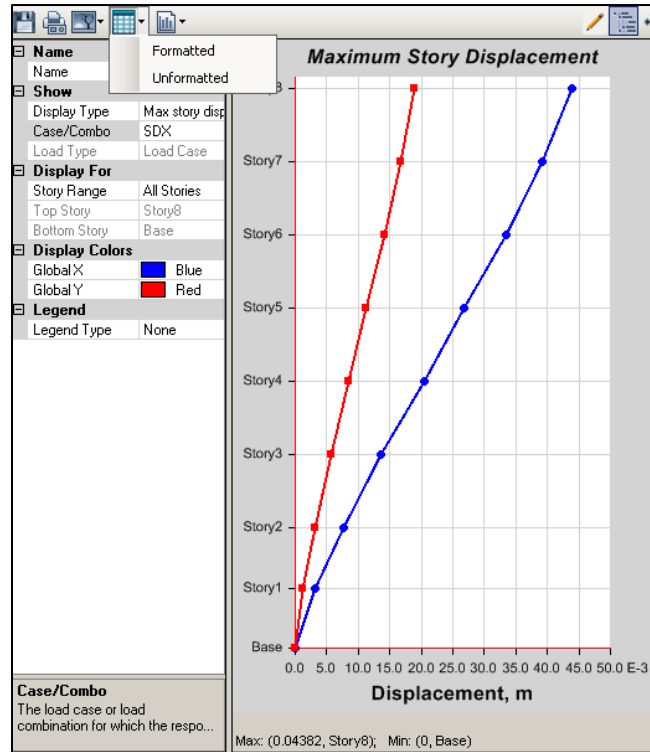


Ilustración 96. Verificación de las derivas de la estructura

Story Response					
	Story	Elevation m	Location	X-Dir m	Y-Dir m
►	Story8	29.4	Top	0.04382	0.018826
	Story7	25.55	Top	0.039088	0.016693
	Story6	21.7	Top	0.033368	0.014171
	Story5	17.85	Top	0.026846	0.011319
	Story4	14	Top	0.02043	0.008557
	Story3	10.15	Top	0.013615	0.005638
	Story2	6.3	Top	0.007761	0.003153
	Story1	3.15	Top	0.003127	0.001257
	Base	0	Top	0	0

Ilustración 97. Verificación numérica de las derivas de la estructura.

En la tabla de la figura anterior se puede encontrar la información de las derivas por piso, el cual nos permitirá conocer más adelante la tabla límite de servicio y colapso que son calculados en una hoja de Excel.

Comprobación de la inclusión de los modos naturales. “Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que,

ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura”.

	Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
▶	Modal	Acceleration	UX	100	100
	Modal	Acceleration	UY	100	100
	Modal	Acceleration	UZ	0	0

Ilustración 98. Participación de carga modal estática y dinámica

Periodo estructural

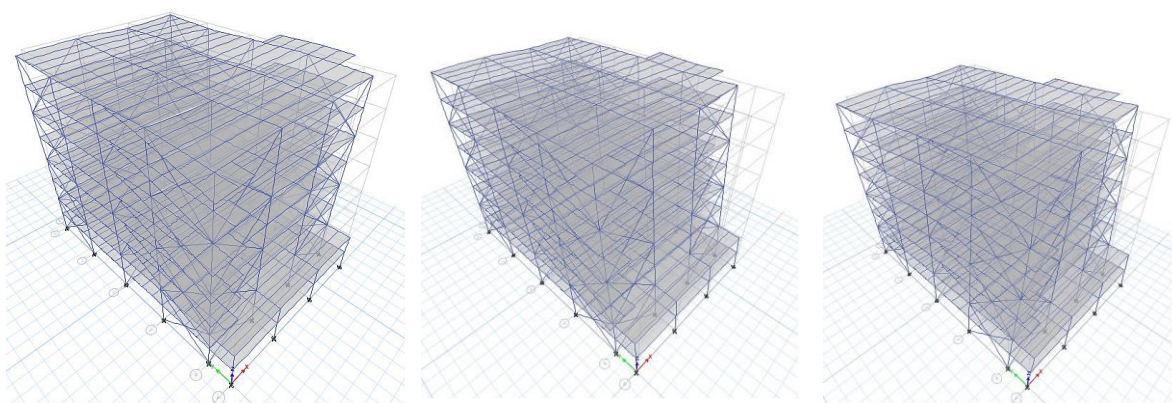


Ilustración 99. Periodo estructural

Modo 1 traslación X 0.66

Modo 2 traslación en Y 0.616

Modo 3 rotación Z 0.448

Parámetros de Análisis sísmico según ASCE 7-10.

Podemos determinar un periodo fundamental aproximado de la estructura de acuerdo con la sección 12.8.2.1 de las especificaciones ASCE 7- 10 y su clasificación categórica.

II (Tabla 1.5-1)

1 (Tabla 1.5-2)

D (Del estudio de suelo)

D (Tabla 11.6-1)

(Sec. 12.3.4.2)

– Tabla 12.2-1

Tabla 24. Parámetros sísmicos

Categoría de riesgo	II
Factor de importancia para I_e	1
Tipo de Suelo	D
Categoría de diseño sísmico	D
Factor de redundancia, ρ	1.3
Marcos Especiales con Arriostramiento Concéntrico (SCBF):	
	$R = 6$
	$\Omega = 3$
	$C_d = 5$

Parámetros de aceleraciones máximas. Los cálculos siguientes están basados en las secciones 11.4.1 a 11.4.4 del ASCE 7-10. Los valores de los parámetros de aceleraciones son supuestos para la ciudad de Tijuana, con período de retorno de 475 años.

Los parámetros de aceleraciones máximas o valor de PGA (del inglés *Peak Ground Acceleration*) son:

Siendo el valor de la gravedad: $g = 9.807 \text{ m/seg}^2$

$$S_s = 1138 \text{ cm/seg}^2 = 1.16g \quad S_1 = 288 \text{ cm/seg}^2 = 0.294g$$

Coeficientes de Sitio según Tabla 11.4 ASCE 7-10.

Los valores obtenidos pueden ser encontrados en la tabla 11.4-1 y 11.4-2 que depende de nuestra clase de sitio, debido a que los valores de las aceleraciones no son exactos se interpola para obtener el resultado un poco más preciso.

$$F_a = 1.04 \quad F_v = 1.81$$

Parámetros ajustados por la clase de sitio para la Aceleración de la respuesta espectral.

$$S_{ms} = F_a \times S_s = 1.207g \quad S_{m1} = F_v \times S_1 = 0.532g$$

Parámetros de Diseño a la respuesta aceleración espectral

$$S_{d1} = 2/3 \times S_{m1} = 0.354g \quad S_{ds} = 2/3 \times S_{ms} = 0.805g$$

Parámetros de Diseño a la respuesta aceleración espectral. Se utiliza la sección 12.8.2 de la ASCE 7-10 para determinar si el período en cada dirección no excede el valor máximo $C_u T_a$

$$h_n = 29.4 \text{ m} = 96.457 \text{ pies}$$

$$C_u = 1.4 \text{ coeficiente limite superior Tabla 12.8.1 AISC 7-10}$$

$$C_i = 0.02 \text{ valores de parámetro para periodo aproximado misma tabla anterior}$$

$$X = 0.75$$

$$T_a = C_t \times (h_n)^x = 0.616 \text{ s}$$

$$C_u \times T_a = 0.862 \text{ s}$$

Debido a que el período obtenido del análisis estructural tridimensional $T = 0.66 \text{ s}$ es menor que 0.862 s , se puede utilizar los períodos calculados con ETABS para la reducción de las fuerzas sísmicas del análisis estático

Tabla 25. Modos de vibración y periodos

Mode	Periodo (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0.660	33.990	40.880	0.090
2	0.616	41.920	34.900	0.020
3	0.448	0.140	0.010	77.730
4	0.211	7.220	8.500	0.030
5	0.201	7.670	6.620	0.030
6	0.149	0.020	0.004	13.550
7	0.112	2.270	2.190	0.020
8	0.110	2.040	2.150	0.010
9	0.083	0.020	0.003	4.110
10	0.079	0.890	1.080	0.010
11	0.078	1.030	0.880	0.040
12	0.065	0.710	0.500	0.030
13	0.064	0.410	0.700	0.030
14	0.060	0.060	0.000	1.870
15	0.055	0.290	0.210	0.001
16	0.055	0.200	0.280	0.000
17	0.050	0.150	0.050	0.030
18	0.050	0.030	0.160	0.030
19	0.049	0.050	0.001	0.920
20	0.042	0.000	0.001	0.450
21	0.040	0.760	0.000	0.080
22	0.039	0.001	0.870	0.003
23	0.039	0.090	0.020	0.100
24	0.031	0.030	0.000	0.820
Total		99.980	100.000	99.981

La tabla anterior muestra los periodos de vibración de la estructura así como los pesos modales efectivos para los 24 modos, se puede observar que el primer modo tiene una

participación en ambas direcciones predominando la del eje Y; el segundo modo tiene una mayor participación en el eje X, pero igual hay participación en ambas direcciones, finalmente el tercer modo tiene su participación en la rotación en Z. Adicionalmente se aprecia que al considerar los primeros diez modos se aporta más del 90% de la masa de la estructura.

Revisión del cortante basal. Se manifiesta que para cada dirección considerada se debe cumplir la siguiente relación entre el cortante basal estático y el cortante basal dinámico:

$$V_D \geq 0.8 \times (a/\Omega Q') \times W_0$$

En donde el cortante dinámico V_D , no debe ser menor que el 80% del valor del cortante basal estático. De lo contrario se deben de incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción en el V_D que iguale este valor; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de estructura en la dirección de análisis.

Tabla 26. Cortante basal

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
Sismo X	-1208.1103	0
Sismo Y	0	-1208.1103
SDX Max	1062.0631	457.2439
SDY Max	457.2439	1053.0194

Dirección X

$$1062.06 / 1208.110 = 0.88 \geq 0.80$$

Dirección Y

$$1053.02 / 1208.110 = 0.87 \geq 0.80$$

El Cortante basal dinámico es mayor que el 80% del cortante basal estático para ambas direcciones, por lo tanto, no hay que realizar ni una modificación.

Revisión de los desplazamientos. Los desplazamientos fueron determinados mediante el programa de ETABS v18 considerando el esfuerzo de las fuerzas sísmicas en cada dirección de análisis. Los resultados se revisaron con las condiciones de límite de servicio y colapso.

Los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. Mientras que los desplazamientos en condiciones de colapso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$.

Tabla 27. Análisis del desplazamiento en la dirección X.

Nivel	H m	X-Dir m	$\Delta j - \Delta i$ m	Estado límite de Servicio			Estado límite de Colapso			Condicion
				$\Delta j - \Delta i$ Servicio	$\Delta j - \Delta i$ Serv/H	$\Delta j - \Delta i$ P.Servicio	$\Delta j - \Delta i$ Colapso	$\Delta j - \Delta i$ Colap/H	$\Delta j - \Delta i$ P.Colapso	
1	3.15	0.0031	0.0031	0.0060	0.0019	0.0040	0.0188	0.0060	0.0200	Cumple
2	3.15	0.0078	0.0046	0.0089	0.0028	0.0040	0.0278	0.0088	0.0200	Cumple
3	3.85	0.0136	0.0059	0.0112	0.0029	0.0040	0.0351	0.0091	0.0200	Cumple
4	3.85	0.0204	0.0068	0.0131	0.0034	0.0040	0.0409	0.0106	0.0200	Cumple
5	3.85	0.0268	0.0064	0.0123	0.0032	0.0040	0.0385	0.0100	0.0200	Cumple
6	3.85	0.0334	0.0065	0.0125	0.0033	0.0040	0.0391	0.0102	0.0200	Cumple
7	3.85	0.0391	0.0057	0.0110	0.0029	0.0040	0.0343	0.0089	0.0200	Cumple
8	3.85	0.0438	0.0047	0.0091	0.0024	0.0040	0.0284	0.0074	0.0200	Cumple

Tabla 28. Análisis del desplazamiento en la dirección Y

Nivel	H m	Y-Dir m	$\Delta j - \Delta i$ m	Estado límite de Servicio			Estado límite de Colapso			Condicion
				$\Delta j - \Delta i$ Servicio	$\Delta j - \Delta i$ Serv/H	$\Delta j - \Delta i$ P.Servicio	$\Delta j - \Delta i$ Colapso	$\Delta j - \Delta i$ Colap/H	$\Delta j - \Delta i$ P.Colapso	
1	3.15	0.0029	0.0029	0.0056	0.0018	0.0040	0.0174	0.0055	0.0200	Cumple
2	3.15	0.0073	0.0044	0.0084	0.0027	0.0040	0.0261	0.0083	0.0200	Cumple
3	3.85	0.0129	0.0056	0.0108	0.0034	0.0040	0.0338	0.0107	0.0200	Cumple
4	3.85	0.0195	0.0066	0.0126	0.0033	0.0040	0.0395	0.0103	0.0200	Cumple
5	3.85	0.0257	0.0062	0.0119	0.0031	0.0040	0.0373	0.0097	0.0200	Cumple
6	3.85	0.0321	0.0064	0.0123	0.0032	0.0040	0.0383	0.0100	0.0200	Cumple
7	3.85	0.0377	0.0056	0.0108	0.0028	0.0040	0.0338	0.0088	0.0200	Cumple
8	3.85	0.0425	0.0047	0.0091	0.0024	0.0040	0.0284	0.0074	0.0200	Cumple

Donde:

X-Dir: Deriva en X.

Y-Dir: Deriva en Y.

$\Delta j - \Delta i$: Diferencia de deriva entre el piso superior al inferior.

$\Delta j - \Delta i$ Servicio: Es la diferencia de deriva entre piso multiplicada por el factor $Q' \Omega / 2.5$.

$\Delta j - \Delta i$ P. Servicio: Limite de deriva entre piso.

En la revisión de los desplazamientos laterales se observa que se cumple con el estado límite de servicio y de colapso establecido por la norma.

3.5 diseño estructural

Se aborda el ejemplo de diseño de elementos tipo *frame* mediante el auxilio de un software denominado Mathcad, este es un entorno de documentación técnica con prestaciones de cálculo numérico y simbólico, que permite explorar problemas, formular ideas, analizar datos, modelar y chequear escenarios, determinar la mejor solución, como así también documentar, presentar y comunicar los resultados. Sin más que agregar al respecto de esta herramienta proseguiremos al análisis de los elementos estructurales propuestos en ETABS.

Diseño sismorresistente de columna W14x426.

Fuerzas axiales y momentos últimos:

Combinación de carga que requerida: $0.9CM + CV - 0.3Sx - Sy$



Ilustración 100. Compresión, tracción, y momentos flexionantes en columna tipo

Revisión del pandeo local. Las alas y el alma de los perfiles de las columnas deben cumplir con las condiciones de alta ductilidad, conforme a la norma ANSI/AISC 341, a fin de prevenir el pandeo local.

Para las alas se tiene:

$$\lambda_{\text{ala}} := \frac{b_{\text{fc1}}}{2 t_{\text{fc1}}} = 2.747$$

Esbeltez del ala de la Columna

$$\lambda_{\text{ala_max}} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{\text{yc}}}} = 7.225$$

Esbeltez máxima del ala de la columna
(Criterio AISC 341-10)

if ($\lambda_{\text{ala}} \leq \lambda_{\text{ala_max}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$$\lambda_{\text{ala_max16}} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{\text{yc}} \cdot F_{\text{yc}}}} = 7.348$$

Esbeltez máxima del ala de la columna
(Criterio AISC 341-16)

if ($\lambda_{\text{ala}} \leq \lambda_{\text{ala_max16}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

b) Para el alma se plantea la revisión en función a la carga última a compresión.

$$P_{\text{yc1}} := A_{\text{c1}} \cdot F_{\text{yc}} = 6250 \text{ kip}$$

Resistencia cedente axial de la columna

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h_{\text{c1}}}{t_{\text{wc1}}} = 6.085$$

Esbeltez del alma de la columna

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración

De acuerdo con el criterio de la AISC 360-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{\text{uc_max_c1}}}{\phi \cdot P_{\text{yc1}}} = 0.279$$

Relación demanda /capacidad axial

Para $C_a \leq 0.125$

$$\lambda_{\text{alma_max1}} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{\text{yc}}}} \cdot (1 - 0.93 \cdot C_a) = 43.708$$

Para $C_a > 0.125$

$$\lambda_{\text{alma_max2}} := \max \left(0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{\text{yc}}}} \cdot (2.93 - C_a), 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{\text{yc}}}} \right) = 49.165$$

$$\lambda_{\text{alma_max10}} := \text{if} (C_a \leq 0.125, \lambda_{\text{alma_max1}}, \lambda_{\text{alma_max2}}) = 49.165$$

if ($\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{alma_max10}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

De acuerdo con el criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max_c1}}{\phi \cdot R_{yc} \cdot P_{yc1}} = 0.253$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{alma_max1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 43.461$$

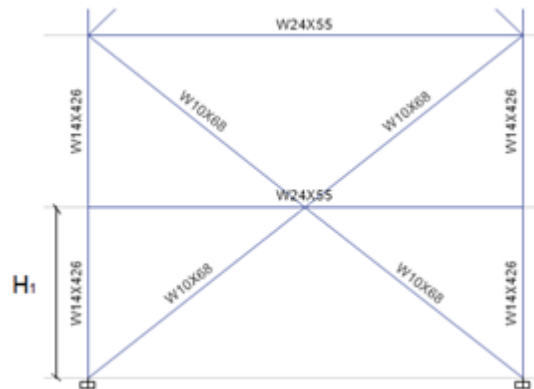
Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{alma_max2} := \max \left(0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right) = 49.034$$

$$\lambda_{alma_max16} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 49.034$$

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Revisión de la relación de esbeltez.



Longitud de columna según el primer Nivel. Fuente: ETABS

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad \text{La esbeltez de la columna está limitada a un máximo de 200.}$$

$$H_1 = 124.016 \text{ in} \quad \text{Longitud de la columna con respecto a H1}$$

$$K_c := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva de la columna}$$

$$F_{Lc} := 0.81 \quad \text{Factor de longitud libre de la columna, tomando en cuenta las dimensiones de vigas, arriostres y conexiones.}$$

$$L_{c1} := F_{Lc} \cdot H_1 = 100.453 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$r_{yc1} = 4.345 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en Y.}$$

$$K_c \cdot \frac{L_{c1}}{r_{yc1}} = 23.119$$

$$\text{if} \left(K_c \cdot \frac{L_{c1}}{r_{yc1}} \leq 200, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Revisión a compresión.

$$L_{c1} = 100.453 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$K_c := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva del arriostramiento}$$

$$E_{max1} := K_c \cdot \frac{L_{c1}}{r_{yc1}} = 23.119 \quad \text{Esbeltez máxima, en este caso siempre se usa el radio de giro menor, ya que tiene la misma longitud arriostrada en ambas direcciones.}$$

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 113.432 \quad \text{El límite de esbeltez de la columna, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente:}$$

$$\text{if} (E_{max1} \leq E_{limite}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

Resistencia a flexión.

a) Calculo de longitudes características:

$$L_{bc1} := L_{c1} = 100.453 \text{ in}$$

Longitud libre de la columna.

$$L_{pc1} := 1.76 \cdot r_{yc1} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 184.174 \text{ in}$$

Longitud límite del comportamiento plástico

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc1} \cdot h_{oc1}}{2 \cdot S_{xc1}}} = 5.116 \text{ in}$$

$$c := 1$$

Para secciones con doble simetría

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico.

$$L_{rc1} := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_{c1} \cdot c}{S_{xc1} \cdot h_{oc1}}} + \sqrt{\left(\frac{J_{c1} \cdot c}{S_{xc1} \cdot h_{oc1}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2} = 2025.461 \text{ in}$$

b) Calculo del momento plástico y tensión crítica:

$$M_{pc1} := Z_{xc1} \cdot F_{yc} = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Momento plástico

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xc1} \cdot F_{yc} = 24710 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico.

$$C_b := 1.955$$

Coeficiente de flexión.

Tensión Crítica debido al pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_{bc1}}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_{c1} \cdot c}{S_{xc1} \cdot h_{oc1}} \cdot \left(\frac{L_{bc1}}{r_{ts}}\right)^2} = 2000.774 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Luego en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

$$\text{Si } L_{bc1} \leq L_{pc1}$$

$$M_{n1} := M_{pc1} = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{Si } L_{pc1} < L_{bc1} \leq L_{rc1}$$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_{pc1} - (M_{pc1} - 0.7 \cdot S_{xs1} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_{bc1} - L_{pc1}}{L_{rc1} - L_{pc1}} \right), M_{pc1} \right) = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{Si } L_{bc1} > L_{rc1}$$

$$M_{n3} := \min (S_{xs1} \cdot F_{ct}, M_{pc1}) = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Finalmente se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_{nc1} := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{nc1} := \phi \cdot M_{nc1} = 39105 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Resistencia nominal minorada a flexión}$$

c) Relación Demanda/Capacidad:

$$\phi P_{nc1} = 5409.42 \text{ kip} \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$$\phi M_{nc1} = 39105 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Resistencia a flexión}$$

Se plantea la revisión ante la iteración de la fuerza axial y los momentos, para la combinación de carga ultima mayor igual a $0.9CM + CV - 0.3 Sx - Sy$.

$$\frac{P_{uc1}}{\phi P_{nc1}} \leq 0.20$$

$$\frac{P_{uc1}}{2 \cdot \phi P_{nc1}} + \left(\frac{M_{uc1}}{\phi M_{nc1}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{uc1}}{\phi P_{nc1}} > 0.20$$

$$\frac{P_{uc1}}{\phi P_{nc1}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{uc1}}{\phi M_{nc1}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{u,c1}}{\phi P_{n,c1}} = 0.29$$

$$I = \text{if} \left(\frac{P_{u,c1}}{\phi P_{n,c1}} \leq 0.20, \frac{P_{u,c1}}{2 \cdot \phi P_{n,c1}} + \frac{M_{u,c1}}{\phi M_{n,c1}}, \frac{P_{u,c1}}{\phi P_{n,c1}} + \frac{M_{u,c1}}{\phi M_{n,c1}} \right) = 0.354$$

if($I \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Revisión a tracción.

$P_{n_traccion_c1} := A_{c1} \cdot F_{yc} = 6250 \text{ kip}$ Resistencia a tracción de la columna

$\phi := 0.90$ Factor de minoración para resistencia a tracción

$\phi P_{n_traccion_c1} := \phi \cdot P_{n_traccion_c1} = 5625 \text{ kip}$ Resistencia de tracción minorada de la columna

$\frac{P_{u,c1}}{\phi P_{n_traccion_c1}} = 0.867$ Relación Demanda/capacidad a tracción

if $\left(\frac{P_{u,c1}}{\phi P_{n_traccion_c1}} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_u/P_n) + (1/9)(M_{u1}/M_{n1}) + (8/9)(M_{u2}/M_{n2})$
0.885 =	0.885 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	ϕP_{n1} Capacity (kip)	ϕP_{n2} Capacity (kip)
4794.812	5409.577	5625

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	ϕM_{n1} (kip-in)	ϕM_{n2} No LTB (kip-in)	ϕM_{n2} Cb=1 (kip-in)
Major Bending	0	39105	39105	39105
Minor Bending	0	19636		

Ilustración 101. Relación demanda/capacidad de columna típica en ETABS

3.6 memoria descriptiva del diseño de los elementos.

En ningún caso, las estructuras podrán ser construidas, si no se justifica previamente su estabilidad y duración bajo la acción de las cargas que van a soportar y transmitir al subsuelo, es decir, si no se presentan las Memoria de Cálculo Estructural correspondientes. Las memorias de cálculo estructural deberán entregarse en español y en unidades de sistema métrico decimal y firmadas por el Corresponsable Estructural.

Las Memorias de Cálculo deberán reunir los siguientes requisitos:

- Descripción detallada de la estructura propuesta y de sus elementos componentes, indicando dimensiones, manera como trabajará en su conjunto y la forma como transmitirá las cargas al subsuelo.
- Justificación del tipo de estructura elegida, de acuerdo con el proyecto en cuestión y las normas técnicas complementarias, relativas a dimensionamiento, fuerzas aplicadas y métodos de diseño.
- Descripción del tipo y de la calidad de los materiales de la estructura, indicando todos aquellos datos relativos a su capacidad y resistencia, esfuerzos máximos admisibles, módulos elásticos, etc.; y en general todas aquellas características que permitan definir las propiedades mecánicas de todos y cada uno de los elementos de la estructura.
- Indicación y respaldo de los datos relativos al terreno donde se va a cimentar la estructura, como son: corte estratigráfico hasta la profundidad requerida para cimentar, tipo de capa o estrato resistente elegido, profundidad de esta, capacidad de carga máxima admisible a esa profundidad, ángulo de fricción interna del material y en general todos aquellos datos que permitan definir el suelo en cuestión.
- Descripción del procedimiento constructivo que se va a seguir para llevar a cabo la estructura, en el caso de estructuras auto portantes durante la etapa de construcción, se asentarán los esfuerzos de erección durante la etapa de construcción.
- Presentación obligada del cálculo de todos y cada uno de los elementos tipo, detallando en cada caso las cargas, método de cálculo utilizado, secuencia del mismo y diseño resultante. Independientemente de lo anterior, la Administración podrá exigir, cuando así lo juzgue conveniente, la presentación de los cálculos complementarios para su revisión.

- Todos y cada uno de los requisitos anteriores deberán comprender los planos estructurales correspondientes.
- En general, todos los cálculos y planos que los acompañen deberán ser perfectamente legibles e inteligibles

A modo de ejemplo del contenido de una memoria de cálculo, se tiene lo siguiente:

CONTENIDO

1 memoria Descriptiva

1.1 Generalidades del proyecto

1.2 Características del suelo

1.3 Criterio de diseño

1.3.1 Concepto de estructuración

1.3.2 Concepto de cimentación

2 métodos y cargas de diseño

2.1 Método de análisis

2.2 Método de diseño

2.3 Notas generales

2.4 Cargas unitarias

2.5 Cargas laterales por sismo

3 materiales

3.1 Concreto

3.2 Acero de refuerzo

3.3 Acero estructural

3.4 Soldadura

3.5 Pernos

3.6 Anclas

3.7 Lámina

3.8 Polinería

4 análisis y diseño

4.1 Modelo matemático

4.2 Diseño de lamina

4.3 Diseño de polineria

4.4 Diseño de columnas y trabes típicas

4.5 Diseño de cimentación

5 croquis estructurales

Memoria descriptiva

Generalidades del proyecto

Se trata de una edificación para uso de bodega, a construirse en un predio ubicado en el callejón Emiliano Zapata S/N de la Col. 20 de noviembre, en la ciudad de Tijuana B.C. con una superficie de construcción de aproximadamente 115 m². Se consideran muros de block con castillos/columnas de concreto que soportaran trabes de acero, para una techumbre de polineria tipo mon-ten y cubierta de lámina galvanizada engargolada KR-18, a una sola agua.

Características del suelo

El sitio donde se proyecta construir la edificación tiene actualmente una topografía sensiblemente plana, de acuerdo con el reporte de la mecánica de suelos:

El terreno se encuentra ubicado en un lecho del Río Tijuana que forman en general la orografía del sitio, terreno estructurado por depósitos sedimentarios estratificados, con capas de arenas mal graduadas con arcillosas y con algunos finos limosos, que forman de manera general la estratigrafía geológica de la zona, el terreno se encuentra localizado a un costado de la Vía Rápida Poniente, en la ciudad de Tijuana, B.C., cuyo subsuelo se encuentra estructurado por una formación de suelos finos arenosos y suelos arcillo inorgánico, producto de la sedimentación de los materiales, removidos por los arrastres de las avenidas de la zona a través del tiempo; La estratigrafía encontrada en este terreno, está formada por una capa superior de ± 2.50 Mts. de arenas mal graduadas combinada con finos arcillosos estado suelto a medianamente compacto de baja plasticidad, esta capa por su grado de consolidación no es recomendable para el desplante de la cimentación, de entre 2.0 Mts. a 2.50 Mts. una vez pasada esta capa se encuentran los materiales areno arcillosos con finos limosos, con una consolidación de alta con características aceptables para el apoyo de la cimentación de la estructura, esta formación se presenta una capa de arenas arcillosas de plasticidad baja a mediana muy consistente, capa detectada a partir de una profundidad de 2.50 mts., formación que presenta mejores características para el apoyo de cimentación, posterior a esta capa se encuentra una arena limosa mayormente consolidada; La exploración fue realizada hasta una profundidad de 5.0 mts., la compacidad de los materiales arenosos aumenta conforme la profundidad es mayor.

Criterios de diseño

Concepto de estructuración

Atendiendo a la naturaleza de la edificación, se consideran muros de carga de mampostería confinada por dalas y castillos, que apoyará una techumbre de lámina galvanizada y polineria mon-ten, con contra venteos entre columnas y también en la techumbre, a tensión, a base de redondo liso en forma de cruz. La techumbre tendrá pendiente a una sola agua.

Concepto de cimentación

Se transmiten los esfuerzos de la superestructura a la cimentación como cargas puntuales por medio de las columnas, de tal modo que, por las características de la estructura, al contar con claros y cargas con valores muy bajos, se resuelve colocar zapatas corridas por debajo del nivel de piso terminado, previo a una remediación del suelo de soporte, de conformidad con la mecánica de suelos:

El sub-suelo natural formado por arenas con finos arcillosos y limosos, se encuentran con una compacidad compacta a muy compacta, con una resistencia a la penetración estándar superior a los 40 golpes, en las capas inferiores a 3.0 Mts. este material encontrado, presenta una humedad, cuyos valores índice promedio, fueron contenidos de humedad del 6.5 %, con límite líquido de 18 %, con una densidad de sólidos de 2.18, con pesos volumétricos húmedos de 1650 Kg./Mt³ con una resistencia a la compresión simple de 0.30 kg./cm²., una cohesión de $c = 0.11$ Kgs./cm² y un ángulo de fricción interna de $\phi = 28^\circ$.

Es importante desplantar la cimentación en el estrato resistente, a 3 m de profundidad, debidamente consultado con el especialista en mecánica de suelos y verificar con el mismo en caso de duda.

De acuerdo al tipo del terreno encontrado y al tipo de construcción planeada, se puede concluir debido a las características del suelo y a los requerimientos del proyecto de la bodega a construir; resolver la cimentación mediante zapatas corridas que deberán ser ancladas en el manto de arenas con finos arcillosos y limosos a una profundidad mínima de 3.0 m, para ello, se podrá efectuar un relleno con material de banco, de 1.50 a 2.0 m de profundidad, y posteriormente, desplantar las zapatas propuestas. Dicho relleno deberá ser de acuerdo con los principios de ingeniería generalmente aceptados, en capas de 20-30 cm de espesor, con su humedad óptima, debiendo obtener las pruebas de compactación @ capa.

Métodos y cargas de diseño

Método de análisis

Para el análisis de la estructura se realizó un modelo matemático a través del programa de cómputo ETABS 18.1, por medio de un planteamiento de elementos finitos; bajo el criterio de un análisis tridimensional elástico lineal, utilizando secciones propuestas para los diversos elementos estructurales, verificando que estén dentro del rango de esfuerzos permisibles de acuerdo a los materiales utilizados, y que las deformaciones que arroja el análisis, se encuentren dentro de las tolerancias permitidas por las normas técnicas complementarias del estado de Baja California.

Método de diseño

El diseño de los elementos de concreto se realizó de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del estado de Baja California y del A.C.I. 318-14. Las consideraciones de análisis y diseño por cargas muertas, vivas y cargas vivas accidentales de sismo fueron

de acuerdo con lo estipulado en los Requisitos Estructurales de la Ley de Edificaciones del estado de Baja California, en sus Normas Técnicas Complementarias vigentes.

Notas generales

- 1).-Acotaciones en metros y pulgadas donde se indique, niveles en metros.
- 2).-El contratista deberá verificar las cotas y niveles con los planos arquitectónicos, en caso de discrepancia, regirán estos con respecto a los planos estructurales.
- 3).-El procedimiento constructivo será aquel aprobado por la supervisión y que se apegue a los lineamientos aceptados para edificaciones similares, para el caso de detalles constructivos que no se señalen específicamente en los planos, se deberán seguir aquellos autorizados por la supervisión de conformidad también a la experiencia de obras similares, en situaciones donde no se tenga claridad con respecto a lo dibujado en planos y persista duda sobre lo aquí indicado, se hará del conocimiento del proyectista para su solución.
- 4).-Los planos y memorias de este proyecto tienen efectos de patente, y está prohibido su reproducción parcial y/o total por cualquier medio, incluyendo el fotocopiado, sin la autorización por escrito del poseedor de los derechos correspondientes.

Cargas unitarias

Tabla 29. Cargas unitarias

NIVEL	CARGA MUERTA	CARGA VIVA		CARGA TOTAL	
		PERMANENTE	ACCIDENTAL	PERMANENTE	ACCIDENTAL
	Kg/m²	Kg/m²	Kg/m²	Kg/m²	Kg/m²
techos	15	60	20	75	35

Cargas laterales por sismo

Fuerzas sísmicas

Tabla 30. Cargas laterales por sismo

Edificación según su destino:	Industrial
Grupo de edificación:	B
Factor de importancia:	1.0
Estructuración:	Tipo I
Zona sísmica:	C
Tipo de suelo:	III.a
Coeficiente sísmico C_s :	0.36
Factor de comportamiento sísmico Q :	3
Factor de irregularidad	.90
Coeficiente Q'	2.7
Coeficiente sísmico de diseño:	0.13
Periodo fundamental:	0.13 segundos
Material:	Concreto y acero estructural
Tipos de análisis Sísmico:	Estático (Fuerza horizontal equivalente) y dinámico modal espectral
Peso sísmico:	31.9 ton
Cortante basal:	3.21 ton

3.7 especificaciones y detalles constructivos estructurales

Materiales

concreto

Será premezclado, de peso normal, fabricado con cemento CPO-30 o CPO-40 con resistencia a la compresión f'_c especificada a los 28 días de edad; a menos que se añada acelerante, y cuyas características se indican de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 31. Resistencias del concreto

ELEMENTO	RESISTENCIA	AGREGADO	REVENIMIENTO	RECUBRIMIENTO	DESCIMBRA
	F'c	GRUESO			
	Kg/cm2	pulg.	cm.	cm.	días
PLANTILLAS	50	1-1/4	10-12	--	1
ZAPATAS	200	¾	14-16	4.0	1
FIRMES	200	¾	14-16	4.0	1
COLUMNAS	200	¾	14-16	3.0	2
CASTILLOS	150	¾	14-16	2.0	1
DALAS Y CELDAS	150	¾	14-16	2.0	1

Los revenimientos se indican para concreto normal de 10-12 cm y bombeable de 14-16 cm, pudiendo utilizar en caso de que se requiera, concreto bombeable en vez de concreto a tiro directo. La descimbra para los costados de trabes, losas, etc., se podrá hacer al siguiente día de colado. La cimbra se impregnará de un desmoldante de marca reconocida, siendo aplicado antes del primer uso, y después de cada uso subsiguiente, evitando contaminar el acero de refuerzo. Será lo suficientemente rígida para resistir sin deformaciones las cargas impuestas durante su colado, debiendo ser utilizada el mínimo número de veces para garantizar lo anterior.

Para aquellos elementos tales como rampas, losas y trabes, se cimbrarán sus fondos dejando una contra flecha igual al claro corto en cm. dividido entre 320. Lo anterior significa que, por ejemplo: para una trabe de 3.50 m de claro, la contra flecha será igual a $350/320 = 1.09$ cm; pudiendo redondear la cantidad si así se desea. Se compactará el concreto con un vibrador mecánico o eléctrico de al menos 3,600 rpm, con cabeza de diámetro indicado para los espacios que se tengan entre los armados.

El concreto se colocará de tal manera que se no produzca segregación de los agregados. El vibrado deberá realizarse siempre verticalmente, nunca horizontalmente o inclinado, evitando colocar el vibrador entre la cimbra y el acero de refuerzo, se vibrará el concreto a intervalos de 60 cm. hasta la profundidad de la capa de concreto depositada y se sacara lentamente para evitar dejar aire atrapado en el interior; en caso necesario se dejarán orificios del diámetro de un clavo de concreto en la cimbra, para dejar salir el aire.

El curado del concreto será, invariablemente con algún agente químico de marca reconocida y aprobado por la supervisión, debiéndose realizar con aspersor, colocándolo en dos capas, una vez que se tenga el fraguado inicial; la primera de ellas será depositada en una dirección, para inmediatamente después colocar la segunda capa en forma perpendicular a la primera. Se deberá tener especial atención para el colado en clima caluroso, para evitar la aparición por contracción inicial de grietas en elementos tales como losas, pudiendo optar por cubrir con sombra el área a colar o realizar las actividades en horario tal que se minimice la afectación por este factor.

Acero de refuerzo

Este tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, para diámetros de 3/8" y mayores, para el diámetro de 1/4" el esfuerzo de fluencia será $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$; la malla electrosoldada será de $f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$.

Todos los dobleces serán en frío, ningún acero de refuerzo parcialmente ahogado en concreto será posteriormente doblado en obra. Los traslapes nunca serán de más del 50% de ellos en una misma sección. En columnas de preferencia se colocarán los traslapes en una zona cercana al centro del claro, debiendo ser siempre cuatrapeados a una distancia no menor a 40 veces el diámetro de la varilla principal. Los estribos llevarán ganchos a

135 grados, en caso de haber estribos helicoidales, los traslapes serán de acuerdo a las tablas anexas en esta memoria.

Aquellas juntas de viga-columna de concreto, deberán continuar su armado con estribos ininterrumpidamente tanto para la columna como para la(s) trabe(s), tomando providencias para acomodar correctamente el concreto en dicha área debido al congestionamiento del refuerzo, en trabes siempre se tendrá un estribo a 5 cm. del paño del apoyo, prosiguiendo a partir de este con lo indicado en planos para la separación de los estribos subsecuentes. Consultar las especificaciones de las NTC (Normas Técnicas Complementarias) acerca de los radios y diámetros de doblez y longitudes de ganchos.

Acero estructural

Se recomienda la elaboración de planos de taller con el propósito de recabar información de las dimensiones exactas de los elementos estructurales mismos que deberán ser aprobados por el ingeniero responsable previo a su fabricación.

El acero estructural utilizado será tipo PTR A-500 Grado A/B y tendrá una resistencia mínima a la fluencia de $F_y = 3,100 \text{ kg/cm}^2$ con alargamiento en probetas de 8" del orden de los 20 cm, los contravientos a base de redondo liso serán con un $F_y = 2,53 \text{ kg/cm}^2$ las placas de conexión o placas base podrán ser de acero A-36.

Los orificios por realizar en placas para uniones con pernos deberán ser 1/16" más grande que el diámetro nominal de los pernos indicados, excepto aquellos detallados con orificios en ojal (ver planos). Se deberán limpiar todas las piezas habilitadas y listas para su montaje con cepillo de alambre o chorro de arena (sandblast) según lo considere la supervisión, previo a la aplicación de primario anticorrosivo, como mínimo a dos manos, con rodillo, brocha o pistola de aire, los pernos, soldaduras y aquellas piezas que así lo ameriten deberán de retocarse una vez realizado el montaje de la estructura.

Soldadura

La soldadura será del tipo arco sumergido. Las soldaduras de penetración completa a tope serán de acuerdo con lo indicado en los detalles correspondientes, su preparación deberá ser con los extremos biselados, los espesores mayores de 5/16" se deberán lograr

en varias pasadas, limpiando la escoria entre ellas, la terminación será tipo convexa (con refuerzo). Para soldaduras tanto de penetración completa como de filete, se deberá evitar grietas, pescaditos y mal fondeo; en caso de que la supervisión de la obra así lo indique, se deberá verificar la calidad de las soldaduras por un laboratorio certificado. Todas las soldaduras serán con electrodos serie 70XX. **No se permitirá fondear con soldadura E60XX y luego recubrir con soldadura E70XX.** Los electrodos serán 7018 y podrá usarse 7024 solo para soldaduras horizontales y/o en taller.



Ilustración 102. Soldadura de bisel

Pernos

Los pernos por usar serán ASTM A-325 con una resistencia última a la tensión de 4,650 kg/cm² y una resistencia a la fluencia de 4,200 kg/cm²; con tuerca y roldana de presión, siendo colocados con llave de torsión calibrada que se trabaje con el momento torsional que produce la tensión de diseño.

Las llaves deberán calibrarse por lo menos una vez por cada día de trabajo, cuando se instalen varios tornillos en una misma junta, deberán volverse a apretar los que se

colocaron inicialmente, ya que pueden volverse a aflojar durante la colocación de los siguientes, hasta que todos estén a la tensión especificada.

Anclas

Las anclas de los elementos ahogados en concreto armado serán de acero A-36 (36,000 Ksi) $F_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$ de acuerdo con las dimensiones así indicadas en planos; en caso de requerir algún doblez este será en frío de acuerdo con los radios especificados para las varillas corrugadas de diámetro equivalente.

Las cuerdas roscadas serán estándar, de longitud tal que permitan el uso de contratueras para plomeo y nivelación, asimismo se deberán de proteger aquellas que así lo ameriten para evitar daños por salpicaduras de concreto, golpes, barrenación, etc., se permitirá colocar tuercas y roldanas solo si las cuerdas se encuentran debidamente plomeadas y niveladas.

Lámina

Se usará lamina insulada y engargolada KR-72, calibre 24 $F_y = 2,600 \text{ kg/cm}^2$, con pijas autorroscables galvanizadas para sujeción; con accesorios para el canto y la cumbrera de conformidad con las especificaciones del fabricante.

Polinería

El acero estructural para la fabricación de los polines será cold rolled, rolado en frío, de alta resistencia, con un esfuerzo mínimo a la fluencia de $f_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$ y un último esfuerzo a la tensión de 4570 kg/cm^2 con alargamiento en probetas de 50 mm del orden del 12%.

Se deberá aplicar primario anticorrosivo, como mínimo a dos manos, con rodillo, brocha o pistola de aire, aun y cuando los polines vengan prepintados; los pernos, soldaduras y aquellas piezas que así lo ameriten deberán de retocarse una vez realizado el montaje de la estructura.

4 Proyecto 2: Diseño Estructural en Concreto Reforzado

4.1 Descripción del proyecto

El objetivo es desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de 20 pisos y 3 sótanos, destinado al uso de viviendas multifamiliares, ubicado en el área metropolitana de Tijuana B.C. basado en normativa del ACI 318-14.

El edificio se proyectará sobre un área de Terreno de 504.85 m², El Proyecto plantea proyectar una edificación 19 niveles, tres sótanos y una azotea, con un área libre de 173.46 m² (34.36%).

De acuerdo con el Estudio de Suelos la edificación quedará cimentada sobre un suelo de grava (GP) con arena medianamente densa a densa con contenido de piedras de un tamaño máximo de 1" y con una capacidad admisible de 8 kg/cm² a una profundidad de 10 m respecto al nivel de la superficie original del terreno. No se detectó nivel de capa freática ni agresividad del suelo a las estructuras de cimentación. Para el sistema de abastecimiento de agua se considerará un tanque elevado y una cisterna de concreto armado.

4.2 criterios de análisis, diseño y estructuración.

El sistema estructural que se utilizará será de muros y pórticos de concreto armado en la dirección principal paralela a la fachada principal (x-x) y en la dirección perpendicular a la fachada principal (y-y). Las placas se localizaron en planta de tal manera de cumplir con los requerimientos arquitectónicos y diseño sismo resistente.

Del análisis sísmico se obtendrán los desplazamientos y derivas máximas del edificio. La cimentación está constituida por zapatas aisladas, conectadas y cimientos corridos de concreto armado, a su vez se tendrá para los sótanos, la ayuda de muros anclados que resistirán la presión de empuje del suelo.

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales se utilizó el Método de Resistencia última y se ha cumplido con los criterios de diseño de Código ACI 318-14. Los elementos

diseñados serán los siguientes: losas aligeradas y macizas, vigas, columnas, muros de corte (placas), escaleras y muros anclados del edificio.

4.3 análisis de cargas y propiedades de los elementos

Características Arquitectónicas del Proyecto

Tabla 32. Datos del proyecto

Proyecto:	Green Tower
Tipo de proyecto:	Dptos. Multifamiliares
Área de terreno:	504.85 m ²
Área techada total:	7352.97 m ²
Nro. de pisos:	19 y azotea
Nro. de dptos.:	54 (3 por piso)
Altura de piso:	3 m
Nº de Estacionamientos:	53
Características:	2 ascensores, escalera de emergencia, cuarto de bomba

Combinaciones de Carga y Factores de Reducción

El requisito básico para el “Diseño por Resistencia”

Resistencia de diseño $\geq$ Resistencia requerida $\rightarrow \gamma$ (Resistencia nominal) $\geq U$

Combinaciones de Carga

1.4 CM + 1.7 CV

1.25 (CM + CV $\pm$ CV_x)

1.25 (CM + CV $\pm$ CV_y)

0.9 CM $\pm$ 1.25 CV_x

0.9 CM $\pm$ 1.25 CV_y

1.25 (CM + CV) $\pm$ CS_x

1.25 (CM + CV) $\pm$ CS_y

0.9 CM $\pm$ CS_x

0.9 CM $\pm$ CS_y

Combinaciones de Carga Según el ACI-ASCE 7

$$U = 1.4 \text{ CM}$$

$$U = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV} + 0.5(\text{Lr ó S ó R})$$

$$U = 1.2 \text{ CM} + 1.6(\text{Lr ó S ó R}) + (1.0\text{L ó } 0.5\text{W})$$

$$U = 1.2 \text{ CM} + 1.0 \text{ W} + 1.0 \text{ L} + 0.5 (\text{Lr ó S ó R})$$

$$U = 1.2 \text{ CM} + 1.0 \text{ E} + 1.0 \text{ L} + 0.2 \text{ S}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + 1.0 \text{ W}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + 1.0 \text{ E}$$

Tabla 33. Factores de Reducción según el ACI

esfuerzo	factor
Tracción:	0.9
Compresión:	0.9
Refuerzo en espiral:	0.75
Otros elementos reforzados:	0.65
Cortante y torsión:	0.75
Aplastamiento del concreto:	0.65
Zonas de anclaje de postensado:	0.85
Para diseño sísmico:	0.6
Nudos y vigas de acople:	0.85

El Métodos de Diseño utilizado es acorde a la filosofía de diseño “Diseño por Resistencia Factorizada” o comúnmente conocida como Método LRFD ó Método de los Estados Límites

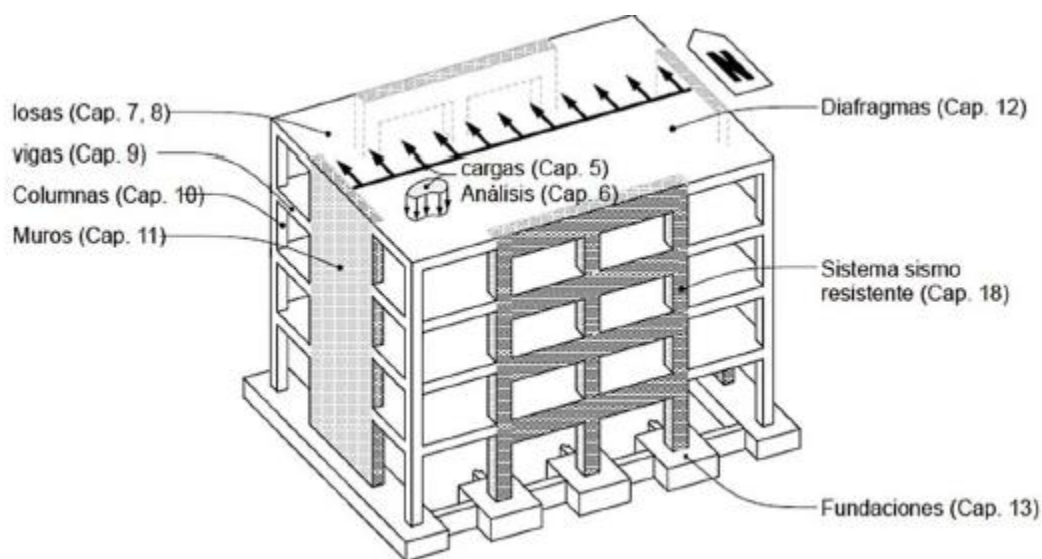


Ilustración 103. Componentes estructurales de un edificio

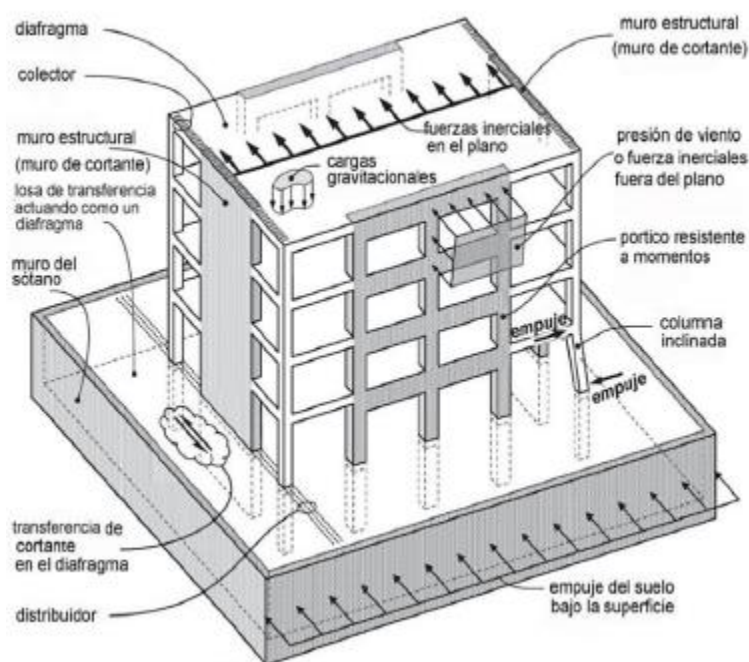


Ilustración 104. Flujo de fuerzas

4.4 modelado matemático y análisis estructural

Se utilizará la herramienta software ETABS V18, las cargas impuestas serán por el peso propio tomados desde los elementos estructurales que el programa computa por la edición de los materiales; la sobrecarga viva estará asignada a las losas de entrepiso. Usando la herramienta ETABS se procede a realizar este proyecto en tres etapas:

- Modelo Matemático
- Cargas
- Análisis y Diseño Sísmico

Se presenta a continuación capturas de pantalla para así mostrar los pasos realizados para el modelado y consecuentemente se obtendrán los resultados del Análisis del software ETABS.

Modelo Matemático. En esta primera sección se tiene que fijar la disposición y tamaño inicial de los elementos que configuran la estructura principal, de tal manera que después de incluir las cargas nos permita iniciar un análisis interactivo hasta la optimización de los elementos en el proceso de Diseño. Seleccionar las unidades en el sistema *Metric MKS* y el código de Diseño será ACI 318-14, no se utilizará la base de datos ni el código de acero ya que será una estructura netamente de Concreto Armado, (no importa cualquier selección de estos).

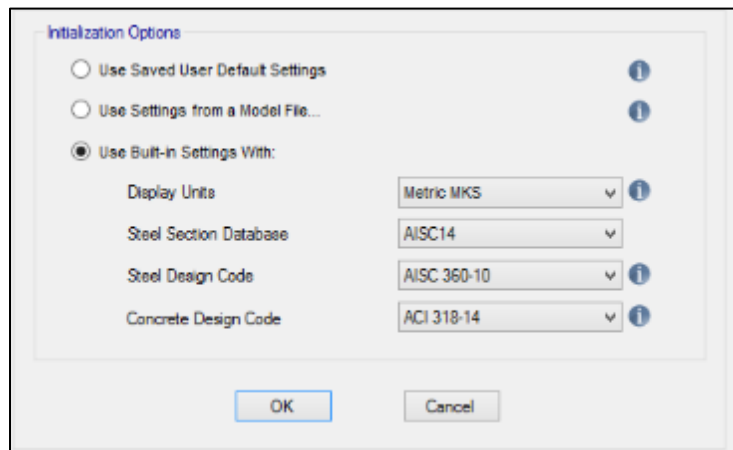


Ilustración 105. Inicialización del Modelo.

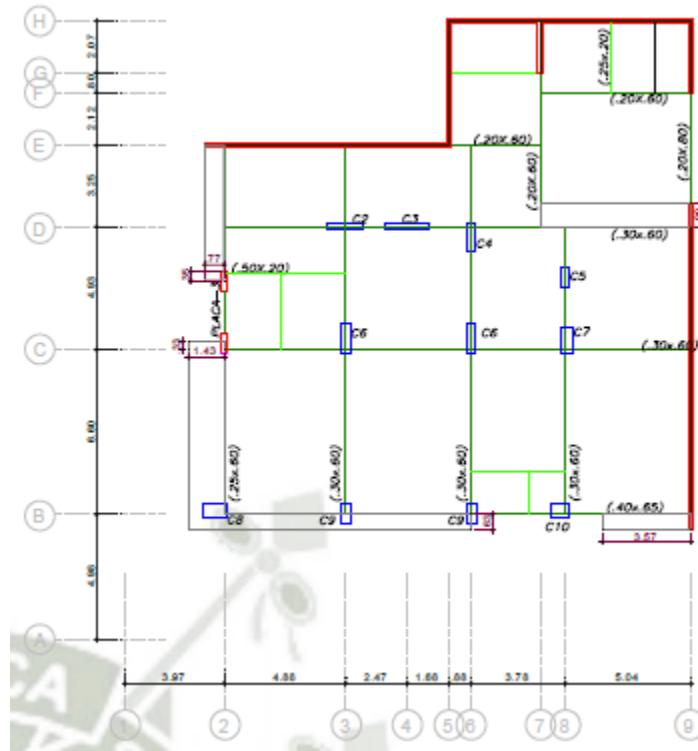


Ilustración 106. Planta típica de pisos

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number of Grid Lines in X Direction: 9

Number of Grid Lines in Y Direction: 8

Spacing of Grids in X Direction: 1 m

Spacing of Grids in Y Direction: 1 m

Specify Grid Labeling Options: Grid Labels...

☐ Custom Grid Spacing

Specify Data for Grid Lines: Edit Grid Data...

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 4

Typical Story Height: 3 m

Bottom Story Height: 3 m

☐ Custom Story Data

Specify Custom Story Data: Edit Story Data...

Add Structural Objects

Blank, Grid Only, Steel Deck, Staggered Truss, Flat Slab, Flat Slab with Perimeter Beams, Waffle Slab, Two Way or Ribbed Slab

OK, Cancel

Ilustración 107. Configuración de la geometría

Luego de haber escogido la cantidad de ejes tanto en X como en Y pasaremos a seleccionar *Custom Grid Spacing/ Edit Grid Data...*

Luego seleccionaremos la opción *Display Grid Data as Spacing* y comenzaremos por la edición de los ejes por espaciamiento

Grid System Name
G1

System Origin
Global X: 0 m
Global Y: 0 m
Rotation: 0 deg

Story Range Option
☐ Default
☐ User Specified
Top Story:
Bottom Story:

Click to Modify/Show:
Reference Points...
Reference Planes...

Options
Bubble Size: 650 mm
Grid Color:

Rectangular Grids
☐ Display Grid Data as Ordinates
☒ Display Grid Data as Spacing

X Grid Data

Grid ID	X Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
A	3.97	Yes	End
B	4.88	Yes	End
C	2.47	Yes	End
D	1.68	Yes	End
E	0.88	Yes	End
F	2.78	Yes	End

Y Grid Data

Grid ID	Y Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
1	4.98	Yes	Start
2	6.6	Yes	Start
3	4.93	Yes	Start
4	3.25	Yes	Start
5	2.12	Yes	Start
6	0.8	Yes	Start

OK Cancel

Ilustración 108. Ejes en Planta

Ahora definiremos las alturas (colocaremos el número de pisos, y la altura de los pisos típicos y la altura del primer piso)

Grid Dimensions (Plan)
☐ Uniform Grid Spacing
Number of Grid Lines in X Direction:
Number of Grid Lines in Y Direction:
Spacing of Grids in X Direction:
Spacing of Grids in Y Direction:
Specify Grid Labeling Options: Grid Labels...
☒ Custom Grid Spacing
Specify Data for Grid Lines: Edit Grid Data...

Story Dimensions
☒ Simple Story Data
Number of Stories: 25
Typical Story Height: 2.75 m
Bottom Story Height: 2.8 m
☐ Custom Story Data
Specify Custom Story Data: Edit Story Data...

Add Structural Objects
Blank Grid Only Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab

OK Cancel

Ilustración 109. Dimensiones en los Pisos

Luego editaremos las alturas seleccionando *custom Story Data Edit Story Data...*

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color m
▶	TECHO CTO MAQ	2.7	69.15	No	None	No	0	
	CTO MAQ	2.7	66.45	Yes	None	No	0	
	AZOTEA	2.7	63.75	Yes	None	No	0	
	PISO 19	2.7	61.05	Yes	None	No	0	
	PISO 18	2.7	58.35	No	PISO 11	No	0	
	PISO 17	2.7	55.65	No	PISO 11	No	0	
	PISO 16	2.7	52.95	No	PISO 11	No	0	
	PISO 15	2.7	50.25	No	PISO 11	No	0	
	PISO 14	2.7	47.55	No	PISO 11	No	0	
	PISO 13	2.7	44.85	No	PISO 11	No	0	
	PISO 12	2.75	42.15	No	PISO 11	No	0	
	PISO 11	2.75	39.4	Yes	None	No	0	
	PISO 10	2.75	36.65	No	PISO 2	No	0	
	PISO 9	2.75	33.9	No	PISO 2	No	0	
	PISO 8	2.75	31.15	No	PISO 2	No	0	
	PISO 7	2.75	28.4	No	PISO 2	No	0	
	PISO 6	2.75	25.65	No	PISO 2	No	0	
	PISO 5	2.75	22.9	No	PISO 2	No	0	
	PISO 4	2.75	20.15	No	PISO 2	No	0	
	PISO 3	2.75	17.4	No	PISO 2	No	0	
	PISO 2	2.8	14.65	Yes	None	No	0	
	PISO 1	3.05	11.85	No	SOTANO 3	No	0	
	SOTANO 1	3.05	8.8	No	SOTANO 3	No	0	
	SOTANO 2	3.05	5.75	No	SOTANO 3	No	0	
	SOTANO 3	2.7	2.7	Yes	None	No	0	
	Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

OK Cancel

Ilustración 110. Edición de las alturas de entrepisos

Luego Seleccionaremos en *Add Structural Objects* (Agregar Objetos Estructurales) *Grid Only* (Solo ejes)

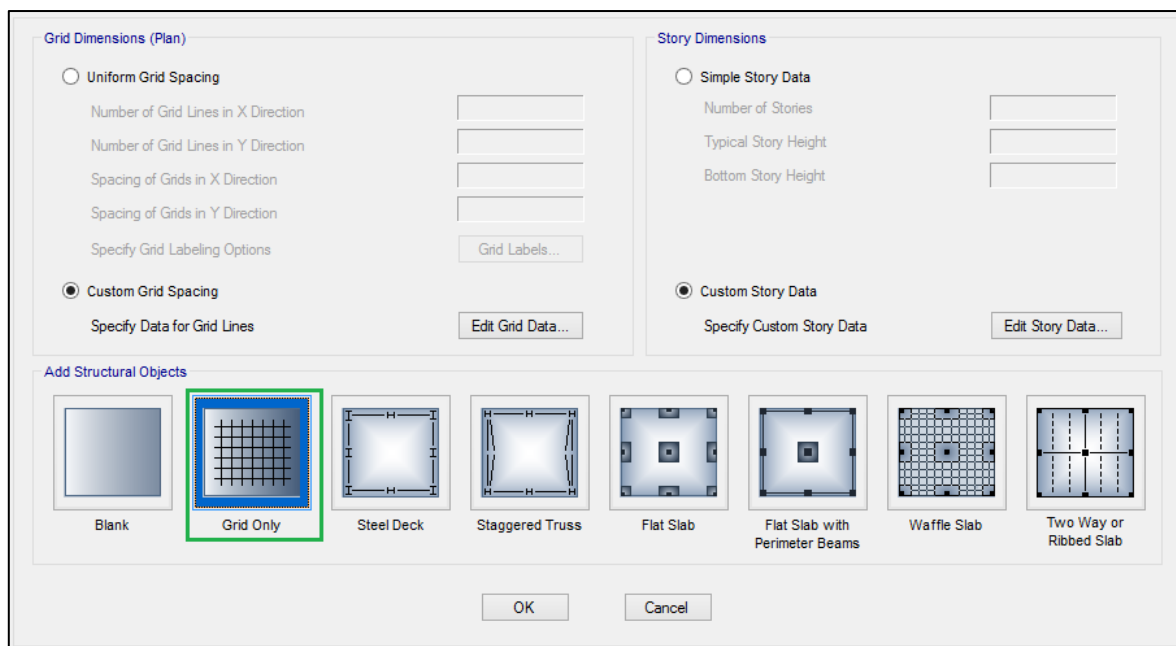


Ilustración 111. Selección de solo ejes

Y tendremos el resultado de las grillas en las cuales trabajaremos:

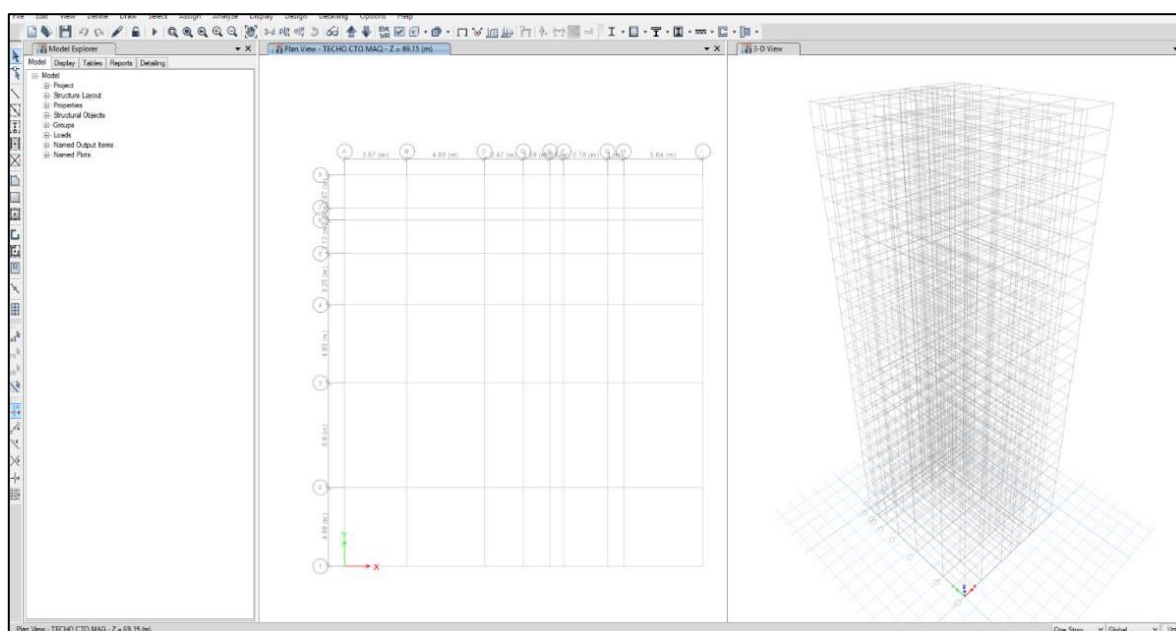


Ilustración 112. Modelado de ejes del Edificio

La planta es irregular, el edificio tiene 25 niveles, incluyendo sótanos, cisterna, azotea y cuarto de máquinas del ascensor. Después de guardar el archivo con un nombre vamos a la

definición de materiales a usar; en el menú desplegable con la opción *Define/Materials* ingresaremos los siguientes datos:

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 15,100 \text{ raíz}(210) = 218,819.78 \text{ K/cm}^2$$

$$\text{Peso vol} = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Mu} = 0.2 \text{ módulo de Poisson}$$

En la celda de *Weight per unit Volume* (Peso Unitario por volumen) Utilizamos la calculadora interna del software, para ello seleccionamos esa celda seguido de la combinación de teclas (*Shift+Enter*), Modificamos las unidades a Kgf y m, para poder utilizar 2400 kgf/m^3 .

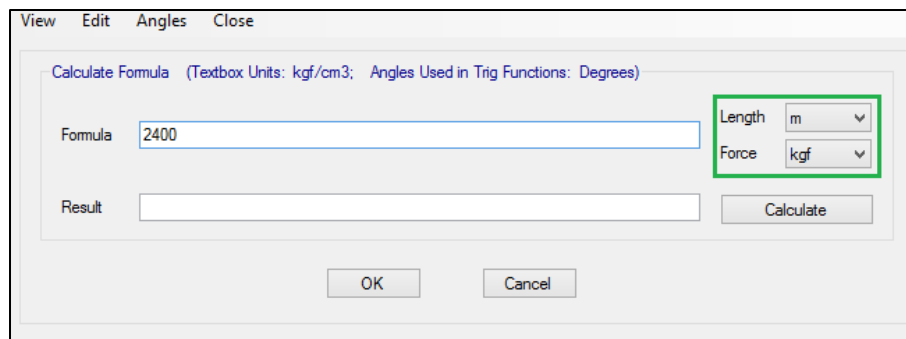


Ilustración 113. Calculadora CSI

Seguimos el mismo procedimiento para las propiedades Isotrópicas del material, para el Módulo de Elasticidad E, ahora utilizaremos la habilidad del software como el comando SQR: *Square Root* o raíz cuadrada. Una vez colocada la formula le damos clic a OK

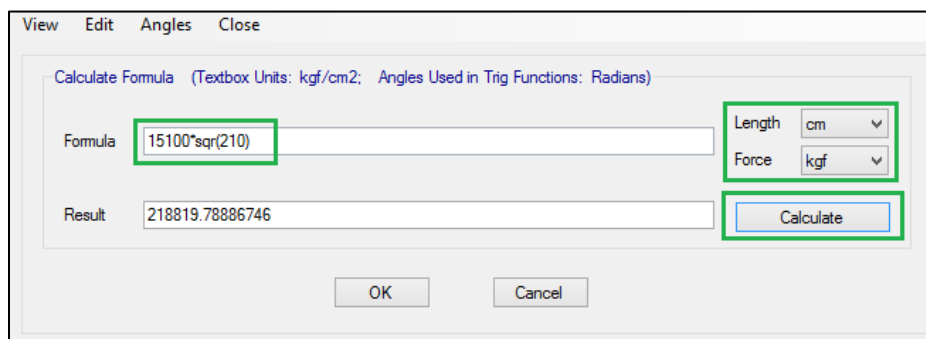
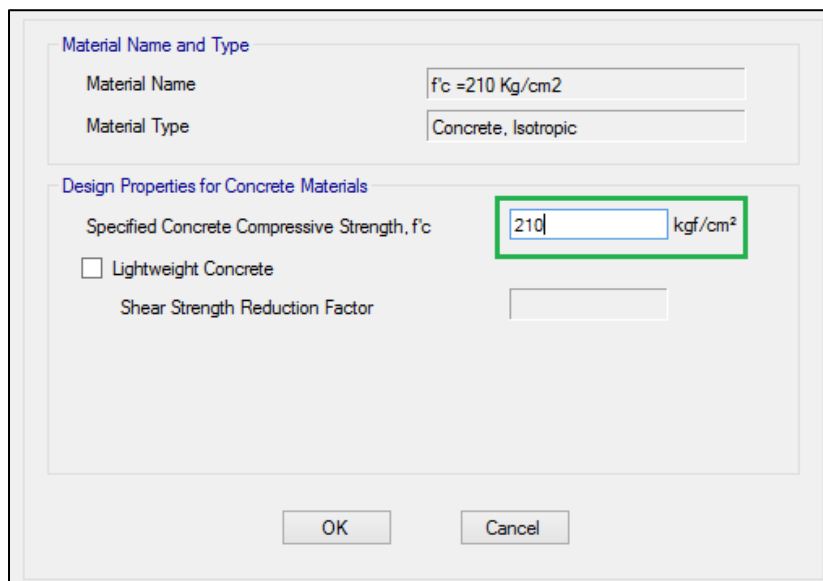


Ilustración 114. Conversión de Unidades

En la sección de Datos de propiedades de Diseño (*Design Property Data*), seleccionamos Modificar/Mostrar datos de propiedades de diseño... (*Modify/Show Material Property*

Design Data...) y colocaremos la resistencia del concreto(210kgf/cm^2) y deseleccionamos el tipo de concreto ligero (*Lightweight Concrete*), ya que estaremos utilizando un concreto de peso normal, le damos OK luego



The image shows a software dialog box titled "Material Name and Type". It contains two main sections. The first section, "Material Name and Type", has two input fields: "Material Name" with the text "f'c =210 Kg/cm2" and "Material Type" with the text "Concrete, Isotropic". The second section, "Design Properties for Concrete Materials", contains three items: "Specified Concrete Compressive Strength, f'c" with a value of "210" in a text box (highlighted with a green border), an unchecked checkbox for "Lightweight Concrete", and an empty text box for "Shear Strength Reduction Factor". At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Ilustración 115. Resistencia de concreto

Finalmente Tendremos el cuadro de dialogo de definición del material Concreto de esta manera. Los datos de las propiedades avanzadas del material (*Advanced Material Property Data*) se definirán luego en el análisis no-lineal una vez terminado el diseño por el análisis lineal. Nota: Solo para explicar estos comandos nos permitirán definir las propiedades no-lineales, amortiguamiento y propiedades dependientes del tiempo del material.

The image shows a software dialog box titled 'General Data' for defining material properties. It is organized into several sections: 'General Data', 'Material Weight and Mass', 'Mechanical Property Data', 'Design Property Data', and 'Advanced Material Property Data'. The 'General Data' section includes fields for Material Name (f_c = 210 Kg/cm²), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (a red color swatch), and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', with corresponding input fields for Weight per Unit Volume (0.0024 kgf/cm³) and Mass per Unit Volume (0.000002 kgf-s²/cm⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes input fields for Modulus of Elasticity, E (218819.78886746 kgf/cm²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000099 1/C), and Shear Modulus, G (91174.91 kgf/cm²). The 'Design Property Data' section contains a button 'Modify/Show Material Property Design Data...'. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	f _c = 210	Kg/cm ²
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	Red	
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	0.0024	kgf/cm ³
	Mass per Unit Volume	0.000002	kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	218819.78886746	kgf/cm ²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	91174.91	kgf/cm ²
Design Property Data	Design Data		
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data		
	Material Damping Properties		
	Time Dependent Properties		

Ilustración 116. Propiedades del Concreto en ETABS

Acero de refuerzo: Para colocar los datos de los esfuerzos según el tipo de acero, nos cambiamos de pestaña y completamos los datos de la siguiente manera:

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2 \quad E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Peso vol} = 7,850 \text{ Kg/m}^3$$

$$\mu_u = 0.30$$

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Ilustración 117. Cuadro de dialogo para definir el Acero

Mampostería:

$$F'm = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 500 * 45 = 22,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso volumétrico} = 1,800 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0.25$$

The dialog box is titled 'Define Material' and contains several sections for configuring material properties:

- General Data:**
 - Material Name: ALB ind fm = 65 Kg/cm2
 - Material Type: Masonry
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: [Color swatch] Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - ☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 0.0018 kgf/cm³
 - Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf-s²/cm⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 32500 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C
 - Shear Modulus, G: 13541.67 kgf/cm²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Ilustración 118. Cuadro de dialogo para definir el material Albañilería

Definición de las Secciones. Elementos
s tipo *frame*. Columnas

General Data

Property Name: C1 100x60 350

Material: $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 1 m

Width: 0.6 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Show Section Properties...

Ilustración 119. Columna C1 100x60

General Data

Property Name: C3 70x60 350

Material: $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.7 m

Width: 0.6 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Show Section Properties...

Ilustración 120. Columna 3 70x60

Vigas:

The screenshot shows a software window for defining a beam section. The 'General Data' section includes a 'Property Name' field with 'V 30x60', a 'Material' dropdown set to 'f_c = 210 Kg/cm²', and buttons for 'Notional Size Data', 'Display Color', and 'Notes'. The 'Shape' section has a 'Section Shape' dropdown set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is set to 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section has 'Depth' set to 0.6 m and 'Width' set to 0.3 m. A 'Show Section Properties...' button is at the bottom. On the right, there is a diagram of a rectangular section with a coordinate system (2, 3) and buttons for 'Property Modifiers' and 'Reinforcement'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Ilustración 121. Viga 30x60

The screenshot shows the same software window as Illustración 121, but for a 40x60 beam. The 'Property Name' is 'V 40x60'. The 'Material' is 'f_c = 210 Kg/cm²'. The 'Display Color' is set to red. The 'Section Shape' is 'Concrete Rectangular'. The 'Section Dimensions' are 'Depth' = 0.6 m and 'Width' = 0.4 m. The 'Show Section Properties...' button is at the bottom. The right side shows the same diagram and buttons as Illustración 121.

Ilustración 122. Viga 40x60

Elementos tipo área. Se define la losa aligerada con una sección equivalente para capturar el peso de un aligerado cuya altura es $h=25\text{cm}$, en sección equivalente será una losa maciza cuya altura es $h=12\text{cm}$; se ha definido un área tipo membrana para transmitir las cargas a los elementos horizontales (vigas). El área de los volados será definida por una sección en concreto macizo cuyo espesor es 20cm y definido como elemento tipo *shell*, donde se asignará una malla de elementos finitos. El área de la escalera será modelada por un área tipo *shell* y cuyo espesor de garganta es $=15\text{cm}$ y una malla interna congruente. Sobre el área de la losa se definirán áreas nulas donde los ductos de ventilación será parte del modelo.

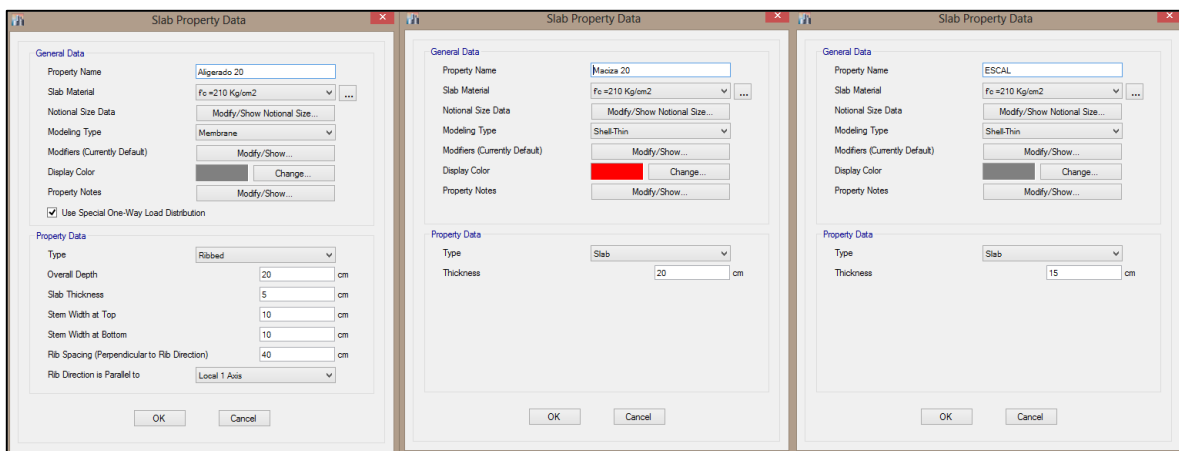


Ilustración 123. Definición de elementos tipo área usando el editor de secciones

Definición de muros de concreto. Los muros serán $e=30\text{cm}$ en concreto armado tipo *shell*

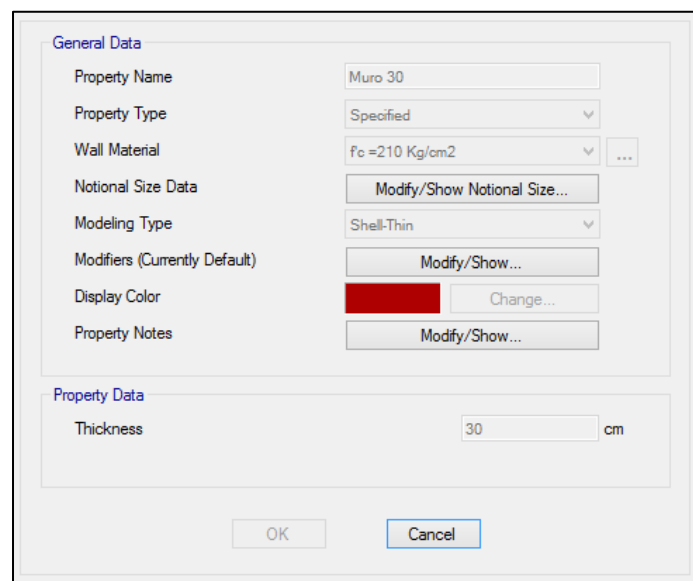


Ilustración 124. Definición de elementos tipo área usando menu de propiedades

Generación del Modelo. *Draw* de elementos tipo viga, usando el comando *Quick/Draw/frame* y seleccionamos una región:

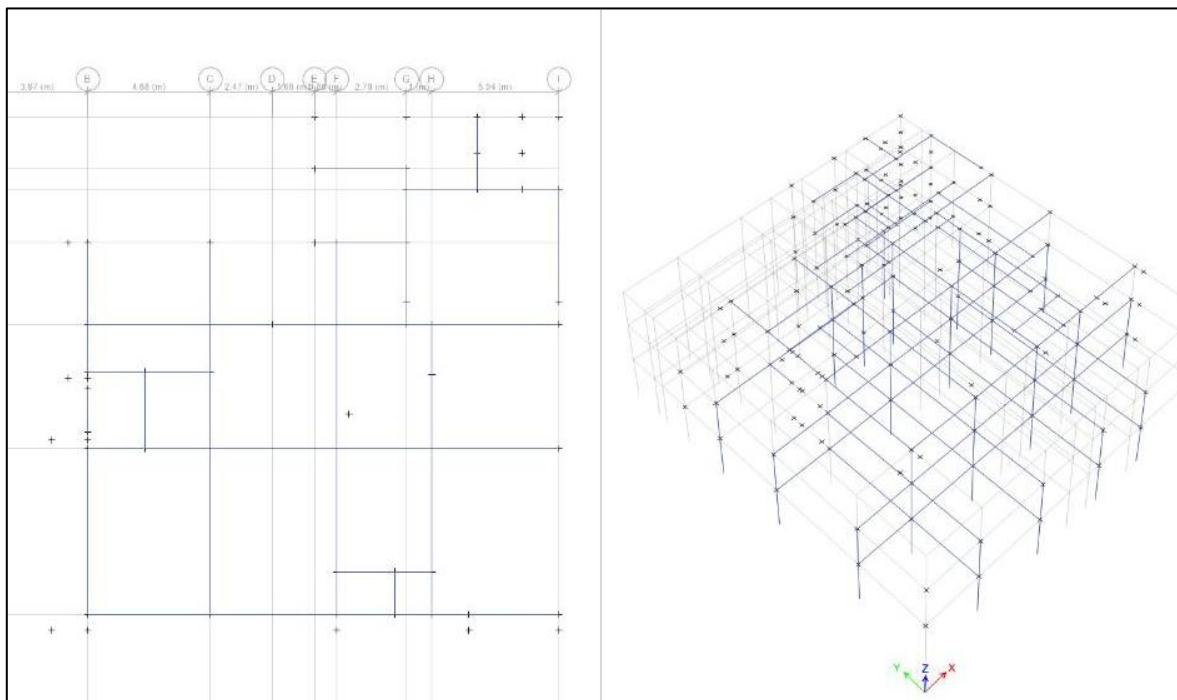


Ilustración 125. Dibujo de las Vigas y columnas

Draw de nudos, para ayudarnos a modelar los muros:

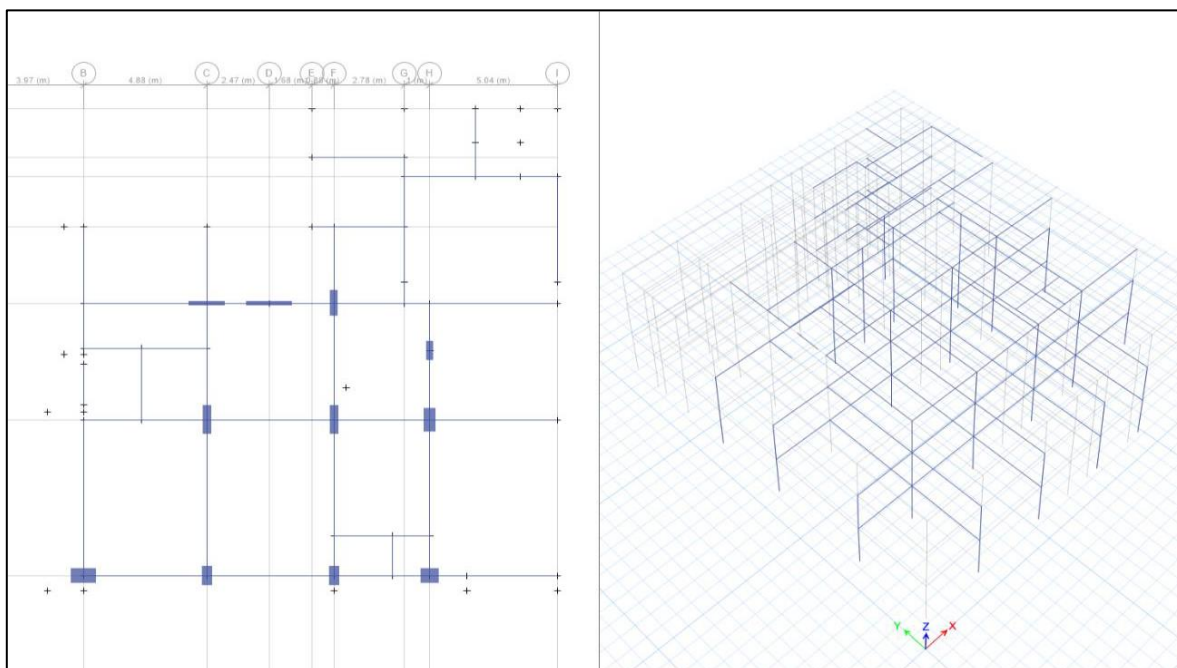


Ilustración 126. Dibujo de Nudos ficticios para ayudarnos a modelar los muros

Después de generar elementos tipo *frame*, vamos a dividir los mismos para luego generar la extrusión

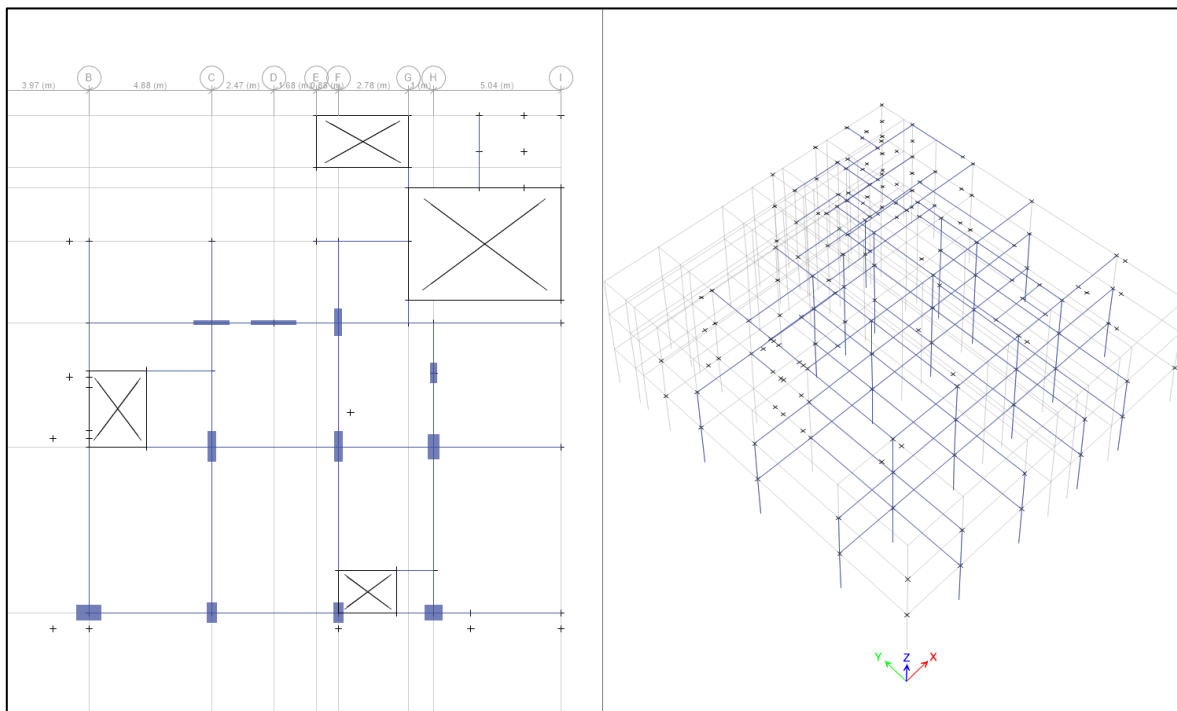


Ilustración 127. División de los elementos frames acorde al correcto comportamiento

Generar los muros:

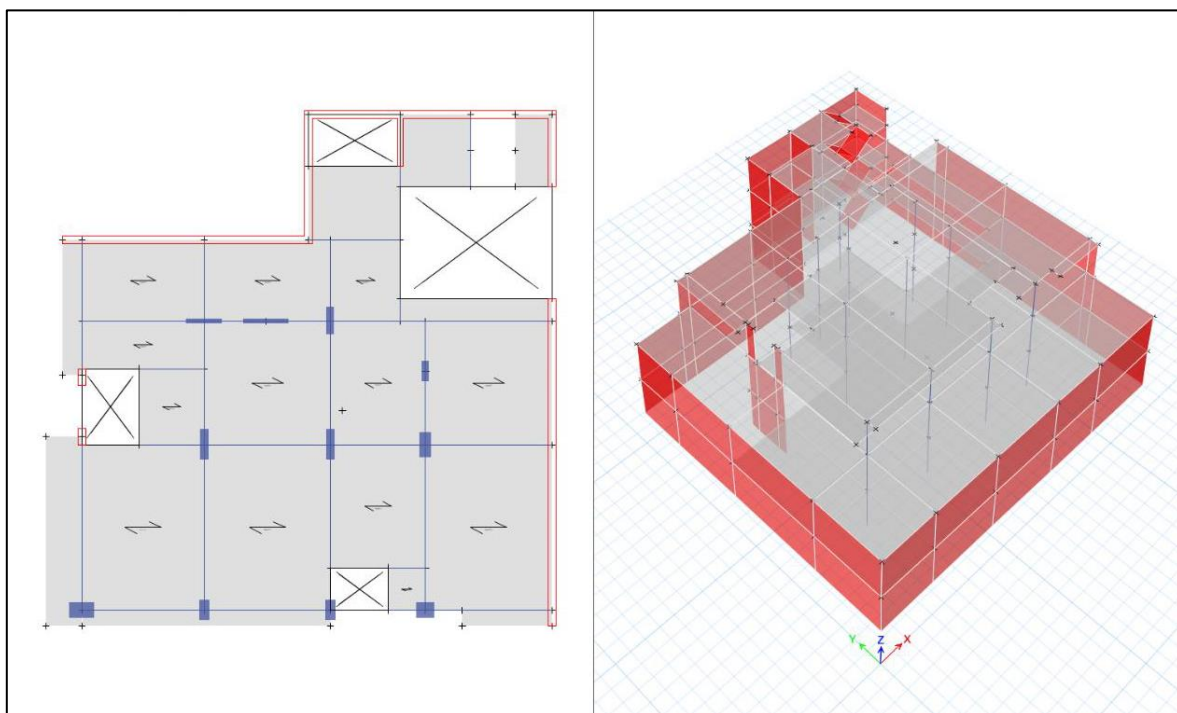


Ilustración 128. Generación de los Muros

Realizar la discretización de los muros de acuerdo con los encuentros con vigas y losas:

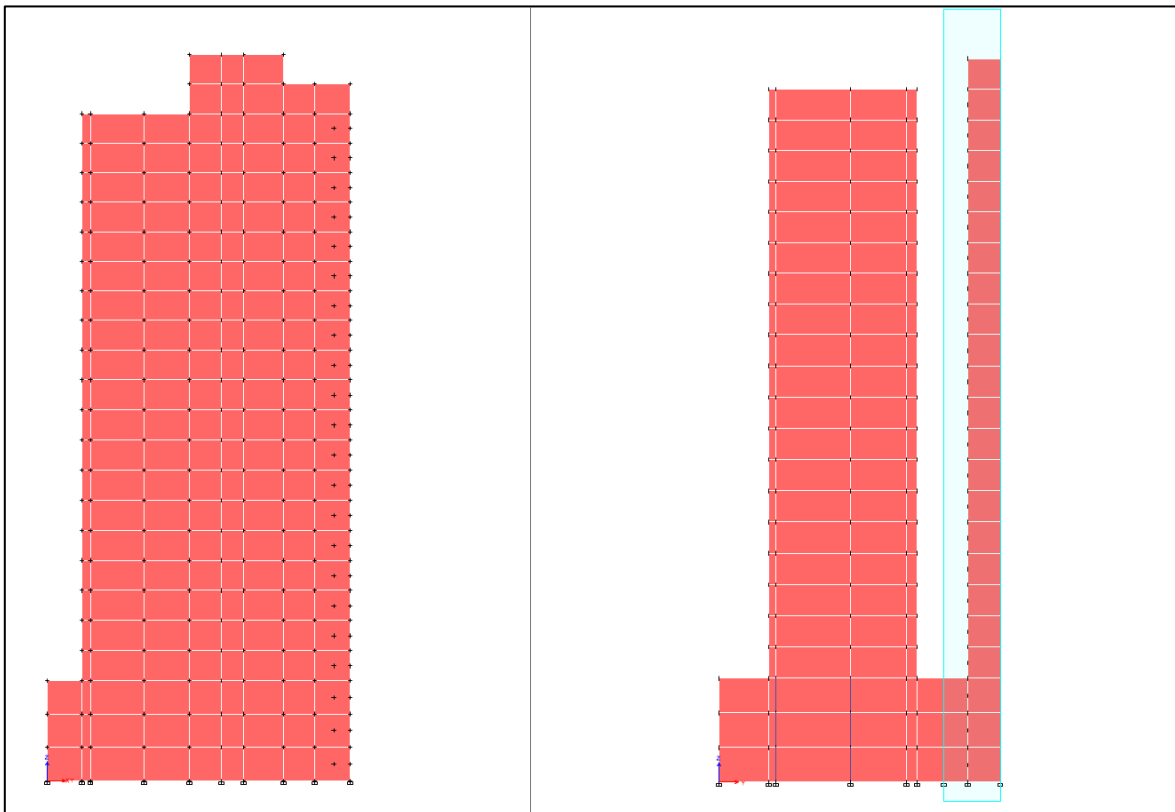


Ilustración 129. Discretización de los Muros

Modelar la escalera, nos apoyaremos con nudos y luego con áreas según ubicación:

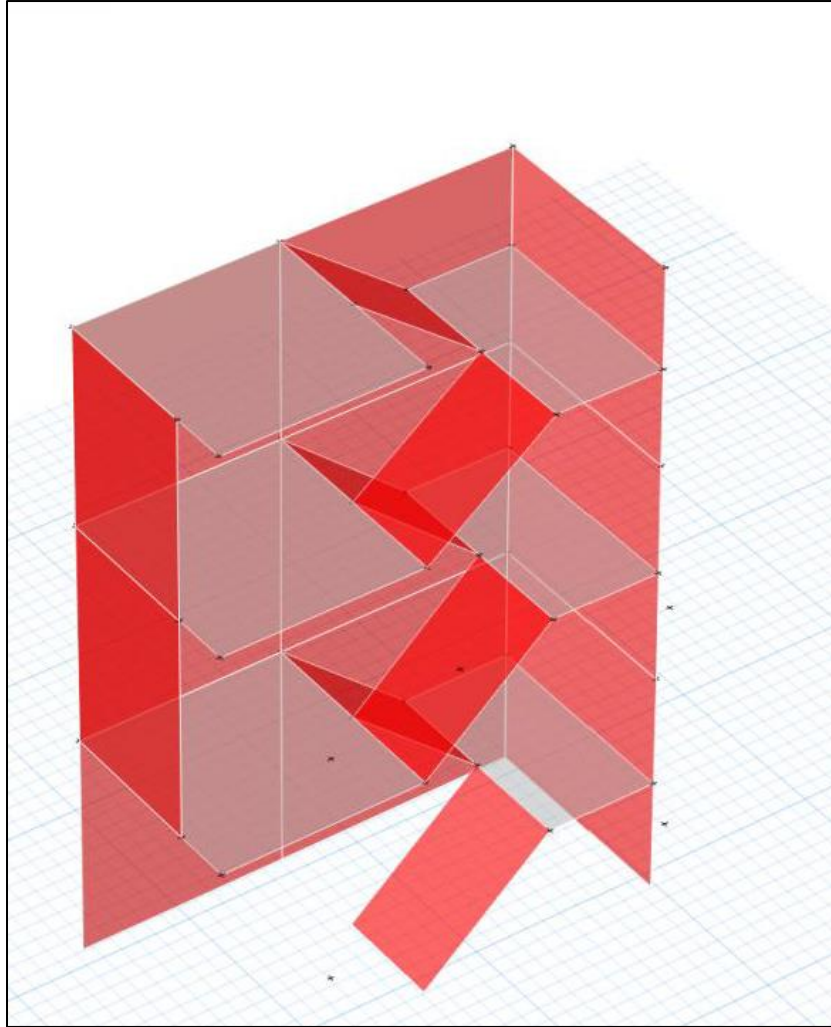


Ilustración 130. Generación de la Escalera

Asignamos las áreas para las losas:

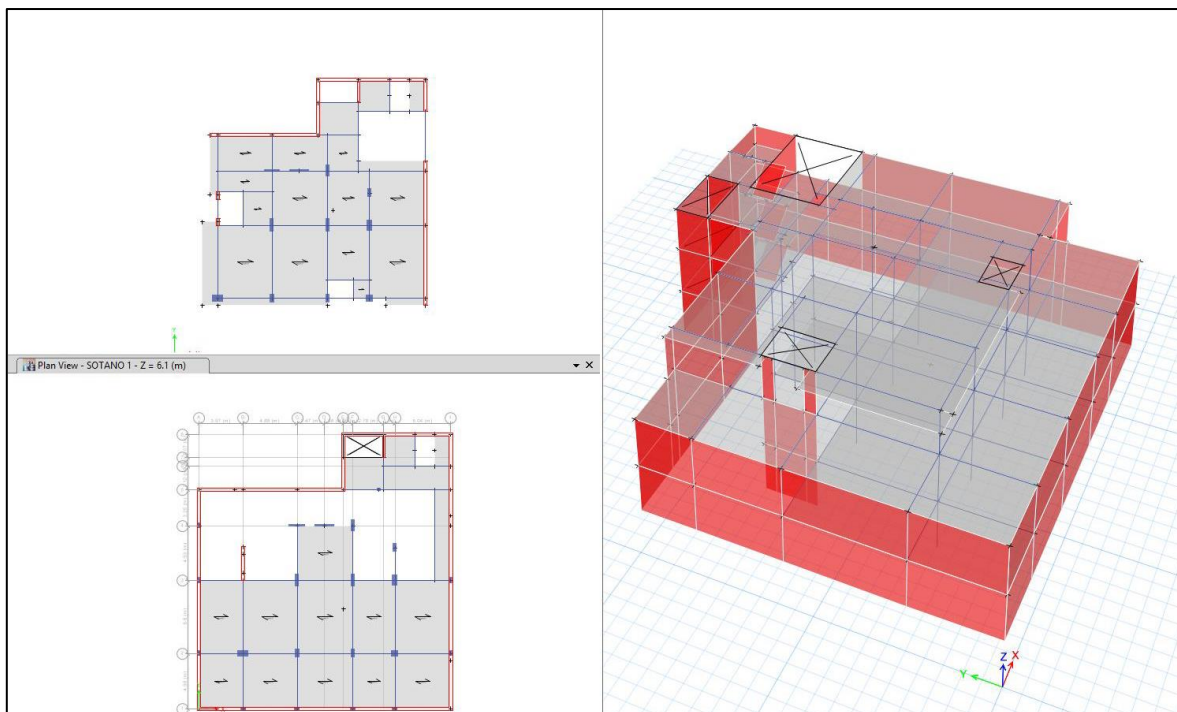


Ilustración 131. Asignación de las losas

Completamos el modelo con los ductos y los vuelos a generar:

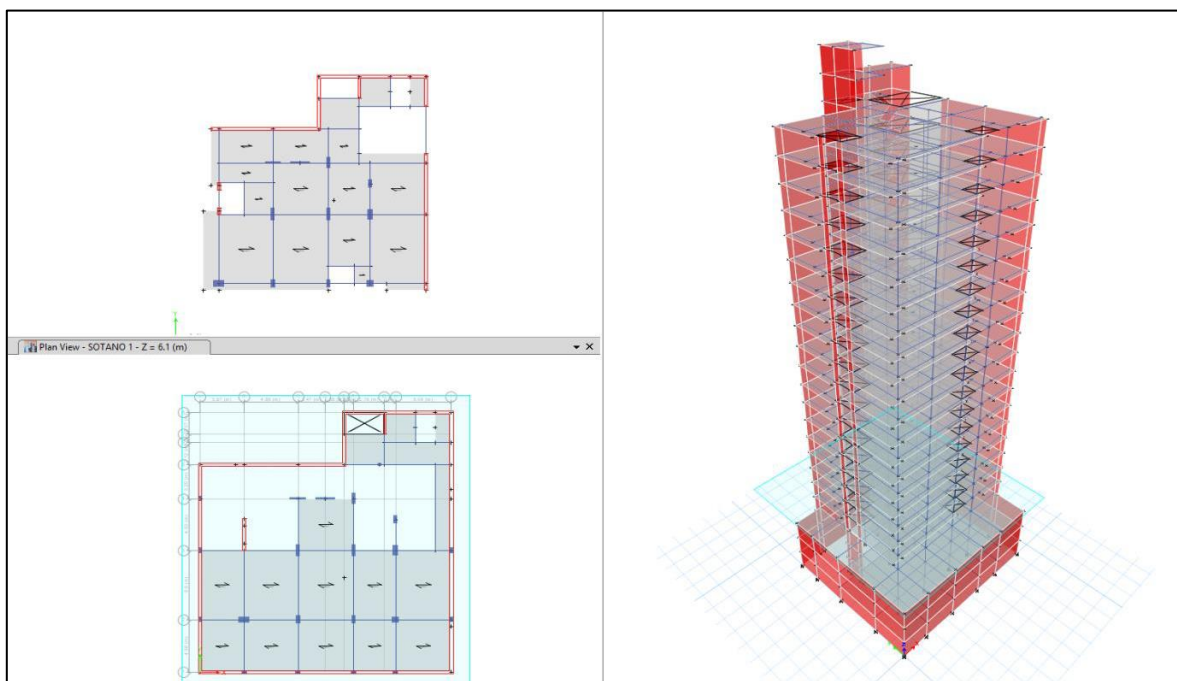


Ilustración 132. Definición de elementos tipo área

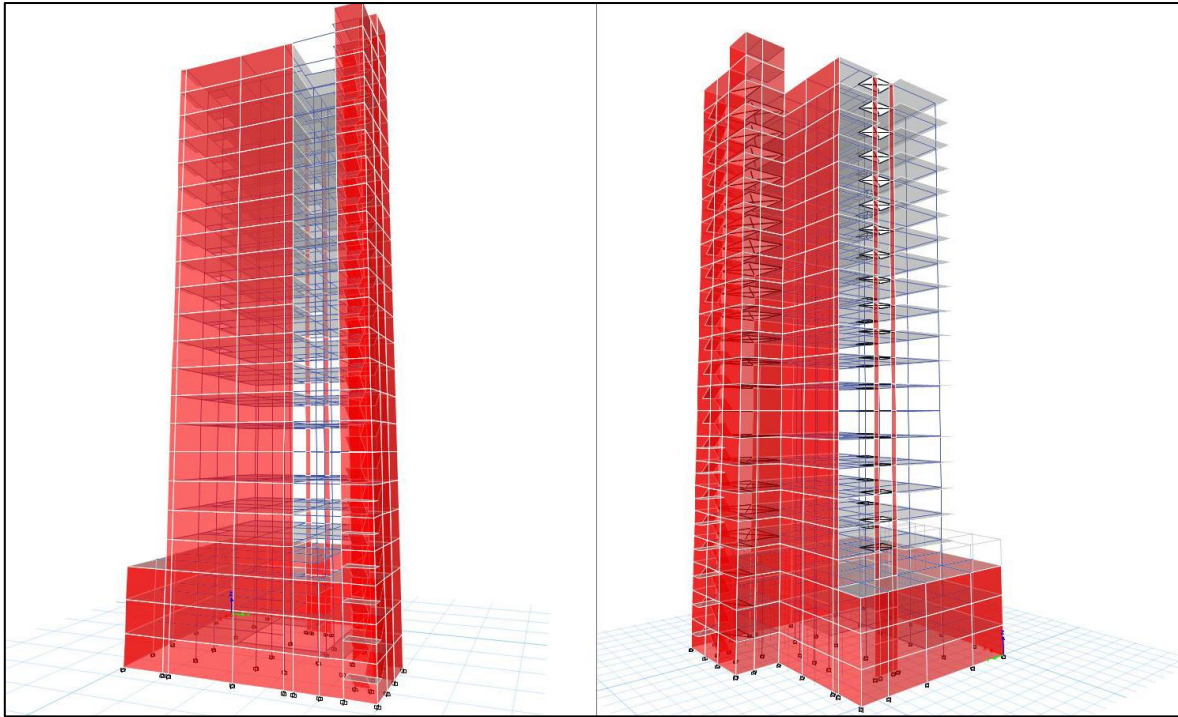


Ilustración 133. Vista del modelo final en 3D

Análisis por cargas Verticales. Se tiene que pensar, ante todo, que la determinación de las Cargas que actúan no puede ser exactas en magnitud y en ubicación, aun cuando se conozca la exacta posición de las mismas y su magnitud, la interrogante es como se transmiten las cargas a los apoyos de los elementos; muchas veces son necesarias las suposiciones que ponen en duda el sentido de la exactitud buscada, de esta manera vamos a definir solo algunas de las cargas más conocidas.

Carga Muerta. Es una carga de gravedad cuya magnitud y ubicación podemos considerarlas fijas; se usará en este proyecto las cargas permanentes tomadas desde los pesos de los elementos que conforman la estructura definida como *dead* y para las cargas de acabado que se encuentran adheridas sobre los pisos de la estructura será definida como *superdead*. En la práctica los Reglamentos vigentes proporcionan tablas que ayudan al diseñador a cuantificar estas magnitudes. Para la Súper Carga Permanente *superdead* usaremos $= 100\text{kg/m}^2$ y será aplicada a todos los pisos, incluyendo el techo.

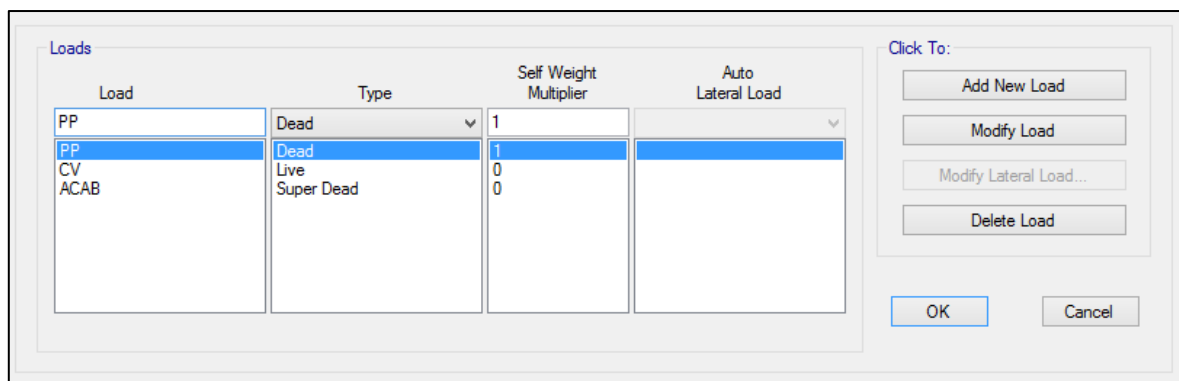


Ilustración 134. Definición de los casos de carga muerta y asignación de esta

Carga Viva. Es aquella carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando esta se encuentra en servicio; puede variar en ubicación como en magnitud a lo largo de la vida útil.

Live de entepiso = 250kg/m^2

Live de techo = 100kg/m^2

Live en escalera = 400kg/m^2

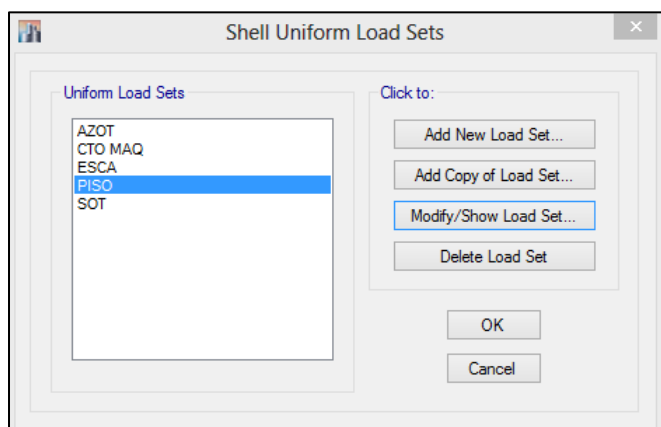


Ilustración 135. Carga viva

Uniform Load Set Name: PISO

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
CV	200
ACAB	100

Note: Loads are in the gravity direction.

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Ilustración 136. Definición de los casos de carga viva y asignación de esta según los casos

Carga de Sismo. Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales; los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos; cuando la interacción suelo estructura se activa, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir este movimiento; la filosofía de este análisis sísmico tiende a estimar la fuerza a partir de un porcentaje del peso de la estructura; este porcentaje es llamado coeficiente basal y la fuerza dependerá de la ductilidad o liberación de energía que se estime o se asigne a este tipo de estructura (según la norma que se siga); realizaremos el diseño sísmico basado en dos metodologías, análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico a partir de un análisis espectral-modal.

Datos para Análisis Sísmico Estático

$Z = 0.40g$ Coeficiente basal

$U = 1.0$

$S = 1.2$ $T_p = 0.60$ seg

$T_{\text{estructura}} = 0.67$ seg

$C = 2.23$

$R_x = 6$ $C_b = 0.06$

$R_y = 6$ $C_b = 0.11$

Por lo tanto, la fuerza por la carga sísmica será:

$$V_x = 0.06 \times P_{\text{est}} \text{ y } V_y = 0.11 \times P$$

Datos para realizar un Análisis Dinámico. Fuente de masa. El programa tomara la fuente de masa desde los elementos que componen la estructura y las fuerzas externas de gravedad que se han asignado.

Mass Source Name: PP+0.25CV

Mass Source

- ☒ Element Self Mass
- ☒ Additional Mass
- ☒ Specified Load Patterns
- ☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
CV	0.25
ACAB	1
CV	0.25

Mass Options

- ☒ Include Lateral Mass
- ☐ Include Vertical Mass
- ☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel, Add, Modify, Delete

Ilustración 137. Definición de la fuente de masa a considerar

Espectro de Respuesta usando la Norma internacional:

18.2. Análisis por combinación modal espectral .

a. Modos de Vibración

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b. Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

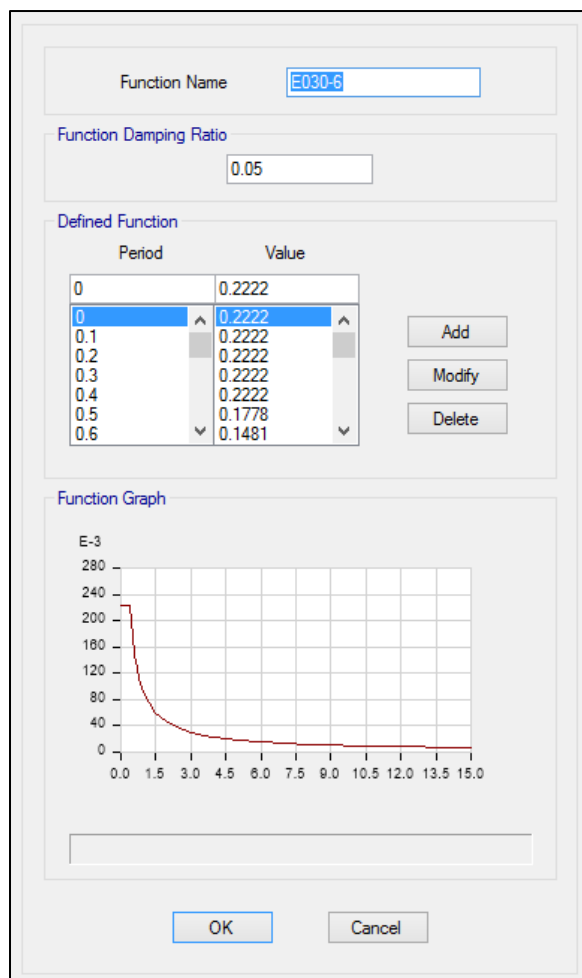


Ilustración 138. Se ha definido un espectro de respuesta a partir de ETABS

Análisis Modal – Espectral. Para capturar las formas de modo de la estructura usaremos la resolución matricial a partir de los eigenvectores.

Ilustración 139. Tres grados de libertad por cada piso = 63 modos

Usamos lo prescrito en la norma:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Ilustración 140. Sismos Dinámicos en X y en Y

$$r = 0.25 \sum r_i + 0.75 \sqrt{\sum r_i^2}$$

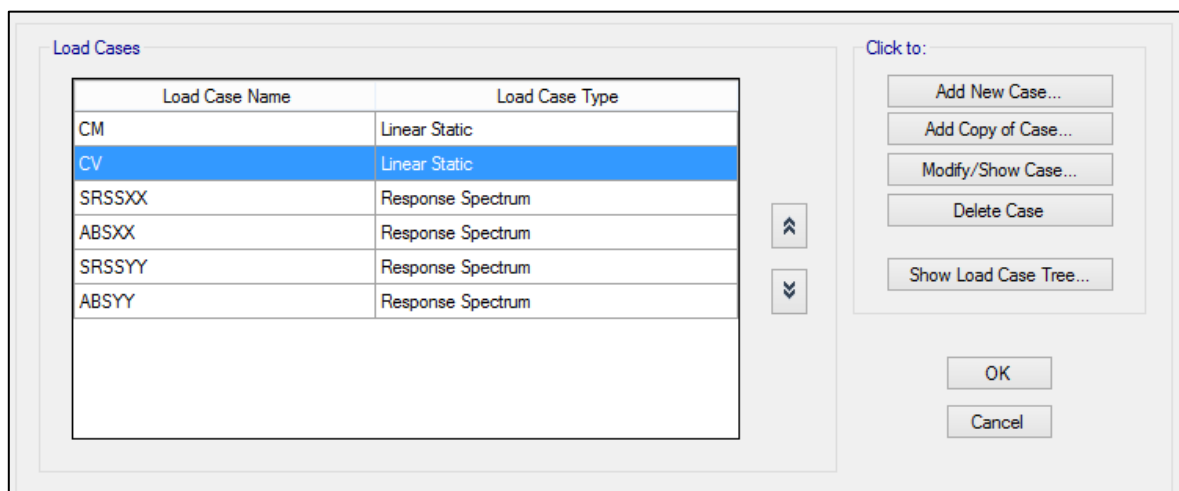


Ilustración 141. Casos de Carga de Sismo Dinámicos según el Espectro de Respuesta

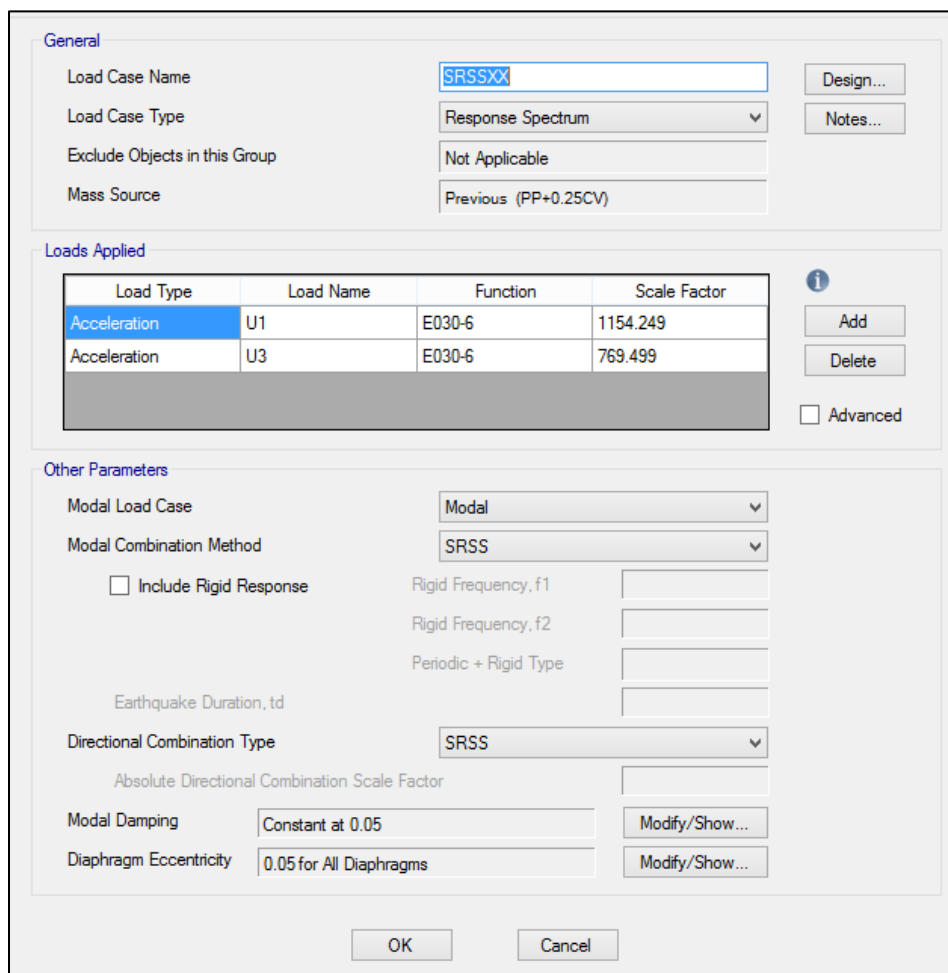


Ilustración 142. Respuesta Espectral en dirección X-X:

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E030-6	1154.249
Acceleration	U3	E030-6	769.499

Info Add Delete ☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK Cancel

Ilustración 143. Respuesta Espectral dirección X-X al 100% y 2/3 en la dirección gravitacional

Respuesta Espectral en dirección Y-Y:

The image shows a software interface for configuring a seismic response spectrum analysis. It is divided into three main sections: General, Loads Applied, and Other Parameters.

General Section:

- Load Case Name: SRSSYY
- Load Case Type: Response Spectrum
- Exclude Objects in this Group: Not Applicable
- Mass Source: Previous (PP+0.25CV)

Loads Applied Section:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	E030-6	1155.229
Acceleration	U3	E030-6	770.153

Buttons: Add, Delete, Advanced (checkbox)

Other Parameters Section:

- Modal Load Case: Modal
- Modal Combination Method: SRSS
- ☐ Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1:
 - Rigid Frequency, f2:
 - Periodic + Rigid Type:
- Earthquake Duration, td:
- Directional Combination Type: SRSS
- Absolute Directional Combination Scale Factor:
- Modal Damping: Constant at 0.05
- Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Buttons: OK, Cancel

Ilustración 144. Respuesta Espectral en dirección Y-Y:

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	E030-6	1155.229
Acceleration	U3	E030-6	770.153

+ Add Delete ☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK Cancel

Ilustración 145. Respuesta Espectral dirección Y-Y al 100% y 2/3 en la dirección gravitacional

Modelado y Análisis. Opciones de análisis. Seleccionar la opción *Space Frame* OK

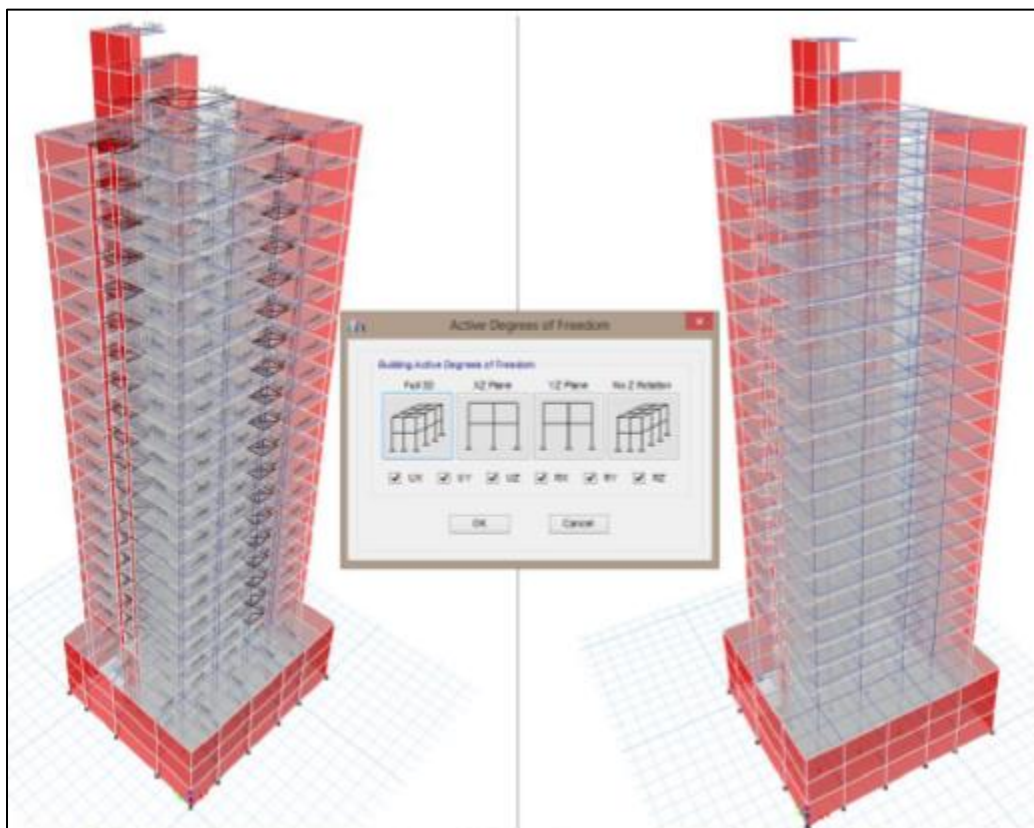


Ilustración 146. Analysis Options – Full 3D Space Frame

Run analysis. Correr todos los casos de análisis

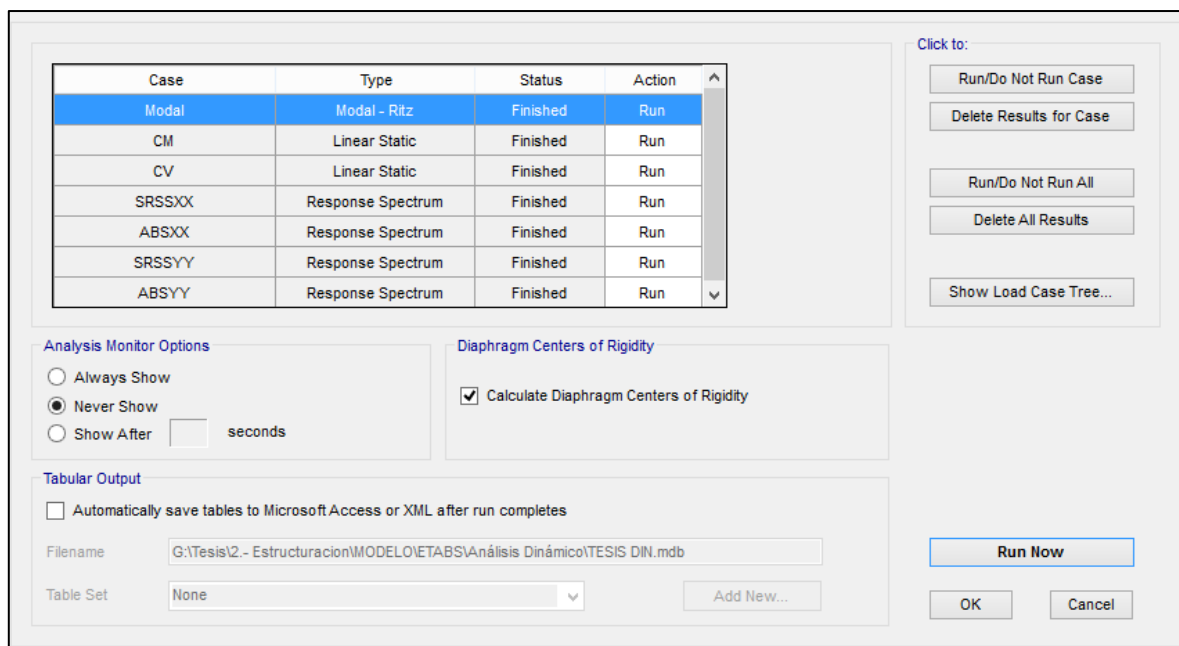
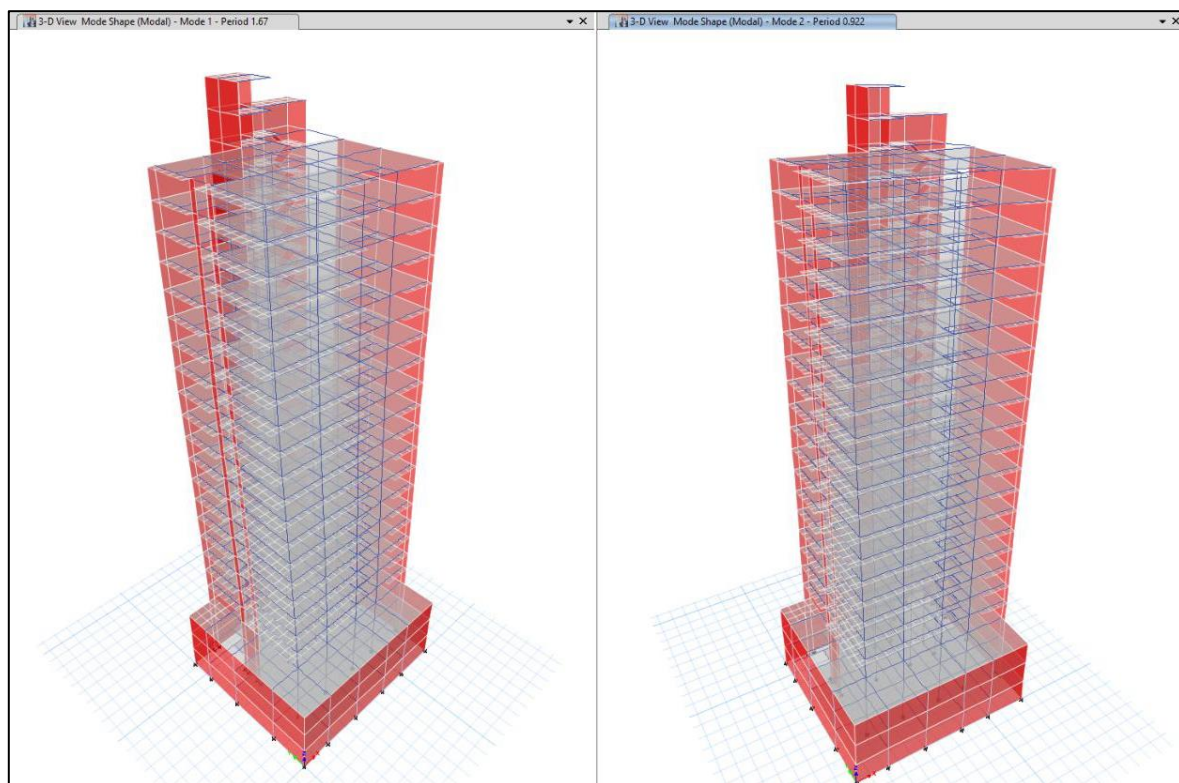


Ilustración 147. Run Now

Formas de modo:

Ilustración 148. Periodos fundamentales $T_1 = 1.67$ seg y $T_2 = 0.922$ seg longitudinales

La participación de la masa en cada modo: Las formas de modo predominante en la estructura es en el modo $T_1=1.73$ seg con 40% de masa participativa en dirección Y-Y y $T_2=0.931$ seg con 51% de masa en dirección X-X

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	
Modal	1	1.73	0.4006	0.1771	0	0.4006	0.1771	0
Modal	2	0.931	0.0984	0.519	0	0.499	0.6961	0
Modal	3	0.544	0.0452	0.0225	0	0.5442	0.7187	0
Modal	4	0.477	0.2379	0.0104	0	0.7821	0.7291	0
Modal	5	0.254	0.0202	0.0081	0	0.8024	0.7372	0
Modal	6	0.215	0.0219	0.1398	0	0.8243	0.877	0
Modal	7	0.159	0.0177	0.0038	0	0.842	0.8809	0
Modal	8	0.126	0.0599	0.0013	0	0.9019	0.8822	0
Modal	9	0.112	0.0172	0.0037	0	0.9191	0.8859	0
Modal	10	0.098	0.0058	0.0403	0	0.9249	0.9261	0
Modal	11	0.087	0.0023	0.003	0	0.9272	0.9291	0

Ilustración 149. Formas de modo predominante en la estructura

Peso de la estructura:

General Data

Load Combination Name: PESO

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
PP	1
ACAB	1
CV	0.25

Add

Delete

OK Cancel

Ilustración 150. Peso sísmico

Tabla 34. Factor de Escala en las direcciones X e Y

Sismo en X				Sismo en Y			
S1	hn =	63.3		hn =	63.3		
	Ct =	60		Ct =	60		
	T =	1.72	1.055	T =	0.896	1.055	
	tp =	0.4		tp =	0.4		
	Cx =	0.58		Cy =	1.12		
S1	Z =	0.4		Z =	0.4		
	S =	1		S =	1		
	U =	1	Mayor a 0.125	U =	1	Mayor a 0.125	
	(Y) R =	4.5	0.129199	(Y) R =	4.5	0.248	
	Coefficiente Sísmico			Coefficiente Sísmico			
	Cs y =	0.052		Cs y =	0.099		
Carga Estática a partir del Peso				Forma (Scale Factor)			
P = 7315.7 Ton (1DL+0.25LL)				Regular = 0.8			
Forma = 0.9 Irregular				Irregular = 0.9			
Carga Estática en X				Carga Estática en Y			
(P)Cbx =	378.072	Vx =	340.265	(P)Cby =	725.763	Vy =	653.187
Carga Dinámica en X				Carga Dinámica en Y			
Vx = 445.0277				Vy = 554.6148			
Factor de Escala en X				Factor de Escala en Y			
0.9	0.765			0.9	1.178		
	1.177				1.178		
	Vx máx = 378.072				Vy máx = 725.763		

Tabla 35. Peso de la estructura Pt=7235.54 Ton

1 de 1 Reload Apply									
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-cm	MX tonf-cm	MY tonf-cm	
PISO 1	PESO	Bottom	7235.5366	221.4916	86.5165	-150127.532	9980278.414	-9681720	

Desplazamiento Relativo (*Drift- Derivas*). Utilizamos lo indicado por la norma para controlar, es decir: $\frac{3}{4} \times R$.

Tabla 36. Verificación de las derivas en X

Estructura = Irregular									
Factor = 0.75									
Rx= 6 Ry= 6									
Story	Load Case/Comb	Label	Item	Drift	X cm	Y cm	Z cm	Derivas X	Deriva Límit
TECHO CTO	DINXX Max	45	Max Drift X	0.000443	1666	1976	6640	0.002	0.007
MAQ	DINXX Max	13	Max Drift X	0.000414	1300	1976	6370	0.002	0.007
CTO MAQ	DINXX Max	63	Max Drift X	0.001134	254	436	6100	0.005	0.007
AZOTEA	DINXX Max	30	Max Drift X	0.00128	2270	435	5830	0.006	0.007
PISO 19	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001395	2270	435	5560	0.006	0.007
PISO 18	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001486	2270	435	5290	0.007	0.007
PISO 17	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001553	2270	435	5020	0.007	0.007
PISO 16	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001601	2270	435	4750	0.007	0.007
PISO 15	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001609	2270	435	4480	0.007	0.007
PISO 14	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001607	2270	435	4210	0.007	0.007
PISO 13	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001599	2270	435	3940	0.007	0.007
PISO 12	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001533	2270	435	3665	0.007	0.007
PISO 11	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001497	2270	435	3390	0.007	0.007
PISO 10	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001467	2270	435	3115	0.007	0.007
PISO 9	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001509	2270	435	2840	0.007	0.007
PISO 8	DINXX Max	30	Max Drift X	0.00154	2270	435	2565	0.007	0.007
PISO 7	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001531	2270	435	2290	0.007	0.007
PISO 6	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001492	2270	435	2015	0.007	0.007
PISO 5	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001395	2270	435	1740	0.006	0.007
PISO 4	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001245	2270	435	1465	0.006	0.007
PISO 3	DINXX Max	30	Max Drift X	0.00083	2270	435	1190	0.004	0.007
PISO 2	DINXX Max	34	Max Drift X	4.60E-05	397	1461	915	0.000	0.007
PISO 1	DINXX Max	34	Max Drift X	2.70E-05	397	1461	610	0.000	0.007
SOTANO 1	DINXX Max	34	Max Drift X	2.80E-05	397	1461	305	0.000	0.007
SOTANO 2	DINXX Max								

Tabla 37. Verificación de las derivas en Y

Story	Load Case/Comb	Label	Item	Drift	X cm	Y cm	Z cm	Derivas Y	Deriva Límite	OK
TECHO CTO	DINYY Max	97	Max Drift Y	0.000723	1706	2475	6640	0.003	0.007	OK
CTO MAQ	DINYY Max	91	Max Drift Y	0.000792	2270	2238	6370	0.0036	0.007	OK
AZOTEA	DINYY Max	22	Max Drift Y	0.000786	2270	2475	6100	0.0035	0.007	OK
PISO 19	DINYY Max	90	Max Drift Y	0.000796	2270	1188	5830	0.0036	0.007	OK
PISO 18	DINYY Max	90	Max Drift Y	0.000807	2270	1188	5560	0.0036	0.007	OK
PISO 17	DINYY Max	90	Max Drift Y	0.000815	2270	1188	5290	0.0037	0.007	OK
PISO 16	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000851	254	436	5020	0.0038	0.007	OK
PISO 15	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000886	254	436	4750	0.0040	0.007	OK
PISO 14	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000911	254	436	4480	0.0041	0.007	OK
PISO 13	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000946	254	436	4210	0.0043	0.007	OK
PISO 12	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.00097	254	436	3940	0.0044	0.007	OK
PISO 11	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000963	254	436	3665	0.0043	0.007	OK
PISO 10	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000976	254	436	3390	0.0044	0.007	OK
PISO 9	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000981	254	436	3115	0.0044	0.007	OK
PISO 8	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000978	254	436	2840	0.0044	0.007	OK
PISO 7	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000973	254	436	2565	0.0044	0.007	OK
PISO 6	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.00095	254	436	2290	0.0043	0.007	OK
PISO 5	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000915	254	436	2015	0.0041	0.007	OK
PISO 4	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000847	254	436	1740	0.0038	0.007	OK
PISO 3	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000757	254	436	1465	0.0034	0.007	OK
PISO 2	DINYY Max	1	Max Drift Y	0.000489	320	1976	1190	0.0022	0.007	OK
PISO 1	DINYY Max	77	Max Drift Y	1.50E-05	397	1394	915	0.0001	0.007	OK
SOTANO 1	DINYY Max	77	Max Drift Y	1.60E-05	397	1394	610	0.0001	0.007	OK
SOTANO 2	DINYY Max	34	Max Drift Y	4.00E-06	397	1461	305	0.0000	0.007	OK

Figura: Verificación de las derivas en Y



Ilustración 151. Control de las derivas del Edificio

Los *Drift* o derivas en ambas direcciones están por debajo de 7/1000 que es el máximo permisible.

Junta de Separación Sísmica. El límite es un mínimo de 2/3 del máximo desplazamiento:

$$h = 57.2 \text{ m} = 5720 \text{ cm}$$

$$s = 3 + 0.004(h - 500)$$

$$s = 23.88 \text{ cm}$$

Los límites serán:

$$D_{\max} < (2/3) 23.88 \text{ cm}$$

$$D_{\max} < 15.92 \text{ cm}$$

$$D_{\min} > (1/2) 23.88 \text{ cm}$$

$$D_{\min} > 11.94 \text{ cm}$$

Nuestra junta sísmica será entonces: $S_{\text{junta}} = 15 \text{ cm}$

4.5 diseño estructural

Ejemplo de Diseño del Refuerzo Longitudinal en Elementos de Pórticos Especiales.

Trabe V-10. Sótano 3 a Sótano 1 (Piso Crítico: Sótano 1).

Análisis Estructural-ETABS:

Load Case/Load Combination

☐ Load Case ☒ Load Combination ☐ Modal Case

ENVOL Max and Min

End Offset Location

I-End 0.1500 m

J-End 3.4700 m

Length 3.9700 m

Component

Major (V2 and M3)

Display Location

☒ Show Max ☐ Scroll for Values

Shear V2

Max = -2.0765 tonf at 0.1500 m

Min = -6.3467 tonf at 0.1500 m

Moment M3

Max = 9.2447 tonf-m at 3.4700 m

Min = -9.6406 tonf-m at 0.1500 m

Done

Ilustración 152. Datos de diseño

Diseño del Refuerzo

Datos

$$\phi = 0.9$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$L_n = 2.7 \text{ m}$$

Predimensionamiento

$$h = 23 \text{ cm}$$

$$d = 19 \text{ cm}$$

$$b = 11 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = 25 \text{ cm (El código exige este ancho mínimo)}$$

Dimensiones Elegidas

$$d = 54 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Análisis

$$A_s = \frac{2|M_u|}{\phi \cdot f_y \cdot (2d - a)}$$

$$M_u = 9.24 \text{ tn-m}$$

Calculo del área de acero

$$A_s = 4.6221 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{2|M_u|}{\phi f_y \left(a + \sqrt{a^2 - \frac{M_u}{\phi \cdot 0.85 f'_c b}} \right)}$$

Calculo de la cuantía

$$\rho = 0.34\%$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Límites de cuantía

ACI 318 18.10.8 Refuerzo mínimo para flexión en vigas

1.- Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = 0.33\%$$

$$\rho_{\min 1} = 0.33\%$$

$$\rho_{\min 2} = 0.28\%$$

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{14}{f'_y}, \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f'_y} \right\}$$

Ok

Cuantía máxima

El ACI 318-14 ya no usa la cuantía balanceada para definir el límite máximo del refuerzo longitudinal a tensión.

En vez de ello, utiliza el requerimiento general, que para el caso de vigas deberá que ser mayor a $\epsilon_t \geq 0.004$.

ACI 318-14 9.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no presforzadas

9.3.3.1 Para vigas no presforzadas, con $P_u \leq 0.10 f'_c A_g$, ϵ_t debe ser al menos 0.004.

Tracción neta en el acero extremo a tracción ϵ_t

$$a = 2 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = 54 \text{ cm}$$

$$d/c = 21.10 \geq 2.33$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{|M_u|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

Cuantía final

$$\rho = 0.34\%$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 5/8"$$

$$A_s = 7 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$M_u \leq \phi M_n$$

Ok

$$1 \phi 3/4"$$

Ok

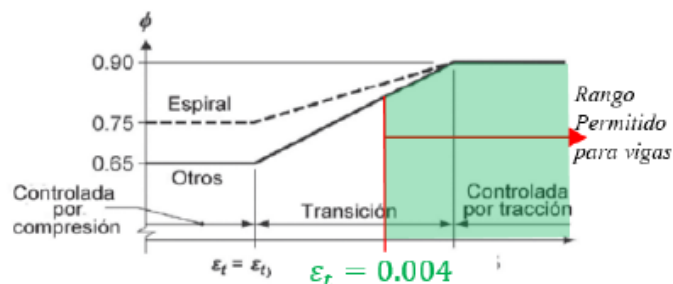


Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

donde :

M_u : es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n : es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

ϕ : factor de reducción de capacidad = 0.9

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$9.24 \geq 13.62$$

Ok

Resistencia Nominal a Flexión

$$M_n = A_s \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Al ser muy cercanos los momentos tanto negativo (-9.64 tn-m) como positivo (9.2447) utilizamos el mismo refuerzo:

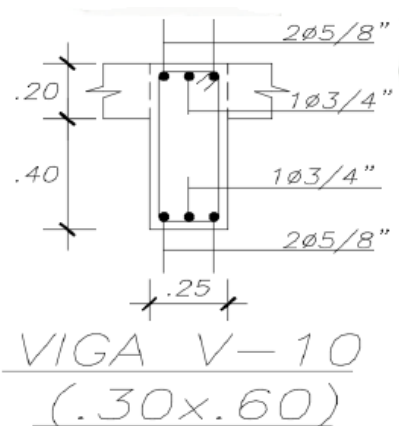


Ilustración 153. Vista transversal de viga

Diseño del Refuerzo Transversal

Análisis Estructural-ETABS:

Trabe V-10. (Piso 1)

Tabla 38. Elementos mecánicos para diseño

Story	Column	Load	Datos Etabs Tn-m Para las Combinaciones						
			Station	P	V2	V3	T	M2X	M3Y
			Bottom	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m Celeste	tonf-m Blanco
PISO 1	B1	ENVOL Max	0.15	0	-2.0765	0	0.185	0	-3.8902
PISO 1	B1	ENVOL Max	0.6243	0	-1.9229	0	0.185	0	-2.8543
PISO 1	B1	ENVOL Max	1.0986	0	-1.7692	0	0.185	0	-1.7758
PISO 1	B1	ENVOL Max	1.5729	0	-1.6155	0	0.185	0	-0.232
PISO 1	B1	ENVOL Max	2.0471	0	-1.4619	0	0.185	0	1.832
PISO 1	B1	ENVOL Max	2.5214	0	-1.3082	0	0.185	0	4.3969
PISO 1	B1	ENVOL Max	2.9957	0	-1.1545	0	0.185	0	6.8686
PISO 1	B1	ENVOL Max	3.47	0	-1.0009	0	0.185	0	9.2447
PISO 1	B1	ENVOL Min	0.15	0	-6.3467	0	-0.1825	0	-9.6406
PISO 1	B1	ENVOL Min	0.6243	0	-6.1419	0	-0.1825	0	-6.7665
PISO 1	B1	ENVOL Min	1.0986	0	-5.937	0	-0.1825	0	-4.1051
PISO 1	B1	ENVOL Min	1.5729	0	-5.7321	0	-0.1825	0	-2.079
PISO 1	B1	ENVOL Min	2.0471	0	-5.5272	0	-0.1825	0	-0.7431
PISO 1	B1	ENVOL Min	2.5214	0	-5.3223	0	-0.1825	0	-0.0783
PISO 1	B1	ENVOL Min	2.9957	0	-5.1174	0	-0.1825	0	0.5098
PISO 1	B1	ENVOL Min	3.47	0	-4.9125	0	-0.1825	0	1.0233

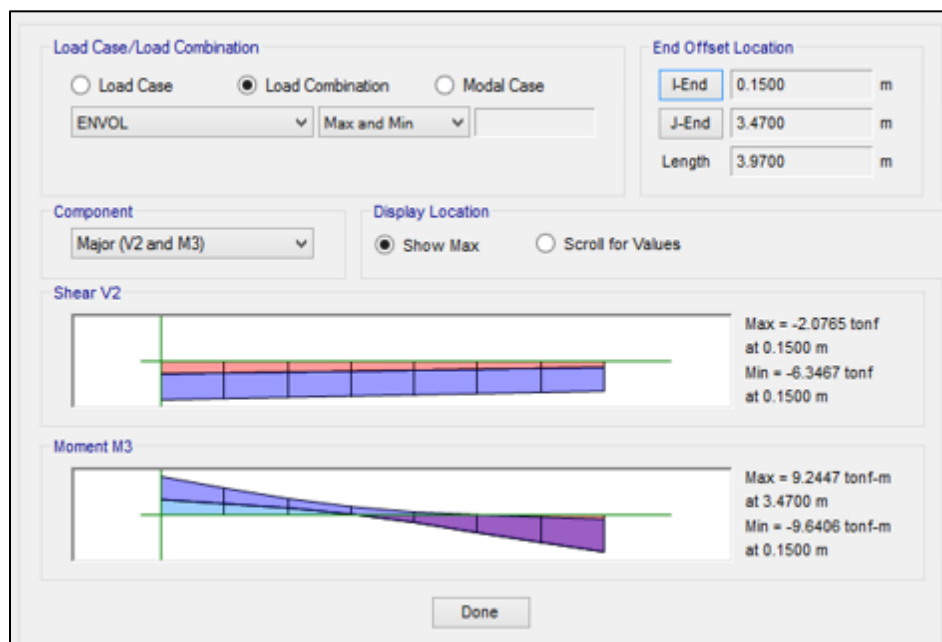


Ilustración 154. Fuerzas Cortantes de Diseño y Diseño del Refuerzo Transversal

$f_y = 4200$
 $f_c = 210$
 $l_n = 347 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$
 $b = 30 \text{ cm}$
 $\phi \text{ de Mpr} = 1$
 Ancho $L = 4.72 \text{ m}$
 Tributario $L = 472 \text{ cm}$
 (Axial) $P_u = 0.00 \text{ kg}$
 $CM = 400.00 \text{ kg/m}^2$
 $CV = 200.00 \text{ kg/m}^2$
 $CM = 18.88 \text{ kg-cm}$
 $CV = 9.44 \text{ kg-cm}$
 $V_{isos} = 4,913.52$

# =	1	2
$\phi =$	$\phi 3/4"$	$\phi 3/4"$
area $\phi_{est} =$	1.91 cm	1.91 cm
area Tot $\phi =$	1.91 cm ²	3.82 cm ²
	- izq As	5.73 cm ²
	Mpr 1	1,539,705.08

# =	1	2
$\phi =$	$\phi 3/4"$	$\phi 5/8"$
area $\phi_{est} =$	1.91 cm	1.59 cm
area Tot $\phi =$	1.91 cm ²	3.18 cm ²
	+ izq As	5.09 cm ²
	Mpr 2	1,376,139.72

1	2
$\phi 3/4"$	$\phi 5/8"$
1.91 cm	1.59 cm
1.91 cm ²	3.18 cm ²
- der As	5.09 cm ²
Mpr 3	1,376,139.72

1	2
$\phi 3/4"$	$\phi 5/8"$
1.91 cm	1.59 cm
1.91 cm ²	3.18 cm ²
+ der As	5.09 cm ²
Mpr 4	1,376,139.72

Vsway=	8,403.01	Vpr 1=	3,489.49
Vsway=	7,931.64	Vpr 2=	12,845.16
50%Vpr i=	6,422.58	Vpr i=	12,845.16
si		Vu/ $\phi = Vn \cdot pr i=$	17,126.88
Ag $f_c/20 =$	18270.00	si	
Vsway=	8,403.01	Vpr 3=	13,316.53
Vsway=	7,931.64	Vpr 4=	3,018.12
Vpr j=	6,658.27	Vpr j=	13,316.53
si		Vu/ $\phi = Vn \cdot pr j=$	17,755.37

Ag $f_c/20 =$ 18270.00 si

Vc = 12442.30 kg si

si

Se desprecia aporte del concreto

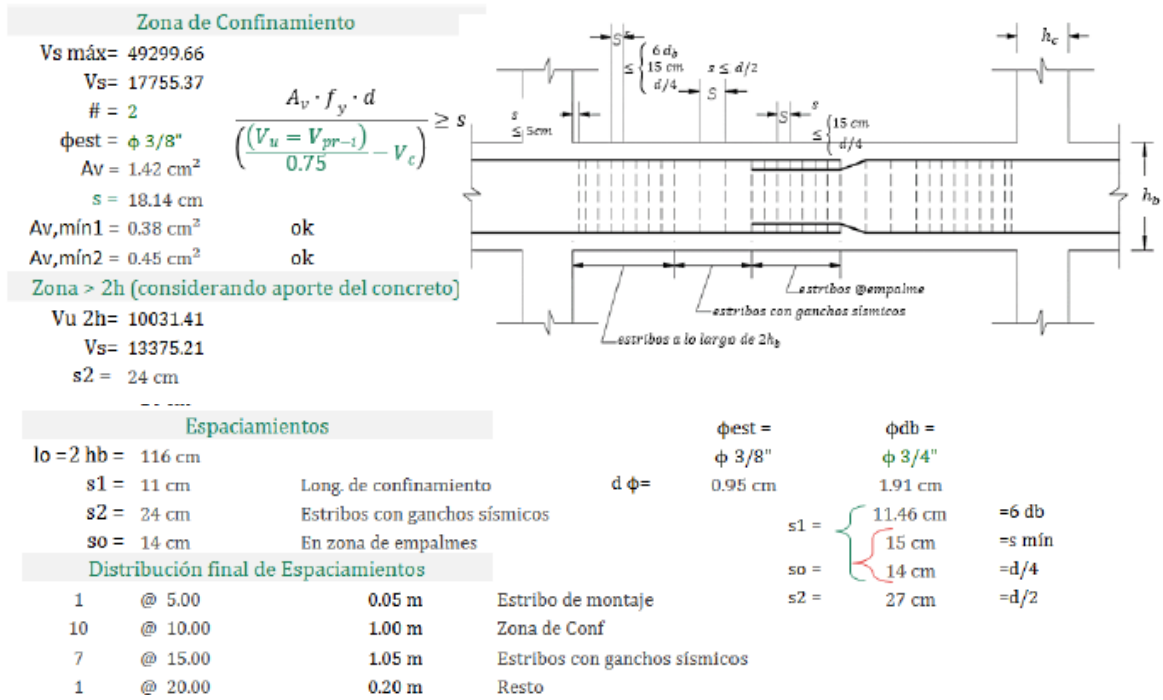
Vc = 0.00

$$V_{pr,1} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,4}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr,2} = \frac{M_{pr,2} + M_{pr,3}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr,3} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,4}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr,4} = \frac{M_{pr,2} + M_{pr,3}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$



Ejemplo de Diseño Columna Especial Resistente a Sismo

Configuración de la **Columna 1** (C-2 en el modelo)

Sótano 3 a Piso 3.

Tabla 39. Elementos mecánicos ara diseño de trabes

Resultado del Análisis									
Datos Etabs Tn-m Para las Combinaciones									
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2X	M3Y
			Bottom	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 2	C2	Comb1	0	-511.3953	-3.6068	-5.5015	0.2568	-9.4617	-4.2167
PISO 2	C2	Comb2	0	-562.7817	-4.3662	-6.4797	0.2711	-10.9833	-5.5558
PISO 2	C2	Comb3-X Max	0	-485.0075	7.8376	-0.6916	1.3741	2.1967	26.0133
PISO 2	C2	Comb3-X Min	0	-547.2238	-15.6141	-10.9447	-0.8701	-22.0084	-35.6688
PISO 2	C2	Comb3-Y Max	0	-477.334	4.0702	-2.4156	0.9919	-1.8068	16.7477
PISO 2	C2	Comb3-Y Min	0	-554.8973	-11.8467	-9.2207	-0.4878	-18.0049	-26.4032
PISO 2	C2	Comb4-X Max	0	-297.646	9.4072	1.5899	1.2872	6.02	28.1303
PISO 2	C2	Comb4-X Min	0	-359.8623	-14.0445	-8.6633	-0.957	-18.185	-33.5518
PISO 2	C2	Comb4-Y Max	0	-289.9725	5.6398	-0.1342	0.905	2.0165	18.8647
PISO 2	C2	Comb4-Y Min	0	-367.5358	-10.2771	-6.9392	-0.5748	-14.1816	-24.2862

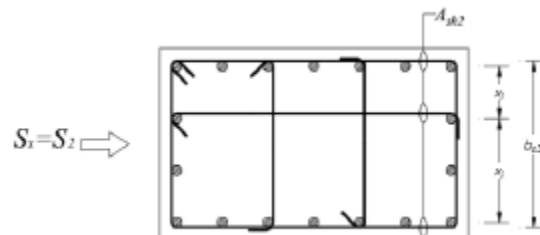
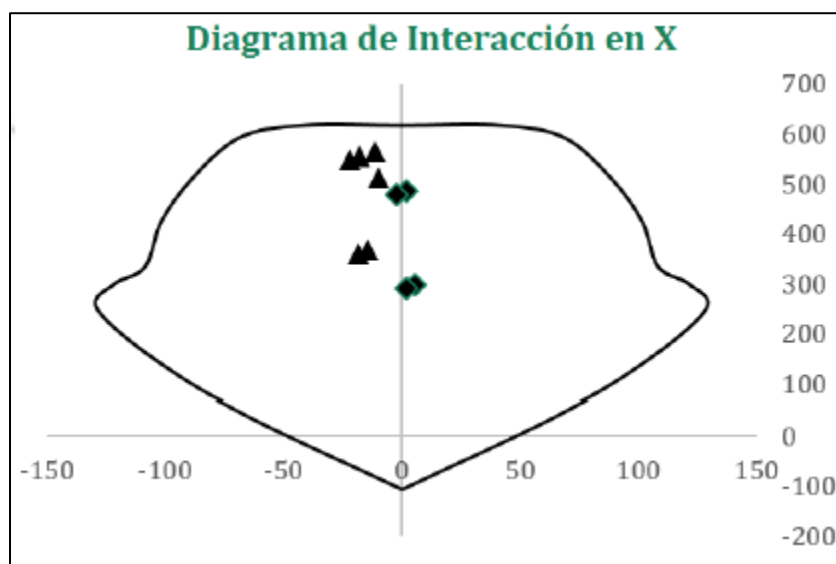


Tabla 40. Datos para diagramas de interacción

Puntos de la Curva de Interacción

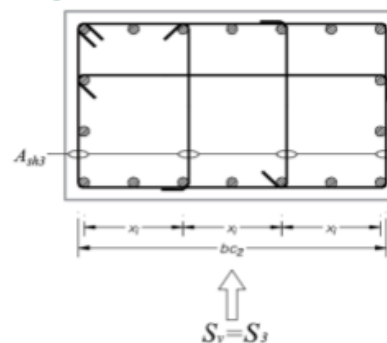
	Interacción en X - 90 grados			Interacción en X - 270 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
X	1	616.2824	0	1	616.28	0
	2	616.2824	41.9075	2	616.28	-41.9075
	3	591.0373	68.868	3	591.04	-68.868
	4	508.7918	88.7068	4	508.79	-88.7068
	5	423.9333	101.6453	5	423.93	-101.6453
	6	332.9658	108.4775	6	332.97	-108.4775
	7	299.361	121.2895	7	299.36	-121.2895
	8	249.544	128.732	8	249.54	-128.732
	9	141.6769	102.2777	9	141.68	-102.2777
	10	36.7494	64.5598	10	36.75	-64.5598
	11	-107.303	0	11	-107.30	0

COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
Comb1	511.40	-4.22	4.22	35.67	-153.92			153.92	-3.61	3.61
Comb2	562.78	-5.56	5.56	35.67	-99.04			99.04	-4.37	4.37
3X Max	485.01	26.01	26.01	35.67	182.10	5.11	5.11	182.10	7.84	7.84
3X Min	547.22	-35.67	35.67	35.67	-115.66	-3.24	3.24	115.66	-15.61	15.61
4X Max	297.65	28.13	28.13	35.67	382.20	10.72	10.72	382.20	9.41	9.41
4X Min	359.86	-33.55	33.55	35.67	-315.75	-8.85	8.85	315.75	-14.04	14.04
						Máx R =	10.72	382.20		



	Interacción en Y - 0 grados			Interacción en Y - 180 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
Y	1	616.2824	0	1	616.28	0
	2	616.2824	25.9295	2	616.28	-25.9295
	3	584.3407	42.5685	3	584.34	-42.5685
	4	499.1395	54.6496	4	499.14	-54.6496
	5	410.3792	62.4192	5	410.38	-62.4192
	6	316.1501	66.3608	6	316.15	-66.3608
	7	288.6454	73.3012	7	288.65	-73.3012
	8	243.209	77.5147	8	243.21	-77.5147
	9	142.3059	60.9087	9	142.31	-60.9087
	10	27.5875	35.2635	10	27.59	-35.2635
	11	-107.303	0	11	-107.30	0

2.5 Diagrama de Interacción en Y



COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
Comb1	511.40	-4.22	4.22	18.00	-80.57				-3.61	3.61
Comb2	562.78	-5.56	5.56	18.00	-53.80				-4.37	4.37
omb3-Y Ma	477.33	-1.81	1.81	18.00	-98.31	-5.46	5.46	98.31	-2.42	2.42
Comb3-Y Min	554.90	-18.00	18.00	18.00	-57.91	-3.22	3.22	57.91	-9.22	9.22
omb4-Y Ma	289.97	2.02	2.02	18.00	195.91	10.88	10.88	195.91	-0.13	0.13
Comb4-Y Min	367.54	-14.18	14.18	18.00	-155.51	-8.64	8.64	155.51	-6.94	6.94
				Máx =		10.88	195.910134			

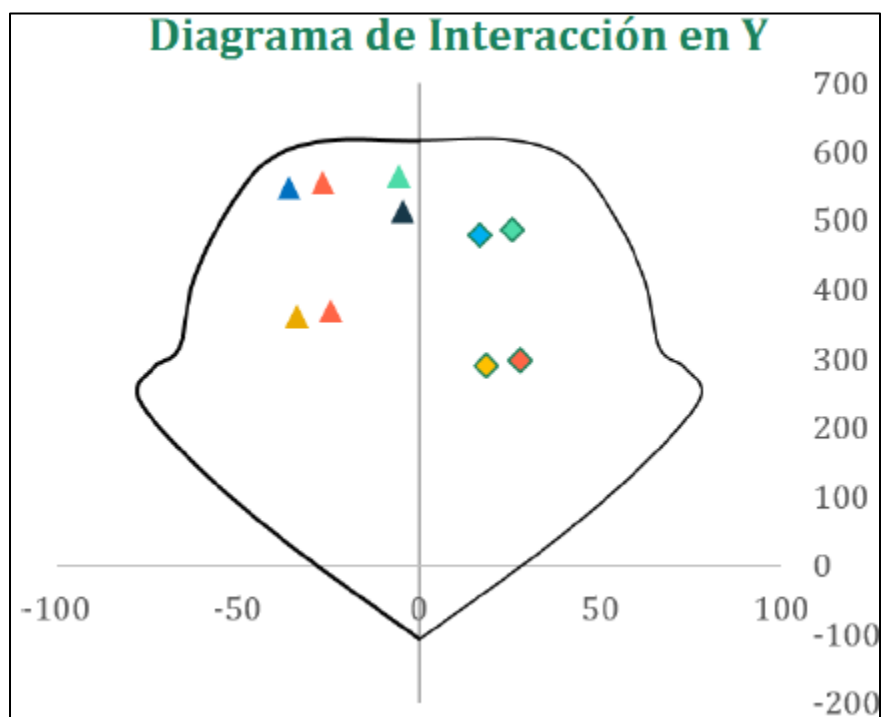


Ilustración 155. diagrama de interacción en columnas

DATOS PARA DISEÑO EN Y:

	f_y (kg/cm ²)	4200
	f_c (kg/cm ²)	350
	l_u	250
	P_u (actuante)	511.40
Sy	$b c 2$	80 cm
	h	50 cm
Sx	s mín =	12.5 cm
		$s \leq \frac{t_{menor}}{4}$

Límites de cuantías de las cols

ρ mín = 1.00%	
ρ máx = 6.00%	
espesor = 80 cm	
ancho = 50 cm	
As mín= 40 cm ²	
As máx= 240 cm ²	
nl = 16	
# = 12	# = 4
ϕ = ϕ 1"	ϕ = ϕ 1"
area ϕ est= 2.54 cm	area ϕ est= 2.54 cm
area Tot ϕ = 30.48 cm ²	area Tot ϕ = 10.16 cm ²
area Tot ϕ =	40.64 cm ²

OK

Filosofía Columna Fuerte-Viga Debil

$$M_{nc}^{top} + M_{nc}^{bot}$$

bc 2 = 80 cm	bc 2 = 80 cm
bc 3 = 50 cm	bc 3 = 50 cm
As col= 40.64 cm ²	As col= 30.00 cm ²
M_{nc}^{top} = 7920496.71 kg-cm	M_{nc}^{bot} = 5965470.00 kg-cm
b = 30 cm	b = 30 cm
hb = 60 cm	hb = 60 cm
As viga= 20.00 cm ²	As viga= 20.00 cm ²
M_{nb} = 4643520.00 kg-cm	M_{nb} = 4643520.00 kg-cm
ΣM_{nc} = 13885967 ton-m	ΣM_{nb} = 9287040 ton-m
$\sum M_{nc}$	CONFORME

Espaciamiento Requerido		
	f_y (kg/cm ²) =	4200
	f_c (kg/cm ²) =	350
Sy	bc 2 =	80 cm
Sx	h =	50 cm
	Mu (actuante)	18.00
	Mn (d. interacción)	195.9
	Vu (actuante) t	9.22
	Factor de Amplificación inicial	10.88
	Coef. de reducción sísmica	4.5
R		
	Factor de Amplificación	4.50
	Vu (diseño) t	41.49
	Vc (t)	39.66
	Vs (t)	9.15
	# =	6
	ϕ_{est} =	ϕ 1/2"
	Av	7.62 cm ²
	so =	174.81 cm
	s	12.50 cm

Refuerzo por Confinamiento

Considerando estribos de:

$$\phi_{est} = \phi 1/2"$$

$$d_{\phi_{est}} = 1.27 \text{ cm}$$

$$s = 12.50 \text{ cm}$$

$$r = 4.00 \text{ cm}$$

$$bc_2 = 69.46 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = 3024 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 4000 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh3} = 7.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh3} = 6.51 \text{ cm}^2$$

$$A) A_{sh3} = 7.01 \text{ cm}^2$$

$$k_f = 1.80$$

$$k_n = 1.14$$

$$A_{sh3} = 0.02 \text{ cm}^2$$

$$B) A_{sh3} = 7.01 \text{ cm}^2$$

$$P_u / A_g f'_c = 0.37$$

$$A_{sh} = 7.01 \text{ cm}^2$$

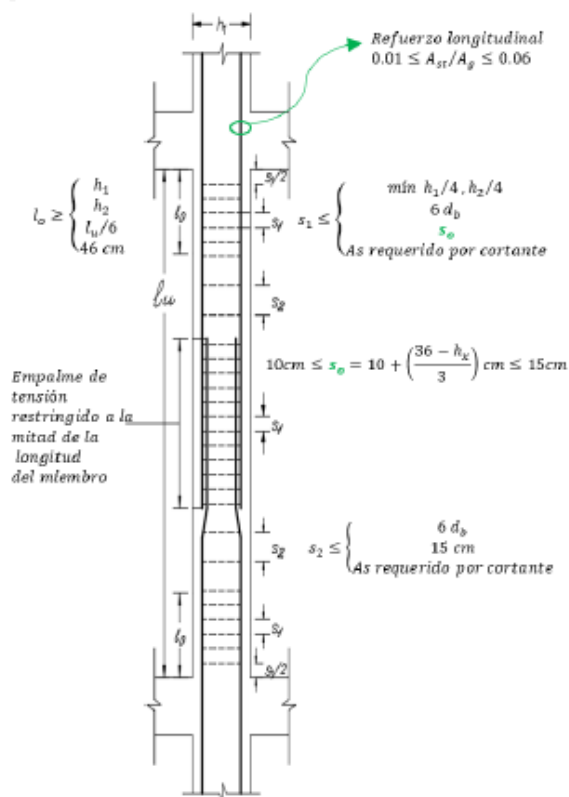
$$\phi_{est} = \phi 1/2"$$

$$area_{\phi_{est}} = 1.27 \text{ cm}$$

$$\# = 6$$

$$area_{Tot\phi} = 7.62 \text{ cm}^2$$

CONFORME



Espaciamiento

$$l_o = 80.00 \text{ cm}$$

$$s_1 = 12.50 \text{ cm}$$

$$s_2 = 12.50 \text{ cm}$$

Longitud de empalme

$$l_s = 77.72 \text{ cm}$$

$$s_1 = 12.50 \text{ cm}$$

$$6 d_b = 15.24 \text{ cm}$$

$$h_x = 15.00 \text{ cm}$$

$$s_o = 17.00 \text{ cm}$$

$$s_o = 15.00 \text{ cm}$$

$$s_1 = 12.50 \text{ cm}$$

Diseño por cortante

$$M_{pr} = 8855336.11 \text{ kg-cm}$$

$$50\% V_u = 20746.58 \text{ kg}$$

$$A_{v-y} = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$P_u / A_g f'_c = 0.37$$

$$V_s = 117774.72 \text{ kg}$$

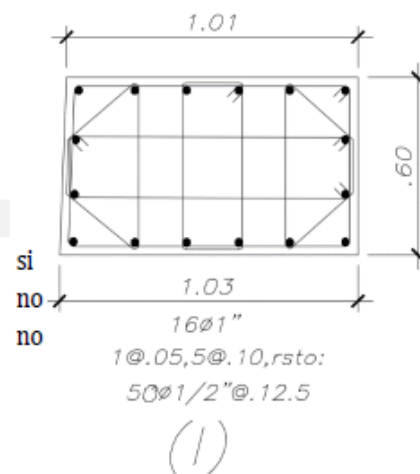
$$V_c = 75880.75 \text{ kg}$$

$$0.75(V_c + V_s) = 145241.60 \text{ kg}$$

$$2M_{pr}/l_u = 70842.69 \text{ kg}$$

$$0.75(V_c + V_s) \geq 2M_{pr}/l_u$$

CONFORME



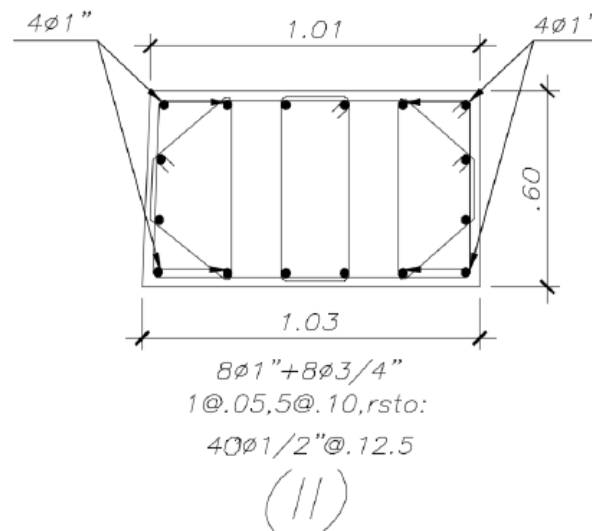


Ilustración 156. Sección transversal de columnas

4.6 memoria descriptiva del diseño de los elementos.

Análisis y Diseño de Vigas. Existen dos Etapas que se analizan en la mecánica del comportamiento de Concreto Armado:

Una sección modificará su comportamiento cuando comience a agrietarse, ya que al agrietarse un elemento comenzará a perder resistencia (sección bruta, cambio en la rigidez) y solo ciertas zonas (bloque de compresión útil) serán utilizadas a partir de la fisuración.

- **M_n** (Resistencia nominal a flexión en la sección): Es la resistencia calculada por las propiedades del material en específico de acuerdo con las suposiciones básicas de la flexión.
- **M_{pr}** (Resistencia probable a la flexión de los miembros, con o sin carga axial, usando esfuerzo en tracción en las barras longitudinales de por lo menos $1.25f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0): ϕ (Factor de reducción de la resistencia): Este factor depende de la deformación y se puede relacionar con los modos de falla, esto se explicará luego de los modos de falla.

Modos de falla: El código del ACI 318-14 define los siguientes:

Falla balanceada

Se dice que se desarrolla una falla balanceada cuando la deformación en el centroide del refuerzo a tracción alcanza la deformación a fluencia simultáneamente con la deformación en el concreto en la fibra extrema a compresión, primero alcanzando el límite de deformación a compresión $\epsilon_{cu} = 0.003$. Una falla balanceada es así caracterizada por el comienzo simultáneo de la trituración en la cara a compresión y la fluencia del refuerzo longitudinal a tensión.

Falla tensión-controlada

Se dice que ocurre una falla a tensión-controlada si el refuerzo en la capa extrema del acero a tensión tiene una deformación neta debido a tensión de 0.005 o más cuando las vigas alcanzan su resistencia nominal a flexión. Para el refuerzo de Grado 60 con una resistencia a fluencia $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, la deformación debido a la fluencia por tensión es $\epsilon_y = 0.002$.

Falla compresión-controlada

Se dice que ocurre falla a compresión controlada si la deformación neta en el refuerzo en la capa extrema a tensión es menor que $\epsilon_t = 0.002$ a la resistencia nominal de la viga.

Falla transición

Se dice que ocurre falla en transición si la deformación neta en el refuerzo en la capa extrema a tensión se encuentra entre $\epsilon_y = 0.002$ y 0.005.

Factor de la reducción de la resistencia:

El factor ϕ depende de ϵ_t (deformación a la tensión neta en el acero extremo a tensión, cuando la sección alcanza la resistencia nominal). $\epsilon_{cu} = 0.003$

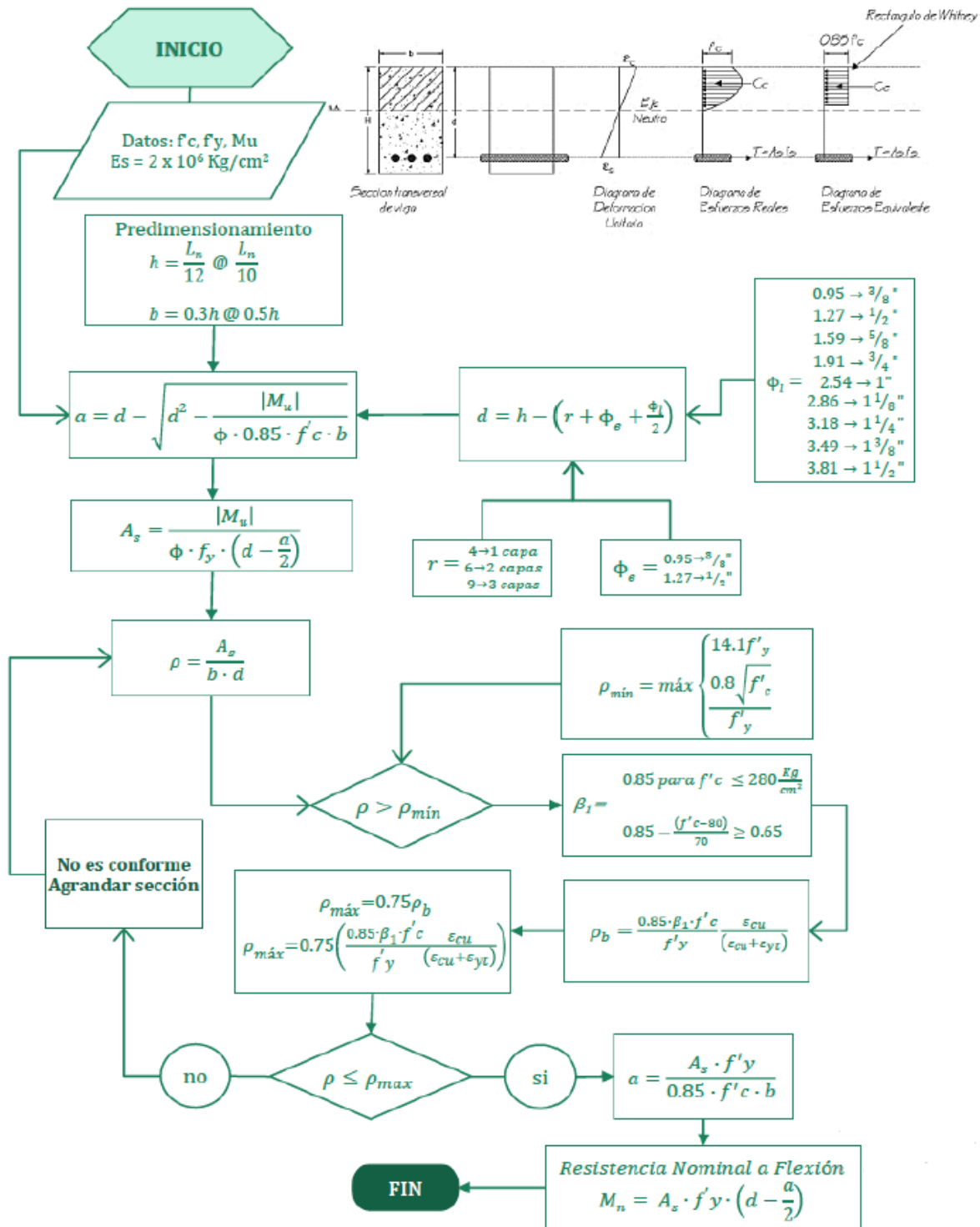


Ilustración 157. Diagrama de flujo de vigas simplemente reforzadas

Diseño de Columnas. Al reducir las fuerzas sísmicas por el factor R en nuestro modelo para nuestro análisis lineal, sobreestimamos el incremento de las cargas axiales debido al sismo debido a la sobre resistencia dentro de los miembros a fluencia, como son las vigas:

$$P = W + \Sigma V_{pr}$$

Del análisis límite podemos encontrar las fuerzas axiales de las columnas en cada nivel:

$$P_{u,i} = P_{g,i} \pm \gamma_p \Sigma V_{pr,j}$$

$$\gamma_p = \text{factor de reducción} \approx 0.80$$

$$P_{u,i} = \text{carga axial de diseño}$$

$$P_{g,i} = \text{carga axial de diseño de cada nivel i, debido a la gravedad}$$

Relación Axial-Momento: Puntos de la curva límite de falla de la columna:

$$\text{Carga Axial} \quad P_o = A_{st}(f_y - 0.85f'_c) + A_g(0.85f'_c)$$

$$\text{Resistencia nominal} \quad \phi P_n = 0.80 \phi (A_{st}(f_y - 0.85f'_c) + A_g(0.85f'_c))$$

Límites (Refuerzo necesario para resistir momentos flectores y cargas axiales)

$$\text{Mínimo} \quad \rho_l = A_{st}/A_g \geq 0.01$$

Máximo

$$\rho_l = A_{st}/A_g \leq 0.08 \quad \text{Columnas de pórticos de gravedad}$$

Máximo

$$\rho_l = A_{st}/A_g \leq 0.06 \quad \text{Columnas de pórticos especiales}$$

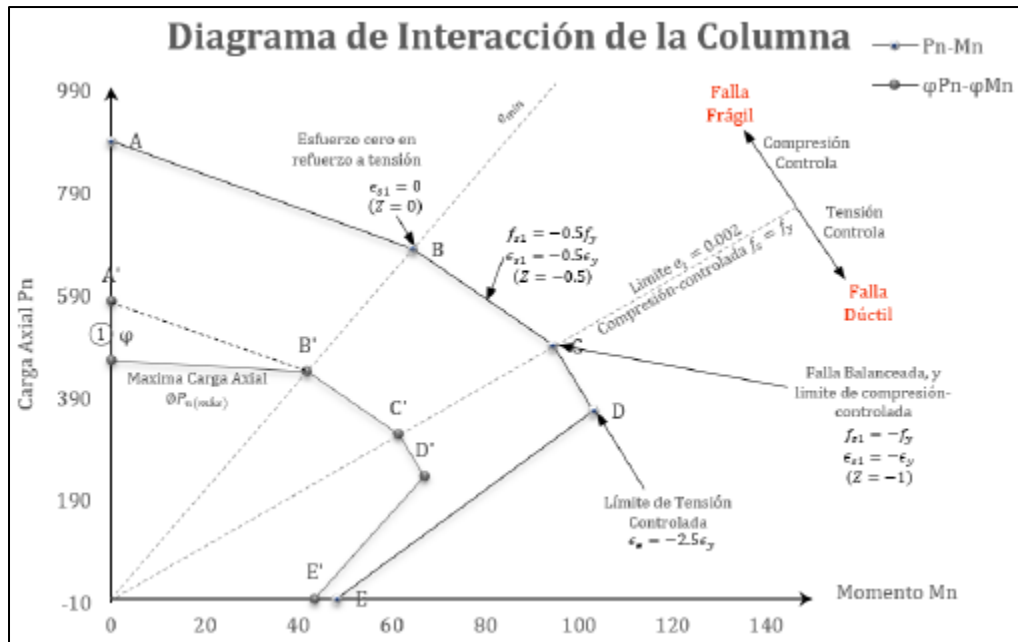


Ilustración 158. Curvas Interacción Momento-Fuerza Axial para columnas

El objetivo de cualquier estructural es que su sistema estructural sea dúctil y es por eso por lo que los factores de seguridad contra las fallas por cortantes son mayores que las producidas por flexión. En resumen, primero fallarán por flexión y luego por cortante produciéndose así un elemento que fallara dúctilmente, se agrietarán y se deflactará enormemente pero no colapsará si la falla es primero por flexión y después por cortante.

4.7 especificaciones y detalles constructivos estructurales

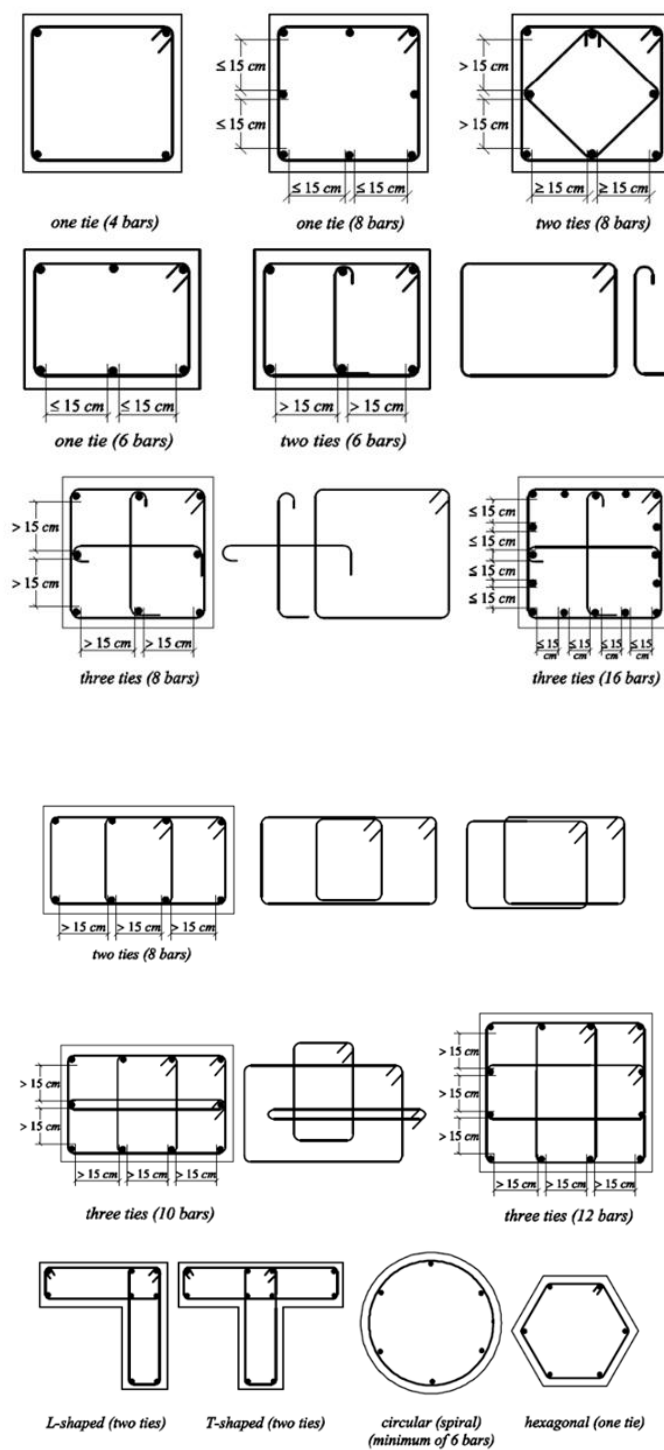


Ilustración 159. Tipos de columnas

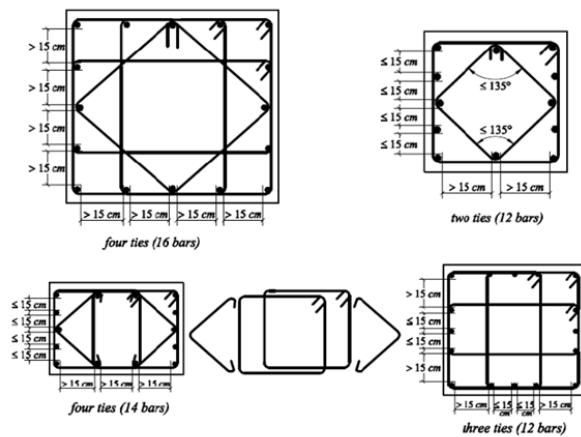


Ilustración 160. Arreglo de estribos

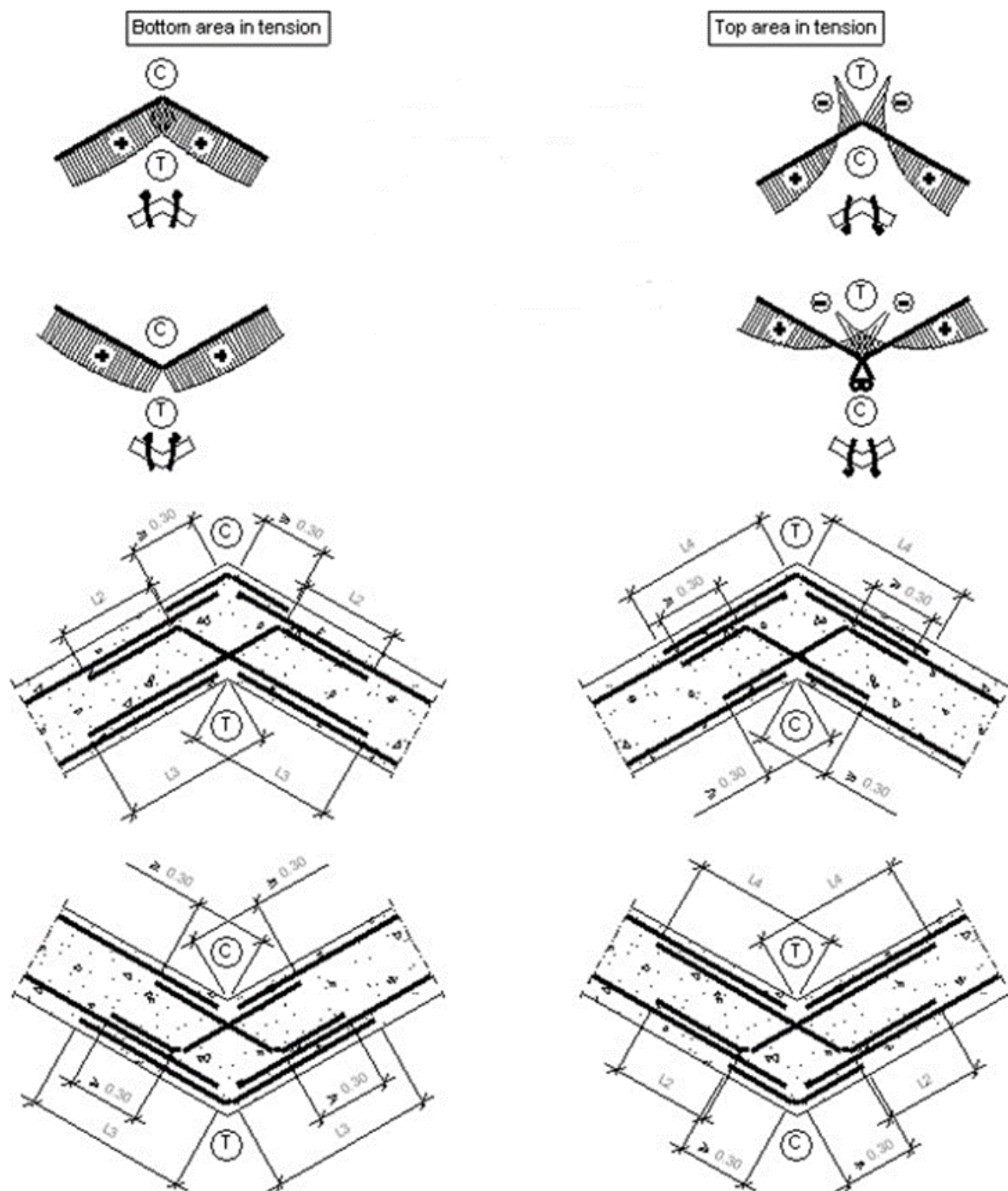


Ilustración 161. Detalles del refuerzo en trabes

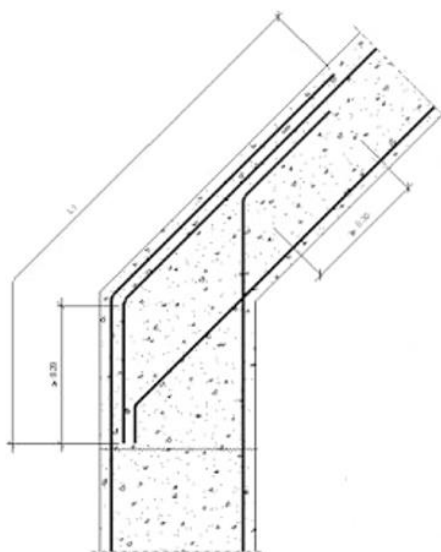


Ilustración 162. Detalles de refuerzo en interseccion de traves

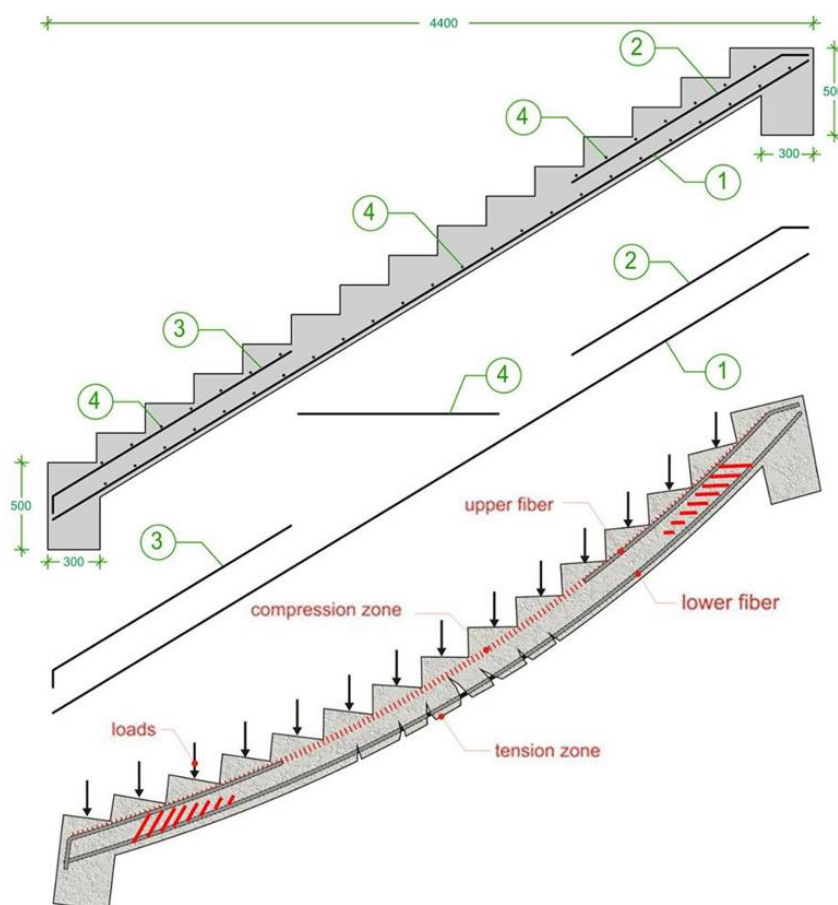


Ilustración 163. Detalles de refuerzo en escaleras

Referencias

- American Concrete Institute, A. C. (2014). *Reglamento Para las Construcciones de Concreto Estructural. ACI 318-14*. México.
- Bazán E., Meli, R. (2008). *Diseño Sísmico de Edificios*. México. Limusa
- Christoper, A., & Reithman, R. (1999). *Configuración y Diseño Sísmico de Edificios*. México. Limusa.
- Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Manual de Obras Civiles. Sismo*. Cuernavaca, Morelos.
- Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Manual de obras Civiles, Viento*. Cuernavaca, Morelos
- Gaceta, D.F. (2008). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Distrito Federal*. México.
- Gallo, G. (2005). *Diseño Estructural de Casa Habitación*. México. McGraw Hill
- Meli, R. (2000). *Diseño Estructural*. México. Limusa
- Morales, I. R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. México. ICG
- Reglamento de Edificaciones de Baja California. (2017). *Normas Técnicas Complementarias por Viento*. Gobierno del Estado, Baja California. México
- Reglamento de Edificaciones de Baja California. (2017). *Normas Técnicas Complementarias por Sismo*. Gobierno del Estado, Baja California. México
- Reglamento de Edificaciones de Baja California. (2017). *Normas Técnicas Complementarias Acciones y diseño estructural*. Gobierno del Estado, Baja California. México