



GUÍA EVALUATIVA PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

AUTOR

DIEGO ALEJANDRO GONZÁLEZ ARIAS

Trabajo de grado para optar por el título de magíster en Ingeniería

Asesor

Juan Carlos Botero Palacio

Doctor en Ingeniería

UNIVERSIDAD EAFIT

ESCUELA DE CIENCIAS APLICADAS E INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA

MEDELLÍN

2024

Agradecimiento

De manera sincera, agradezco a mi asesor académico por su dedicación, paciencia, carisma y los conocimientos compartidos. Sus acotaciones fueron fundamentales para culminar este trabajo. También agradezco a mis padres por el amor que me han brindado y por creer que puedo alcanzar un escalón más arriba; esto ha sido fundamental para sentir amor por todo aquello que hago. Quiero, igualmente, darles reconocimiento a mi esposa e hijos, quienes han sido y serán siempre el motor que me ha impulsado a ser un soñador y un optimista incansable.

Finalmente, expreso mi gratitud a todas aquellas personas que han contribuido de alguna manera en mi crecimiento profesional, puesto que cada pequeño aporte sumó para que el presente trabajo de grado lograra ser una realidad.

CONTENIDO

	pág.
0. INTRODUCCIÓN	18
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	21
2. JUSTIFICACIÓN	23
3. OBJETIVOS	24
3.1. GENERAL	24
3.2. ESPECÍFICOS	24
4. MARCO TEÓRICO	25
4.1. IMPORTANCIA DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES	25
4.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE	26
4.2.1. Propiedades mecánicas del concreto y el acero	27
4.2.2. Mecanismos de falla	27
4.2.3. Ductilidad y tenacidad	27
4.2.4. Capacidad de disipación de energía	29
4.3. NORMATIVAS EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE	29
4.3.1. Normas nacionales e internacionales	31
4.3.2. Limitaciones y ambigüedades	32
4.3.3. Actualización de los códigos y mejora de la práctica	32
4.4. HERRAMIENTAS Y MÉTODOS EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE	32
4.5. CONCIENTIZACIÓN DE LOS INGENIEROS	33
4.6. INVESTIGACIONES PREVIAS	33
5. RESULTADOS	35
5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	35
5.2. MATERIALES	36
5.3. CARGAS	42
5.3.1. Cargas muertas	42
5.3.2. Cargas vivas	44
5.3.3. Cargas sísmicas	46
5.3.4. Otros tipos de cargas	46

5.3.5.	Combinaciones de cargas	47
5.4.	ZONAS DE AMENAZA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO	49
5.4.1.	Zonas de amenaza sísmica	51
5.4.2.	Efectos locales	53
5.4.3.	Coefficiente de importancia	55
5.4.4.	Espectro de diseño NSR-10	56
5.4.5.	Estudios de microzonificación sísmica	57
5.4.6.	Estudios sísmicos particulares de sitio	58
5.5.	REQUISITOS GENERALES DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE	58
5.5.1.	Bases generales del diseño sismo resistente	58
5.5.1.1.	Procedimiento de diseño	58
5.5.1.2.	Estructuración	59
5.5.1.3.	Capacidad de disipación de energía mínima	59
5.5.1.4.	Resistencia sísmica en las diferentes fuerzas horizontales	59
5.5.1.5.	Trayectoria de las fuerzas	59
5.5.2.	Sistemas estructurales.	60
5.5.2.1.	Muros de carga	60
5.5.2.2.	Combinado	61
5.5.2.3.	Pórtico	61
5.5.2.4.	Dual	61
5.5.2.5.	Distinción entre sistema dual y combinado	61
5.5.2.6.	Límites de altura para los sistemas estructurales	63
5.5.2.7.	Efectos sísmicos en los elementos estructurales	64
5.5.2.7.1.	Dirección de la aplicación de las fuerzas sísmicas	65
5.5.2.7.2.	Amarres y continuidad	66
5.5.2.7.3.	Elementos colectores	66
5.5.2.7.4.	Torsión en el piso	66
5.5.2.8.	Combinación de sistemas estructurales en planta y en altura	71
5.5.2.8.1.	Combinación de sistema estructural en altura	72
5.5.2.8.2.	Combinación sistema estructural en planta	72
5.5.3.	Configuración estructural de la edificación	72
5.5.3.1.	Reducción del valor de r para estructuras regulares y con ausencia de redundancia	73
5.5.3.2.	Configuración en planta	74

5.5.3.2.1.	Irregularidad torsional – 1aP	75
5.5.3.2.2.	Irregularidad torsional extrema – 1bP	77
5.5.3.2.3.	Retrocesos excesivos en las esquinas – 2P	78
5.5.3.2.4.	Discontinuidades en el diafragma – 3P	79
5.5.3.2.5.	Desplazamientos de los planos de acción de elementos verticales – 4P	81
5.5.3.2.6.	Sistemas no paralelos – 5P	82
5.5.3.3.	Configuración en altura	84
5.5.3.3.1.	Piso flexible (irregularidad en rigidez) – 1Aa	86
5.5.3.3.2.	Piso flexible (irregularidad extrema en rigidez) – 1bA	88
5.5.3.3.3.	Irregularidad en la distribución de las masas – 2A	89
5.5.3.3.4.	Irregularidad geométrica – 3A	90
5.5.3.3.5.	Desplazamiento dentro del plano D acción – 4A	91
5.5.3.3.6.	Piso débil – discontinuidad en la resistencia – 5aA	92
5.5.3.3.7.	Piso débil – discontinuidad extrema en la resistencia – 5bA	94
5.5.3.4.	Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica	95
5.5.3.4.1.	Ejemplo 1 – ausencia de redundancia:	96
5.5.3.4.2.	Ejemplo 2 – ausencia de redundancia	99
5.5.4.	Método de análisis sísmico	100
5.5.4.1.	Fuerza horizontal equivalente	100
5.5.4.2.	Análisis dinámico	102
5.5.5.	Requisitos de la deriva	103
5.6.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	105
5.6.1.	Factores de diseño y su jerarquización	106
5.6.2.	Requisitos mínimos y condiciones para el diseño de elementos estructurales que hacen parte del SRS	109
5.6.3.	Diseño de vigas	119
5.6.3.1.	Diseño a flexión	120
5.6.3.2.	Diseño a cortante DMO	124
5.6.3.3.	Diseño a cortante DES	128
5.6.3.4.	Provisiones sísmicas	131
5.6.3.4.1.	Requisitos de confinamiento DMO	131
5.6.3.4.2.	Requisitos de confinamiento DES	132
5.6.4.	Diseño de columnas	133

5.6.4.1.	Diseño A flexo-compresión	134
5.6.4.2.	Provisiones sísmicas columnas	139
5.6.4.2.1.	Requisitos de confinamiento del acero para columnas DMO	139
5.6.4.2.2.	Requisitos de confinamiento del acero para vigas DES	142
5.6.4.3.	Diseño a cortante DMO	146
5.6.4.4.	Diseño A cortante DES	149
5.6.4.5.	Verificación de columna fuerte viga débil	153
5.6.5.	Diseño de muros	156
6.	CONCLUSIONES	166
7.	RECOMENDACIONES	168
	REFERENCIAS	169

LISTA DE TABLAS

pág.

Tabla 1. Cálculo del módulo de elasticidad de acuerdo al tipo de agregado grueso con el que se elabora el concreto	38
Tabla 2. Disposiciones para pórticos urinarios resistentes a momento	109
Tabla 3. Disposiciones para pórticos intermedios resistentes a momento	110
Tabla 4. Disposiciones para pórticos especiales resistentes a momento	111
Tabla 5. Disposiciones para muros en concreto	116
Tabla 6. Diagrama de momentos para columna y muros	156

LISTA DE FIGURAS

pág.

Fig. 1. Acueductos Romanos en Segovia, España.	25
Fig. 2. Templo de la Concordia, Italia.	25
Fig. 3. Diagramas de ductilidad y tenacidad	28
Fig. 4. Efecto de la eficiencia del acero transversal en la eficiencia del confinamiento.	29
Fig. 5. Normas colombianas para la construcción de edificaciones sismo resistentes.	30
Fig. 6. Correlaciones de E a partir de la resistencia y el origen del material.	37
Fig. 7. Edificación de cuatro niveles, ejemplo variación de módulos de elasticidad.	39
Fig. 8. Asignación valor de E, concreto de 56 MPa. Agregado grueso de origen ígneo.	39
Fig. 9. Asignación valor de E, concreto de 56 MPa. Agregado grueso de origen sedimentario.	40
Fig. 10. Deriva para estructura con concreto conformado por agregado grueso de origen ígneo.	40
Fig. 11. Deriva para estructura con concreto conformado por agregado grueso de origen sedimentario.	41
Fig. 12. Matriz de rigidez de un pórtico.	41
Fig. 13. Módulo de elasticidad para las barras de acero de refuerzo, según NSR-10.	42
Fig. 14. Definición de masa de la edificación y consideración especial para aquellas destinadas a bodegas, acorde a la sección A.3.	43
Fig. 15. Formulación según NSR-10 para reducir carga viva referenciando el número de niveles.	45
Fig. 16. Reducción por el número de pisos de la carga viva, acorde a B.4.5.2.	45
Fig. 17. Combinaciones de carga última según B.2.4.	48
Fig. 18. Combinaciones de carga última considerando los efectos ortogonales.	49
Fig. 19. Localización de los sismos ocurridos entre 1541 y 2009.	50
Fig. 20. Mapa de microzonificación sísmica de Colombia, según NSR-10.	50
Fig. 21. Movimientos sísmicos de diseño para las ciudades capitales.	52
Fig. 22. Tablas y figuras para la obtención de los parámetros A_a , A_v , F_a y F_v , según la NSR 10	54
Fig. 23. Valores del coeficiente de importancia.	55
Fig. 24. Espectro de aceleraciones, según NSR-10.	56
Fig. 25. Espectro de aceleraciones para diferentes perfiles de suelo.	57
Fig. 26. Ubicación de columnas y muros en concreto para la base del edificio.	62
Fig. 27. Fuerzas cortantes en la base para sismo en X y Y.	63

Fig. 28. Tabla A.3-2 del NSR-10.	64
Fig. 29. Modelo para valorar el comportamiento de diafragma rígido en las estructuras.	68
Fig. 30. Desplazamientos obtenidos considerando el diafragma rígido.	68
Fig. 31. Modelo para valorar el comportamiento de diafragma flexible en las estructuras.	69
Fig. 32. Desplazamientos obtenidos considerando el diafragma flexible.	69
Fig. 33. Modelo para valorar el comportamiento de diafragma flexible en estructura con vigas de 1.00 m X 1.00 m.	70
Fig. 34. Desplazamientos obtenidos considerando el diafragma flexible para vigas de 1.00 m X 1.00 m.	71
Fig. 35. Torsiones generadas por un alto desfase en la ubicación entre el centro de masa y el de rigidez.	74
Fig. 36. Descripción irregularidades en planta, según NSR-10.	75
Fig. 37. Edificación con apariencia de irregularidad torsional en planta.	76
Fig. 38. Fórmula para verificar la irregularidad tipo 1aP.	77
Fig. 39. Desplazamiento relativo de los dos puntos extremos, para cada lado de la periferia de la edificación.	77
Fig. 40. Fórmula para verificar la irregularidad tipo 1bP.	78
Fig. 41. De izquierda a derecha: (i) modelo de estructura y (ii) edificio conformado, ambos con retrocesos en sus esquinas.	78
Fig. 42. Modelo de estructura con discontinuidad del diafragma en la zona central.	79
Fig. 43. Edificación con discontinuidad del sistema de piso en su paño central.	79
Fig. 44. Modelo de estructura con discontinuidad del diafragma en las zonas laterales.	80
Fig. 45. Edificación con discontinuidad en el sistema de piso en los paños laterales.	80
Fig. 46. Comportamiento de una edificación con discontinuidad en el diafragma.	81
Fig. 47. Estructura con desplazamiento del plano de acción de elementos verticales y su comportamiento.	82
Fig. 48. Construcción de edificación con condición de desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales.	82
Fig. 49. Modelación de estructura con ejes no paralelos.	83
Fig. 50. Edificación conformada con irregularidad por ejes no paralelos.	84
Fig. 51. Descripción irregularidades en altura, según NSR-10.	85
Fig. 52. Edificación construida que presenta un comportamiento de irregularidad por piso flexible.	86
Fig. 53. Piso flexible debido al aporte de rigidez de muros en mampostería a un sistema de pórticos resistentes a momento.	87
Fig. 54. Cálculo de irregularidad 1aA y 1bA.	88

Fig. 55. Ecuaciones plasmadas por la NSR-10 para estimar la irregularidad por piso flexible y piso flexible extremo.	88
Fig. 56. Ejemplo modelación e ilustrativo, de la irregularidad tipo 2A.	89
Fig. 57. Ejemplo modelación e ilustrativo, de la irregularidad tipo 3A.	91
Fig. 58. Incidencia en los elementos estructurales y la edificación por desplazamientos en los planos de acción.	92
Fig. 59. Edificación en construcción con irregularidad por desplazamiento en el plano de acción.	92
Fig. 60. Ejemplo modelación e ilustrativo de la irregularidad tipo 5aA.	93
Fig. 61. Modelo 1 - Ausencia de redundancia (1).	97
Fig. 62. Modelo 1 - Ausencia de redundancia (2).	97
Fig. 63. Modelo 1 - Liberación en los dos extremos de la viga para eliminar la capacidad de resistir momentos (2).	98
Fig. 64. Modelo 1 - Liberación en los dos extremos de la viga para eliminar la capacidad de resistir momentos (2).	98
Fig. 65. Modelo 2 ausencia de redundancia.	99
Fig. 66. Modelo 2 - Liberación en los dos extremos de la viga para eliminar la capacidad de resistir momentos (1).	99
Fig. 67. Modelo 2 - Liberación en los dos extremos de la viga para eliminar la capacidad de resistir momentos (2).	100
Fig. 68. Deriva de piso.	104
Fig. 69. Daño en elementos no estructurales debido a estructura que excedió la deriva máxima permitida.	104
Fig. 70. Límite de deriva para edificaciones de estructuras en concreto.	105
Fig. 71. Factores que tienen incidencia en las resistencias de diseño.	107
Fig. 72. Ejemplo de viga para verificación de requisitos de diseño.	121
Fig. 73. Envoltorio de momentos según combinaciones de carga.	121
Fig. 74. Esfuerzos en la sección de la viga (1).	122
Fig. 75. Esfuerzos en la sección de la viga (2).	123
Fig. 76. Deformaciones en la sección de la viga.	123
Fig. 77. Cortantes de diseño para vigas pertenecientes a pórticos DMO. NSR-10.	125
Fig. 78. Cortante máximo obtenido de la combinación de cargas mayoradas del modelo estructural.	126
Fig. 79. Definición de nomenclatura para el diseño a cortante del acero longitudinal.	126
Fig. 80. Cálculo cortante de diseño.	127

Fig. 81. Definición de nomenclatura para el diseño a cortante del acero longitudinal.	129
Fig. 82. Cálculo cortante de diseño.	129
Fig. 83. Esquematación de distribución de refuerzo transversal para vigas DMO.	131
Fig. 84. Provisiones sísmicas.	131
Fig. 85. Definición de zonas de mayor confinamiento y distribución de acero transversal en vigas DES.	132
Fig. 86. Provisiones sísmicas a cortante.	132
Fig. 87. Distribución de acero para la columna del ejemplo.	134
Fig. 88. Diagrama de flexo-compresión, columna del ejemplo.	135
Fig. 89. Evaluación de diseño de columna a partir del diagrama de diseño.	136
Fig. 90. Diagrama de interacción, cambiando el $f'c$ de 28 MPa a 35MPa.	137
Fig. 91. Diagrama de interacción, cambiando de 12 barras #5 a 12 #6.	138
Fig. 92. Diagrama de interacción cambiando dimensiones de 50x50 cm a 60x60 cm.	138
Fig. 93. Requisitos del refuerzo transversal para columnas rectangulares con capacidad de disipación moderada de energía, DMO.	140
Fig. 94. Espaciamiento transversal de acuerdo a la geometría de la columna y el acero de refuerzo dispuesto.	140
Fig. 95. Definición de las longitudes especiales y no especiales para la distribución del refuerzo transversal.	141
Fig. 96. Formulación para hallar la cuantía volumétrica requerida por la NSR-10.	141
Fig. 97. Cálculo de acero de refuerzo transversal requerido.	142
Fig. 98. Requisitos del refuerzo transversal para columnas rectangulares con capacidad de disipación especial de energía, DES.	143
Fig. 99. Espaciamiento transversal de acuerdo a la geometría de la columna y el acero de refuerzo dispuesto, DES.	144
Fig. 100. Definición de las longitudes especiales y no especiales para la distribución del refuerzo transversal.	144
Fig. 101. Formulación para hallar la cuantía volumétrica requerida por la NSR-10, DES.	145
Fig. 102. Cálculo de acero de refuerzo transversal requerido, DES.	145
Fig. 103. Cortante en el diseño de columnas DMO (NSR-10).	147
Fig. 104. Carga axial de piso superior e inferior, obtenido del modelo estructural que se desarrolle.	147
Fig. 105. P_u vs. M_n .	148
Fig. 106. Cálculo de M_n a partir del P_u .	148
Fig. 107. Cortante en el diseño de columnas DES (NSR-10).	150

Fig. 108. Pu vs. Mn.	150
Fig. 109. Cálculo de Mpr a partir del Pu.	151
Fig. 110. Unión viga columna de un pórtico DMO, DES.	153
Fig. 111. Momento nominal de columnas para verificación columna fuerte-viga débil.	154
Fig. 112. Viga definida para el ejemplo de columna fuerte-viga débil.	154
Fig. 113. Cantidad y tipo de acero longitudinal dispuesto en vigas.	154
Fig. 114. Cálculo momento nominal vigas.	155
Fig. 115. $M_{nc} > 1.2 M_{nv}$	155
Fig. 116. Ejemplo para diseño de muro.	158
Fig. 117. Espaciamiento del acero vertical y horizontal.	160
Fig. 118. Diagrama de interacción para muro con 10 barras #3.	161
Fig. 119. Diagrama de interacción para muro proponiendo 20 barras #6.	162

LISTA DE ECUACIONES

	pág.
Ecuación 1	38
Ecuación 2	41
Ecuación 3	42
Ecuación 4	78
Ecuación 5	90
Ecuación 6	90
Ecuación 7	94
Ecuación 8	94
Ecuación 9	94
Ecuación 10	94
Ecuación 11	101
Ecuación 12	103
Ecuación 13	103
Ecuación 14	108
Ecuación 15	108
Ecuación 16	108
Ecuación 17	108
Ecuación 18	108
Ecuación 19	122
Ecuación 20	122
Ecuación 21	123
Ecuación 22	123
Ecuación 23	124
Ecuación 24	126
Ecuación 25	127
Ecuación 26	127
Ecuación 27	127
Ecuación 28	128

Ecuación 29	128
Ecuación 30	128
Ecuación 31	129
Ecuación 32	130
Ecuación 33	130
Ecuación 34	130
Ecuación 35	136
Ecuación 36	148
Ecuación 37	148
Ecuación 38	149
Ecuación 39	149
Ecuación 40	149
Ecuación 41	149
Ecuación 42	149
Ecuación 43	151
Ecuación 44	151
Ecuación 45	152
Ecuación 46	152
Ecuación 47	152
Ecuación 48	155
Ecuación 49	155
Ecuación 50	158
Ecuación 51	159
Ecuación 52	159
Ecuación 53	160
Ecuación 54	160
Ecuación 55	160
Ecuación 56	161
Ecuación 57	162
Ecuación 58	162
Ecuación 59	163
Ecuación 60	163
Ecuación 61	163

Ecuación 62	164
Ecuación 63	164
Ecuación 64	164
Ecuación 65	165

LISTA DE SÍMBOLOS O VARIABLES

A_a	Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño.
A_v	Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño.
D	Muerta.
E	Elasticidad.
EA	Módulo de elasticidad y área de la sección de elemento.
EI	Módulo de elasticidad e inercia del elemento.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
E_x	Sismo en x.
E_y	Sismo en y.
F_a	Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debido a los efectos de sitio.
F_v	Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debido a los efectos de sitio.
$K^{(e)}$	Matriz de rigidez elemental de un elemento específico.
L	Longitud del elemento.
L	Load (solo en fig. 18).
m^2	Metros cuadrados.
M	Masa total de la edificación.
MPa	Megapascal.

Resumen

El presente documento aborda las principales problemáticas existentes en la actualidad sobre el diseño sísmico de estructuras de concreto. A partir del desconocimiento de los ingenieros diseñadores de las temáticas relacionadas con el cálculo estructural, de las ambigüedades y de otros aspectos, sin precisar lo que pueda tener el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10*, se desarrolló una guía que busca que los estudiantes y/o profesionales dedicados al área del diseño de estructuras tengan una fuente que les permita referenciar información concisa que corresponda con la metodología y requisitos de diseño avalados por el NSR-10. Esto, por supuesto, tiene como propósito que, posteriormente, los diseños sean seguros y eficaces.

Palabras clave: Concreto, Diseño, Estructura, Guía, NSR-10, Sismo.

0. INTRODUCCIÓN

El diseño estructural permite mediante la definición de materiales y el tipo de sistema estructural propuesto obtener estructuras capaces de resistir las solicitaciones a las que puedan estar sometidas por las acciones de cargas verticales y horizontales. Estas cargas se producen con el propio peso, el uso y la fuerza sísmica y de viento. Sumado a esto, el diseño estructural se basa en el cumplimiento de principios básicos de la mecánica, como el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones.

Por los antecedentes que hay disponibles sobre las edificaciones que han colapsado en los diferentes eventos sísmicos ocurridos, ha sido necesario darle al diseño estructural la importancia que merece. En este sentido, a partir de las bases de la mecánica de materiales y de investigaciones desarrolladas en el tiempo, las formulaciones y requisitos necesarios para la obtención de estructuras se han traducido en códigos y normativas, en pro de reducir en lo más mínimo el riesgo de pérdida de vidas humanas, para así garantizar en lo posible el patrimonio del Estado y sus ciudadanos.

La experimentación ha tenido un papel relevante en la construcción de la metodología de análisis y diseño, pero quizás la misma no llegó a un nivel de precisión en que pudiera determinarse cada aspecto contenido en las distintas normativas. Esto ocurre porque hay aspectos que van desde la escogencia de las combinaciones de carga para evaluar las derivas hasta coeficientes de reducción que acompañan las ecuaciones para el diseño de los elementos; al consultarse por estos últimos, para muchos, no se hallan respuestas.

Es claro que una edificación que se diseñe siguiendo los parámetros de un reglamento sismo resistente debe ser capaz de resistir las fuerzas que le impone su uso, pero también temblores de poca intensidad y sin daño; temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales, y temblores fuertes con daños a elementos estructurales y no estructurales, pero sin colapso.

Algunos de los aspectos más controversiales en torno al diseño de estructuras es la mala interpretación de los códigos, el desconocimiento de estos y la falta de complementación en la información contenida en estos documentos. El no concebir todos los requisitos y aspectos que considera una norma sismo resistente afecta no solo a los inversores, sino también a toda la comunidad. Así que es imperioso hacer

una evaluación crítica a la normativa de construcción de edificaciones sismo resistentes y a otros factores y escenarios que suelen ser representativos al momento de desarrollar el diseño de edificaciones que den como resultado ser seguras y óptimas.

En este orden de ideas, del análisis a las evaluaciones y requisitos contenidos en los reglamentos surgen varias dudas, entre ellas, la comprensión de cada una de las ecuaciones que gobiernan el análisis sísmico de las estructuras, el diseño de los elementos estructurales a estudiar y el conocimiento de las variables que tienen implicación en los factores que acompañan las formulaciones. Entender esto permitirá conocer el comportamiento de las edificaciones y de los diferentes elementos que conforman el conjunto estructural que soporta las cargas gravitacionales. Además, contribuirá a desarrollar acciones horizontales que ayuden al profesional en la práctica de realizar buena ingeniería.

Por otra parte, los programas de análisis y diseño estructural generan optimización de recursos en el desarrollo de las labores del cálculo de estructuras; sin embargo, a la problemática se han sumado otro factor que resulta contraproducente y es el exceso de confianza en estos programas. Esto ha llevado a que muchos ingenieros diseñadores no se detengan a evaluar las formulaciones o procedimientos ni tampoco revisen si estas herramientas cumplen con todos los requisitos que establecen las normativas y que apliquen al país que corresponda. La labor del ingeniero calculista no puede depender de la reiteración de un proceso establecido que se haga en una aplicación informática, puesto que para brindar la mejor solución a los diferentes proyectos o problemas que se puedan presentar es necesario que cada profesional aplique su capacidad analítica.

Dicho lo anterior, el presente trabajo pretende ser una guía crítica y detallada de diseño estructural, que cumpla con los requisitos de la norma sismo resistente que aplica en el territorio nacional. A partir de este momento, dicha norma se referirá como *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente* (NSR-10). Es preciso aclarar que cuando se haga mención a la sección, el numeral o se indique que una información data de alguna parte, se está haciendo referencia a la normativa sismo resistente [1].

Las situaciones y problemáticas planteadas sirvieron como fundamento para la realización del presente trabajo. Por ello, en las siguientes páginas se reflejan una serie de pasos en los cuales se contextualizaron los aspectos relevantes para el análisis sísmico y el diseño de las estructuras. En estos se da una descripción breve con la cual se busca simplificar términos que pudieran resultar engorrosos o ambiguos en la reglamentación para el diseño de estructuras sísmicamente resistentes, al tiempo que se ejemplifican

valoraciones que con regularidad los ingenieros diseñadores obvian. Al respecto, estos profesionales suelen dejar esto en manos de los reportes que se obtienen de haber realizado una modelación estructural en el programa de escogencia de cada uno y que resultan de suma importancia para la agudeza del comportamiento de las edificaciones y de los elementos que conforman el sistema sismo resistente de estas.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En Colombia, la metodología actual para el diseño estructural se basa en gran medida en la utilización de *software* de computador para efectuar todas las tareas que atañen a la ejecución de esta labor. No obstante, se cuenta con antecedentes con una cantidad de edificios enfermos, debido a que han resultado potencialmente inseguros por la falta de una valoración minuciosa de las formulaciones y procedimientos subyacentes, así como por el incumplimiento del código de construcción NSR-10.

Sobre este tema, de manera específica se identifican los siguientes problemas:

1. **Dependencia excesiva del *software* de computador:** los ingenieros confían demasiado en el *software* de computador para el análisis y diseño estructural, lo que conduce a una falta de evaluación crítica de las formulaciones y procedimientos subyacentes. Esto puede resultar en diseños subóptimos o inseguros.
2. **Incumplimiento del NSR-10:** muchos ingenieros no cumplen completamente con el código de construcción NSR-10, lo que puede derivar en estructuras que no estén diseñadas de forma adecuada para resistir las solicitaciones a las que estarán sometidas.
3. **Falta de comprensión del NSR-10:** existe una falta de comprensión entre los ingenieros de los principios y justificaciones subyacentes a las formulaciones y procedimientos de la NSR-10. Esto puede conducir a una mala interpretación y un mal uso del código.
4. **Inadecuación del NSR-10:** es posible que algunos aspectos de la NSR-10 no sean lo suficientemente precisos o claros, lo que desemboca en confusión e incertidumbre entre los ingenieros.

Estos problemas pueden tener graves consecuencias, como, por ejemplo, pérdidas económicas que se relacionan con la posibilidad de daños en el patrimonio de las personas o un sobrecosto proveniente de sobrediseñar las estructuras. Otro aspecto relevante son las fallas estructurales que se presenten, debido a edificaciones que pudieron ser subdiseñadas.

Es de suma relevancia tener un enfoque más riguroso y crítico para el diseño estructural en Colombia, que haga énfasis en la importancia de la evaluación detallada de los resultados que se obtienen mediante el programa de cómputo que se emplee para efectuar las modelaciones estructurales. Además, es

necesario garantizar el estricto cumplimiento del código de construcción NSR-10 a partir de una comprensión más profunda de los principios y justificaciones subyacentes a las formulaciones y procedimientos de dicha norma.

Por todo lo anterior, esta investigación pretende abordar los problemas mencionados mediante la elaboración de una guía integral para el diseño estructural, que proporcione explicaciones claras y concisas de los requisitos del NSR-10 e ilustre la aplicación de estos mediante ejemplos prácticos. Del mismo modo, dicha guía debe promover un enfoque más riguroso y analítico en los ingenieros que se dedican a desarrollar diseños estructurales y con ello mejorará la seguridad y eficiencia de las estructuras ante las eventualidades sísmicas que presenten.

2. JUSTIFICACIÓN

La falta de sensibilidad de muchos ingenieros diseñadores, sumado al desconocimiento que tengan sobre ciertos temas en el área del diseño estructural, ha desencadenado una problemática evidente y ha derivado en consecuencias tales como la construcción de edificios enfermos. Estos edificios representan un problema de seguridad para la población en general, puesto que ponen en riesgo la vida de las personas y el patrimonio de los individuos y la nación. Como justificación e impacto social de la investigación, es indispensable detectar las carencias que son recurrentes en el proceso de diseñar edificaciones sismo resistentes, a fin de evitar eventualidades que representen un riesgo para comunidades que compartan o aprovechen espacios determinados.

Sumado a lo anterior, es fundamental que en la actualidad las empresas y profesionales dedicados al diseño de estructuras estén capacitados para discernir y plasmar la metodología y los requisitos correctos para alcanzar los objetivos que den como resultado edificaciones óptimas. De esta forma, se garantizará que las estructuras sean integrales y estables.

La presente investigación es factible, debido a que cuenta con fuentes de información que aportan a la discusión y que son de relevancia para desarrollarla. Además, se cuenta con la experiencia en el campo, la cual ha permitido identificar los paradigmas que han atentado contra la interpretación o el buen proceder. También vale la pena mencionar que en este estudio se ofrecen estructuras que resulten estables y que se relacionan de forma directa con los beneficios que tendrá la población, que están ligados con la protección de vidas y patrimonio y el mitigar el miedo ante los posibles eventos sísmicos que se puedan dar.

En relación con lo disciplinario, este estudio pretende aclarar información que resulte ambigua, así como complementar alguna que no esté contenida en la norma sismo resistente. Se busca, además, que este trabajo sirva como un punto de partida para los profesionales que trabajan en el área, en la medida en que puedan corregir las carencias de la práctica del ejercicio laboral y ofrezcan resultados más eficientes y precisos.

3. OBJETIVOS

3.1. GENERAL

Elaborar una guía crítica para el diseño sísmico de estructuras de concreto conformadas por vigas, columnas y/o muros, en busca de la resolución de diversas ambigüedades presentadas en la normatividad.

3.2. ESPECÍFICOS

- Detectar las faltas que genera un diseño de estructuras deficientes e inseguras.
- Verificar en las normativas sismo resistentes la metodología y los requisitos que deben seguirse para el diseño de edificaciones seguras.
- Aclarar aspectos ambiguos, con falta de complementación u otros que desemboquen en diseños de estructuras óptimas.
- Estructurar una secuencia de pasos que permita a los estudiantes y/o profesionales realizar un diseño ceñido al proceso correcto para la conformación de estructuras que garanticen ser sismos resistentes.

4. MARCO TEÓRICO

4.1. IMPORTANCIA DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES

Desde la antigüedad los seres humanos han tenido la necesidad de garantizar su existencia ante las diversas situaciones que se les presente, no siendo un caso ajeno los eventos sísmicos que se han generado desde tiempos remotos. Se tiene evidencia histórica de civilizaciones que desarrollaron buenas técnicas para construir estructuras que pudieran resistir sismos moderados, la prueba, por ejemplo, es que en la actualidad se pueden apreciar ruinas de estructuras como acueductos, templos, entre otras, que fueron concebidas por las culturas griega y romana, como se ve en [2, fig. 1] y [3, fig. 2].



Fig. 1. Acueductos Romanos en Segovia, España.

Fuente: Ramírez-Morales [2].

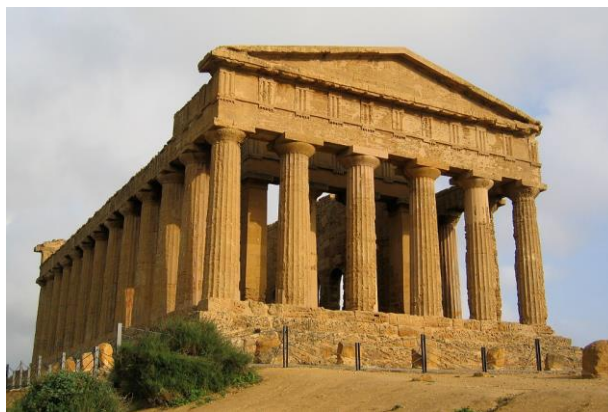


Fig. 2. Templo de la Concordia, Italia.

Fuente: Wikipedia [3].

La recopilación de información en lo que respecta a los eventos sísmicos ha permitido que las estructuras hayan evolucionado a lo largo del tiempo hasta acoplarse con lo que hoy se conoce como el diseño sismo resistente de estructuras. La normatividad surgió posterior al avance de la ciencia y la ingeniería, puesto que estas dieron origen a las primeras teorías sobre el comportamiento sísmico de estructuras, proporcionando las bases para lo que se desarrolla hoy en día. En [4] se expone que los terremotos de San Francisco (1906) y Kanto (1923) proporcionaron valiosos datos sobre el comportamiento de las estructuras durante los sismos e impulsaron el desarrollo de las primeras normas y códigos de construcción sismorresistentes. La misma fuente se refiere a otros aspectos relevantes como la introducción de los nuevos materiales de construcción como lo son el acero, el hormigón armado y el hormigón pretensado. En lo que respecta al desarrollo de las técnicas de análisis expone el desarrollo de métodos analíticos avanzados como el análisis dinámico y el análisis por elementos finitos.

El diseño sismo resistente ha evolucionado a lo largo del tiempo en respuesta a la comprensión cada vez mayor de los terremotos y las técnicas de ingeniería disponibles. Los antecedentes incluyen tanto avances históricos como desarrollos tecnológicos más recientes, todos destinados a mejorar la capacidad de las estructuras para resistir los efectos de los terremotos.

La ingeniería sismo resistente de estructuras se enfoca en el diseño de edificios capaces de resistir las fuerzas generadas por movimientos sísmicos. La normatividad con el correr de los años se han actualizado para adaptarse a una nueva y mayor fuente de información y tecnologías. Además, se recalca que las edificaciones que fueron construidas en una fecha cercana de las normativas vigentes son más resistentes que los edificios antiguos, pues como se explicó, las normas y códigos de años anteriores no contaban con una base de datos tan amplia como la que se tiene en la época reciente ni tampoco las metodologías y herramientas tecnológicas que permitieran precisar con mayor exactitud los resultados obtenidos del análisis y diseño de estructuras sísmicamente resistentes.

4.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE

El diseño sismo resistente se basa en una serie de conceptos y principios que tienen como finalidad proteger la vida de las personas, así como reducir el daño de las estructuras ante eventos sísmicos. Es fundamental comprender que las distintas edificaciones están sometidas a un grado de amenaza sísmica y que alternativamente generaran movimientos en el suelo que acelerará las estructuras y las someterá a

un estado de esfuerzos y deformaciones. Resulta necesario cumplir con una serie de requisitos mínimos que resultan determinantes para que se conserve la integridad de las estructuras.

Este estudio tiene su enfoque en edificaciones de concreto reforzado, por lo cual resulta esencial comprender el comportamiento de los elementos que componen el sistema de resistencia sísmica. Park y Paulay [5] deducen en los diferentes capítulos el comportamiento del concreto reforzado cuando es sometido a la acción de cargas sísmicas, resaltando por ejemplo las propiedades mecánicas del hormigón y el acero, los mecanismos de falla, la ductilidad y tenacidad. Adicional a esto, resulta útil comprender otros aspectos relevantes como lo son la disipación de energía.

4.2.1. Propiedades mecánicas del concreto y el acero

Es necesario conocer el tipo de materiales con los cuales se conformará el concreto reforzado, puesto que la rigidez del conjunto estructural dependerá de parámetros básicos como lo pueden ser el módulo de elasticidad, la resistencia a la compresión del concreto y la resistencia a la fluencia del acero. Resulta relevante entonces analizar los materiales ante estados de tensión, compresión y cortante, así como su comportamiento ante cargas estáticas y dinámicas.

4.2.2. Mecanismos de falla

Entender una estructura sismo resistente comprende más allá que su comportamiento estático y dinámico, puesto que resulta dispendioso comprender como fallan y cuál de los mecanismos de falla resulta más y menos grave para garantizar que la edificación no vaya a colapsar. Los códigos están hechos para esperar que se den en las edificaciones las fallencias que pueden derivar posteriormente en la reparación de uno o varios elementos de ser posible, pero permitiendo que las personas que estén ocupando la estructura la puedan evacuar y se garantice al máximo la protección de vidas. Además, el desconocimiento de cómo podrían fallar las estructuras puede ser catastrófico, puesto que de darse un mecanismo de falla, por ejemplo, en una columna, generaría el colapso de toda la edificación.

4.2.3. Ductilidad y tenacidad

Valencia y Olmedo [6] definen la ductilidad como la propiedad que permite que los elementos de una estructura puedan disipar energía hasta alcanzar su rango inelástico, al verse sometidos a unas demandas

externas y que, al ya no padecer de estas solicitaciones, vuelvan a su origen y no presenten una pérdida representativa de su resistencia. En cuanto a la tenacidad, es la resistencia que tienen los elementos y las estructuras para soportar esfuerzos hasta llegar a la falla.

En [6, fig. 3] se ilustran diagramas de ductilidad y tenacidad:

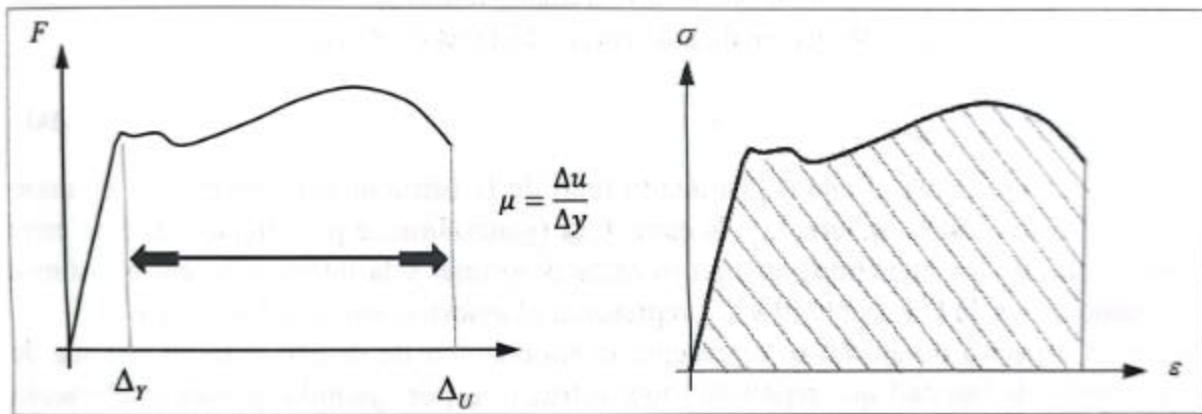


Fig. 3. Diagramas de ductilidad y tenacidad

Fuente: Valencia y Olmedo [6, p. 27].

Por otro lado, Park y Paulay [5] expresan la importancia que tiene el acero transversal en los elementos de concreto, puesto que concluyen que, al disponer estribos circulares, cuadrados o rectangulares a una distancia más reducida entre estos, ejercen un incremento de la ductilidad, llevando a que se soporten cargas mayores sin que manifiesten algún tipo de falla. Al tener una mayor densidad de acero transversal para una sección determinada de concreto induce en el elemento una mayor presión de confinamiento transversal. Además, al tener un acero transversal espaciado a una menor distancia produce un mejor confinamiento, en caso de tener un elemento con un espaciado mayor de estribos y ganchos el concreto podría desconcharse cuando se estén presentando deformaciones en las secciones.

Las diferentes normas sismo resistentes tuvieron este concepto muy presente. Por ello para todas existen secciones en las cuales se tienen requisitos sísmicos en los que se determina el espaciado del acero transversal a partir de la geometría de los elementos y el acero longitudinal y transversal dispuesto. En [5, fig. 4] se ilustra el efecto de la eficiencia del acero transversal en la eficiencia del confinamiento:

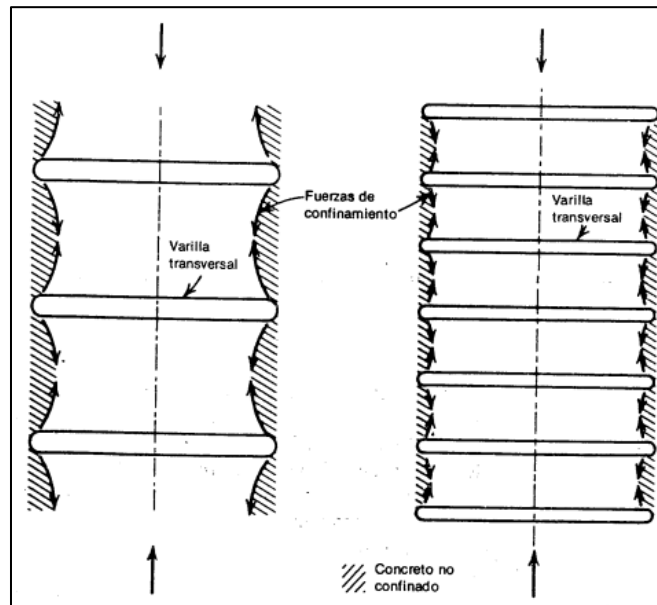


Fig. 4. Efecto de la eficiencia del acero transversal en la eficiencia del confinamiento.

Fuente: Park y Paulay [5, p. 26].

4.2.4. Capacidad de disipación de energía

La capacidad de disipación de energía (CDE) de los materiales que conforman una estructura tienen la habilidad para absorber y disipar la energía de las fuerzas laterales principalmente, sin recibir daños severos o colapsar. Este efecto en las edificaciones sismo resistentes comúnmente se da en las uniones que se tienen de vigas y columnas o vigas y muros. Este concepto está directamente ligado con la ductilidad, debido a que se requieren estructuras con una ductilidad determinada para que pueda disipar la energía proveniente de las fuerzas horizontales, deformarse considerablemente y no fallar.

En las normativas se presentan alternativas que permiten garantizar y mejorar el comportamiento de la estructura para que garanticen y mejoren su CDE, las cuales se consideraron para representarse en la presente guía de diseño.

4.3. NORMATIVAS EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE

En Colombia se han empleado varios reglamentos para el diseño sismo resistente de edificios. En los años setenta se utilizaba el SEAOC-74 y el ATC-3. Luego del terremoto de Popayán en 1983, el gobierno decidió adoptar las normas establecidas en reglamentos internacionales y aprobó el *Código colombiano*

de construcción sismo resistente (CCCSR-84). Este reglamento funcionó hasta el año 1998, cuando se aprobó la *Norma colombiana de diseño y construcción sismo resistente* (NSR-98) mediante la Ley 400 de 1997¹, como respuesta a los eventos sísmicos de Murindó, donde los daños en elementos no estructurales fueron el común denominador de este evento (ver fig. 5). Para el año 2010, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) presentó una nueva actualización de la norma sismo resistente, la cual se denominó NSR-10 [1]. Actualmente, esta norma está vigente en Colombia, y hoy en día se está discutiendo una nueva reforma que incluye los diversos avances tecnológicos e investigativos en la construcción sismo resistente.

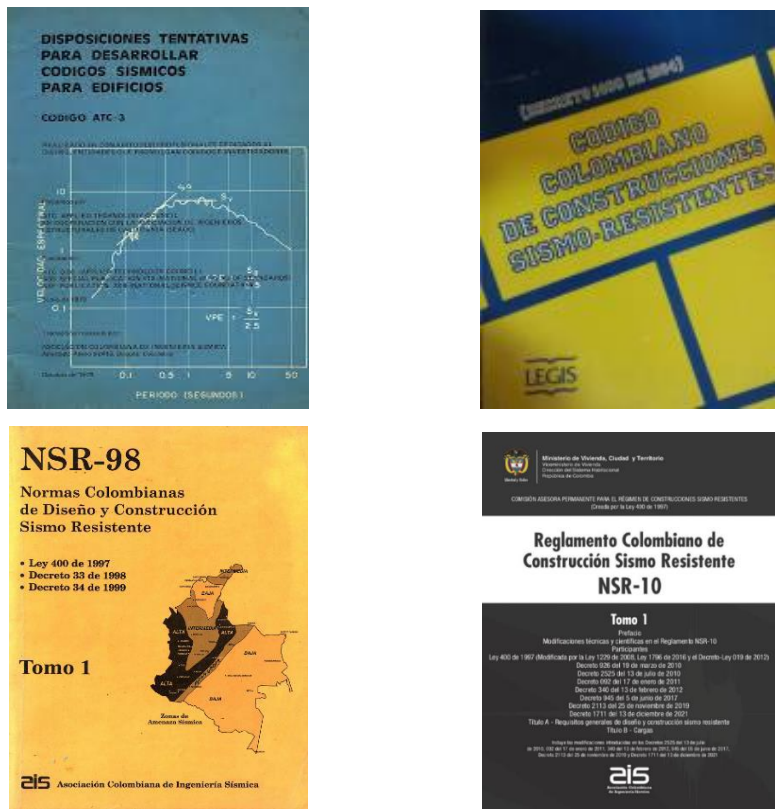


Fig. 5. Normas colombianas para la construcción de edificaciones sismo resistentes.

Fuente: elaboración propia con base en la búsqueda de portadas en internet.

Las normas para construcciones de edificaciones sismo resistentes establecen una serie de requisitos mínimos y reglas, las cuales son respaldadas por el estado y se establece el cumplimiento obligatorio del contenido de estas por obligación, pues garantizan aspectos como la seguridad pública, protegen el

¹ Ley 400 de 1997. Por el cual se adoptan normas sobre construcciones sismo resistentes. 19 ago. 1997. Congreso de Colombia.

patrimonio de las personas y el estado, mejoran la resiliencia urbana al garantizar que las edificaciones de atención a la comunidad continuarán funcionando posterior a un evento sísmico.

Según las leyes de cada país se establecen los requisitos que permitan garantizar que las estructuras serán sísmicamente resistentes. Aunque el objetivo es el mismo, entre unas y otras se tienen variaciones debidas en su mayoría a su ubicación geográfica y los eventos que se han dado en el tiempo y permitieron actualizarlas de acuerdo a los hallazgos encontrados en las constantes investigaciones científicas.

Para el diseño de los elementos en concreto, muchos países han adoptado metodologías de otros, como es el caso de Colombia, el cual estableció un título completo a partir del código americano ACI 318S-08, realizando unas leves variaciones para adoptar los requisitos a las necesidades o variables que se puedan tener por el proceso constructivo, materiales de la región, entre otros. Se resalta que para el territorio nacional no es válido adoptar la normativa americana al pie de la letra y que de trabajar con esta es necesario presentar las verificaciones minuciosas que permitan demostrar que se estaría cumpliendo con lo establecido en la NSR-10.

4.3.1. Normas nacionales e internacionales

Para el país se adoptó la NSR-10, en esta se plasman los estándares y requerimientos que permiten concebir estructuras duraderas y seguras. El documento tiene varios capítulos que comprenden desde el análisis sísmico de estructuras, las consideraciones de cargas, los requisitos mínimos para estructuras en concreto, en acero, en mampostería, madera, además también tiene un capítulo dedicado únicamente a los aspectos geotécnicos que se deben cumplir y otros contemplan las obligaciones para con los supervisores técnico, las obligaciones en cuanto a la resistencia al fuego y algunos requisitos complementarios.

Las normas internacionales más destacadas son el ACI 318S-19 [7] y el Eurocode 8 [8]. Se hacen mención a estas porque son las que han sido tomadas como referencias por muchos países en los cuales no es obligatoria su aplicación. Adicional a esto, se destacan por ser las que mejor respaldo tienen por el nivel de investigaciones e inversión realizada.

4.3.2. Limitaciones y ambigüedades

Las normas son textos de un rico contenido en requisitos que permiten garantizar la integridad de las edificaciones ante cargas verticales y horizontales, no obstante, estos documentos para ciertos aspectos carecen de complementación para descifrar situaciones en las que las edificaciones son atípicas. Adicionalmente, en su contenido hay aspectos que al interpretarlo resultan un tanto ambiguos, por lo que surge la necesidad de tener una guía complementaria que pueda dar claridad a esos componentes que no resultan lo suficientemente claros.

4.3.3. Actualización de los códigos y mejora de la práctica

Es común que las normas sismo resistentes se actualicen guardando relación con los avances en tecnología y la investigación científica. La intención de los códigos con esto es pretender que el diseño y la construcción sea efectivo en la protección contra los riesgos que provengan de las sollicitaciones externas que puedan tener las edificaciones.

4.4. HERRAMIENTAS Y MÉTODOS EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE

La evolución en la ingeniería estructural generó la implementación de herramientas informáticas que han permitido la optimización en cuanto al tiempo de ejecución de los diseños sismo resistentes, además de la precisión en los resultados que se obtienen.

Con el correr de los años diversos autores han creado métodos los cuales han permitido obtener resultados que se asemejen más al comportamiento real de las edificaciones, algunos de estos son:

- Análisis estático no lineal
- Análisis dinámico lineal
- Análisis dinámico no lineal
- Diseño por desempeño

Se añade que aspectos como el monitoreo de las edificaciones comparado con el análisis y diseño de estas ha sido un factor que está resultando determinante para comprender de una manera más precisa el

proceder de las edificaciones. El ingeniero debe tener la capacidad de discernir que herramientas y métodos específicos son los adecuados para atender la complejidad de la estructura. Un error garrafal sería atender el diseño de una edificación sin entender que metodología puede aplicarse a los requisitos de diseño y/o no tener los recursos disponibles para el desarrollo de un diseño estructural.

4.5. CONCIENTIZACIÓN DE LOS INGENIEROS

En el medio ingenieril se ha generado un paradigma en el cual muchos ingenieros diseñadores asumen el reto de diseñar edificaciones pese a tener desconocimiento de temas que posteriormente resultan de suma relevancia para la consolidación de estructuras seguras y óptimas. Se suma además que los entes y las herramientas de control no son suficientes para filtrar las malas prácticas que pueden generar un detrimento social y patrimonial.

Es necesario generar conciencia social, formando campañas, talleres y otros, que puedan complementar y mejorar el conocimiento y las habilidades de los ingenieros estructurales. Además, se es recomendable que los requisitos normativos no apliquen únicamente a los procesos de diseño, sino también a valorar la idoneidad de los ingenieros que desarrollan actividades de diseño de estructuras sismo resistente.

Actualmente, se tienen controles muy escasos en el país con respecto a esto. Según la Ley 400 de 1997, basta con que un profesional presente un certificado de experiencia específica por un lapso de cinco años desarrollando la labor o un posgrado en el área de estructuras. En cuanto a las certificaciones estas no se validan y pueden presentar un documento en dónde un profesional o empresa certifica una experiencia en unas competencias sin siquiera ser veraces. Para el caso del posgrado, la falla está en validar profesionales que pudieran ser recién egresados de las universidades y no contar con experiencia en el tema, se creería que pueda no tener las aptitudes requeridas para consolidar todo lo que acarrea un diseño sismo resistente de una estructura. Es necesario que el aspecto de acreditar la idoneidad se haga de una manera más implacable, puesto que garantizaría que los profesionales que diseñen estructuras cumplan con la competitividad que se demanda.

4.6. INVESTIGACIONES PREVIAS

La importancia de tener total claridad sobre todos los aspectos que se relacionan con el diseño de edificaciones sismo resistentes y los elementos que la conforman han generado constantes

investigaciones, las cuales pretenden complementar a los profesionales para que no incurran en las malas prácticas debidas al desconocimiento. A continuación, se aprecian investigaciones previas que se relacionan con guías para el diseño de estructuras en concreto que sean sismo resistentes:

- Cantillo Mier [9] elaboró una guía de diseño y procedimientos para el diseño de vigas de concreto reforzado. Presentó una cantidad de ejemplos considerables donde se realizaban el diseño de vigas a flexión, cortante y presentaba los diferentes requisitos que deben considerarse, entre ellos, el detallado del acero de refuerzo.
- Quintero y Silva [10] propusieron una guía metodológica para la revisión de diseños estructurales según la NSR, con el fin de que quienes revisen los diseños puedan tener un texto apoyo que les permita garantizar el cumplimiento normativo.
- Hernández [11] planteó un documento de apoyo para el diseño de edificaciones en concreto reforzado por los métodos de la fuerza horizontal equivalente y análisis dinámico elástico.

El contenido de los estudios similares a la fecha no ahondó en los cuestionamientos que plantean las normas sismo resistentes, por ello la necesidad que en la presente investigación se despejen las ambigüedades, falta de complementación y la concientización de los profesionales, puesto que a pesar que las normatividades estén vigentes desde hace mucho más de dos décadas, se tienen los mismos patrones de falla en cuanto a los diseño con carencias y falta de precisiones.

5. RESULTADOS

En este apartado se presentan los resultados del desarrollo de los objetivos específicos de investigación a partir de la presentación de la guía de memoria de cálculo para diseño de elementos estructurales. Con base en las necesidades de este estudio, se creó un apartado que unificase la metodología y los resultados a través de los acápites que desarrollan dicha guía, que cumple con el objetivo general del presente estudio.

La memoria de cálculo estructural es un documento indispensable que juega un papel fundamental en el diseño, la construcción y el mantenimiento de estructuras seguras, eficientes y viables. La elaboración de este documento debe hacerse por parte de un ingeniero civil que cumpla con la idoneidad estimada en la Ley 400 de 1997. En este escrito se consignan información detallada en la que se describe los procedimientos y resultados del análisis y diseño estructural de una edificación u obra de obra de infraestructura.

5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El punto de inicio de la memoria de cálculo debe exponer los aspectos que van directamente relacionados con el diseño estructural. A continuación, se enumeran estos y, posteriormente, se comparte un ejemplo para que pueda ser tomado como referencia:

- Ubicación: con la localización del proyecto se obtienen niveles de amenaza sísmica caracterizados por los valores de A_a y A_v , los cuales están señalados para las capitales de los departamentos en la tabla A.2.3-2 [1, p. A-16] y para los municipios del territorio nacional esta información se encuentra consignada en el apéndice A.4.
- Suelo: se debe resaltar la información de la empresa y/o el ingeniero responsable de la realización del estudio geotécnico, además es necesario exponer el tipo del perfil del suelo obtenido por este. Sumado a esto, el ingeniero geotecnista debe aportar la información del tipo de cimentación que se debe implementar para el proyecto, la profundidad de desplante de esta, la capacidad resistente del estrato del suelo en el que reposará la cimentación e información adicional que el profesional considere relevante para ser tomada en cuenta por el ingeniero diseñador para la realización de los diseños de las estructuras que convergerán en él proyecto.

- Uso: partiendo desde el planteamiento arquitectónico se identifica el uso que tendrá la edificación, basándose en el aprovechamiento que se pretenda dar, lo indispensable que puedan ser estos espacios para atención a una comunidad en específico y a partir de allí se determina el coeficiente de importancia “I”, referenciados en la tabla A.2.5-1 [1, p. A-26].
- Espectro de diseño: sumando los parámetros de los movimientos sísmicos con el tipo de perfil del suelo obtenido por el ingeniero geotecnista, pueden obtenerse posteriormente los factores de sitio F_a y F_v . El valor de F_a se puede extraer de la tabla A.2.4-3 [1, p. A-23] o la figura A.2.4-1 [1, p. A-25], al relacionar la información comentada. Para hallar F_v se usa el mismo proceso, con la diferencia de que se aplican a la tabla A.2.4-4 [1, p. A-24] o la figura A.2.4-2 [1, p. A-25]. Por último, se referencia el coeficiente de importancia de acuerdo al aprovechamiento que se dé a la edificación, y ciñéndose a las formulaciones y procedimiento pactados en la sección A.2.6 [1, p. A-26] se halla el espectro elástico de aceleraciones de diseño.
- Aspectos geométricos: es necesario dar a entender características básicas del proyecto, como por ejemplo la altura de piso que se tiene, cuantos niveles, el área de la huella construible y otras particularidades que se consideren relevantes. Esta información sumada al planteamiento arquitectónico lleva al ingeniero a definir el sistema estructural más adecuado para cada proyecto en singular.
- Sistema estructural: en la descripción del proyecto se debe exponer el tipo de sistema estructural usado, justificando claramente aquel que corresponda para cada proyecto, además de las secciones de los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica es necesario exponer cuales hacen parte del sistema de piso y adicionalmente es necesario adicionar el tipo materiales de los que están compuestos los sistemas sismo resistentes definidos.

5.2. MATERIALES

Es necesario describir el concreto que se ha propuesto para cada tipo de elemento, puesto que tiene incidencia directa con la rigidez de la estructura y la resistencia de los miembros ante las diversas sollicitaciones a las que se verán sometidos.

En el diseño estructural, además de considerar la resistencia a la compresión de las secciones es necesario determinar el valor del módulo de elasticidad (E), puesto que los programas de cómputo toman este valor

para hacer el procesamiento conexo con la matriz de rigidez de los pórticos o sistemas estructurales implementados.

Las ecuaciones que se establecen en C.8.5.1 [1, p. C-251] y sus comentarios, son un buen punto de referencia para establecer los valores de E a partir de identificar el origen del agregado grueso que es usado en la elaboración del concreto. No obstante, en el ejercicio ingenieril se ha presentado un patrón que va ligado con el de obtener altos resultados sin siquiera indagar por la proveniencia del material en mención, debido a que ofrece a los constructores menores tenores por m² de construcción. Al no plantear como requisito el NSR-10 que cada fórmula se aplique de acuerdo con una comprobación de la procedencia del agregado, la tendencia en la práctica dista de cambiar.

<p>Cuando no se disponga del valor de la masa unitaria del concreto, puede utilizarse:</p> <p>Para agregado grueso de origen ígneo:</p> $E_c = 5\,500\sqrt{f'_c} \text{ en MPa}$ <p>Para agregado grueso de origen metamórfico:</p> $E_c = 4\,700\sqrt{f'_c} \text{ en MPa}$ <p>Para agregado grueso de origen sedimentario:</p> $E_c = 3\,600\sqrt{f'_c} \text{ en MPa}$ <p>El valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir por tipo de agregado, es:</p> $E_c = 3\,900\sqrt{f'_c} \text{ en MPa}$

Fig. 6. Correlaciones de E a partir de la resistencia y el origen del material.

Fuente: NSR-10 [1, p. C-115].

A partir de las formulaciones anteriores se determinan los módulos de elasticidad y en seguida, se suman al documento los valores obtenidos para las diferentes resistencias, con relación al origen del agregado grueso.

Tabla 1. Cálculo del módulo de elasticidad de acuerdo al tipo de agregado grueso con el que se elabora el concreto

Resistencia a la compresión del concreto	Origen agregado			
	Ígneo	Metamórfico	Sedimentario	Promedio
21	25204	21538	16497	17872
28	29103	24870	19049	20637
35	32538	27806	21298	23073
42	35644	30459	23331	25275
49	38500	32900	25200	27300
56	41158	35172	26940	29185

Fuente: elaboración propia.

La mala práctica puede llevar a que se puedan tener variaciones de una magnitud representativa. Para evidenciar de manera cuantificable se referencian los módulos obtenidos para el concreto de 56 MPa, comparando el E para un agregado grueso de origen ígneo y uno sedimentario, como se muestra en (1).

$$\frac{E_{\text{sedimentario}}}{E_{\text{ígneo}}} = \frac{26940}{41158} = 65.45\% \quad (1)$$

Nótese que la diferencia para el caso en cuestión relaciona que se puede sobre estimar el valor de E, hasta un 34.55%.

A continuación, se representa un ejemplo en el cual para la misma estructura se asignarán las dos magnitudes de E y se analizarán las derivas obtenidas en cada caso, buscando posteriormente relacionar los resultados obtenidos.

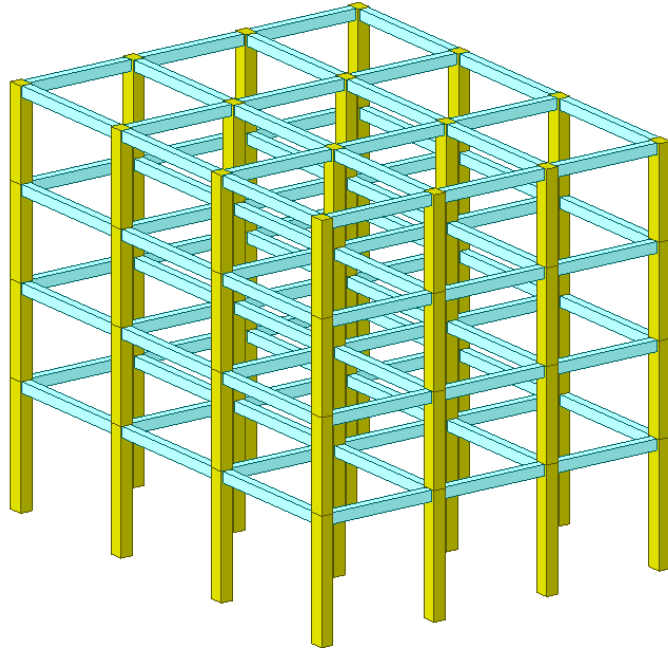


Fig. 7. Edificación de cuatro niveles, ejemplo variación de módulos de elasticidad.

Fuente: elaboración propia.

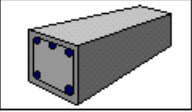
Material Data	
General	
Material ID	4
Name	Fc '56MPa Ígneo
Elasticity Data	
Type of Design	Concrete
	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Steel	
Modulus of Elasticity :	0.0000e+00 kN/m ²
Poisson's Ratio :	0
Thermal Coefficient :	0.0000e+00 1/[F]
Weight Density :	0 kN/m ³
<input type="checkbox"/> Use Mass Density:	0 kN/m ³ /g
Concrete	
<input type="checkbox"/> Concrete	
Modulus of Elasticity :	4.1158e+07 kN/m ²

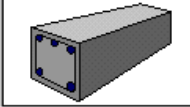
Fig. 8. Asignación valor de E, concreto de 56 MPa. Agregado grueso de origen ígneo.

Fuente: elaboración propia a partir del programa midas GEN.

Material Data

General
 Material ID: 5 Name: Fc '56MPa Sedim.

Elasticity Data
 Type of Design: Concrete



Type of Material:
 Isotropic Orthotropic

Steel
 Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0
 Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[F]
 Weight Density: 0 kN/m³
 Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Concrete
 Modulus of Elasticity: 2.6940e+07 kN/m²

Fig. 9. Asignación valor de E, concreto de 56 MPa. Agregado grueso de origen sedimentario.
 Fuente: elaboración propia a partir del programa midas GEN.

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				Remark
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	
RMC=1, Cd/Ie, Not Used, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.01 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!									
Sx(RS)	4F	3.00	1.00	0.0100	689	0.0089	0.0089	0.0030	OK
Sx(RS)	3F	3.00	1.00	0.0100	665	0.0139	0.0139	0.0046	OK
Sx(RS)	2F	3.00	1.00	0.0100	639	0.0170	0.0170	0.0057	OK
Sx(RS)	1F	4.00	1.00	0.0100	753	0.0199	0.0199	0.0050	OK
Sy(RS)	4F	3.00	1.00	0.0100	692	0.0138	0.0138	0.0046	OK
Sy(RS)	3F	3.00	1.00	0.0100	668	0.0187	0.0187	0.0062	OK
Sy(RS)	2F	3.00	1.00	0.0100	653	0.0215	0.0215	0.0072	OK
Sy(RS)	1F	4.00	1.00	0.0100	755	0.0215	0.0215	0.0054	OK

Fig. 10. Deriva para estructura con concreto conformado por agregado grueso de origen ígneo.
 Fuente: elaboración propia.

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark
RMC=1, Cd/Ie, Not Used, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.01 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!									
Sx(RS)	4F	3.00	1.00	0.0100	689	0.0137	0.0137	0.0046	OK
Sx(RS)	3F	3.00	1.00	0.0100	668	0.0212	0.0212	0.0071	OK
Sx(RS)	2F	3.00	1.00	0.0100	645	0.0260	0.0260	0.0087	OK
Sx(RS)	1F	4.00	1.00	0.0100	755	0.0304	0.0304	0.0076	OK
Sy(RS)	4F	3.00	1.00	0.0100	680	0.0211	0.0211	0.0070	OK
Sy(RS)	3F	3.00	1.00	0.0100	665	0.0285	0.0285	0.0095	OK
Sy(RS)	2F	3.00	1.00	0.0100	653	0.0329	0.0329	0.0110	NG
Sy(RS)	1F	4.00	1.00	0.0100	753	0.0329	0.0329	0.0082	OK

Fig. 11. Deriva para estructura con concreto conformado por agregado grueso de origen sedimentario.
Fuente: elaboración propia.

Con el fin de verificar el impacto que puede tener la incidencia de los valores de E con respecto a la rigidez de la estructura, se hallará la relación de la deriva (para el caso de este ejercicio, la máxima), entre la edificación conformada teniendo en cuenta el agregado grueso de origen ígneo y el del sedimentario.

$$\frac{\Delta_{\text{sedimentario}}}{\Delta_{\text{ígneo}}} = \frac{0.0072}{0.0110} = 65.45\% \quad (2)$$

Nótese que la diferencia en los valores de E son directamente proporcionales a la rigidez de la edificación.

Para entender por qué se genera esta proporcionalidad, basta con analizar la matriz de rigidez de un pórtico. El módulo de elasticidad es un parámetro que se sitúa en el numerador de cada casilla y es por ello que, al modificar este valor, la magnitud varía acorde la proporción que este tenga.

$$[K^{(e)}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Fig. 12. Matriz de rigidez de un pórtico.

Fuente: elaboración propia.

El asignar un valor de E en la modelación estructural que esté por encima del que realmente corresponde a la edificación repercute en erigir edificaciones más flexibles de aquellas que realmente se requieren. Claramente, los paradigmas de la práctica pueden subsanarse si se hace una investigación mínima que esté vinculada con conocer el origen de los materiales gruesos usados para la elaboración de la mezcla. Una vez conocida la procedencia, se aplica para efectos de cálculo aquella fórmula que se enlace.

En lo que respecta para definir el módulo de elasticidad del acero de refuerzo, se toma el valor que esta consignado en C.8.5.2. [1, p. C-62].

$$E_s = 200000MPa \quad (3)$$

C.8.5.2 — El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200 000 MPa.

Fig. 13. Módulo de elasticidad para las barras de acero de refuerzo, según NSR-10.

Fuente: NSR-10 [1, p. C-62].

5.3. CARGAS

El diseño sismo resistente de la estructura y de los elementos que componen esta, están directamente ligados a las cargas que son ejercidas de acuerdo con los distintos espacios, estas se dividen en permanentes (muertas), variables (vivas), sísmicas, entre otras. En seguida se da una breve descripción y se relacionan los aspectos más importantes para ser tenidos en cuenta según el reglamento NSR-10 y la buena práctica profesional.

5.3.1. Cargas muertas

Son las representadas por el peso propio de la estructura. Para edificaciones en concreto se obtienen de vigas, columnas, losas de entre piso, particiones (muros), acabados (pisos, paredes), cielos rasos e instalaciones hidrosanitarias y eléctricas.

Existe un caso en particular para cuando se tienen edificaciones destinadas a almacenamiento y es que el NSR-10 indica que se debe considerar un 25% de la carga viva como masa participativa. La razón de

esto va ligada a que una estructura que será aprovechada para bodegaje, mucha de la estantería en dónde se almacenan los productos por seguridad es anclada a la losa de entre piso, de allí que una fracción del peso de los insumos tenga aporte en la acción sísmica.

M = masa total de la edificación — **M** se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.

Fig. 14. Definición de masa de la edificación y consideración especial para aquellas destinadas a bodegas, acorde a la sección A.3.

Fuente: NSR-10 [1, p. A-39].

En lo que respecta a las cargas muertas, el NSR-10 dispone el título B para verificar y evaluar las magnitudes acordes a unos lineamientos establecidos. En esta parte del reglamento pueden hallarse las masas realizando un cálculo de una manera muy detallada, en la cual se toman las propiedades físicas de los diferentes elementos, junto con su geometría y se determinan valores que están cercanos a la realidad.

El título B en su sección B.3.4.3 [1, p. B-14] data unos valores en los que se referencian las capacidades de la carga proveniente por los elementos no estructurales actuando por 1.0 m^2 cuando se tengan alturas de piso de hasta 3.0 m, dependiendo del aprovechamiento que se den a los diferentes espacios. Cabe destacar que la segunda metodología en el ejercicio profesional es la más recurrente. Entre las malas prácticas que esto puede traer se da el implementar estos valores a entre pisos con alturas mayores al límite establecido. Otra mala práctica se relaciona con el de usar magnitudes menores a las pactadas en la tabla B.3.4.3-1 [1, p. B-14] y no verificar si los elementos permanentes de la edificación en realidad pudieran tener capacidades mayores.

Es necesario comentar que para las cargas aproximadas que establece NSR-10 acuerda que los muros de fachada y perimetrales pueden promediarse con los que se distribuyen internamente y se desprecia la acción que los mismos pueden generar en las vigas de la periferia, que son los elementos en los cuales se apoyan directamente. Se entiende que, si la carga por fachadas se distribuye linealmente, llevarían a que las vigas tuvieran mayor concentración de esfuerzos y por ende más deformaciones, deflexiones y todo lo que esto conlleva.

5.3.2. Cargas vivas

El aprovechamiento que se dé a una edificación en sus diferentes espacios representa una carga variable y los valores mínimos han sido previamente establecidos por el NSR-10. Las proporciones para la carga viva están en la tabla B.4.2.1-1 [1, p. B-15]; allí pueden encontrarse la información definida para las ocupaciones más comunes y los espacios que se tienen dentro de estos usos.

Es necesario resaltar que el ingeniero diseñador es el responsable de valorar la carga que debe considerarse con relación a la ocupación que pueda tenerse, puesto que hay adaptaciones espaciales en una edificación que no están contenidas en la tabla referenciada (ejemplo: mataderos, galerías de mobiliario, iglesias...), o bien que el tamaño de las solicitaciones sea distinto al de la tabla referenciada.

Además de las cargas vivas que se deben considerar distribuidas horizontalmente, se dan otras que en el desarrollo del diseño de edificaciones no son tenidas en cuenta y son aquellas que se deben incluir cuando se tengan proyectos en los cuales se implementen barandas, pasamanos y barreras para vehículos. Se han tenido experiencias trágicas en las que han ocurrido decesos porque para los diseños estructurales estos elementos no se consideraron de acuerdo a lo que estipula la sección B.4.2.2 [1, p. B-16].

En lo que respecta a las cargas vivas, otro aspecto relevante que no es tenido en cuenta, es el efecto que pueden tener estas solicitaciones por el impacto. Si bien este no se da para todos los espacios y ocupaciones hay situaciones particulares en que es un requisito indispensable para evitar accidentes el que sea implementado en el diseño. La mayoración de la carga que se da por el impacto, tiene como fin mitigar las incertidumbres que están ligadas al daño de equipos, elementos de la estructura, accidentes o tragedias.

La sección B.4.5 [1, p. B-17] especifica que puede hacerse una reducción de la carga viva. Esto surge para edificaciones en dónde se tengan vanos entre columnas que representen un área aferente mayor de 35 m^2 y también para edificios de mediana y gran altura. Esta consideración está ligada a la probabilidad que pueda darse para que la carga viva en todos los espacios y niveles de una edificación sean iguales a los máximos establecidos para el diseño. Lo que se pretende con este aspecto según lo enuncia el NSR-10 es el de poder diseñar tanto las columnas como la cimentación con unas solicitaciones que sean menores y que estén relacionadas a las cargas que estén más cercanas a las posibilidades reales. Esta alternativa puede resultar beneficiosa para estructuras de grandes luces y en su mayoría para aquellas que

sean de gran altura, puesto que las edificaciones resultan siendo gobernadas en el diseño más por cargas axiales, que por la rigidez ante fuerzas horizontales. Además, se resalta que a mayor número de pisos la reducción en la carga viva será más representativa, por lo que puede encarnar en una disminución de un orden representativo en cuanto a solicitaciones, beneficiando así el diseño de los elementos a flexo compresión y fundaciones.

En B.4.5.1 y B.4.5.2 [1, p. B-17] están incluidos los aspectos y las formulaciones para poder aplicar la reducción de la carga viva. En el ámbito del diseño estructural se procede a realizar el procedimiento que tiene que ver con la reducción de la carga viva, referenciando el número de niveles.

En seguida se referencia un ejemplo para una edificación de 25 niveles, con este se busca identificar en cuales elementos tendría mayor incidencia:

B.4.5.2 — REDUCCIÓN POR NÚMERO DE PISOS — Alternativamente a lo estipulado en el numeral anterior en edificios de cinco pisos o más la carga viva para efectos del diseño de las columnas y la cimentación puede tomarse como la suma de las cargas vivas de cada piso multiplicadas por el coeficiente r correspondiente a ese piso:

$r = 1.0$	para $i = n$ a $i = n - 4$ (cinco pisos superiores)
$r = 1.0 + 0.10(i - 4)$	para $i = n - 5$ a $i = n - 8$
$r = 0.5$	para $i = n - 9$ en adelante

Donde:

n	= número de pisos del edificio
i	= número del piso donde se aplica el coeficiente r

Fig. 15. Formulación según NSR-10 para reducir carga viva referenciando el número de niveles.

Fuente: NSR-10 [1, p. B-17].

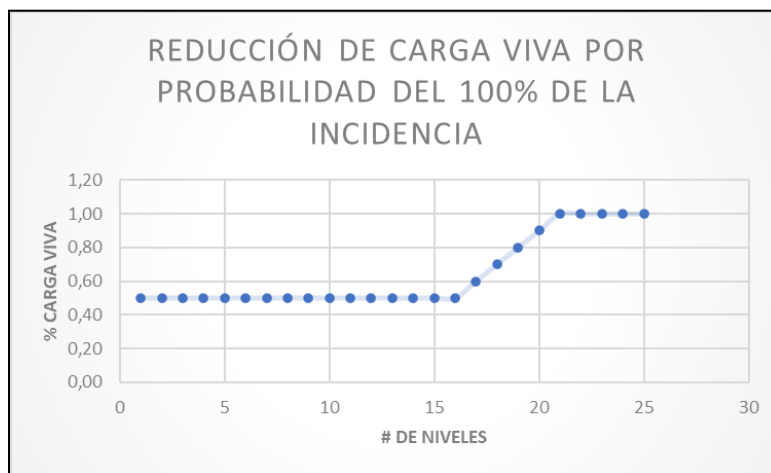


Fig. 16. Reducción por el número de pisos de la carga viva, acorde a B.4.5.2.

Fuente: elaboración propia a partir de la NSR-10 [1].

Nótese que la reducción de la carga viva que tienen incidencia con las columnas de los primeros niveles representa hasta el 50%. En lo que respecta a las fundaciones las cargas de servicio se reducen de manera considerable, por lo que pudieran tenerse cimentaciones de áreas menores y se pretenderían alcanzar profundidades de desplante más bajas. Tomando como referencia una edificación que guarde similitud con el que se expresa en el ejemplo, se tendría una disminución para las fundaciones y las columnas del primer nivel de la edificación de un 36% del valor de la carga viva, lo que representaría una optimización en cuanto al coste por la conformación de estos elementos.

5.3.3. Cargas sísmicas

Las solicitaciones por sismo en las estructuras son convertidas a fuerzas horizontales y estas depende de la zona dónde esté ubicado el proyecto, el tipo de perfil de suelo sobre el que se erige la edificación y el uso.

Las cargas permanentes tienen incidencia directa con la acción sísmica, puesto que son aquellas que participan en los eventos y generan que la edificación al llegar las fuerzas horizontales, presenten cierta oposición al desplazamiento en sentido paralelo al actuar de la solicitación.

5.3.4. Otros tipos de cargas

Para el diseño estructural de los elementos que componen la edificación se deben considerar todas las cargas que actúan en estos, puesto que estas generan mayores solicitaciones que deben ser compensadas por secciones y/o refuerzos.

En el presente documento se mencionarán algunas cargas que comúnmente se consideran en la realización de los diseños estructurales:

1. Cargas por empozamiento: deben considerarse para las cubiertas y son representativas para aquellas que tengan pendientes bajas y en lugares posicionados a más de 2000 metros sobre el nivel del mar (MSNM), debido a que deben cubrir el actuar de las cargas por granizo cuando esté se derrite.
2. Cargas por granizo: se obvia con normalidad aplicar la carga por granizo, esto debido a que solo aplican para edificaciones que estén localizadas a una cota mayor a los 2000 MSNM.

3. Cargas de viento: la NSR-10 contextualiza que los diseños son gobernados por sismo o viento, ello por la escasa probabilidad que se den los dos fenómenos en el mismo lapso. Normalmente para las edificaciones que se sitúan en zona de amenaza sísmica alta e intermedia se diseña tomando como mayor incidencia el efecto sísmico, sin embargo, se tienen edificaciones para las cuales es necesario considerar las cargas que se generan por la presión de viento. Una nave industrial es el mejor ejemplo a referenciar en que el diseño es regido por viento, pero se localiza en una zona en dónde la sismicidad es más latente y la explicación de ello es que este tipo de estructuras tienen una carga permanente muy baja en consideración a lo que pueden representar las presiones por el actuar del viento. En cuanto a las edificaciones de gran altura, es recomendable que así el sismo sea más representativo, se tengan en cuenta las presiones de viento, puesto que para los últimos niveles los esfuerzos tienden a ser mayores por el efecto que genera esta demanda.

5.3.5. Combinaciones de cargas

Las edificaciones están sometidas a la acción de diferentes tipos de cargas de los definidos anteriormente; a la vez, es allí donde toma importancia la definición de las combinaciones de cargas. Las estructuras deben evaluarse de manera tal que se determine su comportamiento para su uso normal, por lo que se establecen las combinaciones de cargas de servicio y su conducta ante eventos extremos con las combinaciones de carga última.

Las combinaciones de servicio fusionan las cargas permanentes y variables en proporciones diferentes, estas tienen como objetivo principal evaluar las deflexiones que pueden tener las estructuras y permiten dimensionar los elementos no estructurales. En cuanto a las últimas, son conjuntos de cargas posibles, las cuales se consideran que actúan simultáneamente con el fin de valorar si las estructuras pueden resistir las cargas máximas que pudieran experimentar durante su vida útil.

Con el propósito de brindar seguridad ante un posible incremento de las cargas de servicio más allá de las especificadas en la parte introductoria del diseño se implementaron los factores de carga. Estos son coeficientes que se aplican a las diferentes cargas que actúan sobre una estructura para considerar las incertidumbres en las magnitudes y para garantizar un nivel adecuado de seguridad en el diseño. Los factores de carga tienen como finalidad multiplicar los valores estimados para las cargas muertas (peso

propio, equipamiento, particiones y acabados que vayan anclados a la losa de entrepiso), vivas (personas, mobiliario), de viento, de sismo, entre otras.

Para el diseño deben considerarse diferentes conjuntos de cargas ya afectados por los diferentes factores establecidos por los códigos, para posteriormente aplicar estas simultáneamente con la finalidad de evaluar la resistencia y estabilidad de los elementos que componen los sistemas estructurales.

Para el caso del NSR-10, se estiman en la sección B.2.4 [1, p. B-6] las combinaciones de cargas mayoradas, usando el método de resistencia. Allí se encuentran las combinaciones básicas.

Combinaciones de carga última										
	Carga muerta D	Carga viva L	Carga de viento W	Carga sísmica E	Carga de fluidos F	Carga de empuje de suelo H	Carga de temperatura T	Carga viva de cubierta L _r	Carga de granizo G	Carga de empozamiento L _e
1	1.4				1.4					
2	1.2	1.6			1.2	1.6	1.2	0.5	0.5	0.5
3	1.2	1.0	0.8					1.6	1.6	1.6
4	1.2	1.0	1.6					0.5	0.5	0.5
5	1.2	1.0		1.0						
6	0.9		1.6			1.6				
7	0.9			1.0		1.6				

Fig. 17. Combinaciones de carga última según B.2.4.

Fuente: Botero Palacio [12, diapositiva 18].

Cuando se tienen cargas horizontales es necesario que las combinaciones se apliquen en todos los sentidos ortogonales de la estructura, además es ineludible y común que se apliquen las fuerzas ortogonales de la manera en que datan la sección A.3.6.3 [1, p. A-46]. De ahí que de cada caso de carga en el que se tienen fuerzas de sismo o viento puedan surgir hasta ocho casos de carga.

<u>1.2 D + 1.0 L + E</u>	Efectos de Ortogonalidad
$1.2 D + 1.0 L + E_x + 0.3 E_y$ $1.2 D + 1.0 L + E_x - 0.3 E_y$ $1.2 D + 1.0 L - E_x + 0.3 E_y$ $1.2 D + 1.0 L - E_x - 0.3 E_y$	$1.2 D + 1.0 L + 0.3 E_x + E_y$ $1.2 D + 1.0 L + 0.3 E_x - E_y$ $1.2 D + 1.0 L - 0.3 E_x + E_y$ $1.2 D + 1.0 L - 0.3 E_x - E_y$
<hr/>	
<u>0.9 D + E</u>	
$0.9 D + E_x + 0.3 E_y$ $0.9 D + E_x - 0.3 E_y$ $0.9 D - E_x + 0.3 E_y$ $0.9 D - E_x - 0.3 E_y$	$0.9 D + 0.3 E_x + E_y$ $0.9 D + 0.3 E_x - E_y$ $0.9 D - 0.3 E_x + E_y$ $0.9 D - 0.3 E_x - E_y$

Fig. 18. Combinaciones de carga última considerando los efectos ortogonales.

Fuente: Botero Palacio [12, diapositiva 20].

5.4. ZONAS DE AMENAZA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

El territorio nacional está afectado sísmicamente por el movimiento de tres placas: la de Nazca, La Suramericana y la del Caribe. Estudios realizados por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) concluyeron que la falla predominante en el país se da en dirección norte sur, concordando con la dirección de las tres cordilleras. El fenómeno de subducción que se da entre la placa de Nazca y la Suramericana representan la mayor liberación de energía que luego se traduce en acontecimientos sísmicos.

De acuerdo con los estudios históricos que se han venido dando en el país, se ha podido traducir la información en tablas y mapas que determinan la amenaza sísmica. En las imágenes que se comparten a continuación puede corroborarse la concordancia entre las zonas sísmicas de mayor relevancia con el histórico de sismos que se tienen registrados.

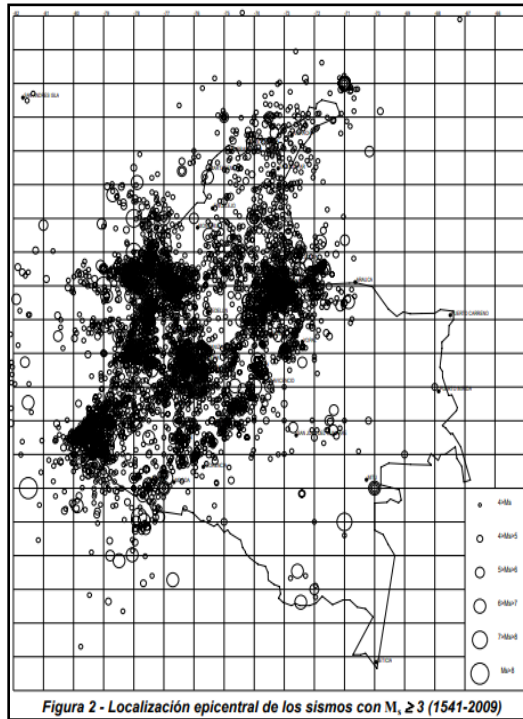


Fig. 19. Localización de los sismos ocurridos entre 1541 y 2009.

Fuente: NSR-10 [1].

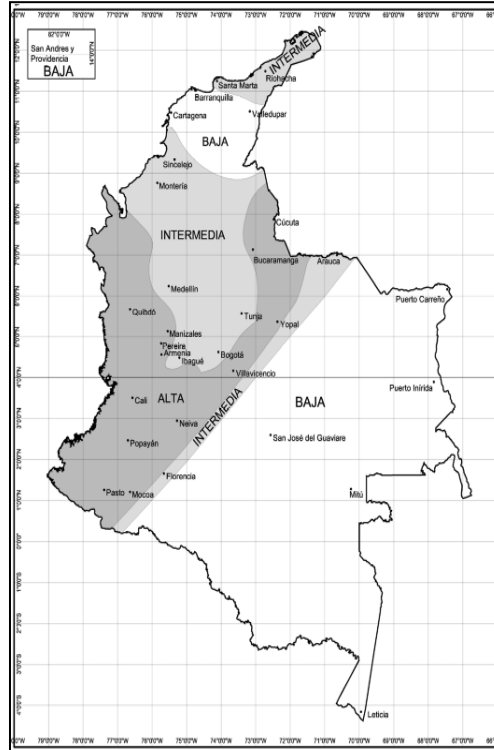


Fig. 20. Mapa de microzonificación sísmica de Colombia, según NSR-10.

Fuente: NSR-10 [1].

El factor fundamental en el diseño estructural es la amenaza sísmica, de allí que para cada uso el ingeniero proponga el mejor sistema estructural, los materiales óptimos y las fundaciones adecuadas, que todo en conjunto mitiguen el riesgo de pérdidas humanas o del patrimonio de las personas y del Estado.

En cuanto al análisis sísmico a realizar, se debe identificar la zona de amenaza sísmica en la que está localizada la estructura (baja, media o alta), a su vez también se deben contemplar los efectos locales de sitio que son los que se relacionan con los movimientos sísmicos de diseño y de la transmisión de ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación. Luego de haber realizado lo descrito se debe definir el tipo de uso de la estructura y relacionarlo al grupo que conlleve, según lo expuesto en la sección A.2.5.1 [1, p. A-25], de la NSR-10.

Después de obtenerse los movimientos sísmicos de diseños, los efectos locales de sitio y haber relacionado el grupo de uso al que se relaciona la estructura, se procede con la construcción del espectro de aceleraciones que corresponde para el análisis elástico y posteriormente el diseño de los elementos que hacen parte del sistema sismo resistente.

A continuación, se enumeran y definen los aspectos a ser tenidos en cuenta para las estructuras que serán evaluadas acorde a la amenaza sísmica.

5.4.1. Zonas de amenaza sísmica

Dentro del contenido del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10) se tienen valores obtenidos mediante estudios de microzonificación sísmica realizados en las diferentes partes de Colombia que han determinado las intensidades sísmicas, traducidas en aceleración y velocidad pico efectiva (A_a y A_v).

En la sección A.2.3 [1, p. A-15] de la NSR-10 se especifica la necesidad de asociar la edificación a una de las zonas de amenaza sísmica y data en esta misma sección que es a partir de los valores de A_a y A_v que se determina a cuál pertenece. Las zonas son las siguientes:

- Baja: “ A_a y A_v ” menores o iguales a 0.10.
- Media: “ A_a y A_v ” mayores que 0.10 y menores o iguales a 0.20.

- Alta: “ A_a y A_v ” mayores que 0.20.

El NSR-10 dispone de dos figuras para relacionar los valores de A_a y A_v para ciudades capitales contenidas dentro de un mapa de Colombia. Adicional a esto, se encuentra contenido en el apéndice A-4 [1, p. A-153] la información que debe considerarse para cada municipio del territorio nacional.

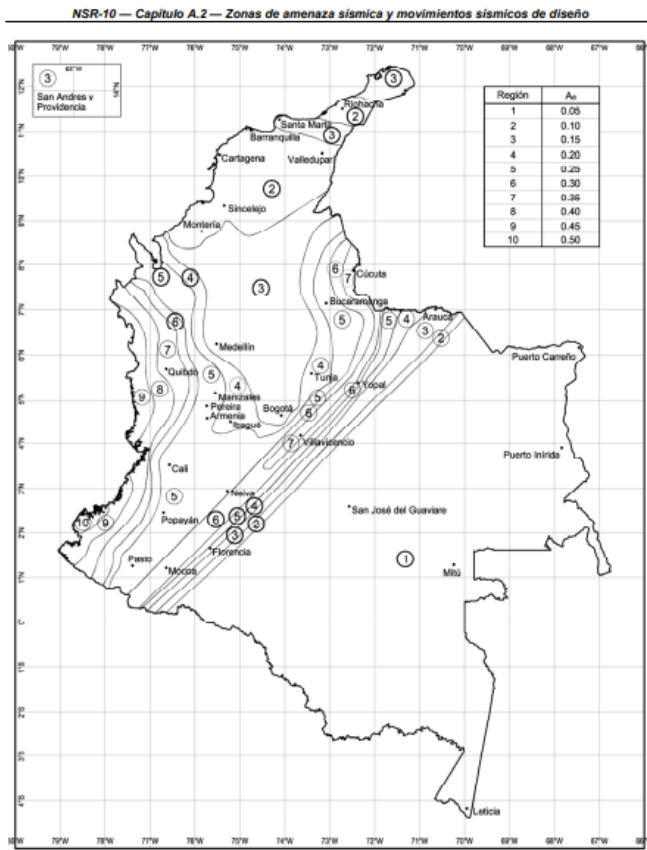


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

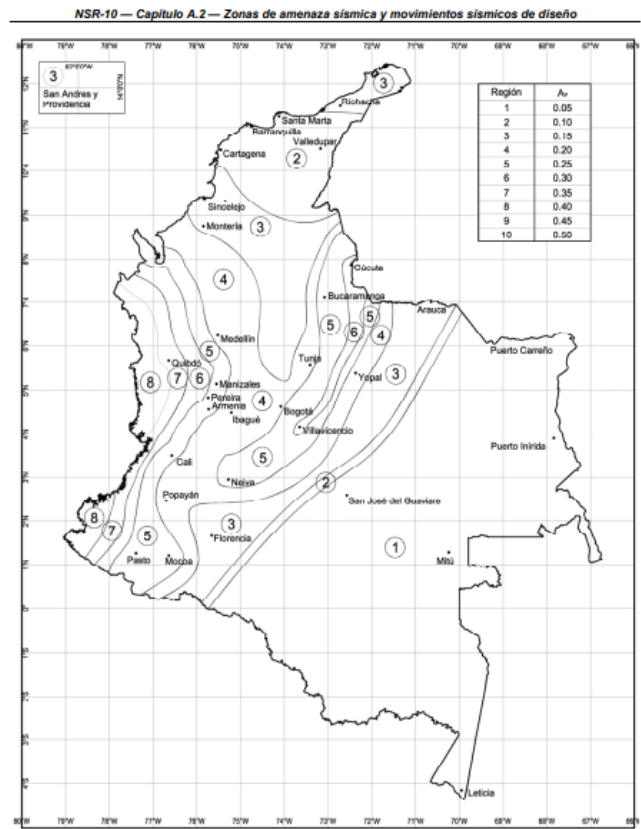


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_v

Fig. 21. Movimientos sísmicos de diseño para las ciudades capitales.

Fuente: NSR-10 [1].

Con respecto a los movimientos sísmicos existe una discusión la cual corresponde a la ubicación de los proyectos cuando se encuentran entre los límites de dos municipios que tienen una diferencia en la categorización de la zona de amenaza sísmica. Se toma como ejemplo los municipios de La Estrella e Itagüí, el primero obedece a una amenaza alta y el último a intermedia. La discusión se da desde el punto en que por que solo el pasar una calle influye en los factores a ser tenidos en cuenta para el análisis sísmico y el tipo de requerimientos que se deben aplicar para el diseño de estructuras. Para aclarar lo anterior, la Comisión Asesora Permanente se manifestó en el Acta 193 para un caso similar por el que se

consultó, el cual sucede en el municipio de Tauramena (Casanare), quien escalaba la consulta manifestaba que allí se pueden presentar los tres tipos de amenaza. Sin embargo el ente ratificó que es necesario ceñirse a lo consignado en el apéndice A-4 [1, p. A-153], por lo que no es válido según lo normativo considerar que zonas de un mismo municipio puedan clasificarse de manera distintas a las ya clasificadas por el reglamento, exceptuando aquellas condiciones para las que se realicen estudios de microzonificación sísmica por un ente que pueda modificar las normas locales o se haga un estudio de sitio previo a la realización de un proyecto.

5.4.2. Efectos locales

Para llevar a cabo la modelación estructural se hace necesario extraer como dato importante del estudio geotécnico el perfil del suelo obtenido, acorde a las formulaciones en A.4.2.3 [1, p. A-65]. Es necesario resaltar que el NSR-10 expone cuatro alternativas dependiendo del tipo de suelo que se tenga. Estas son:

- I. Velocidad media de la onda de cortante, en dónde se valoran los 30 m superiores del suelo contados a partir de la superficie.
- II. Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil del suelo.
- III. Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores.
- IV. Resistencia media al corte para suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores.

De las alternativas para obtener el tipo de perfil de suelo que están documentadas en A.4.2.3 [1, p. A-65], la opción dos abarcaría las demás y es esta la que se relaciona con la más usada en la práctica profesional. Sin embargo, es probable que al utilizar este procedimiento en un suelo cohesivo los resultados se alejen de lo que se presenta realmente, puesto que el perfil del suelo guarda relación con la resistencia que ofrece el suelo, pero la cuarta opción expone que para cuando se tengan suelos cohesivos es necesario determinar la resistencia media al corte no drenada y este parámetro puede obtenerse mediante ensayos de laboratorio. Sumado a esto, el numeral H.3.3.3.1 [1, p. H-12] especifica que la resistencia de los suelos finos se debe alcanzar mediante ensayos de compresión o de corte directo.

Al tomar el perfil del suelo del estudio geotécnico y al asociarlo con los valores A_a y A_v , pueden obtenerse los coeficientes de sitio, conocidos como F_a y F_v . Existen dos opciones para obtener estos parámetros, el primero es mediante las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 y el segundo tabulando A_a y A_v , con respecto a las líneas

establecidas de acuerdo con el perfil del suelo, en las figuras A.2.4-1 y A.2.4-2. Los valores que referencian la intensidad sísmica, asociados con los coeficientes de sitio, permiten modelar el fenómeno sísmico para cada tipo de estructura.

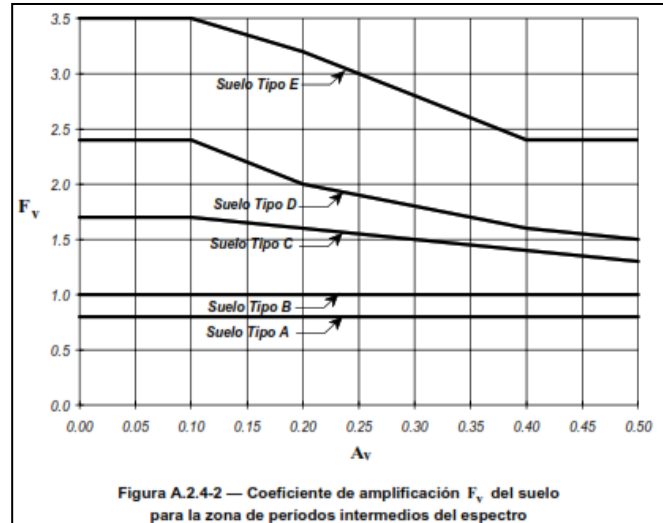
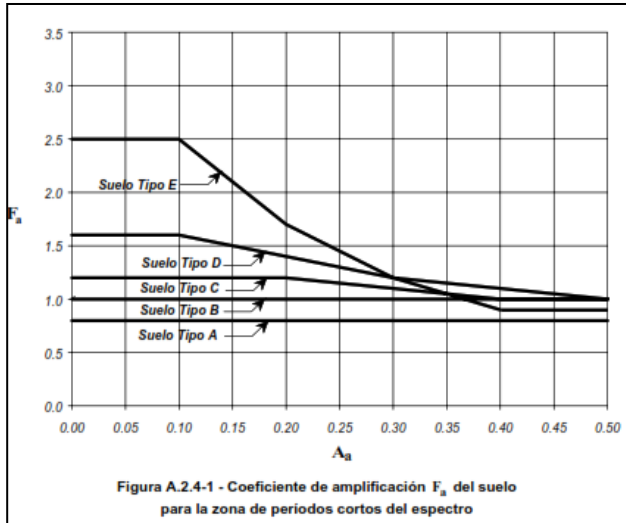


Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Fig. 22. Tablas y figuras para la obtención de los parámetros A_a , A_v , F_a y F_v , según la NSR 10 Fuente: NSR-10 [1].

5.4.3. Coeficiente de importancia

Cada proyecto refleja un uso en particular y este depende de la cantidad de personas que pueden estar ocupando una edificación y/o el grado de importancia de la misma, puesto que se pueden tener estructuras que estén siendo ocupadas por miles de personas, como otras que por su funcionamiento resultan ser indispensables para la atención de una comunidad.

Como ejemplo se tienen dos tipos de edificaciones. La primera, un teatro que tenga capacidad para que hasta 5 mil personas puedan ingresar a un evento y el segundo un hospital, que, al hablarlo hipotéticamente, puede para el ejemplo limitar una capacidad de 500 personas. Al ser la clínica más dispendiosa para atender a la comunidad posterior a un evento sísmico, se asociará a un grupo de uso mayor que aquel al que se comprenderá el teatro.

El grupo de uso está asociado directamente con la mayoración de las fuerzas sísmicas que se deben aplicar a las modelaciones estructurales que se realicen y a su vez este factor tendrá incidencia con el tamaño de las secciones, sus dimensiones y el acero de refuerzo dispuesto.

El NSR-10 en su sección A.2.5.2 determinó unos valores que deben ser tenidos en cuenta dependiendo del uso que se dará a la edificación. Si en una estructura se tienen dos aprovechamientos diferentes, es indispensable tomar aquel que resulte más desfavorable.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Fig. 23. Valores del coeficiente de importancia.

Fuente: NSR-10 [1].

Se comparte un caso particular que fue consultado a la Comisión Asesora Permanente (CAP) y esta entidad se pronunció al respecto en el acta 113. Se trataba con respecto a dar claridad para un proyecto que está compuesto por diferentes bloques. La pregunta precisaba si era necesario o no considerar que todas las edificaciones contenidas dentro de lo que es el predio de una universidad debían ser clasificadas dentro del grupo de uso III, puesto que se justificaba que no todas las estructuras contenidas dentro del proyecto tenían como fin proponer aulas para impartir clases. La CAP concluyó que es necesario que todas las edificaciones comprendidas dentro del mismo proyecto debían ser clasificadas como uso III, puesto que, en caso de emergencia, los espacios podían acomodarse para dictar clase o atender a la comunidad.

5.4.4. Espectro de diseño NSR-10

Los parámetros tenidos en cuenta anteriormente sirven para construir el espectro de aceleraciones, tomando dichos y desarrollando las ecuaciones que se pueden ver en la siguiente imagen:

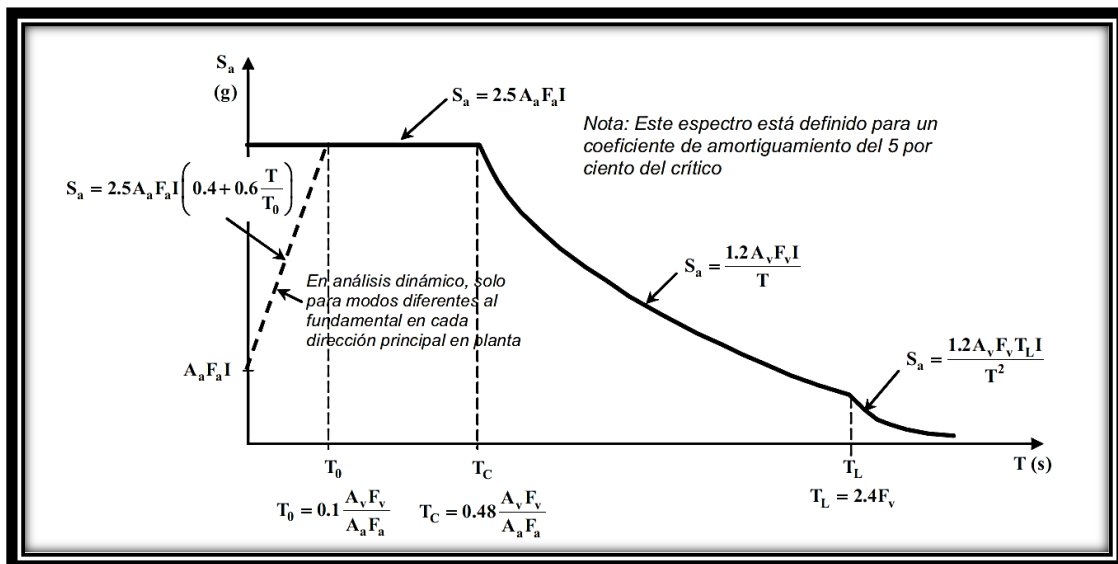


Fig. 24. Espectro de aceleraciones, según NSR-10.

Fuente: NSR-10 [1]

Habiendo expuesto lo anterior, se procede a ejemplificar con la construcción del espectro de aceleraciones que se podría relacionar para el municipio de Sabaneta (Ant.) con una edificación que se erija sobre diferentes perfiles de suelo.

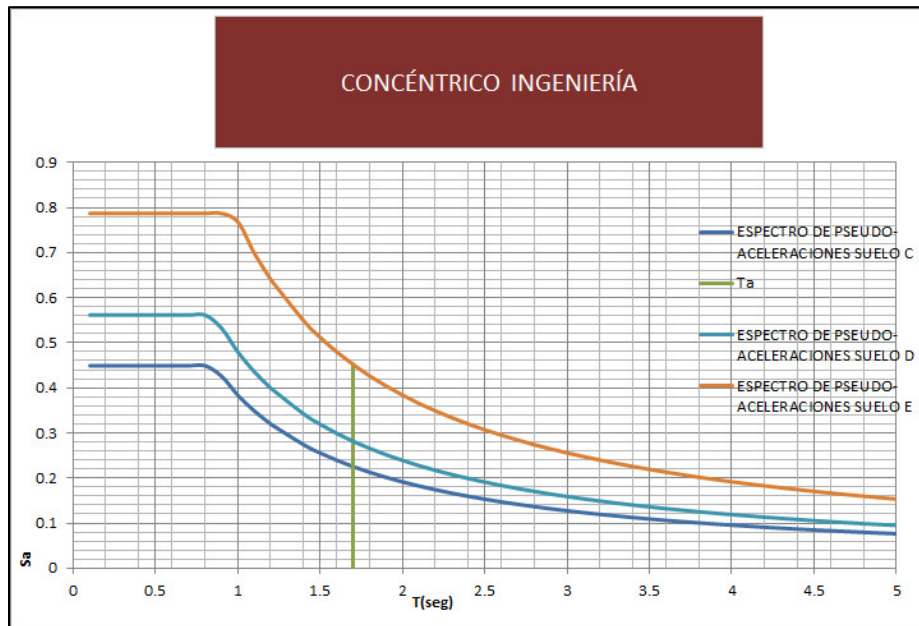


Fig. 25. Espectro de aceleraciones para diferentes perfiles de suelo.

Fuente: elaboración propia.

Nótese que estos cambian dependiendo del perfil. Otro aspecto que pudiera alterarlo es el uso de la edificación. La importancia de corroborar estos es tal que pudiera representar una disminución de las fuerzas sísmicas y de diseño si se toma un perfil más favorable del que pudiera ser realmente.

5.4.5. Estudios de microzonificación sísmica

El Reglamento determina que pueden ser tenidos en cuenta los resultados obtenidos de los estudios de microzonificación sísmica que se hayan realizado por las autoridades municipales y distritales que estén facultadas para expedir una reglamentación sustitutiva. Este tipo de estudios precisa más la información correspondiente con la ubicación de cada zona y el suelo subyacente que se tenga en estas. El planteamiento presentado en la sección A.2.4 del NSR-10 generaliza la información de las localizaciones, sin embargo, se tiene un mejor nivel de precisión en las evaluaciones que han realizado las ciudades y municipios. Se destaca que para que pueda ser de uso obligatorio el referenciar la información de los estudios de microzonificación sísmica, deben ser compartidos por decreto a la población en general. La ciudad de Medellín cuenta con un estudio realizado en el cual se concluyeron los valores por localidades definidas, sin embargo, al no haber sido decretado por obligación la toma de la información contenida en este estudio, se da en la práctica el seguir tomando los datos que contiene el apéndice A-4 y las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3.

5.4.6. Estudios sísmicos particulares de sitio

Son estudios basados en el análisis de la velocidad de la propagación de ondas, la amplificación de estas por los efectos de sitio y otras evaluaciones que permiten comprender mediante las características geológicas y geotécnicas de un lugar específico como afectarían los sismos a esa zona en particular.

El NSR-10 condiciona ciertos escenarios en los que es obligatorio la realización de este tipo de estudios y en los cuales se ve con frecuencia la presentación de estos:

- En todos los casos de perfil del suelo tipo F.
- En edificaciones cuya altura, coeficiente de importancia, área construida o características especiales a juicio del ingeniero diseñador, geotecnista o propietario, lo ameriten.

Es costumbre de los proyectos que representan una gran área y altura en sus edificaciones que el ente constructor proceda a implementar este tipo de estudios, puesto que resulta fundamental para comprender y mitigar los riesgos sísmicos específicos de un lugar en específico, garantizando la seguridad y la eficiencia de las estructuras y obras de ingeniería.

5.5. REQUISITOS GENERALES DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE

Deben seguirse principios de la ingeniería sismo resistente y los requisitos establecidos en el NSR-10 con el objetivo de hacer estructuras capaces de resistir y mitigar los efectos ocasionados por los eventos sísmicos.

5.5.1. Bases generales del diseño sismo resistente

5.5.1.1. Procedimiento de diseño

La sección A.3.1.1 contiene un conjunto de pasos y consideraciones a ser tenidas en cuenta con el fin de obtener estructuras funcionales y seguras. Abarcan la comprensión de las cargas que la estructura debe soportar, la escogencia del sistema estructural adecuado, así como la de los materiales apropiados, además es fundamental realizar una apropiada valoración de fuerzas y deformaciones, como también

considerar y aplicar los requisitos establecidos por el NSR-10 para el análisis de estructuras y el diseño de los distintos elementos que la componen.

5.5.1.2. Estructuración

Se debe proponer un sistema estructural que proporcione la seguridad necesaria para las personas que darán uso a la misma y que este pueda resultar armónico con el planteamiento arquitectónico proyectado. NSR-10 reconoce 4 sistemas estructurales principales y estos están consignados en el numeral A.3.2 de NSR-10.

5.5.1.3. Capacidad de disipación de energía mínima

Existen tres grados de capacidad de disipación de energía, los cuales se catalogan como demanda especial, demanda moderada y demanda mínima. Para el diseño de los elementos se debe y/o pueden aplicar aquellos que correspondan según la zona de amenaza sísmica en la que esté localizado el proyecto a diseñar y la altura del mismo.

5.5.1.4. Resistencia sísmica en las diferentes fuerzas horizontales

Naturalmente la acción sísmica puede generarse en cualquier dirección horizontal, por ello es necesario que el sistema sismo resistente sea planteado en ambas direcciones, puesto que la finalidad de este es garantizar la estabilidad, considerando la estructura como un todo, como cada elemento que la conforma. Puede darse que para cada dirección ortogonal se defina un sistema estructural diferente, puesto que pueden posicionarse los elementos verticales estructurales de tal manera que lleven a que la disipación de la energía se desarrolló de manera distinta para los ejes perpendiculares.

5.5.1.5. Trayectoria de las fuerzas

Los sistemas de resistencia sísmica propuestos deben tener la capacidad de soportar y garantizar la transferencia de fuerzas desde el punto en que estas se apliquen hasta el límite final de su resistencia. Es recomendable proponer sistemas estructurales que tengan continuidad sus elementos desde la base, hasta el punto de origen en dónde se producen las acciones gravitacionales y/o sísmicas, sin embargo, se presentan casos en dónde no se dan estas salvedades. La norma no limita que esto pueda suceder, pero

considera afectar de manera incremental las fuerzas de diseño con unos factores que están ligados a los coeficientes de reducción debido a las irregularidades que pueda tener una edificación.

5.5.2. Sistemas estructurales.

Para el diseño sismo resistente de edificaciones es indispensable definir un tipo de sistema estructural que garantice el mínimo de seguridad requerido por el NSR-10. El reglamento reconoce cuatro sistemas estructurales los cuales pueden dividirse en subgrupos, dependiendo de los tipos de elementos verticales usados. los cuales están consignados en la sección A.3.2.1 y estos se enumeran a continuación:

1. Sistema de muros de carga
2. Sistema combinado
3. Sistema de pórtico
4. Sistema dual

Se tienen sistemas estructurales que no requieren ningún tipo de comprobación numérica para definir a cuál corresponde, sin embargo, entre el sistema combinado y el dual si existe un tipo de comprobación, la cual en la presente sección se ejemplificara.

Seguido a este párrafo se expondrá una descripción de cada uno de los sistemas estructurales que son cobijados por el NSR-10.

5.5.2.1. Muros de carga

El reglamento sismo resistente traduce que este es un sistema en dónde todas las cargas verticales son resistidas por muros de carga y las fuerzas horizontales son soportadas por pórticos con diagonales o muros de carga. Las edificaciones destinadas para viviendas VIP o VIS, en su mayoría, los diseñadores proponen este tipo de sistema, puesto que se acomoda de buena manera a lo que es propuesto por los arquitectos que diseñan estos proyectos.

5.5.2.2. Combinado

Para el sistema combinado se tiene que los muros o pórticos con diagonales actuando en conjunto con el pórtico resistente a momentos deben resistir tanto las fuerzas horizontales, como las verticales. Si la proporción de la fuerza resistida por los muros es menor del 75%.

5.5.2.3. Pórtico

Es un sistema estructural conformado por vigas y columnas, elementos los cuales conectados se disponen como pórticos resistentes a momentos y deben ser capaces de soportar tanto cargas verticales como fuerzas horizontales.

5.5.2.4. Dual

Pretendiendo simplificar la definición que ofrece la sección A.3.2.1.4, se entiende que un sistema dual es uno conformado por pórticos resistentes a momentos combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Todos los elementos deben ser capaces de resistir las fuerzas horizontales y se aclara que tanto los pórticos como los demás elementos soportan la carga gravitacional que se produce tanto por cargas permanentes como las variables. Si los muros o pórticos con diagonales son los componentes del SRS que soportan como mínimo el 75% de la acción sísmica o de viento, el sistema debe clasificarse como dual.

5.5.2.5. Distinción entre sistema dual y combinado

Para las estructuras en concreto, la similitud entre el sistema estructural dual y combinado, es debida a que para ambos se requieren como elementos verticales columnas y muros. Pueden llevarse imprecisiones si se supone un sistema u otro. La manera en cómo debe validarse la correspondencia es el de valorar la proporción de las fuerzas cortantes debidas a los sismos que son resistidas por los elementos tipo columna y que porcentaje es resistido por los muros. Si los muros son los elementos que están soportando más del 75% de estas, el sistema debe considerarse como dual y si es menor a esta magnitud se asumiría como combinado.

A continuación, se pone como ejemplo una edificación de 23 niveles, la cual está localizada en el municipio de Sabaneta (Antioquia) y para la cual se propuso un sistema estructural dónde sus elementos verticales corresponden a columnas y muros en concreto.

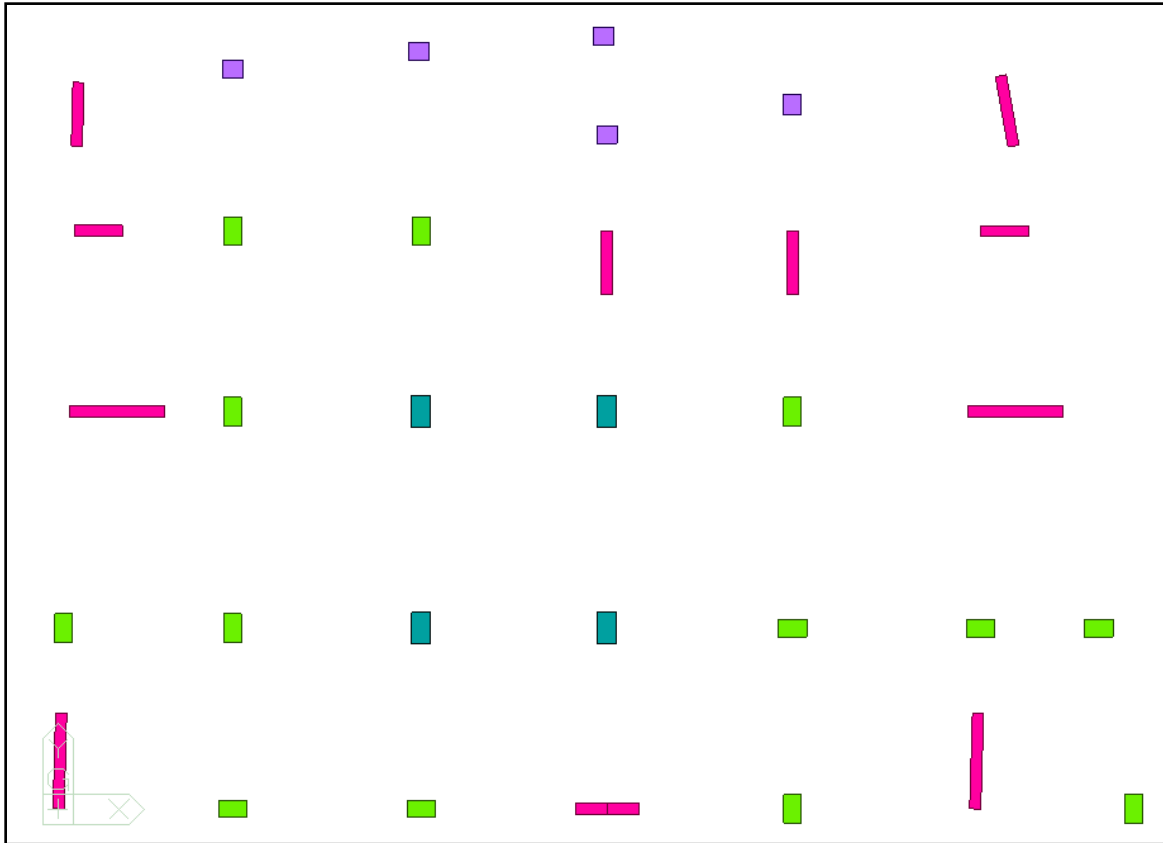


Fig. 26. Ubicación de columnas y muros en concreto para la base del edificio.

Fuente: elaboración propia.

Como se ilustra en [fig. 26] se tiene que los muros son los elementos de color magenta, los otros representan a las columnas. Se evalúa la proporción de fuerzas horizontales resistidas por los muros y las columnas en concreto con el fin de determinar si la composición estructural obedece a un sistema dual o combinado. A continuación, se consigna el reporte de datos obtenidos de la modelación estructural los cuales relacionan las fuerzas cortantes resistidas por unos y otros elementos.

LINEAR SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE										
1F		ES X(RS)	Frame(Beam)		0.00	789.2943	0.40	90.00	44.7215	0.24
1F		ES X(RS)	Wall		0.00	1188.2600	0.60	90.00	142.8513	0.76
1F		ES X(RS)	Sum		0.00	1977.5543		90.00	187.5728	
1F		ES Y(RS)	Frame(Beam)		90.00	714.0912	0.36	180.00	43.0149	0.30
1F		ES Y(RS)	Wall		90.00	1260.6206	0.64	180.00	99.7891	0.70
1F		ES Y(RS)	Sum		90.00	1974.7119		180.00	142.8041	

Fig. 27. Fuerzas cortantes en la base para sismo en X y Y.

Fuente: elaboración propia.

La imagen anterior representa dentro de los recuadros rojos la fuerza cortante resistidas por las columnas y muros en el sentido X, ya para el sentido Y la información está contenida dentro de los recuadros verdes. Un sistema dual compromete a los muros estructurales para resistir el 75% de la fuerza sísmica total. Para el caso del ejercicio los muros resisten menos que el umbral mencionado (60% en el sentido X y 70% en sentido Y), por lo que los mismos se ajustan entonces al sistema estructural combinado.

5.5.2.6. Límites de altura para los sistemas estructurales

Además de considerar como un limitante el grado de disipación de energía del material del cual está conformado el sistema estructural, para ser aplicado dependiendo de la zona en la que esté ubicado el proyecto, el NSR-10 resalta que los sistemas estructurales tienen un umbral máximo el cual es dependiente de su altura. La información respecto a los limitantes está contenida dentro de las tablas A.3-1 a A.3-4.

El tomar un sistema estructural para una edificación en la cual se sobre pasa la altura permitida tendrá una repercusión que está ligada con la disipación de la energía sísmica, puesto que lo que se pretende con estos limitantes es el de garantizar estructuras lo suficientemente dúctiles y sean capaces de deformarse, siempre estando dentro de un rango que resulte seguro para las personas que van a residir o aprovechar los diferentes espacios de las edificaciones. A continuación, se adiciona una imagen pretendiendo relacionar lo descrito. En esta podrá verse un sistema estructural combinado el cual está conformado por muros y columnas en concreto, para las cuales se puede notar que para una edificación ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia podría considerarse para el diseño de los elementos una demanda moderada o especial, teniendo como limitante 72 m de altura para la DMO y sin límite de altura para el mismo sistema estructural, pero considerando un diseño DES para los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

Tabla A.3-2
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	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. 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 mínima de disipación de energía (DMF)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	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 mínima de disipación de energía (DMF)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
2. 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)	7.0	2.5	si	72 m	si	sin limite	si	Sin limite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	no se permite		si	72 m	si	Sin limite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	18 m

Fig. 28. Tabla A.3-2 del NSR-10.

Fuente: NRS-10 [1]

Si se tuviese una edificación, la cual estuviera localizada en la ciudad de Medellín, la cual es zona de amenaza sísmica intermedia y tuviera 80.0 m de altura, además que contara con un sistema estructural combinado, sería necesario que este se diseñara y discretizará de manera tal que todos los elementos pertenecientes al SRS, fuesen de demanda especial de energía. Tomar el valor de R_0 y las consideraciones que exponen las provisiones sísmicas para DMO, llevaría a que se tengan estructuras más rígidas y menos dúctiles.

5.5.2.7. Efectos sísmicos en los elementos estructurales

La acción sísmica debe ser resistida únicamente por los elementos que componen el sistema estructural que se defina. Es común que en la práctica se evidencien modelos estructurales realizados en los que se contemplan las losas de entre piso, muros no estructurales y escaleras. Aunque esto no resulte en una mala práctica, si la sensibilidad en los ingenieros en el instante de diseñar no converge lo planteado según

un análisis estructural del cómo trabaja cada elemento con el modelado, si puede llevar a la obtención de resultados que disten de la realidad.

Un error que se hacía muy común era el de diseñar los entre pisos considerando que estos tendrían rigidez fuera de su plano. Esta práctica generaba que se obtuvieran elementos estructurales muy por debajo de los que en realidad se requerían, esto mismo desencadenó la construcción de edificios comúnmente llamados enfermos. En el instante de llevar a cabo el modelado estructural se debe tener la claridad de cuales elementos van a trabajar para resistir y transmitir los distintos esfuerzos que se deben presentar y es necesario controlarse.

5.5.2.7.1. Dirección de la aplicación de las fuerzas sísmicas

Debido a que los sismos pueden generar movimientos sísmicos en múltiples direcciones simultáneamente. un edificio puede ser afectado por fuerzas que actúan horizontalmente en direcciones perpendiculares entre sí. Con el fin de precisar esta acción, en el diseño de estructuras se creó la metodología en dónde se toma el actuar del 100% de la energía sísmica en uno de los ejes ortogonales mientras que en el sentido perpendicular se debe considerar una fuerza equivalente al 30% de esta energía.

La normativa expone que para los casos en que se tienen diafragmas flexibles o si se tratan de edificaciones de un nivel que no tengan irregularidades en planta no es necesario considerar los efectos ortogonales. Se discrepa con la primera excepción, puesto que, si la acción sísmica se genera simultáneamente en todas las direcciones, porque la definición de un diafragma puede concretar si el sismo se aplicará o no a la edificación únicamente en uno de sus ejes ortogonales. Adicional a esto, no se entiende por qué para ciertas evaluaciones si se aplica y para otras tantas no. Un claro ejemplo de ello es la valoración de la irregularidad torsional en planta, para hallar está en cualquier tipo de edificación se requiere considerar los efectos ortogonales de las fuerzas horizontales.

En cuanto a las edificaciones de un nivel, se entiende que el efecto generado por los movimientos sísmicos no es de gran relevancia y por ello incluir una proporción del sismo en la dirección distinta a la del eje de estudio no afectará la fuerza actuante en una magnitud en que resulte de relevancia para el diseño de la estructura y los elementos que la conforman, por lo que asumirla o no llevaría a resultados similares.

5.5.2.7.2. Amarres y continuidad

Los elementos que hagan parte del Sistema sismo resistente deben interconectarse. Las conexiones deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas que generan los elementos que se enlazan allí.

Una práctica común se presenta de manera en que generan la condición en las modelaciones estructurales de manera tal que integran una o varias vigas que se apoyan en otras, de manera que en las zonas en dónde se conectan pretenden que se genere transferencia de momentos, esto es un procedimiento erróneo, puesto que en los sistemas estructurales de resistencia sísmica avalados por el NSR-10, no se tiene alguno en dónde se exponga el empalme entre elementos viga-viga, además se aleja de los fundamentos básicos que se relacionan con el comportamiento estructural. En el acta 195 la Comisión Asesora Permanente concluye vehementemente que los empalmes viga-viga no pueden integrarse al SRS.

5.5.2.7.3. Elementos colectores

Es de suma importancia definir para el sistema de piso unos elementos los suficientemente rígidos, de manera tal que sean capaces de resistir y transferir las fuerzas horizontales que se originan en las distintas partes de la edificación hasta los elementos verticales del sistema sismo resistente.

No es apropiado al realizar la modelación estructural integrar los elementos que conforman la losa de entre piso como unos que puedan resistir las fuerzas de viento o sismo, puesto que estos son tan esbeltos que no tienen la capacidad de transferir las sollicitaciones horizontales y llevarían a que se tuvieran edificaciones con elementos verticales del SRS con dimensiones y refuerzos menores a los que realmente se requerirán para que las estructuras sean estables y seguras.

5.5.2.7.4. Torsión en el piso

Para el mayor porcentaje de los proyectos por configuración de irregularidades de la estructura o distribución de las masas en planta suelen presentarse torsiones de piso, surgiendo de la no coincidencia entre el centro de masa y el de rigidez.

La torsión puede provocar deformaciones no deseadas y esfuerzos concentrados que pueden comprometer la integridad estructural, es por ello que el NSR-10 en la sección A.3.6.7.1 propone que

para las modelaciones estructurales se debe suponer que la carga permanente está desplazada para todos los niveles, hacia cualquiera de los ejes ortogonales, de los centros de masa para cada piso, una distancia del 5%, de la dimensión del eje del entre piso que se esté evaluando si se está realizando el análisis sísmico mediante el método de la fuerza horizontal equivalente.

Al realizar el análisis dinámico en el diseño de las estructuras el efecto de las distorsiones provenientes de la no coincidencia entre el centro de masa con el de rigidez es tomada en cuenta por las técnicas del modelado y la simulación computacional, es por ello que no sería necesario incluir el 5% de la torsión accidental. Queda entonces a opción del diseñador si considera esto o no cuando lleve a cabo el análisis sísmico mediante este método.

Si bien para uno de los métodos de análisis sísmico tratados en el presente documento es opcional aplicar las torsiones accidentales, es indispensable considerar para ambos esta condición, en el cálculo de las irregularidades torsionales, de acuerdo a como lo indica la tabla A.3-6.

Es necesario definir el tipo de diafragma al que se asocia la losa de entre piso, pues es fundamental determinar cómo será la distribución de las cargas laterales producidas por los vientos y sismos. Comúnmente se observan diseños en los que se definen los diafragmas rígidos sin siquiera comprobar si se comportarán o no de esta manera, esto puede resultar en la obtención de desplazamientos y deformaciones menores a las que en realidad se van a obtener para las edificaciones llevando entonces a que se puedan definir elementos pertenecientes al SRS sub dimensionados. En el numeral A.3.6.7.2 se da una descripción de los tipos de diafragma que se pueden tener y la manera en que debe evaluarse.

Un diafragma flexible se supone para los entre pisos en los que el promedio de los desplazamientos máximos de los extremos en el sentido de la fuerza horizontal que se esté evaluando sea mayor de 2 veces el desplazamiento que se tenga para el centro de masa, esto para cada piso. Para evaluar esto primero tendría que tomarse la edificación, considerar el diafragma como rígido y referenciar los desplazamientos que se obtengan en el centroide del entre piso. Posteriormente se debería configurar el diafragma como flexible y hallar los valores de los extremos de la edificación en la zona de la periferia para luego hallar la relación que se define A.3.6.7.2 y así corroborar que tipo de diafragma es. En seguida se presenta un ejemplo de lo descrito:

Se toma una estructura como se ve a continuación, la cual tendrá columnas con dimensiones de 0.50 m X 0.50 m espaciada por un eje ortogonal 5.0 m y por el otro 10 m, las vigas tendrán dimensiones de 0.30 m X 0.30 m, el concreto será de 21 MPa. En la modelación se consideró asignar diafragma rígido y también flexible, con el fin de apreciar el comportamiento que tendrá la edificación ante dos cargas puntuales en sentido horizontal que hará que la edificación se desplace.

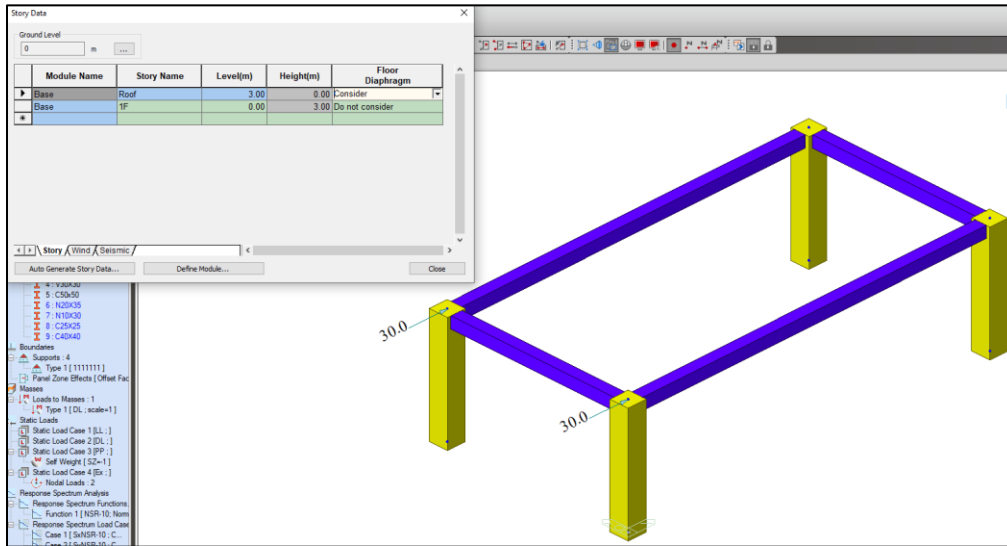


Fig. 29. Modelo para valorar el comportamiento de diafragma rígido en las estructuras.

Fuente: elaboración propia.

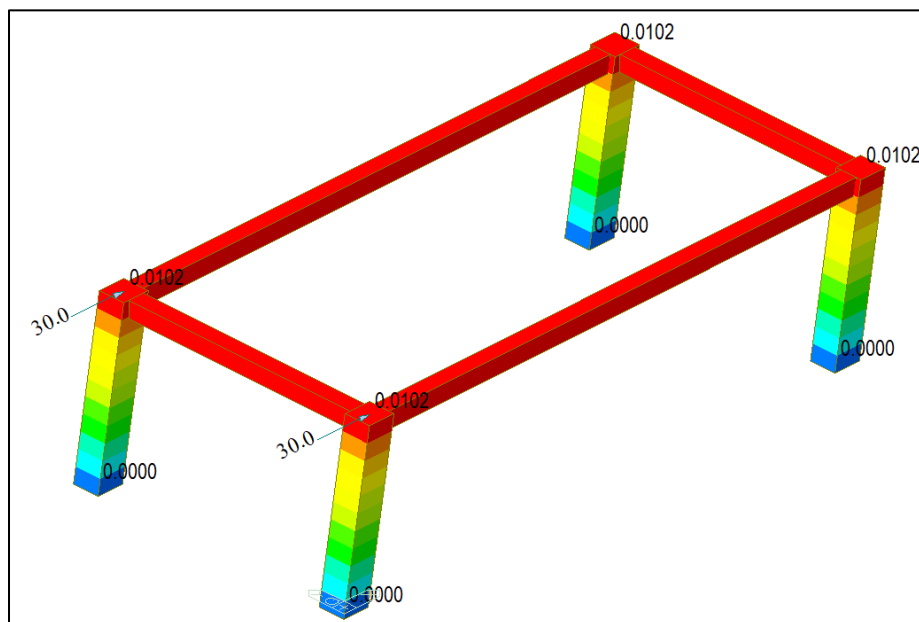


Fig. 30. Desplazamientos obtenidos considerando el diafragma rígido.

Fuente: elaboración propia.

Los desplazamientos en todos los puntos del entre piso son iguales, puesto que con el diafragma rígido se está asumiendo que la transferencia de esfuerzos se da de manera similar en todas las zonas. Se obtiene así un desplazamiento de 0.0102 m.

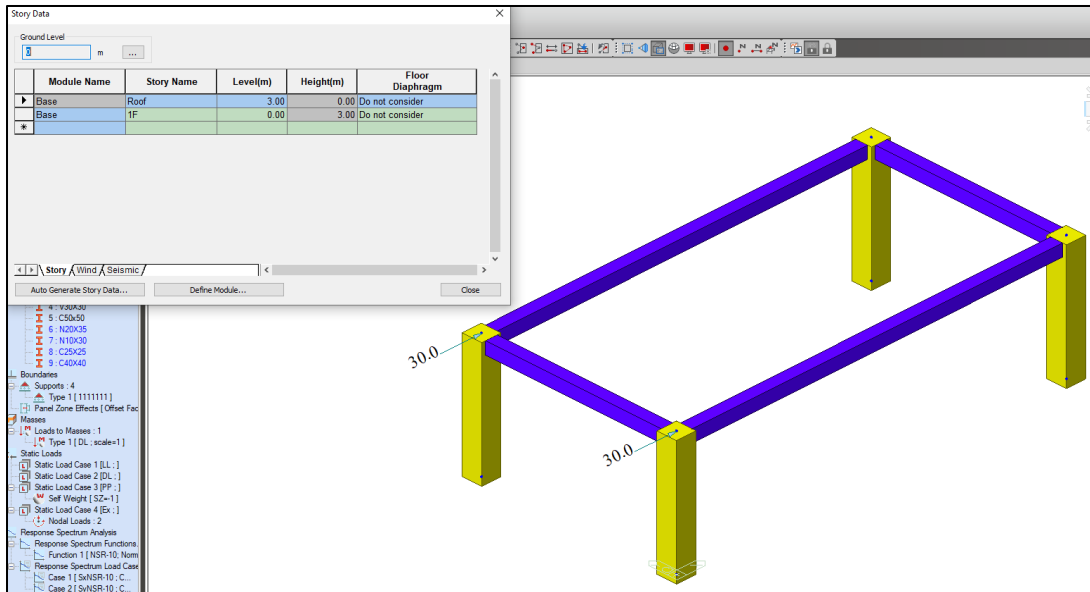


Fig. 31. Modelo para valorar el comportamiento de diafragma flexible en las estructuras.

Fuente: elaboración propia.

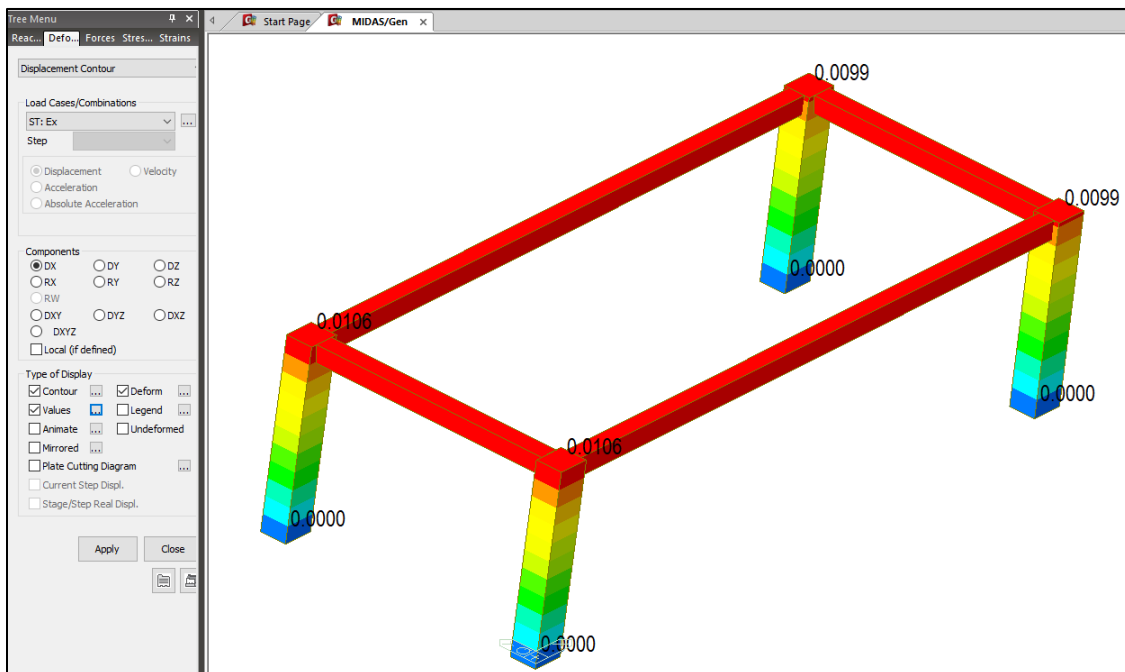


Fig. 32. Desplazamientos obtenidos considerando el diafragma flexible.

Fuente: elaboración propia.

Para el diafragma flexible se evalúan los desplazamientos como si todos los puntos del sistema de losa no soportaran los mismos esfuerzos. Bajo esta condición se obtuvieron desplazamientos para las columnas de un costado de 0.0106 m y para las del otro 0.0099 m.

Este comportamiento se asemeja más a la realidad, puesto que el físicamente el sistema tiende a que los esfuerzos se vayan aminorando a medida en que se van alejando de las cargas de origen, debido a la rigidez de los elementos que las soportan. Con esta justificación, se recomienda que para las modelaciones la consideración del tipo de diafragma no sea rígido, porque de considerarse rígido se estarían suprimiendo deformaciones en unos elementos, se obtendrían menores desplazamientos y por lo tal se consolidarían estructuras subdimensionadas.

El diafragma flexible expondrá la rigidez del piso y para cuando se tengan vigas muy rígidas la tendencia se dará a que se comporte como rígido. Esto se comprueba a continuación:

Se modela la misma estructura, pero variando la dimensión de las vigas para que tengan una sección de 1.00 m X 1.00 m y se evalúan los desplazamientos.

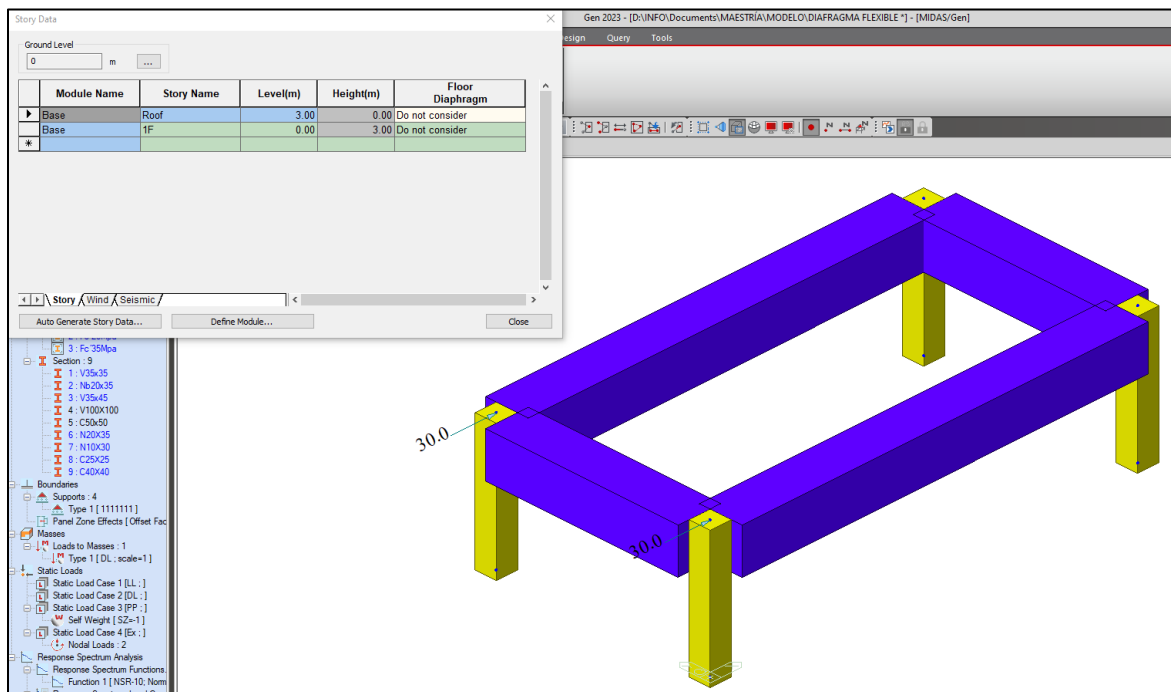


Fig. 33. Modelo para valorar el comportamiento de diafragma flexible en estructura con vigas de 1.00 m X 1.00 m.

Fuente: elaboración propia.

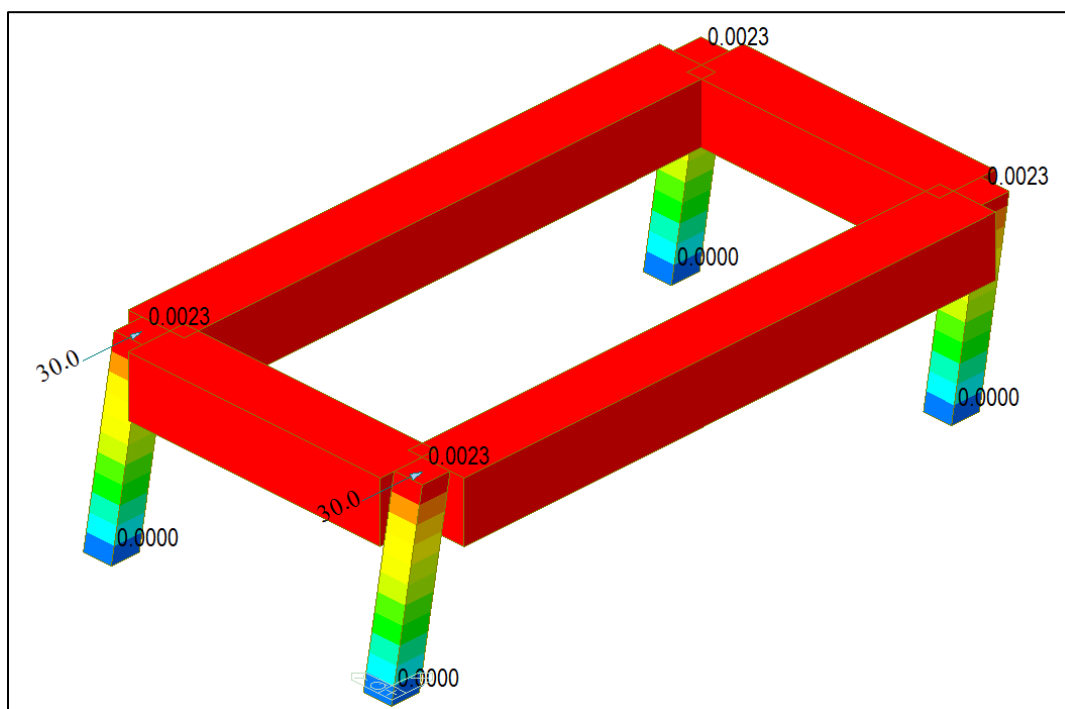


Fig. 34. Desplazamientos obtenidos considerando el diafragma flexible para vigas de 1.00 m X 1.00 m.
Fuente: elaboración propia.

Nótese que al tener unas vigas más rígidas los desplazamientos en todos los puntos extremos de la edificación son igual, 0.0023 m.

A pesar que la normativa permite hacer una evaluación para definir el tipo de diafragma, se pudo comprobar que basta con proponer que este sea flexible para que dé resultados que se asemejen al comportamiento real de las edificaciones. La acotación para definir si es rígido puede que haya surgido en años anteriores debido a que se simplificaban los grados de libertad a los que se evaluaban los desplazamientos y se tenía un ahorro en el gasto computacional, sin embargo, con los avances tecnológicos se tienen equipos capaces de hacer las operaciones para una gran cantidad de grados de libertad, sin comprometer a que los modelos se puedan bloquear mientras realizan este proceso.

5.5.2.8. Combinación de sistemas estructurales en planta y en altura

Los sistemas estructurales tienen la posibilidad de combinarse tanto en planta como en altura, aunque no es recomendable, en ocasiones debido a diversos factores las posibilidades llevan a que se tengan que

combinar los SRS. El reglamento NSR-10 expone en los numerales A.3.2.4 y A.3.2.5 que debe tenerse en cuenta.

5.5.2.8.1. Combinación de sistema estructural en altura

Es permitido por el reglamento combinar los sistemas estructurales de sismo resistencia, sin embargo, debe tenerse en cuenta que al considerar esto inmediatamente la edificación debe clasificarse con una irregularidad tipo 5aA y 5bA, adicionalmente se debe tomar el valor de R que sea menor entre los que ofrecen los dos sistemas estructurales.

El aspecto considerado con mayor relevancia, es la imposibilidad de proponer un sistema estructural que sea más rígido, sobre uno más flexible.

5.5.2.8.2. Combinación sistema estructural en planta

Es permitido combinar los sistemas estructurales en planta, siempre y cuando estos pueda coexistir en toda la altura de la edificación. NSR-10 en la sección A.3.2.5 enumera las probabilidades que se pueden presentar respecto a esta condición y para todas limita el valor del R entre un sentido y otro en una proporción que no supere más del 25% la magnitud considerada para uno u otro eje.

5.5.3. Configuración estructural de la edificación

El diseño sísmico requiere que la edificación se evalúe y catalogué como regular o irregular tanto en planta y en altura, como redundante o con ausencia de redundancia.

El efecto de la irregularidad lleva a que las edificaciones sufran ciertas distorsiones en su transferencia de esfuerzos, se afecte de manera no conveniente su comportamiento dinámico y que pueda alterar la estabilidad de estas, es por ello que contenida en el numeral A.3.3 se dan los lineamientos para evaluar los distintos tipos de irregularidades que se pueden presentar en las estructuras.

5.5.3.1. Reducción del valor de r para estructuras regulares y con ausencia de redundancia

El procedimiento de diseño para los elementos estructurales establece la necesidad de reducir las cargas sísmicas a verlas reducidas por el factor de disipación de energía de los materiales del cual está conformado el sistema sismo resistente, sin embargo, debe considerarse el reducir este factor debido a consideraciones geométricas, de rigidez o de estabilidad en las estructuras y para ello es indispensable verificar las irregularidades en planta, altura y por ausencia de redundancia en las distintas edificaciones. Si la edificación tiene una o varias irregularidades el valor de R se afecta por unos factores, los cuales datan en las tablas A.3-6 y A.3-7 y el numeral A3.3.3.8.2. El tener una o varias, incide con la necesidad de afectar o no las fuerzas de diseño con las que son diseñados los distintos elementos y entre mayores irregularidades se tengan, las fuerzas para el cálculo de los elementos estructurales serán más grandes.

El reglamento tiene unas excepciones para verificar ciertos tipos de irregularidad los cuales dependen de la zona de amenaza sísmica en la que estén ubicados los proyectos y el grupo de uso en el que se clasifiquen estos. Resulta un tanto ambiguo lo descrito en los numerales A.3.3.3.6 y A.3.3.3.7, debido a que allí especifica que tipo de irregularidades bastaría evaluar para clasificar la edificación como regular o no, pero es allí donde se escapa a la comprensión si hacen mención a definir esto para la fase del cálculo del factor de ajuste dinámico o si también aplica para hallar los valores de ajuste del coeficiente de disipación de energía R . En la práctica es común encontrarse con diseños en los cuales para edificaciones localizadas en franjas de sismicidad intermedia solo valoren aquellas que describe el numeral A.3.3.7, excluyendo algunas que puedan presentarse en las edificaciones y al no examinarlas se obvía el cálculo del factor de reducción, acarreando que se minimicen las fuerzas de diseño de manera errónea y desencadenaría un diseño mal planteado e inseguro.

El NSR-10 pese a que especifica los tipos de evaluaciones que se deben hacer para definir la irregularidad en las edificaciones, no manifiesta nada en concreto con respecto a que condición se deben evaluar los desplazamientos. Es costumbre realizar el examen de manera tal en dónde se determinan los desplazamientos máximos para cada sentido producidos por el sismo pleno en cada uno de sus sentidos ortogonales, pero surge la zozobra a partir de si las estructuras pudieran tener un incremento o variaciones en las cargas que solicitan la edificación. El análisis con respecto al mejor proceder para este caso lleva a que se pueda recomendar examinar las irregularidades, pero considerando las combinaciones de resistencia última, con ello se contemplarían los efectos que se generan por las irregularidades de las edificaciones evaluando la capacidad máxima de estas.

5.5.3.2. Configuración en planta

Las irregularidades en planta guardan relación con el tipo de geometría que represente la edificación, referenciando una vista superior. El comportamiento que padecen las edificaciones que se ven afectadas por este fenómeno es el de presentar torsiones excesivas, las cuales pueden propiciar una concentración de esfuerzos en zonas específicas.

Otro aspecto fundamental que pudiera llevar a que una estructura en su comportamiento sísmico se vea afectada sería el de presentar una mala propuesta de ubicación de los elementos estructurales verticales en las líneas del perímetro de la edificación, puesto que pudiera llevar a que existiera una amplia variación entre la resistencia y la rigidez, que a su vez genere una distorsión entre su centro de masa y centro de rigidez, propiciando así en las estructuras un comportamiento torsional cuando se ve afectada por las fuerzas horizontales.

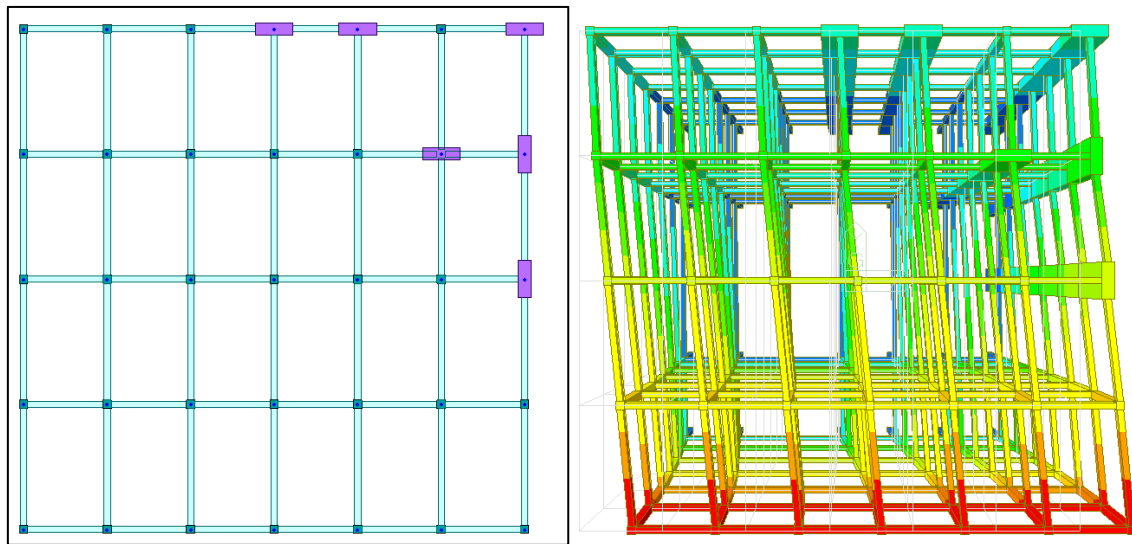


Fig. 35. Torsiones generadas por un alto desfase en la ubicación entre el centro de masa y el de rigidez. Fuente: elaboración propia.

La irregularidad en planta induce un efecto torsional en las estructuras, sin embargo, si la ubicación de los elementos verticales que hacen parte del sistema sismo resistente tienen la suficiente rigidez y se ubican en unos puntos específicos de la huella constructiva los desplazamientos indebidos podrán controlarse y este efecto se puede minimizar.

El NSR-10 presenta en la tabla A.3-6 los diferentes tipos de irregularidades que se tienen en planta, allí da una descripción de estas e indica como pueden evaluarse.

Tabla A.3-6 Irregularidades en planta			
Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	Irregularidad torsional extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1,
3P	Discontinuidades en el diafragma — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	Sistemas no paralelos — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Fig. 36. Descripción irregularidades en planta, según NSR-10.

Fuente: NSR-10 [1].

Además de la identificación y la descripción de los distintos tipos de irregularidad en planta, propone apoyar al lector en la imagen A.3-1 con el fin que la misma de mayor claridad a quien esté incursionando en estas evaluaciones. A continuación, se relaciona una explicación más didáctica para evaluar los distintos tipos de irregularidades que se deben examinar, según NSR-10.

5.5.3.2.1. Irregularidad torsional – 1aP

Se presenta normalmente para configuraciones en las cuales las edificaciones tienen razones entre el frente y el fondo mayores de 2. La valoración que se hace para este caso es el de tomar los dos puntos de

las esquinas, del lado de la periferia de la estructura que se esté examinando y se determina si la deriva en uno de los puntos de sus extremos es mayor que 1.2 veces y menor que 1.4 veces el promedio de las derivas de los puntos de las esquinas. La evaluación debe realizarse para cada eje por separado y es necesario que se realice para cada nivel, además que la evaluación se haga a partir de las combinaciones de resistencia última y se incluya la torsión accidental.

A continuación, se presenta un ejemplo de lo descrito anteriormente, en la cual se tiene una edificación aparentemente regular, pero con una relación frente-fondo desproporcional.

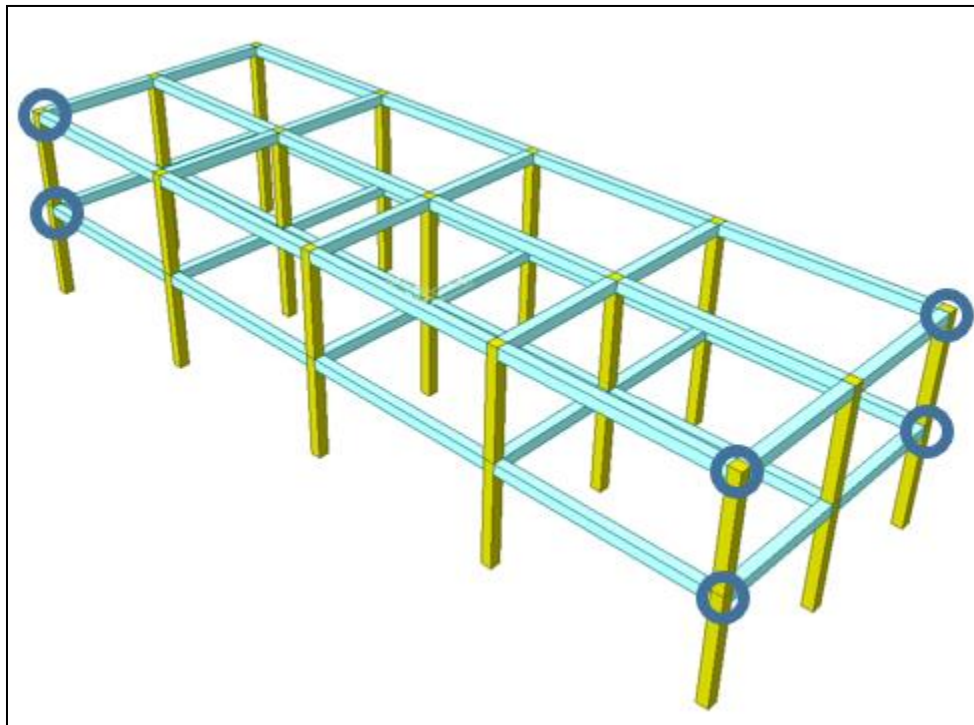


Fig. 37. Edificación con apariencia de irregularidad torsional en planta.

Fuente: elaboración propia.

Se deben seleccionar los puntos de los extremos de la periferia para cada extremo de la edificación, para posteriormente calcular las derivas y verificar si la que se obtiene en uno de los puntos se desplaza entre 1.2 veces y 1.4 veces el promedio de las derivas de ambos puntos del costado de la periferia que se esté evaluando. La ecuación que indica lo descrito esta consignada en la figura A.3-1 del NSR-10 y se plasma a continuación.

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
--

Fig. 38. Fórmula para verificar la irregularidad tipo 1aP.

Fuente: NSR-10 [1].

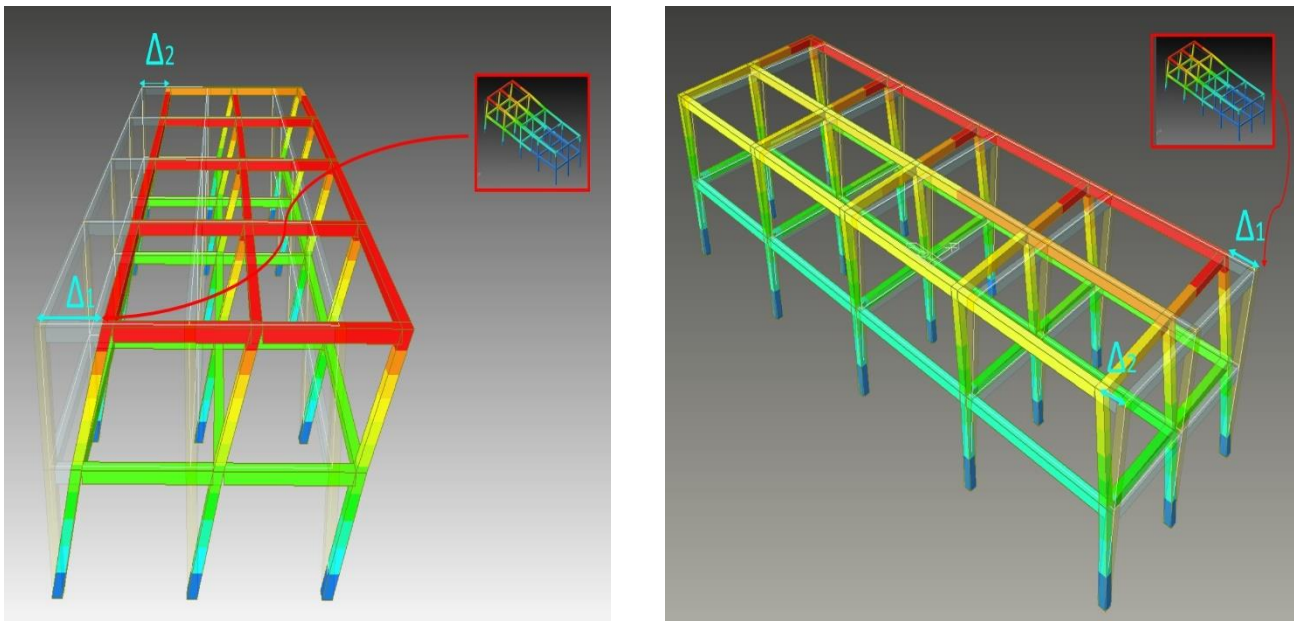


Fig. 39. Desplazamiento relativo de los dos puntos extremos, para cada lado de la periferia de la edificación.

Fuente: elaboración propia.

5.5.3.2.2. Irregularidad torsional extrema – 1bP

En edificaciones que aparentemente son muy regulares, pero que guardan una relación de frente – fondo mayor que 3 se da la situación en que las estructuras se torsionan de una manera excesiva. Determinar que se tiene una irregularidad de este tipo tiene un proceso similar a la descrita en el numeral anterior, pero para este caso se clasifica que una edificación tiene irregularidad torsional extrema cuando se obtiene que, para un punto exterior de un lado de la periferia, es mayor que 1.4 veces el desplazamiento relativo de los dos puntos extremos para un mismo lado del inmueble. En seguida se señala la formulación establecida por NSR-10, con la que se determina si una estructura padece de este fenómeno.

<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema</p> $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$

Fig. 40. Fórmula para verificar la irregularidad tipo 1bP.

Fuente: NSR-10 [1].

5.5.3.2.3. Retrocesos excesivos en las esquinas – 2P

El tener una edificación en la que una porción de su perímetro tenga un retroceso puede inducir en que la estructura se desplace torsionalmente, esto dependiendo de su proporción. Se genera esto debido a que el centro de masa distará del centro de rigidez y al darse las fuerzas horizontales el edificio se desplazará en torno de la trayectoria que se tenga entre estos dos puntos. El NSR-10 estima que si los retrocesos en las esquinas de una estructura tienen más del 15% es necesario aplicar la irregularidad por esta condición.

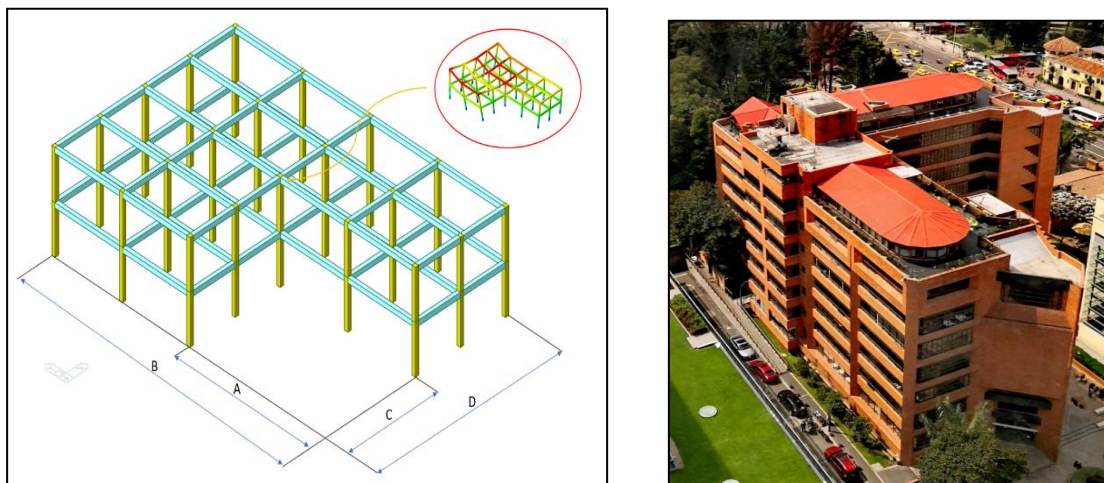


Fig. 41. De izquierda a derecha: (i) modelo de estructura y (ii) edificio conformado, ambos con retrocesos en sus esquinas.

Fuente: elaboración propia.

Si se da la siguiente circunstancia se debe considerar $\Phi=0.9$:

$$A > 0.15B \text{ Y } C > 0.15D \quad (4)$$

Este tipo de soluciones se da comúnmente para aquellos lotes en que los aprovechamientos obligan a que se indiquen esta tipología de solución estructural, sin embargo, de tenerse una estructura en dónde el retroceso en esquinas genere unas torsiones considerables, el ingeniero puede proponer elementos verticales en ciertas zonas de la periferia que aporten una mayor rigidez en el sentido en que se tenga carencia de la misma y así se pueda dar control a los desplazamientos que puedan derivar en un mal comportamiento estructural.

5.5.3.2.4. Discontinuidades en el diafragma – 3P

Un efecto determinante para el buen comportamiento de las edificaciones es el de tener continuidades en el diafragma. Las estructuras que se alejan de estas recomendaciones propiciarán concentración de esfuerzos para zonas y elementos del SRS específicos. En el NSR-10 se estableció que una estructura se debe clasificar como irregular en planta por esta condición, si esta no tiene una continuidad en el diafragma en más de un 50%, la tabla A.3-1 comparte como ejemplo dos tipologías de estructuras en las que se puede presentar este tipo de irregularidad, las mismas se comparten en seguida.

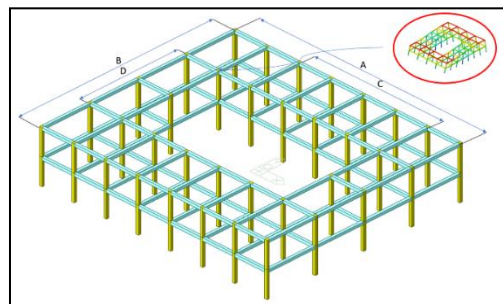


Fig. 42. Modelo de estructura con discontinuidad del diafragma en la zona central.

Fuente: elaboración propia.



Fig. 43. Edificación con discontinuidad del sistema de piso en su paño central.

Fuente: elaboración propia.

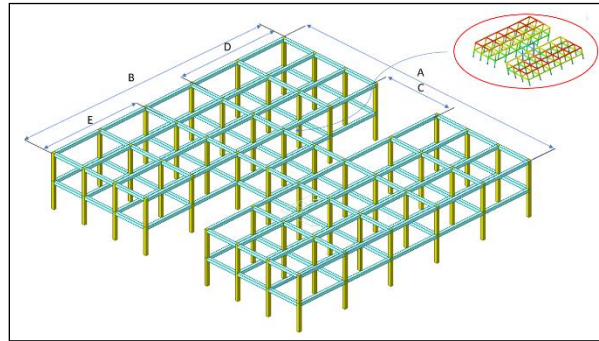


Fig. 44. Modelo de estructura con discontinuidad del diafragma en las zonas laterales.

Fuente: elaboración propia.



Fig. 45. Edificación con discontinuidad en el sistema de piso en los paños laterales.

Fuente: elaboración propia.

De las imágenes anteriores nótese que los esfuerzos se concentran de la manera en que se describió anteriormente, esta configuración no permite un comportamiento adecuado, por lo que está en manos del ingeniero diseñador brindar las mejores soluciones para cuando la propuesta arquitectónica por necesidad se liga a este tipo de geometrías.

Es recomendable para las edificaciones que presentan este tipo de geometrías no trabajar una estructura global para toda el área propuesta arquitectónicamente, sino que el sistema estructural sismo resistente se descomponga en varios módulos, otra solución que ofrecen es el de disponer vigas para dar continuidad a los pórticos, así como se ejemplifica continuación:

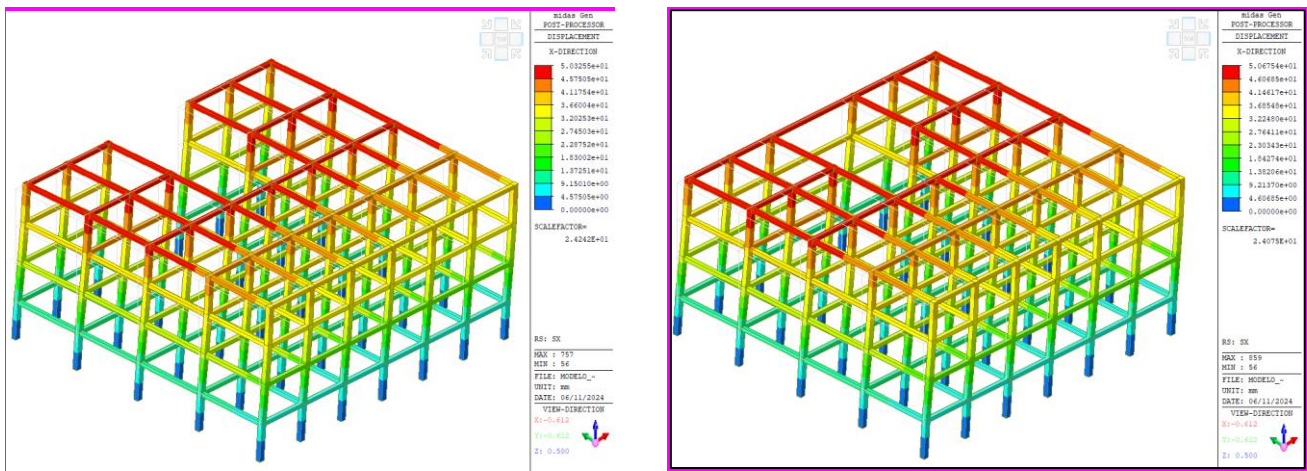


Fig. 46. Comportamiento de una edificación con discontinuidad en el diafragma.

Fuente: elaboración propia.

Se pudo evidenciar que el comportamiento de una edificación con discontinuidad en el diafragma no difiere de manera en que compense los desplazamientos y las deformaciones que se pueden obtener, por lo que asumir que no se tiene esta irregularidad simplemente por haber dado continuidad al pórtico de la periferia sería un error que representaría aminorar las fuerzas sísmicas cuando en realidad este comportamiento de irregular se estaría presentando.

5.5.3.2.5. Desplazamientos de los planos de acción de elementos verticales – 4P

Una práctica muy escasa, por fortuna, es la de desplazar uno o varios planos que contengan un conjunto de elementos verticales que hagan parte del sistema de resistencia sísmica. Este tipo de disposición propiciara discontinuidades en las fuerzas que viajan de los niveles superiores y se generan dos efectos, el primero es que la zona de la edificación en la que se desplaza el plano de acción tendrá desplazamientos relativos más representativos que aquellos que se presentan para el resto de la edificación y el otro, induce una concentración de fuerzas en los elementos tipo viga para las partes en donde se empotra el plano de elementos estructurales verticales desplazados. Lo descrito se ilustra a continuación:

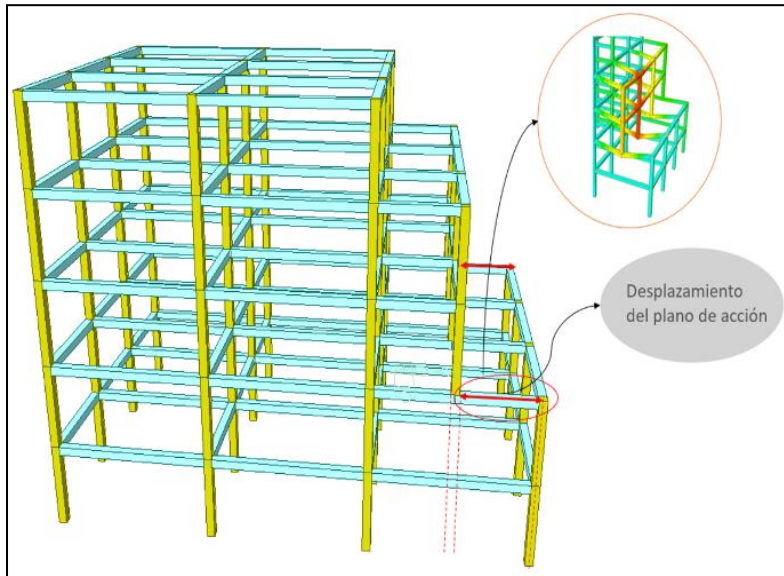


Fig. 47. Estructura con desplazamiento del plano de acción de elementos verticales y su comportamiento.

Fuente: elaboración propia.



Fig. 48. Construcción de edificación con condición de desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales.

Fuente: elaboración propia.

5.5.3.2.6. Sistemas no paralelos – 5P

Es poco común ver edificios en las que se tenga este tipo de propuesta, puesto que las áreas de los proyectos en su mayoría tienden a ser similares a formas rectangulares, sin embargo, para las condiciones especiales en que se tengan lotes demasiado irregulares la necesidad lleva a que la solución estructural

que se presente se asocia a un sistema en donde los elementos verticales que hacen parte del sistema de resistencia sísmica no sean paralelos entre las distintas caras del perímetro de una edificación. Este tipo de configuración generará que la estructura tenga un efecto de rotación, puesto que, al no tener dos ejes de elementos estructurales verticales paralelos entre sí, no se dispone del par de fuerzas que pudieran restringir la torsión para los instantes en que las fuerzas de sismo o viento estén solicitando a las columnas o muros del edificio a evaluar.

Para este tipo de irregularidad no se expone ninguna formulación, todo va ligado a un esquema que dispusieron en la ilustración A.3-1 del NSR-10. La imagen compartida allí puede generar que se mal interprete este tipo de irregularidad, debido a que el profesional puede no considerar esta para edificaciones en las que sus columnas y muros no estén localizados en ejes no paralelos, pero al ver que, si composición en planta no es triangular, puede omitir aplicar el Φ que debe aplicarse por este tipo de irregularidad.

La diferencia de ángulos entre ejes para que sean considerados como ejes no paralelos no data en el reglamento sismo resistente, por lo que al no proponer un umbral en torno a lo cuantitativo puede llevar a la incurrencia de errores.

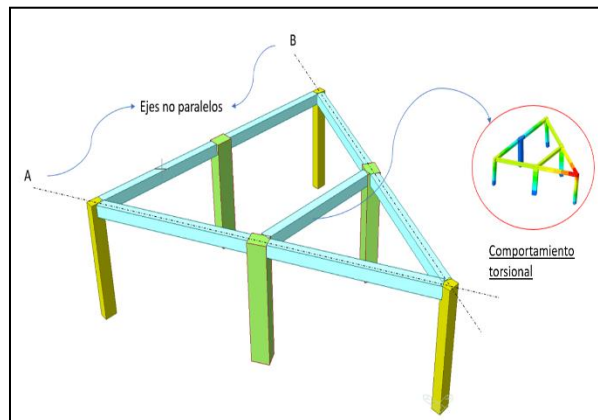


Fig. 49. Modelación de estructura con ejes no paralelos.

Fuente: elaboración propia.



Fig. 50. Edificación conformada con irregularidad por ejes no paralelos.

Fuente: Alamy [13].

Además de la torsión que puedan tener las estructuras se dará una concentración de esfuerzos en la columna o muro en dónde converjan los dos ejes que no son paralelos entre sí, así como lo expone la ilustración anterior.

Para las estructuras de este tipo, es recomendable proponer una columna o muro de una mayor rigidez para aquella en la que se interceptan los dos ejes no paralelos, esto permitirá disponer un elemento que pueda tener una capacidad mayor que la demanda que se puede ejercer para este punto en específico. Con respecto al control de desplazamientos relativos entre puntos extremos de un costado de la periferia, se aconseja que las columnas o muros que se implanten, se dispongan en las direcciones capaces de ofrecer las rigideces que se requieran para minimizar este tipo de movimiento.

5.5.3.3. Configuración en altura

El tipo de irregularidad en altura puede surgir por condiciones topográficas del terreno, satisfacer necesidades arquitectónicas del proyecto o por adecuaciones según el uso al que se destine cada espacio.

La irregularidad en altura tiene una incidencia directa con problemas de rigidez en las edificaciones, si el ingeniero diseñador pretende llevar a que una estructura no padezca de este fenómeno tendría que contrarrestar esa carencia proponiendo para los elementos que hacen parte del sistema sismo resistente mayor rigidez. Para las estructuras en concreto representaría vigas, columnas y/o muros más voluminosos

o con mayores resistencias a la compresión de los concretos con los que se conforman estos elementos, aportando más a este parámetro, el incrementar la sección de los elementos estructurales.

A continuación, se expone la tabla que demarca los cinco tipos de irregularidad considerados por el NSR-10, las cuales para ciertas en específica pueden llegarse a calificar como extremas, generando que se generen siete evaluaciones para verificar si las edificaciones tienen este tipo de condición.

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	Irregularidad en la distribución de las masas — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	Irregularidad geométrica — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

Fig. 51. Descripción irregularidades en altura, según NSR-10.

Fuente: NSR-10 [1].

En la imagen anterior se relacionan los coeficientes de reducción que corresponden según el tipo de irregularidad. El Reglamento específica que de tener varios tipos de irregularidad se tomará el valor más representativo de todos, es decir, el menor.

Al igual que para las irregularidades en planta, el reglamento plasma la identificación y la descripción de los distintos tipos de irregularidad en altura, para esto dispone la imagen A.3-2. En seguida se presenta el mismo tipo de proceso que se efectuó en la sección anterior.

5.5.3.3.1. Piso flexible (irregularidad en rigidez) – 1Aa

La idealización con respecto a la rigidez de las edificaciones está ligada a que tenga la misma desde la base sísmica hasta el último nivel o que en otros casos se tengan unas en donde la rigidez de los pisos sea mayor para los pisos inferiores y se disminuya esta para los últimos niveles. Tener un edificio en donde se presente una rigidez de piso menor para un nivel inferior y para el piso o pisos superiores sea mayor tendrá una repercusión que será evidente en cuanto se verifique la deriva de ese nivel con respecto a los demás. Aunque no es tendencia presentar edificaciones con este efecto, si puede darse para aquellas en donde se manifiesta una doble altura en los pisos más bajos asociados a zonas sociales propuestas en el planteamiento arquitectónico y como es poco común proponer columnas o muros con mayores secciones transversales para compensar la carencia de rigidez en estos pisos, es inevitable que se presente este efecto.

Otro caso en donde se puede producir este fenómeno, se daba anteriormente en las edificaciones en las que se proponían parqueaderos en el primer o primeros pisos y para los niveles superiores se conformaban los muros divisorios o perimetrales conectados directamente con las columnas o muros estructurales y generaban una mayor rigidez de piso ante las fuerzas horizontales.



Fig. 52. Edificación construida que presenta un comportamiento de irregularidad por piso flexible.

Fuente: elaboración propia.

Para cumplir con el requerimiento de hacer este tipo de evaluación los ingenieros dedicados al diseño de edificaciones, en su mayoría, suman a su memoria de cálculo el reporte del programa de cómputo sin siquiera verificar los resultados, esto puede deberse a la confianza en la herramienta usada o al desconocimiento de cómo realizar las verificaciones correspondientes.

Queriendo despejar la impericia respecto al tema, seguido a este párrafo se presenta una enunciación sencilla de como examinar si las edificaciones padecen de irregularidad por piso flexible.

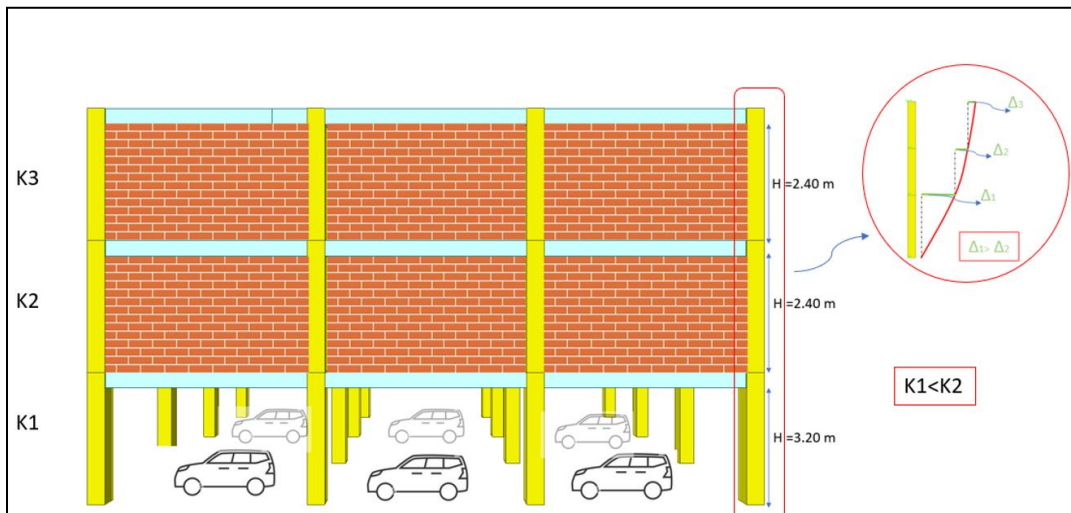


Fig. 53. Piso flexible debido al aporte de rigidez de muros en mampostería a un sistema de pórticos resistentes a momento.

Fuente: elaboración propia.

Partiendo desde una formulación básica para conocer la rigidez de un sistema se tiene lo siguiente:

$$K_P = \frac{F}{\Delta} \quad (5)$$

K_P= Rigidez de piso.

F= Cortante sísmico de piso

Δ= Deriva de piso

Se debe calcular la rigidez de piso y posterior a esto se halla la razón de estas entre pisos adyacentes con el fin de evaluar si se cumple o no con la relación porcentual que se define en la tabla A.3-7 del NSR-10.

A continuación se representará un ejercicio, buscando dar mayor claridad.

Se verifican las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso (Las fuerzas sísmicas de cada piso son hipotéticas, al igual que la deriva de piso y el número de niveles):

P	F. SISMICA DE PISO	Δ (m)	K=F/ Δ	0,6K (N.Superior)	0,7K (N.Superior)	0,7K(PROM. 3PISOS SUP.)	0,8(PROM. 3PISOS SUP.)	IRREGULAR
5	615,67	0,033	18657	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
4	1102,26	0,105	10498	11194,000	13059,67	13059,67	14925,33	T. EXTREMA
3	1565,65	0,153	10233	6298,629	7348,40	10204,03	11661,75	TORSIONAL
2	1645,55	0,091	18083	6139,804	7163,10	9190,39	10503,30	N.A
1	1856,36	0,082	22639	10849,780	12658,08	9056,53	10350,32	N.A

Fig. 54. Cálculo de irregularidad 1aA y 1bA.

Fuente: elaboración propia. *Nota.* Los valores de las tres primeras columnas son datos de entrada que se obtienen de la modelación que se desarrolle. La columna nombrada como “Irregular” se formuló de la manera en que se satisfaga las formulaciones planteadas por NSR-10, en la tabla A.3.6-2.

<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>

Fig. 55. Ecuaciones plasmadas por la NSR-10 para estimar la irregularidad por piso flexible y piso flexible extremo.

Fuente: NSR-10 [1]

5.5.3.3.2. Piso flexible (irregularidad extrema en rigidez) – 1bA

Se valora de la misma manera que la 1aA, la diferencia está en que acá la variación de la rigidez entre unos pisos y otros es de un orden mucho más relevante y por ende para garantizar la estabilidad se tendría que afectar el coeficiente de disipación sísmica por un factor de reducción mucho más representativo, pasando de 0.9 que es la irregularidad por piso flexible a 0.8 que corresponde a la que es generada por la irregularidad de piso flexible extremo.

5.5.3.3. Irregularidad en la distribución de las masas – 2A

Para las diferentes zonas y/o pisos de una edificación se tienen comúnmente diferentes aprovechamientos, la carga permanente que corresponde a cada uno de estos tiene una correspondencia distinta en sus magnitudes. Comúnmente para edificaciones de uso residencial de mediana y gran altura se plantea la ubicación de parqueaderos para los primeros niveles, ya para los superiores se proponen las unidades residenciales según corresponda, este es un claro ejemplo de una situación en la que se tendrá una variación en la distribución de las masas, con lo que respecta a su altura. Tener una concentración de carga muerta en los pisos superiores ocasionará que una estructura tenga mayores desplazamientos en estos y de presentarse considerables sería necesario proponer elementos del SRS de una proporción que puedan ofrecer una mayor rigidez para controlar estos excesos.

En seguida se ejemplifica la situación descrita anteriormente, en la cual se tiene una edificación en la que se propusieron parqueaderos en los niveles inferiores y apartamentos en los superiores.

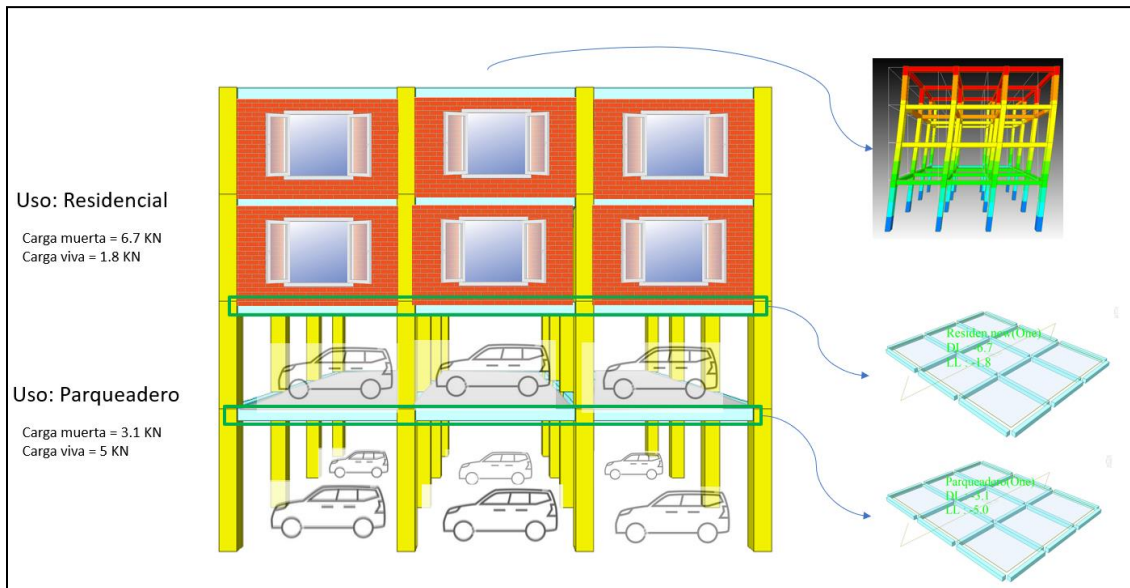


Fig. 56. Ejemplo modelación e ilustrativo, de la irregularidad tipo 2A.

Fuente: elaboración propia.

Se evaluarán las magnitudes presentadas en la imagen anterior con el fin de exponer si la razón entre la carga muerta del piso superior es mayor a 1.50 veces el del piso inmediatamente inferior, para el caso de la muestra se toman las que corresponden al segundo y al tercer nivel.

I. $LD_{Res.} = 6.70 \text{ KN}$

II. $LD_{Parq.} = 3.10 \text{ KN}$

$$\frac{LD_{Res.}}{LD_{Parq.}} \geq 1.50 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{IRREGULAR} \quad (6)$$

$$\frac{6.70 \text{ KN}}{3.10 \text{ KN}} \geq 2.16 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{IRREGULAR} \quad (7)$$

Volviendo a la ilustración anterior se puede interpretar que este tipo de irregularidad se verá representado en que los desplazamientos relativos máximos se dan para los pisos más altos, correspondiendo a lo descrito anteriormente.

Aunque se especifica en el NSR-10 que pudiera no evaluarse las edificaciones ante este tipo de irregularidad para edificaciones que estén situadas en zonas de amenaza sísmica intermedias y que sean de grupo de uso I, se aconseja a los profesionales verificar el comportamiento de estas cuando las edificaciones sean medianas y altas, puesto que puede darse la desproporción entre las derivas que se obtienen en los pisos superiores, de las que pueden desarrollarse en los inferiores, se pueden obtener un desacoplamiento estructural inesperado y poco recomendado.

5.5.3.3.4. Irregularidad geométrica – 3A

Las edificaciones que corresponden con una configuración en altura en la que se presenten una interrupción en el sistema estructural planteado al evaluarlo en sentido horizontal con una relación que indique tener una desproporción mayor al 30%, se verán manifestadas con comportamientos no deseados para los niveles superiores, puesto que desencadena en deformaciones y desplazamientos excesivos los cuales pueden resultar nocivos para los elementos que componen el SRS y los elementos no estructurales con los que se dan los terminados a los distintos espacios.

En seguida se presenta un modelo que representa una edificación con estas condiciones geométricas. En ella se puede evidenciar lo descrito con respecto a lo que sucede con los elementos que conforman los pisos más altos.

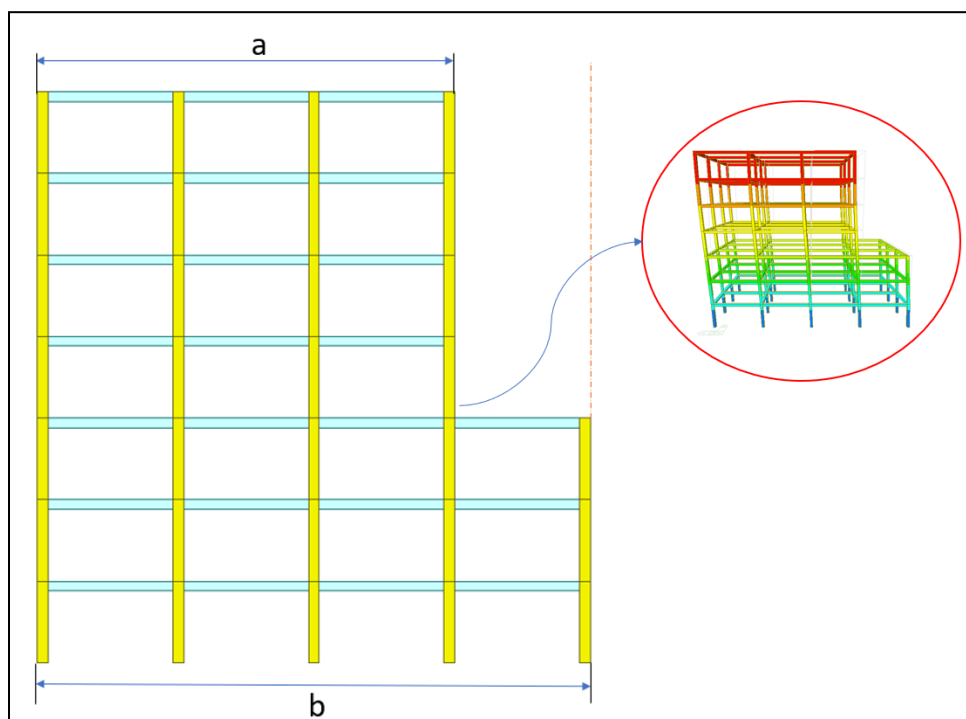


Fig. 57. Ejemplo modelación e ilustrativo, de la irregularidad tipo 3A.

Fuente: elaboración propia.

El reglamento específico que puede obviarse este calificativo si la configuración en altura que se relaciona aplica únicamente para altillos en el último nivel. Esto debe relacionarse con que para el último nivel de las edificaciones la acción sísmica es considerablemente baja, entonces las derivas y las deformaciones para estos pisos frecuenta ser proporcionalmente baja.

5.5.3.3.5. Desplazamiento dentro del plano D acción – 4A

Esta irregularidad tiene una afectación similar a la definida como 4P. Puede entenderse que el afectar la continuidad de las cargas desde los niveles superiores a inferiores resulte tan relevante que se deba castigar con un factor mucho más elevado, comprendiendo que 4A evalúa la afectación de la rigidez y la distribución vertical de la masa, mientras que para la 4P relacionaría la distribución de la masa, rigidez y resistencia a lo largo del entre piso.

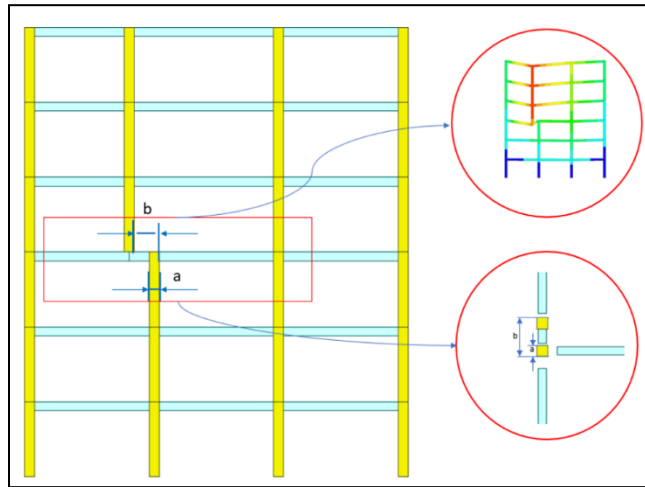


Fig. 58. Incidencia en los elementos estructurales y la edificación por desplazamientos en los planos de acción.

Fuente: elaboración propia.



Fig. 59. Edificación en construcción con irregularidad por desplazamiento en el plano de acción.

Fuente: elaboración propia.

5.5.3.3.6. Piso débil – discontinuidad en la resistencia – 5aA

Este tipo de irregularidad surge frecuentemente cuando se tienen proyectos que se sitúan en pendientes considerables o para aquellas soluciones en las que el arquitecto no desarrolla toda el área del terreno para los primeros niveles y en pisos superiores si propone aprovechar la mayor parte de la huella del lote en donde se erigirá la edificación.

En la práctica ingenieril se ha convertido en patrón no examinar esta o cuando proponen un justificativo, realizan la evaluación de este tipo de irregularidad comparando la similitud de los elementos estructurales verticales con las formas que reporta la imagen que se evidencia en la tabla A.3-2 del reglamento y asumen que este tiene que ver con la variación de la sección transversal de los elementos tipo columnas o muros. Es erróneo asumir que esta irregularidad este sujeto únicamente al escenario en el que se tiene cambio de dimensiones en los elementos estructurales, puesto que la misma tiene que ver directamente con la diferencia de las resistencias de piso ante el cortante de piso para la dirección que se considere en la evaluación, tomando como referencia la relación entre el piso inferior y el superior.

El NSR-10 específica que es necesario realizar esta evaluación para todas las zonas de amenazas sísmica establecidas en el territorio nacional. Atendiendo esto y el que no se hace este tipo de examen por la mala interpretación o desconocimiento, a continuación, se presenta una aclaración y ejemplo de cómo es el debido proceso para determinar si las edificaciones tienen este tipo de irregularidad.

Se define una estructura en la cual no se desarrolló toda la huella del lote, presentando una configuración en la cual se tendrán menores elementos verticales pertenecientes al sistema de resistencia sísmica a nivel del sótano. Se evaluará la resistencia de los elementos verticales que comparten el cortante sísmica de piso, tanto para el sótano como para el primer nivel y se hallará la razón entre estos.

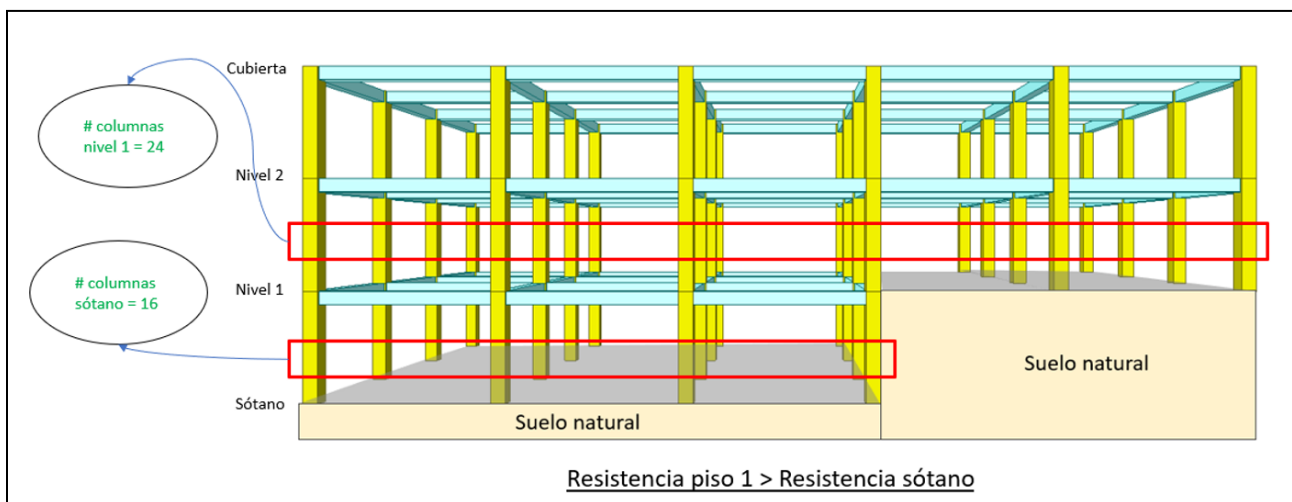


Fig. 60. Ejemplo modelación e ilustrativo de la irregularidad tipo 5aA.

Fuente: elaboración propia.

La formulación para evaluar el cortante resistido de piso por los elementos estructurales que le corresponden se presenta en seguida:

$$V_{c.piso} = (\#_{col} \times b \times h)0.53 \times \sqrt{f'c} \quad (8)$$

Se suponen para el ejemplo unas columnas con dimensiones de 40x40 cm, con una resistencia del concreto a la compresión de 280 kgf/cm².

i. Resistencia al cortante en sótano:

$$V_{c.sótano} = (16 \times 40 \times 40)0.53 \times \sqrt{280} = 227.036 \text{ kg}\cdot\text{f}/\text{cm}^2 \quad (9)$$

ii. Resistencia al cortante en piso 1:

$$V_{c.piso1} = (24 \times 40 \times 40)0.53 \times \sqrt{280} = 340.554 \text{ kg}\cdot\text{f}/\text{cm}^2 \quad (10)$$

iii. Razón entre la resistencia a cortante del piso inferior con respecto al superior:

$$\frac{V_{c.sótano}}{V_{c.piso1}} = \frac{227.036 \text{ kg}\cdot\text{f}/\text{cm}^2}{340.554 \text{ kg}\cdot\text{f}/\text{cm}^2} = 0.67 \quad (11)$$

NSR-10 especifica que para las edificaciones en donde uno de sus pisos tenga una resistencia ante el cortante de piso menor que el 85% y mayor que el 65% de lo que representa el piso inmediatamente superior se tendrá una irregularidad por piso débil, lo cual aplica para el caso del modelo expuesto.

5.5.3.3.7. Piso débil – discontinuidad extrema en la resistencia – 5bA

Esta irregularidad tiene un comportamiento similar al descrito en el punto anterior, la diferencia para este caso es que toma un umbral de la resistencia a cortante de piso en la que define si esta condición se está generando de manera extrema. La valoración se realiza de manera análoga a la anterior, pero tiene en cuenta el que si la desproporción en la discontinuidad de la resistencia al cortante de cada nivel es mayor de un 35% debe afectarse con un coeficiente aún mayor que para las edificaciones en las cuales la

interrupción estaba entre un 20% y el 35%, queriendo decir entonces que, si la razón entre las resistencias de piso es menor al 65%, se considera la irregularidad por piso débil extremo.

5.5.3.4. Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica

La ausencia de redundancia es la carencia de rigidez en una estructura, la cual debe soportar unas fuerzas horizontales que producirían desplazamientos relativos entre los puntos extremos de una edificación, medidos en una misma planta, de una magnitud considerable. Cuando se presenta este tipo de irregularidad, la tendencia es que en la estructura se producen unas torsiones que pueden llevar a la edificación a alejarse de un comportamiento estable.

El NSR-10 en la sección A.3.3.3.8.2 especifica la manera en cómo se deben evaluar las estructuras con el fin de verificar si padecen de la irregularidad por ausencia de redundancia. Allí especifica que es necesario evaluar en los pisos que resisten más del 35% del cortante basal, si la pérdida a momento en los dos extremos de una viga resulta en una pérdida mayor del 33% de la edificación ante fuerzas horizontales “ni” produce una irregularidad torsional extrema tipo 1bP. Existe una excepción para no considerar la ausencia de redundancia, sin embargo, para ello la edificación debe tener más de dos vanos compuestos y además de esto, debe ser regular en planta.

Es común que en la práctica esta evaluación se limite únicamente al tipo de vanos que tiene la edificación en cada sentido y de allí determinen aplicar o no el factor de reducción por este tipo de irregularidad, sin embargo, examinar este fenómeno resulta un poco más complejo de lo que ha llevado los vicios ingenieriles. En ocasiones se tienen edificaciones que así tengan más de dos vanos compuestos pueden padecer de ausencia de redundancia y es porque las mismas ya vienen padeciendo la irregularidad tipo 1bP o en otras situaciones, es debido a que la edificación ya tiene la 1aP y al eliminar la resistencia a momento de una de sus vigas, pueda darse la torsional extrema.

La CAP en el Acta 97 [14] responde una consulta con respecto a este caso, sin embargo, ellos manifiestan que una edificación la cual padezca irregularidad torsional extrema no es necesario aplicar el factor de 0.75 por ausencia de redundancia, basado en lo que se expone en A.3.3.8 literales (a) al (d) es que:

debe analizarse la situación de la estructura ante falla o pérdida de resistencia de ciertos elementos para revisar si se presenta la irregularidad 1bP. De ninguna forma se debe entender que la

ocurrencia de la irregularidad 1bP obligue a la aplicación del factor $\Phi_r=0.75$, o en otras palabras que la irregularidad extrema 1bP implique ausencia de redundancia en la estructura [14, p. 9].

Se cita lo estimado por la CAP, pero la respuesta a la consulta no es demasiado clara, puesto que si la intención de la evaluación que debe realizarse según los requisitos es garantizar la estabilidad de la edificación, porque se desestima el caso más extremo y es aquel en el que una edificación pueda tener una irregularidad tipo 1bP y que se exima de la ausencia de redundancia, aun cuando al tener el elemento más crítico que falle para resistir esfuerzos de momento la irregularidad torsional sería mucho más extrema. Al no tener suficiente claridad respecto a este tema se recomienda que de tener una edificación la cual tenga irregularidad torsional extrema se aplique un $\Phi_r=0.75$.

Hay programas de cómputo que ofrecen evaluar la ausencia de redundancia, sin embargo, solo examina una de las dos condiciones, dejando que sea el profesional quien concluya la valoración. El ingeniero en el mayor porcentaje de los casos no se ha tomado el tiempo para desarrollar las alertas que arroja el programa, por lo que para casos concisos puede resultar en un pecado en el cual la magnitud de las fuerzas de diseño puede resultar inapropiadamente reducidas en un 75%, generando entonces que puedan tenerse elementos sub diseñados.

En seguida se presentan dos ejemplos de dos casos de edificaciones típicas. Para la primera se debe suspender uno de sus vanos en el primer nivel debido a que se propone un semisótano. Para la segunda se tiene una edificación rectangular, la cual tiene más de un vano compuesto, pero que presenta irregularidad torsional extrema.

5.5.3.4.1. Ejemplo 1 – ausencia de redundancia:

Para el primer modelo se examina una edificación común dónde se tiene un semisótano, para estas por lo general se debe interrumpir uno o varios de los pórticos situados en la periferia, además se referencia una estructura que presenta irregularidad en planta, del tipo 1bP.

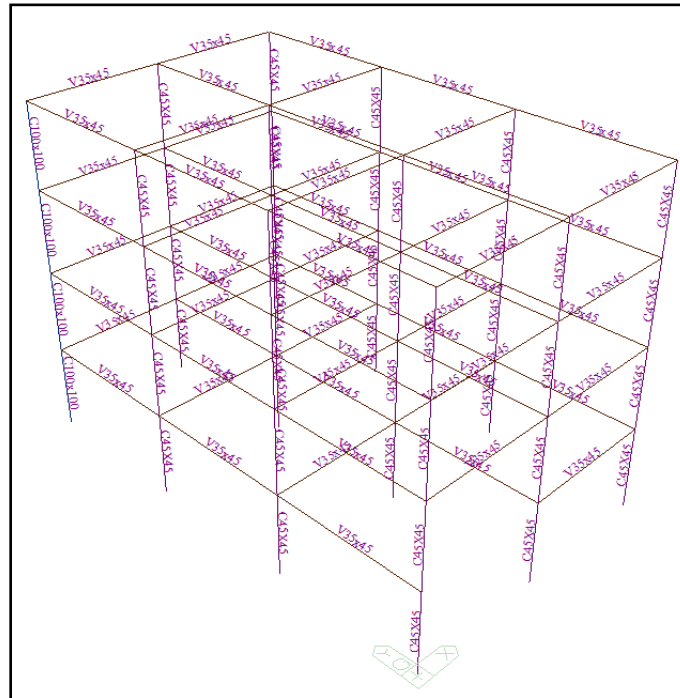


Fig. 61. Modelo 1 - Ausencia de redundancia (1).

Fuente: elaboración propia.

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Value of Extreme Points		Maximum Value		Remark	Phi_p
				1.4*Story Drift (m)	1.2*Story Drift (m)	Node	Story Drift (m)		
Sx(RS)	4F	9.00	3.00	0.0155	0.0132	37	0.0125	Regular	1.0
Sx(RS)	3F	6.00	3.00	0.0225	0.0193	33	0.0212	Irregular	0.9
Sx(RS)	2F	3.00	3.00	0.0279	0.0239	21	0.0292	Extreme Irregul	0.8
Sx(RS)	1F	0.00	3.00	0.0187	0.0160	9	0.0210	Extreme Irregul	0.8
Sy(RS)	4F	9.00	3.00	0.0167	0.0143	40	0.0130	Regular	1.0
Sy(RS)	3F	6.00	3.00	0.0234	0.0200	36	0.0188	Regular	1.0
Sy(RS)	2F	3.00	3.00	0.0259	0.0222	21	0.0229	Irregular	0.9
Sy(RS)	1F	0.00	3.00	0.0163	0.0140	9	0.0157	Irregular	0.9

Fig. 62. Modelo 1 - Ausencia de redundancia (2).

Fuente: elaboración propia.

La valoración parte desde la condición en que la estructura tiene irregularidad torsional extrema en una de sus direcciones ortogonales. Posteriormente se eliminará la propiedad en que la viga que se asume como más crítica pueda resistir momentos en sus extremos.

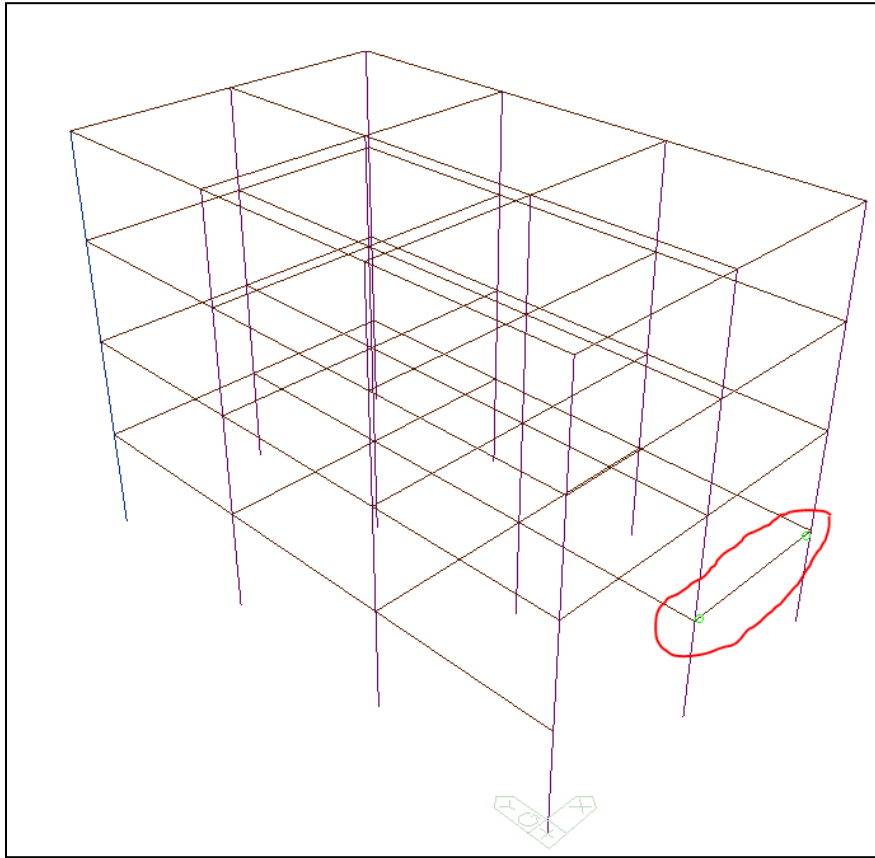


Fig. 63. Modelo 1 - Liberación en los dos extremos de la viga para eliminar la capacidad de resistir momentos (2).

Fuente: elaboración propia.

Se verifica nuevamente si la estructura continua en condición de irregularidad torsional extrema.

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Value of Extreme Points		Maximum Value		Remark	Phi_p
				1.4*Story Drift (m)	1.2*Story Drift (m)	Node	Story Drift (m)		
Sx(RS)	4F	9.00	3.00	0.0153	0.0131	45	0.0122	Regular	1.0
Sx(RS)	3F	6.00	3.00	0.0232	0.0199	33	0.0219	Irregular	0.9
Sx(RS)	2F	3.00	3.00	0.0347	0.0298	13	0.0382	Extreme Irregul	0.8
Sx(RS)	1F	0.00	3.00	0.0252	0.0216	9	0.0303	Extreme Irregul	0.8
Sy(RS)	4F	9.00	3.00	0.0167	0.0143	40	0.0133	Regular	1.0
Sy(RS)	3F	6.00	3.00	0.0233	0.0200	36	0.0186	Regular	1.0
Sy(RS)	2F	3.00	3.00	0.0260	0.0223	21	0.0227	Irregular	0.9
Sy(RS)	1F	0.00	3.00	0.0165	0.0141	9	0.0158	Irregular	0.9

Fig. 64. Modelo 1 - Liberación en los dos extremos de la viga para eliminar la capacidad de resistir momentos (2).

Fuente: elaboración propia.

Se comprueba que la irregularidad torsional extrema se incrementa aún más.

5.5.3.4.2. Ejemplo 2 – ausencia de redundancia

En la segunda modelación se presenta la condición en que la edificación tendrá irregularidad torsional extrema, pero contará con los dos vanos de la periferia. Se examinará si al liberar la capacidad de resistir momentos en los dos extremos de una de las vigas de la periferia (considerada la más crítica), la edificación seguirá presentando la irregularidad torsional extrema.

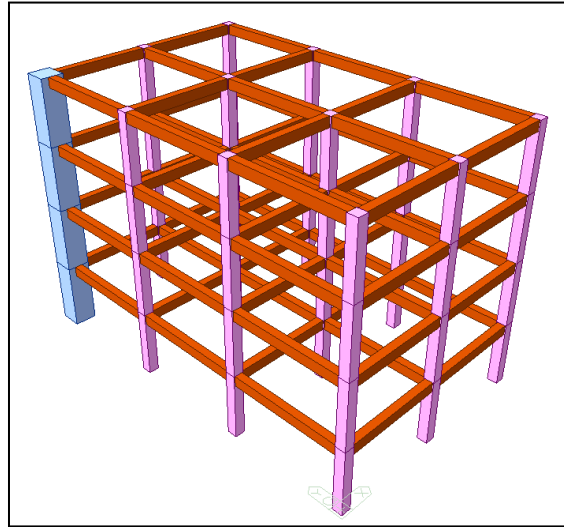


Fig. 65. Modelo 2 ausencia de redundancia.

Fuente: elaboración propia.

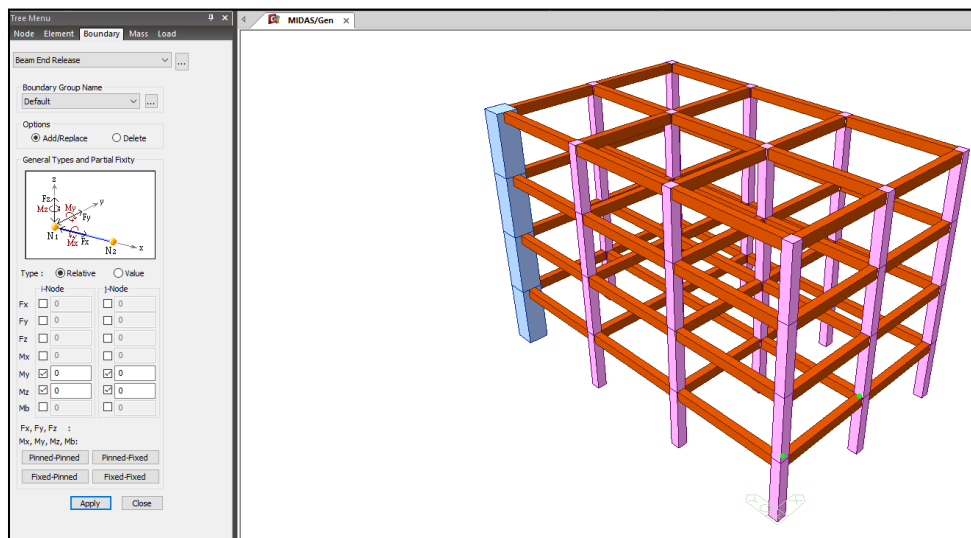


Fig. 66. Modelo 2 - Liberación en los dos extremos de la viga para eliminar la capacidad de resistir momentos (1).

Fuente: elaboración propia.

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Value of Extreme Points		Maximum Value		Remark	Phi_p
				1.4*Story Drift (m)	1.2*Story Drift (m)	Node	Story Drift (m)		
Sx(RS)	4F	9.00	3.00	0.0156	0.0133	37	0.0126	Regular	1.0
Sx(RS)	3F	6.00	3.00	0.0227	0.0194	33	0.0214	Irregular	0.9
Sx(RS)	2F	3.00	3.00	0.0283	0.0242	21	0.0297	Extreme Irregul	0.8
Sx(RS)	1F	0.00	3.00	0.0192	0.0165	9	0.0216	Extreme Irregul	0.8
Sy(RS)	4F	9.00	3.00	0.0169	0.0145	40	0.0132	Regular	1.0
Sy(RS)	3F	6.00	3.00	0.0236	0.0202	36	0.0189	Regular	1.0
Sy(RS)	2F	3.00	3.00	0.0261	0.0224	21	0.0230	Irregular	0.9
Sy(RS)	1F	0.00	3.00	0.0165	0.0141	9	0.0158	Irregular	0.9

Fig. 67. Modelo 2 - Liberación en los dos extremos de la viga para eliminar la capacidad de resistir momentos (2).

Fuente: elaboración propia.

Los resultados de la tabla anterior exponen desplazamientos relativos de los puntos extremos aún con magnitudes mayores, por lo que la irregularidad torsional extrema es más distintiva. Puede concluirse entonces que una edificación la cual tiene la irregularidad tipo 1bP debe considerarse con irregularidad por ausencia de redundancia, esto a lo expuesto en la sección A.3.3.8.2.

5.5.4. Método de análisis sísmico

Estos métodos de análisis permiten evaluar cómo las estructuras y el suelo responderán ante las fuerzas generadas por los sismos. Se obtiene información concisa que permiten realizar diseños de estructuras capaces de garantizar la seguridad de las estructuras y mitigar el riesgo de daños ante un evento sísmico. El NSR-10 avala 4 tipos de métodos de análisis sísmico, siendo más comunes el de la fuerza horizontal equivalente y el dinámico elástico. A continuación, se describen estos y se señalan las limitaciones que se puedan tener acorde al tipo de proyecto por desarrollar.

5.5.4.1. Fuerza horizontal equivalente

Es un método que simplifica el análisis de la respuesta estructural, destacándose entre aquellas estructurales que pueden ser irregulares y/o complejas. La técnica consiste en simplificar el análisis de estructuras frente a cargas sísmicas, de la manera en que se puedan remplazar todas las fuerzas que provengan de un sismo y que actúan en la estructura, por una fuerza horizontal concentrada que debe situarse en el centro de masa, equivalente en magnitud y dirección a las fuerzas sísmicas distribuidas. El procedimiento debe aplicarse para cada piso de la edificación.

La Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) es un método simple y rápido, aunque puede resultar menos preciso, puesto que no considera el comportamiento que pueden tener las estructuras ante el actuar de las fuerzas horizontales. Se entiende entonces que por ello la normativa relaciona la utilización de este método con edificaciones que resultan ser regulares, de alturas bajas a medianas y de uso netamente residencial.

La aplicación de este método a estructuras complejas puede generar resultados inexactos. Si bien la metodología descrita puede ser útil para análisis preliminares o estructuras simples, su aplicación a edificaciones complejas puede llevar a resultados que disten de la realidad. Esto se debe a que el método no considera adecuadamente el comportamiento individual de estas estructuras ni los efectos no lineales del sismo.

Para evitar imprecisiones en el análisis de estructuras complejas, es necesario que los ingenieros diseñadores recurran a otros métodos más precisos. Estos métodos, reconocidos por la normativa vigente, permiten obtener resultados más confiables y converger hacia la respuesta real de la estructura ante un sismo.

En el numeral A.3.4.2.1 se enmarcan las edificaciones para las que “puede” aplicarse esta metodología. Es importante resaltar que las herramientas informáticas han permitido obtener mediante modelos matemáticos linealmente elásticos los periodos de las estructuras, sin embargo, este método ofrece una ecuación la cual permite cálculo estos a partir de las fuerzas, los desplazamientos y las masas, véase A.4.2.1.

La importancia de la FHE en la presente guía se da en la instancia en que para hallar el factor de ajuste dinámico se requiere el valor del cortante estático, V_s , el cual se calcula mediante la ecuación 2.10 contenida en la NSR-10.

$$V_s = S_a g M \quad (12)$$

V_s = Cortante estático.

Los siguientes son algunos problemas frecuentes:

- Los profesionales en el instante de realizar la modelación se les pasa seleccionar que la fuente de masa considere el peso propio de los elementos estructurales.
- Definir de mala manera la altura sísmica. La altura a ser tomada en cuenta para el cálculo del periodo aproximado T_a , corresponde con aquella en la que se propone el sistema estructural que brinda resistencia a la edificación ante fuerzas horizontales y disipa la energía sísmica.
- Aplicar el método para estructuras en el que su periodo fundamental resulta siendo mayor que $C_u T_a$.

5.5.4.2. Análisis dinámico

Es un método que se utiliza para evaluar el comportamiento de una estructura ante cargas dinámicas, como sismos, viento u otras vibraciones. A diferencia del análisis estático, que considera que las cargas actúan sobre la estructura en un instante determinado, el análisis dinámico toma en cuenta la historia temporal de las cargas y la respuesta de la estructura a ellas. El análisis dinámico “debe” usarse para estructuras de mayor complejidad, las cuales datan en A.3.4.2.2.

El análisis modal espectral (AME) se presenta como un método más preciso que la FHE para evaluar la respuesta de estructuras a sismos. El AME considera el comportamiento individual de la estructura, representado por sus modos de vibración. Esta descomposición permite un análisis más detallado y preciso, por lo cual puede cubrir estructuras irregulares, de gran altura, con diversos usos y ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica. Esta metodología puede usarse tanto para estructuras simples como complejas, lo que se relaciona con lo descrito en el numeral A.5.1.2 – “Los métodos de análisis dinámico pueden utilizarse en el diseño sísmico de todas las edificaciones cubiertas por este Reglamento”.

Se ahonda más en esta metodología, puesto que se toma como referencia para el desarrollo del análisis sísmico y es el método recomendado para obtener resultados más precisos sin importar la complejidad que puedan tener las edificaciones, sin importar su configuración en planta ni en su altura.

En este método es indispensable calibrar las fuerzas sísmicas de manera tal en que se afecta el efecto de la gravedad por un valor que se reconoce como el factor de ajuste. Este se halla de obtener la razón entre el cortante estático y el dinámico, afectado a su vez por una constante, que resulta siendo 0.8 para estructuras regulares y 0.9 para edificaciones irregulares.

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{Estructuras regulares} \quad (\text{A.5.4-4}) \quad (13)$$

$$0.90 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{Estructuras irregulares} \quad (\text{A.5.4-4}) \quad (14)$$

V_{tj} = Cortante dinámico.

Definir bien la constante que acompaña la relación entre el cortante estático y dinámico es de suma importancia, puesto que tiene una implicación en la cual las fuerzas sísmicas se pueden reducir hasta en un 12%.

Los siguientes son algunos problemas frecuentes:

- Calcular el factor de ajuste considerando la estructura como regular sin haber realizado las evaluaciones correspondientes y que realmente la edificación concluya siendo irregular.
- Computar valores de fracción de la gravedad S_a , para para periodos modales que rebasan los límites permitidos por la normatividad. $T < T_a$.
- Desarrollarlo para estructuras dónde su periodo modal diste de una proporción del 10% de la cantidad de niveles, es decir $0.1N$.²

5.5.5. Requisitos de la deriva

La deriva se describe como la variación horizontal relativa entre dos puntos alineados verticalmente, pero ubicados en pisos consecutivos de una estructura. Se expresa como un porcentaje de la distancia vertical entre los dos niveles.

² N = Número de niveles de la edificación.

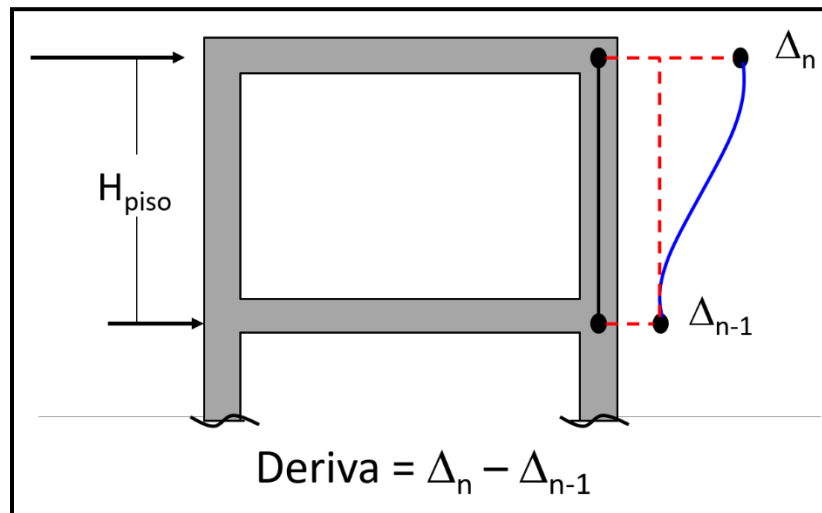


Fig. 68. Deriva de piso.

Fuente: Botero Palacio [15, diapositiva 2].

Es fundamental cumplir al respecto con el límite de derivas por situaciones tales como:

- Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- Daño a los elementos no estructurales de las edificaciones (particiones, acabados de pisos y paredes...).
- Estabilidad global de las edificaciones.
- Evitar que las percepciones de quienes ocupan las estructuras se puedan encauzar a alarmas o pánico.

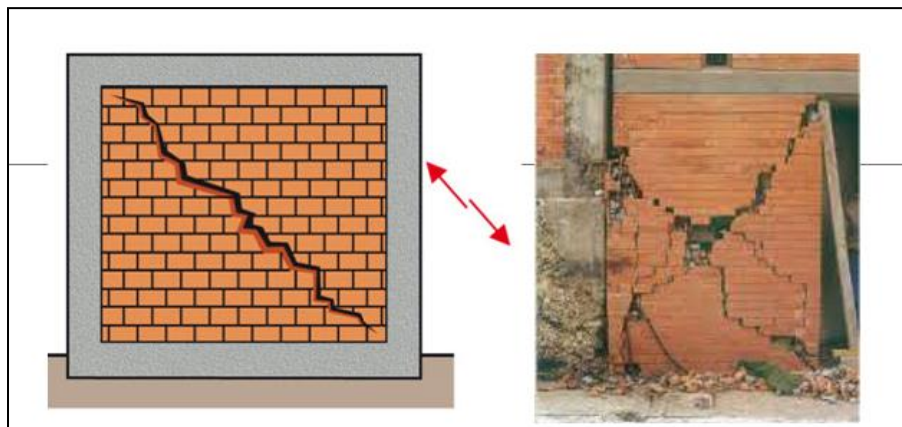


Fig. 69. Daño en elementos no estructurales debido a estructura que excedió la deriva máxima permitida.

Fuente: Botero Palacio [15, diapositiva 3].

Para la normativa nacional en la sección A.6.4 se establecen los límites de deriva, este corresponde según el tipo de material del que se conforma el sistema estructural propuesto. Para el caso de las edificaciones en concreto establece que es del 1%.

Límites de Deriva

ESTRUCTURAS DE:	DERIVA MÁXIMA
Concreto reforzado, metálicas, de madera y de mampostería que cumplen con los requisitos de A.6.4.1.3	1.0 % ($\Delta_{\max} \leq 0.010 H_{\text{piso}}$)

Fig. 70. Límite de deriva para edificaciones de estructuras en concreto.

Fuente: Botero Palacio [15, diapositiva 4].

Si bien los límites se establecen para el tipo de material también hay una condición que vale la pena destacar, en la cual para las estructuras de concreto pudiera extenderse el límite de deriva hasta 1.43%. Para ello sería necesario que la modelación de los elementos estructurales que componen el SRS sean fisurados y se calculen las inercias efectivas de las secciones, de la manera en que se referencia en C.9.5.2.3.

El paradigma que ha surgido con respecto a la obtención de la deriva se ha dado al considerar que basta con evaluar la edificación ante un estado en el que se someta al 100% del efecto sísmico, despreciando así el efecto que se puede producir ante las diferentes combinaciones de carga que se supone pueden presentarse en la estructura. La CAP atendió una consulta al respecto de este interrogante en el Acta 137 y manifestó que “la deriva no es un estado de servicio, es un estado de resistencia última” [16, p. 5], por lo que se hace necesario que esta se halle a partir de las combinaciones que permitan obtener la capacidad máxima de la edificación.

5.6.DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La NSR-10 basa el desarrollo del diseño de los elementos en un método en el cual se aplican factores para mayorar las cargas (combinaciones de carga) y disminuyen las capacidades (factores de reducción o de diseño) de estos dependiendo el tipo de esfuerzo que se esté evaluando. Esta metodología permite garantizar una resistencia adecuada, conforme a los requisitos establecidos en la NSR-10.

La metodología de la compatibilidad de deformaciones ha sido fundamental para permitir el diseño de los elementos en concreto, puesto que se evalúan los esfuerzos internos y las deformaciones que están teniendo los componentes, para posteriormente concluir cuanto es la resistencia que estos tienen.

En la práctica ingenieril es común apreciar memorias de cálculo que son compuestas por bastos reportes que se obtienen del programa de cómputo, sin embargo, cierto porcentaje de profesionales no realiza las evaluaciones necesarias para confrontar si los resultados de salida son lo suficientemente confiables. A.1.5.3.1 especifica que los reportes pueden adicionarse a la memoria de cálculo, pero que no constituyen en si una como tal, requiriéndose de una explicación de la misma. La mejor manera para validar los resultados es llevando a cabo las verificaciones correspondientes con respecto a los diferentes requisitos normativos que se tengan.

Para el caso del presente estudio se evaluará para las vigas, columnas y muros en concreto el diseño por cortante, flexión, flexo-compresión y los parámetros establecidos según las provisiones sísmicas establecidas en la sección C.21. El examinar con detalle todo lo anterior permitirá definir edificaciones que resulten siendo seguras.

5.6.1. Factores de diseño y su jerarquización

Se enfatiza en este aspecto queriendo resaltar que las magnitudes a los coeficientes para el diseño de elementos en concreto dados dependen de la importancia de la condición a evaluar y el impacto que está tendría en la estructura de fallar uno de sus elementos, por ejemplo, los factores usados para el diseño a carga axial es de menor proporción que aquél que se da para cortante y flexión. Se considera que, al tener un coeficiente de reducción más bajo, se disminuye en un mayor porcentaje el grado de incertidumbre por cada tipo de falla y de presentarse las fallas que se generen de una manera controlada, es decir, una edificación podría fallar inicialmente por flexión en caso de tenerse un evento que genere esfuerzos cíclicos, luego de la eventualidad se examina si los elementos afectados se pueden reparar. Si el fenómeno fue considerable y llevó a que se dieran fallas por corte en el elemento, también se valoraría si es posible reparar el componente de la edificación (se tienen diferentes factores de seguridad para evitar las fallas por cortante, esto con el fin de garantizar que la estructura se siga comportando de manera dúctil). El último tipo de falla que uno espera se de en una estructura es el que se genera por la carga axial y se supone de esta manera debido a que, de darse, esta si pudiera generar el colapso de la edificación o de parte de ella.

De acuerdo al orden de secuencia de falla descritos anteriormente y que uno esperaría, es que se ve cierta jerarquía por el orden de importancia y siempre pensando en evitar el colapso de la edificación, se dan unos valores de reducción más altos para las fallas que resultan más críticas.

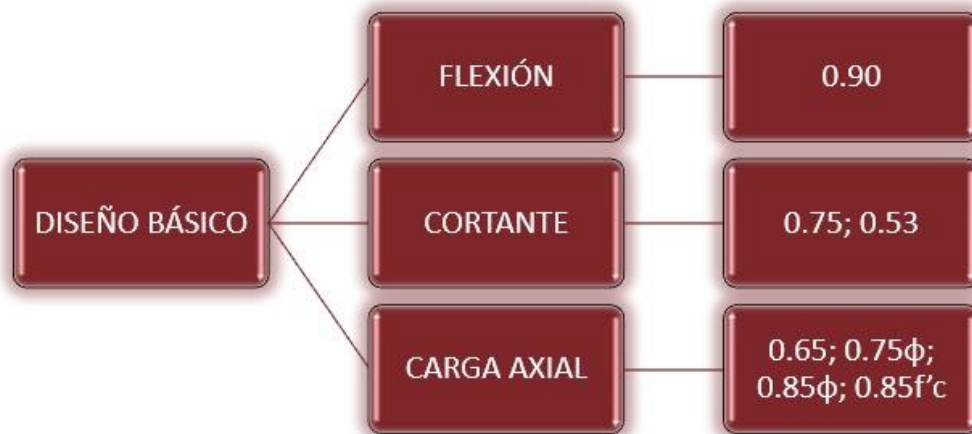


Fig. 71. Factores que tienen incidencia en las resistencias de diseño.

Fuente: elaboración propia.

Flexión: En el diseño de elementos de concreto a flexión se recurre a plantear un factor de reducción de 0.90. Este tiene como fin mantener un factor de seguridad que me garantice que los elementos en su cotidianidad no alcanzarían sus resistencias máximas. No es de una magnitud tan relevante comparada con los que se aplican para otros estados de esfuerzos y guarda relación con lo que se había plasmado anteriormente y es en el caso en que uno espera que, de tener la falla de uno de los elementos, pudiera ser uno tipo viga y que resulte por la fluencia del material, puesto que, al malograrse una, pudiera existir la posibilidad de poderla reparar.

Cortante: Para el diseño a cortante se presentan dos factores que acompañan las formulaciones para hallar la resistencia de los elementos en concreto. El valor de $\Phi=0.75$ se dispuso con el fin de castigar la resistencia nominal y trabajar con un valor más conservador, el cual me permitiera cobijar las incertidumbres que pueda tener por las propiedades reales de los elementos con los que conformo las secciones en concreto, las incertidumbres de posibles errores de construcción, además de optar por evitar la falla frágil que puedan tener los elementos por una falla a cortante.

Hay otros valores conocidos como $0.85f'c$, este corresponde a la simplificación del bloque de Whitney. El autor simplifico el comportamiento real de la zona específica de la sección que se encuentra en compresión, de la manera en que permitiera desarrollar un análisis más sencillo y práctico para el diseño de elementos en concreto.

5.6.2. Requisitos mínimos y condiciones para el diseño de elementos estructurales que hacen parte del SRS

Además de evaluar los elementos por capacidad ante los diferentes estados a los que se verán sometidos, las diferentes normativas sismo resistentes tienen una serie de requisitos o aspectos que deben ser tenidos en cuenta para garantizar la integridad de la estructura y de los componentes que la conforman, estos se citan a continuación:

Tabla 2. Disposiciones para pórticos urinarios resistentes a momento

Vigas	Columnas
Se deben disponer 2 barras continuas, en la cara superior e inferior de la viga. Las barras inferiores no deben tener un área menor a $\frac{1}{4}$ del área máxima de las barras. Se debe garantizar L_{dh} de las barras.	Las columnas con longitudes no arriostradas $L_u \leq 5c_l$ deben tener en cuenta considerar ϕV_n al menos igual al menor de (a) y (b): (a) El cortante asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a la flexión con curvatura inversa. (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, reemplazando dicho con $\Omega_0 E$.

Fuente: NSR-10 [1].

Tabla 3. Disposiciones para pórticos intermedios resistentes a momento

Vigas	Columnas
<p>Se deben disponer 2 barras continuas, en la cara superior e inferior de la viga. Las barras inferiores no deben tener un área menor a $\frac{1}{4}$ del área máxima de las barras. Se debe garantizar L_{dh} de las barras.</p> <p>Se deben disponer estribos cerrados de confinamiento en una longitud $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo se debe situar a una distancia no mayor de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos no debe exceder el menor de (a) hasta (d)</p> <p>(a) $d/4$</p> <p>(b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.</p> <p>(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.</p> <p>(d) 300 mm.</p> <p>El espaciamiento del refuerzo transversal no debe ser mayor que $d/2$ en toda la longitud de la viga.</p> <p>Para vigas con fuerza axial mayorada a compresión superior a $A_g f'_c/10$, el refuerzo requerido debe cumplir con lo siguiente:</p> <p>El diámetro de la barra del estribo debe ser a menos (a) o (b):</p> <p>(a) Barras No 3 (3/8) encerrando barras longitudinales No 10 (1 $\frac{1}{4}$) o menores</p> <p>(b) Barras No 4 (1/2) encerrando barras longitudinales No 12 (1 $\frac{1}{2}$) o mayores o paquetes de barras longitudinales.</p> <p>Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna</p>	<p>ϕV_n al menos igual al menor de (a) y (b):</p> <p>(a) El cortante asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a la flexión con curvatura inversa.</p> <p>(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, reemplazando dicho con $\Omega_0 E$.</p> <p>En ambos extremos de la columna deben colocarse estribos cerrados de confinamiento con un S0 en una longitud l_0 medida desde la cara del nudo. El espaciamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c):</p> <p>(a) Para un refuerzo Gr. 420, el menor de 8db de la barra confinada longitudinal de menor diámetro y 200 mm.</p> <p>(b) Para acero Gr. 550, el menor de 6db de la barra longitudinal confinada de menor diámetro y 150 mm.</p> <p>(c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.</p> <p>La longitud l_0, no debe ser menor que la mayor entre (d), (e) y (f):</p> <p>(d) Una sexta parte de la luz libre de la columna.</p> <p>(e) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.</p> <p>(f) 450 mm.</p> <p>El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_0/2$ de la cara del nudo.</p>

Vigas	Columnas
<p>debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados. Tampoco se aceptan barras que no estén apoyadas lateralmente, más allá de los 150 mm de una que si lo esté.</p> <p>Para los estribos circulares individuales se debe cumplir con lo siguiente:</p> <p>(a) Se deben traslapar los extremos como mínimo 150 mm.</p> <p>(b) Los extremos deben terminar con ganchos estándar que abracen una barra longitudinal y deben cumplir con la geometría del gancho estándar para estribos cerrados de confinamiento de acuerdo al diámetro mínimo.</p>	<p>Fuera de la longitud l_0 el espaciamiento máximo para el refuerzo a cortante dependerá de la resistencia a cortante proporcionada por el acero y se relaciona dicha distancia de la siguiente manera:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $V_s \leq 0.33(\sqrt{f'c})bwd$: El menor de $d/2$ y 600 mm. • $V_s > 0.33(\sqrt{f'c})bwd$: El menor de $d/4$ y 300 mm. <p>El espaciamiento S_o debe disponerse como se ha expresado para columnas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos como lo son los muros estructurales.</p>

Fuente: NSR-10 [1].

Tabla 4. Disposiciones para pórticos especiales resistentes a momento

Vigas	Columnas
<p>Deben cumplir con (a) hasta (c):</p> <p>(a) La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$.</p> <p>(b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm.</p> <p>(c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75c_1$.</p> <p>Deben tener al menos 2 barras continuas en cara superior e inferior. La cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025 para Gr.420 y 0.02 para Gr. 550 y la cantidad de acero no debe ser inferior al mayor que (a) y (b):</p>	<p>Las columnas deben cumplir con (a) y (b):</p> <p>(a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300mm o 250 mm para otros tipos de columnas pero A_g no debe ser menor que 0.09 m^2.</p> <p>(b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.</p> <p>Las columnas que hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben ser más resistentes que las vigas que llegan al nudo en una proporción de 6/5 respecto a la resistencia nominal a momento. Esto se exceptúa para columnas discontinuas por encima de la conexión y para aquellas donde P_u en las</p>

Vigas	Columnas
<p>(a) $\frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$</p> <p>(b) $\frac{1.4}{f_y} b_w d$</p> <p>Los traslapos se deben confinar con estribos cerrados y no debe exceder la menor entre $d/4$ y 100 mm. No pueden realizarse empalmes por traslapo en las ubicaciones indicadas de (a) hasta (c):</p> <p>(a) Dentro de los nudos.</p> <p>(b) En una distancia de $2h$ de la viga medida desde la cara del nudo.</p> <p>(c) Dentro de una distancia de $2h$ medida desde secciones donde puede ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.</p> <p>Refuerzo transversal. Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes zonas:</p> <p>(a) Dentro de $2h$, medida desde la cara de la columna del apoyo hacia dentro de la luz, en ambos extremos de la viga.</p> <p>(b) En $2h$ a ambos lados de una sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales.</p> <p>Donde se usen estribos de confinamiento, las barras longitudinales más cercanas a la cara en tracción y compresión deben tener soporte lateral, de tal forma que cada barra</p>	<p>combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, es menor que $A_g f'c/10$ (ACI 318s-19).</p> <p>Cuando no se cumple con la relación anterior, las columnas tendrán que diseñarse como elementos que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.</p> <p>Refuerzo longitudinal.</p> <p>La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.</p> <p>En columnas con estribos de confinamiento circulares se debe disponer mínimo 6 barras longitudinales.</p> <p>A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de tal manera que $1.25L_d \leq L_u/2$.</p> <p>Refuerzo transversal.</p> <p>Debe definirse una longitud mínima en los extremos de las columnas con el fin de ubicar refuerzo capaz que evite posibles fallas en las zonas donde las columnas son más vulnerables a tener fluencia por flexión. Por lo anterior L_0 debe ser igual o mayor a las condiciones de (a) hasta (c):</p> <p>(a) h_c en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.</p> <p>(b) $L_u/6$ de la columna.</p> <p>(c) 450 mm.</p> <p>El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo con (a) hasta (f):</p> <p>(a) Debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos simples o sobre puestos con o sin ganchos suplementarios.</p>

Vigas	Columnas
<p>longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados. Tampoco se aceptan barras que no estén apoyadas lateralmente, más allá de los 150 mm de una que si lo esté. Adicional se hace mención a que las barras longitudinales soportadas no deben exceder más de 350 mm y no se requiere soportar lateralmente el refuerzo superficial.</p> <p>Para los estribos circulares individuales se debe cumplir con lo siguiente:</p> <p>(a) Se deben traslapar los extremos como mínimo 150 mm.</p> <p>(b) Los extremos deben terminar con ganchos estándar que abracen una barra longitudinal y deben cumplir con la geometría del gancho estándar para estribos cerrados de confinamiento de acuerdo al diámetro mínimo.</p> <p>El primer estribo cerrado de confinamiento se debe situar a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de este refuerzo no debe exceder al menor de (a) hasta (d):</p> <p>(d):</p> <p>(a) $d/4$</p> <p>(b) 150 mm</p> <p>(c) Para acero Gr. 420, $6d_b$ de la barra principal más pequeña, excluyendo el refuerzo superficial que se requieren para las vigas de más de 900mm.</p>	<p>(b) Los dobleces de los estribos cerrados de confinamiento deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo.</p> <p>(c) Pueden usarse ganchos suplementarios igual o de menor diámetro al de los estribos cerrados de confinamiento y se debe cumplir con las condiciones de estribos de columnas. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.</p> <p>(d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, estos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal de acuerdo con lo dispuesto para columnas.</p> <p>(e) El refuerzo debe disponerse con un espaciamiento entre barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento menor o igual a 350 mm alrededor del perímetro de la sección.</p> <p>(f) Cuando $P_u > 0.30 A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo del elemento debe tener soporte lateral por la esquina de un estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico y no debe exceder 200 mm. P_u debe ser el mayor valor en compresión en la que se tenga la combinación de carga E.</p> <p>La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):</p> <p>(a) La cuarta parte de la dimensión menor del elemento</p> <p>(b) Para acero Gr. 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.</p> <p>(c) Para acero Gr. 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.</p> <p>(d) $s_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$ $100\text{mm} < s_0 \leq 150 \text{ mm}.$</p>

Vigas	Columnas													
<p>(d) Para acero Gr. 550, $5d_b$ de la barra principal a flexión más pequeña, se excluye el refuerzo superficial.</p> <p>Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, debe de igual manera colocarse este refuerzo en toda la longitud de la viga a no más de $d/2$.</p> <p>En vigas que la fuerza a compresión axial mayorada sea mayor que $A_g f'_c/10$, se detalla el acero transversal como si fuera una columna y se debe cumplir con lo descrito de (a) hasta (f):</p> <p>(a) Debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos simples o sobre puestos con o sin ganchos suplementarios.</p> <p>(b) Los dobleces de los estribos cerrados de confinamiento deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo.</p> <p>(c) Pueden usarse ganchos suplementarios igual o de menor diámetro al de los estribos cerrados de confinamiento y se debe cumplir con las condiciones de estribos de columnas. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.</p> <p>(d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, estos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal de acuerdo con lo dispuesto para columnas.</p>	<p>La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la tabla 18.7.5.4.</p> <div data-bbox="727 354 1172 705" style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p style="text-align: center;">Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Refuerzo transversal</th> <th style="text-align: center;">Condición</th> <th style="text-align: center;">Expresiones aplicables</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2" style="text-align: center;">$A_{sh}/(sh_s)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos</td> <td style="text-align: center;">$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa</td> <td style="text-align: center;">Mayor de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa</td> <td style="text-align: center;">Mayor de (a), (b) y (c) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_w \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (c)</td> </tr> <tr> <td rowspan="2" style="text-align: center;">ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares</td> <td style="text-align: center;">$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa</td> <td style="text-align: center;">Mayor de (d) y (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa</td> <td style="text-align: center;">Mayor de (d), (e) y (f) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (f)</td> </tr> </tbody> </table> </div> <p>Más allá de las zonas confinadas se debe disponer refuerzo con un espaciamiento s que no excederá el menor de (a) hasta (c):</p> <p>(a) 150 mm. (b) $6d_b$ de la menor barra longitudinal Gr. 420. (c) $5d_b$ de la menor barra longitudinal Gr. 550.</p> <p>A menos que requieran mayores cantidades de refuerzo de acuerdo al diseño de la resistencia a cortante y aquello que exija los empalmes mecánicos cuando apliquen estos.</p> <p>Las columnas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos, deben cumplir con (a) y (b):</p> <p>(a) El refuerzo calculado para la zona confinada deberá colocarse en la altura total de la columna, en todos los niveles, debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión en estas columnas, relacionada con E, excede $A_g f'_c/10$. Donde se hayan magnificado las fuerzas de diseño para tener en cuenta la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f'_c/10$ debe aumentarse a $A_g f'_c/4$.</p> <p>(b) El refuerzo debe extenderse dentro del miembro discontinuo por lo menos L_d de la barra longitudinal mayor de la columna. Si la columna termina en una zapata o una losa de</p>	Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	$A_{sh}/(sh_s)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_w \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (c)	ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (f)
Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables												
$A_{sh}/(sh_s)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)												
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_w \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (c)												
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)												
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (f)												

Vigas	Columnas
<p>(e) El refuerzo debe disponerse con un espaciamiento entre barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento menor o igual a 350 mm alrededor del perímetro de la sección.</p> <p>(f) Cuando $P_u > 0.30 A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo del elemento debe tener soporte lateral por la esquina de un estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico y no debe exceder 200 mm. P_u debe ser el mayor valor en compresión en la que se tenga la combinación de carga E.</p> <p>La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):</p> <p>(a) La cuarta parte de la dimensión menor del elemento</p> <p>(b) Para acero Gr. 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.</p> <p>(c) Para acero Gr. 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.</p> <p>(d) $s_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$ $100\text{mm} < s_0 \leq 150 \text{ mm}.$</p> <p>Donde el recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal exceda 100 mm, se debe agregar acero transversal adicional con un recubrimiento que no exceda de 100 mm y un espaciamiento que no pase los 300mm.</p>	<p>cimentación, el refuerzo transversal requerido debe extenderse por lo menos 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.</p> <p>No se permite tener recubrimientos mayores a 100mm, en caso de tenerlo se debe colocar refuerzo adicional que tendrá un recubrimiento menor al mencionado.</p> <p>El refuerzo transversal en las zonas confinadas debe diseñarse para resistir cortante tomando $V_c=0$ donde ocurran (a) y (b):</p> <p>(a) La fuerza cortante inducida por el sismo determinada a partir de la relación que tiene con la resistencia a flexión, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.</p> <p>(b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g f'_c / 20$.</p> <p>Si el recubrimiento del acero de confinamiento sobre pasa 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un recubrimiento que no supere de 100 mm y con un espaciamiento que no exceda 300 mm.</p> <p>La fuerza de diseño V_e se determina considerando las máximas fuerzas que se pueden dar en los nudos de cada extremo de una columna. Las fuerzas se calculan determinando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u, que actúan en ella. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado a partir del análisis de la estructura.</p>

Vigas	Columnas
<p>El refuerzo transversal en las zonas confinadas debe diseñarse para resistir cortante tomando $V_c=0$ donde ocurran (a) y (b):</p> <p>(a) La fuerza cortante inducida por el sismo determinada a partir de la relación que tiene con la resistencia a flexión, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.</p> <p>(b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g f_c / 20$.</p>	<p>El refuerzo transversal en las longitudes confinadas, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:</p> <p>(a) La fuerza cortante inducida por el sismo, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de l_0.</p> <p>(b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f_c / 20$.</p>

Fuente: NSR-10 [1].

Tabla 5. Disposiciones para muros en concreto

Ordinario	Moderado	Especial
<p>Sin requisitos asociados con aspectos de las provisiones sísmicas a considerarse.</p>	<p>Los muros estructurales con capacidad de disipación de energía (DMO) y sus vigas de acople deben cumplir todos los requisitos de C.21.9 para muros estructurales especiales (DES) vaciados en sitio. Se deben tener en cuenta las excepciones y modificaciones que se presentan a continuación:</p> <p>El cociente $\delta u / h_w$ no debe tomarse menor que 0.0035.</p> <p>Para muros DMO los elementos de borde deben colocarse cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las</p>	<p>La cuantía de refuerzo distribuido en el alma mínima, tanto para ρ_l y ρ_t, es 0.0025, excepto que si V_u no excede $0.083\lambda\sqrt{f'c}A_{cv}$, ρ_t se puede reducir a los valores requeridos en 11.6. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de 450 mm.</p> <p>Se debe usar por lo menos dos capas cuando $V_u = 0.17\lambda\sqrt{f'c}A_{cv}$ o $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$, donde h_w y l_w son la altura y la longitud del muro.</p> <p>El refuerzo en muros estructurales debe desarrollarse o empalmarse para f_y en tracción, de acuerdo con las disposiciones de longitud de desarrollo dispuestas en la sección 25.4 y las de</p>

Ordinario	Moderado	Especial
	<p>fuerzas mayoradas incluyendo las fuerzas sísmicas rebasen $0.3 f'c$. Los elementos de borde discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.22 f'c$</p> <p>Para muros DMO la sección C.21.9.6.4 (c)</p> <p>(c) El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde deben cumplir con los requisitos especificados como lo indica C.21.4.4.3</p>	<p>empalmes en 25.5 y con las que se tienen de (a) hasta (d):</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Excepto en la parte superior del muro, el refuerzo longitudinal debe extenderse al menos 3.6 m por encima del punto en el que ya no sea necesario para resistir flexión, pero no es necesario que se extienda más de l_d por encima del siguiente nivel de piso. (b) En lugares donde es probable que se produzca fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal deben ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción. (c) Los empalmes por traslapo del refuerzo longitudinal no se permiten dentro de las regiones de borde en una altura igual a h_{sx} por encima y l_d por debajo, de las secciones críticas donde pueda ocurrir fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales. El valor de h_{sx} no hay necesidad que exceda 6 m. Las regiones de borde incluyen aquellas localizadas horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia al menos igual al mayor valor entre $c-0.1l_w$ y $c/2$, y aquellas que no sean menores que un espesor del muro más allá de la región de intersección de los muros conectados.

Ordinario	Moderado	Especial
		<p>(d) Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados con 18.2.8.</p> <p>Los muros y los machones de muro con $h_w/l_w \geq 2.0$ que sean continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y que se diseñen para tener una sola sección crítica para flexión y carga axial deben tener refuerzo longitudinal en los extremos del segmento vertical de muro que cumpla con (a) hasta (c):</p> <p>(a) La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de $0.15l_w$ del extremo de un segmento vertical de muro y en un ancho igual al espesor del muro debe ser al menos $0.50\sqrt{f'c}/f_y$.</p> <p>(b) El refuerzo longitudinal requerido por (a) debe extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos el valor mayor de l_w y $M_u/3V_u$.</p> <p>(c) No más del 50 por ciento del refuerzo requerido por (a) puede terminarse en una sola sección.</p> <p>El refuerzo en vigas de acople debe desarrollarse para fy en tracción de acuerdo con las condiciones del reglamento para el desarrollo del refuerzo y los empalmes, y (a) y (b):</p> <p>a) Si las vigas de acople están reforzadas de acuerdo con las disposiciones de vigas con demanda especial, la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal debe</p>

Ordinario	Moderado	Especial
		<p>ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción.</p> <p>b) Si las vigas de acople están reforzadas con dos grupos de barras que se interseccionan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz y que cumplen con las disposiciones de 18.10.7.4, la longitud de desarrollo del refuerzo en diagonal debe ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción.</p> <p>La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de:</p> $V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$ <p>V_u es la fuerza cortante obtenida del análisis para fuerza lateral del reglamento utilizando las combinaciones de mayoración de carga.</p> <p>Ω_v debe cumplir con la tabla 18.10.3.1.2.</p>

Fuente: NSR-10 [1]

5.6.3. Diseño de vigas

Hay aspectos con los que es recomendable contar para dar inicio con el diseño de vigas, véase en seguida:

- Cuantías: Mínima 0.0033; máxima 0.025.
- Dimensiones mínimas: DMO 0.20 m; DES 0.25 m.
- Cantidad de barras longitudinales mínimas: 2 barras continuas tanto arriba como abajo del elemento.
- Estribos: Se deben posicionar a no más de $d/2$.
- Espaciamiento acero longitudinal: Mínimo 2.5 cm; máximo 30 cm.
- Recubrimiento: 4 cm para concreto no expuesto a la intemperie, 5 cm para el concreto expuesto a la intemperie que esté reforzado con barras #6 y mayores y 4 cm para aquel que tenga barras #5

y menores. Para aquel que esté constantemente expuesto al contacto contra el suelo se debe considerar 7.5 cm (arranque de las columnas) (C.7.7.1)

Para la practicidad de la guía se evalúa un elemento para que sirva tomado como referencia su cálculo para el diseño de los diferentes estados.

5.6.3.1. Diseño a flexión

Diseñar las vigas ante este estado límite de servicio tiene como objetivo principal asegurar la resistencia, integridad y el comportamiento ante las sollicitaciones externas. Se determinan dimensiones, propiedades de los materiales y el acero de refuerzo que se requiere para que las vigas puedan soportar las cargas a las que se verán sometidas durante su vida útil.

Se busca que las vigas se subdiseñen en lo que respecta frente al acero, ya que la intención es que el acero pueda fluir y en caso de tener falla no sea de manera frágil, dado que si se tiene una falla progresiva permitirá detectarla y en el mejor de los escenarios reparar el o los elementos. La cuantía mínima se estima en 0.0033 y lo que se busca con la misma es evitar la falla súbita, que vendría siendo cuando el concreto falla antes que el acero.

La intención del presente documento es servir de referencia para diseñar y hasta verificar que los resultados que puedan obtenerse de un programa de cómputo puedan ser evaluados, por ende, para la practicidad del ejercicio, se revisará que los aceros dispuestos ofrezcan una capacidad mayor que la demanda a la que se verán sometidos, por ello se ofrece la siguiente metodología:

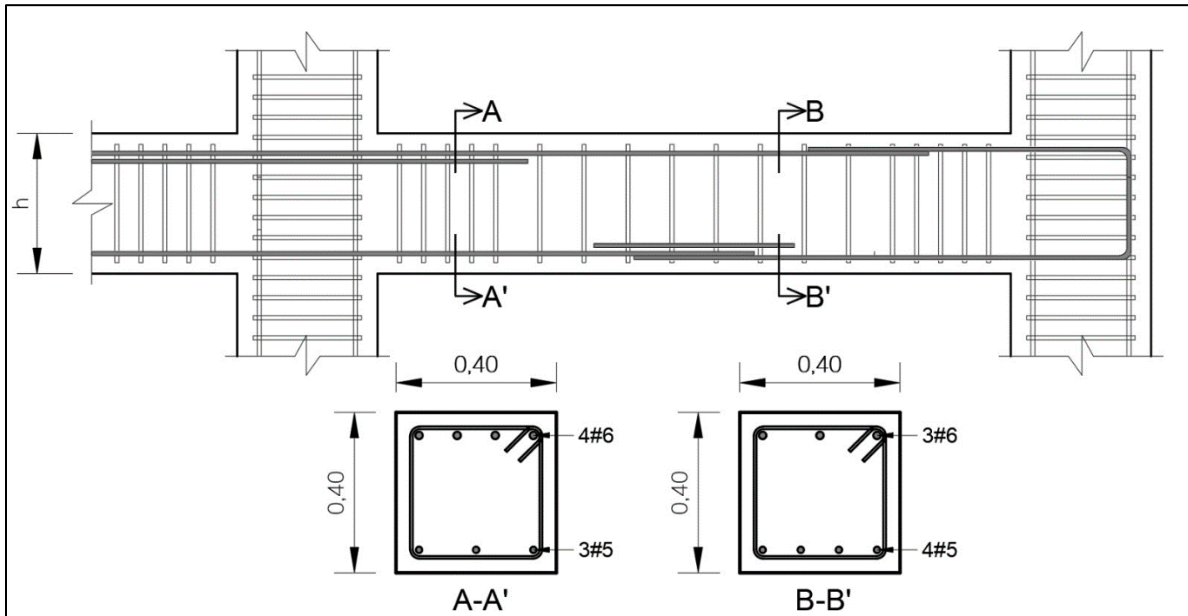


Fig. 72. Ejemplo de viga para verificación de requisitos de diseño.

Fuente: elaboración propia.

La verificación se desarrolla para la sección A-A, sin embargo, estas deben hacerse para las zonas en las que cambia el acero de refuerzos dispuesto, pero la intención del ejercicio es plasmar una referencia en dónde los ingenieros o estudiantes puedan acudir y dependerá de estos plantearla según sea el caso las veces que les resulte necesaria.

Se validan los momentos actuantes sobre el elemento.

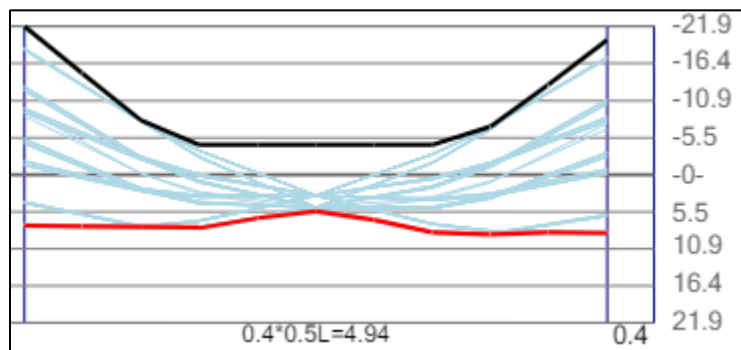


Fig. 73. Envolvente de momentos según combinaciones de carga.

Fuente: elaboración propia.

Para verificar el diseño a flexión se toman los momentos máximos que se generan, según la envolvente que se forma al evaluar las diferentes combinaciones de carga que se fijaron en la modelación, estos

definen la demanda máxima que tendrá la viga para el diseño. La capacidad se hallará a partir del refuerzo longitudinal del elemento, las propiedades de los materiales que la conforman y la geometría del elemento. Se considera entonces el siguiente procedimiento:

Solicitaciones máximas a flexión:

$$Mu^- = 21.90 \text{ Ton.} \quad (20)$$

$$Mu_+ = 5.60 \text{ Ton.} \quad (21)$$

Se toma la correspondiente a la sección que interpreta A-A, 9.90 Ton.

Obtención de la capacidad del elemento: Habiendo referenciado la información conocida, se procede ahora a obtener la resistencia a flexión de la sección, mediante el método de la compatibilidad de deformaciones.

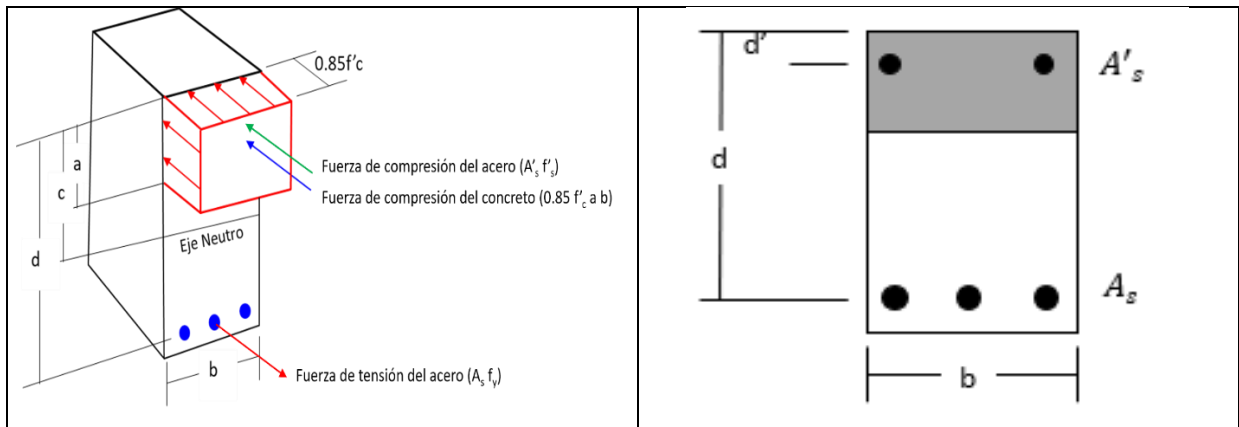


Fig. 74. Esfuerzos en la sección de la viga (1).

Fuente: Botero Palacio [17, diapositivas 4 y 6].

<i>i. Datos de entrada</i>		
<i>a. Geometría</i>		
b	30,0	cm
h	40,0	cm
r'	4,0	cm
r	4,0	cm
d'	45,0	cm
d	34,3	cm
<i>b. Propiedades mecánicas de los</i>		
f'c	28	kgf/cm ²
Fy	4200	kgf/cm ²
<i>ii. Factores de reducción</i>		
φ _M	0,9	
<i>iii. Refuerzo longitudinal</i>		
Barras sup.	4#6	
A's	11,36	m ²
Barras inf.	3#5	
A _s	5,97	m ²

Fig. 75. Esfuerzos en la sección de la viga (2).

Fuente: elaboración propia.

Se calcula la fibra neutra y la distancia en la cual se concentra las fuerzas de compresión en el elemento de concreto:

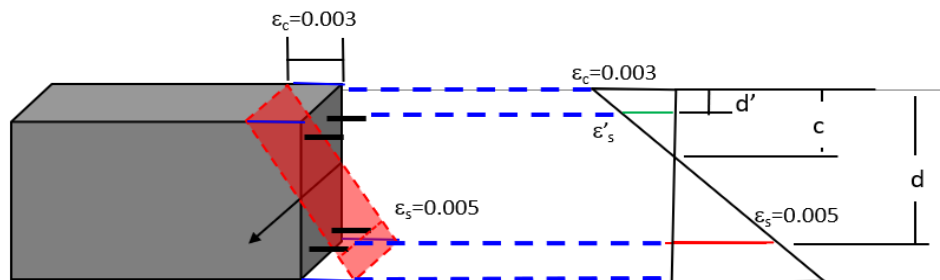


Fig. 76. Deformaciones en la sección de la viga.

Fuente: elaboración propia.

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} \times 34.3 \text{ cm} = 12.9 \text{ cm} \quad (22)$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0.85 \times 12.9 \text{ cm} = 10.965 \text{ cm} \quad (23)$$

En C.10.2.7.3 se especifica los valores que debe adoptar β_1 , para el caso del ejercicio al tener un concreto de 28 MPa el valor de este sería 0.85. Se recomienda validar esta magnitud, debido a que para concretos mayores de 28 MPa tiene una disminución, la cual varía a razón de 0.05 por cada 7 MPa, sin embargo, β_1 no puede ser menor de 0.65.

Se halla el momento resistente a partir de las fuerzas del acero y el concreto, mediante la estática aplicada en la sección del elemento.

$$M_r = \phi \left(0.85 f'_c \cdot a \cdot b \left(\frac{H}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y \left(\frac{H}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(\frac{H}{2} - d' \right) \right)$$

$$M_r = 0.9 \left(0.85 \times 280 \text{ kgf/cm}^2 \times 10.965 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \left(\frac{40 \text{ cm}}{2} - \frac{10.965 \text{ cm}}{2} \right) \right.$$

$$+ 11.36 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kgf/cm}^2 \left(\frac{20 \text{ cm}}{2} - 5 \text{ cm} \right)$$

$$\left. + 5.97 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kgf/cm}^2 \left(\frac{40 \text{ cm}}{2} - 5 \text{ cm} \right) \right)$$

$$M_r = 26.20 \text{ Ton.m}$$

$$Mu^- < M_r$$

$$21.90 \text{ Ton} < 26.84 \text{ Ton} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{CUMPLE!!!} \quad (24)$$

5.6.3.2. Diseño a cortante DMO

Se ha vuelto un paradigma hallar el diseño a cortante de los elementos en concreto que hacen parte del sistema sismo resistente de la manera en que solo se considera las solicitaciones por las combinaciones de carga obtenidas de la modelación estructural. El cortante se debe examinar de manera tal en que se considere el esfuerzo máximo del acero antes de entrar en fluencia, en el momento en que la carga sísmica está produciendo en los dos extremos de las vigas unos giros derivados por la inversión de momentos. NSR-10 establece en C.21.3.3.1 la manera en que se obtiene el cortante último, indicando que sería el menor entre los siguientes:

- “La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas” [1, p. C-178].

- b) “El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el título A del Reglamento NSR-10” [1, p. C-178].

La verificación tiene sentido para el literal *a*, puesto que evalúa las condiciones reales de la edificación, tanto en geometría, como en propiedades y solicitaciones actuantes. Al literal *b* se capta que puede ser una condición para satisfacer un margen de seguridad, sin embargo, al analizar estas consideraciones se concluye que es muy remota la posibilidad que algo así se dé, puesto que considerar el doble del sismo pensando que no existirá la ocurrencia de este fenómeno puede inducir en sobre costos a la edificación, al aplicar más fuerzas de las que soportarán los elementos y la edificación realmente. Por lo descrito, para la presente guía se realiza el desarrollo de lo que es práctico y se asemeja al comportamiento de la edificación y sus componentes estructurales.

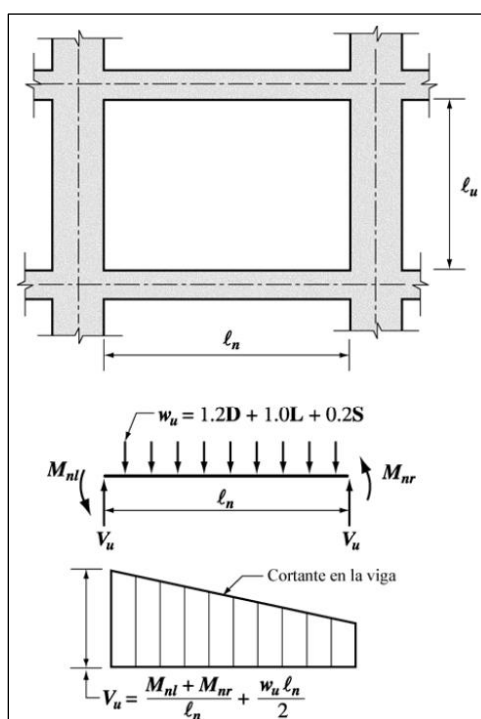


Fig. 77. Cortantes de diseño para vigas pertenecientes a pórticos DMO. NSR-10.

Fuente: NSR-10 [1].

Además del cortante obtenido de los momentos nominales que se relacionan con el área del acero dispuesto, se considera el cortante generado por las cargas gravitacionales mayoradas, estas en la práctica se pueden obtener de la modelación estructural realizada.

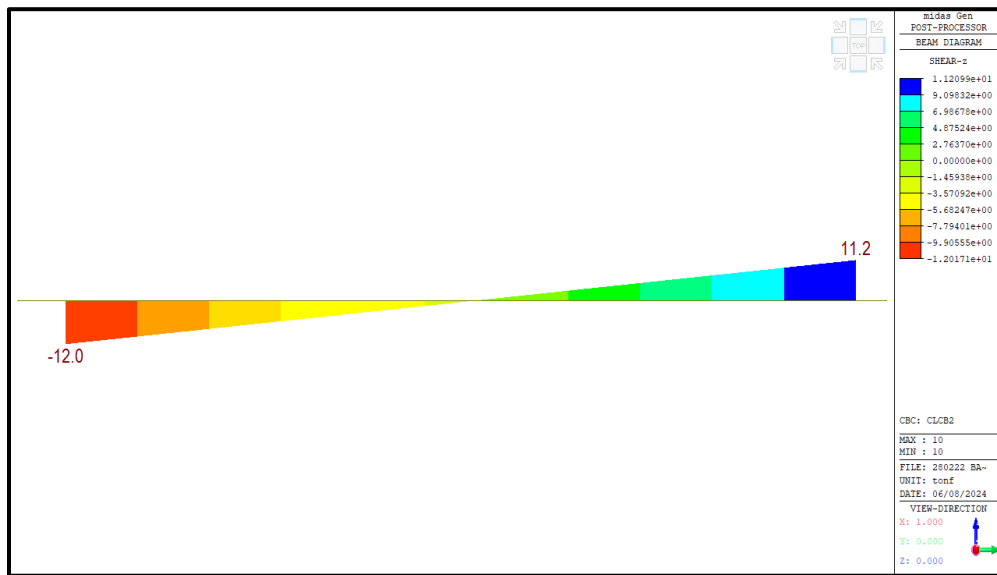


Fig. 78. Cortante máximo obtenido de la combinación de cargas mayoradas del modelo estructural.
Fuente: elaboración propia.

$$V_{u1} = 12.0 \text{ Ton} \quad (25)$$

Se calcula el momento nominal a partir del área de acero dispuesto en el elemento.

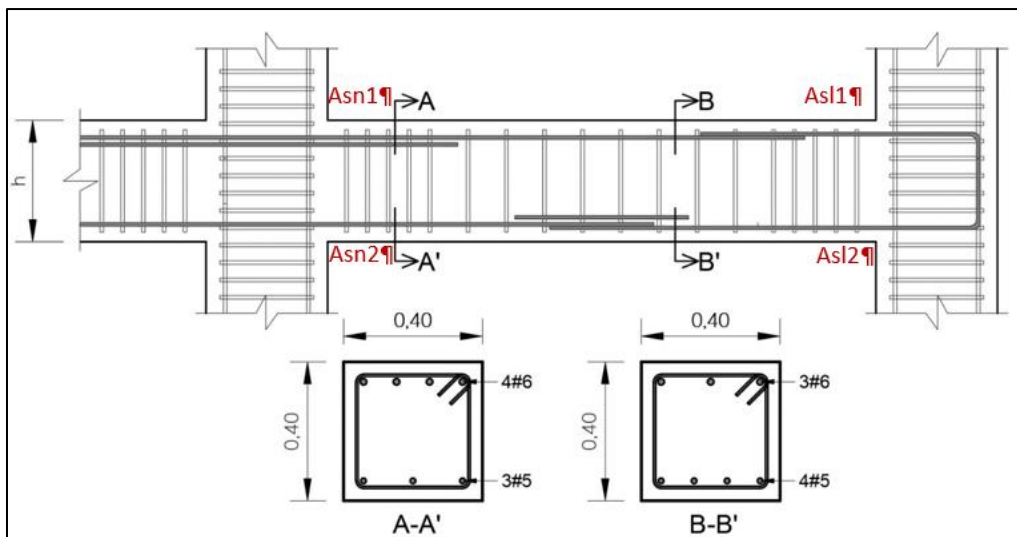


Fig. 79. Definición de nomenclatura para el diseño a cortante del acero longitudinal.
Fuente: elaboración propia.

La formulación se halla de la siguiente manera:

$$M_n^+ = A_s \phi F_y (d - d')$$

$$M_n = M_n^+ + M_n^-$$

$$V_{u2} = \frac{M_n^+ + M_n^-}{L_n} \quad (26)$$

Cálculo cortante de diseño		
As _{nl1}	0.001136	m ²
As _{n1}	0.001136	m ²
As _{nl2}	0.000597	m ²
As _{n2}	0.000597	m ²
L _n	5.5	m
Mn ⁺	12.788	Ton.m
Ml ⁻	6.720	Ton.m
Mn	19.508	Ton.m
Vu ₂	3.547	Ton

Fig. 80. Cálculo cortante de diseño.

Fuente: elaboración propia.

Habiendo calculado el cortante generado por las dos situaciones señaladas, se suman y se obtiene el cortante último al que está siendo sometida la viga.

$$V_e = V_{u1} + V_{u2}$$

$$V_e = 12.0 \text{ Ton} + 3.55 \text{ Ton} = 15.55 \text{ Ton} \quad (27)$$

La resistencia al cortante para vigas en concreto está establecida por la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{C.11-2}) \quad (28)$$

Se destaca que para vigas situadas en zona de amenaza sísmica intermedia puede considerarse la resistencia al cortante que ofrece el concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (C.11-3) \quad (29)$$

La anterior ecuación está dada para trabajar en kgf/cm^2 .

$$V_c = 0.53\sqrt{280 \text{ kgf/cm}^2} \times 40 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$$

$$V_c = 12.42 \text{ Ton} \quad (30)$$

Como la resistencia del concreto no es suficiente, se requiere validar la capacidad que tiene el acero transversal ante este estado.

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s} \quad (C.11-15)$$

$$V_s = \frac{2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kgf/cm}^2 \times 35}{8.5 \text{ cm}} = 24,557 \text{ kgf} = 24.55 \text{ Ton}$$

$$V_n = 12.42 \text{ Ton} + 24.55 \text{ Ton} = 36.97 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 36.97 \text{ Ton} = 27.73 \text{ Ton}$$

$$V_e < V_n$$

$$Ton < 27.73 \text{ Ton} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow OK!!! \quad (31)$$

5.6.3.3. Diseño a cortante DES

Se resuelve la misma viga que se llevó a cabo para calcular el diseño a cortante para DMO. Teniendo las mismas solicitaciones, la misma geometría y el mismo refuerzo, se destaca acá que el cálculo del momento tendrá una variación en su resultado, debido a que se halla de acuerdo al momento probable. Siendo la misma formulación el único valor que cambia es el de f_y , puesto que hay que amplificarlo por un valor de 1.25.

Se calcula el momento nominal a partir del área de acero dispuesto en el elemento.

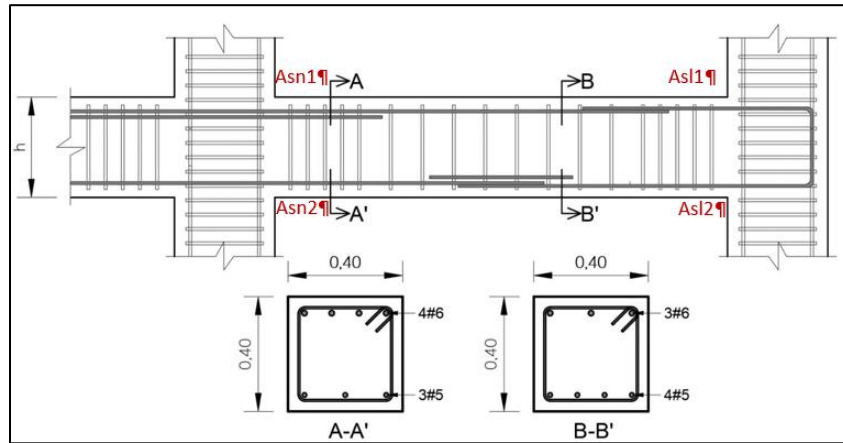


Fig. 81. Definición de nomenclatura para el diseño a cortante del acero longitudinal.
Fuente: elaboración propia.

La formulación se halla de la siguiente manera:

$$M_n^+ = A_s \phi (1.25 F_y) (d - d')$$

$$M_n = M_n^+ + M_n^-$$

$$V_{u2} = \frac{M_n^+ + M_n^-}{L_n} \quad (32)$$

Cálculo cortante de diseño		
A_{sn1}	0.001136	m ²
A_{sn1}	0.001136	m ²
A_{sn2}	0.000597	m ²
A_{sn2}	0.000597	m ²
L_n	5.5	m
M_n^+	15.985	Ton.m
M_n^-	8.400	Ton.m
M_n	24.385	Ton.m
V_{u2}	4.434	Ton

Fig. 82. Cálculo cortante de diseño.

Fuente: elaboración propia.

Se calcula el cortante al que puede verse sometida la viga.

$$V_e = V_{u1} + V_{u2}$$

$$V_e = 12.0 \text{ Ton} + 4.44 \text{ Ton} = 16.44 \text{ Ton} \quad (33)$$

La resistencia al cortante se hallará de acuerdo a la ecuación C.11-2.

$$V_n = V_c + V_s \quad (34)$$

No para todas las vigas podrá considerarse el aporte de la resistencia al cortante del concreto, debido a que se puede producir simultáneamente las dos condiciones plasmadas en C.21.5.4.2. Varios autores recomiendan no considerar el aporte de la resistencia del concreto al cortante, esto va ligado con un factor de seguridad que permite garantizar que la sección no va a fallar por este estado límite. No obstante, vale tener en cuenta el comentario que acompaña el numeral mencionado, en este exponen que debería contarse con el aporte del núcleo de concreto resiste todo el cortante, con el refuerzo transversal y que en conjunto aumentan la resistencia del concreto.

Para cumplir con lo expuesto normativamente se debe asumir que $V_c=0$; sin embargo, se está de acuerdo con la descripción del fenómeno físico que se pacta en los comentarios a la NSR-10.

$$V_c = 0 \text{ Ton}$$

$$V_s = 24.55 \text{ Ton}$$

$$V_n = 24.55 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 18.41 \text{ Ton}$$

$$V_e < V_n$$

$$16.44 \text{ Ton} < 18.41 \text{ Ton} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{OK!!!} \quad (35)$$

5.6.3.4. Provisiones sísmicas

5.6.3.4.1. Requisitos de confinamiento DMO

Optando por garantizar que los elementos tengan una ductilidad capaz de soportar y disipar la energía proveniente de las cargas horizontales los reglamentos sismo resistentes especifican unas condiciones para limitar que el acero transversal se posicione a distancias que no resulten provechosas para el conjunto estructural. En C.21.3.4.6 se proponen una serie de valoraciones que dan como conclusión la distancia a la que se deben posicionar los estribos, señala también que se debe confinar de una mejor manera por temas como lo son la disipación de la energía sísmica, el cortante actuante mayor en los elementos y la estabilidad de las barras longitudinales.

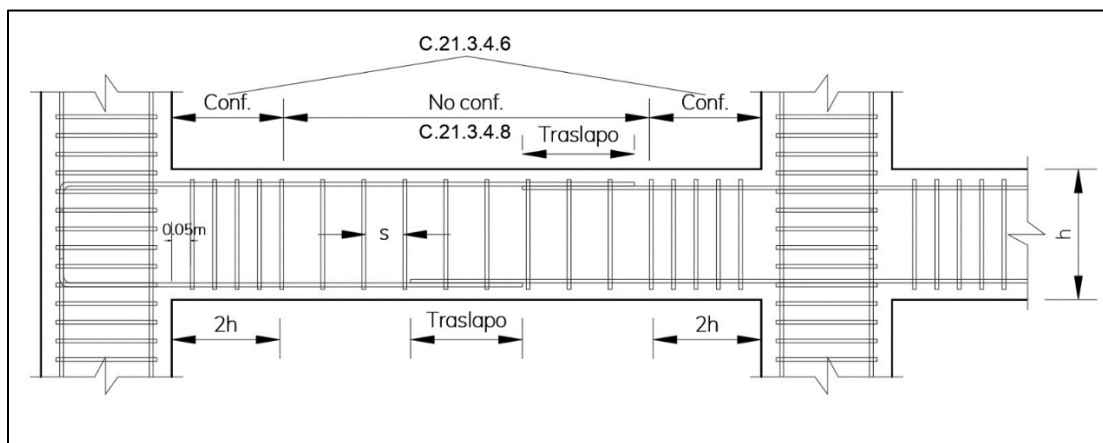


Fig. 83. Esquematación de distribución de refuerzo transversal para vigas DMO.

Fuente: elaboración propia.

<i>Provisiones sísmicas</i>	
<i>a. Zona confinada</i>	
2h	0,80 m
<i>b. Espaciamento refuerzo transversal</i>	
# barra _b	6
# barra _{bt}	3
d/4	0,085 m
8d _b	0,153 m
24d _{bt}	0,228 m
L _{máx}	0,300 m
S _t	0,085 m

Fig. 84. Provisiones sísmicas.

Fuente: elaboración propia.

En las zonas confinadas se debe disponer acero transversal como máximo cada 8.5 cm, para la zona no confinada cada 17,0 cm.

5.6.3.4.2. Requisitos de confinamiento DES

Los requisitos de confinamiento son más estrictos para las edificaciones localizadas en zona de amenaza sísmica alta, por lo que se pretende que la estructura y los elementos que la conformen tengan la ductilidad que les permita deformarse al verse sometidas por las fuerzas horizontales y no se fisuren o agrieten. En C.21.5.3.2 se presentan los requisitos para el espaciamiento mínimo de refuerzo transversal para vigas con demanda especial de energía.

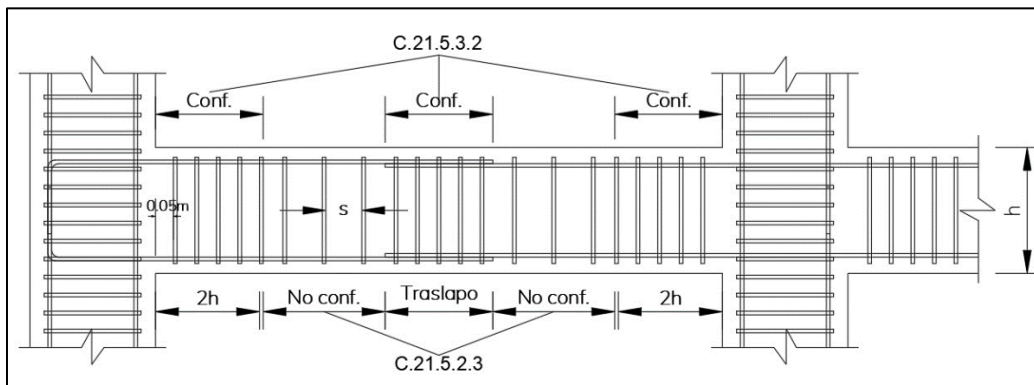


Fig. 85. Definición de zonas de mayor confinamiento y distribución de acero transversal en vigas DES.

Fuente: elaboración propia.

<i>iii. Provisiones sísmicas a cortante</i>	
<i>a. Zona confinada</i>	
2h	0,80 m
<i>b. Espaciamiento refuerzo a cortante</i>	
# barra _b	5
# barra _{bt}	3
d/4	0,086 m
6d _b	0,095 m
L _{máx}	0,150 m
S _t	0,086 m

Fig. 86. Provisiones sísmicas a cortante.

Fuente: elaboración propia.

Al igual que para DMO, el primer estribo de confinamiento debe posicionarse a 5.0 cm de la cara de la columna. Para las vigas DES hay un requisito adicional con respecto al refuerzo transversal, el cual está citado en C.21.5.2.3 y se condiciona espaciar este acero como la distancia mínima entre $d/4$ y 100 mm.

5.6.4. Diseño de columnas

Para el diseño de las columnas es fundamental tener en cuenta como punto de partida la información que se relaciona a continuación:

- Cuantías: Mínima 1%, máxima 4% (C.21.3.5.2)
- Dimensiones mínimas DMO: 0.25 m para columnas cuadradas, 0.20 m para columnas en forma de T, C o I pero su área no puede ser menor de 0.0625 m^2 . (C.21.3.5.1)
- Dimensiones mínimas DES: 0.30 m para columnas cuadradas, 0.25 m para columnas en forma de T, C o I pero su área no puede ser menor de 0.09 m^2 . (C.21.6.1.1)

La relación entre la distancia menor y la mayor para demanda especial no debe ser menor que 0.40.

- Cantidad de barras longitudinales mínimas: 4 para estribos cuadrados, 3 para triangulares y 6 para cuando se tengan circulares.
- Espaciamiento acero longitudinal: Mínimo 2.5 cm; máximo 30 cm.
- Recubrimiento: 4 cm para concreto no expuesto a la intemperie, 5 cm para el concreto expuesto a la intemperie que esté reforzado con barras #6 y mayores y 4 cm para aquel que tenga barras #5 y menores. Para aquel que esté constantemente expuesto al contacto contra el suelo se debe considerar 7.5 cm (arranque de las columnas) (C.7.7.1)

Se presenta un ejemplo para la siguiente columna, evaluando los diferentes estados y ajustando este a los requisitos mínimos establecidos para garantizar que el elemento no presentará una falla.

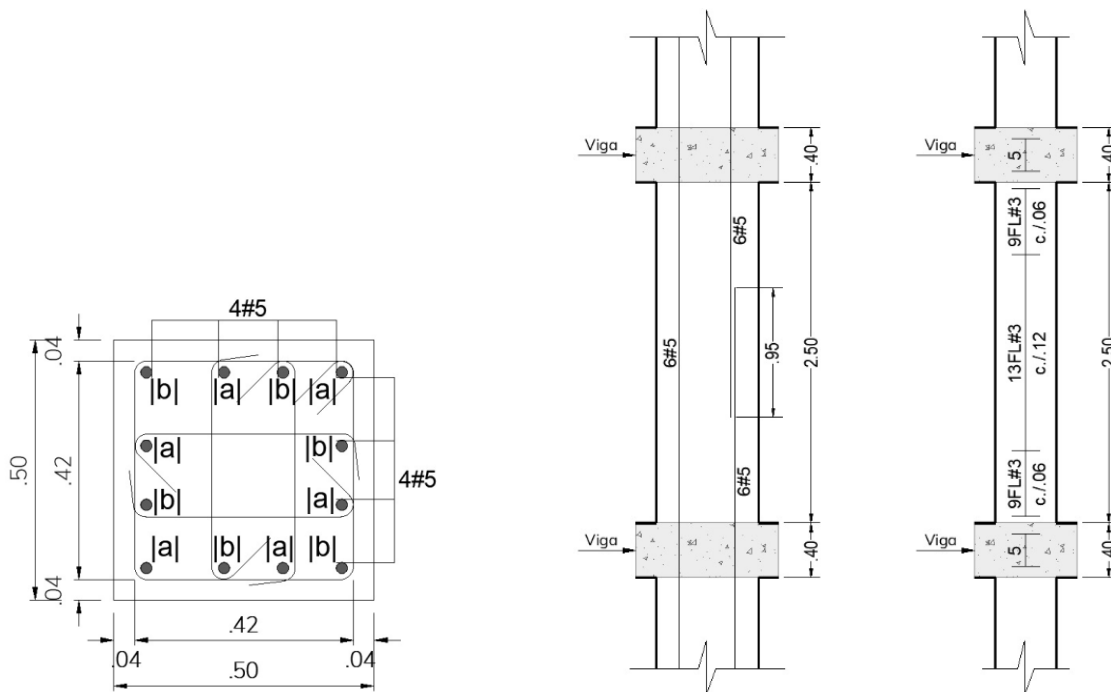


Fig. 87. Distribución de acero para la columna del ejemplo.

Fuente: elaboración propia.

5.6.4.1. Diseño A flexo-compresión

Para el diseño de columnas se hace necesario construir un diagrama de interacción en el cual se relacionan las resistencias a flexo-compresión de las columnas. Para ello es necesario considerar la geometría del elemento, la resistencia del concreto y el acero de refuerzo longitudinal que se dispone. Mediante el método de la compatibilidad de deformaciones se pueden hallar las fuerzas internas y las deformaciones, para posteriormente obtener la resistencia de las columnas, la conclusión de esta metodología se traduce en la obtención de una herramienta que es conocida en el medio ingenieril como el diagrama de flexo-compresión. Esta herramienta tiene el propósito de identificar la resistencia del elemento para la combinación que se tenga cuando la columna este soportando esfuerzos axiales y de flexión de manera simultánea. A continuación, se adiciona el diagrama que corresponde a la columna del ejemplo planteado.

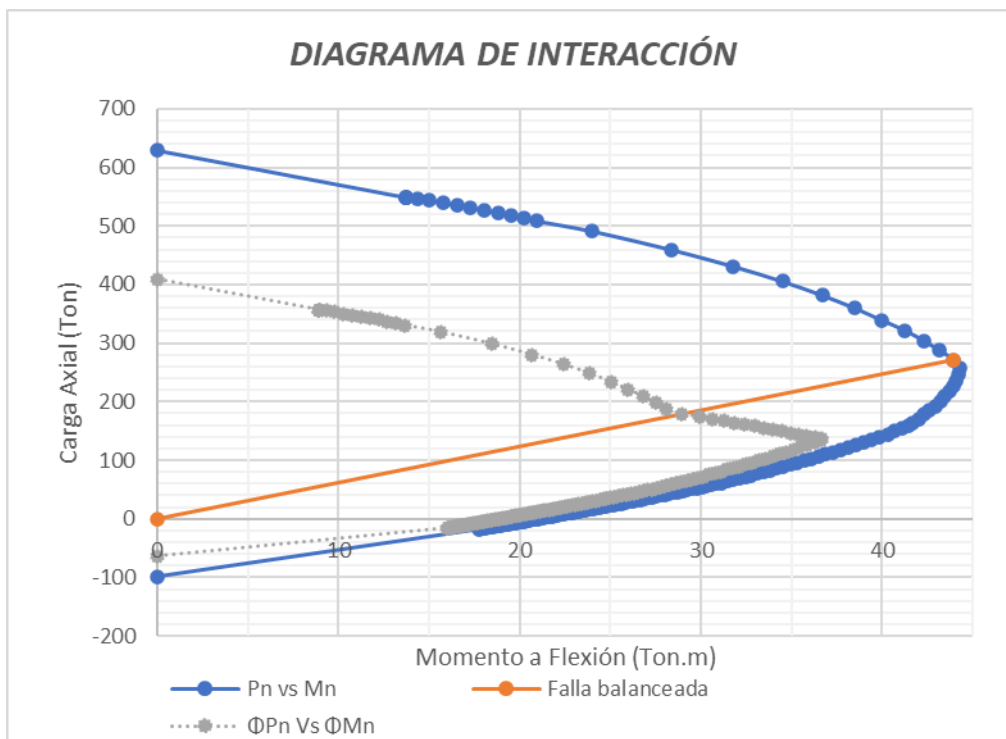


Fig. 88. Diagrama de flexo-compresión, columna del ejemplo.

Fuente: elaboración propia.

El diagrama de interacción representa las resistencias nominales, sin embargo, para el diseño de los elementos se hace necesario afectar las resistencias obtenidas por los coeficientes de reducción, los cuales tienen como fin aplicar un factor de seguridad a las capacidades de los elementos, garantizando así que estos disten de las fallas. Para la curva de diseño siempre se verá para la parte superior mucho más reducido debido a que el coeficiente es mucho mayor para estados de compresión, a medida que los esfuerzos de compresión se van reduciendo, los coeficientes de diseño también, por ello la relación que para la parte inferior del diagrama la curva no sea tan reducida comparada con la de las resistencias nominales, puesto que es allí en dónde se representa la tracción que puede resistir la columna y la reducción para los elementos que están sometidos a tracción es apenas del 10%.

Debe tenerse en cuenta además que la NSR-10 limita la resistencia a la carga axial máxima a un 80% cuando se tienen estribos circulares y en un 75% cuando son cuadrados o rectangulares, puesto que, esta reducción está considerando que las cargas se puedan aplicar en las columnas de manera excéntrica.

Al tener como ejemplo una columna cuadrada se acude a C.10.3.6.2, la cual expone la formulación a ser tomada en cuenta para el umbral máximo a compresión.

$$\phi P_{n(max)} = 0.75\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (C.10-2) \quad (36)$$

Nota: Para el ejemplo se ilustra el umbral máximo de carga axial, este se puede relacionar con la línea recta de color rojo.

Esquemáticamente se puede valorar si una columna cumple con los requerimientos de diseño, basta con verificar si las solicitaciones provenientes de la evaluación de esfuerzos actuantes según las combinaciones de carga, representados en puntos, están contenidos dentro del “diagrama de diseño”.

Para continuar con el caso del ejemplo se verifican diversas solicitaciones, las cuales están representadas en la siguiente imagen con los puntos de color amarillo.

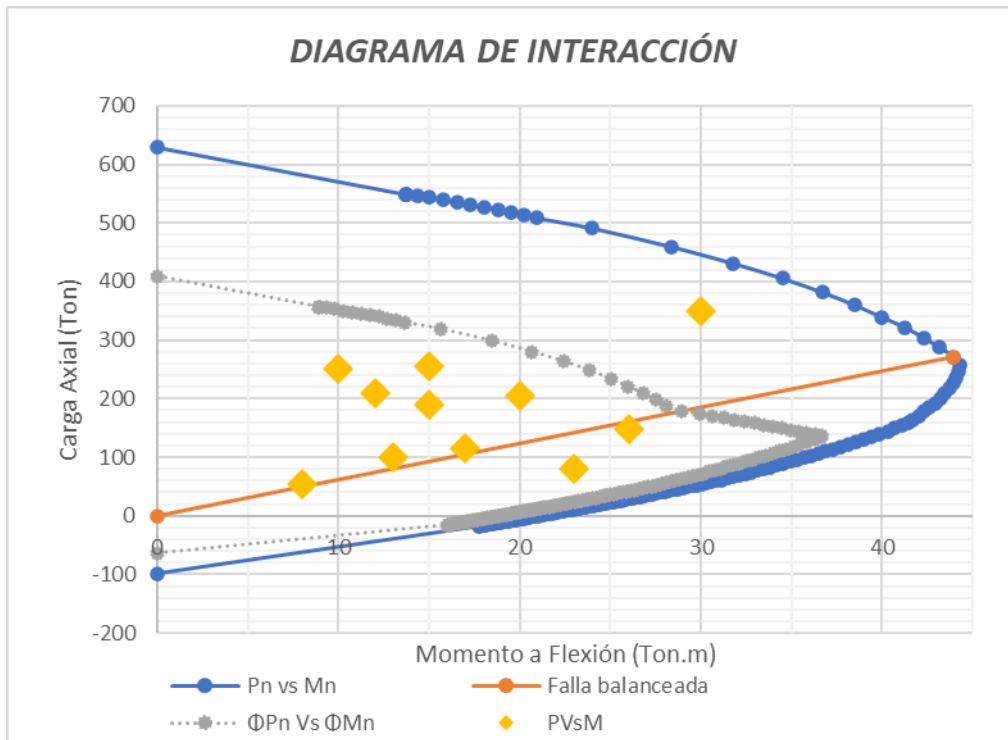


Fig. 89. Evaluación de diseño de columna a partir del diagrama de diseño.

Fuente: elaboración propia.

Nótese que no todos los puntos que representan las solicitaciones están contenidos dentro del diagrama de diseño. Adicionalmente, así no resulte un requisito normativo, se recomienda que todos los puntos estén sobre la línea naranja, puesto que es la zona que representa que la columna está trabajando a compresión. El tener un elemento de estos trabajando a tensión expone a que este quede expuesto a que, en caso de falla, pueda sufrir una del tipo frágil, por lo que no podría garantizarse que todos los elementos

que conforman el conjunto sismo resistente puedan tener una ductilidad capaz de deformarse sin fallar, en el instante en que se puedan dar los eventos sísmicos.

Para la columna del ejemplo es necesario replantear los factores que son fundamentales para garantizar la integridad de esta, los cuales son la geometría del elemento, la resistencia del concreto y el acero de refuerzo que se dispone. A continuación, se exponen las situaciones en las que se van modificando las variables mencionadas.



Fig. 90. Diagrama de interacción, cambiando el f'_c de 28 MPa a 35MPa.

Fuente: elaboración propia.

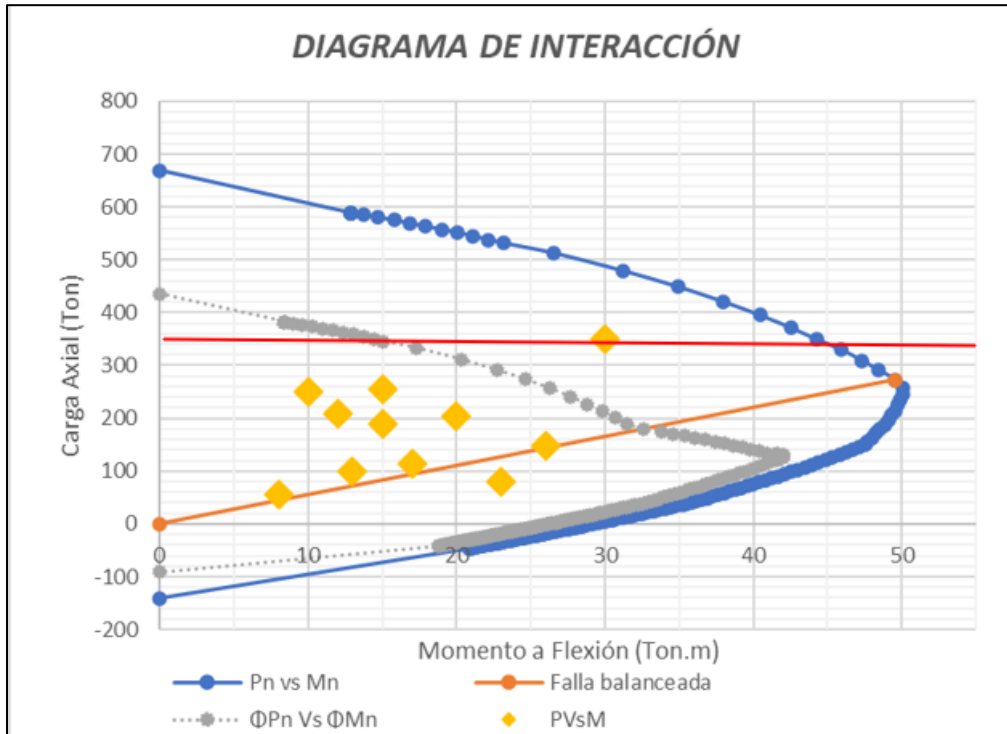


Fig. 91. Diagrama de interacción, cambiando de 12 barras #5 a 12 #6.

Fuente: elaboración propia.

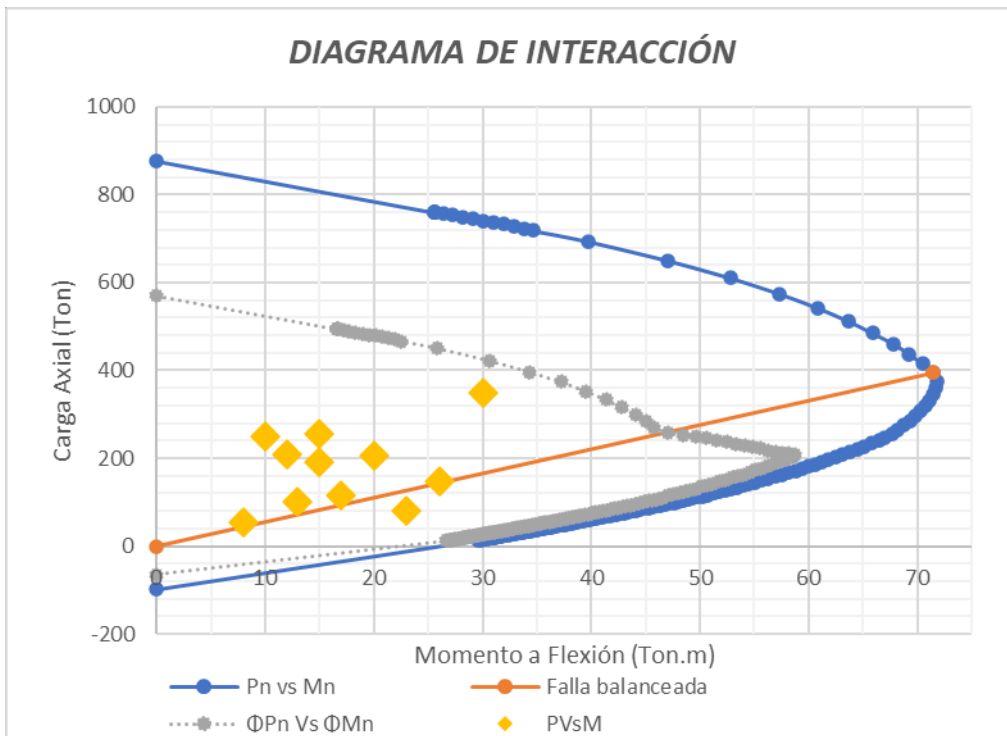


Fig. 92. Diagrama de interacción cambiando dimensiones de 50x50 cm a 60x60 cm.

Fuente: elaboración propia.

Con las imágenes de la 82 a la 85 se representó la variación que se puede tener al modificar cada parámetro de los que resultan relevantes para el diseño de columnas. Aunque en la imagen anterior todos los puntos están dentro del diagrama de diseño, se recalca que este elemento de no ser modificado quedaría propenso a que pudiera fallar de manera súbita, por lo que no daría margen de detectar las fallas y de poder atenderlas antes de un colapso.

La práctica ha permitido identificar que una columna que se relacione con el buen diseño de una edificación sismo resistente estará trabajando aproximadamente al 40% de su capacidad a la compresión pura.

5.6.4.2. Provisiones sísmicas columnas

5.6.4.2.1. Requisitos de confinamiento del acero para columnas DMO

Los reglamentos sismo resistentes establecen unos requisitos mínimos de confinamiento para ubicar el acero de refuerzo transversal con la finalidad de garantizar tres aspectos fundamentales. En una primera instancia, un área de concreto confinado que permita disipar la energía mediante las deformaciones sin que los elementos fallen, puesto que se obtiene una mayor ductilidad en el concreto acorde a los espaciamientos de refuerzos más pequeños. En segunda instancia, este acero de refuerzo hace la función de elementos de soporte para evitar el pandeo de las barras de acero longitudinal. Como último, los estribos y ganchos transversales son los encargados de ofrecer una resistencia al cortante considerable y su espaciamiento en una menor distancia se dispone en los tramos en los cuales se dan mayores esfuerzos cortantes.

En muchas edificaciones se presenta la condición en la cual el acero transversal es gobernado por el diseño a cortante y no por el confinamiento mínimo requerido, sea por las condiciones de espaciamiento mínimo o el cumplimiento de la cuantía volumétrica que pueda garantizar una buena ductilidad en los elementos. En seguida se representa la columna tomada como ejemplo y como se valoraría según los condicionales mínimos establecidos para la normativa nacional en C.21.3.5.

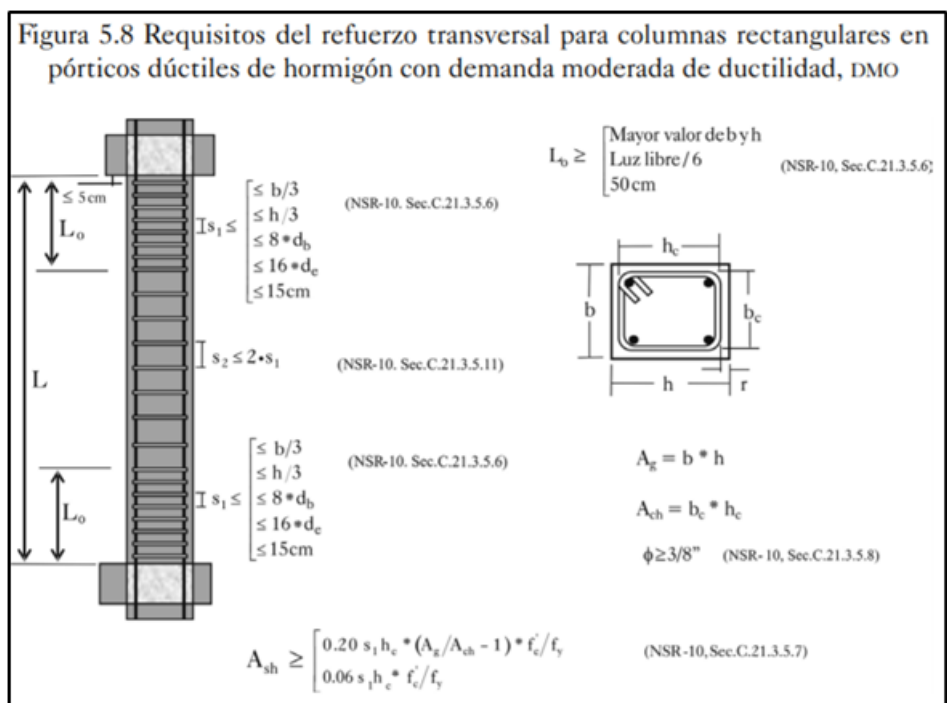


Fig. 93. Requisitos del refuerzo transversal para columnas rectangulares con capacidad de disipación moderada de energía, DMO.

Fuente: Rochel Awad [18].

Disipación de Energía:		DMO
b	50	cm
h	50	cm
#barra	5	
d_b	1,59	cm
#barra_e	3	
d_e	0,95	cm
d_{min}	15	cm
b/3	16,67	cm
h/3	16,67	cm
8db	12,72	cm
16de	15,2	cm
S₁	12	cm <u>OK</u>
S₂	24	cm <u>OK</u>

Fig. 94. Espaciamiento transversal de acuerdo a la geometría de la columna y el acero de refuerzo dispuesto.

Fuente: elaboración propia.

Se deben calcular las longitudes en las cuales el acero transversal se posicionará de acuerdo a S_1 , en esta zona se ubica el refuerzo a una menor distancia con el fin de garantizar un mayor confinamiento, puesto que es la zona en dónde se concentrarán mayores esfuerzos cortantes a las columnas.

Definición de las longitudes especiales y no especiales para la distribución del refuerzo transversal		
L	250	cm
>b;h	50	cm
L/6	41,67	cm
d_{min}	50	cm
L_0	50	cm
L_m	150	cm

Fig. 95. Definición de las longitudes especiales y no especiales para la distribución del refuerzo transversal.

Fuente: elaboración propia.

Habiendo definido los espaciamientos y las longitudes en dónde se posiciona el acero a un mayor y menor espaciamiento, es necesario ahora hallar el área total del refuerzo transversal requerido.

C.21.3.5.7 — El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , colocados en la longitud ℓ_0 no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-2) y (C.21-3).

$$A_{sh} = 0.2 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (C.21-2)$$

$$A_{sh} = 0.06 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}} \quad (C.21-3)$$

Fig. 96. Formulación para hallar la cuantía volumétrica requerida por la NSR-10.

Fuente: elaboración propia.

Refuerzo en Y					Refuerzo en X			
b	500	mm			h	500	mm	
h	500	mm			b	500	mm	
S	120	mm			S	120	mm	
b _c	425,4	mm			h _c	425,4	mm	
h _c	425,4	mm			b _c	425,4	mm	
f'c	28	MPa			f'c	28	MPa	
fyt	420	MPa			fyt	420	MPa	
Ag	250000	mm ²			Ag	250000	mm ²	
A _{ch}	180965	mm ²			A _{ch}	180965,2	mm ²	
Ash	259,65	mm ²	C.21-2		Ash	259,65	mm ²	C.21-2
Ash	204,192	mm ²	C.21-3		Ash	204,192	mm ²	C.21-3
#b	3				#b	3		
#ramas	4				#ramas	4		
Ashr	284	mm ²			Ashr	284	mm ²	
CUMPLE	OK				CUMPLE	OK		

Fig. 97. Cálculo de acero de refuerzo transversal requerido.

Fuente: elaboración propia.

Para este ejemplo bastaría con ubicar el acero cada 12 cm en las longitudes de mayor confinamiento, sin embargo, el acero transversal entre menor distancia de espaciamiento tenga, tendrá mayor ductilidad, además mayor resistencia ante los esfuerzos cortantes y ofrecerá una mejor estabilidad a las barras longitudinales de las columnas, por ello se posicionaron de acuerdo a la ilustración, 6.0 cm.

5.6.4.2.2. Requisitos de confinamiento del acero para vigas DES

Los requisitos de confinamiento para zonas DES son más estrictos que para DMO, la fundamentación está basada en que al ser una zona más propensa a tener movimientos sísmicos más considerables es necesario que las estructuras y los elementos que las componen tengan una mayor ductilidad, permitiendo de esta manera que los componentes de las edificaciones se caractericen por soportar mayores deformaciones sin presentar algún tipo de falla.

A continuación, se expone la valoración que corresponde a los elementos de demanda especial de energía, tomando como referencia la columna del ejemplo que se viene desarrollando. Se efectúa el análisis según lo que data en

En seguida se representa la columna tomada como ejemplo y como se valoraría según los condicionales mínimos establecidos para la normativa nacional en C.21.6.4.3.

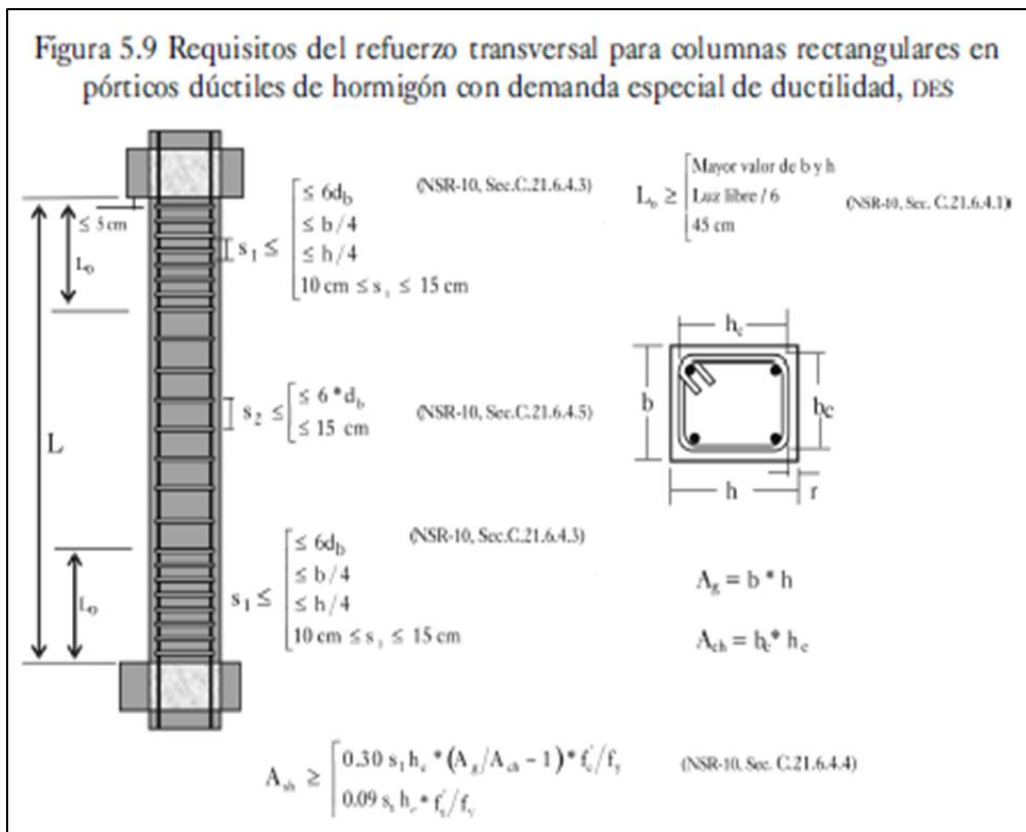


Fig. 98. Requisitos del refuerzo transversal para columnas rectangulares con capacidad de disipación especial de energía, DES.

Fuente: Rochel Awad [18].

Espaciamiento de estribos en columnas		
Disipación de Energía:		DES
b	50	cm
h	50	cm
#barra	5	
d_b	1.59	cm
#barra_e	3	
d_e	0.95	cm
d_{min}	15	cm
b/4	12.50	cm
h/4	12.50	cm
6db	9.54	cm
S₁	6	cm
S₂	12	cm

Fig. 99. Espaciamiento transversal de acuerdo a la geometría de la columna y el acero de refuerzo dispuesto, DES.

Fuente: elaboración propia.

Se deben calcular las longitudes en las cuales el acero transversal se posicionará de acuerdo a S_1 , en esta zona se ubica el refuerzo a una menor distancia con el fin de garantizar un mayor confinamiento, puesto que es la zona en dónde se concentrarán mayores esfuerzos cortantes a las columnas.

Definición de las longitudes especiales y no especiales para la distribución del refuerzo transversal		
L	250	cm
>b;h	50	cm
L/6	41,67	cm
d_{min}	50	cm
L₀	50	cm
L_m	150	cm

Fig. 100. Definición de las longitudes especiales y no especiales para la distribución del refuerzo transversal.

Fuente: elaboración propia.

Habiendo definido los espaciamientos y las longitudes en dónde se posiciona el acero a un mayor y menor espaciamiento, es necesario ahora hallar el área total del refuerzo transversal requerido.

C.21.6.4.4 — Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican de (a) o (b), a menos que en 21.6.5 se exija mayor cantidad.

(a) La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s , no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.21-6):

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (C.21-6)$$

y no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.10-5).

(b) El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-7) y (C.21-8).

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (C.21-7)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (C.21-8)$$

Fig. 101. Formulación para hallar la cuantía volumétrica requerida por la NSR-10, DES.

Fuente: elaboración propia.

Refuerzo en Y					Refuerzo en X			
b	500	mm			h	500	mm	
h	500	mm			b	500	mm	
S	120	mm			S	120	mm	
b_c	425,4	mm			h_c	425,4	mm	
h_c	425,4	mm			b_c	425,4	mm	
f'c	28	MPa			f'c	28	MPa	
fy_t	420	MPa			fy_t	420	MPa	
A_g	250000	mm ²			A_g	250000	mm ²	
A_{ch}	180965	mm ²			A_{ch}	180965,2	mm ²	
A_{sh}	259,65	mm ²	C.21-2		A_{sh}	259,65	mm ²	C.21-2
A_{sh}	204,192	mm ²	C.21-3		A_{sh}	204,192	mm ²	C.21-3
#b	3				#b	3		
#ramas	4				#ramas	4		
A_{shr}	284	mm ²			A_{shr}	284	mm ²	
CUMPLE	OK				CUMPLE	OK		

Fig. 102. Cálculo de acero de refuerzo transversal requerido, DES.

Fuente: elaboración propia.

Se llevó a cabo la valoración con el espaciamiento propuesto en la ilustración de la columna del ejemplo. Se había realizado una primera iteración, pero los requisitos de espaciamiento no satisfacían (9.0 cm) los de la cuantía volumétrica, por lo que fue necesario validarlo con un espaciamiento menor (6.0 cm).

5.6.4.3. Diseño a cortante DMO

Para columnas que soporten fuerzas sísmicas el diseño por cortante debe hacerse de manera tal en que se considere la resistencia máxima a flexión antes de que se genere un efecto de plasticidad en los extremos, debido al momento nominal (M_{nt}), que se obtiene del diseño a flexión en el cual se considera la resistencia a la carga axial mayorada del elemento. El M_{nt} puede ser mayor que el M_u , por lo que es necesario realizar la evaluación partiendo del acero de refuerzo longitudinal que se haya dispuesto en las columnas.

Este procedimiento es similar al de vigas, para este también se desprecia la mayoración de la fuerza sísmica para obtener las sollicitaciones más desfavorables, debido a que este miramiento se aleja de la realidad que afecta a las edificaciones.

El M_{nt} representa la máxima fuerza que una columna puede resistir en flexión antes de entrar en su estado plástico, es decir, es el punto en el que el concreto comienza a agrietarse y el acero de refuerzo empieza a fluir (doblarse).

Normativas como el ACI y la NSR-10 ilustran una metodología para calcular estos valores. Para columnas depende de hallar los momentos máximos resistentes a partir del acero longitudinal dispuesto, se suma el valor que se obtenga de los dos extremos de un mismo elemento y se divide en la longitud del tramo de este.

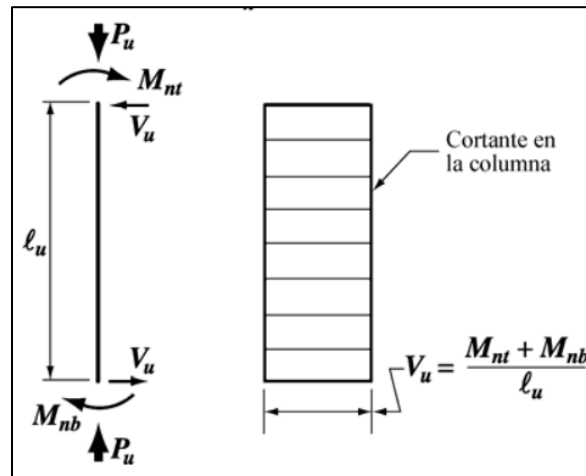


Fig. 103. Cortante en el diseño de columnas DMO (NSR-10).

Fuente: NSR-10 [1].

Existe otro método que permite hallar los M_{nt} a partir de la carga axial que se tiene en los dos extremos de la columna. Para ellos se toma de la modelación del programa de cómputo usado, los valores de P_u que corresponden a los dos extremos de la columna, posteriormente se enlazan estos datos en el diagrama de flexo-compresión con el fin de verificar la correspondencia de los momentos de diseño y son estos los que representan los M_{nt} . Se toman los momentos nominales, puesto que son estos los que representan el límite en el cual el acero comenzaría a fluir.

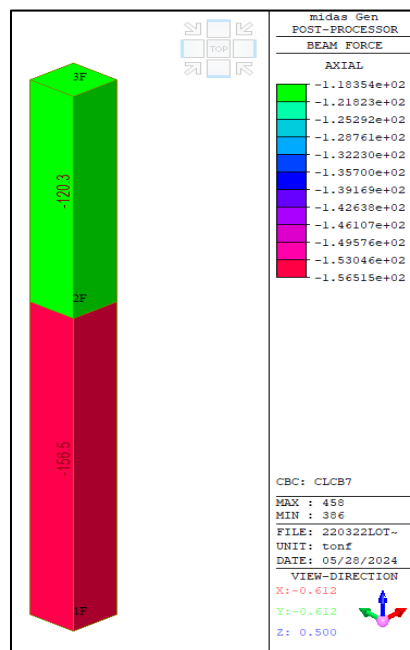


Fig. 104. Carga axial de piso superior e inferior, obtenido del modelo estructural que se desarrolle.

Fuente: elaboración propia.

- $P_{nt1}=156.50$ Ton.
- $P_{nt2}=120.30$ Ton.

Pu Vs Mn		
P_u Piso ↑	120.3	Ton
M_{ncol} ↑	41.1	Ton.m
P_u Piso ↓	156.5	Ton
M_{ncol} ↓	45.4	Ton.m
$M_{nóminal}$ columna	86.50	Ton.m

Fig. 105. Pu vs. Mn.

Fuente: elaboración propia.

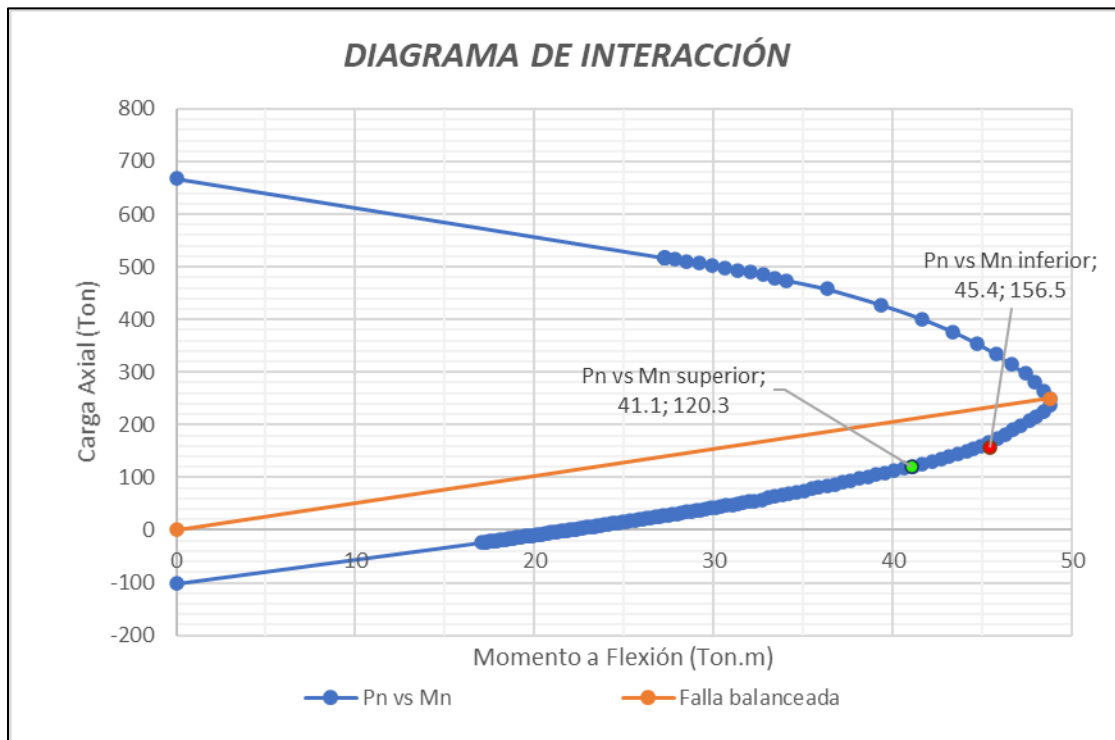


Fig. 106. Cálculo de Mn a partir del Pu.

Fuente: elaboración propia.

$$V_u = \frac{86.50 \text{ Ton.m}}{2.50 \text{ m.}} \quad (37)$$

$$V_u = 34.60 \text{ Ton.} \quad (38)$$

Este sería el cortante actuante máximo. Se valida que la sección de la columna tenga un cortante resistente, mayor que el cortante máximo que se pueda generar en el elemento.

$$\phi V_n = V_c + V_s \quad (39)$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (C.11-4) \quad (40)$$

N_u/A_g se debe expresar en MPa.

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{156500kg}{(14 \times (50cm \times 50cm))}\right) \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} \cdot (50cm \times 45cm) = 109,178.76kg \rightarrow 109.18Ton$$

$$V_u < V_c$$

$$34.60 Ton < 109.18 Ton \quad OK \quad (41)$$

El cortante resistente del concreto para columnas es un poco mayor que el que soportan las vigas, esto se debe a que una proporción de los esfuerzos axiales en el elemento contrarrestan los esfuerzos cortantes que se están generando, debido a que el efecto de compresión genera unos esfuerzos que actúan en el plano normal a la sección transversal del elemento.

En ocasiones para DMO no se da que baste con que el concreto resista el cortante actuante, por lo que es necesario considerar la resistencia que proporciona el acero transversal dispuesto.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (C.11-15) \quad (42)$$

$$V_s = \frac{(4 \times 0.71cm^2) \times 4200 \frac{kgf}{cm^2} \times 45cm}{12cm} = 44,730kg \quad 44.73 Ton \quad (43)$$

5.6.4.4. Diseño A cortante DES

El procedimiento para hallar el cortante último es similar al planteado para DMO, la variación está en que acá se estima examinar el cortante a partir de los momentos probables (M_{pr}). Estos surgen a partir de considerar que se tiene una mejor ductilidad en los elementos, además, que la resistencia a la fluencia del acero longitudinal realmente puede exceder el valor especificado, adicionalmente se estima que los

elementos del pórtico podrán disipar energía en el rango no lineal. Para hallar M_{pr} , es necesario considerar afectar f_y , por 1.25.

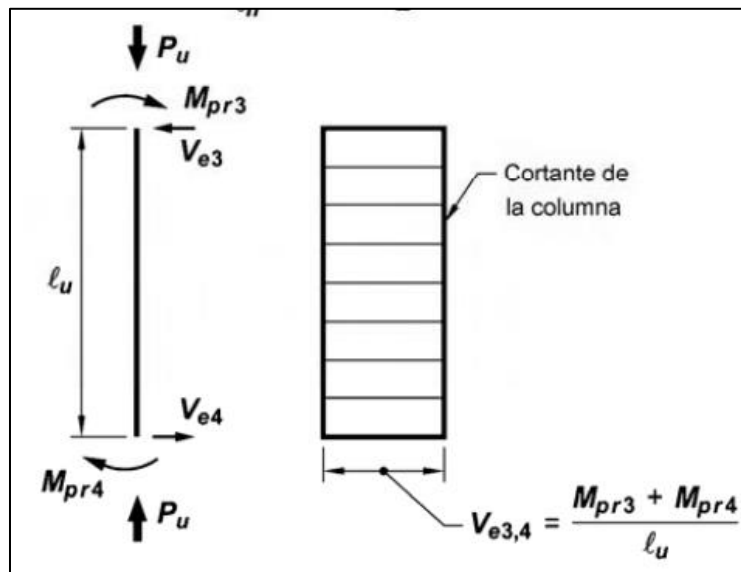


Fig. 107. Cortante en el diseño de columnas DES (NSR-10).

Fuente: NSR-10 [1].

Para obtener M_{pr} se ajusta el valor de f_y en la construcción del diagrama de interacción de la columna y de allí se extraen los momentos que se relacionen con la carga axial a la que esté sometida. Para el caso del ejemplo aplican las mismas cargas que están expuestas en la ilustración 72.

- $P_{nt1}=156.50$ Ton.
- $P_{nt2}=120.30$ Ton.

Pu Vs Mn		
P_u Piso ↑	120,3	Ton
$M_{n\text{col}}$ ↑	44,8	Ton.m
P_u Piso ↓	156,5	Ton
$M_{n\text{col}}$ ↓	47,5	Ton.m
$M_{\text{nóminal columna}}$	92,23	Ton.m

Fig. 108. Pu vs. Mn.

Fuente: elaboración propia.

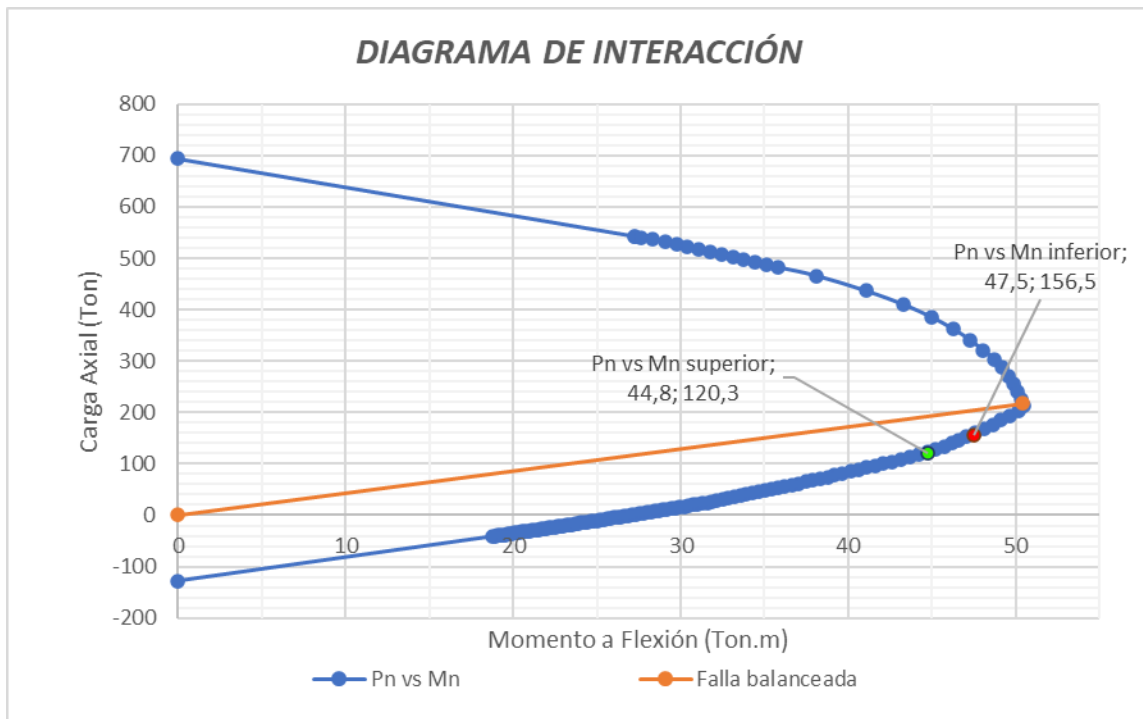


Fig. 109. Cálculo de M_{pr} a partir del P_u .

Fuente: elaboración propia.

$$V_u = \frac{92.23 \text{ Ton.m}}{2.50 \text{ m.}} \quad (44)$$

$$V_u = 36.89 \text{ Ton.} \quad (45)$$

Este sería el cortante actuante máximo. Se valida que la sección de la columna tenga un cortante resistente mayor que el cortante máximo que se pueda generar el acero y el concreto. Para DES no se considera el aporte del concreto para las longitudes definidas con mayor confinamiento, cuando los elementos no cumplen con las dos condiciones simultáneamente planteadas en C.21.5.4.2, véase a continuación:

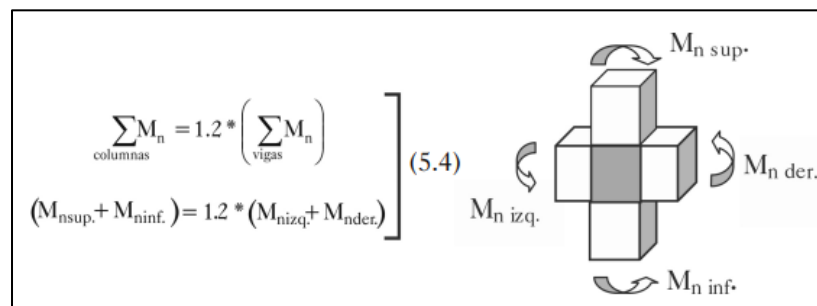
- La fuerza cortante obtenida de los momentos probables (V_e) representa la mitad o más de la capacidad a cortante máxima requerida en las zonas confinadas.
- El P_u obtenido de la combinación de carga más desfavorable representa una resistencia a la compresión menor que la siguiente razón, $A_g f'c/20$.

Se puede destacar que las edificaciones localizadas en zona de amenaza sísmica alta que cuenten con muchos niveles, para los primeros pisos podría contarse con el aporte de la resistencia al cortante del concreto y se debería realizar una verificación para los niveles superiores debido a que en estos hay

5.6.4.5. Verificación de columna fuerte viga débil

Buscando garantizar la seguridad de la estructura ante las distintas sollicitaciones, principalmente contra las fuerzas horizontales, se prioriza asegurar la estructura que en caso de fallo lo presente por los elementos tipo viga, puesto que se garantiza que las personas puedan desocupar las edificaciones en caso de sismo y que quizás posterior a este evento se puedan reparar estos elementos. Rochel Awad [18, p. 275-276] menciona que:

La resistencia a la flexión que se le debe proporcionar a una columna debe ser tal que garantice que primero llegan las vigas a la fluencia. Este requerimiento obedece a que los desplazamientos laterales causados por fallas de las columnas conllevan excesivos daños y fácilmente pueden ocasionar el colapso total de la estructura. Por estas razones las columnas, para estructuras con demanda especial, DES, y moderada, DMO, de ductilidad, son diseñadas con un 20% más de resistencia a la flexión, comparadas con la resistencia de las vigas que llegan a las caras de un nudo determinado.



The diagram shows a 3D perspective of a beam-column joint. Four beams meet at a central square column. Curved arrows indicate moments: $M_n \text{ sup.}$ (top), $M_n \text{ inf.}$ (bottom), $M_n \text{ izq.}$ (left), and $M_n \text{ der.}$ (right). To the left of the joint, a design equation is presented in a box:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{\text{columnas}} M_n &= 1.2 * \left(\sum_{\text{vigas}} M_n \right) \\ (M_{n\text{sup.}} + M_{n\text{inf.}}) &= 1.2 * (M_{n\text{izq.}} + M_{n\text{der.}}) \end{aligned} \right\} (5.4)$$

Fig. 110. Unión viga columna de un pórtico DMO, DES.

Fuente: Rochel Awad [18, p. 276].

En primera instancia se halla el momento nominal de las columnas. El procedimiento es el mismo que para el diseño por cortante evaluado anteriormente para columnas DMO. A continuación, se exponen los valores obtenidos.

Pu Vs Mn		
P_u Piso ↑	120.3	Ton
M_{ncol} ↑	41.1	Ton.m
P_u Piso ↓	156.5	Ton
M_{ncol} ↓	45.4	Ton.m
$M_{n\acute{o}minal\ columna}$	86.50	Ton.m

Fig. 111. Momento nominal de columnas para verificación columna fuerte-viga débil.

Fuente: elaboración propia.

Se procede a calcular el momento nominal de las vigas que se conectan al nudo a partir del acero longitudinal dispuesto, tanto el superior como el inferior. El resultado se obtiene del M_n calculado entre la resistencia a flexión del acero positivo de un costado más la resistencia negativa del otro lado de la viga. Es común que la misma cantidad de barras que se tiene a un costado de la columna, sean las mismas que se tienen para la otra cara, para los casos en que no, es necesario que el ingeniero diseñador halle la sumatoria de las magnitudes que se encuentren para las dos alternativas posibles y trabaje con la mayor.

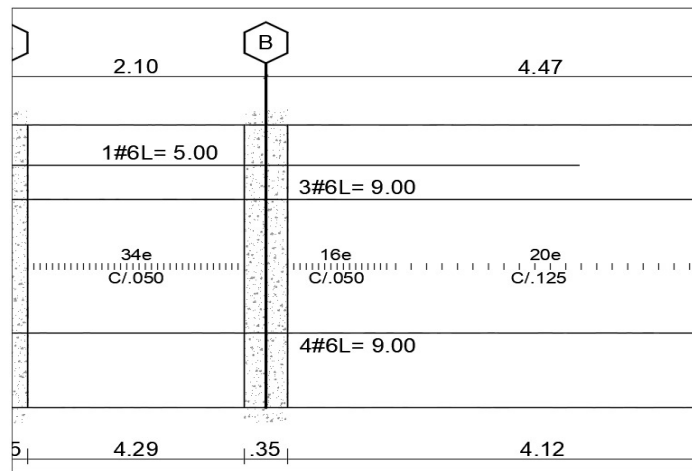


Fig. 112. Viga definida para el ejemplo de columna fuerte-viga débil.

Fuente: elaboración propia.

MOMENTO RESISTENTE EN VIGAS		
Refuerzo a flexión		
Refuerzo ⁺ Der.	4#	6
Refuerzo ⁻ Izq.	4#	6
Refuerzo ⁺ Izq.	4#	6
Refuerzo ⁻ Der.	4#	6

Fig. 113. Cantidad y tipo de acero longitudinal dispuesto en vigas.

Fuente: elaboración propia.

Conociendo el acero instalado, se procede a hallar los momentos nominales de las vigas a partir de las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{AsFy}{0.85f'cb} \quad (49)$$

$$M_n = AsFy(d - a/2) \quad (50)$$

<i>Calculo momento nominal vigas</i>		
As ⁺ Der.	0,00114	m ²
As ⁻ Izq.	0,00114	m ²
As ⁺ Izq.	0,00114	m ²
As ⁻ Der.	0,00114	m ²
a ⁺ _{Der.}	0,040	m
a ⁻ _{Izq.}	0,040	m
a ⁺ _{Izq.}	0,040	m
a ⁻ _{Der.}	0,040	m
M ₁	196,241	KN.m
M ₂	196,241	KN.m
ΣM _{n vigas}	392,482	KN.m
ΣM _{n vigas}	40,025	Ton.m

Fig. 114. Cálculo momento nominal vigas.

Fuente: elaboración propia.

Habiendo obtenido los momentos nominales tanto de columnas como de vigas, se procede a verificar que se cumpla con la relación estimada en C.21.3.6.2.

Mnc	>	1.2Mnv
86,5TON	CUMPLE!	48,0TON
	Ratio	
	1,80	

Fig. 115. Mnc > 1.2 Mnv

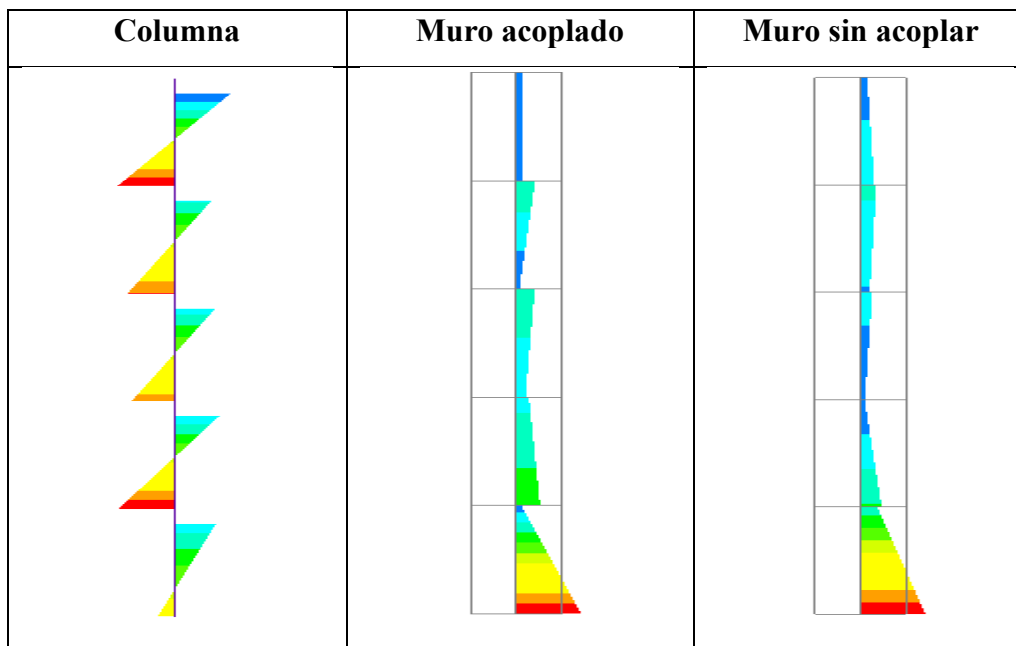
Fuente: elaboración propia.

5.6.5. Diseño de muros

Un muro estructural es un elemento que puede ofrecer resistencias en dirección a su plano muy elevadas para los pisos inferiores, puesto que estos trabajan de la misma manera en que se desenvuelve una viga en voladizo. En la práctica profesional para edificios de gran altura los ingenieros diseñadores proponen sistemas combinados y duales, lo que permite que para los niveles superiores ante la falta de rigidez que brindan los muros, sean los pórticos los que absorban los esfuerzos que se generan de las cargas laterales. Valencia y Olmedo [6], definen en su documento que, para que los muros de cortante funcionen como elementos con una capacidad inelástica alta, deben tener un esfuerzo axial medio (P_u/A_g) menor al 10%; de lo contrario, deben considerarse columnas.

Se puede identificar que un elemento se comporte como muro al evidenciar su diagrama de momentos, puesto que uno que no se comporte como tal, tendrá un aspecto igual que el que brindan las columnas, en las que se percibe una inversión de momentos en cada nivel de entre piso. El esquema de momentos en un muro expondrá el máximo en la base y el mínimo en la parte superior, si los muros no se enlazan con vigas de acople, la tendencia será el de exponer uno que se parezca a una viga en cantiléver.

Tabla 6. Diagrama de momentos para columna y muros



Fuente: elaboración propia.

Es fundamental tener claridad con los parámetros básicos que permitirán definir y diseñar muros que cumplan con los requisitos normativos, se comparten los más relevantes, resaltando que para estos se toman requisitos de NSR-10 y del ACI 318, debido a que la norma nacional se limita un poco con las consideraciones y deja escapar algunas que resultan relevantes para garantizar la integridad y estabilidad de estos elementos y de las estructuras que conforman.

Para el diseño de los muros estructurales es esencial tener en cuenta como punto de partida la información que se relaciona a continuación:

- Cuantías mínimas: Acero horizontal 0.25% (C.11.9.9.2)
Acero vertical, la menor entre la ecuación (C.11-30) y 0.0025. (C.11.9.9.4)
- Muros que tengan una cuantía menor del 1% no necesita estar confinado por estribos laterales. (C.14.3.6).
- Espaciamiento del refuerzo horizontal: El menor entre $l_w/5$, $3h$ o 450 mm. (C.11.9.9.3).
- Espaciamiento del refuerzo vertical: El menor entre $l_w/3$, $3h$ o 450 mm. (C.11.9.9.5).
- Muros con espesores mayores de 250 mm deben llevar doble capa de acero de refuerzo. (C.14.3.4).
- Recubrimiento del concreto: 20 mm. (C.7.7.1.(c)).

Este recubrimiento es necesario que se valide según sea el caso con los requisitos de resistencia contra el fuego que están contenidos en el título J de la NSR-10.

Se verificará si el siguiente muro, del cual se obtuvieron los resultados de una modelación realizada en un programa de cómputo para el análisis y otro para el diseño y detallado del acero de refuerzo cumple con los requisitos que garantizan su integridad.

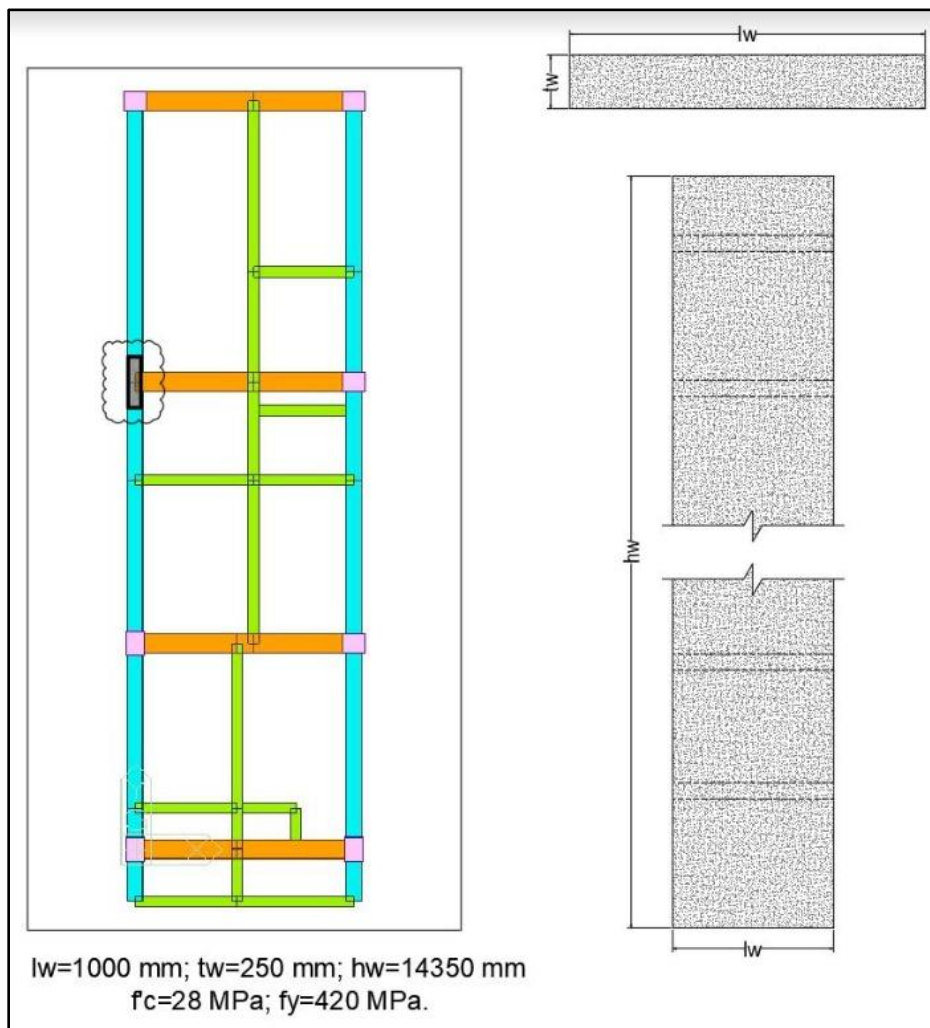


Fig. 116. Ejemplo para diseño de muro.

Fuente: elaboración propia.

- $L_w=1000 \text{ mm}$
- $h_w=14350 \text{ mm}$
- $t_w= 250 \text{ mm}$
- $f'_c=28 \text{ MPa}$
- $f_y=420 \text{ MPa}$
- $\phi=0.75$

$$A. R. = \frac{h_w}{l_w} = \frac{14350 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} = 14.35 \quad (51)$$

Se toman de la modelación las solicitaciones que están situadas en la base del muro.

- $N_u = 659.4 \text{ KN}$
- $V_{ux} = 5.1 \text{ KN}$
- $V_{uy} = 166.3 \text{ KN}$
- $M_{ux} = 17.5 \text{ KN}$
- $M_{uy} = 520.3 \text{ KN}$
- $\delta_u = 19.44 \text{ mm}$

Se calcula la cortante máxima que puede tener el muro en cualquier sección horizontal, de acuerdo a lo que data en C.11.9.3 de la NSR-10.

$$\begin{aligned}
 d &= 0.8L_w = 0.8 \times 1000\text{mm} = 800\text{mm} \\
 V_n &= 0.83\sqrt{28\text{MPa}}(250\text{mm})(800\text{mm}) = 878\text{KN} \\
 \phi V_n &= 0.75 \times 878\text{KN} = 527\text{KN} \\
 V_u &< \phi V_n \\
 166.71\text{KN} &< 527.00\text{KN} \rightarrow\rightarrow\rightarrow\rightarrow\rightarrow \text{OK!!!} \quad (52)
 \end{aligned}$$

Se verifica si V_u no excede la ecuación establecida en la sección C.21.9.2.1, de esto dependerá la cuantía mínima del acero longitudinal y transversal.

$$\begin{aligned}
 V &= 0.083A_{cv}\gamma\sqrt{f'c} \\
 V &= 0.083(250\text{mm})(1000\text{mm})(1.0)\sqrt{28\text{MPa}} = 109.89\text{KN} \\
 V_u &> V \\
 527.00 \text{ KN} &> 109.89\text{KN} \quad (53)
 \end{aligned}$$

Al cumplirse la condición expuesta en C.21.9.2.1, se establece que $\rho_{l, \text{mín}} = 0.0025$ y $\rho_{t, \text{mín}} = 0.0025$.

Es necesario identificar si el muro requiere disponer acero en las dos caras, esto a partir de las siguientes disposiciones:

C.21.9.2.3 establece una formulación a partir del cortante para definir si se requiere poner dos capas de refuerzo al muro.

$$\begin{aligned}
 &0.17A_{cv}\gamma\sqrt{f'c} \\
 &0.17(250\text{mm})(1000\text{mm})(1.0)\sqrt{28\text{MPa}} = 224.89\text{KN}
 \end{aligned}$$

$$V_u > V$$

$$527.00 \text{ KN} > 224.89 \text{ KN} \rightarrow \rightarrow (54)$$

SE REQUIEREN DOS CAPAS DE ACERO DE REFUERZO

Pese a que la pantalla no tiene más de 250 mm de espesor, se deben disponer dos capas de acero de refuerzo, por la condición anteriormente planteada.

Es necesario definir tanto el espaciamiento del acero vertical como el del horizontal, de acuerdo a C.1.9.9.3 y C.11.9.9.5.

Ref. vertical	(mm)	Ref. horizontal	(mm)
3tw	750	3tw	750
Lw/3	333	Lw/5	200
S máximo	450	S máximo	450
S	300	S	200

Fig. 117. Espaciamiento del acero vertical y horizontal.

Fuente: elaboración propia.

El espaciamiento vertical se aproximó al múltiplo de 50 inferior, proponiendo una distancia que en obra acarree mayor facilidad de recordación.

Diseño a flexión, estimación del área mínima del refuerzo vertical.

$$A_{s,min} = \rho_{l,min} t_w l_w$$

$$A_{s,min} = 0.0025(250\text{mm})(1000\text{mm}) = 625\text{mm}^2 \quad (55)$$

Aplicando barras #3, se tiene lo siguiente:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_{s,min}}{A_{s,barra}} = \frac{625\text{mm}^2}{71\text{mm}^2} = 8.8 \approx 9.0 \quad (56)$$

Como se requieren dos capas de acero de refuerzo, se deben disponer mínimo 10 barras, lo que daría para posicionar 5 por cada cara de la pantalla.

El recubrimiento del acero se establece en 300 mm, estando más allá del rango mínimo permitido.

La separación entre barras se da de la siguiente manera:

$$S = \frac{Lw - 2 \cdot r - d_b}{N^{\circ} \text{barras} - 1} = \frac{1000\text{mm} - 2(30\text{mm}) - 9.5\text{mm}}{5 - 1} = 232\text{mm} \quad (57)$$

Teniendo la cantidad de acero a disponer y el espaciamiento se procede a verificar que cumpla el diseño a flexo compresión, para ello se tiene que evaluar que todos los puntos de las solicitaciones estén cobijados dentro de la curva de diseño del diagrama de interacción establecido para el muro.

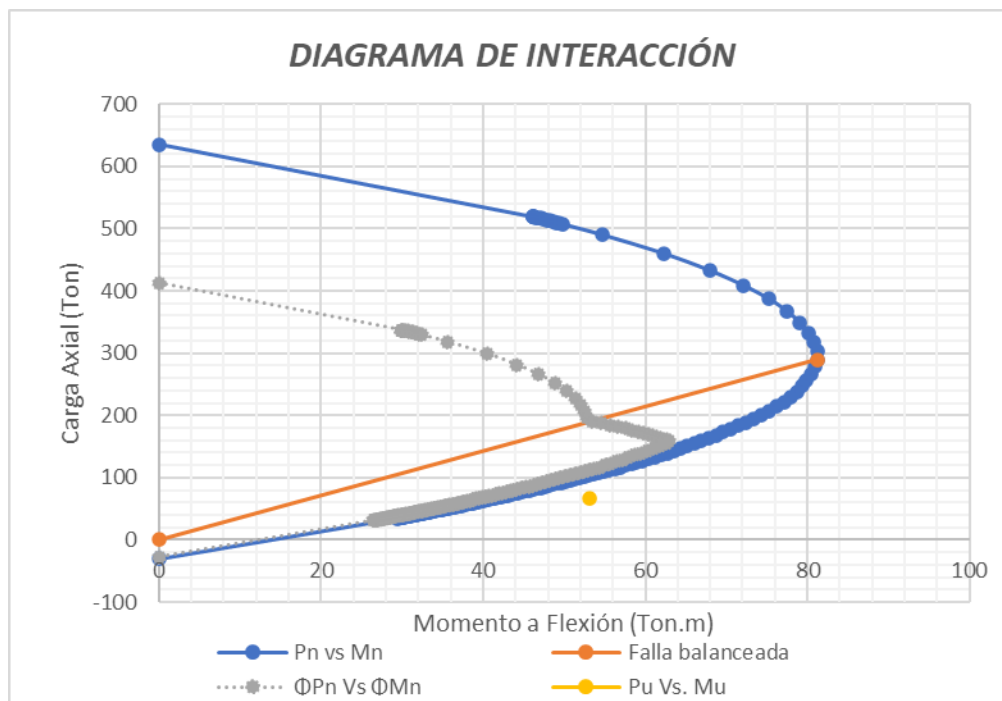


Fig. 118. Diagrama de interacción para muro con 10 barras #3.

Fuente: elaboración propia.

Según el examen realizado al elemento, este no cumple con el diseño a flexión, por lo que se debe proponer una nueva configuración de acero de refuerzo, sea por el incremento de la cuantía o la distribución del acero dentro de la sección.

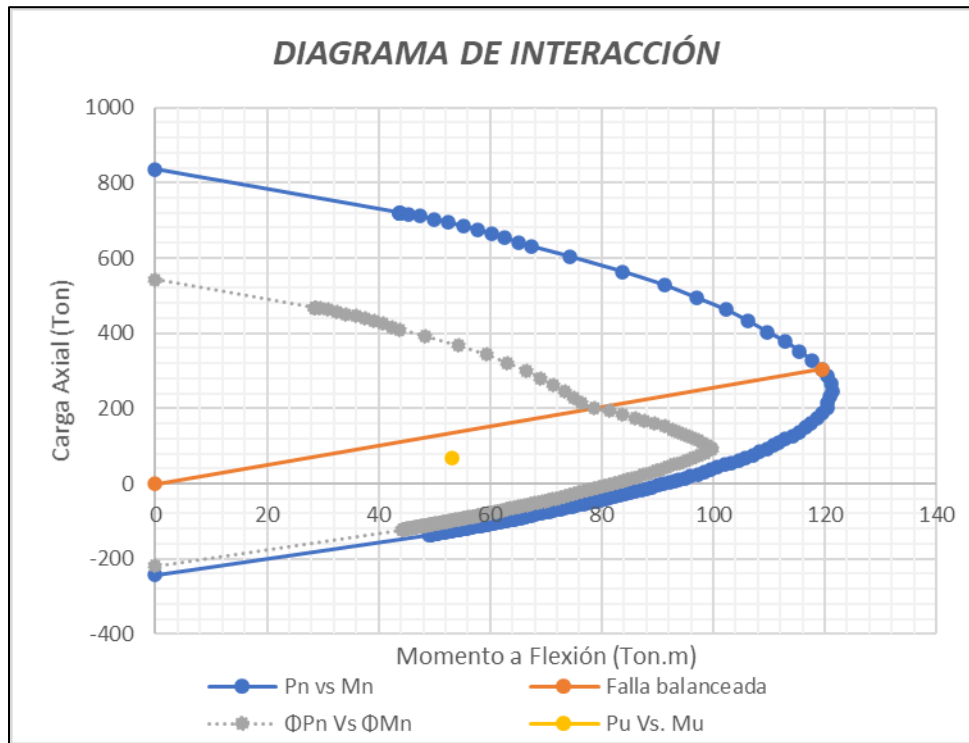


Fig. 119. Diagrama de interacción para muro proponiendo 20 barras #6.

Fuente: elaboración propia.

La solución propuesta lleva a que el elemento tenga un refuerzo por encima del 1%, por lo que éste debe cumplir con los requisitos de confinamiento de columnas.

Para efectos del ejercicio se continuará con el procedimiento y llegado a la validación del requerimiento de los elementos de borde deberá existir una correspondencia con lo descrito anteriormente. El confinamiento deberá garantizarse en toda la sección según los requisitos que datan en:

Cálculo del área mínima del refuerzo horizontal.

$$A_{s,mín} = \rho_{t,mín} t_w s \quad (58)$$

Aplicando barras #3, se tiene lo siguiente:

$$s = \frac{A_v}{\rho_{t,mín} t_w} = \frac{2(71mm^2)}{(0.0025)(250mm)} = 227.2 \text{ mm} \quad (59)$$

Según lo evaluado se dispondrían de barras #3 espaciado cada 200 mm para cumplir con el acero horizontal requerido.

Cálculo de Resistencia al Cortante de la Pantalla:

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \phi V_n & \phi &= 0.75 \\
 V_n &= V_c + V_s \\
 V_{uy} &= 166.3 \text{ KN} & (60)
 \end{aligned}$$

Se calcula el cortante nominal de acuerdo a C.21.9.4.1.

$$V_n \leq A_{cv}(\alpha_c \gamma \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$\begin{array}{lll}
 \alpha_c = 0.25 \text{ para } h_w/l_w & \alpha_c = 0.17 \text{ para } h_w/l_w & h_w/l_w \text{ entre 1.5 y 2.0, varía} \\
 \leq 1.5 & \leq 2.0 & \text{linealmente entre 0.25 y 0.17}
 \end{array}$$

$$V_c = 0.17 \gamma \sqrt{f'_c} t_w d = 0.17(1.0)(\sqrt{28 \text{ MPa}})(250 \text{ mm})(800 \text{ mm}) = 179.91 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75(179.91 \text{ KN}) = 134.93 \text{ KN} \quad (61)$$

No se cumple con la condición en que V_u es menor que ϕV_n , por lo que se atiende lo descrito en C.11.9.8.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(2 \times 71 \text{ mm}^2)(420 \text{ MPa})(800 \text{ mm})}{200 \text{ mm}} = 238.56 \text{ KN}$$

$$\phi V_s = 0.75 \times 238.56 \text{ KN} = 178.92$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 134.93 \text{ KN} + 178.92 \text{ KN} = 313.85 \text{ KN}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$166.3 \text{ KN} \leq 313.85 \text{ KN} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow OK \quad (62)$$

Validación de requisitos para incluir elementos de borde:

- $\delta_u=131.15\text{mm}$
- $L_w=1000\text{mm}$
- $h_w=14350\text{ mm}$
- $c=558.8\text{mm}$ (compatibilidad de deformaciones de muro con 20#6)

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \quad (\text{C.21-11}) \quad (63)$$

δ_u/h_w no se deben tomar menores que 0.007, según C.21.9.6.2.(a).

$$558.8\text{ mm} \geq \frac{1000}{600(131.15\text{mm}/14350\text{mm})}$$

$$558.8\text{ mm} \geq 182.48\text{mm} \quad (64)$$

“El muro requiere elementos de borde”

Se definen las longitudes mínimas de borde de manera que l_{be} será el mayor de los siguientes:

$$c - 0.1l_w = 558.8\text{mm} - 0.1(1000\text{mm}) = 458.8\text{ mm}$$

$$\frac{c}{2} = 558.8\text{mm}/2 = 279\text{mm}$$

$$l_{be,\text{mín}} = 458.8\text{ mm} \quad (65)$$

Como el muro es de 1.0 m, se hace necesario disponer acero que confine el elemento en toda su longitud, de manera que cumpla con el requerido por las ecuaciones C.21-7 y C.21-8.

$$A_{sh,\text{mín}} = 0.3 \frac{s \cdot t_w \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s.t.w.f'c}{f_{yt}} \quad (66)$$

Para los elementos de borde según C.21.9.6.3 los cuales aplican para muros DES también deben proponerse en pantallas en dónde los esfuerzos de compresión sean mayores que $0.15f'c$ y pueden ser discontinuados en los niveles en dónde se tenga una sollicitación menor a este límite. Para el caso de las pantallas DMO pueden suprimirse los elementos de borde cuando la demanda sea menor que $0.22f'c$.

6. CONCLUSIONES

Este estudio se centró en la elaboración de una guía crítica para el diseño sísmico de estructuras de concreto, específicamente vigas, columnas y muros. Se identificaron las deficiencias comunes que resultan de diseños estructurales inseguros. Además, se analizaron las normativas sismo resistentes y se destacaron los aspectos ambiguos y los requisitos necesarios para garantizar la seguridad estructural.

Los hallazgos indican que las normativas sismo resistentes actuales presentan ciertas ambigüedades y carencias que pueden conducir a diseños inadecuados. También se encontró que no todos los ingenieros diseñadores poseen la idoneidad adecuada para ejecutar diseños óptimos, ante lo cual se subraya la necesidad de consolidar un documento de referencia que resultara preciso y claro para el diseño de edificaciones sismo resistentes. Esta investigación ofrece una estructura metodológica que asegura el cumplimiento de los requisitos normativos y garantiza que quien lo ponga en práctica realice diseños de edificaciones que cumplan con los requisitos normativos y, por ende, se consoliden edificaciones seguras e idóneas.

La guía crítica desarrollada tiene importantes implicaciones prácticas, ya que proporciona a estudiantes y profesionales del campo de la ingeniería una herramienta clara y efectiva para realizar diseños estructurales sismo resistentes. Esto contribuye significativamente a mejorar la seguridad y eficiencia de las construcciones de concreto.

Es fundamental reconocer que este estudio no aborda casos específicos ni sistemas estructurales particulares, manteniéndose en un enfoque general. Esta limitación sugiere que futuras investigaciones deberían enfocarse en desarrollar guías críticas adaptadas a tipologías de sistemas estructurales específicos o a confrontar deducciones que la norma plasma, pero que la argumentación no es lo suficientemente clara para entender el comportamiento de los elementos o estructuras a evaluar. Se recomienda, además, investigar métodos para verificar los resultados obtenidos de los programas de diseño estructural en comparación con las normativas y las metodologías que se avalan en estas, para así asegurar la precisión y confiabilidad de los diseños.

En conclusión, este estudio ha proporcionado una guía crítica esencial para el diseño sísmico de estructuras de concreto, abordando las carencias, tanto en lo normativo como en las competencias de los

profesionales que actúan en esta área. La guía propuesta no solo clarifica aspectos ambiguos y confusos, sino que complementa algunos, de manera que se permita consolidar todo lo que comprende un diseño estructural, también ofrece, además, un procedimiento detallado que garantiza la seguridad y efectividad de los diseños estructurales. Este trabajo representa una contribución significativa al campo de la ingeniería estructural, promoviendo prácticas de diseño más seguras y eficientes.

7. RECOMENDACIONES

Resulta indispensable producir documentos guías que permitan complementar el conocimiento de los profesionales que atienden los distintos diseños estructurales, puesto que la prioridad es garantizar la vida de las personas. En este sentido, las malas experiencias que se han tenido en los últimos años han puesto en evidencia la falta idoneidad en un porcentaje de profesionales que ha afrontado el reto de realizar los respectivos diseños, pero que no respondieron de la manera esperada.

Sumado a lo anterior, urge que los entes de control creen herramientas con las cuales puedan filtrar el alcance en las capacidades de los ingenieros responsables de los diseños de las edificaciones sismo resistentes.

REFERENCIAS

- [1] *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente*, NSR-10, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Colombia, ene. 2010. [En línea]. Disponible en: <https://www.unisdr.org/campaign/resilientcities/uploads/city/attachments/3871-10684.pdf>
- [2] I. Ramírez-Morales. “Acueductos romanos en Segovia, España”. Researchgate. Accedido: ene. 1, 2024. [En línea]. Disponible en: https://www.researchgate.net/figure/Figura-3-Acueductos-romanos-en-Segovia-Espana-C-Felver-Alfonzo-2009_fig3_308938342
- [3] Wikipedia. “Temple of Concordia - Agrigento, Italy”. Wikipedia. Accedido: ene. 1, 2024. [En línea]. Disponible en: https://es.wikipedia.org/wiki/Templo_de_la_Concordia_%28Agrigento%29#/media/Archivo:Ag_rigento-Tempio_della_Concordia01.JPG
- [4] Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. “Escenarios establecidos en la concepción de edificaciones”. IMCYC. Accedido: ene. 1, 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.imcyc.com/revistacyt/febrero2012/artingenieria.html>
- [5] R. Park y T. Paulay, *Estructuras de concreto reforzado*. Ciudad de México, México: Ed. Limusa, 1988.
- [6] W. Valencia y J. Olmedo, *Análisis y diseño de edificios en concreto reforzado*. Bogotá, Colombia: Ed. Alpha Ed., 2024.
- [7] *Requisitos de reglamento para concreto estructural*, ACI 318S-19, American Concrete Institute, EE. UU., jun. 2019.
- [8] *European standard norme européenne europäische norm*, Eurocode 8, European Committee For Standardization Comité Européen De Normalisation Européisches Komitee Fur Normung, Bélgica, dic. 2004. [En línea]. Disponible en: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/02/en.1998.1.2004.pdf>
- [9] Y. A. Cantillo Mier, “Elaboración de una guía de modelos y procedimientos para el diseño de elementos estructurales acorde a la NSR-10 colombiana - primera parte – vigas de concreto reforzado”, Tesis de Gdo., Fac. de Ingenierías, U. de la Costa, Barranquilla, Colombia, 2013. [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/4ciuLsp>
- [10] Ó. M. Quintero y A. Silva, “Guía metodológica para la revisión de diseños estructurales según el reglamento NSR-10, en edificaciones con sistema de pórticos resistentes a momentos”, Tesis de

- Gdo., Fac. de Ingeniería Civil, U. Santo Tomás, Bogotá, Colombia, 2020. [En línea]. Disponible en: <https://repository.usta.edu.co/bitstream/handle/11634/29464/2020mauricioquintero.pdf>
- [11] J. F. Hernández, “Apoyo para el diseño de edificaciones en concreto reforzado con capacidad de disipación de energía por los métodos de la fuerza horizontal equivalente y análisis dinámico elástico”, Tesis de Gdo., Dep. de Ingeniería Civil, Escuela Ambiental, U. de Antioquia, Medellín, Colombia, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/4chX4r4>
- [12] J. C. Botero Palacio, “Evaluación y combinación de cargas”, presentada en Hormigón II, Universidad Eafit, Medellín, Colombia, feb. 22, 2023.
- [13] Alamy. “Orificio de soplado Figura Reducción edificios triangulares”. Alamy. Accedido: ene. 1, 2024. [En línea]. Disponible en: <https://c8.alamy.com/compes/pc7raw/vista-superior-de-un-edificio-de-forma-triangular-urbanos-y-coches-alemania-pc7raw.jpg>
- [14] Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, *Acta N° 97* (Bogotá D. C., CO-CUN: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2011). Accedido: oct. 5, 2011, <https://asosismica.org.co/wp-content/uploads/2016/04/ACTA-097-05-octubre-2001.pdf>
- [15] J. C. Botero Palacio, “Derivas de entrepiso”, presentada en Hormigón II, Universidad Eafit, Medellín, Colombia, feb. 22, 2023.
- [16] Minvivienda, *Acta N° 137* (Bogotá D. C., CO-CUN: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2017). Accedido: feb. 23, 2017, <https://asosismica.org.co/wp-content/uploads/2017/05/Acta-137-CAP-DEFINITIVA.pdf>
- [17] J. C. Botero Palacio, “Diseño y revisión de secciones rectangulares doblemente reforzadas”, presentada en Hormigón I, Universidad Eafit, Medellín, Colombia, feb. 22, 2023.
- [18] R. Rochel Awad, *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín, Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012.