

**COMPARACIÓN DE SISTEMAS DE RIGIDIZACIÓN PARA EDIFICIOS DE
CONCRETO REFORZADO UBICADOS EN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA
INTERMEDIA**

**JEISSON ARMANDO PAIPA SANABRIA
INGENIERO CIVIL**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA**

2017

**COMPARACIÓN DE SISTEMAS DE RIGIDIZACIÓN PARA EDIFICIOS DE
CONCRETO REFORZADO UBICADOS EN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA
INTERMEDIA**

**JEISSON ARMANDO PAIPA SANABRIA
INGENIERO CIVIL**

**Trabajo de Grado para optar al título de
Magister en Ingeniería Estructural**

Director del Proyecto:

GUSTAVO CHIO CHO

Ingeniero Civil. PhD

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA**

2017

DEDICATORIA

Agradezco a Dios por bendecirme y colocarme en el lugar que él ha deseado, A mis padres Luis Armando Paipa y Luz Marina Sanabria a quienes amo y les debo todo lo bueno que tengo en la vida, por su ejemplo y cariño.

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecer a mi director de tesis, Ingeniero Gustavo Chio por su tiempo, apoyo y contribución. Sus conocimientos, orientaciones y motivación han sido fundamentales para la culminación de este documento.

A mis amigos Rafael Correa y Juliana Niño, colegas y compañeros de clase con quienes nos apoyamos en la realización de la maestría, por compartir los buenos y malos momentos.

Oscar Puentes y Andrés Ardila por su colaboración y aportes en la revisión del documento.

Todos aquellos familiares y amigos que no recordé al momento de escribir esto. Ustedes saben quiénes son.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	33
1. Objetivos	35
2. Generalidades y definiciones	36
2.1 Amenaza sísmica	36
2.2 Diseño sismo resistente	37
2.3 Sistemas de resistencia sísmica	39
2.3.1 Sistema de pórticos	39
2.3.2 Sistema de muros estructurales	40
2.3.3 Sistema de combinado.	40
2.3.4 Sistema dual.	42
2.4 Estructuración de edificios en zonas de amenaza sísmica	42
2.4.1 Estructuración de pórticos y muros.	42
2.4.2 Estructuración de pórticos arriostrados.	44
3. Diseño del experimento y base del cálculo	47
3.1 Unidad experimental	47
3.2 Metodología	47
3.3 Ubicación	48
3.4 Zona amenaza sísmica	48
3.5 Efectos locales o de sitio, Fa y Fv (NSR-10, sec.A.2.4)	48
3.6 Coeficiente de importancia, i (NSR-10, sec.A.2.5)	49

3.7 Estructuración y selección del tipo de estructura	50
3.7.1 Sistema estructural tipo 1: Sistema de pórticos concreto resistente a momentos con capacidad de disipación de energía moderada (DMO). Tabla 3	50
3.7.2 Sistema estructural tipo 2: Sistema combinado de pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). Tabla 450	
3.7.3 Sistema estructural tipo 3: Sistema combinado de pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). Tabla 5	51
3.8 Aspectos geométricos generales en planta y altura	52
3.9 Materiales	53
3.9.1 Concreto reforzado.	53
3.9.2 Acero de refuerzo.	55
3.9.3 Acero estructural.	58
3.10 Métodos de diseño para concreto y acero.	60
3.10.1 Metodología de diseño del concreto reforzado (método del estado límite de resistencia).	60
3.10.2 Metodología de diseño del acero estructural (método factores de carga y de resistencia).	60
3.11 Combinaciones de cargas mayoradas usando el metodo de la resistencia (NSR-10, sec.B.2.4.2)	61
3.11.1 Combinaciones básicas.	61
3.12 Tipos de cargas	62
3.12.1 Cargas muertas.	62
3.12.2 Cargas vivas. (NSR-10, Sección B.4).	65
3.12.3 Cargas símicas.	66
3.12.4 Método estático de la fuerza horizontal equivalente NSR-10, sección.B.4).	66
3.12.5 Método de análisis dinámico elástico (método modal espectral).	71

3.13 Evaluación de la deriva de acuerdo con la norma sismo resistente NSR-10	73
3.13.1 Definición de deriva.	73
3.13.2 Desplazamientos horizontales totales.	73
3.13.3 Desplazamientos horizontales en el centro de masa del piso, δ_{cm}, j .	74
3.13.4 Desplazamientos horizontales causados por efectos P-delta, δ_t, j .	74
3.13.5 Desplazamientos horizontales causados por efecto P-delta, δ_{pd}, j .	74
3.13.6 Evaluación de la deriva máxima.	74
3.13.7 Límites de la deriva máxima.	75
3.14 Análisis y diseño de estructuras con capacidad moderada de disipación de energía DMO	76
3.14.1 Requisitos geométricos vigas.	76
3.14.2 Requisitos geométricos columnas.	78
3.15 Cimentación	80
4. Análisis y diseño de las edificaciones de estudio	81
4.1 Edificación de estudio 1	81
4.1.1 Paso 1. Predimensionamiento estructural.	81
4.1.2 Paso 2. Evaluación de las solicitaciones definitivas.	84
4.1.3 Paso 3. Obtención del nivel de amenaza y los valores de A_a y A_v .	86
4.1.4 Paso 4. Movimientos sísmicos de diseño.	86
4.1.5 Paso 5. Características de la estructuración.	87
4.1.6 Paso 6. Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.	88
4.1.7 Paso 7. Determinaciones de las fuerzas sísmicas.	97
4.1.8 Paso 8. Desplazamientos horizontales y verificación de derivas.	103
4.1.9 Paso 9. Combinaciones de diseño y coeficiente de capacidad de disipación de energía.	111
4.1.10 Paso 10. Diseño de elementos estructurales de concreto reforzado.	114
4.1.11 Paso 11. Cantidades de concreto y acero de refuerzo Edificación de estudio 1	140

4.2 Edificación de estudio 2	143
4.2.1 Paso 1. Predimensionamiento estructural.	144
4.2.2 Paso 2. Evaluación de las solicitaciones definitivas.	146
4.2.3 Paso 3. Obtención del nivel de amenaza y los valores de Aa yAv	148
4.2.4 Paso 4. Movimientos sísmicos de diseño.	148
4.2.5 Paso 5. Características de la estructuración.	148
4.2.6 Paso 6. Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.	148
4.2.7 Paso 7. Determinaciones de las fuerzas sísmicas.	153
4.2.8 Paso 8. Desplazamientos horizontales y verificación de derivas.	159
4.2.9 Paso 9. Combinación de diseño y coeficiente de capacitación disipación de energía.	161
4.2.10 Paso 10. Diseño de elementos de concreto reforzado.	162
4.2.11 Paso 11. Cantidades de concreto y acero de refuerzo Edificación de estudio 2	180
4.3 Edificación de estudio 3	184
4.3.1 Paso 1. Predimensionamiento estructural.	185
4.3.2 Paso 2. Evaluación de las solicitaciones definitivas.	189
4.3.3 Paso 3. Obtención del nivel de amenaza y los valores de Aa yAv .	189
4.3.4 Paso 4. Movimientos sísmicos de diseño.	190
4.3.5 Paso 5. Características de la estructuración.	190
4.3.6 Paso 6. Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.	190
4.3.7 Paso 7. Determinaciones de las fuerzas sísmicas.	194
4.3.8 Paso 8. Desplazamientos horizontales y verificación de derivas.	200
4.3.9 Paso 9. Combinación de diseño y coeficiente de capacitación disipación de energía.	202
4.3.10 Paso 10. Diseño de elementos estructurales de concreto reforzado.	203
4.3.11 Paso 11. Diseño de elementos de acero estructural.	212
4.3.12 Paso 12. Diseño de conexiones.	217

4.3.13 Paso 13. Diseño de anclajes.	226
4.3.14 Paso 14. Cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero estructural Edificación de estudio 3	233
4.4 Edificación de estudio 4	238
4.4.1 Paso 1. Predimensionamiento estructural.	239
4.4.2 Paso 2. Evaluación de las solicitaciones definitivas.	241
4.4.3 Paso 3. Obtención del nivel de amenaza y los valores de Aa y Av	242
4.4.4 Paso 4. Movimientos sísmicos de diseño.	242
4.4.5 Paso 5. Características de la estructuración.	243
4.4.6 Paso 6. Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.	243
4.4.7 Paso 7. Determinaciones de las fuerzas sísmicas.	247
4.4.8 Paso 8. Desplazamientos horizontales y verificación de derivas.	252
4.4.9 Paso 9. Combinación de diseño y coeficiente de capacitación disipación de energía.	255
4.4.10 Paso 10. Diseño de elementos estructurales de concreto reforzado.	256
4.4.11 Paso 11. Diseño de elementos de acero estructural.	264
4.4.12 Paso 12 Diseño de conexiones.	270
4.4.13 Paso 13. Diseño de anclajes.	277
4.4.14 Paso 14. Cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero estructural Edificación de estudio 4.	284
5. Evaluación económica de las edificaciones de estudio	287
5.1 Evaluación económica edificación de estudio 1.	289
5.2 Evaluación económica edificación de estudio 2	290
5.3 Evaluación económica edificación de estudio 3	291
5.4 Evaluación económica edificación de estudio 4	292

6. Análisis comparativo y discusión de los resultados del estudio	293
6.1 Comparación del control de deriva y desplazamientos de las edificaciones de estudio.	293
6.2 Comparación del peso de las edificaciones de estudio	295
6.3 Comparación de la aceleración máxima de diseño	295
6.4 Comparación del cortante y fuerzas sísmicas de diseño de las edificaciones de estudio	296
6.5 Comparación de rigideces de las edificaciones de estudio	298
6.6 Comparación económica de las edificaciones de estudio	299
7. Conclusiones	301
8. Consideraciones finales	303
Referencias bibliográficas	304

LISTA DE TABLAS

- Tabla 1. Valores A_a , A_v de acuerdo con el apéndice A-4 de la norma sismo resistente. NSR-10
48
- Tabla 2. Valores del coeficiente de importancia, I , tabla A.2.5-1 NSR.10 49
- Tabla 3. Tabla A.3-3 NSR-10 sistema estructural de pórtico resistente a momentos con capacidad de disipación de energía (DMO). 50
- Tabla 4. Tabla A.3-2 NSR.10 sistema estructural combinado de pórticos y muros de concreto con capacidad de energía (DMO). 50
- Tabla 5. Tabla A.3.2 sistema estructural combinado de pórticos con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). 51
- Tabla 6. Tabla C.3.5.3-1 Dimensiones nominales de las barras de refuerzo (diámetro basados en milímetros). Fuente: NSR-10 57
- Tabla 7. Tabla C.3.5.3-2 Dimensiones nominales de las barras de refuerzo (Diámetros basados en octavos de pulgada). Fuente: NSR-10 58
- Tabla 8. Aceros estructurales permitidos por la NSR-10. 60
- Tabla 9. Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectuó un análisis más detallado, Tabla B.3.4.3-1, NSR-10. 62
- Tabla 10. Tabla C.R.9.5 NSR-10 alturas y espesores mínimos losas reforzadas en una dirección.
64
- Tabla 11. Tabla B.4.2.1-1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas. 65
- Tabla 12. Tabla B.4.2. 1-2 Cargas mínimas en cubiertas. 66

Tabla 13.	Tabla A.4.2-1 Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a .	68
Tabla 14.	Tabla A.6.4-1, Derivas máximas como porcentaje de hpi de acuerdo con la norma NSR-10.	75
Tabla 15.	Masa y peso de la Edificación de estudio 1.	85
Tabla 16.	Centro de masa y centro de rigidez de la Edificación de estudio 1.	86
Tabla 17.	Valores de coeficiente de importancia.	87
Tabla 18.	Irregularidad torsional en dirección X Edificación de estudio 1.	89
Tabla 19.	Irregularidad torsional en dirección Y Edificación de estudio 1.	89
Tabla 20.	Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección X.	93
Tabla 21.	Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección Y.	93
Tabla 22.	Masas y pesos de la Edificación de estudio 1 para evaluación de la irregularidad en distribución en masas.	94
Tabla 23.	Periodo en dirección X de la Edificación de estudio 1.	98
Tabla 24.	Periodo en dirección Y de la Edificación de estudio 1.	98
Tabla 25.	Distribución de fuerzas sísmicas por nivel de la Edificación de estudio 1	100
Tabla 26.	Modos de vibración de la Edificación de estudio 1.	101
Tabla 27.	Participación de la masa del análisis modal de la Edificación de estudio 1.	101
Tabla 28.	Tabla A.6.4-1, Derivas máximas como porcentaje de hpi de acuerdo a la norma NSR-10.	103
Tabla 29.	Resultado de la deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 1.	104
Tabla 30.	Resultado de la deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 1.	104

Tabla 31.	Resumen de masas de las iteraciones de la edificación de estudio 1.	111
Tabla 32.	Resumen de periodos de las iteraciones de la edificación de estudio 1.	111
Tabla 33.	Resumen de cortantes basales de las iteraciones de la edificación de estudio 1.	111
Tabla 34.	Tabla A.3-3 NSR-10 sistema estructural de pórtico resistente a momentos con capacidad de disipación de energía (DMO).	113
Tabla 35.	Coefficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía por ausencia de redundancia.	113
Tabla 36.	Reacciones debido a las cargas de servicio de la edificación de estudio 1	135
Tabla 37.	Áreas requeridas de zapatas para la edificación de estudio 1.	135
Tabla 38.	Dimensiones de zapatas requeridas de la edificación de estudio 1.	136
Tabla 39.	Dimensiones de zapatas suministradas de la edificación de estudio 1.	136
Tabla 40.	Volumen total de concreto de la Edificación estudio 1	140
Tabla 41.	Kilogramos acero refuerzo de vigas de la Edificación de estudio 1	140
Tabla 42.	Kilogramos acero de refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 1.	141
Tabla 43.	Kilogramos de acero de refuerzo de zapatas de la Edificación de estudio 1.	142
Tabla 44.	Resumen de cantidades de concreto y acero de refuerzo de la Edificación de estudio 1.	143
Tabla 45.	Masa y peso de la Edificación de estudio 2.	147
Tabla 46.	Centro de masa y centro de rigidez de la Edificación de estudio 2.	147
Tabla 47.	Irregularidad torsional en dirección X de la Edificación de estudio 2.	148
Tabla 48.	Irregularidad torsional en dirección Y de la Edificación de estudio 2.	149

Tabla 49.	Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección X.	150
Tabla 50.	Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección Y.	151
Tabla 51.	Masa y peso de la Edificación de estudio 2 para evaluación de irregularidad en distribución en masas.	151
Tabla 52.	Periodo en dirección X de la Edificación de estudio 2.	154
Tabla 53.	Periodo en dirección Y de la Edificación de estudio 2.	154
Tabla 54.	Distribución de fuerzas sísmica por nivel Edificación de estudio 2.	156
Tabla 55.	Modos de vibración de la Edificación de estudio 2.	157
Tabla 56.	Participación de la masa de la Edificación de estudio 2.	157
Tabla 57.	Resultado de la deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 2	159
Tabla 58.	Resultado de la deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 2.	160
Tabla 59.	Tabla A.3-2 NSR.10 sistema estructural combinado de pórticos y muros de concreto con capacidad de energía (DMO).	161
Tabla 60.	Reacciones debido a la carga de servicio de la edificación de estudio 2	177
Tabla 61.	Áreas requeridas de zapatas para la edificación de estudio 2	178
Tabla 62.	Dimensiones de zapatas céntricas y combinadas de la edificación de estudio 2	178
Tabla 63.	Volumen total de concreto de la Edificación de estudio 2.	180
Tabla 64.	Kilogramos acero refuerzo de vigas de la Edificación estudio 2.	180
Tabla 65.	Kilogramos acero refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 2.	181
Tabla 66.	Kilogramos de acero de refuerzo de los Muros tipo 1,2,3,4,5,6,7,8.	182
Tabla 67.	Kilogramos acero de refuerzo de zapatas de la Edificación de estudio 2.	183

Tabla 68.	Resumen de cantidades de concreto y acero de refuerzo de la Edificación de estudio 2.	
	184	
Tabla 69.	Masa y peso de la Edificación de estudio 3.	189
Tabla 70.	Irregularidad en dirección X de la Edificación de estudio 3.	191
Tabla 71.	Irregularidad torsional en dirección Y de la Edificación de estudio 3.	191
Tabla 72.	Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección X.	192
Tabla 73.	Evaluación de irregularidad de piso flexible en dirección Y.	192
Tabla 74.	Masa y peso de la Edificación de estudio 3 para evaluación de irregularidad en distribución de las masas.	193
Tabla 75.	Periodo en dirección X de la Edificación de estudio 3.	195
Tabla 76.	Periodo en dirección Y de la Edificación de estudio 3.	196
Tabla 77.	Distribución de fuerzas sísmicas por nivel de la Edificación de estudio 3.	198
Tabla 78.	Modos de vibración de la Edificación de estudio 3.	198
Tabla 79.	Participación de la masa de la Edificación de estudio 3.	199
Tabla 80.	Resultado de la deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 3.	200
Tabla 81.	Tabla A.3-2.NSR.10 sistema estructural combinado de pórticos con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).	202
Tabla 82.	Reacciones debido a las cargas de servicio de la edificación de estudio 3.	210
Tabla 83.	Areas requeridas de zapatas para la edificación de estudio 3	210
Tabla 84.	Dimensiones de zapatas requeridas de la edificación de estudio 3.	210
Tabla 85.	Dimensiones de zapatas suministradas de la edificación de estudio 3.	210

Tabla 86.	Solicitaciones conexión cartela a diagonal.	221
Tabla 87.	Verificación de diseño conexión angulares de corte.	221
Tabla 88.	Verificación de diseño conexión placa de empalme (placa de corte en el alma).	222
Tabla 89.	Verificación de diseño pandeo de la sección de Whitmore.	222
Tabla 90.	Solicitaciones conexión cartela a viga.	222
Tabla 91.	Verificación de diseño conexión cartela a viga.	222
Tabla 92.	Solicitaciones conexión cartela a columna.	223
Tabla 93.	Verificación de diseño conexión cartela a columna.	223
Tabla 94.	Solicitaciones de diseño conexión cartela a diagonales.	224
Tabla 95.	Verificación de diseño conexión de angulares de corte con cartela y diagonales.	225
Tabla 96.	Verificación de diseño conexión placa de empalme (placa de corte en el alma).	225
Tabla 97.	Verificación de diseño pandeo de la sección de whitmore.	225
Tabla 98.	Propiedades de los materiales usados para los anclajes en concreto.	226
Tabla 99.	Propiedades dimensionales de los anclajes.	227
Tabla 100.	Volumen de concreto total de la Edificación de estudio 3.	233
Tabla 101.	Kilogramos acero de refuerzo de vigas de la Edificación de estudio 3.	234
Tabla 102.	Kilogramos de acero de refuerzo vigas V3y VB	235
Tabla 103.	Kilogramos acero refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 3.	236
Tabla 104.	Kilogramos de acero de refuerzo de las columnas A-1, A-6,G-1YG-6.	236
Tabla 105.	Kilogramos acero de refuerzo de zapatas de la Edificación de estudio 3.	237

Resumen de cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero estructural de la Edificación de estudio

3. 237

Tabla 106.	Masa y peso de la edificación de estudio 4.	242
Tabla 107.	Irregularidad en dirección X de la edificación de estudio 4.	243
Tabla 108.	Irregularidad torsional en dirección Y de la edificación de estudio 4.	244
Tabla 109.	Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección X.	245
Tabla 110.	Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección Y.	245
Tabla 111.	Masa y peso de la edificación de estudio 4 para evaluación de irregularidad en distribución en masas.	246
Tabla 112.	Periodo en la dirección X de la Edificación de estudio 4.	248
Tabla 113.	Periodo en la dirección Y de la Edificación de estudio 4.	248
Tabla 114.	Distribución de fuerzas sísmica por nivel de la Edificación de estudio 4.	251
Tabla 115.	Modos de vibración de la edificación de estudio 4.	251
Tabla 116.	Participación de la masa de la edificación de estudio 4.	252
Tabla 117.	Resultado de la deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 4.	253
Tabla 118.	Resultado de la deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 4.	253
Tabla 119.	Tabla A.3-2.NSR.10 sistema estructural combinado de pórticos con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).	255
Tabla 120.	Reacciones debido a las cargas de servicio de la edificación de estudio	4262
Tabla 121.	Áreas requeridas de zapatas para la edificación de estudio 4	262
Tabla 122.	Dimensiones de zapatas requeridas de la edificación de estudio 4	262

Tabla 123.	Dimensiones de zapatas suministradas edificación de estudio 4	263
Tabla 124.	Solicitaciones conexión cartela a diagonal.	271
Tabla 125.	Verificación de diseño conexión angulares de corte	272
Tabla 126.	Verificación de diseño placa de empalme (placa de corte en el alma).	272
Tabla 127.	Verificación de diseño pandeo de la sección de whitmore.	272
Tabla 128.	Solicitaciones conexión cartela a viga.	273
Tabla 129.	Verificación de diseño conexión cartela a viga.	273
Tabla 130.	Verificación de diseño conexión cartela a columna.	273
Tabla 131.	Verificación de diseño conexión cartela a columna.	274
Tabla 132.	Solicitaciones conexión cartela a diagonal.	275
Tabla 133.	Verificación de diseño angulares de corte.	275
Tabla 134.	Verificación de diseño conexión placa de empalme (placa de corte en el alma).	276
Tabla 135.	Verificación de diseño pandeo de la sección de Whitmore.	276
Tabla 136.	Solicitaciones conexión cartela a viga.	276
Tabla 137.	Verificación de diseño conexión cartela a viga.	276
Tabla 138.	Volumen total de concreto de la Edificación de estudio 4.	284
Tabla 139.	Kilogramos acero refuerzo de vigas de la Edificación de estudio 4.	284
Tabla 140.	Kilogramos de acero de refuerzo de las vigas V5 y VG.	285
Tabla 141.	Kilogramos acero de refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 4.	285
Tabla 142.	Kilogramos de acero de refuerzo de las columnas G-2, G-3, G-4.	286
Tabla 143.	Kilogramos acero de refuerzo de zapatas, Edificación de estudio 4.	286

Tabla 144. Resumen de cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero estructural de la Edificación de estudio 4.	287
Tabla 145. Costos de los materiales usados en el estudio.	288
Tabla 146. Presupuesto de la edificación de estudio 1.	289
Tabla 147. Presupuesto edificación de estudio 2.	290
Tabla 148. Presupuesto edificación de estudio 3	291
Tabla 149. Presupuesto edificación de estudio 4.	292
Tabla 150. Cortantes y fuerzas sísmicas de diseño en dirección X.	297
Tabla 151. Cortantes y fuerzas sísmicas de diseño en dirección Y.	297

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1. Mecanismo de propagación de energía de un sismo desde el Hipocentro hasta la base de una estructura. Fuente <http://www.um.edu.ar> 37
- Figura 2. Mapa de amenaza sísmica en Colombia. Fuente: NSR-10. AIS,2010 38
- Figura 3. Sistema estructural con pórticos dúctiles de hormigón. Fuente: <http://www.arqhys.com> 40
- Figura 4. Sistema estructural muros de carga. Fuente: <http://3.bp.blogspot.com> 41
- Figura 5. Sistema estructural combinado de pórticos con muros. Fuente: <http://www.hospitaldecaceres.es> 42
- Figura 6. Sistema estructural combinado de pórticos con arrostramientos fuente: <http://www.santolayaing.cl> 42
- Figura 7. Estructuración de pórticos y muros. 44
- Figura 8. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (A) riostras X, (B) en K, (C) en diagonal, (D) en V invertida y (E) en V. Fuente: (Crisafulli, 2014) 46
- Figura 9. Configuraciones de riostra: (A) en X, (B) en diagonales, (C) en V, (D) en V invertida o chevron. Fuente: (Crisafulli, 2014) 46
- Figura 10. Configuraciones inadecuadas que resultan en una respuesta estructural asimétrica. fuente: (Crisafulli, 2014) 47
- Figura 11. Planta de entrepiso típico niveles N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+15.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00. 53
- Figura 12. Corte estructural, niveles de la estructura. 54

Figura 13.	Imagen tridimensional de la edificación de estudio.	54
Figura 14.	Módulo de elasticidad del acero estructural.	57
Figura 15.	Detalle típico de placa de entrepiso altura 0.5m.	64
Figura 16.	Espectro elástico de diseño para Colombia, NSR-10, Sec.A.2.6.	69
Figura 17.	Espectro elástico de diseño para estudio.	71
Figura 18.	Distribución vertical de la fuerza sísmica. Fuente:(Reyes, 1998)	72
Figura 19.	Evaluación de deriva de acuerdo NSR-10	74
Figura 20.	Edificaciones de estudio con su respectivo sistema estructural. md	82
Figura 21.	Edificio de pórticos de concreto, resistente a momentos, con capacidad de disipación de energía DMO.	83
Figura 22.	Identificación de columnas de la Edificación de estudio 1	84
Figura 23.	Identificación de vigas y placas de la Edificación de estudio 1.	84
Figura 24.	Materiales de elementos estructurales de la edificación de estudio 1.	84
Figura 25.	Detalle típico de placa de entrepiso, altura 0.5m.	85
Figura 26.	Coeficientes de amplificación F_a y F_v . Fuente: NSR-10	88
Figura 27.	Irregularidad torsional en planta. Fuente: NSR-10	89
Figura 28.	Irregularidad en planta tipo 2P. Fuente: NSR-10.	91
Figura 29.	Irregularidad del diafragma. Fuente: NSR-10.	92
Figura 30.	Irregularidad Tipo 4P, por desplazamientos de los planos de acción. Fuente: NSR-10.	92
Figura 31.	Irregularidad tipo 5P, sistemas no paralelos. Fuente: NSR-10.	93

Figura 32.	Irregularidad de piso flexible. Fuente: NSR-10.	94
Figura 33.	Irregularidad distribución de masa. Fuente: NSR-10.	95
Figura 34.	Irregularidad geométrica. Fuente: NSR-10.	96
Figura 35.	Irregularidad desplazamiento dentro del plano de acción. Fuente: NSR-10.	96
Figura 36.	Irregularidad 5aA piso débil. Fuente: NSR-10.	97
Figura 37.	Modos de vibración de la Edificación de estudio 1.	100
Figura 38.	Espectro elástico de aceleraciones en las direcciones X y Y.	101
Figura 39.	Deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 1	105
Figura 40.	Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 1.	106
Figura 41.	Derivas máximas en la dirección X iteraciones 1,2,3y4.	111
Figura 42.	Derivas máximas en la dirección Y iteraciones 1,2,3y4.	111
Figura 43.	Software de diseño DC-CAD	116
Figura 44.	Importación de geometría y solicitaciones.	117
Figura 45.	Ejes estructurales en el software DC-CAD.	117
Figura 46.	Numeración de columnas en el software DC-CAD.	118
Figura 47.	Numeración de vigas en el software DC-CAD.	118
Figura 48.	Solicitaciones de diseño edificación de estudio 1.	119
Figura 49.	Normas y combinaciones de diseño para el diseño y despieces de las vigas.	120
Figura 50.	Variables de refuerzo longitudinal y transversal para el diseño y despieces de las vigas.	121
Figura 51.	Variables del concreto usadas en el diseño y despiece de vigas.	121

Figura 52.	Tendencia de refuerzo superior e inferior.	122
Figura 53.	Área de trabajo programa DC-CAD.	123
Figura 54.	Edición de refuerzo longitudinal.	123
Figura 55.	Edición de refuerzo transversal.	124
Figura 56.	Resultados de despieces de vigas.	124
Figura 57.	Resultado del despiece de la viga VD (edificación de estudio 1).	125
Figura 58.	Acero requerido en vigas de los entrepisos N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00. (Edificación de estudio 1).	126
Figura 59.	Variables del refuerzo longitudinal de despiece de las columnas.	127
Figura 60.	Variables del refuerzo longitudinal y transversal de las columnas.	128
Figura 61.	Configuración de estribos en las columnas.	129
Figura 62.	Variables de concreto usadas en el diseño y despiece de columnas.	129
Figura 63.	Interfaz de edición del refuerzo de columnas para la edificación de estudio 1.	130
Figura 64.	Superficie del diagrama de flexo compresión en columnas de la edificación de estudio 1.	130
Figura 65.	Edición de refuerzo de columnas.	131
Figura 66.	Acero requerido en columnas corte eje B.	134
Figura 67.	Acero requerido en columnas corte eje 1.	134
Figura 68.	Reacciones en la base extraídas de ETABS V15.	135
Figura 69.	Cortante bidireccional en zapata que soporta columna, fuente: modificado de (Garza Vazquez, 2011).	138

- Figura 70. Cortante unidireccional en zapata, fuente: modificado de (Garza Vazquez, 2011).
138
- Figura 71. Modelo geométrico y estructural para la verificación del aplastamiento, fuente:
modificado de (Garza Vazquez, 2011). 139
- Figura 72. Modelo geométrico y estructural para verificación del diseño a flexión, fuente:
modificado de (Garza Vazquez, 2011). 139
- Figura 73. Kilogramos de acero de refuerzo en vigas V4 y VG. 142
- Figura 74. Kilogramos de acero de refuerzo columnas A1, A-2, A-3,A-4,A-5 ,A-6,B-2,B-3,B-4,B-
5,F-2,F-6,F-4,F-5,G-1,G-2,G-3,G-4,G-5,G-6. 143
- Figura 75. Edificio combinado de pórticos de concreto con muros de concreto, con capacidad de
disipación de energía DMO. 145
- Figura 76. Identificación de columnas y muros de la edificación de estudio 2. 145
- Figura 77. Identificación de vigas y placas de la Edificación de estudio 2. 146
- Figura 78. Materiales de elementos estructurales de la Edificación de Estudio 2. 146
- Figura 79. Planta de entrepiso típico niveles N+3.00,N+6.00,N+9.00, N+12.00, N+15.00, N+18.00,
N+21.00,N+24.00. 147
- Figura 80. Modos de vibración de la Edificación de estudio 2. 156
- Figura 81. Espectro elástico de aceleraciones en las direcciones X y Y 157
- Figura 82. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 2. 160
- Figura 83. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 2. 161
- Figura 84. Diagrama de flujo del diseño en DC-CAD. 163
- Figura 85. Planta estructural DC-CAD de la edificación de estudio 2. 164

Figura 86.	Solicitaciones de vigas y columna de la edificación de estudio 2.	164
Figura 87.	Interfaz de asignación de refuerzo para la viga VB.	165
Figura 88.	Resultado de despiece de la viga VB (Edificación de estudio 2).	166
Figura 89.	Acero requerido en vigas de los entresijos N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00.(Edificación de estudio 2).	167
Figura 90.	Interfaz de edición del refuerzo de columnas para la edificación de estudio 2.	168
Figura 91.	Superficie del diagrama de flexo compresión en columnas de la edificación de estudio 2.	168
Figura 92.	Acero requerido en columnas eje B.	171
Figura 93.	Acero requerido eje 2.	171
Figura 94.	Lectura de geometría y solicitudes. .	172
Figura 95.	Librería de mallas del programa DC-CAD3. .	173
Figura 96.	Variables de diseño y despieces de DC-CAD. .	173
Figura 97.	Ventana de control principal. .	174
Figura 98.	Diseño de muro de concreto reforzado en ETABSV15 y en DC-CAD3.	175
Figura 99.	Corte estructural N+0.00 hasta N+12.00.	176
Figura 100.	Corte estructural N+12.00 hasta N+24.00.	176
Figura 101.	Corte frontal muro tipo 1.	177
Figura 102.	Planta de cimentación del modelo numérico edificación de estudio 2.	178
Figura 103.	Hoja de cálculo para el diseño de zapatas de la edificación de estudio 2.	180
Figura 104.	Kilogramos de acero de refuerzo de vigas V1 y VD.	182

- Figura 105. Kilogramos de acero de refuerzo de las columnas A-1, A-6,B-2,B-3,B-4,B-5,F-2,F-3,F-4,F-5,G-1,G-6. 183
- Figura 106. Kilogramos de acero de refuerzo muro tipo 1. 184
- Figura 107. Edificio combinado de pórticos en concreto con diagonales concéntricas en X con capacidad de disipación de energía moderada. 186
- Figura 108. Identificación de columnas y arriostramientos de la edificación de estudio 3. 187
- Figura 109. Identificación de vigas y placas de la Edificación de estudio 3. 187
- Figura 110. Materiales de elementos estructurales de la Edificación de estudio 3. 188
- Figura 111. Planta de entrepiso N+3.00, N+6.00,N+9.00,N+12.00,N+15.00,N+18.00,N+21.00,N+24.00. 189
- Figura 112. Modos de vibración de la Edificación de estudio 3. 197
- Figura 113. Espectro elástico de aceleraciones en las direcciones X y Y. 198
- Figura 114. Deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 3. 202
- Figura 115. Resultado de la deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 3. 202
- Figura 116. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 3 202
- Figura 117. Planta estructural DC-CAD de la edificación de estudio 3. 204
- Figura 118. Solicitaciones de vigas y columnas de la edificación de estudio 3. 205
- Figura 119. Interfaz de asignación de refuerzo para la viga VC. 205
- Figura 120. Resultado de despiece de la viga VC (Edificación de estudio 3). 206
- Figura 121. Acero requerido en vigas de los entresijos N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+18.00, N+21.00,N+24.00.(Edificación de estudio 3). 207
- Figura 122. Interfaz de edición del refuerzo de columnas para la edificación de estudio 3. 208

Figura 123. Superficie del diagrama de flexo compresión en columnas de la edificación de estudio 3.	
208	
Figura 124. Hoja de cálculo para el diseño de zapatas de la edificación de estudio 3.	212
Figura 125. Índices de capacidad de toda la edificación de estudio 3.	213
Figura 126. Índice de capacidad de un arriostramiento tipo de la edificación de estudio 3.	214
Figura 127. Sección de perfil de arriostramiento perfil W12x45.	216
Figura 128. Ventana de configuración del sistema de unidades.	219
Figura 129. Combinaciones y norma de diseño de conexiones.	220
Figura 130. Estados de carga.	220
Figura 131. Tipo de junta adoptado, conexión arriostramiento con marco metálico.	221
Figura 132. Fuerzas axiales actuando sobre la diagonal.	221
Figura 133. Conexión arriostramiento con marco metálico.	222
Figura 134. Conexión arriostramientos en X.	225
Figura 135. Configuración de anclaje de marco metálico a los pórticos de concreto.	229
Figura 136. Solicitaciones de grupo de anclajes para unión marco metálico con pórtico de concreto, Edificación de estudio 3.	229
Figura 137. Resultado del diseño de los anclajes.	234
Figura 138. Edificio combinado de pórticos de concreto con diagonales con diagonales concéntricas en V y V invertida con capacidad de disipación de energía moderada.	240
Figura 139. Identificación de columnas y arriostramientos de la Edificación de estudio 4.	240
Figura 140. Identificación de vigas y placas de la Edificación de estudio 4.	241

Figura 141. Materiales de elementos estructurales edificación de estudio 4.	241
Figura 142. Planta de entrepiso tipo niveles N+3.00, N+6.00,N+9.00,N+12.00,N+15.00,N+18.00,N+21.00,N+24.00.	242
Figura 143. Modos de vibración de la Edificación de estudio 4.	250
Figura 144. Deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 4.	254
Figura 145. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 4.	255
Figura 146. Planta estructural DC-CAD de la edificación de estudio 4.	257
Figura 147. Solicitaciones de vigas y columnas de la edificación de estudio 4.	257
Figura 148. Interfaz de asignación de refuerzo para la viga VF.	258
Figura 149. Resultado de despieces de la viga VF (Edificación de estudio 4).	259
Figura 150. Acero requerido en vigas de los entrepisos N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+18.00, N+21.00,N+24.00.(Edificación de estudio 4).	259
Figura 151. Interfaz de edición del refuerzo de columnas para la edificación de estudio 4.	260
Figura 152. Superficie del diagrama de flexo compresión en columnas de la edificación de estudio 4.	260
Figura 153. Hoja de cálculo para el diseño de zapatas de la edificación de estudio 4.	265
Figura 154. Índices de capacidad de toda la edificación de estudio 4.	266
Figura 155. Índice de capacidad de un arriostramiento tipo de la edificación de estudio 4.	266
Figura 156. Sección del perfil arriostramiento de la edificación de estudio 4 W12x50.	268
Figura 157. Fuerzas axiales sobre la diagonal.	271
Figura 158. Conexión arriostramiento con marco metálico.	272

Figura 159. Conexión arriostramiento(Chevron) a viga de marco metálico.	275
Figura 160. Configuración de anclaje de marco metálico a pórticos de concreto.	278
Figura 161. Solicitaciones de grupo de anclajes para unión marco metálico con pórtico de concreto de la Edificación estudio 4.	279
Figura 162. Resultado del diseño de los anclajes de unión entre el pórtico de concreto y marco metálico.	284
Figura 163. Comparativo de derivas de las edificaciones de estudio en la dirección X.	294
Figura 164. Compartido de derivas de las edificaciones de estudio en la dirección Y.	295
Figura 165. Desplazamientos debido a la carga sísmica en dirección X.	295
Figura 166. Desplazamientos debido a la carga sísmica en dirección Y.	296
Figura 167. Comparación de peso de las edificaciones de estudio.	296
Figura 168. Comparación de las aceleraciones máximas de diseño en la dirección X.	297
Figura 169. Comparación de las aceleraciones máximas de diseño en la dirección Y.	297
Figura 170. Cortante y fuerzas sísmicas de diseño en dirección X.	298
Figura 171. Cortante y fuerzas sísmicas en dirección Y.	299
Figura 172. Comparación de rigideces de las edificaciones de estudio.	300
Figura 173. Comparación de rigideces de las edificaciones de estudio.	300
Figura 174. Análisis del costo de las edificaciones de estudio.	301

RESUMEN

TITULO: COMPARACIÓN DE SISTEMAS DE RIGIDIZACIÓN PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO UBICADOS EN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA.

AUTOR: PAIPA SANABRIA, Jeisson Armando**.

PALABRAS CLAVE: estudio comparativo, rigidización, arriostramiento en acero, sistema estructural, Edificación de concreto reforzado.

DESCRIPCIÓN

En el presente documento se realiza un estudio comparativo de tres sistemas de rigidización para edificios de 8 pisos de concreto reforzado ubicados en la ciudad de Barrancabermeja, en zona de amenaza sísmica moderada, las anteriores condiciones iniciales fueron adoptadas de acuerdo a las limitaciones impuestas por el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, el cual establece que la altura máxima para un sistema combinado de pórticos de concreto con arriostramientos metálicos es de 24m e igual manera no establece un coeficiente de disipación de energía para zonas de amenaza sísmica Alta.

Tradicionalmente en Colombia se ha logrado mejorar el comportamiento de los edificios ante eventos sísmicos incorporando muros de cortante a las estructuras aporticadas, el alcance del estudio es establecer una discusión de la posibilidad de cambiar este sistema rigidez mencionado anteriormente por un sistema de arriostramiento metálico.

Para el desarrollo del estudio en primer lugar se realiza el análisis y diseño de una edificación aporticada (Edificación de estudio 1) sin ningún tipo de rigidización, que sirve como base de cálculo para lo cual se utilizó software especializado en cada una de las etapas; seguidamente se incorporan

tres edificaciones que contienen sistemas de rigidización mejoran la resistencia a fuerzas sísmicas (Edificaciones de estudio 2, 3 y 4) y se presentan sus respectivos análisis y diseños de acuerdo con lo establecido en el REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. Finalmente se concluye presentando una evaluación económica a partir de la estimación de cantidades de obra (volúmenes de concreto, acero de refuerzo y acero estructural) como criterio principal de comparación. El estudio estableció que es la Edificación de estudio 2 es la que presenta menor costo, sin embargo, las otras Edificaciones presentan un buen comportamiento y pueden ser una buena opción dependiendo del caso particular.

*Trabajo de grado.

**Facultad de ingenierías Fisico-mecánicas. Escuela ingeniería civil. Maestría en ingeniería Estructural. Director del proyecto PhD. Gustavo Chio Cho.

ABSTRACT

TITLE: COMPARISON OF STIFFENING SYSTEMS FOR REINFORCED CONCRETE BUILDINGS LOCATED IN INTERMEDIATE SEISMIC THREAT AREA. *

AUTHOR: PAIPA SANABRIA, Jeisson Armando**

KEYWORDS: Comparative study, stiffening, bracing in steel, structural system, concrete building.

DESCRIPTION:

Present paper is a comparative study of three stiffening systems proposed for an 8-storey concrete reinforced buildings located in the city of Barrancabermeja, in a zone of moderate seismic threat, the previous initial conditions were adopted in accordance with the limitations imposed by the Colombian regulation for earthquake resistant construction NSR-10, which establishes that the maximum height for a combined system of concrete frames with metallic bracing is 24m, but does not establish a coefficient of energy dissipation for zones of high seismic threat.

Traditionally in Colombia, it has been able to improve the behavior of buildings to seismic events incorporating shear walls to the steel structures. The scope of the study is to establish a discussion regarding the possibility of changing the previously mentioned rigidity system by a metallic bracing system.

For the development of the study, a structured building was designed and analyzed (Building study 1) without any stiffening, which serves as a calculation basis for which specialized software was used in each of the stages; afterwards three buildings are incorporated that contain stiffening systems to improve the resistance to seismic forces, and their respective designs and analyses are presented in accordance with the COLOMBIAN CONSTRUCTION REGULATORY RESISTANT NSR-10. Finally, an economic evaluation is presented based on the estimation of work quantities (concrete, reinforcing steel and structural steel volumes) as the main criterion of comparison. It was observed that the Building Study 2 is the one that presents less cost; however, the other Buildings have a good behavior and can be a good choice depending on the particular case.

*Master Degree Thesis.

** School of Physics and Mechanical Engineering, School of Civil Engineering. Structural Engineering Master's Project Director by PHD Gustavo Chio Cho.

1. Introducción

El desarrollo de la ingeniería estructural en Colombia ha sido estimulado por los eventos sísmicos de grandes magnitudes ocurridos a lo largo de la historia en el territorio nacional, como consecuencia de la interacción entre las placas tectónicas de Nazca, Suramérica y del Caribe. Sismos como el ocurrido el 31 de marzo de 1986 en Popayán y el 25 de enero de 1999 en el Quindío, dieron origen a la legislación de la construcción de edificaciones, generando un documento en el cual están contempladas las mínimas condiciones para garantizar la preservación de la vida humana durante la ocurrencia de un evento sísmico. Este documento ha venido evolucionando en función de las múltiples investigaciones que se han realizado en varias universidades del mundo, con el objetivo de tener una mayor comprensión sobre el comportamiento de los elementos que componen una estructura bajo la acción sísmica.

Dado que la industria de la construcción ha llegado a posicionarse en los últimos años como un sector importante dentro de la actividad económica del país (El Tiempo, 2016), las soluciones de la ingeniería estructural están orientadas a la búsqueda de sistemas estructurales que ofrezcan una óptima relación entre costo de implementación y el beneficio para la industria.

Una práctica muy común ha sido la implementación del sistema aporticado, sin embargo, este presenta desventajas al momento de ser solicitado durante la ocurrencia de un sismo ya que disipa energía bajo un comportamiento no lineal acompañado de grandes deformaciones, comprometiendo elementos no estructurales aún en sismos con intensidad moderada (Rochel Awad, 2012). En la actualidad los requerimientos arquitectónicos y estructurales obligan a buscar nuevas opciones para optimizar la seguridad, comodidad, tiempos y costos de ejecución.

El presente estudio pretende ser un referente en el análisis y discusión sobre las posibles implementaciones de sistemas alternativos de rigidización en comparación con el sistema de rigidización tradicional, el cual emplea muros de concreto, y el sistema aporticado sin ningún tipo de rigidización.

Los efectos de los arriostramientos metálicos sobre las estructuras aporticadas son benéficos ya que según (Tanaji & A.N, 2015) estos no solo proporciona rigidez y resistencia a la estructura, también

proporcionan capacidad de deformación otorgándole mayor ductilidad, además (Chadhar & Sharmna, 2015) encontraron que estos sistemas son eficientes resistiendo cargas sísmicas y de viento.

Para la experimentación se propone realizar análisis sísmico y diseño para cada una de las edificaciones, posteriormente los resultados son analizados y comparados y por último se realiza una evaluación económica para cada tipología.

2. Objetivos

OBJETIVO GENERAL

- Determinar cuál de los sistemas de rigidización propuestos es el óptimo para edificios de concreto reforzado ubicados en zona de amenaza sísmica intermedia en Colombia, cumpliendo los requisitos enunciados en la norma sismo resistente NSR-10.

OBJETIVO ESPECÍFICOS

- Comparar los diferentes sistemas de rigidización propuestos en función del aporte de rigidez lateral a la edificación, cumpliendo todos los requerimientos del título A de la norma sismo resistente NSR-10.
- Comparar cantidades de materiales y costos de los diferentes sistemas de rigidización propuestos, para edificios de concreto reforzado en zona amenaza sísmica intermedia.
- Comparar el comportamiento estructural de los diferentes sistemas de rigidización propuestos para edificios de concreto reforzado en zona amenaza sísmica intermedia (peso de edificación, cortante de diseño, fuerzas sísmicas de diseño y máxima aceleración horizontal de diseño).

3. Generalidades y definiciones

En este capítulo se presenta un conjunto de ideas y conceptos generales que hacen parte del contenido conceptual implícito en la presente investigación.

3.1 Amenaza sísmica

Por amenaza sísmica de una zona se entiende cualquier descripción de los efectos provocados por los terremotos en el suelo de dicha zona (Rochel Awad, 2012). Estos efectos son representados mediante la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico del terreno. La amenaza sísmica se evalúa por medio de análisis de los fenómenos que ocurren al interior de la corteza terrestre, pues las ondas sísmicas son emitidas en el hipocentro y alcanzan eventualmente la zona en estudio (epicentro). Ver Figura 1.

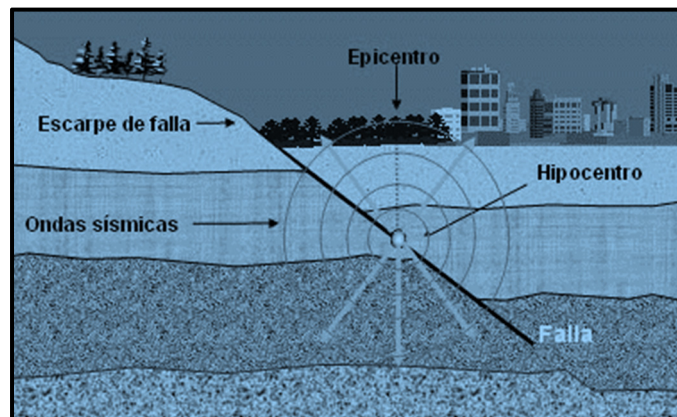


Figura 1. Mecanismo de propagación de energía de un sismo desde el Hipocentro hasta la base de una estructura. Fuente <http://www.um.edu.ar>

La amenaza sísmica de una región está asociada con una probabilidad de excedencia de un parámetro descriptivo del sismo. La NSR-10 seleccionó los siguientes parámetros: la aceleración pico efectiva, A_a , y la velocidad pico efectiva, A_v , calculadas a nivel del basamento rocoso. Se definen para un nivel de amenaza tal que hay una probabilidad del 10% de que sea excedida en un lapso de cincuenta años, para lo cual el periodo de retorno del sismo de diseño resulta ser 465 años. Esta definición es tomada del código ATC-3, documento que sirvió de modelo para la elaboración de la NSR-10 (AIS, 2010).

Para determinar el nivel de amenaza sísmica, la edificación debe localizarse en una de las tres zonas sísmicas en las cuales se ha dividido en territorio colombiano (Ver Figura 2):

- **Zona de amenaza sísmica baja:** es el conjunto de lugares donde tanto Aa como Av son inferiores o iguales a 0.10.
- **Zona de amenaza sísmica intermedia:** es el conjunto de lugares en donde Aa o Av, son mayores que 0.10 y ninguno de los dos excede de 0.20.
- **Zona de amenaza sísmica alta** es el conjunto de lugares en donde Aa o A v, o ambos, son mayores que 0,20.

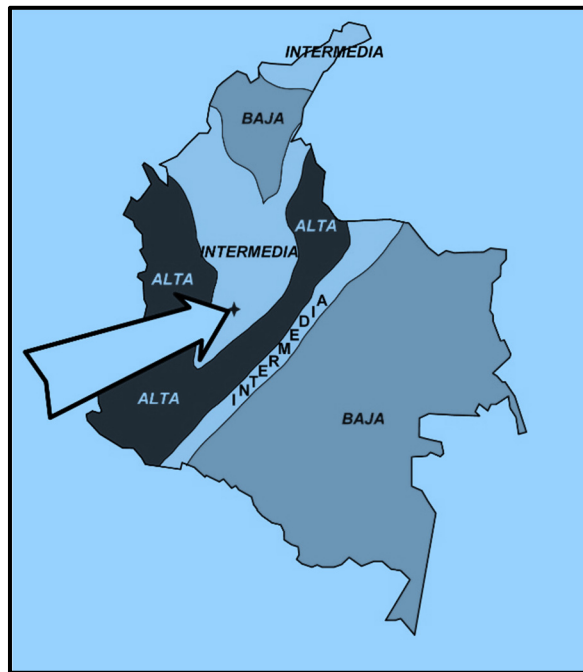


Figura 2. Mapa de amenaza sísmica en Colombia. Fuente: NSR-10. AIS,2010

3.2 Diseño sismo resistente

En los países donde el riesgo sísmico es alto, el diseño apropiado para resistir las cargas inducidas por terremotos es de vital importancia en cualquier edificación. Los investigadores y profesionales suelen estar de acuerdo en los siguientes criterios (Rochel Awad, 2012):

- Las estructuras deben resistir, en el rango lineal elástico, todos aquellos sismos de intensidad reducida que ocurran durante su vida útil.
- Las estructuras deben resistir, sin daños significativos, aunque admitiendo que se podría comportar de manera no lineal, todos aquellos sismos de intensidad moderada que ocurran durante su vida útil. Se

permiten daños menores como algún fisuramiento a flexión en el hormigón y pequeñas incursiones de fluencia de acero de vigas y losas, o bien, fallas en los elementos no estructurales cuya reparación económica se rápida y factible.

- Las estructuras deben resistir, en el rango no lineal, un sismo severo que ocurra una sola vez durante su vida útil. Se admiten daños significativos en los elementos estructurales, aunque no el colapso de la estructura. El nivel permitido de daños depende de la importancia de la edificación: si una edificación es vital para la supervivencia de la comunidad, como lo son los hospitales, centros de salud, plantas de energía, agua, etc. El nivel de daño debe ser mínimo, para así garantizar su funcionamiento después de la ocurrencia de sismos destructivos.

En general el diseño sísmico de una estructura implica las siguientes etapas (Bazan & Meli, 2015):

1. La selección de un sistema estructural adecuado. El sistema estructural debe ser capaz de absorber y disipar la energía introducida por el sismo sin que generen efectos particularmente desfavorables, como concentraciones o amplificaciones dinámicas. De la idoneidad del sistema adoptado depende en gran parte el éxito del diseño.
2. El análisis sísmico. Los reglamentos definen las acciones para las cuales debe calcularse la respuesta de la estructura y proporcionan métodos de análisis de distinto grado de refinamiento. La atención debe prestarse más a la determinación del modelo analítico más representativo de la estructura real, que al refinamiento del análisis para el cual se cuenta actualmente con programas de computadora poderosos y fáciles de usar que simplifican notablemente el problema.
3. El dimensionamiento de las secciones. Los métodos de dimensionamiento de las secciones y elementos estructurales no difieren sustancialmente de los que se especifican para otros tipos acciones, excepto para los métodos de diseño por capacidad.
4. Detallado de la estructura. Para que las estructuras tengan un comportamiento dúctil es necesario detallar sus elementos y conexiones para proporcionarles una gran capacidad de deformación antes del colapso. Los requisitos al respecto son particularmente severos en estructuras de concreto, en

las que conducen a modificaciones sustanciales en las cuantías y distribuciones de refuerzo, con respecto a la práctica convencional en zonas sísmicas.

3.3 Sistemas de resistencia sísmica

Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que reconoce la NSR-10 son los siguientes:

3.3.1 Sistema de pórticos. Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

Los pórticos con alta ductilidad requieren un detallado muy especial del refuerzo, tanto en los elementos como en las uniones. Este sistema es común en acero y en hormigón reforzado. Ver Figura 3



Figura 3. Sistema estructural con pórticos dúctiles de hormigón. Fuente: <http://www.arqhys.com>

3.3.2 Sistema de muros estructurales En este sistema los muros soportan tanto las cargas verticales como las horizontales. Los muros que soportan las cargas verticales se denominan muros cargueros, mientras que los que soportan las cargas horizontales son muros estructurales reforzados.

En el sistema de muros no existen columnas ni vigas, y si se representan, son pocas y transmiten cargas muy pequeñas. Este sistema es popular en estructuras de mampostería o de concreto reforzado (Park & Paulay, 1988). Ver Figura 4



Figura 4. Sistema estructural muros de carga. Fuente: <http://3.bp.blogspot.com>

3.3.3 Sistema de combinado. Es un sistema estructural en cual:

- Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
- Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales (Figura 5) o pórticos con diagonales (Figura 6) que no cumplen los requisitos de un sistema dual.



Figura 5. Sistema estructural combinado de pórticos con muros. Fuente: <http://www.hospitaldecaceres.es>



Figura 6. Sistema estructural combinado de pórticos con arrojamientos fuente: <http://www.santolayaing.cl>

3.3.4 Sistema dual.

- Es un sistema estructural con pórticos resistentes a momentos y sin diagonales, combinados con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos.
- El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para ser capaz de resistir como mínimo 25% del cortante sísmico en la base.
- Los dos sistemas deben diseñarse de manera que actuando en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante en la base, en proporción a su rigidez relativa, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación. En ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o los pórticos con diagonales, pueden ser menor del 75% del cortante sísmico en la base.

3.4 Estructuración de edificios en zonas de amenaza sísmica

3.4.1 Estructuración de pórticos y muros. Una estructura sísmo resistente debe transmitir al terreno dos tipos de sollicitación: las verticales o gravitaciones, provenientes principalmente del peso propio y las sobrecargas de uso, y las laterales u horizontales provenientes de acciones de sísmo y de viento.

Existen dos tipos básicos de estructuraciones para absorber los esfuerzos generados por los movimientos sísmicos del suelo. Una es la estructuración de pórticos formada por vigas y columnas y la otra es la estructuración con muros, los cuales pueden incluir o no dinteles o vigas de acoplamiento. En ambos casos, es muy ventajoso el uso de losas para que desarrollen la función de diafragma rígido al nivel de cada piso, ya que con ello es posible incorporar a todos los elementos resistentes, columnas o muros, a la función de resistir los esfuerzos horizontales (esfuerzos de corte) que solicitan cada piso del edificio.

En su estructuración, los muros tienen una sollicitación predominante de esfuerzo de corte, aunque también tienen un trabajo significativo en flexo-compresión, mientras que los elementos de acoplamiento, sean vigas o dinteles, trabajan fuertemente al esfuerzo de corte y a flexión.

En la práctica, los dos tipos de estructuración básica que se han discutido se pueden presentar combinadas. Sin embargo, la rigidez lateral de pórticos y muros es muy diferente, lo cual implica que la introducción de muy pocos muros en una estructuración de pórticos hace que los muros pasen a absorber la casi totalidad de las cargas horizontales ya que su rigidez frente a este tipo de cargas es mucho mayor. La deformación lateral de ambos tipos como función de la altura también es diferente, lo cual implica que, al compatibilizar las deformaciones de ellos, los muros tiendan a tomar una mayor proporción de la carga en los niveles inferiores, y lo inverso suceda en los niveles superiores.

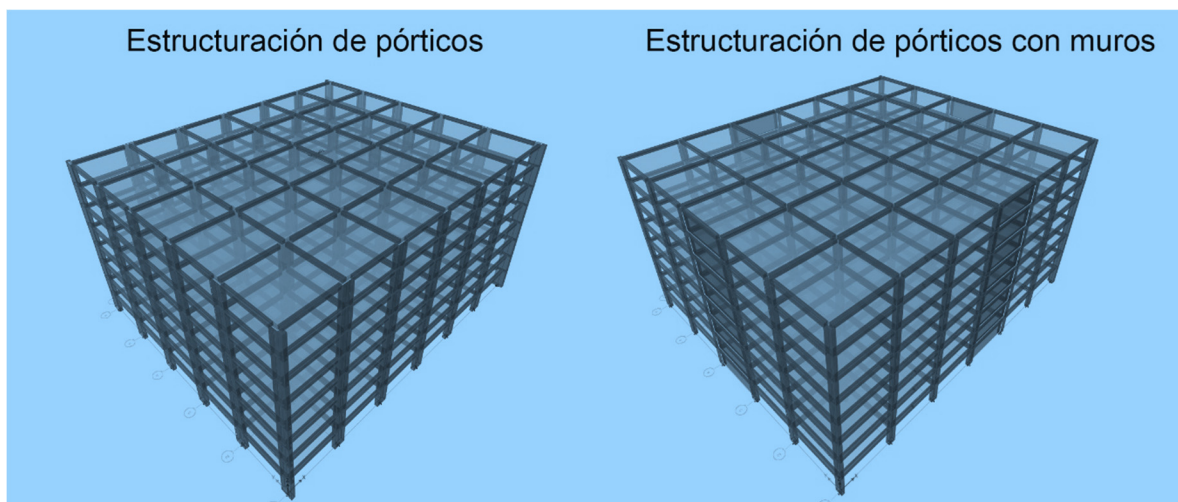


Figura 7. Estructuración de pórticos y muros.

3.4.2 Estructuración de pórticos arriostrados.

3.4.2.1 Introducción. Los pórticos arriostrados utilizan elementos diagonales para resistir fuerzas laterales que actúan sobre los edificios y que son provenientes principalmente de los sismos y de los vientos. Un pórtico se arriostra insertando miembros estructurales diagonales en las áreas rectangulares de un marco estructural. Esto ayuda a estabilizar el marco contra las fuerzas laterales.

La diagonal utilizada para rigidizar el pórtico puede ser concéntrica, en pórticos con diagonales de concreto reforzado o de acero estructural, o excéntrica en pórticos de acero estructural.

Una diagonal es concéntrica cuando sus dos extremos llegan a las conexiones entre viga y columna del pórtico y es excéntrica cuando uno de sus extremos llega a un punto de la viga alejado de la conexión viga columna.

3.4.2.2 Pórticos arriostrados concéntricamente. Los pórticos arriostrados surgieron a comienzo del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada (con triangulaciones). Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos (Crisafulli, 2014). Se pueden plantear diferentes configuraciones, como se muestra esquemáticamente en la Figura 8.

La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos.

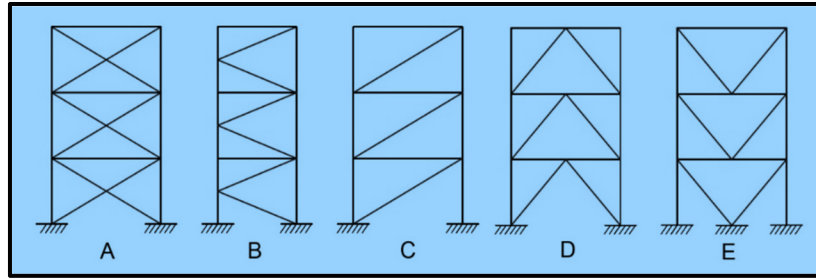


Figura 8. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (A) riostras X, (B) en K, (C) en diagonal, (D) en V invertida y (E) en V. Fuente: (Crisafulli, 2014)

3.4.2.3 Criterios estructurales. Los pórticos arriostrados pueden diseñarse con diversas configuraciones de riostras, las cuales deben respetar no solo criterios estructurales, sino también requerimientos funcionales (por ejemplo, por la ubicación de puertas y ventanas), económicos, estéticos, etc. Cuatro de las configuraciones más usuales se representan esquemáticamente en la Figura 9

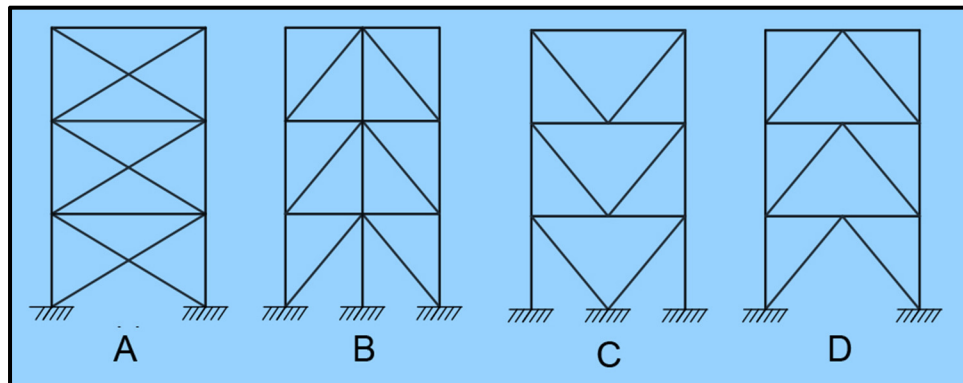


Figura 9. Configuraciones de riostra: (A) en X, (B) en diagonales, (C) en V, (D) en V invertida o chevron. Fuente: (Crisafulli, 2014)

Una primera consideración para el diseño del sistema de arriostramientos se relaciona con el ángulo de inclinación de las riostras, cuyo valor se recomienda que esté comprendido entre 20° y 60° . Caso contrario, se desarrollan esfuerzos internos en las riostras o en el pórtico que son desproporcionados y el sistema pierde eficiencia. Además, se puede dificultar la construcción de las conexiones entre las riostras y el pórtico.

Otro aspecto importante para lograr un adecuado desempeño del sistema estructural es lograr que en cada plano resistente las riostras se dispongan de forma tal que la respuesta del sistema sea

aproximadamente simétrica (en términos de resistencia y rigidez) cuando la estructura es sometida a acciones laterales cíclicas. Esto usualmente se logra disponiendo un número par de riostras en cada plano resistente, con igual sección y ángulo de inclinación (como en los casos de la Figura 9). De esta forma, la inversión del sentido de carga produce alternancia de esfuerzos de compresión y tracción en las riostras, las cuales varían su resistencia y rigidez, pero la respuesta estructural del sistema es similar en ambos sentidos. Además, el adecuado balance entre barras comprimidas y traccionadas evita la acumulación de distorsiones de piso inelásticas en una dirección. Por estas razones resultan inadecuadas las configuraciones indicadas en la Figura 10.

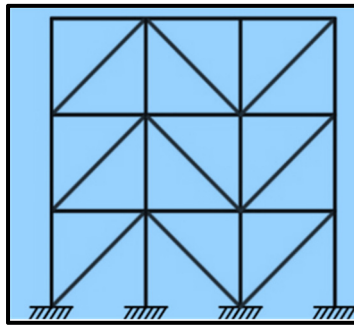


Figura 10. Configuraciones inadecuadas que resultan en una respuesta estructural asimétrica. fuente: (Crisafulli, 2014)

3.4.2.4 Forma de la sección de la riostra. La forma de la sección de las riostras afecta su comportamiento estructural y para evaluar su influencia deben considerarse varios aspectos. Uno de ellos es la eficiencia de la sección, que, al igual que el área transversal, se cuantifica a través del radio de giro. Así, por ejemplo, los tubos de sección cuadrada y circular presentan ventajas comparativas frente a secciones I o secciones canal. Estas ventajas son fundamentalmente de tipo económico (porque se logra disminuir la cantidad de material utilizado), pero no necesariamente implican un mejor comportamiento estructural bajo acciones cíclicas.

Otro aspecto fundamental es la compacidad de la sección, medida a través de la relación ancho-espesor, debido a que este parámetro se vincula directamente con los problemas de pandeo local. De modo que las

secciones con elementos más compactos, presentan mayor capacidad de disipar energía y de evitar fracturas como resultado de las grandes deformaciones localizadas que induce el pandeo local (Crisafulli, 2014).

A continuación, se presentan los tipos secciones más utilizadas para riostras de acero:

- Tubos de sección circular
- Tubos de sección rectangular
- Secciones I
- Secciones T
- Secciones "doble ángulo"

De acuerdo análisis realizados para este estudio se ha seleccionado el tipo I

4. Diseño del experimento y base del cálculo

4.1 Unidad experimental

Como unidad experimenta se proyecta un edificio de concreto reforzado en cual se determinarán las incidencias de las diferentes alternativas de rigidización. El edificio está localizado en una zona de amenaza sísmica intermedia. Con una un área en planta de 1697m^2 y altura total de 24m. Los análisis y diseños se realizarán de acuerdo con la norma sismo resistente NSR-10.

4.2 Metodología

Con la finalidad de comparar los diferentes sistemas de rigidización se realizará el experimento cumpliendo las siguientes características:

- Los modelos analíticos utilizados en este estudio fueron elaborados en el software especializado para edificaciones ETABS V15, estos utilizan elementos tipo frame, Shell y membranas para representar los elementos vigas, columnas, muros y losas.
- Los modelos estructurales deben suministrar datos cuantitativos que sean comparables para poder analizar la influencia de los sistemas de rigidización, para lo cual se utilizará programas especializados que realicen los análisis y diseños de las estructuras.

- La simulación se realizará mediante un experimento asistido por computador; de esta forma se podrán realizar repetidamente los análisis y diseños en un menor tiempo. Por ejemplo, para el diseño y despieces de elementos de refuerzo se usó el programa DC-CAD y para cantidades de acero de refuerzo se usó el programa DL-NET.

4.3 Ubicación

El proyecto está ubicado en la ciudad de **Barrancabermeja** en el departamento de Santander.

De acuerdo con el Reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes NSR-10, los movimientos sísmicos de diseño son los siguientes (Tabla 1):

Tabla 1. *Valores A_a , A_v de acuerdo con el apéndice A-4 de la norma sismo resistente. NSR-10*

Municipio	Código municipio	A_a	A_v
Barrancabermeja	68081	0.15	0.15

- A_a (Aceleración horizontal pico efectivo en roca): 0.15 (Ver figura A. 2.3.2 – Tabla A. 2.2.2 – NSR – 10)
- A_v (Velocidad horizontal pico efectiva): 0.15 (Ver figura A. 2.2 – 3 y tabla A. 2.3 – 2)

4.4 Zona amenaza sísmica

De acuerdo con el mapa de amenaza sísmica, el municipio de Barrancabermeja se encuentra localizado en una zona de amenaza sísmica **Intermedia**. (Ver figura A.2.3-1 y tabla A.2.3-2 NSR.10).

4.5 Efectos locales o de sitio, F_a y F_v (NSR-10, sec.A.2.4)

El cálculo de la aplicación debida a condiciones locales está basado en la clasificación de sitios y factores de amplificación propuesto en 1997 por NHERP (National Earthquake Hazards Reduction Program) y adoptada por el International Building code (Rochel Awad, 2012).

El estudio geotécnico clasifica el suelo donde se va a cimentar la edificación como un perfil de suelo: **D**

El suelo tipo D es un suelo rígido que cumple con las condiciones $50 > N > 15$, donde N = número medio de golpes del ensayo de penetración estándar realizado de acuerdo con la norma ASTM D1586 haciendo la corrección por energía N_{60} .

Para este tipo de suelo y zona los coeficientes de amplificación son:

- F_a : coeficiente de aplicación para periodos cortos del espectro, F_a : 1.5
- F_v : coeficiente de aplicación para periodos intermedios del espectro, F_v : 2.2

4.6 Coeficiente de importancia, i (NSR-10, sec.A.2.5)

Este coeficiente mide la importancia de la edificación para la comunidad y los niveles de seguridad y funcionalidad requeridos. Es una clara indicación del reconocimiento de que, en el caso de un desastre mayor, la destrucción de algunos edificios causa más perjuicios que la de otros. La NSR-10 adopta para Colombia la misma clasificación dada por el International Building Code (IBC), el cual cataloga las estructuras en los siguientes cuatro grupos.

- Grupo IV: Edificaciones Indispensables
- Grupo III: Edificaciones de atención a la comunidad
- Grupo II: Estructuras de ocupación especial.
- Grupo I: Estructuras de ocupación normal.

El coeficiente de importancia, I , modifica el espectro y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación. Ver Tabla 2.

Tabla 2. *Valores del coeficiente de importancia, I , tabla A.2.5-1 NSR.10*

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

Para el presente estudio se asumirá que la edificación pertenece al grupo de uso, I, por lo tanto, tiene un coeficiente de importancia $I=1$.

4.7 Estructuración y selección del tipo de estructura

El tipo de estructura se selecciona considerando aspectos funcionales, económicos, estéticos y de servicio. En primer término, los diseñadores y los propietarios deben llegar a un acuerdo en cuanto a los requisitos generales del proyecto; basado en ellos, el diseñador explora las opciones más adecuadas acerca del tipo de estructura que conviene en cada caso.

Los tipos de sistemas estructurales que se van usar en este estudio se presentan la continuación:

4.7.1 Sistema estructural tipo 1: Sistema de pórticos concreto resistente a momentos con capacidad de disipación de energía moderada (DMO). Tabla 3

Tabla 3. *Tabla A.3-3 NSR-10 sistema estructural de pórtico resistente a momentos con capacidad de disipación de energía (DMO).*

SISTEMA DE PORTICOS RESISTENTE A MOMENTOS		VALOR	ZONA DE AMENAZA SISMICA
Sistema resistencia sismica (Fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales	R_0	
Portico resistentes a momentos con capacidad moderada de disipacion de energia Moderada	Portico resistentes a momentos con capacidad moderada de disipacion de energia Moderada	5	Altura maxima sin limite

4.7.2 Sistema estructural tipo 2: Sistema combinado de pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). Tabla 4

Tabla 4. *Tabla A.3-2 NSR.10 sistema estructural combinado de pórticos y muros de concreto con capacidad de energia (DMO).*

SISTEMA COMBINADO		VALOR	ZONA DE AMENAZA SISMICA
Sistema resistencia sismica (Fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales	R_0	
Muros de concreto con capacidad moderada de disipacion de energia Moderada	Porticos de concreto con capacidad moderada de disipacion de energia Moderada	5	Altura maxima 72m

4.7.3 Sistema estructural tipo 3: Sistema combinado de pórticos de concreto con diagonales

concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). Tabla 5

Tabla 5. *Tabla A.3.2 sistema estructural combinado de pórticos con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).*

SISTEMA COMBINADO		VALOR	ZONA DE AMENAZA SISMICA
Sistema resistencia sismica (Fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales	R_0	
Porticos de concreto con diagonales con capacidad moderada de disipacion de energia Moderada	Porticos de concreto con capacidad moderada de disipacion de energia Moderada	3.5	Altura maxima 24m

4.8 Aspectos geométricos generales en planta y altura

Como puede observarse en la planta estructural típica de la Figura 11, las vigas orientadas en la dirección **X**, cuentan con seis luces y, las vigas orientadas en la dirección **Y** con cinco.

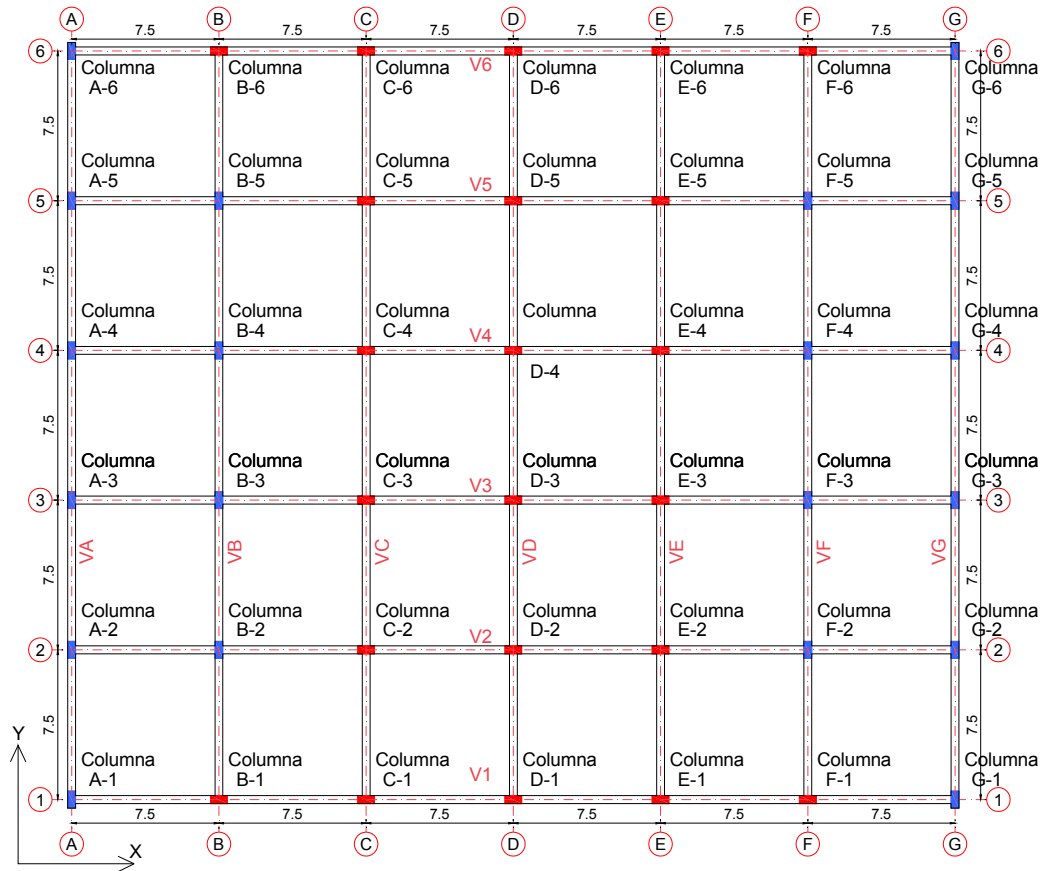


Figura 11. Planta de entrepiso típico niveles N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+15.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00.

En el corte estructural de la Figura 12 se indican la altura de los pisos y la separación entre ejes de columnas en la dirección **Y**.

La Figura 13 muestra una vista tridimensional de la edificación, en la cual se puede observar las configuraciones de columnas y vigas.

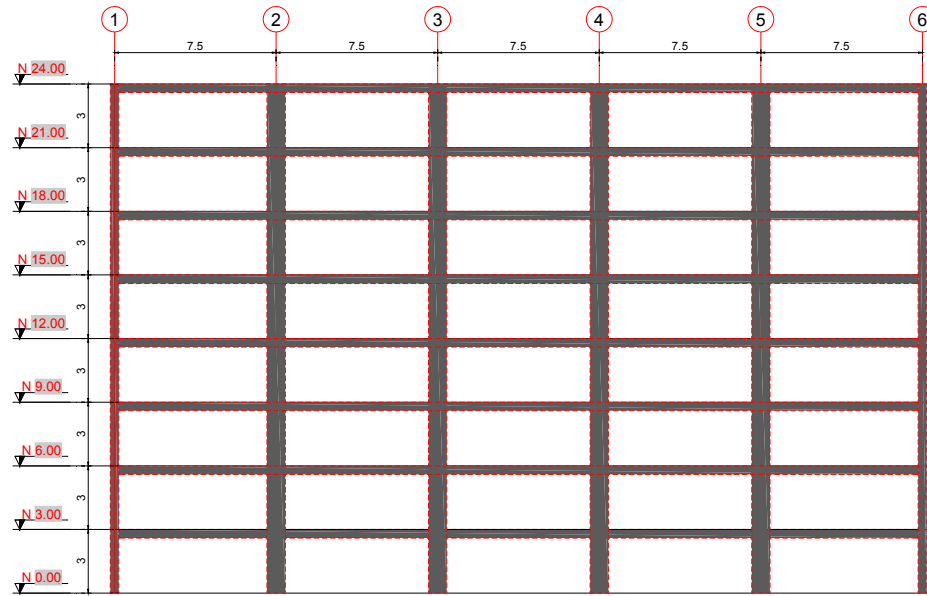


Figura 12. Corte estructural, niveles de la estructura.

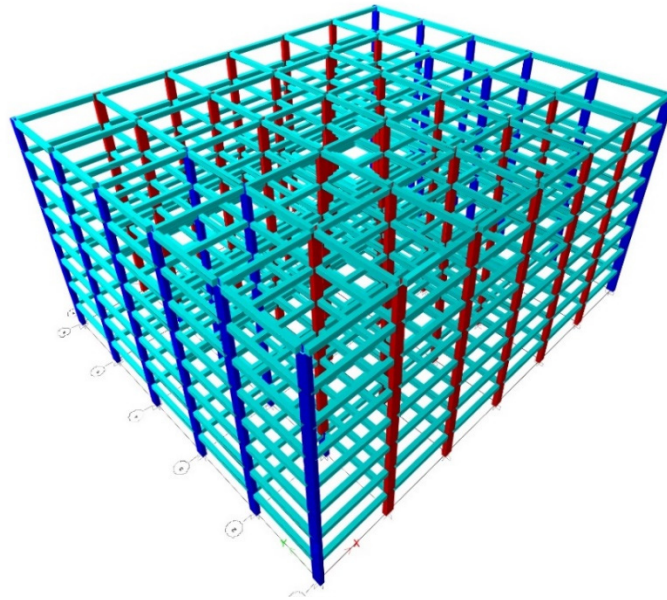


Figura 13. Imagen tridimensional de la edificación de estudio.

4.9 Materiales

4.9.1 Concreto reforzado.

El concreto reforzado es uno de los materiales más populares y desarrollados en la industria, debido a su alta resistencia a la compresión y al fuego, su durabilidad y maleabilidad, que, junto a la ductilidad y alta

resistencia en tensión del acero, forman un material compuesto que reúne las ventajas de ambos materiales (Lamus & Andrade, 2015).

A continuación, se definen los parámetros de diseño.

4.9.1.1 Resistencia a la compresión, f'_c . La característica que mide la calidad del hormigón es su resistencia a la compresión, a los 28 días de fundido, de acuerdo a los establecido en el capítulo C.5 de la NSR-10.

Los valores de resistencia a la compresión usados en el estudio son los siguientes:

- $f'_c = 21\text{Mpa}(3000\text{psi}), f'_c = 28\text{Mpa}(4000\text{psi}), f'_c = 35\text{Mpa}(5000\text{psi})$

4.9.1.2 Deformación unitaria, ϵ_{uc} . La Norma sismo resistente NSR-10 sección C.10.2.3 establece que la máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema a compresión del hormigón debe suponerse igual a 0.003.

4.9.1.3 Módulo de elasticidad, E_c . El módulo de elasticidad es una medida de la rigidez, y, por lo tanto, de la resistencia del material a sufrir deformaciones. El hormigón es un material elastoplástico y las tensiones son proporcionales a las deformaciones.

El módulo de elasticidad depende de la resistencia del hormigón, de su edad, de las propiedades de los agregados y de las del cemento, de la velocidad de carga y de la forma y tamaño de la probeta.

Para valores de w_c comprendidos entre 1440 y 2560 kg/m³ para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como $4700 * \sqrt{f'_c}$.

- Para concreto de $21\text{Mpa}(3000\text{psi})$ módulo de elasticidad es de 21538Mpa
- Para concreto de $28\text{Mpa}(4000\text{psi})$ módulo de elasticidad es de 24870Mpa
- Para concreto de $35\text{Mpa}(5000\text{psi})$ módulo de elasticidad es de 27805Mpa

4.9.1.4 Relación de Poisson, μ . La relación de Poisson es el cociente obtenido de dividir la deformación unitaria transversal por la deformación unitaria longitudinal, obtenidas de un ensayo a compresión simple sobre una probeta estándar en el rango inelástico del material.

Según numeral CR8.5 de la NSR-10, para el hormigón, el valor de la relación de Poisson varía entre 0.15 y 0.20. En el caso que no se disponga de un valor experimental puede utilizarse un valor de 0.20.

- Módulo de Poisson usado para el estudio es de 0.20.

4.9.1.5 Modulo elasticidad a cortante, G_c . El módulo de elasticidad a cortante varía entre 0.4 y 0,6 veces el valor del módulo de elasticidad a compresión. De la teoría de la elasticidad el módulo de elasticidad a cortante puede expresarse como:

$$G_c = \frac{E_c}{2 * (1 + \mu)} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$\mu = \text{Relacion de Poisson del hormigón.}$

Para $\mu = 0.2$, se obtiene $G_c = 0.42 * E_c$.

El estudio usará los siguientes valores.

- Para concreto de 21Mpa(3000psi) módulo de elasticidad a corte es 9046Mpa.
- Para concreto de 28Mpa(4000psi) módulo de elasticidad a corte es 10445Mpa.
- Para concreto de 35Mpa(5000psi) módulo de elasticidad a corte es 11678Mpa.

4.9.1.6 Coeficiente de expansión térmica, α_c . El hormigón se expande cuando se incrementa la temperatura y se contrae cuando esta descende. El coeficiente de expansión térmica del hormigón varía entre $8.7 * 10^{-5}$ y $15.3 * 10^{-5} [cm/cm/^{\circ}C]$. Para los diseños incluidos en el estudio se usa el valor recomendado por la British Standard Institution de $10^{-5} cm/cm/^{\circ}C$.

4.9.2 Acero de refuerzo. El acero de refuerzo se emplea de diferentes formas, las más común de ellas son barras o varillas de sección circular. Este refuerzo se localiza en las zonas donde se desarrollan

tracciones, con el fin de que absorban estas solicitaciones, pues el hormigón no está en calidad de resistirlas por sí solo.

Los diámetros usuales de estas varillas varían de $1/4"$ a $1 1/4"$. Comercialmente no se acostumbra denominarlas por su diámetro - se distinguen con un número, el cual coincide con el número de octavos de pulgada de su diámetro; por ejemplo, la barra $5/8"$ se denomina barra No 5.

Los aceros se caracterizan por su límite de fluencia, el cual se aprecia con claridad en la curva tensión-deformación que se obtiene del ensayo a tracción de probetas estándar.

4.9.2.1 Módulo de elasticidad a cortante, E_s . La curva tensión-deformación se obtiene sometiendo a tracción una probeta estándar, la tensión se calcula dividiendo la carga aplicada entre el área inicial de la probeta.

El diagrama del acero puede observarse en la Figura 14.

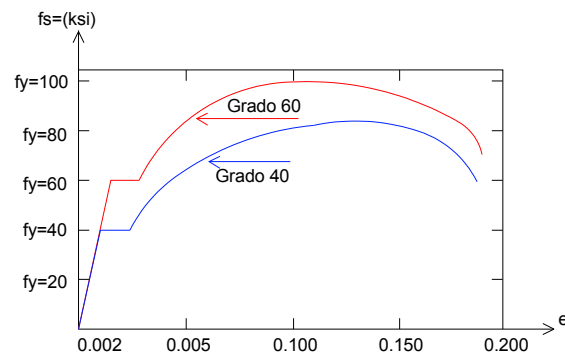


Figura 14. Módulo de elasticidad del acero estructural.

A partir del punto de fluencia f_y se encuentra una zona plástica, donde el material se deforma sin ningún aumento de tensión. Al final de esta zona, y debido al reacomodamiento de las partículas del material, este sufre un endurecimiento y la curva muestra un incremento hasta lograr su máximo. La tensión máxima alcanzada en la curva se denomina tensión de rotura y se representa como f_{su} .

A partir del máximo alcanzado por la curva, las deformaciones se incrementan considerablemente hasta que se presenta la falla de la probeta.

La deformación correspondiente al límite de proporcionalidad se denomina ε_y .

En la zona elástica las tensiones son proporcionales a las deformaciones, y la constante de proporcionalidad o pendiente de la zona elástica se denomina modulo elasticidad del acero y se denota E_s .

- La NSR-10 sección C.8.5.3 recomienda adoptar para el diseño el valor de $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

4.9.2.2 Coeficiente de expansión térmica del acero de refuerzo, α_s . El coeficiente de expansión térmica del acero, del orden de $0.000012 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$, es sensiblemente igual al de concreto $0.00001 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$.

Esta particularidad es muy importante en las estructuras de hormigón reforzado, pues ante el cambio de temperatura ambos materiales sufren igual deformación.

4.9.2.3 Características de los aceros nacionales. Colombia cuenta con varias siderúrgicas y todas producen acero grado 60 en barras corrugadas. La Tabla 6 y Tabla 7, la norma NSR-10 y el reglamento del ACI presentan información de diámetros, áreas y masa de los diferentes aceros de refuerzo.

Tabla 6. *Tabla C.3.5.3-1 Dimensiones nominales de las barras de refuerzo (diámetro basados en milímetros). Fuente: NSR-10*

Designacion de la barra	Diámetro [mm]	Área [mm ²]
6M	6	28
8M	8	50
6M	6	28
8M	8	50
10M	10	79
12M	12	113
16M	16	201
18M	18	254
20M	20	314
22M	22	380
25M	25	491
30M	30	707
32M	32	804
36M	36	1018
45M	45	1590
55M	55	2376

Tabla 7. *Tabla C.3.5.3-2 Dimensiones nominales de las barras de refuerzo (Diámetros basados en octavos de pulgada). Fuente: NSR-10*

Dimensiones nominales de las barras de refuerzo			
Designación	Diámetro de	Diámetro	Área
de la barra	en pulgadas	[mm]	[mm ²]
N2	1/4"	6.4	32
N3	3/8"	9.5	71
N4	1/2"	12.7	127
N5	5/8"	15.9	199
N6	3/4"	19.1	287
N7	7/8"	22.2	387
N8	1"	25.4	507

4.9.3 Acero estructural. Las mayores ventajas que tiene el acero con respecto a otros materiales usados en la construcción de edificaciones, tales como la madera, la mampostería o el concreto, son su resistencia y su ductilidad. Por otra parte, al contrario de la mampostería y del concreto, que son menos resistentes en tensión que en compresión, el acero presenta las mismas resistencias a tensión que en compresión (Valencia, 2010).

4.9.3.1 Esfuerzo de fluencia, F_y . Es el esfuerzo para el cual las deformaciones presentan grandes incrementos, sin que haya un aumento correspondiente del esfuerzo. Para los aceros estructurales de uso corriente:

- este valor se encuentra entre 230Mpa y 700Mpa, siendo los más comunes 250Mpa, correspondiente al acero NTC 1920 (ASTM A-36) y 345Mpa, el del acero NTC 1985 G50 (A-572 Gr.50).

4.9.3.2 Resistencia a la tensión, F_u . Se define como el cociente entre la carga axial máxima que puede resistir la barra y el área de la sección transversal original. Es conocido también como esfuerzo último.

- Este esfuerzo varía entre 400 – 500Mpa (acero NTC 1920) Y 800Mpa (acero NTC 4014, equivale a ASTM 514).

4.9.3.3 *Módulo de elasticidad, E.* Relación entre el esfuerzo y la deformación en la región elástica de la curva $\sigma - \varepsilon$. Este valor, que se determina por medio de la pendiente de dicha porción elástica del diagrama, es prácticamente igual para todos los aceros.

- El valor generalmente adoptado por los códigos para el acero es de 200.000Mpa .

4.9.3.3.1 *Módulo de endurecimiento por deformación, E_{ed}* Es la pendiente de la curva de la $\sigma - \varepsilon$ en la zona inicial del rango de endurecimiento por deformación, donde la tangente a la curva de este rango tiene su valor máximo. Su magnitud es diferente según el acero.

- Para el acero NTC1920 es 6000Mpa , aproximadamente.

4.9.3.4 *Relación de Poisson, μ* Es la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada.

- Este valor varía para el acero entre 0.25 y 0.33, siendo 0.30 el valor común aceptado.

4.9.3.5 *Módulo de rigidez, G.* Es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico; su valor es función de la relación de Poisson, pero usualmente se trabaja con el valor correspondiente a:

- $\mu = 0.30$, para cual $G = 77000\text{Mpa}$.

4.9.3.6 *Aceros estructurales en Colombia.* En la NSR-10, artículo F.2.1.5, se incluyen varios tipos de aceros para uso estructural. Como puede observarse en la Tabla 8, el esfuerzo de fluencia para un mismo material no es constante, puesto que varía de acuerdo con el espesor.

En la medida en que el espesor de los perfiles aumenta, el esfuerzo de fluencia disminuye. Hasta épocas recientes, el acero NTC1920 (ASTM -36) fue el más utilizado por dos razones: en muchas aplicaciones, las cargas y los esfuerzos son moderados, y aun cuando las sollicitaciones favorecen el uso moderado de aceros de alta resistencia, los perfiles resultantes del diseño pueden presentar rigideces insuficientes desde el punto

de vista de deflexiones y vibraciones. No obstante, en años recientes se han venido utilizando aceros de mayor resistencia tales como el ASTM A572 Gr50 y el A992 Gr50 (Valencia, 2010).

- El acero usado para el estudio es ASTM A572 Gr50.

Tabla 8. *Aceros estructurales permitidos por la NSR-10.*

Tipo de acero	Designación NTC	Designación ASTM	Fy (Mpa)	Espesor (mm)
Al carbón	NTC 1920	A-36	250	≤ 200
			220	>200
Manganeso	NTC 4007	A-529	290	≤13
			350	≤38
Alta resistencia baja aleación	NTC 1985 G42	A-572 Gr 42	290	≤ 150
	NTC 1985 G50	A-572 Gr 50	350	≤ 100
	NTC 1985 G60	A-572 Gr 60	415	≤ 32
	NTC 1985 G65	A-572 Gr 65	450	≤ 32
			290	38-125
Resistente a la corrosión	NTC 1950	A-242	320	19-38
			350	<19
			290	125-200
	NTC 2012	A-588	320	100-125
Aleac. templadas y revenidas	NTC 4014	A-514	350	≤100
			625	64-150
			695	≤64

4.10 Métodos de diseño para concreto y acero.

4.10.1 Metodología de diseño del concreto reforzado (método del estado límite de resistencia). Conocido también como método de resistencia última, se fundamenta en el comportamiento de los elementos estructurales bajo cargas de falla. En consecuencia, no admite los conceptos elásticos (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016).

Las cargas estimadas se mejoran para obtener las cargas últimas de diseño. Estos factores de mayoración son, en un alto porcentaje, el valor de los factores de seguridad para el diseño.

Por lo demás, es el método actualmente recomendado en todos los países y por lo tanto es el método recomendado por la NSR-10.

4.10.2 Metodología de diseño del acero estructural (método factores de carga y de resistencia). De acuerdo como lo especifica (McCormac & Cserneck, 2012) El diseño con factores de carga

y de resistencia (LRFD, por su sigla en inglés) es una aproximación más apropiada para el diseño de las estructuras de acero para edificios, que el diseño por esfuerzos permisibles (o por esfuerzos admisibles, como también se denomina). Envuelve consideraciones explícitas de estados límite, múltiples factores de resistencia, y una determinación probabilística de confiabilidad. La designación LRFD refleja el concepto de factorizar tanto valores de carga como de resistencia.

4.11 Combinaciones de cargas mayoradas usando el metodo de la resistencia (NSR-10, sec.B.2.4.2)

El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

4.11.1 Combinaciones básicas.

- $1.4(D + F)$ (B.2.4-1)
- $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } G \text{ o } L_e)$ (B.2.4-2)
- $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } G \text{ o } L_e) + (L \text{ o } 0.8W)$ (B.2.4-3)
- $1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } G \text{ o } L_e)$ (B.2.4-4)
- $1.2D + 1.0E + 1.0L$ (B.2.4-5)
- $0.9D + 1.6W + 1.6H$ (B.2.4-6)
- $0.9D + 1.0E + 1.6H$ (B.2.4-7)

Nomenclatura:

- D =Carga Muerta.
- E =Fuerzas sísmicas reducidas de diseño.
- E_d =Fuerza sísmica del umbral de daño.
- F =Cargas debidas al peso y presión de fluidos.
- F_a =Carga debida a inundación.
- G =Carga debida a granizo.

- L =Cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación.
- L_e =Carga de empozamiento de agua.
- L_r =Carga viva sobre la cubierta.
- H =Cargas debidas al empuje lateral del suelo, de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal.

4.12 Tipos de cargas

Las cargas son aquellas fuerzas que debe soportar una estructura y para las cuales deben proporcionarse los elementos estructurales. La NSR-10 dedica los títulos A y B para regular la forma como deben evaluarse las cargas a las cuales se somete una estructura.

Una manera simplificada de clasificar las cargas es agruparlas en cargas Gravitacionales (Carga muerta y vivas) y cargas sísmicas.

4.12.1 Cargas muertas. Estas cargas incluyen el peso propio de la estructura y el peso de cualquier material permanentemente localizado en ella, tales como acabados de pisos y muros divisorios. Para su regulación la NSR-10 dedica el capítulo B-3.

4.12.1.1 Cargas muertas mínimas de acabados y muros. En edificaciones con altura de entrepiso menores a 3m la norma NSR-10 especifica que se puede utilizar valores mínimos de carga muerta en KN/m^2 de área horizontal en planta, dados en la Tabla 9 según el tipo de ocupación.

En vez de aquellos obtenidos del análisis detallado de la carga muerta causada por los elementos no estructurales.

Tabla 9. *Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectuó un análisis más detallado, Tabla B.3.4.3-1, NSR-10.*

OCUPACIÓN		Fachada y particiones [KN/m ²] m ² de área en planta	Afinado de piso y cubierta [KN/m ²] m ² de área en planta
Reunión	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios	1.0	1.8
Oficinas	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8
Educativos	Salón de clase	2.0	1.5
Fabricas	Industrias livianas	0.8	1.6
Institucional	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6
	Prisiones,carceles,reformatorios y centros de detención	2.5	1.8
	Guarderías	2.0	1.6
Comercio	Prisiones,carceles,reformatorios y centro de detención	1.5	1.4
Residencial	Fachada y particiones livianas de mampostería	3.0	1.6
	Fachada y particiones livianas	2.0	1.4
Almacenamiento	Almacenamiento de materiales livianos	1.5	1.5
Garajes	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000kg	0.2	1.0

Para el estudio se especifica que la edificación tiene una ocupación **residencial** y, por lo tanto:

- Peso de los Acabados (NSR-10, sec.B.3.4.3) es de 1.6 KN/m^2 .
- Peso de particiones NSR-10, sec.B.3.4.3) es de 3.0 KN/m^2 .

4.12.1.2 Sección de placa de entrepiso. La sección más representativa de losa es la indicada en la Figura 15, ella será la base para evaluar las cargas gravitacionales. Las cargas producidas por acabados y particiones se adoptarán de los valores mínimos sugeridos por la Norma sismo resistente NSR-10.

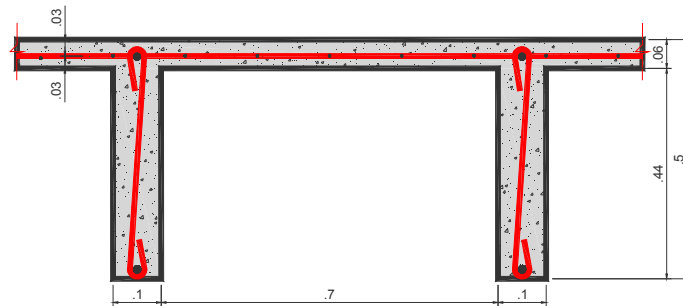


Figura 15. Detalle típico de placa de entrepiso altura 0.5m.

Losas aligeradas logran reducción de la masa del entrepiso suprimiendo parte del concreto con ayuda de elementos de menor peso, La losa aligerada no tiene loseta inferior y La placa superior y las Viguetas cumplen con los requisitos de la NSR-10 los cuales se presentan a continuación.

4.12.1.2.1 Dimensionamiento de la placa aligerada.

- Altura total de la placa 0.5m, espesor de losa superior 0.06m, espesor de los nervios es de 0.1m.
- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100mm, requisito que se cumple con un espesor de nervadura de 100mm.
- En su parte superior su ancho promedio no puede ser menor de 80mm, requisito que se cumple adoptando espesor de la nervadura es de 100mm.
- La altura de la placa no debe ser mayor que 5 veces su ancho promedio (C.8.13.2); este requisito se cumple con una altura de placa de 50cm, que es igual a 5 veces el espesor de la nervadura.
- Para losas nervadas en una dirección, la separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no puede ser mayor que 2.5 veces el espesor total de losa, sin exceder 1.2m. La separación entre nervios, de 0.8m, cumple con el requisito de ser menor a 2.5 veces el espesor total de la losa.
- Cuando se utilicen enconfrados o aligeramientos removibles, el espesor de la losa no debe ser menor que $1/12$ de la distancia libre entre nervaduras, ni menor de 50mm (C.8.13.6.1), requisito que se cumple con un espesor de losa de 0,06m, valor que es mayor a $1/2 * 0.7m = 0.058m$.

4.12.1.2.2 *Límites de las deformaciones.* La norma sismos resistente NSR-10 especifica unos valores límites que se deben cumplir obligatoriamente entorno a las deflexiones verticales de un elemento estructural (Tabla 10). El control de deflexiones se recoge en el capítulo C-9 de la NSR-10 abarcando desde concreto reforzado, vigas, losas en una o dos direcciones, concreto pre-esforzado y elementos compuestos.

TABLA CR.9.5 — Alturas o espesores mínimos recomendados para vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección que soporten muros divisorios y particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{19}$	$\frac{\ell}{7}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{11}$	$\frac{\ell}{12}$	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{5}$

Tabla 10. *Tabla C.R.9.5 NSR-10 alturas y espesores mínimos losas reforzadas en una dirección.*

4.12.2 Cargas vivas. (NSR-10, Sección B.4). Las cargas vivas nos son cargas permanentes que varían con el tiempo en magnitud como en localización, y pueden ser horizontales y/o verticales. Para su regulación la NSR-10 dedica el capítulo B.4. En general incluye:

- Peso de personas y muebles.
- Cargas dinámicas provenientes de un impacto o de un movimiento sísmico.
- Puentes grúa.
- Cargas por empozamiento de agua y granizo.
- De acuerdo con la norma NSR-10, las cargas vivas requeridas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas cargas que se espera, ocurran en la edificación debido al uso que ésta va a tener. En ningún caso las cargas vivas pueden ser menores que las cargas vivas mínimas que se dan en la Tabla 11 y Tabla 12.

Ocupación o uso		Carga uniforme [KN/m2]
Reunión	Balcones	5
	Corredores y escaleras	5
	Silletería fija (fija al piso)	3
	Gimnasios	5
	Vestibulos	5
	Silletería móvil	5
	Área recreativa	5
	Plataformas	5
	Escenarios	7.5
Oficinas	Corredores y escaleras	3
	Oficinas	2
	Restaurantes	5
Educativos	Salón de clase	2
	Corredores y escaleras	5
	Bibliotecas	
	Salones de lectura	2
	Estanterías	7
Fabricas	Industrias livianas	5
	Industrias pesadas	10
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4
	Cuartos privados	2
	Corredores y escaleras	5
Comercio	Minorista	5
	Mayorista	6
Residencial	Balcones	5
	Cuartos privados y sus corredores	1.8
	Escaleras	3
Almacenamiento	Liviano	6
	Pesado	12
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2000kg de capacidad.	5
Coliseos y estadios	Graderías	5
	Escaleras	5

Tabla 11. *Tabla B.4.2.1-1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.*

Para el estudio se especifica que la edificación tiene una ocupación **residencial** y, por lo tanto:

- Carga viva (NSR-10, sec.B.4.2.1) es de 1.8 KN/m^2 .

Tabla 12. *Tabla B.4.2.1-2 Cargas mínimas en cubiertas.*

Tipo de cubierta	carga de uniforme [KN/m2] m2 de área en planta
Cubiertas, azoteas y terrazas	La misma del resto de la edificación
Cubiertas usadas para jardines de cubierta o para reuniones	5
Cubiertas inclinadas con mas de 15 de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada.	0.35
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15 o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada.	0.5

4.12.3 Cargas símicas. Los diferentes códigos de diseño del mundo especifican diversos procedimientos para realizar el análisis sísmico de edificios. La norma sismo resistente NSR-10 en la sección A.3.4 especifica los métodos reconocidos por ella:

- Método de la fuerza horizontal equivalente o Método estático (NSR.10, capítulo A.4)
- Métodos de análisis dinámico elástico (NSR.10, capítulo A.5)
- Métodos de análisis dinámico inelástico (NSR.10, capítulo A.5)
- Métodos de análisis alternos, que deben tener en cuenta las características dinámicas en la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la ingeniería.
- Para el estudio del análisis sísmico se usarán el Método estático (fuerza horizontal equivalente) y el Método de análisis dinámico elástico (Método modal espectral) de los cuales se realiza una breve explicación a continuación.

4.12.4 Método estático de la fuerza horizontal equivalente NSR-10, sección.B.4). Este método es utilizado para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño y consiste en reemplazar las fuerzas del sismo por

fuerzas laterales, que son aplicadas a nivel de piso, equilibrando el cortante de la base. Para la determinación de este método se seguirán los siguientes pasos:

4.12.4.1 Evaluación de masa y peso. La masa es una medida de la cantidad de materia. El peso, w , es una medida de la fuerza necesaria para impartir una aceleración dada a una masa; por lo tanto, el peso w que tiene una masa m en la tierra, al nivel del mar, es igual al producto $w = mg$ (g es aproximadamente 9.81 m/s^2).

4.12.4.2 Cálculo del periodo fundamental de la estructura T (NSR-10, Sección A.4.2). El valor del periodo fundamental de la edificación se debe obtener a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura.

El anterior requisito puede obviarse por medio del uso de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=0}^n (f_i \delta_i)}} \quad \text{Ecuación 2}$$

Los valores de f_i representan las fuerzas horizontales calculadas por el método de la fuerza de la fuerza horizontal equivalente. Los desplazamientos horizontales δ_i se deben calcular para las fuerzas f_i correspondientes. El valor de T no debe exceder valor de $C_u T_a$ donde C_u se calcula por medio de la expresión

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_u F_u \quad \text{ecuacion 3 .}$$

Alternativamente, el valor del periodo fundamental de la edificación, T , puede ser igual al periodo fundamental aproximado, T_a , que se obtiene por medio de la expresión $T_a = C_t h_n^\alpha$ donde C_t y α tienen valores dados en la Tabla 13

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1

Tabla 13. Tabla A.4.2-1 Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a .

4.12.4.3 Cálculo del espectro de diseño. El espectro de diseño es la herramienta que permite diseñar las construcciones teniendo en cuenta las condiciones sismo-tectónicas regionales y las condiciones locales de la respuesta del subsuelo de fundación.

La NSR-10 propone para Colombia el espectro de diseño elástico mostrado en la Figura 16.

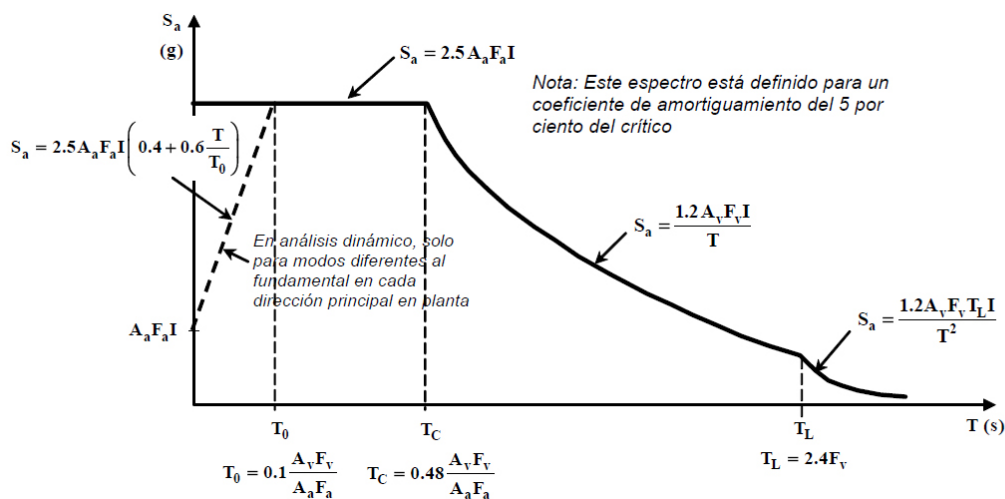


Figura 16. Espectro elástico de diseño para Colombia, NSR-10, Sec.A.2.6.

En particular, para la ciudad de Barrancabermeja y para un tipo de suelo **D** se obtienen los siguientes valores:

- A_a =coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, al nivel de roca, **para Barrancabermeja $A_a = 0.15$.**
- A_v =coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, al nivel de roca, **para Barrancabermeja $A_v = 0.15$.**
- I =coeficiente que mide la importancia de la edificación para la comunidad, entre más importancia es la edificación mayor es la resistencia que debe tener. **Para el estudio $I = 1$.**
- F_a =coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos. **Para el estudio, el valor $F_a = 1.5$.**
- F_v =coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, **para el estudio el valor $F_v = 2.2$.**
- T_0 =Periodo de vibración al cual inicia la zona de aceleración constantes del espectro de aceleraciones, en s.
- T_c =Periodo de vibración en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante de espectro de diseño, para periodos cortos, y la parte descendente del mismo.
- S_a =Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño expresada como el porcentaje de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T .

Los valores T_c, S_a se calculan de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \text{ y } S_a = 2.5 A_a F_a I \quad (\text{Ecuaciones 4})$$

T_L =Periodo de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento constante del espectro de diseño, para periodos largos.

Los valores T_L, S_a se calculan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$T_L = 2.4F_v \text{ y } S_a = \frac{1.2A_v F_v T_L I}{T^2} \quad (\text{Ecuaciones 5})$$

En la Figura 17 se observa el espectro de diseño que se utiliza en este estudio.

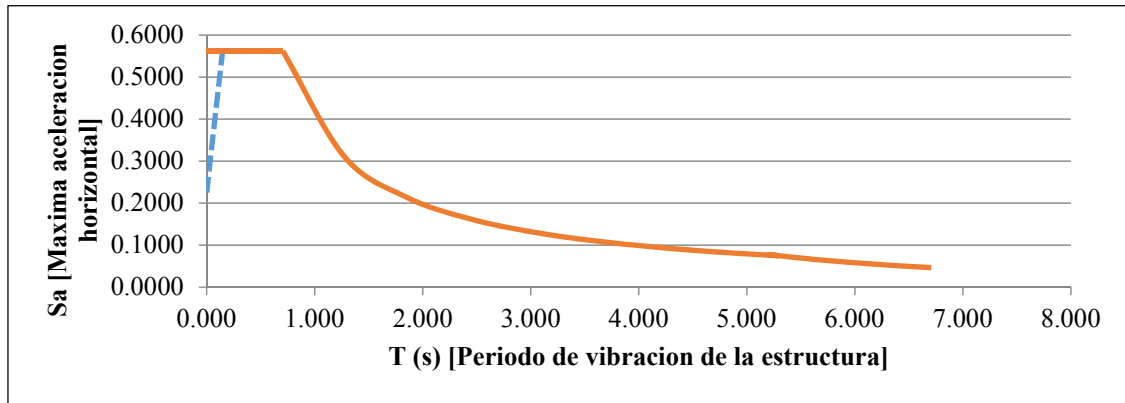


Figura 17. Espectro elástico de diseño para estudio.

4.12.4.4 Determinación de cortante de base, V_s , (NSR-10, sec.A.4.3). El cortante sísmico en la base V_s , es el resultado de las fuerzas laterales totales de los efectos de las fuerzas de inercia horizontales que se inducen en un sistema estructural de un número determinado de grados de libertad, para distribuirlo en los diferentes pisos de la estructura. Se obtiene por medio de la siguiente ecuación $V_s = S_{ag}M$.

El valor de S_{ag} en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la gravedad, leída en el espectro definido en la Figura 17 para el periodo T de la edificación.

4.12.4.5 Distribución de fuerzas sísmicas, F_X (NSR-10, sec.A.4.2). Las fuerzas horizontales son las fuerzas de inercia aplicables en cada piso de la edificación. La fuerza sísmica horizontal, se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación $F_X = C_{VX}V_s$

donde:

C_{VX} = Coeficiente de repartición de la fuerza sísmica en la altura de la edificación para periodos cortos, donde la fuerza horizontal es equivalente a una fuerza uniforme, de tipo triangular ver Figura 18.

V_S = Cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente.

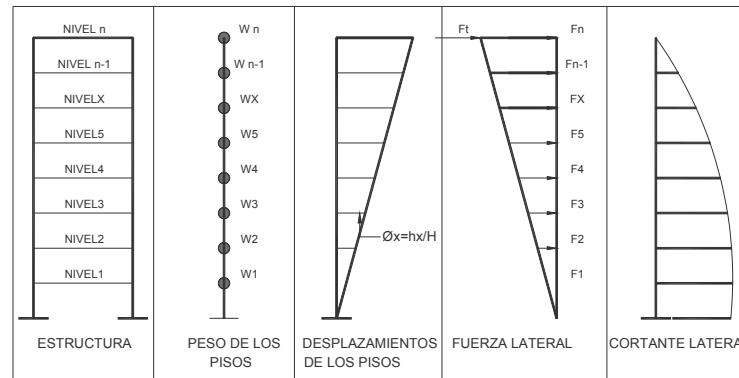


Figura 18. Distribución vertical de la fuerza sísmica. Fuente: (Reyes, 1998)

Una vez que se obtienen las fuerzas sísmicas horizontales F_X , se puede determinar el coeficiente de fuerza C_{VX} de cada nivel aplicando la siguiente ecuación:

$$C_{VX} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=0}^n (m_i h_i^k)} \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde k es un exponente relacionado con el periodo fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$
- Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$
- Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$

4.12.5 Método de análisis dinámico elástico (método modal espectral). Después de realizar el análisis de la fuerza horizontal equivalente y obtener un predimensionamiento de la estructura, se calcula el valor ajustado del periodo mediante la aplicación del análisis modal, para compararlo con el estimado inicial. Si el periodo de la estructura diseñada difiere en más del 10% del estimado inicial; debe repetirse el proceso del análisis, utilizando el último periodo calculado como nuevo estimado, hasta que este converja

en un resultado dentro de la tolerancia del 10% como se especifica en la norma sismo resistente NSR-10, sección C.4.2.3.

4.12.5.1 Procedimiento de la solución al análisis modal. El procedimiento de análisis modal se basa en la respuesta de un sistema de un grado de libertad excitado por una fuerza sísmica, según (Maldonado & Chio, 2004), y (Paz, 1992) se representa mediante la

$$[M] * \ddot{u} + [C] * \dot{u}(t) + [K] * u(t) = -[M] * \ddot{u}_g(t) \quad (\text{Ecuación 7})$$

Una vez obtenidos las frecuencias y periodos naturales de la estructura se estudia el caso de vibración libre $\ddot{u}_g(t) = 0$ no amortiguada donde $(C = 0)$.

Por consiguiente, la ecuación 7 se reescribe como: $[M] * \ddot{u} + [K] * u(t) = 0$.

La solución de esta ecuación diferencial es $\{[K] - [M] * v^2\} * A = 0$ y la solución trivial es $\det|[K] - [M] * v^2| = 0$.

La expresión anterior es una expresión algebraica de grado n, (n=número de pisos de la estructura) y se resuelve para n valores de v^2 . Esta ecuación es conocida como ecuación característica del sistema. Para cada valor v^2 que satisfaga la ecuación $\det|[K] - [M] * v^2| = 0$ se resuelve la expresión $\{[K] - [M] * v^2\} * A = 0$, para A_1, A_2, \dots, A_n , en términos de una constante de proporcionalidad arbitraria. Estas soluciones representan los modos de vibración de la estructura.

La matriz de masa, $[M]$, es una matriz diagonal, cuyos valores se deducen a partir del peso de los entrepisos de los entrepisos ($M = W/g$) y $[K]$ es la matriz de rigidez de la estructura en la cual se analiza el sismo.

4.13 Evaluación de la deriva de acuerdo con la norma sismo resistente NSR-10

4.13.1 Definición de deriva. Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación.

A causa de someter una estructura a la acción de las cargas sísmicas f_i , los entrepisos i sufren desplazamientos horizontales Δ_i . Las derivas y desplazamiento se muestran con mayor claridad con ayuda de la Figura 19.

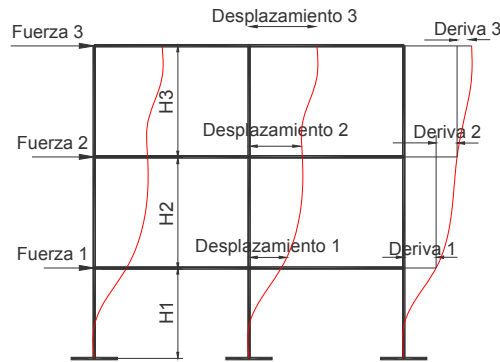


Figura 19. Evaluación de deriva de acuerdo NSR-10

Para calcular la deriva se toma la diferencia entre los desplazamientos del nivel (i) y los desplazamientos del nivel (i-1) y por último se divide entre altura de piso H_i

- $\delta_1 = \frac{\Delta_1}{H_1}, \delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i}$ (Ecuacion 8)

4.13.2 Desplazamientos horizontales totales. La magnitud de los desplazamientos en las dos direcciones principales ortogonales en planta y para cualquier grado de libertad de la estructura se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$\delta_{tot,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}| \text{ (Ecuacion 9)}$$

Donde:

- $|\delta_{cm,j}|$ = Desplazamientos horizontales del centro de masa en la dirección de estudio
- $|\delta_{t,j}|$ = Desplazamientos adicionales causados por el efecto torsional en la dirección de estudio.

- $|\delta_{pd,j}|$ = Desplazamiento causado por el efecto P-delta en la dirección de estudio.

4.13.3 Desplazamientos horizontales en el centro de masa del piso, $\delta_{cm,j}$. Abarcan los desplazamientos horizontales, en las direcciones principales en planta, que se presentan en el centro de masa del piso.

4.13.4 Desplazamientos horizontales causados por efectos P-delta, $|\delta_{t,j}|$. Son los desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debido a los efectos torsionales.

4.13.5 Desplazamientos horizontales causados por efecto P-delta, $\delta_{pd,j}$. Los desplazamientos horizontales por efectos P-delta corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por efectos de segundo orden de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Los efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad Q_i , es mayor de 0.10. El índice de estabilidad para el piso i , en la dirección bajo estudio se calcula por medio de la siguiente ecuación: $Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$ (Ecuación 10)

4.13.6 Evaluación de la deriva máxima. En edificaciones que no tengan irregularidades en planta tipo 1aP o 1bP o edificaciones con diagrama flexible, la deriva máxima corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, evaluadas en el centro de masa.

En estructuras que tengan irregularidades en planta tipo 1aP o 1bP la deriva máxima en cualquier punto del piso i se calcula por medio de la expresión que se indica a continuación $\delta_{i\max} =$

$$\sqrt{\delta_{xi}^2 + \delta_{yi}^2} \quad (\text{Ecuación 11})$$

4.13.7 Límites de la deriva máxima. Las magnitudes de las derivas deben limitarse: entre mayor sean sus valores, serán mayores los daños en los elementos estructurales y no estructurales.

Según la norma sismo resistente NSR-10, los límites de las derivas no pueden exceder las especificaciones de la Tabla 14.

Estructuras de:	Deriva Máxima
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\%(\Delta_{max}^i \leq 0.01 h_{pi})$
De mampostería que cumplen los requisitos A.6.4.2.3	$0.5\%(\Delta_{max}^i \leq 0.05 h_{pi})$

Tabla 14. *Tabla A.6.4-1, Derivas máximas como porcentaje de hpi de acuerdo con la norma NSR-10.*

- Para el estudio se usará limitación para concreto reforzado donde la deriva máxima no debe exceder $1\%(\Delta_{max}^i \leq 0.01 h_{pi})$

4.14 Análisis y diseño de estructuras con capacidad moderada de disipación de energía DMO

4.14.1 Requisitos geométricos vigas. Los requisitos geométricos mínimos para elementos prismáticos estructurales han sido dados de la sección C.21.3.

4.14.1.1 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.1. El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que 200mm.

4.14.1.2 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.2. La excentricidad respecto a la columna de apoyo no debe ser mayor que el 25% del ancho medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga.

4.14.1.3 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.3. En cualquier sección de la viga, los refuerzos superior e inferior no deben tener una cuantía inferior a la que se obtiene con la ecuación C.10-3 de la NSR-10, ni debe exceder 0.025. Debe haber al menos dos barras continuas con diámetro igual o superior a N4 (1/2") ó 12M (12mm), tanto arriba como abajo.

$$A_{s, \min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ (Ecuación C.10 - 3) (Ecuación 12),}$$

no debe ser menor que $1.4 \frac{b_w * d}{f_y}$.

4.14.1.4 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.4. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo.

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

4.14.1.5 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.5. No se permiten empalmes por traslapo dentro de los nudos.

4.14.1.6 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.6. En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento al menos No. 3 (3/8'') ó 10M (10mm) por longitudes iguales a $2h$, medidas desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $d/4$.
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 300 mm.

4.14.1.7 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.7. Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a C.7.10.5.3.

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

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

4.14.1.8 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.7. Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a C.7.10.5.3.

C.7.10.5.3: Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

4.14.1.9 Requisito en vigas NSR-10. Sección C.21.3.4.8. Deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

4.14.2 Requisitos geométricos columnas. Los requisitos geométricos mínimos para elementos prismáticos estructurales han sido dados de la sección C.21.3

4.14.2.1 Requisito en columnas NSR-10. Sección C.21.3.5.1. La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centro de geométrico, no debe ser menor de 250mm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.20m, pero su área no puede ser menor de 0.0625 m^2 .

4.14.2.2 Requisito en columnas NSR-10. Sección C.21.6.1.2. La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

4.14.2.3 Requisito en columnas NSR-10. Sección C.21.6.3.1. El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no deben ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$.

4.14.2.4 Requisito en columnas NSR-10. Sección C.21.1.7. Los empalmes por traslapo se permiten solo dentro de la mitad central de la longitud del elemento, deben diseñarse como empalmes por traslapo de tracción.

4.14.2.5 Requisito en columnas NSR-10. Sección C.7.6.3. En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe exceder:

- 1.5 veces el diámetro de la barra longitudinal
- 40mm
- 4/3 del tamaño del agregado grueso

4.14.2.6 Requisito en columnas NSR-10. Sección C.7.7.3.1. Para proteger el acero de refuerzo de la agresividad del medio ambiente, se especifican los espesores mínimos del hormigón de recubrimiento, dependiendo de la agresividad del medio, así:

- Para hormigón no expuesto a la intemperie, ni en contacto con el suelo, el recubrimiento en vigas y columnas no debe ser menor de 4 cm. Esta dimensión debe cumplirse para el refuerzo principal, estribos o espirales.
- Para hormigón colocado contra el suelo y expuesto permanentemente, el recubrimiento mínimo debe ser 7.5cm.

4.14.2.7 Requisito en columnas NSR-10. Sección C.21.4.1, C.21.4.2, C.21.4.3.

Los estribos se dispondrán de manera que las barras de refuerzo longitudinal sean menores a la N10. Los estribos se dispondrán de manera que las barras del refuerzo longitudinal esquineras y alternas estén

soportadas lateralmente por la esquina de un estribo con un ángulo no mayor de 135° , y ninguna barra estará a más 15cm de otras.

En las estructuras de capacidad moderada de disipación de energía (DMO) deben colocarse estribos de confinamiento a una distancia L_o , medida a partir de la cara del nudo, en ambos extremos de la columna. La longitud L_o no puede ser inferior que:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en las secciones donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- La máxima dimensión de la columna en la cara del nudo.
- $1/6$ de la longitud de la columna.
- 45 cms.

En la anterior zona de confinamiento, la separación de los estribos no excederá. de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo menor.
- La separación entre estribos, que no debe ser mayor a 150 mm pero no es necesario tomarlo menor a 100mm.

4.15 Cimentación

El objetivo de las cimentaciones es servir de transición entre la estructura y el suelo, es decir sirven para transmitir las cargas provenientes del peso de la estructura al estrato de suelo más apropiado. El termino apropiado hace referencia tanto a la resistencia del suelo como al peso que transmite la estructura. Estos dos factores indican si la estructura deberá cimentarse a nivel superficial o a nivel profundo (Olmedo, 2015).

Para efectos prácticos, se asume que cada uno de los apoyos de las columnas del edificio modelo posee las características necesarias para suministrar restricción total en todos los grados de libertad traslacionales y rotacionales, es decir, se cuenta con apoyos empotrados en la base de cada columna. En este tipo de edificaciones, y si el suelo posee una capacidad relativamente buena, es común cimentar las columnas con zapatas amarradas con vigas, de modo que los elementos de cimentación estén conectados entre sí. La condición de empotramiento se puede aproximar, en la práctica, cada vez que la profundidad de cimentación

sea la que se requiere para alcanzar un suelo resistente a las cargas impuestas por la estructura; también, siempre que cada columna se cimienta con una zapata de dimensiones adecuadas para transmitir al suelo esfuerzos menores que el admisible.

5. Análisis y diseño de las edificaciones de estudio

Se realizará el análisis y diseño de cuatro edificaciones, cada una con su respectivo sistema estructural. Se propone rigidizar el edificio de pórticos utilizado en la Edificación de estudio 1 introduciendo elementos que mejoren su comportamiento ante eventos sísmicos (Edificaciones de estudio 2, 3 y 4). Para mayor claridad se presenta la Figura 20.

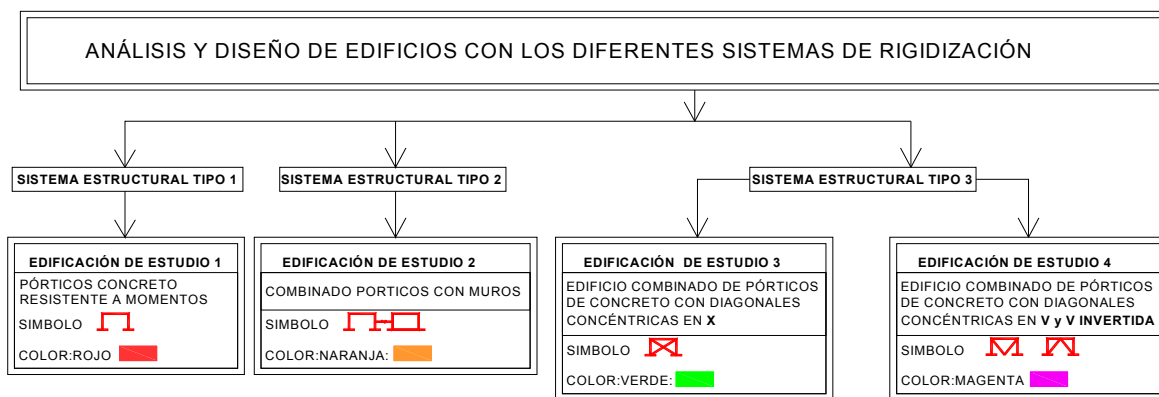


Figura 20. Edificaciones de estudio con su respectivo sistema estructural. md

5.1 Edificación de estudio 1

La primera edificación corresponde al sistema estructural de pórticos en concreto, resistente a momentos, con capacidad de disipación de energía (DMO), con losas aligeradas armadas en una dirección.

5.1.1 Paso 1. Predimensionamiento estructural. Se estudiará el edificio de 8 niveles mostrado en la Figura 21 y siguientes. Para el análisis solo se consideran las deformaciones por flexión y el sistema de piso se considera de rigidez infinita en su plano. Las divisiones y la fachada serán tradicionales, ladrillos

de arcilla huecos(mampostería). En este paso se define el sistema estructural y las dimensiones tentativas a evaluar.

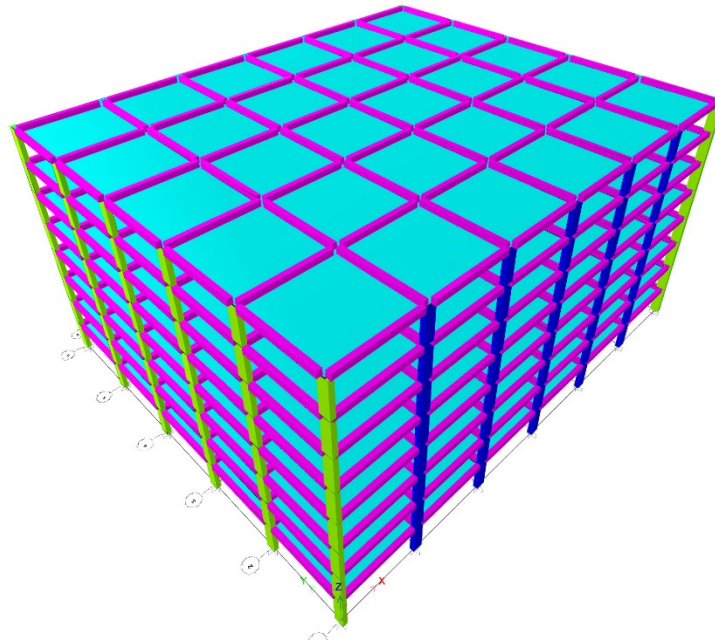


Figura 21. Edificio de pórticos de concreto, resistente a momentos, con capacidad de disipación de energía DMO.

5.1.1.1 Predimensionamiento de columnas. Secciones de columnas en color verde (0.40mx0.85m) y columnas en Color azul(0.85mx0.40m).

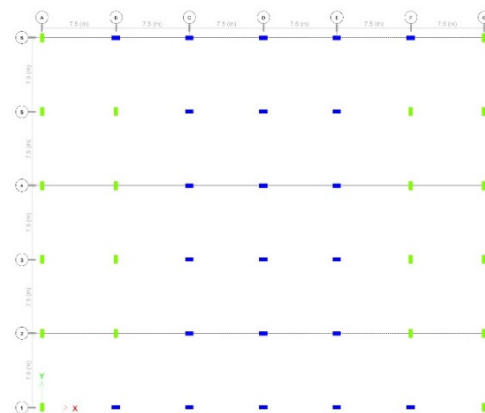
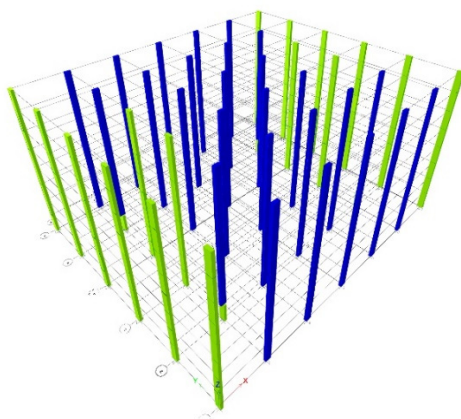


Figura 22. Identificación de columnas de la Edificación de estudio 1

5.1.1.2 Predimensionamiento de vigas y placa. Secciones de vigas en color magenta(0.40mx0.5m) y placa de entrepiso en color cian (0.50m de altura).

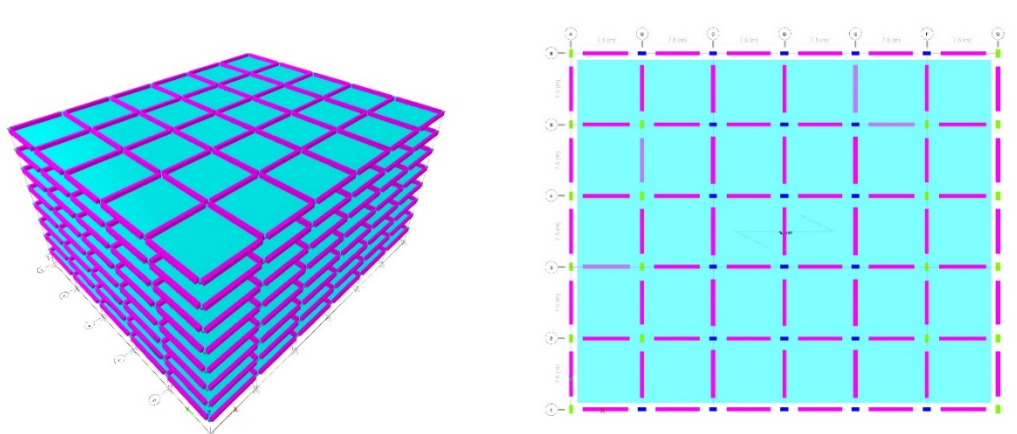


Figura 23. Identificación de vigas y placas de la Edificación de estudio 1.

5.1.1.3 Materiales.

- Columnas en concreto de 28Mpa (Color verde)
- Vigas y placas aligeradas en concreto de 21Mpa (color rojo)

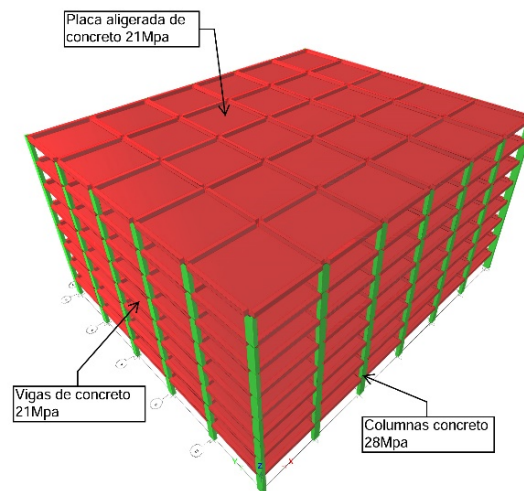


Figura 24. Materiales de elementos estructurales de la edificación de estudio 1.

5.1.2 Paso 2. Evaluación de las solicitaciones definitivas. Con las dimensiones de los elementos de la estructura como resultado del paso 1 se evalúan todas las solicitaciones que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del título B de la NSR-10.

5.1.2.1 Evaluación de la carga de diseño de losa por m^2 . Por la configuración del sistema de entrepiso, se consideró que lo más apropiado para estructurar la losa es el armado en una dirección. Para reducir su peso será empleada una losa aligerada mediante casetones de madera no recuperables.

La sección más representativa de losa es la indicada en la Figura 25. Ella será tomada como base para evaluar las cargas gravitacionales. En cuanto a cargas producidas por acabados y particiones se adoptarán los valores mínimos sugeridos por la NSR-10

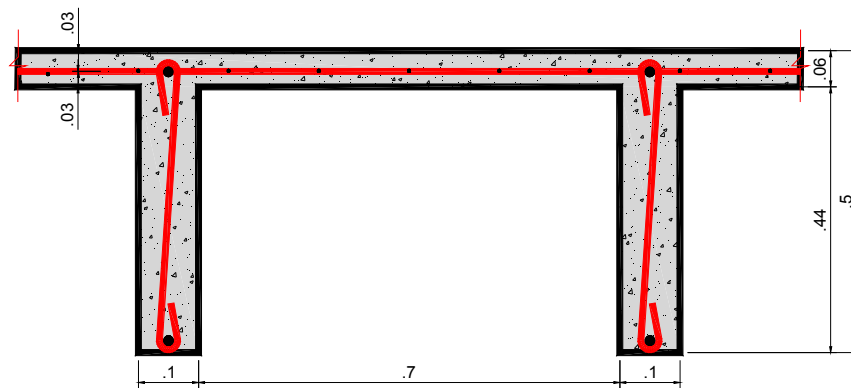


Figura 25. Detalle típico de placa de entrepiso, altura 0.5m.

- $Losa\ superior = 0.06m * 24\ KN/m^3 = 1.44\ KN/m^2$
- $Nervio = (0.44m * 0.1m * 24\ KN / m^3) / (0.1m + 0.7m) = 1.32\ KN/m^2$
- $Caseton\ Recuperable = 0.20\ KN/m^2$
- $Acabados(NSR10, secc\ B.3.4.3) = 1.60\ KN/m^2$
- $Particiones\ (NSR10, secc\ B.3.4.3) = 3.00\ KN/m^2$
- $Total, de\ carga\ muerta\ de\ servicio = 7.60\ KN/m^2\ [C.M]$

- *Carga viva de servicio* (NSR10, Sec B. 4.2.1) = $1.80 \text{ KN/m}^2 [C.V]$
- *Carga de servicio* = $Ws = C.M + C.V = 7.60 \text{ KN/m}^2 + 1.80 \text{ KN/m}^2 = 9.40 \text{ KN/m}^2$

La carga de diseño por el método de la resistencia ultima está dada por la combinación:

- *Carga ultima de diseño* = $Wu = 1.2 C.M + 1.6 C.V = 12.00 \text{ KN/m}^2$.

Esta carga no incluye el peso de las vigas, el cual adicionará en el modelo matemático.

5.1.2.2 Determinación de la masa y peso de la edificación. En la Tabla 15 se consignaron los valores totales y por nivel de la masa de la edificación.

Nivel	Masa[kg]	Peso[KN]
N+24.00	1560344	15307
N+21.00	1611811	15812
N+18.00	1611811	15812
N+15.00	1611811	15812
N+12.00	1611811	15812
N+9.00	1611811	15812
N+6.00	1611811	15812
N+3.00	1611811	15812
Σ	12843020	125990

Tabla 15. *Masa y peso de la Edificación de estudio 1.*

5.1.2.3 Determinación de centros de masa y rigidez. Las características geométricas muestran una simetría general en cada nivel de la edificación. Como se puede observar en la Tabla 16 la estructura no presenta excentricidades en planta.

Nivel	Centro de masa		Centro de rigidez		Excentricidad=CM-CR	
	XCM[m]	YCM[m]	XCR[m]	YCR[m]	ex[m]	ey[m]
N+24.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+21.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+18.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+15.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+12.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+9.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0

Tabla 16. Centro de masa y centro de rigidez de la Edificación de estudio 1.

5.1.3 Paso 3. Obtención del nivel de amenaza y los valores de A_a y A_v . Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el capítulo A.2 del reglamento, y determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros A_a y A_v obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del capítulo A.2. La amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja (ver secciones 4.3 y 4.4):

- Localización: Barrancabermeja Santander.
- $A_a = 0.15$, $A_v = 0.15$.
- Zona de amenaza sísmica: Intermedia.

5.1.4 Paso 4. Movimientos sísmicos de diseño. Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del capítulo A.2 de la NSR-10:

- Perfil del suelo: D
- Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar se presentan con los coeficientes sitio $F_a = 1.5$ y $F_v = 2.20$, como se muestra en la Figura 26

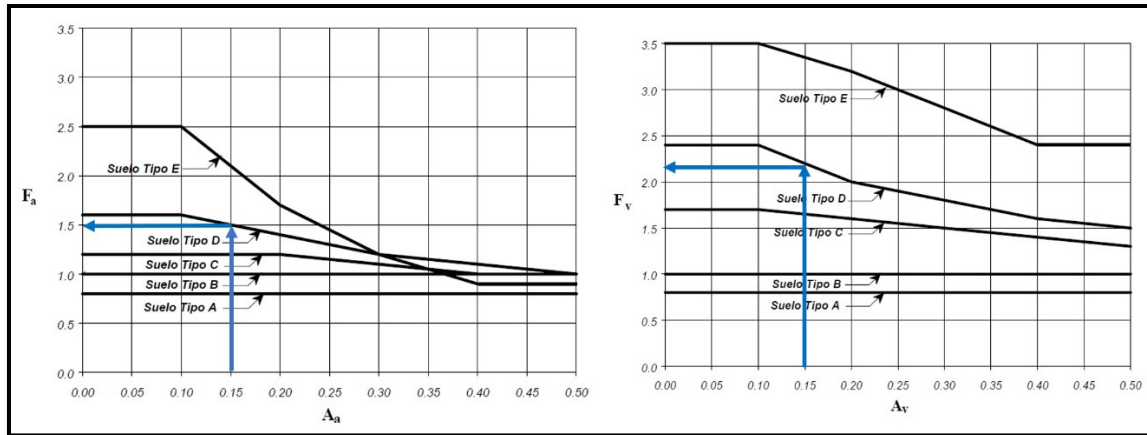


Figura 26. Coeficientes de amplificación F_a y F_v . Fuente: NSR-10

- La importancia de la edificación para recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo es en i

Tabla 17:

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

Tabla 17. Valores de coeficiente de importancia.

- Coefficiente de importancia, $I = 1.0$ (Ver sección 4.6).

5.1.5 Paso 5. Características de la estructuración. El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro uno de los sistemas estructurales prescritos en el capítulo A.3 de la NSR-10, i.e. sistema muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, y sistema dual.

La norma sismo resistente NSR-10 define los elementos estructurales de acuerdo con la posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados, por medio de sus capacidades de disipación de energía, la cual puede ser: especial (DES), moderada (DMO) o mínima (DMI).

En esta primera Edificación tipo se analizará:

- Sistema estructural: pórticos de concreto resistente a momentos.

- Capacidad de ductilidad o disipación de energía: Moderada (DMO).

5.1.6 Paso 6. Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis. En este paso se define el procedimiento de análisis sísmico de la estructura de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración de la edificación, tanto en planta como en alzado, su grado de redundancia o ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, su altura, las características del suelo en el lugar, y el nivel de amenaza sísmica, siguiendo los preceptos dados en el capítulo A.3 de la norma sismo resistente.

5.1.6.1 Irregularidad en planta de la edificación. En el proceso de diseño y construcción de una edificación, la configuración estructural juega un rol vital en la dimensión de una catástrofe. La configuración de la edificación puede definirse como regular o irregular en términos del tamaño y forma de la misma, la ubicación de los elementos estructurales y de la masa.

5.1.6.1.1 Irregularidades 1aP y 1bP, torsional y torsional extrema. 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 mayor que 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia. Ver Figura 27

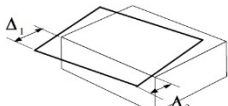
Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$	Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$
$1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
	

Figura 27. Irregularidad torsional en planta. Fuente: NSR-10

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 superior a 1.4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.

El análisis de la irregularidad torsional en dirección X se muestra a continuación:

Tabla 18. Irregularidad torsional en dirección X Edificación de estudio 1.

Nodo	42		Nodo	37	
Fuerza	fx		Fuerza	fx	

h _j	Nivel	Des. x	Des. Y	Deriva X	deriva %	Nivel	Des. x	Des. Y	Deriva X	deriva %
24.0	N+24.00	0.443	0.113	0.0296	0.99%	N+24.00	0.395	0.113	0.0265	0.88%
21.0	N+21.00	0.414	0.106	0.0434	1.45%	N+21.00	0.369	0.106	0.0390	1.30%
18.0	N+18.00	0.372	0.096	0.0574	1.91%	N+18.00	0.332	0.096	0.0515	1.72%
15.0	N+15.00	0.316	0.082	0.0689	2.30%	N+15.00	0.282	0.082	0.0619	2.06%
12.0	N+12.00	0.249	0.065	0.0765	2.55%	N+12.00	0.223	0.065	0.0688	2.29%
9.00	N+9.00	0.175	0.046	0.0781	2.60%	N+9.00	0.157	0.046	0.0703	2.34%
6.00	N+6.00	0.099	0.027	0.0686	2.29%	N+6.00	0.089	0.027	0.0618	2.06%
3.00	N+3.00	0.033	0.009	0.0345	1.15%	N+3.00	0.030	0.009	0.0311	1.04%
0.00	N+0.00	0.000	0.000	0.0000		N+0.00	0.000	0.000	0.0000	

h _j	(Δ1+ Δ2)/2	Máx: Δ1	Irregularidad torsional en x
24.0	0.94%	0.99%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
21.0	1.37%	1.45%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
18.0	1.81%	1.91%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
15.0	2.18%	2.30%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
12.0	2.42%	2.55%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
9.00	2.47%	2.60%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
6.00	2.17%	2.29%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
3.00	1.09%	1.15%	
0.00			

De igual manera se muestra el análisis para la dirección Y:

Tabla 19. Irregularidad torsional en dirección Y Edificación de estudio 1.

Nodo	42		Nodo	6	
Fuerza	fy		Fuerza	fy	

h _j	Nivel	Des. x	Des. Y	Deriva X	deriva %	Nivel	Des. x	Des. Y	Deriva X	deriva %
24.0	N+24.00	0.092	0.511	0.0323	1.08%	N+24.00	0.092	0.431	0.0271	0.90%
21.0	N+21.00	0.086	0.479	0.0483	1.61%	N+21.00	0.086	0.405	0.0407	1.36%
18.0	N+18.00	0.078	0.432	0.0644	2.15%	N+18.00	0.078	0.365	0.0544	1.81%
15.0	N+15.00	0.066	0.368	0.0776	2.59%	N+15.00	0.066	0.312	0.0657	2.19%
12.0	N+12.00	0.052	0.292	0.0866	2.89%	N+12.00	0.052	0.247	0.0735	2.45%
9.00	N+9.00	0.037	0.207	0.0893	2.98%	N+9.00	0.037	0.176	0.0759	2.53%
6.00	N+6.00	0.021	0.119	0.0797	2.66%	N+6.00	0.021	0.101	0.0681	2.27%
3.00	N+3.00	0.007	0.041	0.0411	1.37%	N+3.00	0.007	0.035	0.0354	1.18%
0.00	N+0.00	0.000	0.000	0.0000		N+0.00	0.000	0.000	0.0000	

h _j	(Δ1+ Δ2)/2	Máx: Δ1	Irregularidad torsional en Y
24.0	0.99%	1.08%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
21.0	1.48%	1.61%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
18.0	1.98%	2.15%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
15.0	2.39%	2.59%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
12.0	2.67%	2.89%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
9.00	2.75%	2.98%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
6.00	2.46%	2.66%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
3.00	1.28%	1.37%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$

- La estructura no presenta irregularidad torsional o torsional extrema. Por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.1.6.1.2 Irregularidad 2P, retrocesos excesivos en las esquinas. La configuración de una estructura se considera irregular cuando esta presenta 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 estructura en la dirección del retroceso. Ver Figura 28.

Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$
 $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

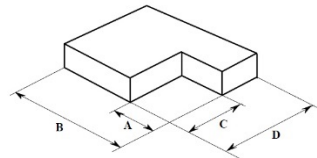


Figura 28. Irregularidad en planta tipo 2P. Fuente: NSR-10.

- La estructura no presenta retrocesos en las esquinas, por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.1.6.1.3 Irregularidad 3P. Discontinuidades en el diafragma. Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 % entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular. Ver Figura 29.

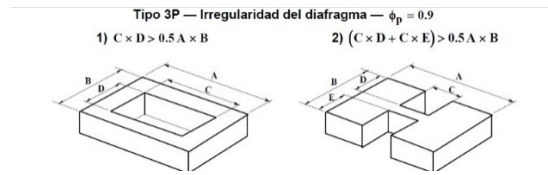


Figura 29. Irregularidad del diafragma. Fuente: NSR-10.

- La forma del diafragma no presenta discontinuidades apreciables ni huecos con áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma; tampoco presenta cambios en su rigidez según las configuraciones de las aberturas mostradas en la Figura 29, por lo tanto, no se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, $\phi_p = 1$.

5.1.6.1.4 *Irregularidad 4P. Desplazamientos del plano de acción de los 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 mansardas de un solo piso se eximen de este tipo requisito en la consideración de irregularidad.

Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$

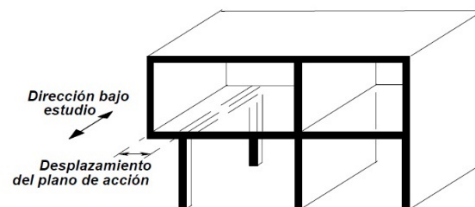


Figura 30. Irregularidad Tipo 4P, por desplazamientos de los planos de acción. Fuente: NSR-10.

- En la Edificación de estudio 1 no existe discontinuidad de la trayectoria de la carga sísmica en la estructura debido a que todos los planos de acción verticales son continuos desde la cimentación hasta la cubierta. No se tiene este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.1.6.1.5 *Irregularidad 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. Ver Figura 31

Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$

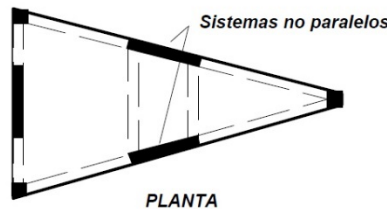


Figura 31. Irregularidad tipo 5P, sistemas no paralelos. Fuente: NSR-10.

- Los ejes de los elementos de resistencia sísmica de la estructura en términos globales son ortogonales y paralelos entre sí. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

Después de evaluar todas las irregularidades en planta se puede concluir que la estructura es regular, por tanto $\phi_p = 1$.

5.1.6.2 *Irregularidad en altura de la edificación.*

5.1.6.2.1 *Irregularidad 1aA. Piso flexible (irregularidad en rigidez) e Irregularidad 1bA piso flexible (irregularidad extrema de en rigidez).* Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor que el 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.

Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento del valor 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 que tiene irregularidad piso flexible.

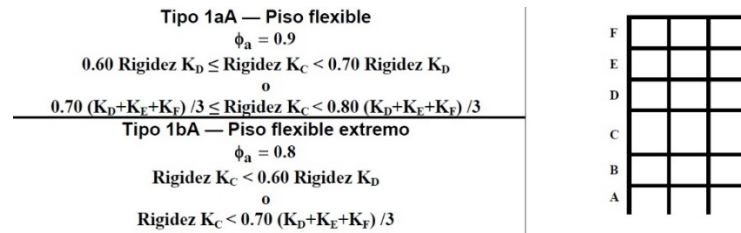


Figura 32. Irregularidad de piso flexible. Fuente: NSR-10.

A partir del concepto de rigidez, el cual se define como la fuerza que deber aplicarse al sistema para obtener una deformación unitaria en la misma dirección y sentido de la carga, se procede a evaluar la rigidez usando el método directo, el cual enuncia que la rigidez de cada nivel es igual al cortante sobre la deriva del piso respectivo $K = V_i / \Delta_i$ (Ecuacion 12).

A continuación, se muestran los análisis de la irregularidad de piso flexible en dirección X y Y en la Tabla 20 y Tabla 21, respectivamente.

Tabla 20. Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección X.

Fuerza		fx											
h _j	Nivel	Des. x	Des. Y	Deriva X	F _j [KN]	V[KN]	Rigidez [kN/m]	.6KD	.7KD	.7(KD+KE+KF)/3	.8(KD+KE+KF)/3	Phi a	
24.0	N+24.00	0.428	0.144	0.029	11005	11005	376327						
21.0	N+21.00	0.400	0.136	0.043	9549	20555	479019	225796	263429				
18.0	N+18.00	0.360	0.122	0.057	7808	28363	500140	287412	335314				
15.0	N+15.00	0.306	0.104	0.068	6154	34517	506840	300084	350098	316280	361463	phia=1	
12.0	N+12.00	0.241	0.083	0.076	4599	39116	517133	304104	354788	346733	396266	phia=1	
9.00	N+9.00	0.169	0.059	0.077	3159	42275	547201	310280	361993	355626	406430	phia=1	
6.00	N+6.00	0.096	0.034	0.068	1860	44135	649772	328321	383041	366607	418980	phia=1	
3.00	N+3.00	0.032	0.012	0.034	752	44887	1313398	389863	454840	399958	457095	phia=1	
0.00	N+0.00	0.000	0.000										

Tabla 21. Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección Y.

Fuerza		fy											
h _j	Nivel	Des. x	Des. Y	Deriva X	F _j [KN]	V[KN]	Rigidez [kN/m]	.6KD	.7KD	.7(KD+KE+KF)/3	.8(KD+KE+KF)/3	Phi a	
24.0	N+24.00	0.128	0.482	0.031	11005	11005	356598						
21.0	N+21.00	0.120	0.452	0.046	9549	20555	444243	213959	249619				
18.0	N+18.00	0.108	0.407	0.062	7808	28363	459685	266546	310970				
15.0	N+15.00	0.092	0.348	0.074	6154	34517	463731	275811	321780	294123	336140	phia=1	
12.0	N+12.00	0.072	0.276	0.083	4599	39116	470634	278239	324612	319120	364709	phia=1	
9.00	N+9.00	0.051	0.196	0.086	3159	42275	493247	282380	329444	325278	371747	phia=1	
6.00	N+6.00	0.029	0.113	0.077	1860	44135	575601	295948	345273	333110	380697	phia=1	
3.00	N+3.00	0.010	0.038	0.040	752	44887	1132525	345361	402921	359213	410529	phia=1	
0.00	N+0.00	0.000	0.000										

- La estructura no presenta irregularidad de piso flexible. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.1.6.2.2 *Irregularidad 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.

Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$

$$\begin{aligned} m_D &> 1.50 m_E \\ \text{o} \\ m_D &> 1.50 m_C \end{aligned}$$

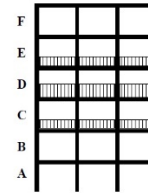


Figura 33. Irregularidad distribución de masa. Fuente: NSR-10.

Como se puede observar en la Tabla 22 la distribución de masas de los entrepisos es igual excepto en la cubierta donde es relativamente menor, por lo tanto, se podrá realizar el análisis en cualquier nivel.

Tabla 22. Masas y pesos de la Edificación de estudio 1 para evaluación de la irregularidad en distribución en masas.

Nivel	Masa[kg]	Peso[kN]
N+24.00	1560343.59	15306.9706
N+21.00	1611810.92	15811.8651
N+18.00	1611810.92	15811.8651
N+15.00	1611810.92	15811.8651
N+12.00	1611810.92	15811.8651
N+9.00	1611810.92	15811.8651
N+6.00	1611810.92	15811.8651
N+3.00	1611810.92	15811.8651
Σ	12843020	125990

Por ejemplo:

$$m_{N+12.00} < 1.5 * m_{N+15.00} \text{ y } m_{N+12.00} < 1.5 * m_{N+9.00}$$

- Es claro que la distribución de la masa es igual en todos los pisos. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.1.6.2.3 *Irregularidad 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 del altillo de un solo piso.

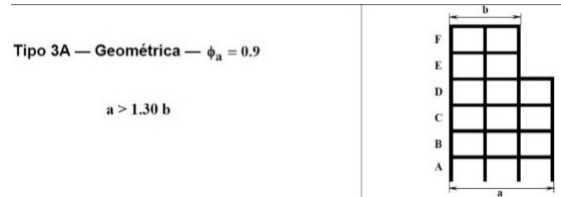


Figura 34. Irregularidad geométrica. Fuente: NSR-10.

- Ninguno de los niveles difiere en 30% la dimensión horizontal de un piso adyacente. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.1.6.2.4 *Irregularidad 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.

Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$

$$b > a$$

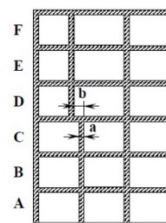


Figura 35. Irregularidad desplazamiento dentro del plano de acción. Fuente: NSR-10.

- No existen desplazamientos en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.1.6.2.5 *Irregularidad 5aA. Piso débil (discontinuidad en la resistencia)*. Cuando la resistencia del piso es menor que el 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 la resistencia de todos los elementos que comparten el cortante de piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.

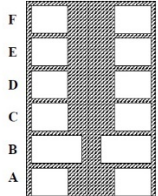
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Figura 36. Irregularidad 5aA piso débil. Fuente: NSR-10.

- No existen cambios en las dimensiones de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que ocasionen discontinuidad de la resistencia. Las dimensiones de los elementos no cambian en toda la altura de la edificación, incluso la altura de las vigas de pórticos es la misma para todas las plantas de la edificación. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.1.6.2.6 *Irregularidad 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.

- No existen cambios en las dimensiones de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que ocasionen discontinuidad de la resistencia. Las dimensiones de los elementos no cambian en toda la altura de la edificación, incluso la altura de las vigas de pórticos es la misma para todas las plantas de la edificación. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad.

Después de evaluar todas las irregularidades en altura se puede concluir que la estructura es regular por tanto el $\phi_a = 1$.

5.1.7 Paso 7. Determinaciones de las fuerzas sísmicas. Obtención de fuerzas sísmicas, F_s , que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4.

5.1.7.1 Determinación de las fuerzas sísmicas. Método de la fuerza horizontal equivalente.

Cortante basal (V_s):

$$\text{NSR-10, sec A.4.3.1: } V_s = S_a * g * M$$

- M = masa del edificio, calculada en la Tabla 15 (12843020 kgf/g)
- g = aceleración de la gravedad.
- S_a = Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado. Se expresa como una fracción de la aceleración de gravedad.

Para poder obtener S_a se requiere determinar el periodo de vibración de la estructura, el cual puede calcularse en forma aproximada con la siguiente ecuación, dada para estructuras a porticadas de hormigón:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \text{ (Ecuacion 13) NSR-10, sec.A.4.2.2}$$

$h_n = 24\text{m}$, medida desde la base al piso más alto. Para pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado: $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.90$ (NSR-10, Tabla A.4.2-1).

$$\text{Por lo tanto; } T_a = C_t * h_n^\alpha = 0.047 * 24^{0.90} = 0.82\text{s}$$

La expresión anterior proporciona un valor del periodo fundamental muy aproximado. De acuerdo con esta ecuación, todos los edificios que tengan 24m de altura tiene el mismo periodo en todas las direcciones, independientemente de su rigidez. Como el cortante basal depende del periodo, este debe evaluarse lo más real posible.

El periodo fundamental de una estructura, T , con un modelo linealmente elástico, puede obtenerse de manera más precisa empleando los conceptos de la dinámica estructural. Si no realiza un análisis dinámico, la NSR-10, sección A.4.2.1, sugiere el uso de la siguiente expresión, pero limita el valor T a un valor máximo de $C_u T_a$, donde $C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v$, pero C_u no debe ser menor que 1.2:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=0}^n (f_i \delta_i)}} \text{ (Ecuacion 14)}$$

Se cargó la estructura con las fuerzas sísmicas que se muestran en la Tabla 23 y la Tabla 24 . Se encontraron los desplazamientos para cada dirección principal y se encontró el periodo fundamental para cada dirección de estudio.

Tabla 23. *Periodo en dirección X de la Edificación de estudio 1.*

Fuerza Sismica		fx			
Nivel	Desplazamiento [m]	masa[kg]	Fuerza[N]	mδ ²	fδi
N+24.00	0.442	1560343.59	11005425.94	305286	4867996.57
N+21.00	0.414	1611810.92	9549440.63	276615	3956023
N+18.00	0.373	1611810.92	7808406.33	223864	2910029.06
N+15.00	0.317	1611810.92	6154202.46	162461	1953839.34
N+12.00	0.251	1611810.92	4598666.13	101582	1154474.19
N+9.00	0.177	1611810.92	3158592.33	50543	559326.219
N+6.00	0.101	1611810.92	1860214.62	16520	188327.851
N+3.00	0.034	1611810.92	752478.72	1876	25670.5875
N+0.00	0.000		Σ	1138747	15615687
T_x [s]		1.70		Periodo en la direccion X	

Tabla 24. *Periodo en dirección Y de la Edificación de estudio 1.*

Fuerza Sismica		fy			
Nivel	Desplazamiento [m]				
N+24.00	0.465	1560344	11005425.94	336997	5114579.93
N+21.00	0.435	1611811	9549440.63	305269	4155872.88
N+18.00	0.392	1611811	7808406.33	247052	3057029.12
N+15.00	0.334	1611811	6154202.46	179320	2052719.56
N+12.00	0.264	1611811	4598666.13	112174	1213169.51
N+9.00	0.186	1611811	3158592.33	55860	588013.428
N+6.00	0.107	1611811	1860214.62	18285	198129.915
N+3.00	0.036	1611811	752478.72	2081	27035.4879
N+0.00	0.000		Σ	1257039	16406550
T_y[s]		1.74		Periodo en la direccion Y	

La Figura 37 es una muestra de la evaluación dinámica del periodo fundamental de la estructura.

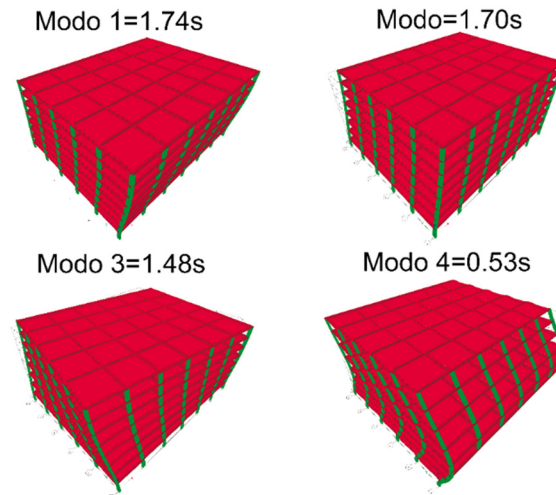


Figura 37. Modos de vibración de la Edificación de estudio 1.

Como restricción, la NSR-10 en su sección A.4.2.1, especifica que el periodo determinado por procedimiento dinámicos no puede ser superior a $C_u * T_a$, en donde

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v = 1.35, T_a = 0.82s \text{ por lo tanto } T_{max} = 1.11s.$$

En el método dinámico el valor del periodo fundamental es superior al periodo dinámico aproximado en ambas direcciones, por lo tanto, la NSR-10 restringe su aplicación al limitar su valor a 1.11s.

- Periodo en dirección X=1.11s
- Periodo en dirección Y=1.11s

Definiendo cual es el periodo natural de vibración en cada dirección de la estructura, se emplea el espectro de diseño para evaluar el cortante basal en la dirección respectiva.

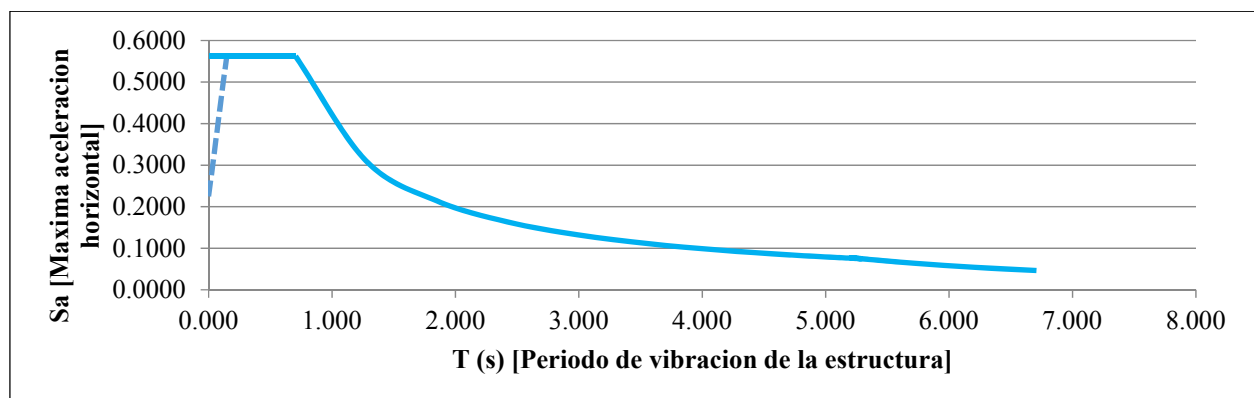


Figura 38. Espectro elástico de aceleraciones en las direcciones X y Y.

$$T_0 = 0.147s$$

$$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} = 0.704s$$

$$T_L = 2.4 F_v = 5.28s$$

En dirección X y Y:

$$S_a = 0.356g$$

$$V_s = S_a * g * M = 44887kN$$

El método de la fuerza horizontal es muy conocido por los ingenieros estructurales (Ver por ejemplo Maldonado & Chio,2004; Bazan & Meli,2015), por lo cual no hay necesidad de entrar en detalle sobre su aplicación.

Las fuerzas sísmicas, F_i , son fuerzas que actúan en el centro de masa o centro de gravedad de cada uno de los entrepisos.

Los cálculos realizados se resumen en la siguiente tabla:

DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA POR NIVEL								
Entrepiso	Nivel j	h _j	W _j	w _j *(h _j) ^k	C _{vi}	F _i [KN]	V _i [KN]	k
								1.31
N+24.00	N+ 24	24	15307	970722	0.245	11005	11005	
N+21.00	N+ 21	21	15812	842299	0.213	9549	20555	
N+18.00	N+ 18	18	15812	688733	0.174	7808	28363	
N+15.00	N+ 15	15	15812	542825	0.137	6154	34517	
N+12.00	N+ 12	12	15812	405621	0.102	4599	39116	
N+9.00	N+ 9	9	15812	278600	0.070	3159	42275	
N+6.00	N+ 6	6	15812	164078	0.041	1860	44135	
N+3.00	N+ 3	3	15812	66372	0.017	752	44887	
N+0.00								
			125990	3959250	1.0	44887		

Tabla 25. Distribución de fuerzas sísmicas por nivel de la Edificación de estudio 1

5.1.7.2 Determinación de las fuerzas sísmicas, Método dinámico elástico (espectral).

5.1.7.2.1 Obtención de los modos de vibración. Los modos de vibración que aparecen en la Tabla 26

Se obtienen usando las metodologías establecidas en la dinámica estructural y se usan todos los modos de vibración de la estructura que contribuyen significativamente en la respuesta dinámica de la estructura.

Tabla 26. *Modos de vibración de la Edificación de estudio 1.*

Case	Mode	sec Period	cyc/sec Frequency
Modal	1	1.74	0.575
Modal	2	1.698	0.589
Modal	3	1.478	0.677
Modal	4	0.534	1.871
Modal	5	0.521	1.92
Modal	6	0.448	2.234
Modal	7	0.28	3.57
Modal	8	0.273	3.667
Modal	9	0.23	4.348
Modal	10	0.173	5.796

5.1.7.2.2 *Numero de modos de vibración.* Se incluyen en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyen de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura.

En la tabla a continuación se muestra los factores de participación de la masa. Se aprecia que se logra más del 90% de la participación de la masa en cada dirección Ux,Uy Y Rz.

Tabla 27. *Participación de la masa del análisis modal de la Edificación de estudio 1.*

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	1.74	0	0.7871	0	0.7871	0	0
Modal	2	1.698	0.7869	0	0.7869	0.7871	0	0
Modal	3	1.478	0	0	0.7869	0.7871	0.781	0.781
Modal	4	0.534	0	0.1059	0.7869	0.893	0	0.781
Modal	5	0.521	0.106	0	0.8928	0.893	0	0.781
Modal	6	0.448	0	0	0.8928	0.893	0.1081	0.8891
Modal	7	0.28	0	0.046	0.8928	0.939	0	0.8891
Modal	8	0.273	0.0462	0	0.939	0.939	0	0.8891
Modal	9	0.23	0	0	0.939	0.939	0.0479	0.937
Modal	10	0.173	0	0.0266	0.939	0.9656	0	0.937
Modal	11	0.168	0.0266	0	0.9656	0.9656	0	0.937
Modal	12	0.139	0	0	0.9656	0.9656	0.0275	0.9645
Modal	13	0.117	0	0.0167	0.9656	0.9823	0	0.9645
Modal	14	0.114	0.0167	0	0.9823	0.9823	0	0.9645
Modal	15	0.094	0	0	0.9823	0.9823	0.0172	0.9818
Modal	16	0.087	0	0.0104	0.9823	0.9927	0	0.9818
Modal	17	0.084	0.0104	0	0.9927	0.9927	0	0.9818
Modal	18	0.069	0	0.0056	0.9927	0.9983	0	0.9818
Modal	19	0.069	0	0	0.9927	0.9983	0.0107	0.9925
Modal	20	0.068	0.0056	0	0.9983	0.9983	0	0.9925
Modal	21	0.061	0	0.0017	0.9983	1	0	0.9925
Modal	22	0.059	0.0017	0	1	1	0	0.9925
Modal	23	0.055	0	0	1	1	0.0058	0.9982
Modal	24	0.048	0	0	1	1	0.0018	1

5.1.7.2.3 *Cálculo del cortante modal en la base.* El cortante en la base, contribuido por el modo m en la dirección horizontal j , V_{mj} se determinó usando el software de diseño y sus resultados se presentan a continuación:

$$V_{modal X} = 25315kN$$

$$V_{modal Y} = 24656KkN$$

5.1.7.2.4 *Ajuste de los resultados.* El valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j , no puede ser menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4 de la NSR-10. Además, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Para efectos de calcular el valor de V_s , el período fundamental de la estructura obtenido en el análisis dinámico, T en segundos, no debe exceder $C_u * T_a$, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4, y cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura se permite utilizar el valor de V_s reducido por esta razón.
- Cuando el valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j , sea menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado como se indicó anteriormente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j , deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} \text{ para estructuras regulares.}$$

$$0.9 \frac{V_s}{V_{tj}} \text{ para estructuras irregulares}$$

Como se especificó en 5.1.6 la estructura es regular y por lo tanto se utiliza la respectiva ecuación para calcular el factor de ajuste en cada dirección.

- Factor de ajuste en la dirección X

$$\text{Factor de ajuste en X} = 0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = 0.8 * \frac{44887kN}{25315kN} = 1.39$$

- Factor de ajuste en la dirección Y

$$\text{Factor de ajuste en Y} = 0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = 0.8 * \frac{44887kN}{24656kN} = 1.49$$

5.1.8 Paso 8. Desplazamientos horizontales y verificación de derivas. Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en la información obtenida en el paso 7.

La norma sismo resistente NSR-10 especifica que los límites de las derivas no pueden exceder las especificaciones de la Tabla 28.

Tabla 28. *Tabla A.6.4-1, Derivas máximas como porcentaje de h_{pi} de acuerdo a la norma NSR-10.*

Estructuras de:	Deriva Máxima
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.01 h_{pi}$)
De mampostería que cumplen los requisitos A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.05 h_{pi}$)

A continuación, se presentan los resultados de la verificación para cada nivel de la estructura en las direcciones X y Y.

▪ Análisis deriva máxima en dirección X

nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	deriva %	
N+ 24	24	0.442	0.139	0.029	0.98%	OK
N+ 21	21	0.414	0.130	0.044	1.45%	NO CUMPLE
N+ 18	18	0.372	0.117	0.058	1.93%	NO CUMPLE
N+ 15	15	0.317	0.100	0.070	2.32%	NO CUMPLE
N+ 12	12	0.251	0.079	0.078	2.58%	NO CUMPLE
N+ 9	9	0.177	0.056	0.079	2.65%	NO CUMPLE
N+ 6	6	0.101	0.032	0.070	2.34%	NO CUMPLE
N+ 3	3	0.034	0.011	0.036	1.19%	NO CUMPLE

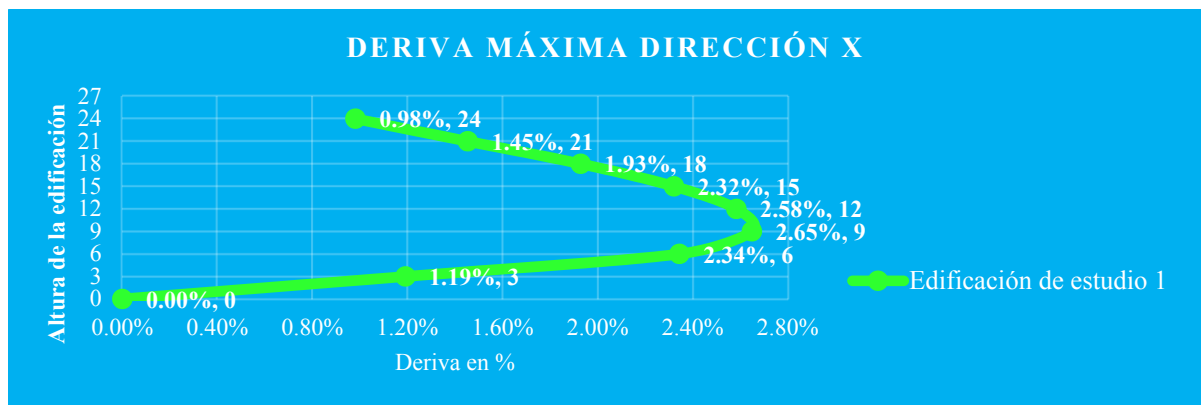


Figura 39. Deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 1

▪ Análisis deriva máxima en dirección Y

Tabla 30. Resultado de la deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 1.

nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	deriva %	
N+ 24	24	0.133	0.464	0.031	1.02%	OK
N+ 21	21	0.124	0.435	0.045	1.51%	NO CUMPLE
N+ 18	18	0.112	0.391	0.060	2.01%	NO CUMPLE
N+ 15	15	0.095	0.333	0.073	2.42%	NO CUMPLE
N+ 12	12	0.075	0.264	0.081	2.69%	NO CUMPLE
N+ 9	9	0.053	0.186	0.083	2.76%	NO CUMPLE
N+ 6	6	0.030	0.106	0.073	2.44%	NO CUMPLE
N+ 3	3	0.010	0.036	0.037	1.24%	NO CUMPLE

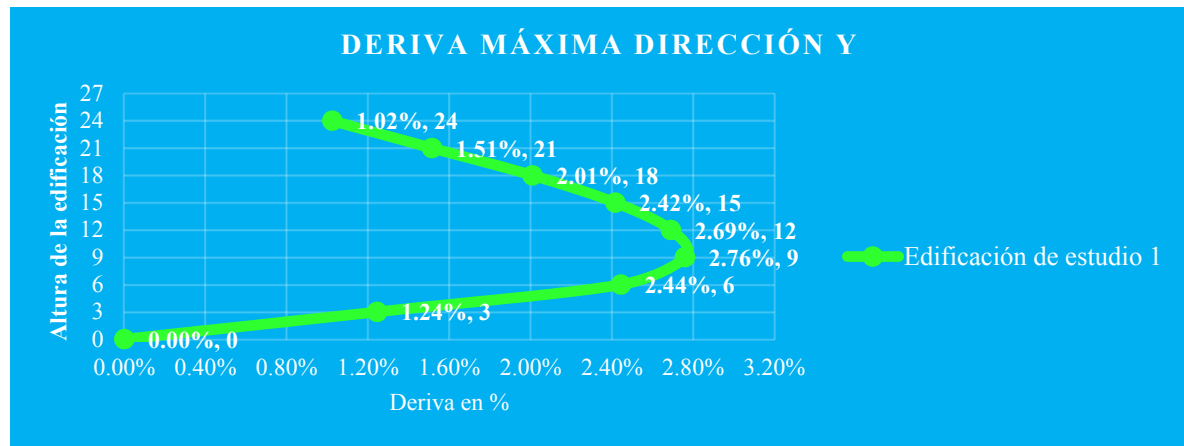
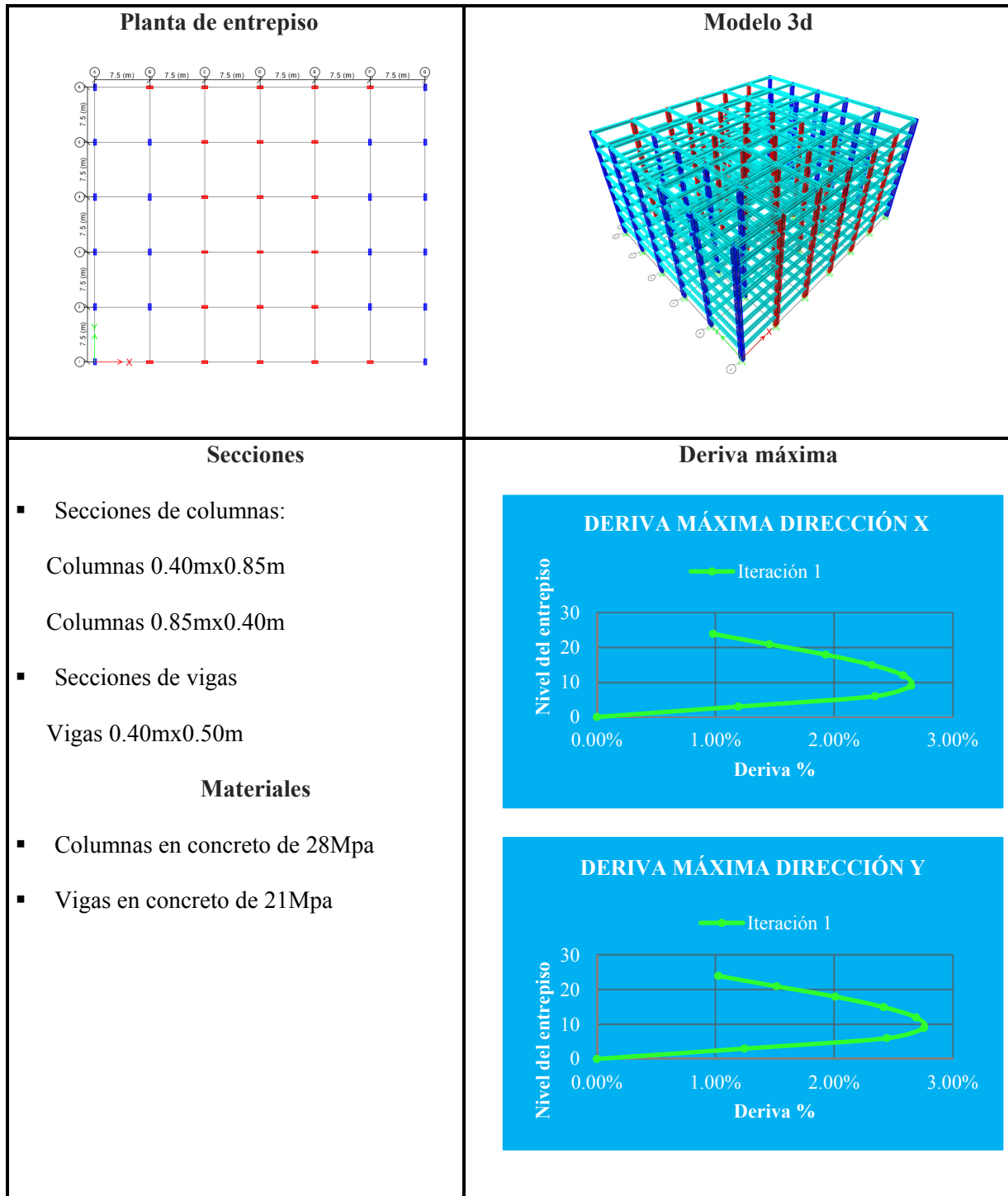


Figura 40. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 1.

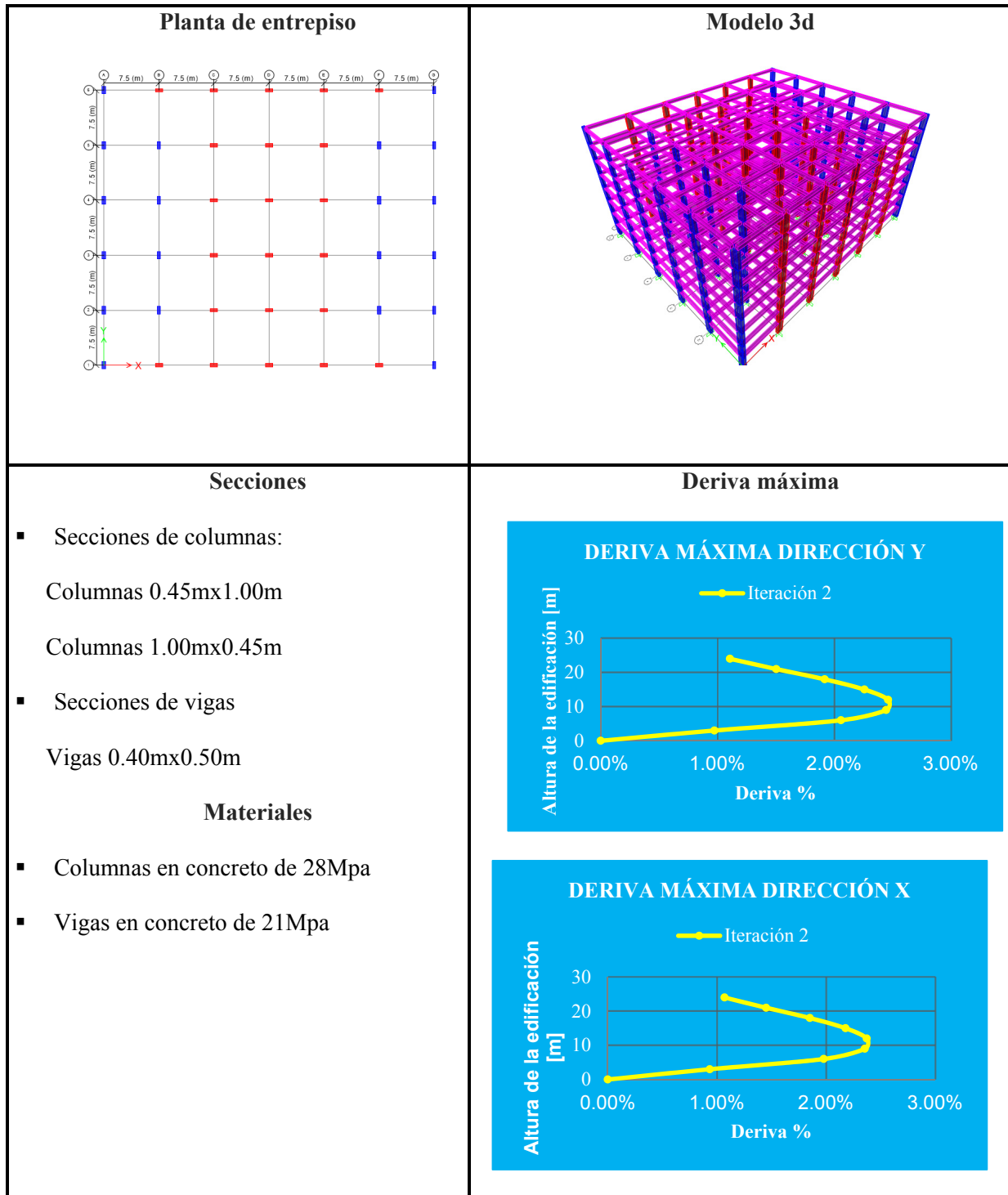
- Como no se cumple la condición deriva máxima en ambas direcciones, hay necesidad aumentar las dimensiones de las columnas y tipos de concreto. Este es un proceso iterativo hasta lograr que la estructura cumplan con la rigidez lateral necesaria para que la deriva máxima se ajuste al valor especificado por la norma sismo resistente NSR-10.

A continuación, se muestra el comportamiento de la estructura para cada iteración.

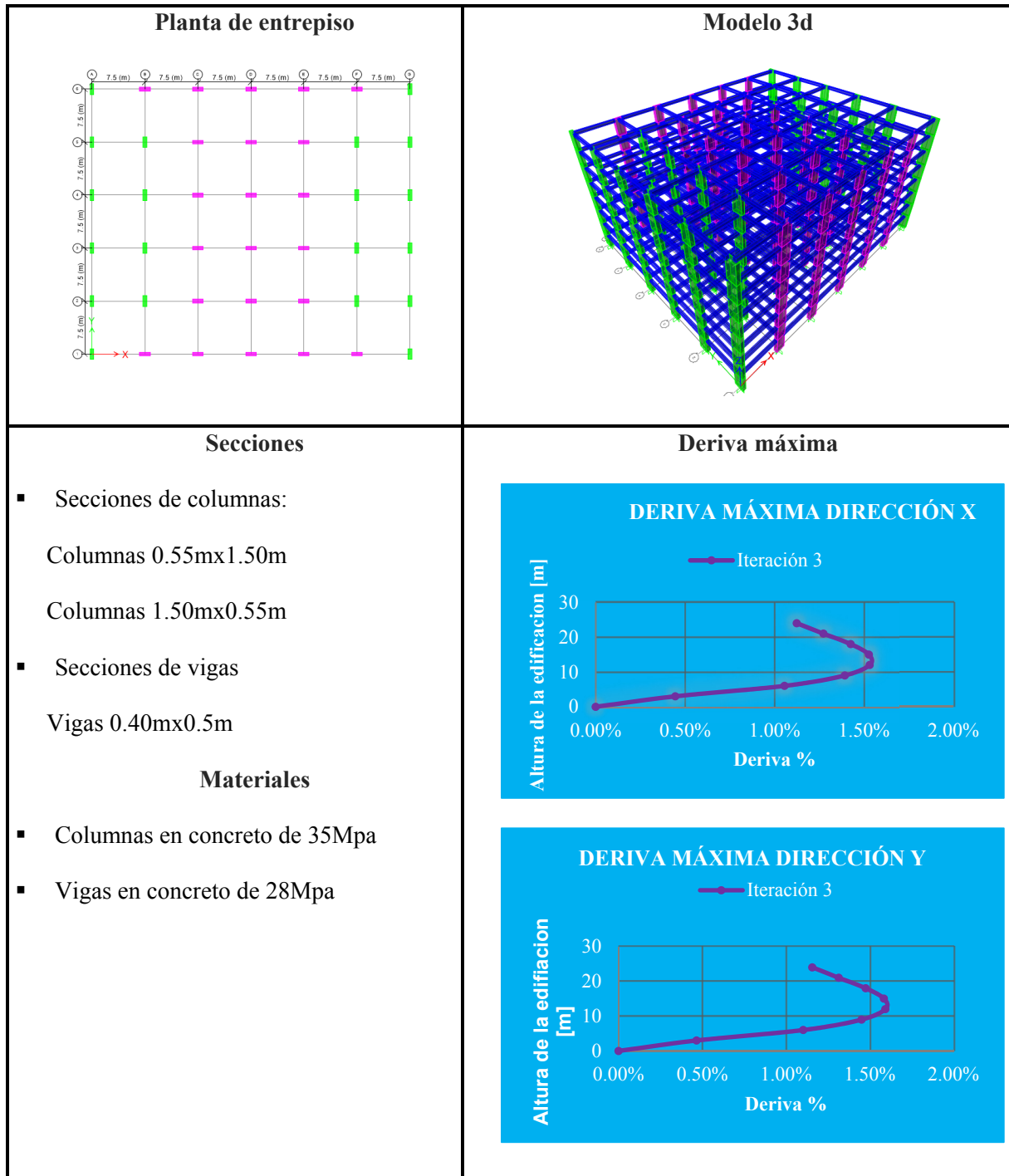
Iteración 1.



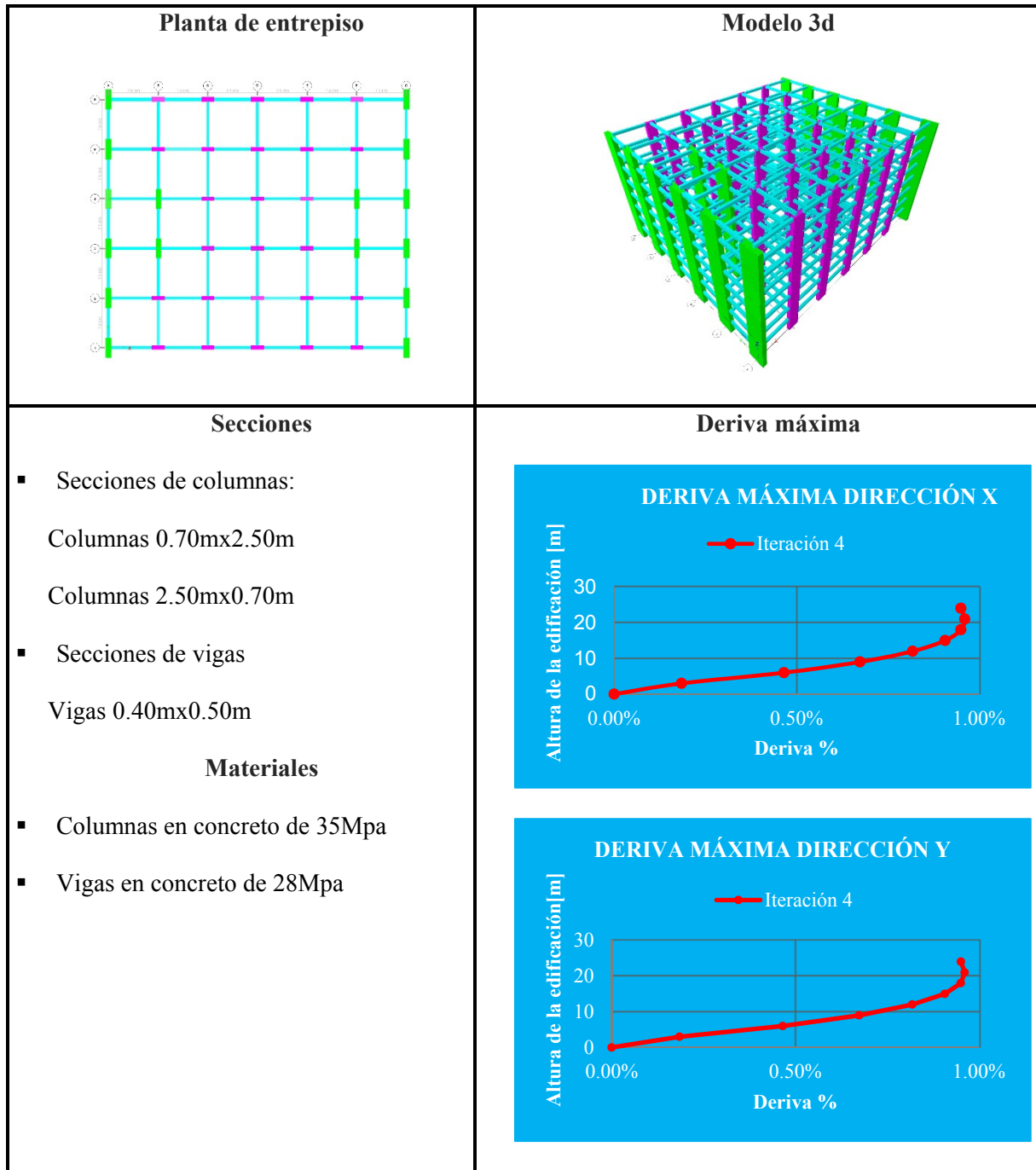
Iteración 2.



Iteración 3.



▪ Iteración 4.



En la Figura 41 y Figura 42 se presentan los diagramas de derivas máximas para las iteraciones realizadas para la Edificación de estudio 1 (pórticos de concreto reforzado). Como se observa en la iteración

4 se cumple con el requisito de la deriva máxima y por lo tanto la estructura tiene la suficiente rigidez lateral en las direcciones X y Y.

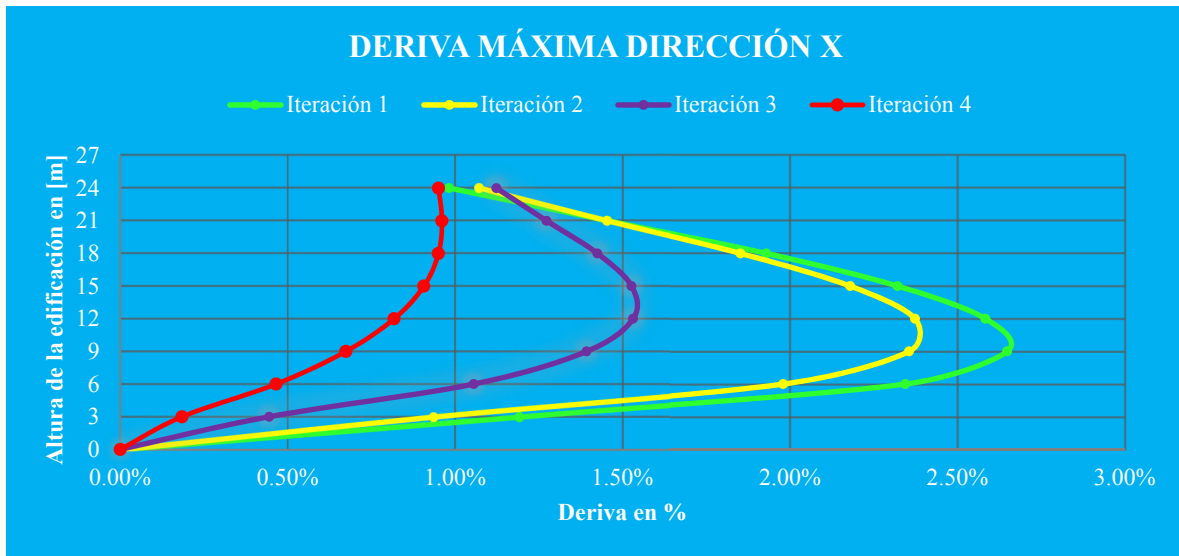


Figura 41. Derivas máximas en la dirección X iteraciones 1,2,3y4.

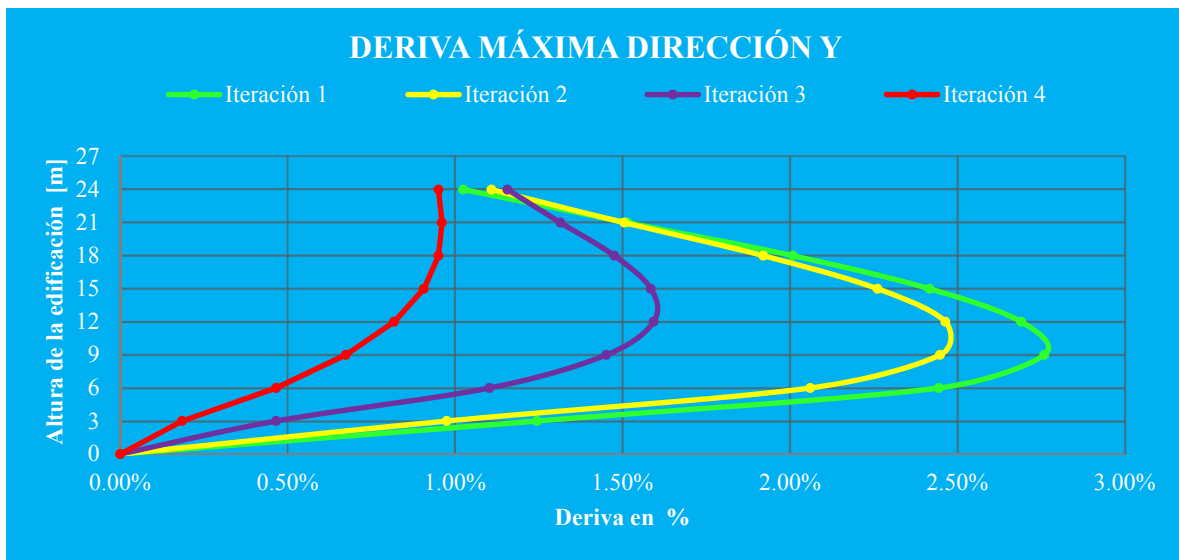


Figura 42. Derivas máximas en la dirección Y iteraciones 1,2,3y4.

A continuación, se presenta un resumen de los parámetros dinámicos obtenidos (masa, periodos, cortantes basales) del método de la FHE y cortantes basales modales para todas las iteraciones realizadas en la Edificación de estudio 1.

5.1.8.1 Resumen de masas de la iteración en Kilogramos.

Tabla 31. Resumen de masas de las iteraciones de la edificación de estudio 1.

	Iteración 1	Iteración 2	Iteración 3	Iteración 4
N+24.00	1560344	1606428	1687359	1762762
N+21.00	3172155	3280975	3499602	4055335
N+18.00	4783965	4955522	5311845	6347908
N+15.00	6395776	6630069	7124088	8640481
N+12.00	8007587	8304616	8936331	10933054
N+9.00	9619398	9979163	10748574	13225627
N+6.00	11231209	11653710	12560817	15518200
N+3.00	12843020	13328257	14373060	17810773

5.1.8.2 Resumen de periodos en segundos

Tabla 32. Resumen de periodos de las iteraciones de la edificación de estudio 1.

Iteración 1	1.70	1.74
Iteración 2	1.61	1.64
Iteración 3	1.28	1.31
Iteración 4	0.95	0.98

5.1.8.3 Resumen de cortantes basales en kN y factores de ajuste.

Tabla 33. Resumen de cortantes basales de las iteraciones de la edificación de estudio 1.

	Cortante.FHE EN X	Cortante.FHE EN Y	Cortante.Modal X	Cortante.Modal Y	ajuste en X	ajuste en Y
Iteración 1	44887	44887	25745	24158	1.39	1.49
Iteración 2	46583	46583	27762	26353	1.34	1.41
Iteración 3	50235	50235	35026	33120	1.15	1.21
Iteración 4	72832	70603	57043	55662	1.02	1.01

5.1.9 Paso 9. Combinaciones de diseño y coeficiente de capacidad de disipación de energía.

Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las

solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, E , obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_s , determinadas en el paso 8, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R correspondiente.

5.1.9.1 *Combinaciones de diseño usadas en el diseño estructural*

En las combinaciones de carga para el diseño según la NSR-10 sec.B.2.4.2, se exige:

- I.1.4 Carga muerta
- II. 1.2Carga muerta+1.6 Carga viva
- III. 1.2Carga Muerta+1.0Carga viva+Ex+0.3Ey
- IV. 1.2Carga Muerta+1.0Carga viva-Ex-0.3Ey
- V. 1.2Carga Muerta+1.0Carga Viva+Ex-0.3Ey
- VI. 1.2Carga Muerta+1.0Carga Viva-Ex+0.3Ey
- VII. 1.2Carga Muerta+1.0Carga Viva+0.3Ex+Ey
- VIII. 1.2Carga Muerta+1.0Carga Viva-0.3Ex-Ey
- IX.1.2Carga Muerta+1.0Carga Viva-0.3Ex+Ey
- X.1.2Carga Muerta+1.0Carga Viva+0.3Ex-Ey
- XI.0.90Carga Muerta+Ex
- XII.0.90Carga Muerta-Ex
- XIII.0.90Carga Muerta+Ey
- XIV.0.90Carga Muerta- Ey

Donde:

$$E = \frac{\text{Fuerzas sísmicas}}{\text{Coeficiente de disipación de energía}}$$

5.1.9.2 *Coeficiente de capacidad de disipación de energía R.* El coeficiente de capacidad de disipación de energía, es uno de los parámetros de mayor importancia en el cálculo de las cargas sísmicas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de una edificación. El factor R se utiliza para reducir la intensidad de las cargas usadas para el diseño. Este dado por la siguiente expresión:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0 \text{ (Ecuación 9)}$$

Donde:

- R_0 =Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico.

La Tabla 22 define $R_0=5$ para el sistema estructural de pórticos de concreto.

Tabla 34. *Tabla A.3-3 NSR-10 sistema estructural de pórtico resistente a momentos con capacidad de disipación de energía (DMO).*

SISTEMA COMBINADO		VALOR	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA	
Sistema resistencia sísmica (Fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales	R_0	Uso permitido SI	Altura máxima 72m
Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía Moderada	Pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía Moderada	5		

- ϕ_a =Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. $\phi_a=1$
- ϕ_p =Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. $\phi_p=1$
- ϕ_r =Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia. $\phi_r=1$

El coeficiente de reducción de energía por ausencia de redundancia resulta muy difícil de establecer y existen muy pocos estudios que ayuden a determinar la forma de cuantificarlo. Los estudios hechos respecto tienden a demostrar que la redundancia tiene alta correlación con la cantidad de rótulas plásticas requeridas para formar el mecanismo de colapso de la estructura.

Se establece como regla general que el coeficiente de redundancia puede ser inferior a 1 y en aquellos sistemas con adecuada redundancia puede ser igual a 1. El ATC (1995) propone valores tentativos para el factor de redundancia de la siguiente forma (Rochel Awad, 2012):

Tabla 35. *Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía por ausencia de redundancia.*

Numero de ejes de columnas	Factor R
2	0.71
3	0.86
4	1

- La estructura de estudio tiene más de cuatro ejes en ambas direcciones en planta, por lo tanto, el $\phi_r = 1$.

A continuación, se procede determinar coeficiente de disipación de energía de la estructura de acuerdo con la ecuación 9:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r = 5 * 1 * 1 * 1 = 5$$

5.1.10 Paso 10. Diseño de elementos estructurales de concreto reforzado. El diseño de los elementos de concreto se realiza de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. El detallado y diseño está en función del grado de capacidad de disipación de energía determinado para zona en la cual estará ubicada la edificación, para este caso de estudio se asume una Disipación moderada de energía (DMO) contemplada en el Capítulo A.3 de la Norma Sismo Resistente NSR-10. El nivel detallado condicionara la respuesta de la estructura ante la ocurrencia de un sismo, permitiéndole incursionar en el rango inelástico o permanecer en el rango elástico y de igual manera condiciona el modo de falla de los elementos. El diseño de los elementos estructurales se realiza para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones dadas en el paso 9, tal como determina en la NSR-10.

Para este estudio se utilizó el software DC-CAD, como herramienta para realizar los despieces de cada uno de los elementos que conforman el sistema estructural, esta herramienta computacional se basa en los resultados de la fuerzas internas actuantes en cada uno de los elementos extraídas de un software especializado en el análisis estructural para edificaciones (ETABS V15), a partir de las cuales se obtiene los despieces de vigas, columnas y muros como resultado del proceso de diseño reglamentado en la norma NSR-10.

A continuación, se presenta el entorno del programa y su utilización dentro del estudio.

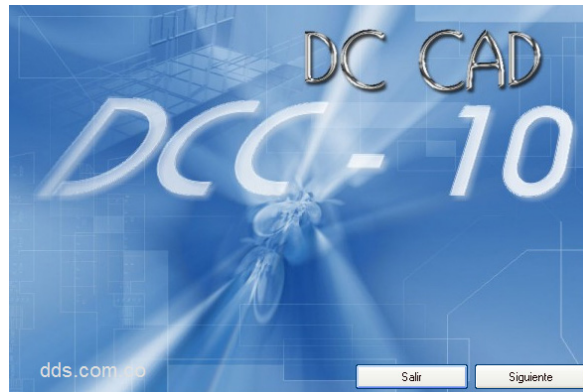


Figura 43. Software de diseño DC-CAD

5.1.10.1 Importación de geometría y de solicitaciones. El DC-CAD permite importar geometría y solicitaciones de programas de análisis estructural como ETABS, Sap2000, Staad y Robot. Antes de iniciar un proyecto en DC-CAD se debe verificar los siguientes pasos:

- Se deben dividir todos los elementos tipo frame en diez secciones debido a que el principal requisito para el correcto funcionamiento del software DC-CAD es que el programa de análisis estructural empleado permita exportar 11 valores de solicitaciones (momentos flectores, cargas axiales y fuerzas de cortantes) obtenidos en distintos puntos equidistantes a lo largo del elemento.
- Agrupar convenientemente los elementos “Shell” para diseñar los muros de concreto.
- Configurar los archivos de la geometría y solicitaciones con las correctas unidades métricas y de fuerza antes de la lectura de datos por el software DC-CAD.

En la Figura 44 se ilustra el procedimiento de importación de las solicitaciones y geometría de la edificación de estudio.

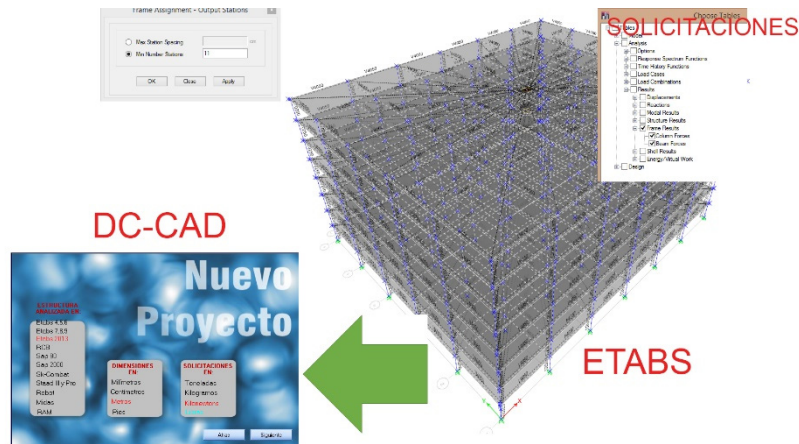


Figura 44. Importación de geometría y solicitaciones.

5.1.10.2 Numeración de ejes arquitectónicos y niveles de edificación. Cuando el archivo proviene de Etabs, los ejes arquitectónicos y los niveles de la edificación son leídos automáticamente. Es importante señalar que en DC-CAD los ejes son líneas y puede ser eliminados, renombrados y editados. cómo se observa en la Figura 45.

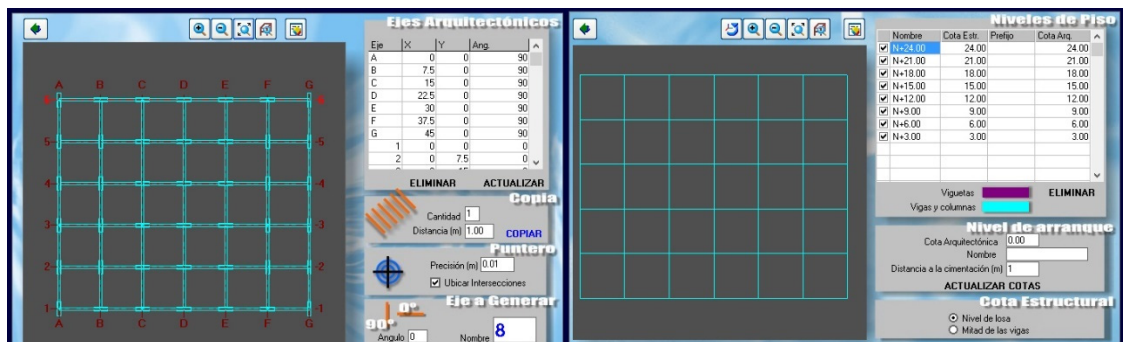


Figura 45. Ejes estructurales en el software DC-CAD.

5.1.10.3 Numeración de columnas y vigas

Existen tres métodos para numerar columnas, el primero es importar los nombres desde un proyecto antiguo, El segundo método es una numeración automática de todas las columnas obedeciendo una sintaxis lógica, la cual emplea la intersección de ejes como criterio para la asignación del nombre (A-1,A-2..) como opción final se puede realizar la nomenclatura de forma manual mediante la selección individual de cada uno de los elementos como se evidencia en la Figura 46.

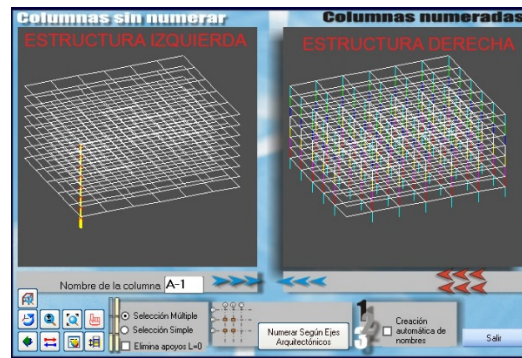


Figura 46. Numeración de columnas en el software DC-CAD.

Existen dos opciones para numerar vigas, la primera es importar los nombres desde un archivo existente y la segunda es asignar los nombres manualmente, para lo cual se selecciona la viga en los pórticos sin numerar (zona izquierda) y se envía a los pórticos numerados (zona derecha) de la Figura 47.

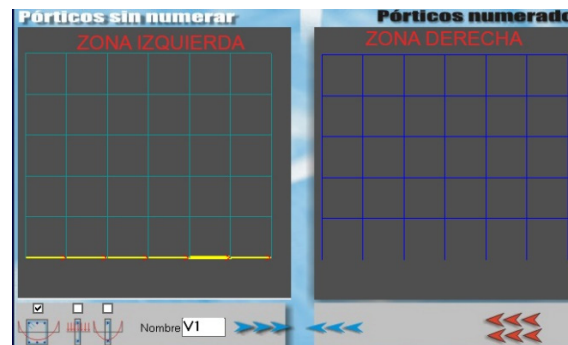


Figura 47. Numeración de vigas en el software DC-CAD.

5.1.10.4 Revisión de solicitaciones. Mediante una interfaz de usuario amigable, es posible verificar las solicitaciones de diseño, momentos flectores, cargas axiales y cortantes, mediante la asignación de un rango de colores que representa un intervalo abierto cerrado de los valores de solicitaciones anteriormente enunciados como se observar en la Figura 48.

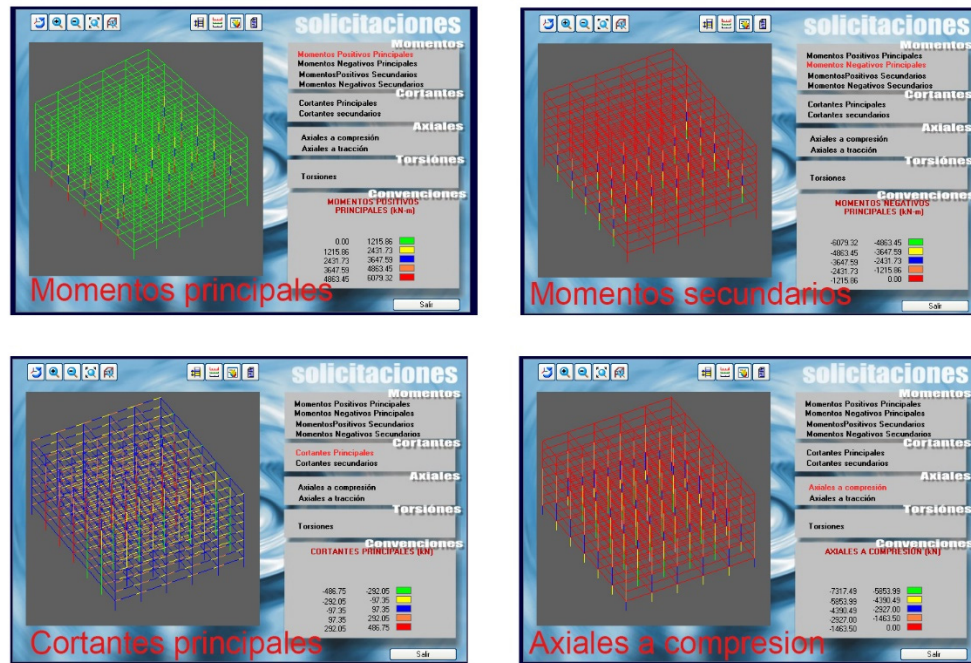


Figura 48. Solicitaciones de diseño edificación de estudio 1.

5.1.10.5 Diseño de vigas de la edificación de estudio 1. A continuación, se describe los pasos que se deben seguir para obtener el refuerzo final de una viga.

Revisión de las variables fijas: Norma de diseño, combinaciones de carga, librería de barras a utilizar en el refuerzo longitudinal y transversal, resistencia el concreto y recubrimientos.

5.1.10.5.1 Normas de diseño y combinaciones de carga. Los despieces de las vigas se realizan de acuerdo con los parámetros de la norma NSR-10 para edificación con demanda de disipación de energía moderada, las combinaciones de diseño se enuncian en la numeral 5.1.9.1 y los factores adicionales se mantienen en 1 cómo se puede observar la Figura 49.

Definición	M	V
UDCon1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon3 Max	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon3 Min	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon4 Max	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon4 Min	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon5 Max	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon5 Min	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon6 Max	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon6 Min	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
UDCon7 Max	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Figura 49. Normas y combinaciones de diseño para el diseño y despieces de las vigas.

5.1.10.5.2 Barras de refuerzo longitudinal y transversal. Se seleccionan las barras con las que se van a efectuar los despieces de acuerdo a la librería de barras pueden determinarse que diámetros están disponibles para el reforzamiento longitudinal y la resistencia de todas las barras. Para el refuerzo transversal se seleccionan los diámetros para diseñar el refuerzo a cortante, Tipo de ramas, distancia entre ramas en las zonas centrales y de confinamiento. Ver Figura 50.

The screenshot shows a software window with tabs: 'Normas y combinaciones', 'Barras de Refuerzo', 'Concreto', and 'Tendencia del refuerzo'. The 'Barras de Refuerzo' tab is active, displaying two main sections: 'Refuerzo Longitudinal' and 'Refuerzo Transversal'.

Refuerzo Longitudinal:

- f_y (Mpa): 420
- Table of reinforcement bars (N2 to N10) with checkboxes for 'Usar' and 'Solo Const'.
- Buttons: 'EDITAR BARRAS DE REFUERZO', 'Longitud mínima (m): 1', 'Incremento de longitudes(m): 0.5', and a checkbox 'Proteger áreas 1/10 de luz'.

Refuerzo Transversal:

- Estribos:**
 - Externo: N3
 - Ganchos: N3
 - Longitud Adicional gancho (mm): 0
 - Options: ☐ Ramas, ☐ Adicional, ☐ Doble, ☐ Solo adicional, ☐ Solo doble
- Checkboxes:**
 - ☒ Usar para diseño el cortante en la cara del apoyo
 - Longitud de la zona de confinamiento: 2 Veces H
 - ☒ Confinar alrededor de Apoyo tipo VIGA
 - ☒ Calcular cortante plástico
- Ramas de estribos:**
 - Máxima Distancia (cm): 35
 - Máxima Distancia en zona de confinamiento (cm): 25
- Separación entre estribos:**
 - Separación mínima entre estribos en centímetros: 20
 - ☐ Usar separación mínima en zonas de confinamiento
 - Separación MÁXIMA entre estribos en centímetros: 20
 - Delta de Separación en milímetros: 5
 - ☐ Usar solo cuatro zonas de estribos
 - ☒ Colocar estribos de transición

Figura 50. Variables de refuerzo longitudinal y transversal para el diseño y despieces de las vigas.

5.1.10.5.3 *Concreto.* La resistencia del concreto en los vanos, será utilizada para determinar su capacidad de soportar esfuerzos y con ella se determinará el refuerzo longitudinal y transversal, la resistencia del concreto en los apoyos solo se utiliza para el cálculo de la longitud de anclaje por otro lado el tamaño del agregado sirve para determinar la distancia mínima libre entre barras de refuerzo.

En la Figura 51 se indica el tipo de concreto que usa para realizar los despieces de las vigas.

The screenshot shows the 'Concreto' tab in the software interface. It contains the following variables:

- f'_c Vanos en Mpa:** Radio buttons for 21, 28 (selected), and 35. A text input field shows 28 Mpa.
- f'_c nudos en Mpa:** Radio buttons for 21, 28 (selected), and 35. A text input field shows 28 Mpa.
- Tamaño Agregado en milímetros:** Radio buttons for 19, 25 (selected), and 40. A text input field shows 25 mm.
- Recubrimiento del refuerzo longitudinal en milímetros:**
 - Refuerzo Principal (d' , al centro de las barras): 50
 - Extensión después del gancho: 50
- Recubrimiento de estribos en milímetros:**
 - Lateral: 40
 - Superior e Inferior: 40

Figura 51. Variables del concreto usadas en el diseño y despiece de vigas.

5.1.10.5.4 *Tendencia de refuerzo.* Según la tendencia de refuerzo empleada se determina la forma de presentación del refuerzo longitudinal superior o inferior de las vigas. Las tendencias del DC-CAD están basadas en las de mayor uso por los diseñadores y constructores, sin embargo el criterio final de selección depende de cada diseñador; las tendencias se resumen en la Figura 80.

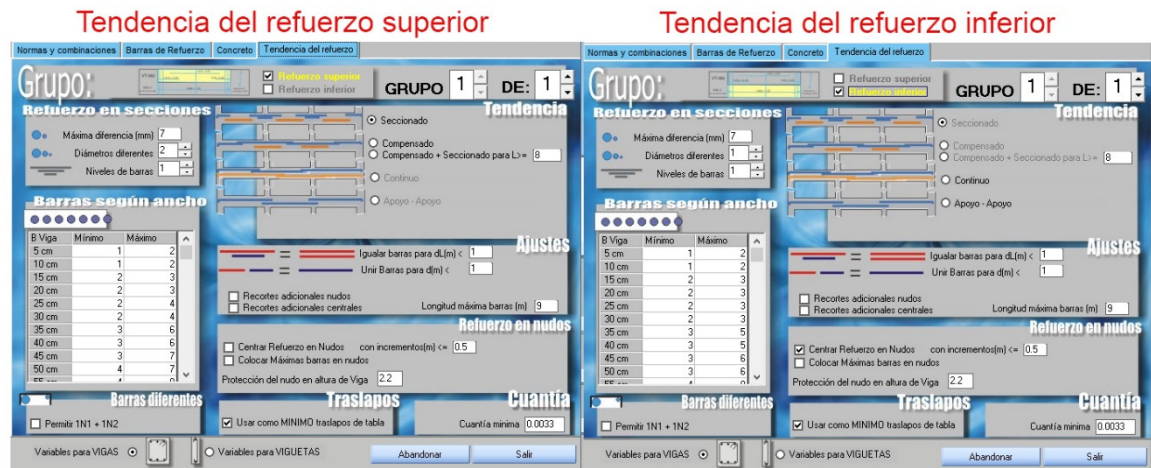


Figura 52. Tendencia de refuerzo superior e inferior.

Según los diagramas de momentos teóricos, las vigas sometidas a cargas verticales, requieren en los apoyos, altas concentraciones de acero superior y en el centro de los vanos cuantías muy pequeñas, casi siempre controladas por el acero mínimo de la norma. Para suministrar este refuerzo, se han utilizado tres formas clásicas:

Refuerzo compensado: Refuerzo continuo en todas las vigas más adicionales en los nudos.

Refuerzo seccionado: Refuerzo en los nudos y el refuerzo auxiliar en el centro de la luz.

Refuerzo compensado+Seccionado “ $L \geq$ ” Si la longitud del vano es mayor o igual a la indicada, el refuerzo en el centro de este, será suministrado de forma independiente a los nudos.

El refuerzo inferior se comporta teóricamente de manera opuesta al superior, debido a que las máximas solicitaciones se encuentran localizadas en el centro del vano y la mínima en los apoyos. Estas necesidades se suplen de la siguiente manera:

Refuerzo continuo: Dos filas de refuerzo continuo con traslapes intercalados antes y después de los nudos.

5.1.10.5.5 *Descripción general del área de trabajo DC-CAD.* El DC-CAD ofrece hasta un total de ocho diagramas entre los cuales están momentos, cortantes, torsiones, geometría, cargas, refuerzo, área flexión, área cortante y estos pueden ser activados simultáneamente o desactivados al gusto del diseñador en el área del trabajo.

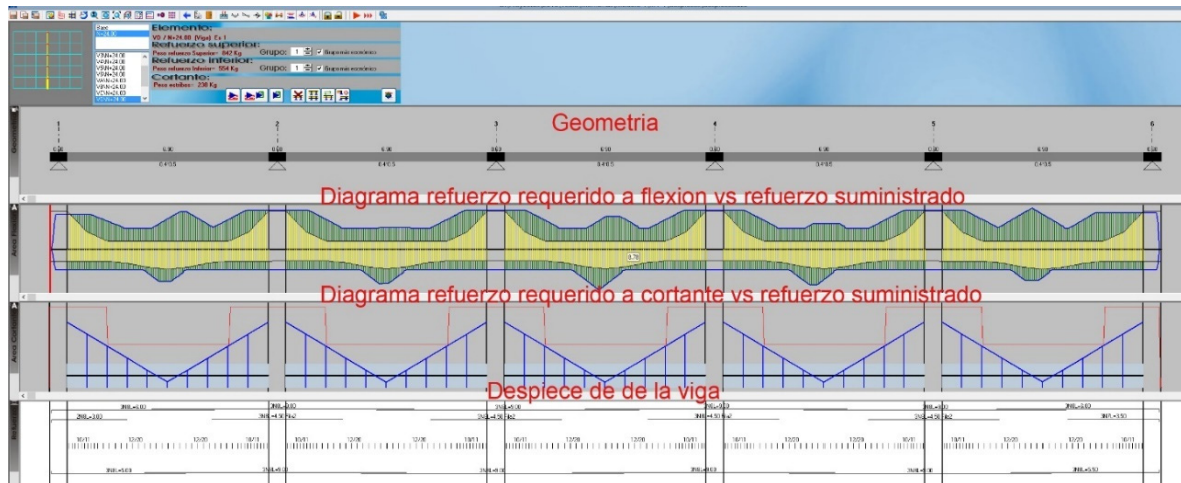


Figura 53. Área de trabajo programa DC-CAD.

5.1.10.5.6 *Edición del refuerzo longitudinal y transversal.* Cuando se editan un grupo de barras, su efecto se manifiesta de forma inmediata en las áreas de refuerzo, la cual tiene siguiente código de colores: Amarillo representa el área acero requerido, el área de acero por encima de esta se resalta de color verde y la cantidad de acero faltante con color rojo. Ver la Figura 54.

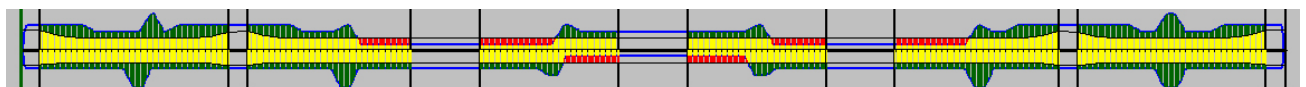


Figura 54. Edición de refuerzo longitudinal.

Para la distribución de estribos el DC-CAD divide por defecto cada vano en seis zonas, tres partiendo desde la izquierda hacia el centro y tres partiendo de la derecha al centro. En cada zona se puede modificar el diámetro, la cantidad, el espaciamiento y las ramas de los estribos.

La línea azul oscura representa la fuerza cortante de diseño, la línea azul claro representa la capacidad a cortante del concreto y la línea roja es la suma de la resistencia del concreto y del refuerzo. Ver Figura 55.

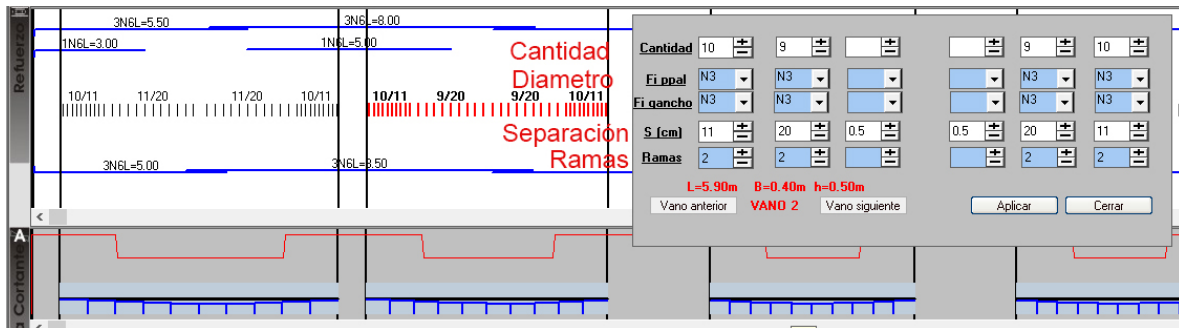


Figura 55. Edición de refuerzo transversal.

5.1.10.5.7 *Resultado del diseño de vigas.* Después de realizar todos los pasos anteriores, el software DC-CAD genera los planos de refuerzo, listas de figuración y memorias de cálculo.

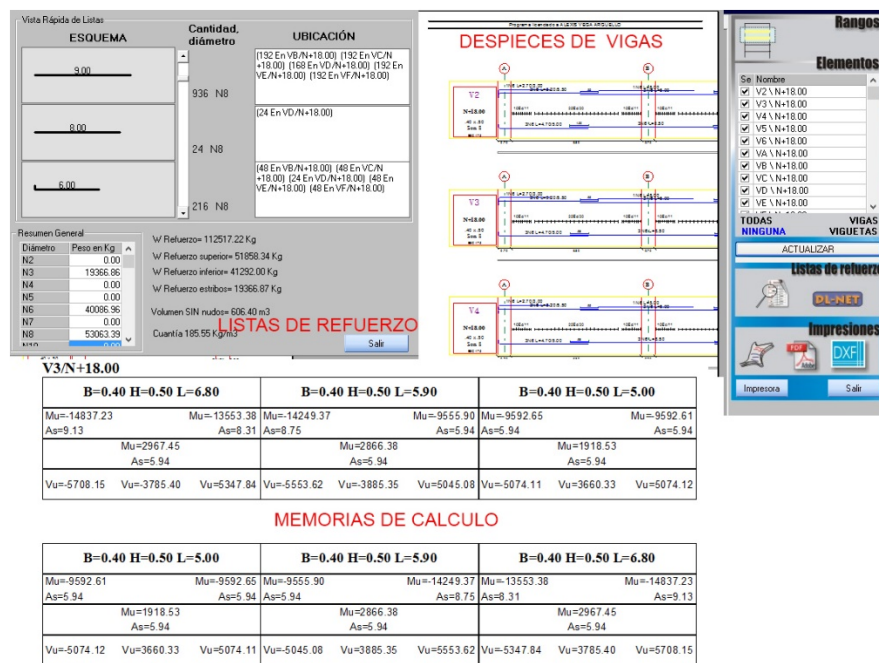


Figura 56. Resultados de despieces de vigas.

A continuación, se presenta los despieces de la viga VD, los procedimientos de diseño se realizaron para todas las vigas del estudio.

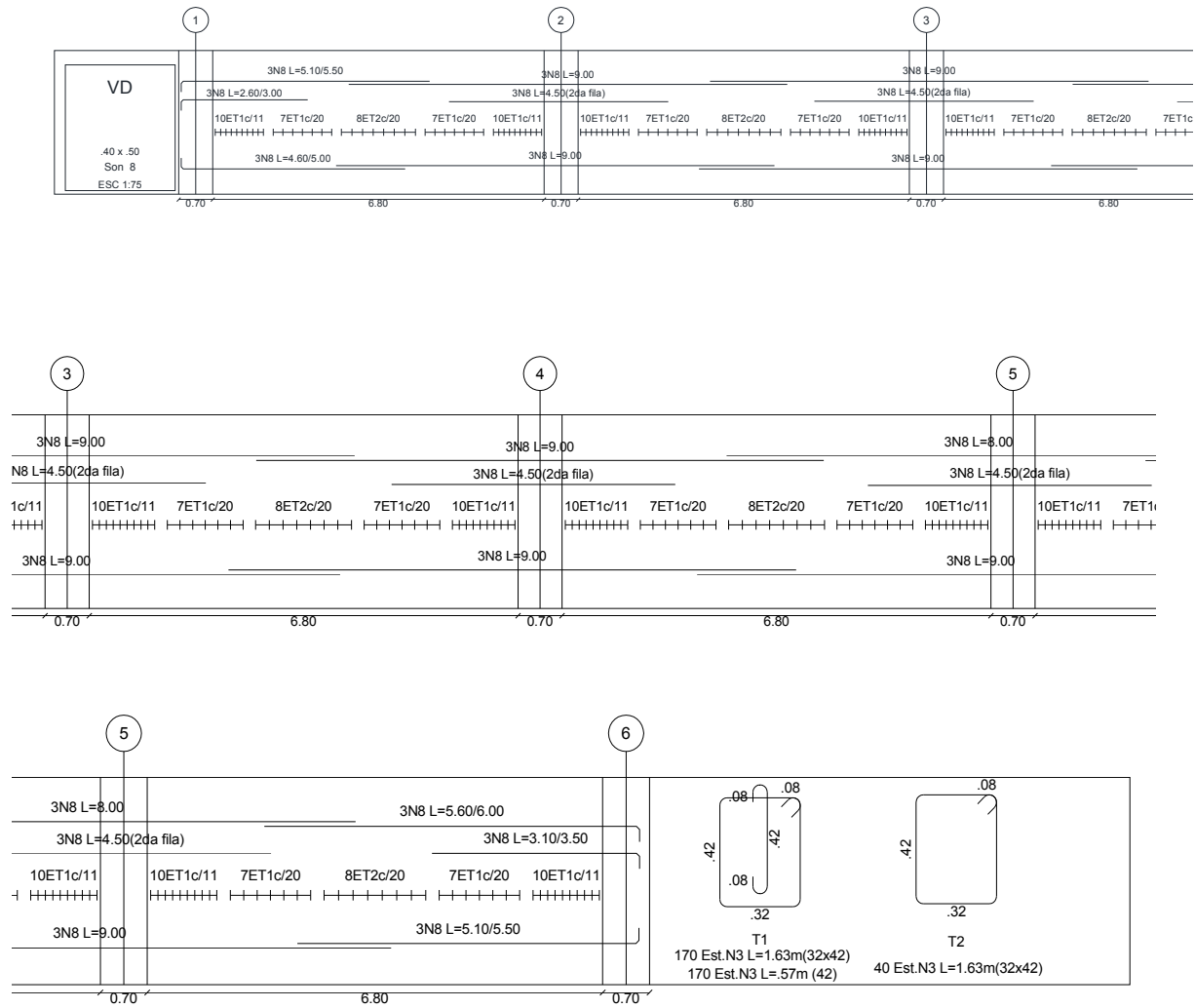


Figura 57. Resultado del despiece de la viga VD (edificación de estudio 1).

5.1.10.5.8 *Acero requerido en vigas.* En la planta estructural mostrada en la Figura 58 se indican los valores obtenidos de acero de refuerzo en el software de análisis estructural ETABSV15, en unidades de $[\text{cm}^2]$, estos valores sirven de referencia para la comparación con los valores del acero suministrado por el software DC-CAD y de esta manera minimizar la probabilidad en los despieces generados.

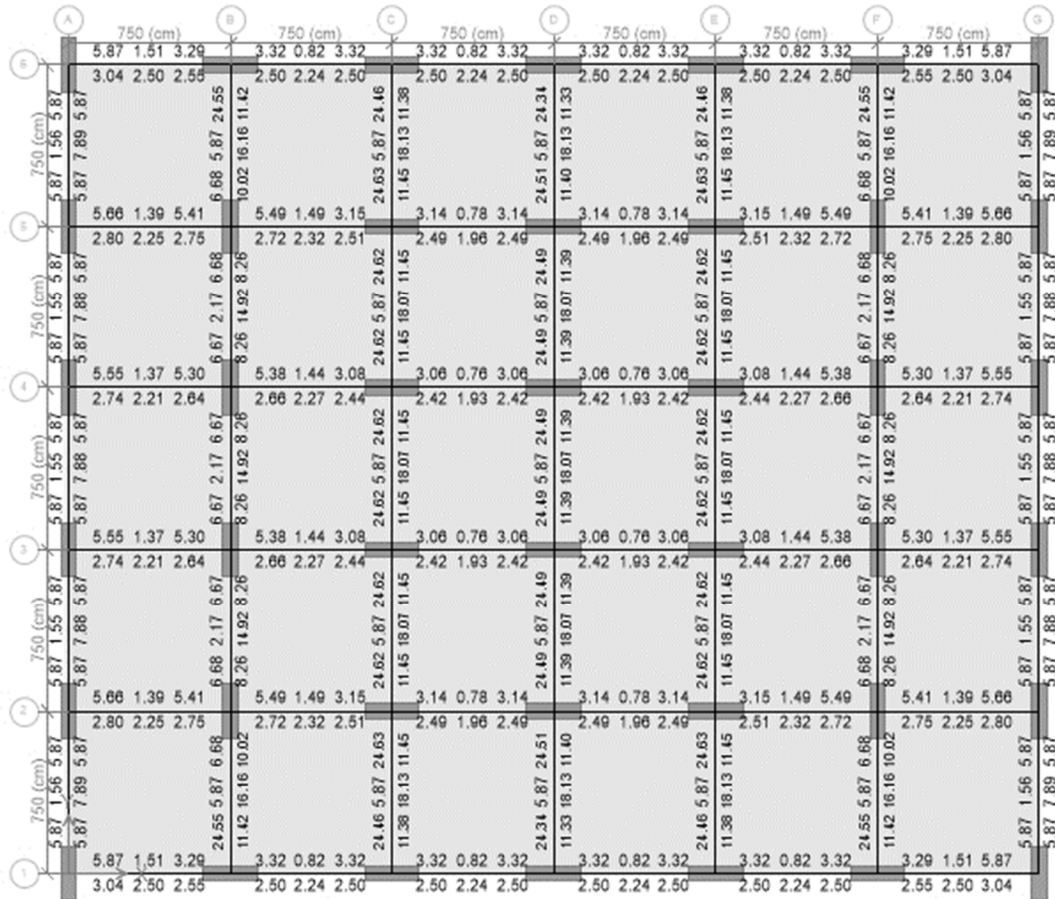


Figura 58. Acero requerido en vigas de los entresijos N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00. (Edificación de estudio 1).

5.1.10.6 Diseño de columnas. A continuación, se describen los pasos que se siguieron para obtener el refuerzo de las columnas.

En primer lugar, se realiza la revisión de las variables fijas: Norma de diseño, combinaciones de carga, secciones y, resistencia del concreto.

La norma de diseño y las combinaciones de carga se establecieron de igual manera que en la sección 5.1.10.5.1.

5.1.10.6.1 Refuerzo longitudinal. Desde la sección refuerzo longitudinal, ver Figura 59, se controlan las variables básicas de acero longitudinal del refuerzo de las columnas las cuales son: longitud óptima de despiece, incrementos de longitudes, localización de los traslapes, cuantías mínima y máxima.

Figura 59. Variables del refuerzo longitudinal de despiece de las columnas.

5.1.10.6.2 *Secciones de las columnas.* Antes de iniciar el reforzamiento de columnas, es importante asegurarse de que todas las secciones ofrecidas por el DC-CAD son viables y aceptadas por el reglamento de construcción sismo resistente. Si alguna sección solicitada no se encuentra en el programa debe ser ingresada en el menú de edición de secciones con su respectivo refuerzo longitudinal y transversal antes de realizar los despieces.

En la Figura 60, se observan las variables que se pueden modificar de acuerdo a los límites del reglamento y bajo el criterio de diseñador, estas son: máxima distancia entre ramas, recubrimientos, diámetros del refuerzo longitudinal, diámetros de los estribos, cuantías mínimas y máximas.

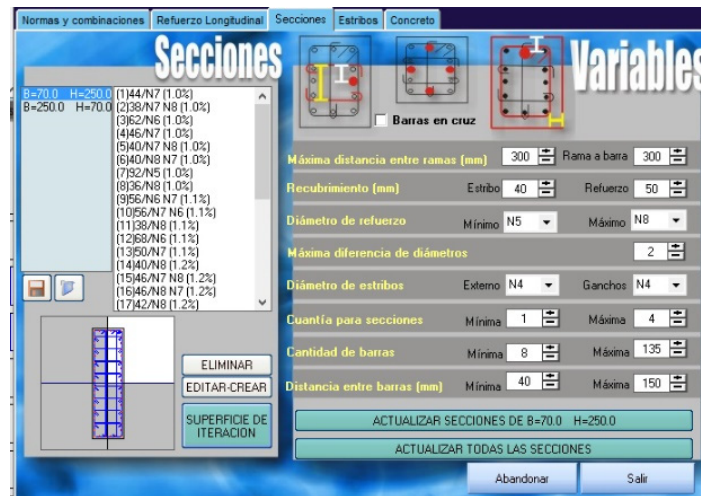


Figura 60. Variables del refuerzo longitudinal y transversal de las columnas.

5.1.10.6.3 *Variables de la configuración de estribos de las columnas.* A partir de la Figura 61 se puede establecer las variables de la configuración de los estribos de las columnas estas son:

Figura 61. Configuración de estribos en las columnas.

Distribución: Determina los mínimos estribos en la zona de confinamiento, la zona central y los nudos.

Longitud de ganchos: Indica la longitud adicional para la configuración de los estribos.

Cortante plástico: Se establece que para el cálculo del cortante plástico es necesario utilizar la resistencia a flexión.

5.1.10.6.4 *Concreto de columnas.*

Como se puede ver en la Figura 62 el DC-CAD permite hasta diez tipos de concreto según el nivel de estudio, junto con su respectiva resistencia y recubrimientos externos.

Nivel	Concreto
N+3.00	1
N+6.00	1
N+9.00	1
N+12.00	1
N+15.00	1
N+18.00	1
N+21.00	1
N+24.00	1

Figura 62. Variables de concreto usadas en el diseño y despiece de columnas.

5.1.10.6.5 *Edición del refuerzo de columnas.* Al igual que con las vigas el software contiene un módulo de diseño de columnas donde se identifica: Geometrías, diagramas axiales, momentos flectores y cortantes. Como se destaca en la Figura 63

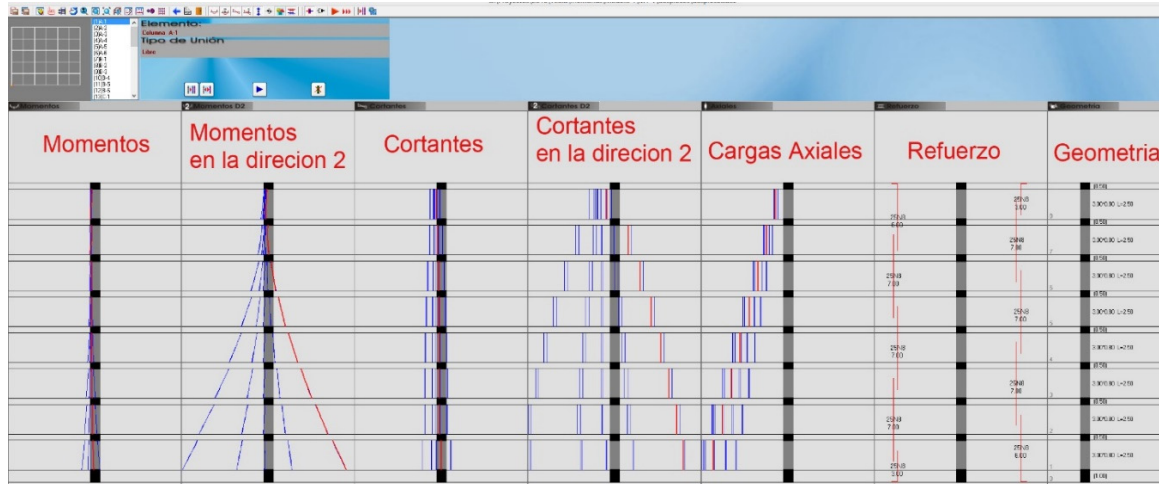


Figura 63. Interfaz de edición del refuerzo de columnas para la edificación de estudio 1.

El DC-CAD realiza el refuerzo de columnas de la siguiente manera:

5. De acuerdo con las variables establecidas en los numerales anteriores el programa genera para cada sección geométrica una serie de secciones de refuerzo.
6. Para cada sección de refuerzo y resistencia de concreto se genera una superficie del diagrama de flexo compresión, como el observado en la Figura 64.

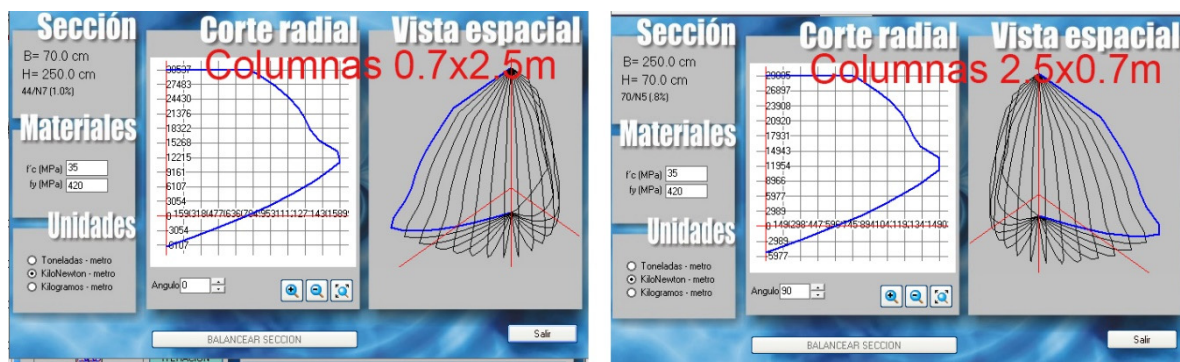


Figura 64. Superficie del diagrama de flexo compresión en columnas de la edificación de estudio 1.

7. Determina cuales secciones cumplen con las solicitaciones biaxiales.

8. Escoge la sección más económica (cuantía principal y de estribos) en cada nivel, al hacer click sobre un refuerzo ligado aparece el cuadro de dialogo, ver Figura 65 ,que permite modificar el refuerzo propuesto por el DC-CAD

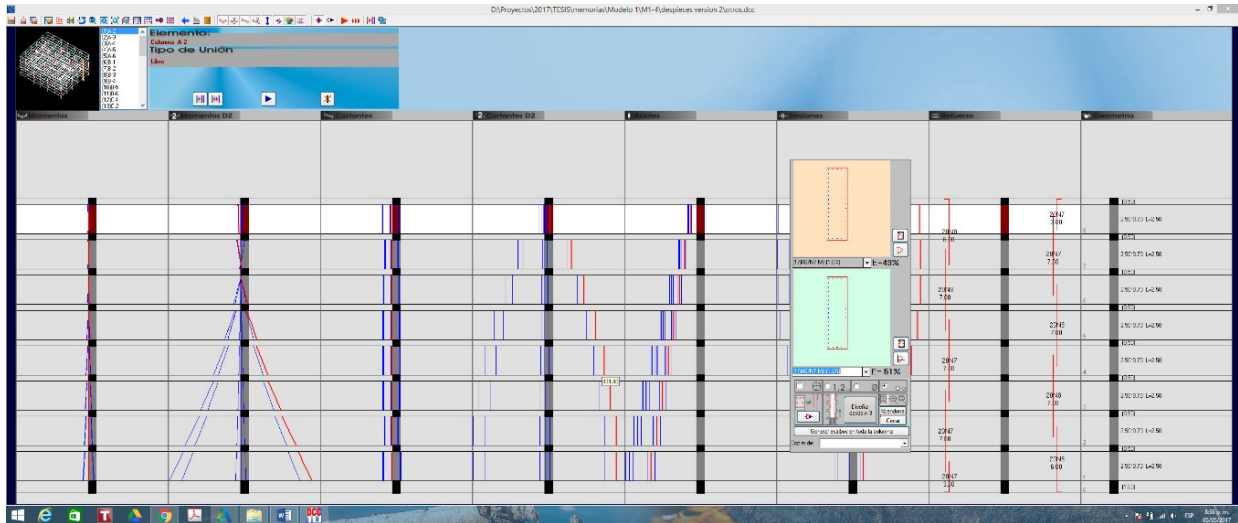
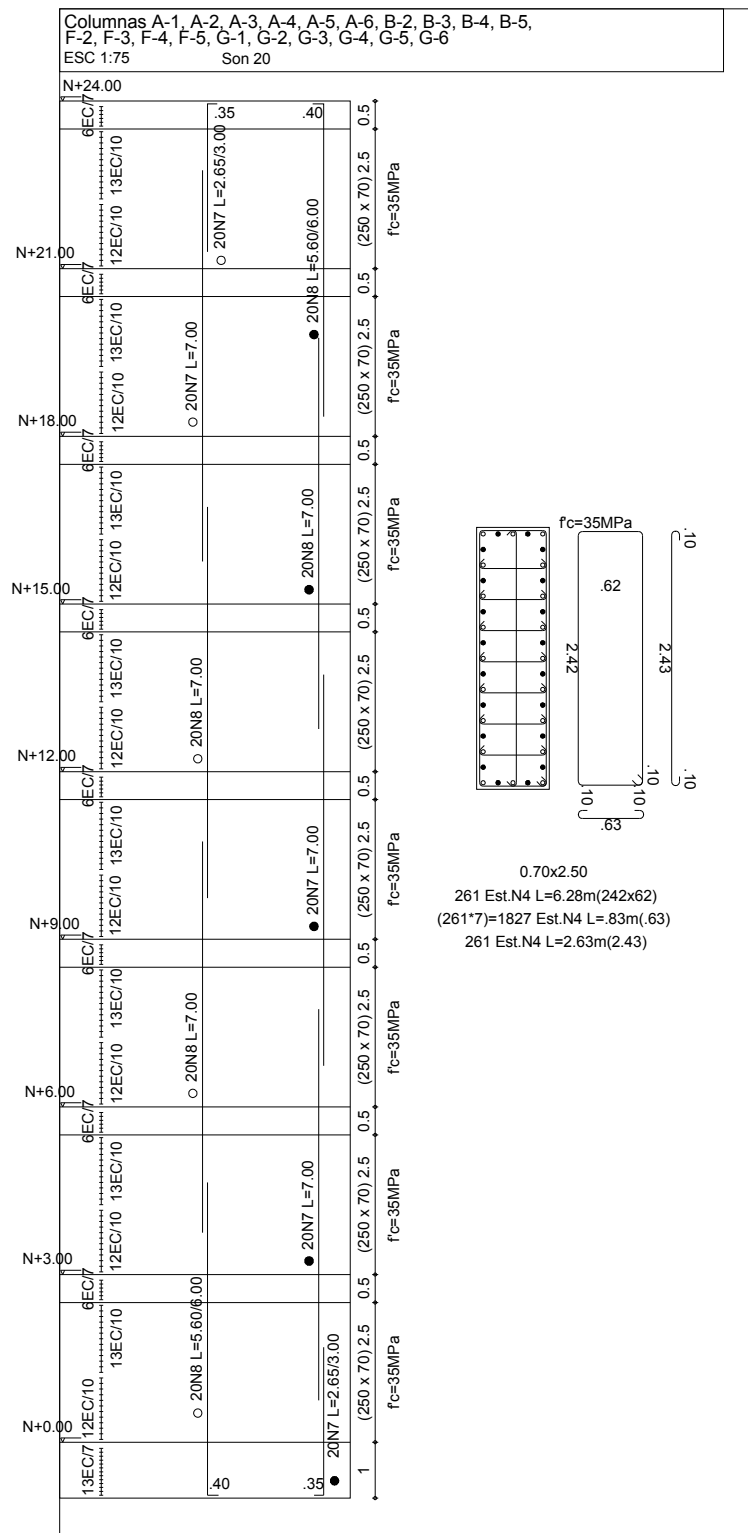


Figura 65. Edición de refuerzo de columnas.

- Ejemplo Despieces de columnas 0.70x2.50



Columnas B-1, B-6, C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6, D-1, D-2, D-3, D-4, D-5, D-6, E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, E-6, F-1, F-6
ESC 1:75 Son 22

Reinforcement details for column section:

- Levels: N+0.00, N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+15.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00
- Reinforcement bars: 20N7, 20N8
- Stirrups: 13EC/10, 12EC/10
- Dimensions: 2.50x0.70m
- Reinforcement area: 261 Est.N4 L=6.28m(62x242), 261 Est.N4 L=2.63m(2.43), (261*7)=1827 Est.N4 L=.83m(.63)

- Acero de requerido en columnas en cm^2

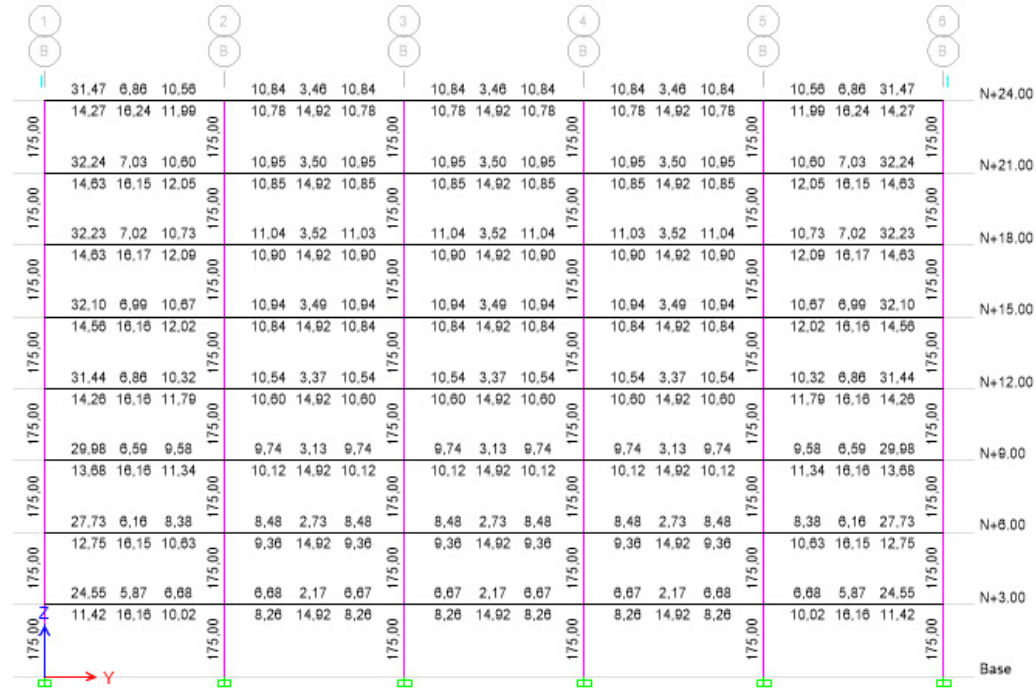


Figura 66. Acero requerido en columnas corte eje B.

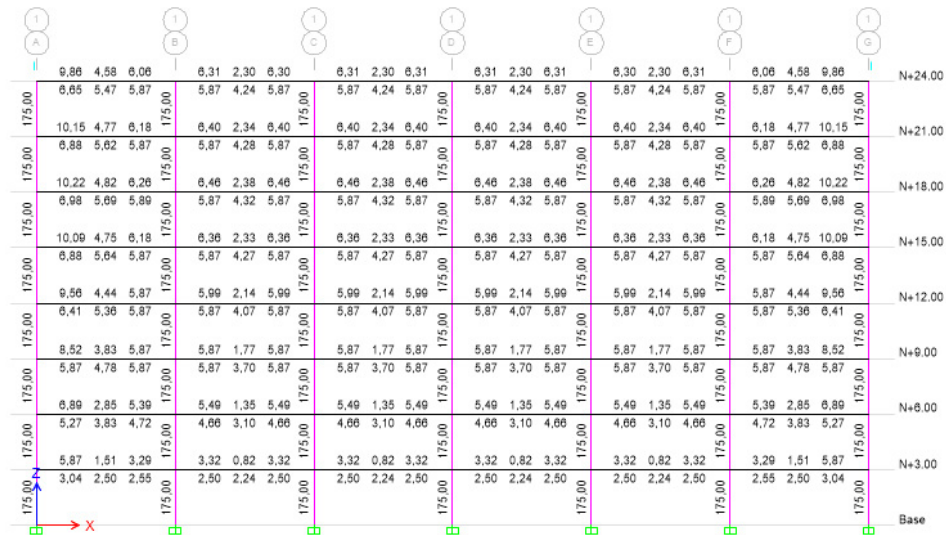


Figura 67. Acero requerido en columnas corte eje 1.

5.1.10.7 Diseño de cimentación Edificación estudio 1. Como especifica (Garza Vazquez, 2011) para el diseño de una zapata concéntrica se deben llevar a cabo los siguientes pasos:

5.1.10.7.1 Capacidad portante del suelo. La cimentación es la parte de la estructura encargada de transmitir las cargas desde la superestructura hasta estrato de suelo resistente, para efectos del diseño de las zapatas se considera una presión admisible del suelo $q_a = 500 \text{ kN/m}^2$.

5.1.10.7.2 Obtener la carga de servicio, P_s . Se utiliza las cargas de servicio (B.2.3.1 NSR-10) para obtener las dimensiones de la cimentación de forma conceptual, compatible con la capacidad admisible del suelo q_a , calculada por ingeniero geotecnista a partir de las propiedades del suelo y un factor de seguridad que suele ser asumido como 3.

El autor considera que los resultados de las reacciones en la base obtenidas en el software ETABS V15, tal como lo muestra Figura 68 no son totalmente claras y comprensibles al momento de ilustrarse dentro del documento, por tanto se plantea representar las reacciones en la base tal como se muestra en la Tabla 36, utilizando un rango de colores para clasificar la intensidad de la fuerza ,esta tabla a criterio del autor proporciona una mayor comprensión .

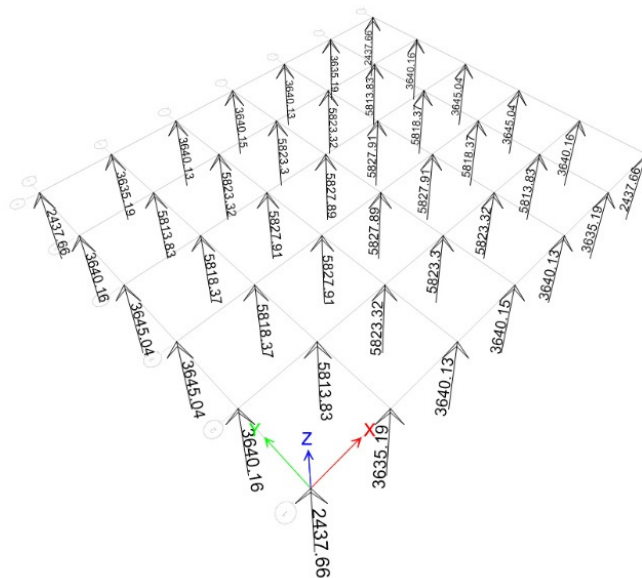


Figura 68. Reacciones en la base extraídas de ETABS V15.

Dimensiones de zapatas Requeridas								
EJES		A	B	C	D	E	F	G
6	●	2.21 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.21
5	●	2.70 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	2.70
4	●	2.70 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	2.70
3	●	2.70 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	2.70
2	●	2.70 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	2.70
1	●	2.21 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.21

Tabla 36. Reacciones debido a las cargas de servicio de la edificación de estudio 1

5.1.10.7.3 *Área de zapatas.* El área de la zapata debe determinarse a partir de las cargas de servicio, cuidando no sobrepasar la presión admisible del suelo ,para cargas verticales únicamente , $M_s = 0$,se tiene

$$\text{Area de la zapata} = \frac{\text{Carga de servicio}}{\text{Presion admisible del suelo}}$$

Area requerida de zapatas en [m2]								
EJES		A	B	C	D	E	F	G
6	●	4.88 ●	7.27 ●	7.28 ●	7.28 ●	7.28 ●	7.27 ●	4.88
5	●	7.28 ●	11.63 ●	11.65 ●	11.65 ●	11.65 ●	11.63 ●	7.28
4	●	7.29 ●	11.64 ●	11.66 ●	11.66 ●	11.66 ●	11.64 ●	7.29
3	●	7.29 ●	11.64 ●	11.66 ●	11.66 ●	11.66 ●	11.64 ●	7.29
2	●	7.28 ●	11.63 ●	11.65 ●	11.65 ●	11.65 ●	11.63 ●	7.28
1	●	4.88 ●	7.27 ●	7.28 ●	7.28 ●	7.28 ●	7.27 ●	4.88

Tabla 37. Áreas requeridas de zapatas para la edificación de estudio 1.

5.1.10.7.4 *Determinar el lado L de la zapata*

Para ello se emplea la siguiente ecuación $L = \sqrt{Ps/q_a}$.

Donde:

Ps : carga de servicio ,que se transfiere a la zapata a traves de la columna ,KN

L = lado de la zapata cuadrada,m

q_a = Capacidad admisible del suelo, KN/m^2

Dimensiones de zapatas Requeridas,lado L en [m]								
EJES		A	B	C	D	E	F	G
6	●	2.21 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.21
5	●	2.70 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	2.70
4	●	2.70 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	2.70
3	●	2.70 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	2.70
2	●	2.70 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	3.41 ●	2.70
1	●	2.21 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.21

Tabla 38. Dimensiones de zapatas requeridas de la edificación de estudio 1.

Dimensiones suministradas para zapatas cuadradas,lado L en [m]								
EJES		A	B	C	D	E	F	G
6	●	2.30 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.30
5	●	2.70 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	2.70
4	●	2.80 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	2.80
3	●	2.80 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	2.80
2	●	2.70 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	3.50 ●	2.70
1	●	2.30 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.70 ●	2.30

Tabla 39. Dimensiones de zapatas suministradas de la edificación de estudio 1.

5.1.10.7.5 *Criterios generales para el diseño de zapatas aisladas.* Como expresa (Garza Vazquez, 2011), El análisis de las zapatas se hace como una losa en voladizo, se lleva a cabo el diseño a flexión para proporcionar el acero que resista la presión del suelo, y luego se verifica la altura de la zapata para asegurarse que el concreto sea capaz de absorber la totalidad del esfuerzo cortante. A continuación, se presentan los chequeos que se deben hacer en el proceso de diseño de una zapata.

- Punzonamiento o cortante Bidireccional, Artículo C.11.11.1.2 de la NSR-10. Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta a la carga vertical que le transfiere la columna.

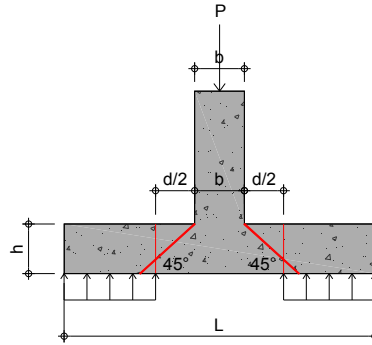


Figura 69. Cortante bidireccional en zapata que soporta columna, fuente: modificado de (Garza Vazquez, 2011).

- Cortante Unidireccional, Artículo C.11.11.1.1 de la NSR-10. Se refiere al efecto en el comportamiento de la zapata como viga, con una sección crítica que extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia de la cara de la columna

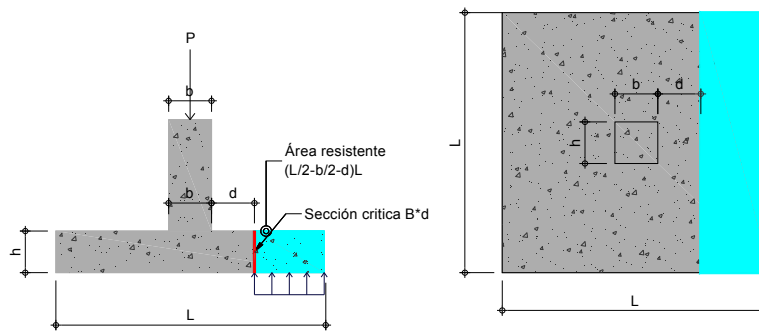


Figura 70. Cortante unidireccional en zapata, fuente: modificado de (Garza Vazquez, 2011).

- Aplastamiento, Artículo C.10.14.1 de la NSR-10. Se suele considerar que la presión de compresión que transmite la columna o pedestal se va disipando en el espesor h de la zapata, a razón de 2 horizontal por 1 vertical, desde el área A1 en su cara superior (área de contacto columna), hasta el área A2 en su parte inferior como se observa en la Figura 71.

La capacidad de carga por aplastamiento de ser tal que:

$$P_u \leq \phi_a 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \text{ donde : } \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 2 \text{ (Ecuacion 15)}$$

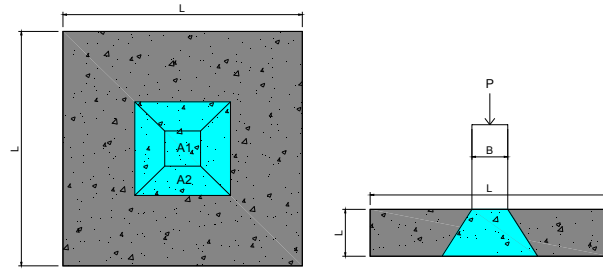


Figura 71. Modelo geométrico y estructural para la verificación del aplastamiento, fuente: modificado de (Garza Vazquez, 2011).

- Diseño a flexión, C.15.4.2 de la NSR-10. La sección crítica en la cual se calcula el momento mayorado máximo se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, justo en la cara de la columna.

El momento mayorado máximo será igual al momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad de área de zapata, en un lado vertical. se puede expresar entonces:

$$M_u = \frac{P_u}{2L} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{2} \right) \text{ o } M_u = \frac{P_u}{2L} \left(\frac{L}{2} - \frac{l}{2} \right) \text{ (Ecuacion 16)}$$

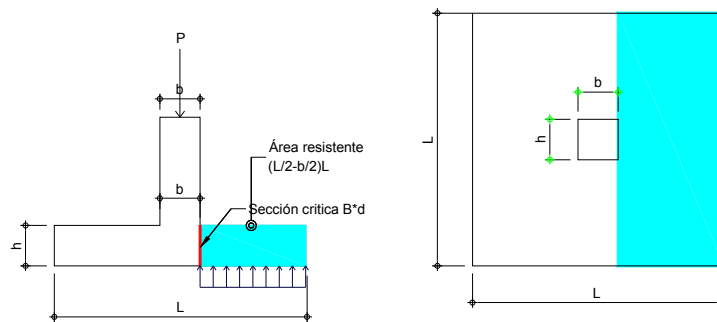
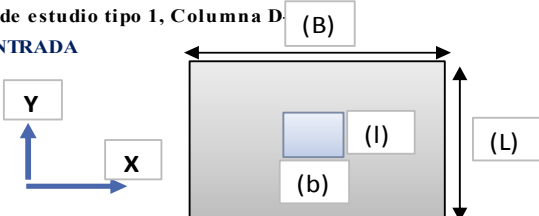


Figura 72. Modelo geométrico y estructural para verificación del diseño a flexión, fuente: modificado de (Garza Vazquez, 2011).

Los chequeos de aplastamiento, punzonamiento, cortante unidireccional y flexión se llevaron a cabo para cada una de las zapatas que presentan la mayor carga agrupadas según su dimensión, la mayor carga de la zapata 3.5x3.5, 2.8x2.8, 2.30x2.30 etc, a continuación, se presenta el chequeo y diseño de la zapata de la columna D-4, realizado mediante una hoja de cálculo previamente programada.

Diseno de zapata centrica-Modulacion de estudio tipo 1, Columna D					
1)DATOS DE ENTRADA					
Nodo		22			
1.1)Cargas					
Carga Muerta	5018	[kN]			
Carga Viva	810	[kN]			
1.2)Dimensiones de columnas					
Ancho (b)	2.5	[m]	Factores	Ø cortante	0.75
Largo (l)	0.7	[m]	NSR-10	Ø flexión	0.9
1.3)Características del suelo					
Capacidad portante	500	[KN/m²]		Ø aplast.	0.65
Profundidad	1	[m]		Factor D	1.2
H ciclópeo	0	[m]		Factor L	1.6
2)DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS					
Materiales			Peso espec.		
Conc. ref.	28	f'c [Mpa]	Conc. ref.	24	[kN/m³]
Conc. ciclóp.	19	f'c [Mpa]	Conc. ciclóp.	21	[kN/m³]
2.1)Predimensionamiento de zapatas					
Área requerida	11.66	[m²]			
Lado	3.41	[m]			
2.2)Dimensionamiento de zapatas suministradas					
Ancho zapata (B)	3.5	[m]	CUMPLE		
Largo de zapata (L)	3.5	[m]			
Altura de zapata	1	[m]			
Recubrimiento	0.07	[m]			
d	0.93	[m]			
3)DISEÑO A CORTANTE					
3.1)ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO					
Pu [1.2D+1.6L]	7317.46	[kN]	CUMPLE		
Presión Qu	597.34	[kN/m²]			
Perímetro crítico	10.12	[m]			
Área crítica (planta)	5.59	[m²]			
Vu por punzonam.	3977.77	[kN]			
Ø Vc	12450.38	[kN]			
3.2)ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTANTE UNIDIRECCIONAL					
Vux	-899	[kN]	Vuy	983	[kN]
Ø Vcx	2153	[kN]	CUMPLE	Ø Vcy	2153 [kN]
4)RESISTENCIA DE DISEÑO POR CONTACTO(APLASTAMIENTO)					
A1	1.75	[m²]	lado a2 x	3.5	
A2	12.25	[m²]	lado a2 y	3.5	
Pu apla.	7317	[kN]	CUMPLE		
Ø Pn	54145	[kN]			
5)RESISTENCIA A LA FLEXIÓN					
p cuantia mínima	0.002		Momento en x	2048.89	[kN]
Momento en y	261.34	[kN]	py	0.001820	
px	0.000229		Asy	6510	[mm²]
Asx	6510	[mm²]	Separacion	0.15	[m]
Barras N	6		CUMPLE		

5.1.11 Paso 11. Cantidades de concreto y acero de refuerzo Edificación de estudio 1

5.1.11.1 Volumen de concreto en $[m^3]$. En la Tabla 40 se indica el volumen de concreto de las vigas, columnas y zapatas para los 8 pisos que conforman la edificación de la Edificación de estudio 1.

Tabla 40. *Volumen total de concreto de la Edificación estudio 1*

Volumen de concreto	m^3
Vigas	657
Columnas	1764
Zapatas	383
Total	2804

- El Volumen de concreto de la Edificación de estudio 1 es $2804m^3$.

5.1.11.2 Cantidad de acero de refuerzo en vigas $[kg]$.

Tabla 41. *Kilogramos acero refuerzo de vigas de la Edificación de estudio 1*

Vigas			
Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento $[kg]$	Peso total de elementos $[kg]$
Viga V1	8	911	7288
Viga V2	8	948	7583
Viga V3	8	948	7583
Viga V4	8	948	7583
Viga V5	8	948	7583
Viga V6	8	911	7288
Viga VA	8	832	6659
Viga VB	8	1371	10970
Viga VC	8	1664	13314
Viga VD	8	1646	13171
Viga VE	8	1664	13315
Viga VF	8	1371	10970
Viga VG	8	832	6659
Total	104		119966

- Los kilogramos de acero de vigas de la Edificación de estudio 1 son 119966 $[kg]$.
- Las toneladas de acero de vigas de la Edificación de estudio 1 son 120 $[t]$.

En la Figura 73 se especifica un ejemplo del resumen obtenido por el software DL-NET para las cantidades del refuerzo longitudinal y de los estribos de las vigas mencionadas.

V4/N+18.00 (Son 8) Peso/Elemento= 947.90Kg Peso 8 elementos=7583.23Kg

DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	3	N6	5.50	(Total =24)
	2	N6	3.00	(Total =16)
	9	N6	8.00	(Total =72)
	2	N6	5.00	(Total =16)
	6	N6	9.00	(Total =48)
	15	N6	8.50	(Total =120)
	9	N6	5.00	(Total =72)
	228	N3	1.63	(Total =1824)

VG/N+18.00 (Son 8) Peso/Elemento= 832.38Kg Peso 8 elementos=6659.05Kg

DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	9	N6	6.00	(Total =72)
	18	N6	8.50	(Total =144)
	4	N6	6.00	(Total =32)
	3	N6	5.50	(Total =24)
	3	N6	7.50	(Total =24)
	3	N6	4.00	(Total =24)
	3	N6	7.00	(Total =24)
	170	N3	1.63	(Total =1360)

Figura 73. Kilogramos de acero de refuerzo en vigas V4 y VG.

5.1.11.3 Cantidad de acero de refuerzo en columnas [kg]

Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento [kg]	Peso total de elementos[kg]
Columnas A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, B-2, B-3, B-4, B-5, F-2, F-3, F-4, F-5, G-1, G-2, G-3, G-4, G-5, G-6	20	8083.73	161675
Columnas B-1, B-6, C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6, D-1, D-2, D-3, D-4, D-5, D-6, E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, E-6, F-1, F-6	22	8083.73	177842
Total	42		339517

Tabla 42. Kilogramos acero de refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 1.

En la Figura 74 se especifica un ejemplo del resumen obtenido por el software DL-NET para las cantidades del refuerzo longitudinal y de estribos de las columnas mencionadas.

Columnas A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, B-2, B-3, B-4, B-5, F-2, F-3, F-4, F-5, G-1, G-2, G-3, G-4, G-5, G-6 (Son 20) Peso/Elemento= 8083.73Kg
Peso 20 elementos=161674.58Kg

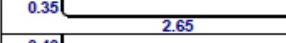
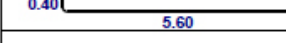
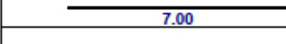
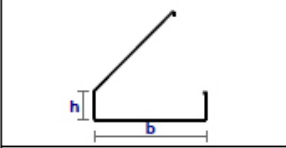

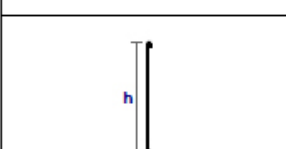
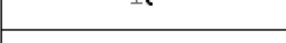




DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	40	N7	3.00	(Total =800)
	40	N8	6.00	(Total =800)
	60	N7	7.00	(Total =1200)
	281	N4	6.28	(Total =5220)
	1827	N4	0.83	(Total =36540)
	281	N4	2.63	(Total =5220)
	60	N8	7.00	(Total =1200)

Figura 74. Kilogramos de acero de refuerzo columnas A1, A-2, A-3,A-4,A-5 ,A-6,B-2,B-3,B-4,B-5,F-2,F-6,F-4,F-5,G-1,G-2,G-3,G-4,G-5,G-6.

- Los Kilogramos de acero de las columnas de la Edificación de estudio 1 son 339517[kg].
- Las toneladas de acero de columnas de la Edificación de estudio 1 son 340[t].

5.1.11.4 Cantidad de acero de refuerzo en zapatas [kg]. En la Tabla 43 se indican las cantidades de acero de refuerzo de las zapatas de la Edificación de estudio 1.

Tabla 43. Kilogramos de acero de refuerzo de zapatas de la Edificación de estudio 1.

KILOGRAMOS ACERO DE REFUERZO DE ZAPATAS					
DIAGRAMA	CANTIDAD	DIÁMETRO	LONGITUD [m]	PESO [kg]	NOTAS
	245	N6	2.80	1527.18	Ref. inferior y superior de zapatas
	1008	N6	3.20	7171.09	Ref. inferior y superior de zapatas
	299	N6	3.30	2191.17	Ref. inferior y superior de zapatas
	1867	N6	4.00	16599.74	Ref. inferior y superior de zapatas
				27489	TOTAL [kg]

- Los kilogramos de acero de zapatas de la Edificación de estudio 1 son 27489[kg]

- Las toneladas de acero de zapatas de la Edificación de estudio 1 son 27 [t]

5.1.11.5 Resumen de cantidades de acero de refuerzo y volumen de concreto de la Edificación de estudio 1. Finalmente quedan consignado los totales de volumen de concreto y las cantidades de acero de refuerzo suministrados para Edificación de estudio 1. Ver Tabla 44.

Tabla 44. *Resumen de cantidades de concreto y acero de refuerzo de la Edificación de estudio 1.*

Volumen de concreto en m ³		
Elemento	Volumen	
Vigas	657	
Columnas	1764	
Zapatas	383	
Total	2804	

Peso de total de acero		
Elemento	Kilogramos	Toneladas
Vigas	119966	120
columnas	339517	340
Zapatas	27489	27
Total	486972	487

5.2 Edificación de estudio 2

La segunda edificación de estudio corresponde a un sistema estructural combinado de pórticos y muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

5.2.1 Paso 1. Predimensionamiento estructural. Se estudiará el edificio de 8 niveles mostrado en la Figura 75 y siguientes.

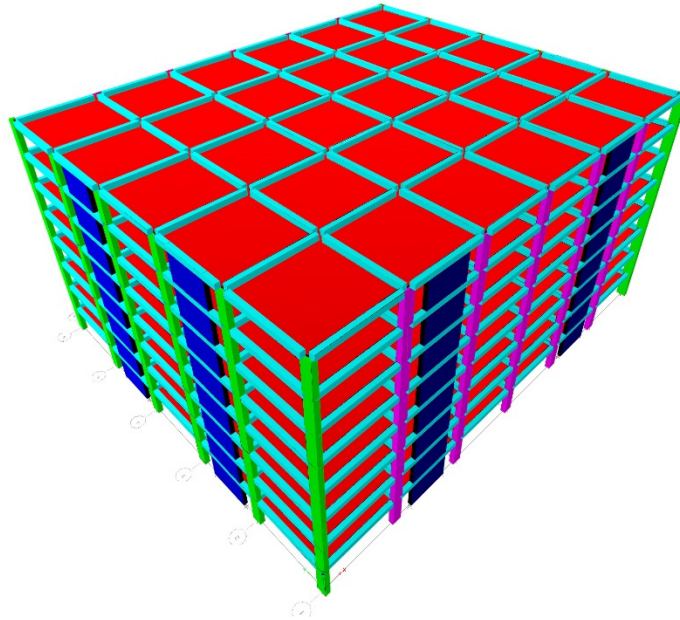


Figura 75. Edificio combinado de pórticos de concreto con muros de concreto, con capacidad de disipación de energía DMO.

5.2.1.1 Predimensionamiento de columnas y muros de concreto reforzado. Secciones de columnas en color verde (0.50mx1.00m), columnas en color magenta(1.00mx0.50m) y secciones de muros en color rojo (espesor del muro 0.35m y 4m de longitud).

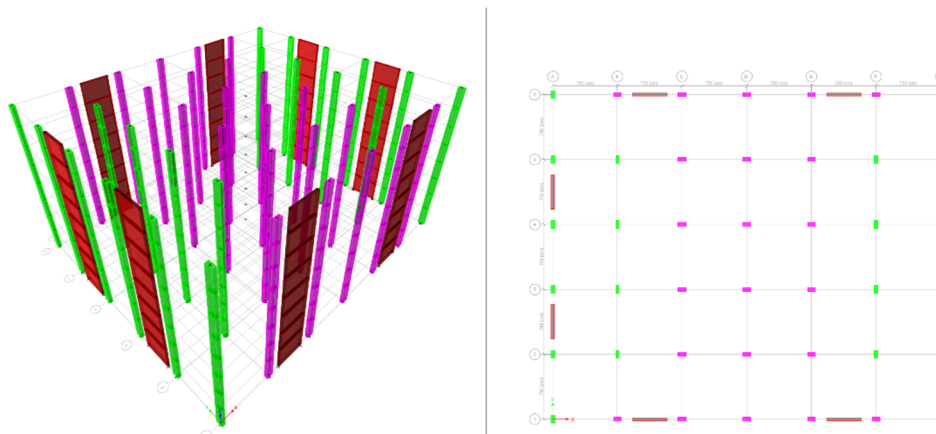


Figura 76. Identificación de columnas y muros de la edificación de estudio 2.

5.2.1.2 Predimensionamiento de vigas y placa. Secciones de vigas en color cian(0.40mx0.5m) y placa de entrepiso en color rojo (0.50m de altura).

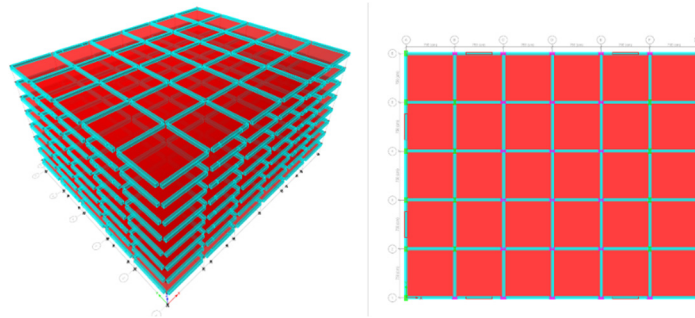


Figura 77. Identificación de vigas y placas de la Edificación de estudio 2.

5.2.1.3 Materiales. Columnas y muros en concreto de 35Mpa (Color rojo)

- Vigas y placas aligeradas en concreto de 28Mpa (color cian)

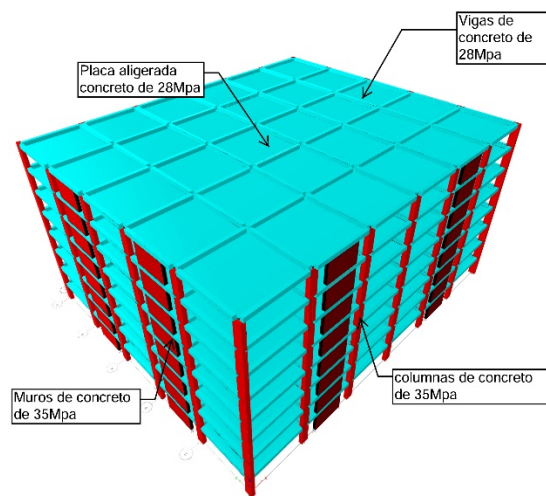


Figura 78. Materiales de elementos estructurales de la Edificación de Estudio 2.

5.2.1.4 Geometría general en planta.

Como se puede observar en la planta estructural de la Figura 79. La estructura cuenta con cuatro muros de concreto orientados en la dirección X y cuatro muros de concreto orientados en la dirección Y.

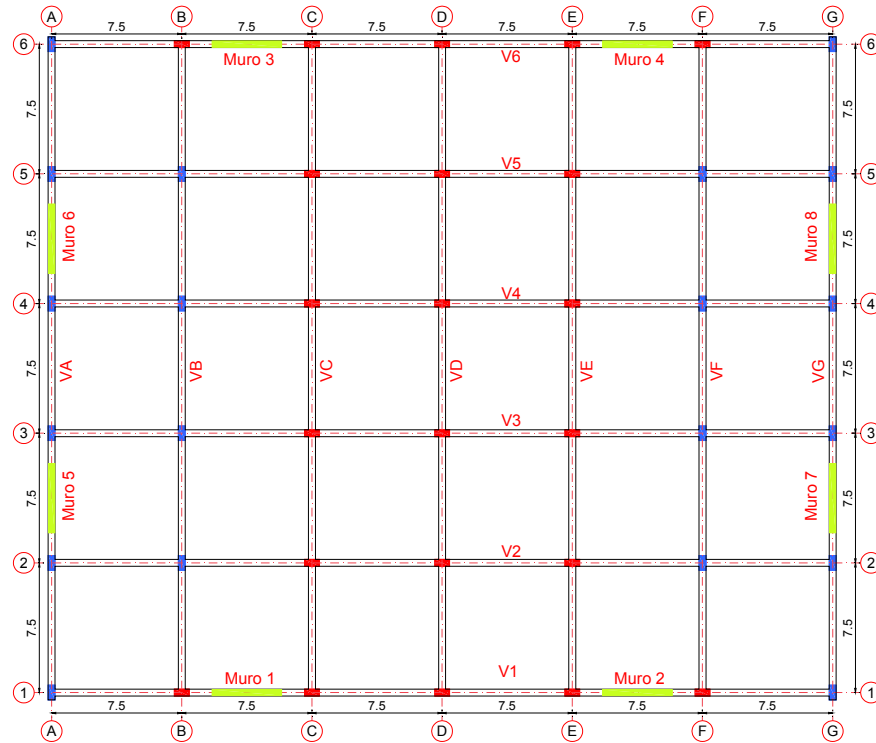


Figura 79. Planta de entrespacio típico niveles N+3.00,N+6.00,N+9.00, N+12.00, N+15.00, N+18.00, N+21.00,N+24.00.

5.2.2 Paso 2. Evaluación de las solicitaciones definitivas. Con las dimensiones de los elementos de la estructura como resultado del paso 1 se evalúan todas las solicitaciones que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del título B de la NSR-10

5.2.2.1 Evaluación de la carga de diseño de losa por m^2 . De acuerdo con la evaluación de cargas realizada en 5.1.2.1.

- Total, de carga muerta de servicio = $7.60 \text{ KN}/m^2 [C.M]$
- Carga viva de servicio (NSR10, Sec B. 4.2.1) = $1.80 \text{ KN}/m^2 [C.V]$
- Carga de servicio = $Ws = C.M + C.V = 7.60 \text{ KN}/m^2 + 1.80 \text{ KN}/m^2 = 9.40 \text{ KN}/m^2$
- Carga ultima de diseño = $Wu = 1.2 C.M + 1.6 C.V = 12.00 \text{ KN}/m^2$

5.2.2.2 Determinación de la masa y peso de la edificación. En la Tabla 45 se consignaron los valores totales y por nivel de la masa de la edificación.

Tabla 45. *Masa y peso de la Edificación de estudio 2.*

Nivel	Masa [kg]	Peso [KN]
N+24.00	1637536	16064
N+21.00	1753589	17203
N+18.00	1753589	17203
N+15.00	1753589	17203
N+12.00	1753589	17203
N+9.00	1753589	17203
N+6.00	1753589	17203
N+3.00	1753589	17203
Σ	13912661	136483

5.2.2.3 Determinación de centros de masa y rigidez. Las características geométricas muestran una simetría general en cada nivel de la edificación. cómo se puede observar en la Tabla 46 la estructura no presenta excentricidades en planta.

Tabla 46. *Centro de masa y centro de rigidez de la Edificación de estudio 2.*

Nivel	Centro de masa		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCM[m]	YCM[m]	XCR[m]	YCR[m]	ex[m]	ey[m]
N+24.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+21.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+18.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+15.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+12.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+9.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+6.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0
N+3.00	22.5	18.75	22.5	18.75	0	0

5.2.3 Paso 3. Obtención del nivel de amenaza y los valores de A_a y A_v

- Localización: Barrancabermeja Santander.
- $A_a = 0.15, A_v = 0.15$.
- Zona de amenaza sísmica: Intermedia.

5.2.4 Paso 4. Movimientos sísmicos de diseño. Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del capítulo A.2 de la NSR-10.

- Perfil del suelo: D.
- Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de sus coeficientes sitio $F_a = 1.5$ y $F_a = 2.20$.
- Coeficiente de importancia, $I = 1.0$

5.2.5 Paso 5. Características de la estructuración. Sistema estructural: Sistema estructural combinado de pórticos de concreto con muros de concreto.

- Capacidad de ductilidad o disipación de energía: Moderada (DMO).

5.2.6 Paso 6. Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.

5.2.6.1.1 Irregularidades $1aP$ y $1bP$, torsional y torsional extrema. Análisis de la irregularidad torsional en dirección X se muestra a continuación:

Tabla 47. *Irregularidad torsional en dirección X de la Edificación de estudio 2.*

h _j	Nivel	Des. X	Des. Y	Deriva X	deriva %	h _j	Nivel	Des. X	Des. Y	Deriva X	deriva %
24.0	N+24.00	0.165	0.043	0.0200	0.67%	24.0	N+24.00	0.159	0.047	0.0194	0.65%
21.0	N+21.00	0.146	0.038	0.0224	0.75%	21.0	N+21.00	0.141	0.041	0.0218	0.73%
18.0	N+18.00	0.124	0.032	0.0246	0.82%	18.0	N+18.00	0.120	0.035	0.0239	0.80%
15.0	N+15.00	0.100	0.026	0.0260	0.87%	15.0	N+15.00	0.097	0.028	0.0253	0.84%
12.0	N+12.00	0.075	0.019	0.0260	0.87%	12.0	N+12.00	0.072	0.021	0.0253	0.84%
9.00	N+9.00	0.050	0.013	0.0238	0.79%	9.00	N+9.00	0.048	0.014	0.0232	0.77%
6.00	N+6.00	0.027	0.007	0.0187	0.62%	6.00	N+6.00	0.026	0.008	0.0182	0.61%
3.00	N+3.00	0.009	0.002	0.0090	0.30%	3.00	N+3.00	0.008	0.002	0.0088	0.29%
0.00	N+0.00	0.000	0.000	0.0000		0.00	N+0.00	0.000	0.000	0.0000	

h _j	(Δ1+ Δ2)/2	Máx: Δ1	Irregularidad torsional en x
24.0	0.66%	0.67%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
21.0	0.74%	0.75%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
18.0	0.81%	0.82%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
15.0	0.86%	0.87%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
12.0	0.85%	0.87%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
9.00	0.78%	0.79%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
6.00	0.61%	0.62%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
3.00	0.30%	0.30%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$

De igual manera se muestra el análisis para la dirección Y:

Tabla 48. Irregularidad torsional en dirección Y de la Edificación de estudio 2.

Nodo	42		Nodo	6	
Fuerza	fy 2		Fuerza	fy 2	

h _j	Nivel	Des. X	Des. Y	Deriva X	deriva %	h _j	Nivel	Des. X	Des. Y	Deriva X	deriva %
24.0	N+24.00	0.041	0.170	0.0205	0.68%	24.0	N+24.00	0.041	0.153	0.0186	0.62%
21.0	N+21.00	0.036	0.150	0.0230	0.77%	21.0	N+21.00	0.036	0.136	0.0209	0.70%
18.0	N+18.00	0.031	0.128	0.0253	0.84%	18.0	N+18.00	0.031	0.115	0.0229	0.76%
15.0	N+15.00	0.025	0.103	0.0267	0.89%	15.0	N+15.00	0.025	0.093	0.0243	0.81%
12.0	N+12.00	0.019	0.077	0.0267	0.89%	12.0	N+12.00	0.019	0.070	0.0242	0.81%
9.00	N+9.00	0.012	0.051	0.0245	0.82%	9.00	N+9.00	0.012	0.046	0.0222	0.74%
6.00	N+6.00	0.007	0.028	0.0191	0.64%	6.00	N+6.00	0.007	0.025	0.0174	0.58%
3.00	N+3.00	0.002	0.009	0.0092	0.31%	3.00	N+3.00	0.002	0.008	0.0084	0.28%
0.00	N+0.00	0.000	0.000	0.0000		0.00	N+0.00	0.000	0.000	0.0000	

h _j	(Δ1+ Δ2)/2	Máx: Δ1	Irregularidad torsional en Y
24.0	0.65%	0.68%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
21.0	0.73%	0.77%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
18.0	0.80%	0.84%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
15.0	0.85%	0.89%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
12.0	0.85%	0.89%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
9.00	0.78%	0.82%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
6.00	0.61%	0.64%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$
3.00	0.29%	0.31%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$

- La estructura no presenta irregularidad torsional o torsional extrema, por lo tanto $\phi_p = 1$

5.2.6.1.2 Irregularidad 2P retrocesos excesivos en las esquinas

- La estructura no presenta retrocesos en las esquinas, por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.2.6.1.3 Irregularidad 3P Discontinuidades en el diafragma

- La forma del diafragma no presenta discontinuidades apreciables, ni huecos con áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma; tampoco presenta cambios en su rigidez según las configuraciones de las aberturas mostradas en la Figura 29, por lo tanto, no se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.2.6.1.4 Irregularidad 4P desplazamientos del plano de acción de los elementos verticales.

- En la Edificación de estudio 2 no existe discontinuidad de la trayectoria de la carga sísmica en la estructura debido a que todos los planos de acción verticales son continuos desde la cimentación hasta la cubierta. No se tiene este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.2.6.1.5 Irregularidad 5P sistemas no paralelos

- Los ejes de los elementos de resistencia sísmica de la estructura en términos globales son ortogonales y paralelos entre sí. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

Después de evaluar todas las irregularidades en planta se puede concluir que la estructura es regular por tanto el $\phi_p = 1$.

5.2.6.2 Irregularidad en altura de la edificación.

5.2.6.2.1 Irregularidad 1aA, piso flexible (irregularidad en rigidez) e Irregularidad 1bA piso flexible (irregularidad extrema de en rigidez). A continuación, se muestran los análisis de la irregularidad de piso flexible en dirección X y Y en la Tabla 49 y Tabla 50, respectivamente.

Tabla 49. Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección X.

Fuerza

h _j	Nivel	Des. x	Des. Y	Deriva X	F _j [KN]	V[KN]	Rigidez [kN/m]	.6KD	.7KD	.7(KD+KE+KF)/3	.8(KD+KE+KF)/3	Phi a
24.0	N+24.00	0.160	0.049	0.020	16582	16582	847098					
21.0	N+21.00	0.142	0.043	0.022	15312	31894	1449878	508259	592968			
18.0	N+18.00	0.121	0.036	0.024	12904	44799	1852090	869927	1014915			
15.0	N+15.00	0.097	0.029	0.026	10541	55339	2163689	1111254	1296463	968116	1106418	phia=1
12.0	N+12.00	0.073	0.022	0.026	8229	63568	2489393	1298214	1514582	1275320	1457509	phia=1
9.00	N+9.00	0.048	0.015	0.023	5980	69548	2970190	1493636	1742575	1517874	1734713	phia=1
6.00	N+6.00	0.026	0.008	0.018	3813	73361	3999511	1782114	2079133	1778764	2032873	phia=1
3.00	N+3.00	0.008	0.003	0.009	1767	75128	8491724	2399707	2799658	2207122	2522425	phia=1
0.00	N+0.00	0.000	0.000									

Tabla 50. Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección Y.

h _j	Nivel	Des. x	Des. Y	Deriva Y	F _j [KN]	V[KN]	Rigidez [kN/m]	.6KD	.7KD	.7(KD+KE+KF)/3	.8(KD+KE+KF)/3
24.0	N+24.00	0.048	0.162	0.020	16582	16582	837077				
21.0	N+21.00	0.043	0.143	0.022	15312	31894	1433928	502246	585954		
18.0	N+18.00	0.036	0.122	0.024	12904	44799	1832717	860357	1003750		
15.0	N+15.00	0.029	0.098	0.026	10541	55339	2141966	1099630	1282902	957535	1094326
12.0	N+12.00	0.022	0.074	0.026	8229	63568	2465282	1285180	1499376	1262009	1442297
9.00	N+9.00	0.015	0.049	0.024	5980	69548	2942334	1479169	1725697	1502659	1717324
6.00	N+6.00	0.008	0.026	0.019	3813	73361	3962932	1765401	2059634	1761569	2013222
3.00	N+3.00	0.003	0.009	0.009	1767	75128	8406336	2377759	2774052	2186461	2498813
0.00	N+0.00	0.000	0.000								

- La estructura no presenta irregularidad de piso flexible. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.2.6.2.2 Irregularidad 2A irregularidad en la distribución de las masas.

Cundo 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.

Como se puede observar en la Tabla 51 distribución de masas de los entrepisos es igual excepto en la cubierta donde es relativamente menor, por lo tanto, se podrá realizar el análisis en cualquier nivel.

Tabla 51. Masa y peso de la Edificación de estudio 2 para evaluación de irregularidad en distribución en masas.

Nivel	Masa [kg]	Peso [KN]
N+24.00	1637536	16064
N+21.00	1753589	17203
N+18.00	1753589	17203
N+15.00	1753589	17203
N+12.00	1753589	17203
N+9.00	1753589	17203
N+6.00	1753589	17203
N+3.00	1753589	17203
Σ	13912661	136483

Por ejemplo:

$$m_{N+12.00} < 1.5 * m_{N+15.00} \text{ y } m_{N+12.00} < 1.5 * m_{N+9.00}$$

- La distribución de la masa es igual en todos los pisos. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.2.6.2.3 Irregularidad 3A Irregularidad geométrica.

- Ninguno de los niveles difiere en 30% la dimensión horizontal de un piso adyacente. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.2.6.2.4 Irregularidad 4A desplazamientos dentro del plano de acción

- No existen desplazamientos en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.2.6.2.5 Irregularidad 5aA piso débil (discontinuidad en la resistencia).

- No existen cambios en las dimensiones de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que ocasionen discontinuidad de la resistencia. Las dimensiones de los elementos no cambian en toda la altura de la edificación, incluso la altura de las vigas de pórticos es la misma para todas las plantas de la edificación. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.2.6.2.6 Irregularidad 5bA piso débil (discontinuidad extrema en la resistencia).

- No existen cambios en las dimensiones de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que ocasionen discontinuidad de la resistencia. Las dimensiones de los elementos no cambian en toda la altura de la edificación, incluso la altura de las vigas de pórticos es la misma para todas las plantas de la edificación. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad.

Después de evaluar todas las irregularidades en altura se puede concluir que la estructura es regular por tanto el $\phi_a = 1$.

5.2.7 Paso 7. Determinaciones de las fuerzas sísmicas. Obtención de fuerzas sísmicas, F_s , que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4

5.2.7.1 Determinación de las fuerzas sísmicas, Método de la fuerza horizontal equivalente.

Cortante basal (V_s):

NSR-10, sec A.4.3.1: $V_s = S_a * g * M$

- M = masa del edificio, calculada en la Tabla 51 (13912661 kgf/g)
- g = aceleración de la gravedad.
- S_a = Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado. Se expresa como una fracción de la aceleración de gravedad.

Para poder obtener S_a se requiere determinar el periodo de vibración de la estructura, el cual puede calcularse en forma aproximada con la siguiente ecuación, dada para estructuras a porticadas de hormigón:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad \text{NSR-10, sec. A.4.2.2}$$

$h_n = 24\text{m}$, medida desde la base al piso más alto. Para sistema combinado: $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$ (NSR-10, Tabla A.4.2-1).

$$\text{Por lo tanto; } T_a = C_t * h_n^\alpha = 0.049 * 24^{0.75} = 0.53\text{s}$$

El periodo fundamental de una estructura, T , con un modelo linealmente elástico, puede obtenerse de manera más precisa empleando los conceptos de la dinámica estructural. Si no realiza un análisis dinámico, la NSR-10, sección A.4.2.1, sugiere el uso de la siguiente expresión, pero limita el valor T a un valor máximo de $C_u T_u$, donde $C_u = 1.75 = -1.2 A_v F_v$, pero C_u no debe ser menor que 1.2:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=0}^n (f_i \delta_i)}}$$

Se cargó la estructura con las fuerzas sísmicas que se muestran en la Tabla 52 y Tabla 53. Se encontraron los desplazamientos para cada dirección principal y se encontró el periodo fundamental para cada dirección de estudio.

Tabla 52. *Periodo en dirección X de la Edificación de estudio 2.*

Fuerza		fx			
Sismica					
Nivel	Desplazamiento [m]	masa[kg]	Fuerza[N]	$m_i \delta_i^2$	$f_i \delta_i$
N+24.00	0.160	1625822.1	16582354.06	41765	2657773.83
N+21.00	0.142	1727495.3	15311916.25	34611	2167344.07
N+18.00	0.120	1727495.3	12904421.51	25082	1554932.46
N+15.00	0.097	1727495.3	10540735.89	16371	1026125.53
N+12.00	0.073	1727495.3	8228670.46	9173	599635.011
N+9.00	0.048	1727495.3	5979775.38	4052	289616.169
N+6.00	0.026	1727495.3	3813080.73	1170	99226.3382
N+3.00	0.008	1727495.3	1766942.15	124	14960.4341
N+0.00	0.000		Σ	132349	8409614
T_x [s]		0.788			
		Periodo en la direccion X			

Tabla 53. *Periodo en dirección Y de la Edificación de estudio 2.*

Fuerza		fy			
Sismica					
Nivel	Desplazamiento [m]	masa[kg]	Fuerza[N]	$m_i \delta_i^2$	$f_i \delta_i$
N+24.00	0.162	1625822	16582354	42803	2690577.6
N+21.00	0.143	1727495	15311916	35452	2193529.23
N+18.00	0.122	1727495	12904422	25680	1573369.66
N+15.00	0.098	1727495	10540736	16755	1038094.54
N+12.00	0.074	1727495	8228670	9386	606531.46
N+9.00	0.049	1727495	5979775	4145	292914.912
N+6.00	0.026	1727495	3813081	1197	100358.823
N+3.00	0.009	1727495	1766942	127	15142.5764
N+0.00	0.000		Σ	135545	8510519
T_y [s]		0.793			
		Periodo en la direccion Y			

La Figura 80 es una muestra de la evaluación dinámica del periodo fundamental de la estructura de estudio 2.

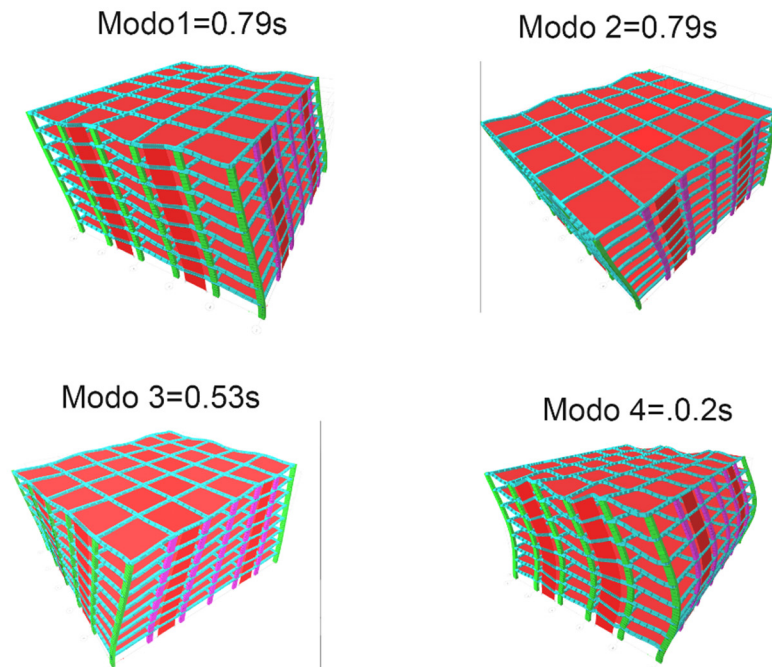


Figura 80. Modos de vibración de la Edificación de estudio 2.

Como restricción, la NSR-10 en su sección A.4.2.1, especifica que el periodo determinado por procedimiento dinámicos no puede ser superior a $C_u * T_a$, en donde

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v = 1.35, T_a = 0.53s \text{ por lo tanto } T_{max} = 0.72s.$$

En el método dinámico el valor del periodo fundamental es superior al periodo dinámico aproximado en ambas direcciones, por lo tanto, la NSR-10 restringe su aplicación al limitar su valor a 0.72s.

- Periodo en dirección X=0.72s
- Periodo en dirección Y=0.72s

Definiendo cual es el periodo natural de vibración en cada dirección de la estructura se emplea el espectro de diseño para evaluar el cortante basal en cada dirección respectiva.

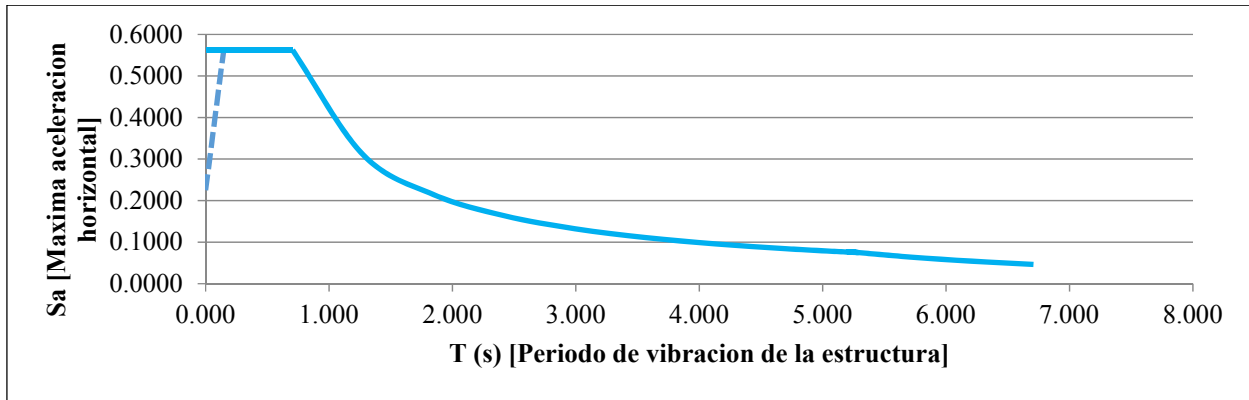


Figura 81. Espectro elástico de aceleraciones en las direcciones X y Y

$$T_0 = 0.147s$$

$$T_C = 0.48 \frac{A_V F_V}{A_a F_a} = 0.704s$$

$$T_L = 2.4 F_v = 5.28s$$

En dirección X y Y:

$$S_a = 0.55g$$

$$V_s = S_a * g * M = 75128KN$$

El método de la fuerza horizontal es muy conocido por los ingenieros estructurales, por la cual no hay necesidad de entrar en detalle sobre su aplicación.

Los cálculos realizados se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 54. Distribución de fuerzas sísmica por nivel Edificación de estudio 2.

DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA POR NIVEL							
Entrepiso	Nivel j	h _j	W _j	w _j *(h _j)^k	C _{vi}	F _i [KN]	V _i [KN]
N+24.00	N+ 24	24	16064	546366	0	16582	16582
N+21.00	N+ 21	21	17203	504506	0	15312	31894
N+18.00	N+ 18	18	17203	425183	0	12904	44799
N+15.00	N+ 15	15	17203	347303	0	10541	55339
N+12.00	N+ 12	12	17203	271123	0	8229	63568
N+9.00	N+ 9	9	17203	197025	0	5980	69548
N+6.00	N+ 6	6	17203	125636	0	3813	73361
N+3.00	N+ 3	3	17203	58218	0	1767	75128
N+0.00							
			136483.207	2475359.906	1	75128	

5.2.7.2 *Determinación de las fuerzas sísmicas, Método dinámico elástico (espectral)*

5.2.7.2.1 *Obtención de los modos de vibración.* Los modos de vibración que aparecen en la Tabla 55 se obtienen usando las metodologías establecidas en la dinámica estructural y se usan todos los modos de vibración de la estructura que contribuyen significativamente en la respuesta dinámica de la estructura.

Tabla 55. *Modos de vibración de la Edificación de estudio 2.*

Case	Mode	sec	cyc/sec
		Period	Frequency
Modal	1	0.798	1.254
Modal	2	0.793	1.26
Modal	3	0.529	1.89
Modal	4	0.211	4.75
Modal	5	0.21	4.773
Modal	6	0.137	7.299
Modal	7	0.097	10.349
Modal	8	0.096	10.399
Modal	9	0.062	16.031
Modal	10	0.058	17.28
Modal	11	0.058	17.37
Modal	12	0.04	24.936

5.2.7.2.2 *Numero de modos de vibración.* Se incluyen en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyen de una manera significativa a la repuesta dinámica de la estructura.

En la tabla a continuación se muestra los factores de participación de la masa. Se aprecia que se logra más del 90% de la participación de la masa en cada dirección U_x , U_y Y R_z .

Tabla 56. *Participación de la masa de la Edificación de estudio 2.*

sec								
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.798	0	0.7274	0	0.7274	0	0
Modal	2	0.793	0.7275	0	0.7275	0.7274	0.2866	0
Modal	3	0.529	0	0	0.7275	0.7274	0.2866	0.7217
Modal	4	0.211	0	0.1559	0.7275	0.8833	0.2866	0.7217
Modal	5	0.21	0.1557	0	0.8832	0.8833	0.694	0.7217
Modal	6	0.137	0	0	0.8832	0.8833	0.694	0.8833
Modal	7	0.097	0	0.0581	0.8832	0.9414	0.694	0.8833
Modal	8	0.096	0.058	0	0.9412	0.9414	0.8236	0.8833
Modal	9	0.062	0	0	0.9412	0.9414	0.8236	0.9419
Modal	10	0.058	0	0.03	0.9412	0.9713	0.8236	0.9419
Modal	11	0.058	0.03	0	0.9712	0.9713	0.9123	0.9419
Modal	12	0.04	0	0.016	0.9712	0.9873	0.9123	0.9419
Modal	13	0.04	0.016	0	0.9872	0.9873	0.9592	0.9419
Modal	14	0.037	0	0	0.9872	0.9873	0.9592	0.9721
Modal	15	0.031	0	0.0082	0.9872	0.9955	0.9592	0.9721
Modal	16	0.031	0.0083	0	0.9955	0.9955	0.9856	0.9721
Modal	17	0.026	0	0	0.9955	0.9955	0.9856	0.9879
Modal	18	0.026	0	0.0036	0.9955	0.9991	0.9856	0.9879
Modal	19	0.026	0.0036	0	0.9991	0.9991	0.997	0.9879
Modal	20	0.023	0	0.0009	0.9991	1	0.997	0.9879
Modal	21	0.023	0.0009	0	1	1	1	0.9879
Modal	22	0.02	0	0	1	1	1	0.9959
Modal	23	0.017	0	0	1	1	1	0.9992

5.2.7.2.3 *Cálculo del cortante modal en la base.* El cortante en la base, contribuido por el modo **m** en la dirección horizontal **j**, V_{mj} se determinó usando el software de diseño y sus resultados se presentan a ecuación:

$$V_{modal X} = 53620KN$$

$$V_{modal Y} = 53437KN$$

5.2.7.2.4 *Ajuste de los resultados.* Se realiza el mismo procedimiento especificado 5.1.7.2.4

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = \frac{V_s}{V_{tj}} \text{ para estructuras regulares.}$$

$$0.9 \frac{V_s}{V_{tj}} \text{ para estructuras irregulares}$$

Como se especificó en 5.2.6 la estructura es regular y por lo tanto se utiliza la respectiva ecuación para calcular el factor de ajuste en cada dirección.

- Factor de ajuste en la dirección X

$$\text{Factor de ajuste en X} = 0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = 0.8 * \frac{75128N}{53620KN} = 1.12$$

- Factor de ajuste en la dirección Y

$$\text{Factor de ajuste en Y} = 0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = 0.8 * \frac{75128KN}{53437KN} = 1.00$$

5.2.8 Paso 8. Desplazamientos horizontales y verificación de derivas. Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en la información obtenida en el paso 7.

La norma sismo resistente NSR-10 especifica que los límites de las derivas no pueden exceder las especificaciones de la Tabla 28.

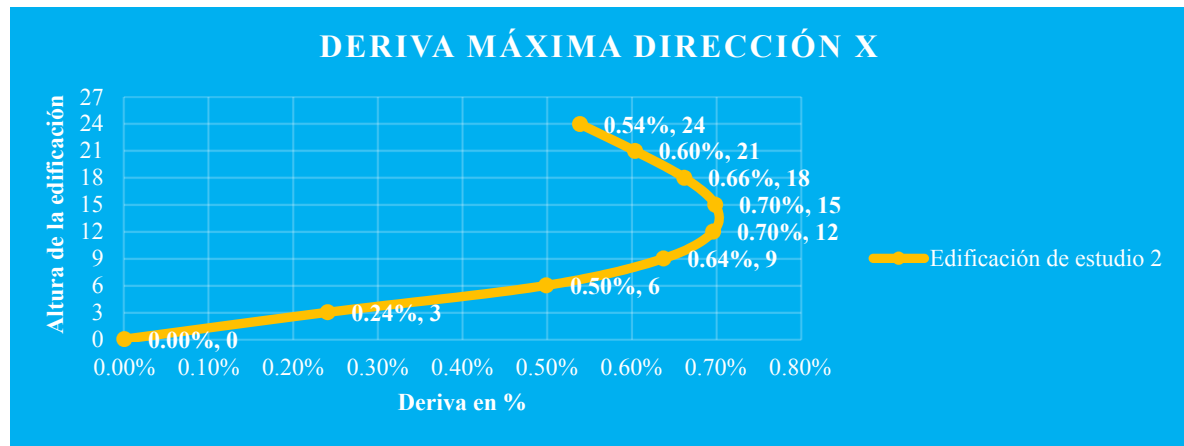
A continuación, se presentan los resultados de la verificación para cada nivel de la estructura en las direcciones X y Y.

- Análisis deriva máxima en dirección X

Tabla 57. Resultado de la deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 2

nivel j	h _j	desp x	desp y	deriva	deriva %	
N+ 24	24	0.131691233	0.039183817	0.016173985	0.54%	OK
N+ 21	21	0.116197633	0.034542033	0.018127836	0.60%	OK
N+ 18	18	0.098828683	0.02935185	0.019880789	0.66%	OK
N+ 15	15	0.079776233	0.02367295	0.020973909	0.70%	OK
N+ 12	12	0.059672933	0.0176928	0.020902702	0.70%	OK
N+ 9	9	0.039634933	0.011742883	0.019140949	0.64%	OK
N+ 6	6	0.02128355	0.00630205	0.014977457	0.50%	OK
N+ 3	3	0.006922233	0.002050367	0.00721951	0.24%	OK

Figura 82. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 2.

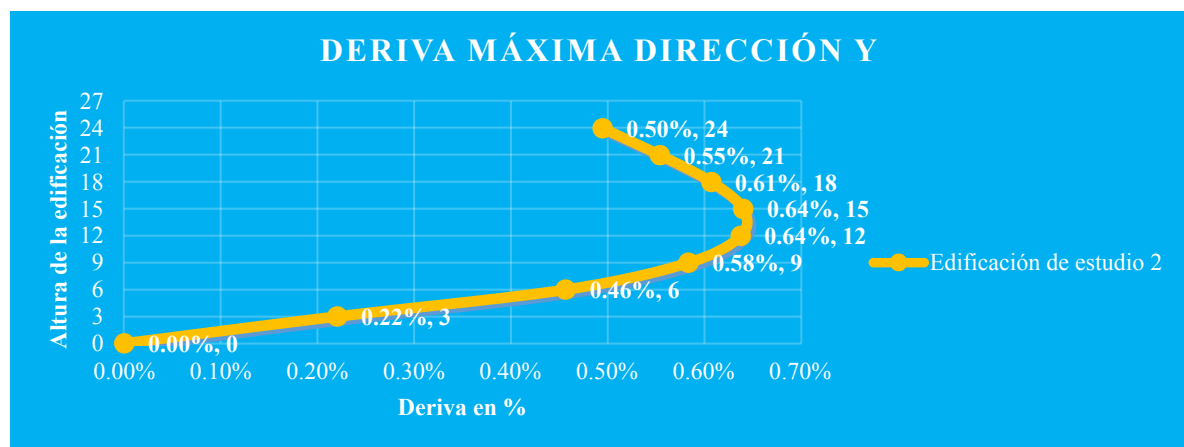


■ Análisis deriva máxima en dirección Y

Tabla 58. Resultado de la deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 2.

nivel j	h _j	desp x	desp y	deriva	deriva %	
N+ 24	24	0.03839555	0.11994845	0.014858953	0.50%	OK
N+ 21	21	0.033857667	0.105799383	0.016637126	0.55%	OK
N+ 18	18	0.02877885	0.089956417	0.018231557	0.61%	OK
N+ 15	15	0.023216717	0.072594033	0.019221859	0.64%	OK
N+ 12	12	0.017355717	0.054287517	0.019146665	0.64%	OK
N+ 9	9	0.011520917	0.036051567	0.017525605	0.58%	OK
N+ 6	6	0.006183	0.01935865	0.01370847	0.46%	OK
N+ 3	3	0.002010533	0.0063006	0.006613608	0.22%	OK

Figura 83. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 2.



- Se cumple la deriva máxima en las dos direcciones X y Y de acuerdo con los requisitos especificado por la norma sismo resistente NSR-10.

5.2.9 Paso 9. Combinación de diseño y coeficiente de capacitación disipación de energía.

5.2.9.1 Las combinaciones de diseño usadas en el diseño estructural. Las combinaciones se especifican en el numeral 5.1.9.1.

5.2.9.2 Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R . El coeficiente de capacidad de disipación de energía, es uno de los parámetros de mayor importancia en el cálculo de las cargas sísmicas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de una edificación. El factor R se utiliza para reducir la intensidad de las cargas usadas para el diseño.

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0 \text{ (Ecuacion 9)}$$

Donde:

- R_0 =Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico.

La Tabla 59 define $R_0=5$ para el sistema combinado de pórticos y muros de concreto.

Tabla 59. *Tabla A.3-2 NSR.10 sistema estructural combinado de pórticos y muros de concreto con capacidad de energía (DMO).*

SISTEMA COMBINADO		VALOR	ZONA DE AMENAZA SISMICA	
Sistema resistencia sísmica (Fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales	R_0		
Muros de concreto con capacidad moderada de disipacion de energia	Porticos de concreto con capacidad moderada de disipacion de energia	5	Uso permitido SI	Altura maxima 72m
Moderada	Moderada			

- ϕ_a =Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. $\phi_a=1$
- Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. $\phi_p=1$
- Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia. $\phi_r=1$

A continuación, se procede determinar coeficiente de disipación de energía de la estructura de acuerdo con la ecuación 9:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r = 5 * 1 * 1 * 1 = 5$$

5.2.10 Paso 10. Diseño de elementos de concreto reforzado. *Diseño de vigas y columnas de concreto reforzado.*

En base a que los fundamentos de diseño de la estructura aporricada no son alterados en función de su sistema de la rigidización empleado, el autor con el fin dar una mayor claridad en el flujo de trabajo que se efectúa mediante la herramienta computacional DC-CAD, propone presentar un diagrama de flujo que represente el proceso de diseño y despieces y permita obtener una mayor comprensión.

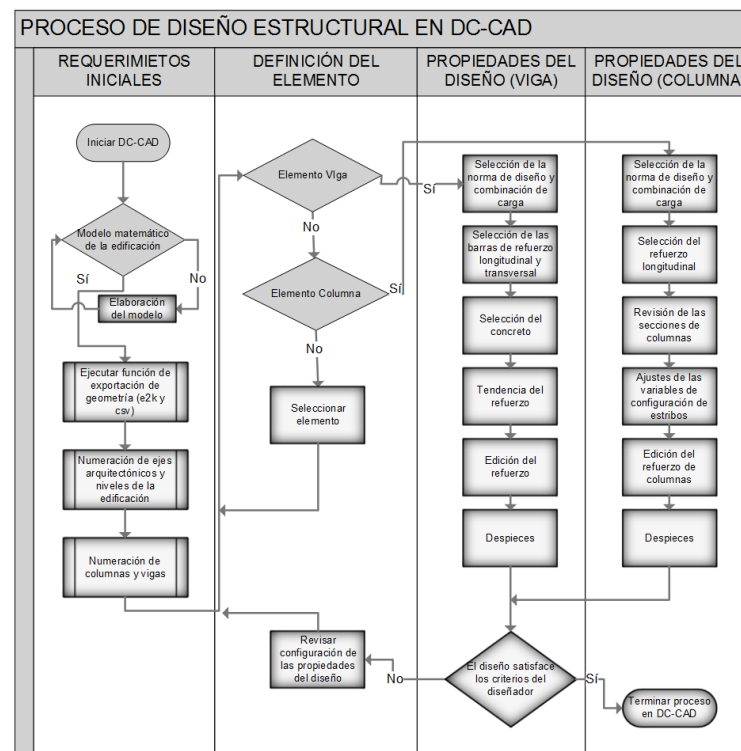


Figura 84. Diagrama de flujo del diseño en DC-CAD.

Se muestra el proceso de diseño de la viga VB el cual se realiza dentro en base de los algoritmos del software DC-CAD como se muestra en la Figura 84. De igual manera se muestra el diseño de las columnas

de sección 1.00mx0.70m y 0.70mx1.00m de acuerdo con los mismos criterios especificados en numeral

5.1.10

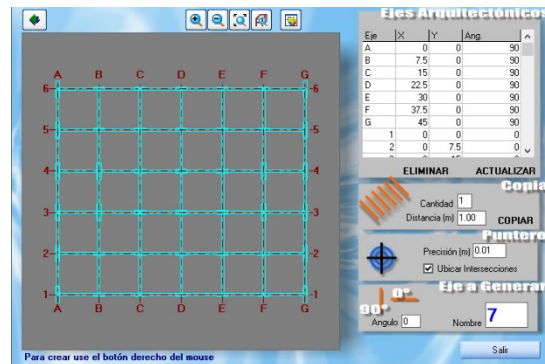


Figura 85. Planta estructural DC-CAD de la edificación de estudio 2.

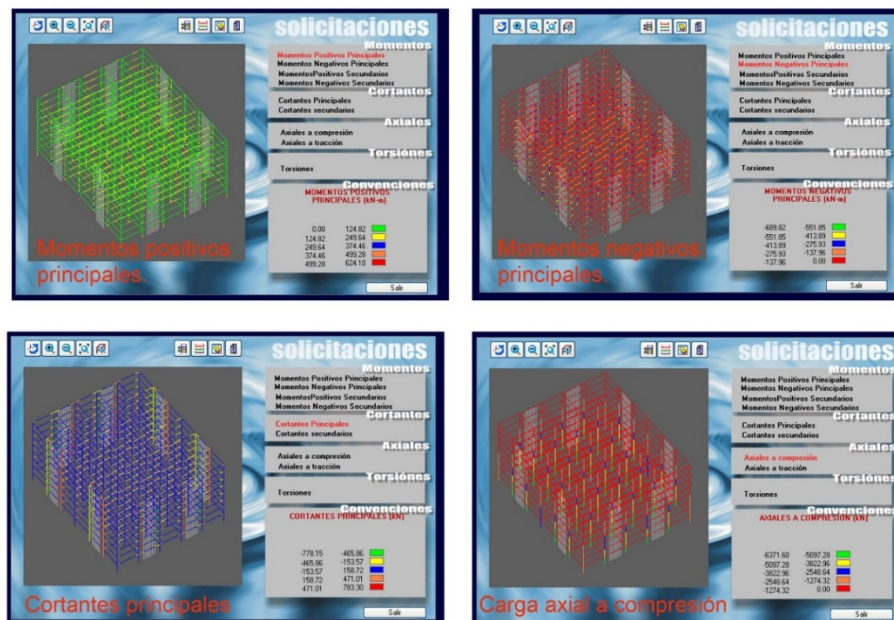


Figura 86. Solicitaciones de vigas y columna de la edificación de estudio 2.

5.2.10.1.1 *Diseño de vigas de la edificación de estudio 2.* Se realiza el diseño de todas las vigas acuerdo con lo estipulado en el numeral 5.1.10.5.



Figura 87. Interfaz de asignación de refuerzo para la viga VB.

A continuación, a modo de ejemplo se presenta el despiece de la viga VB.

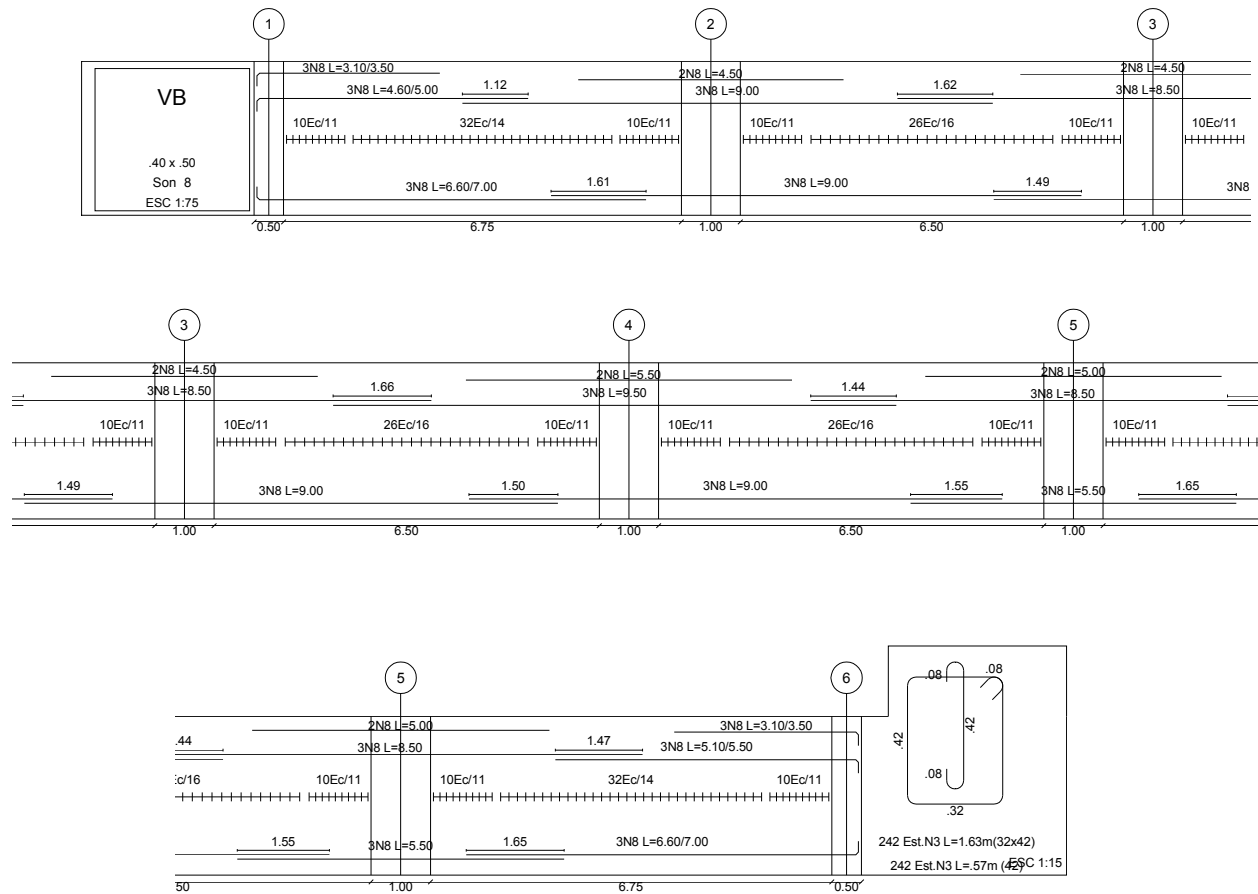


Figura 88. Resultado de despiece de la viga VB (Edificación de estudio 2).

En la planta estructural mostrada en la Figura 89 se indican los valores obtenidos de acero de refuerzo en el software de análisis estructural ETABSV15, en unidades de $[\text{cm}^2]$, estos valores sirven de referencia para la comparación con los valores del acero suministrado por el software DC-CAD y de esta manera minimizar la probabilidad en los despieces generados.

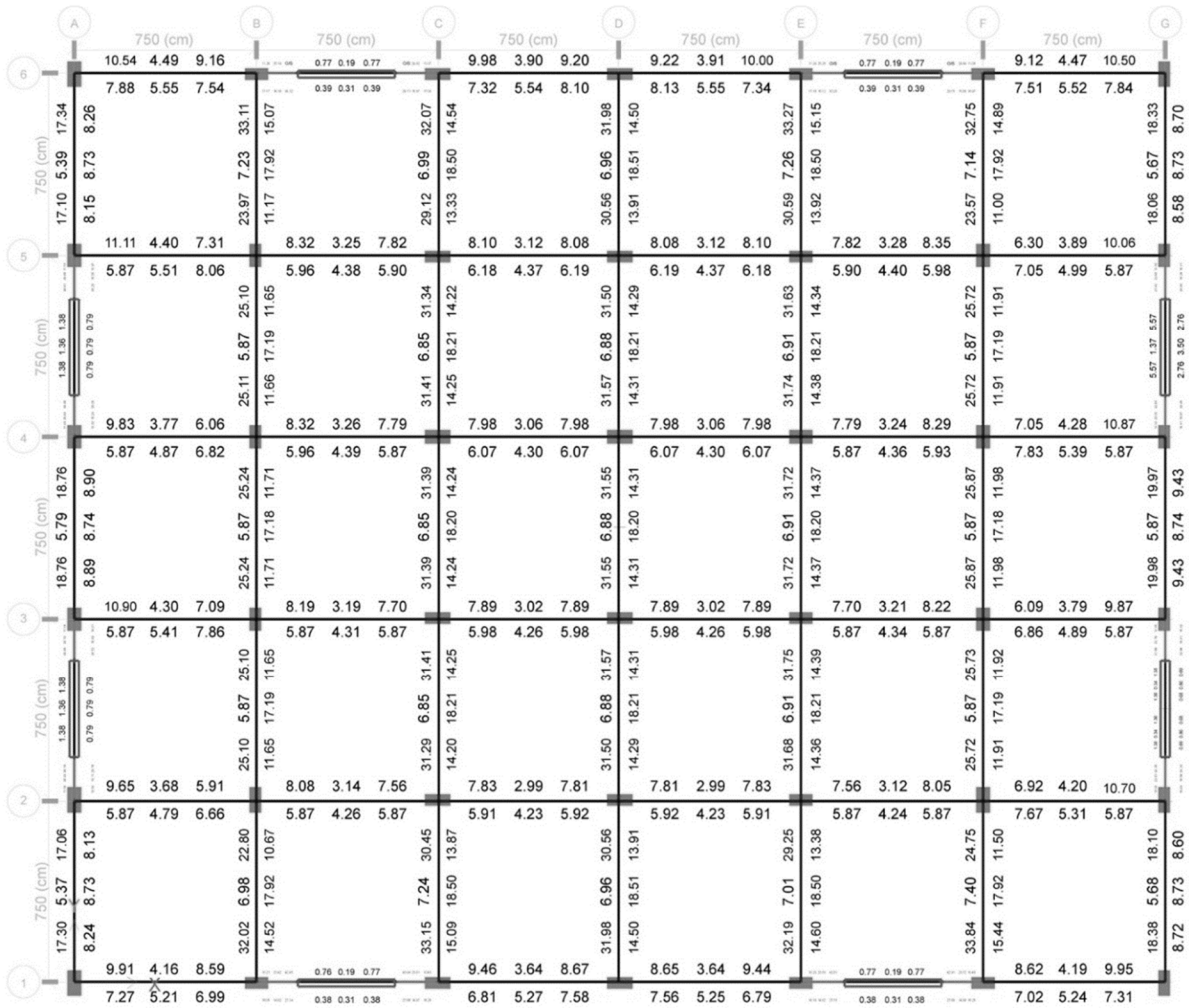


Figura 89. Acero requerido en vigas de los entrepisos N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00. (Edificación de estudio 2).

5.2.10.1.2 *Diseño de columnas de la edificación de estudio 2.* Se realiza el diseño de las columnas de acuerdo con lo estipulado en el numeral 5.1.10.6

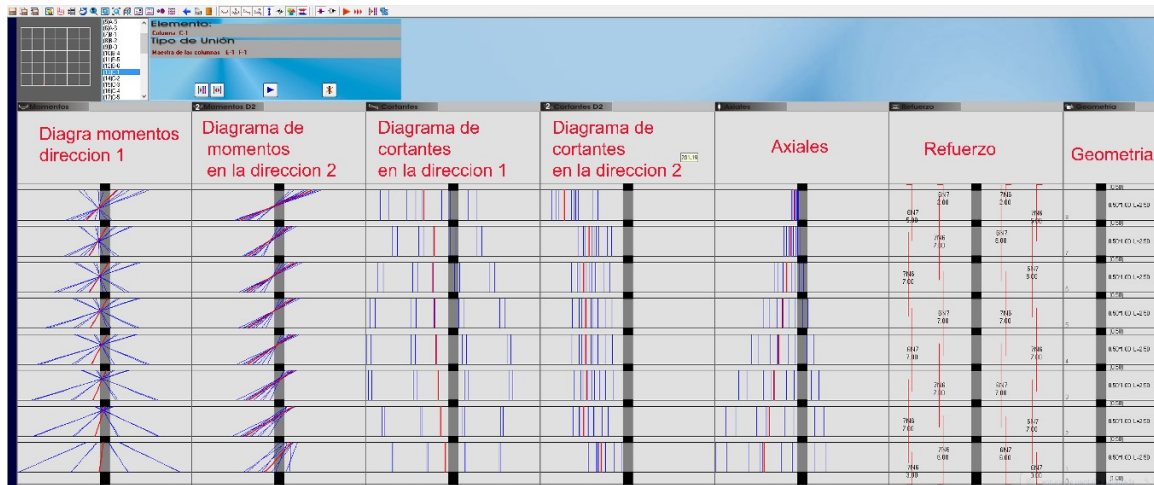
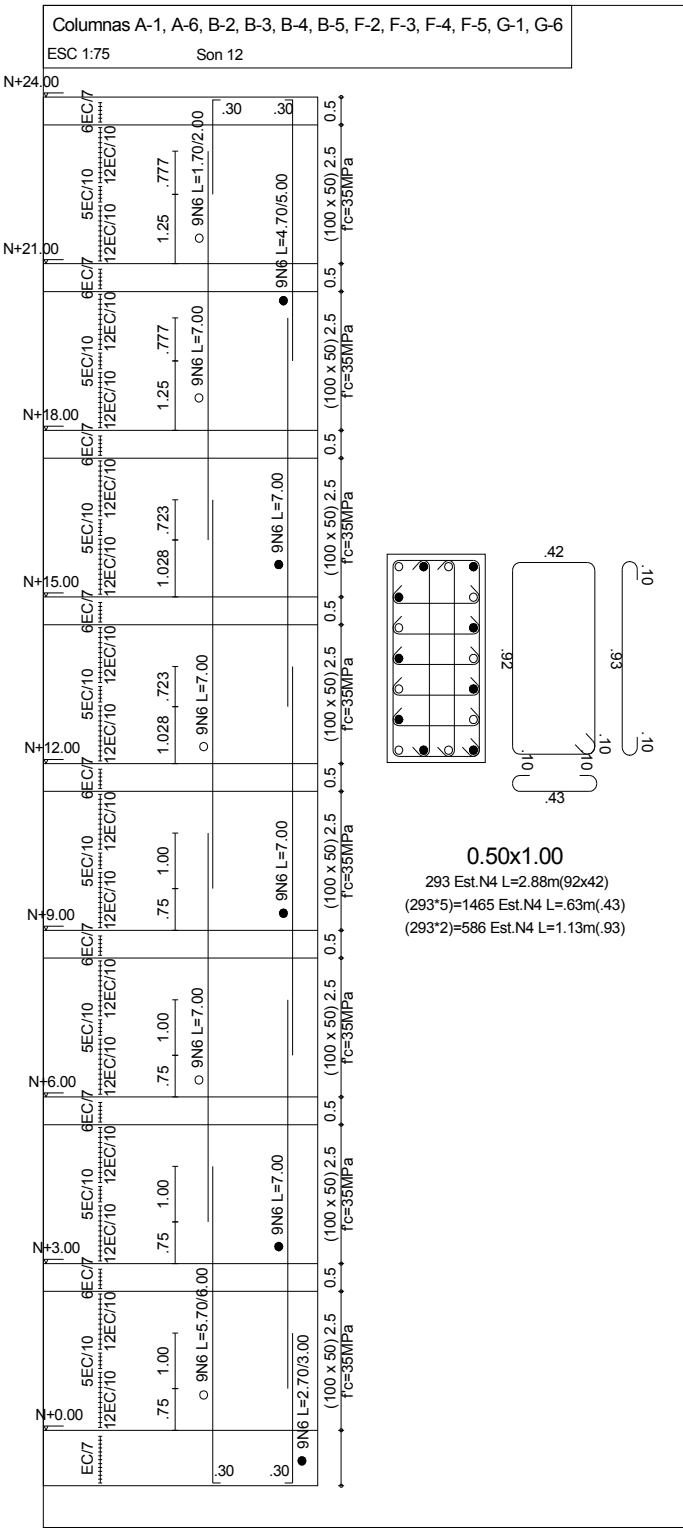


Figura 90. Interfaz de edición del refuerzo de columnas para la edificación de estudio 2.

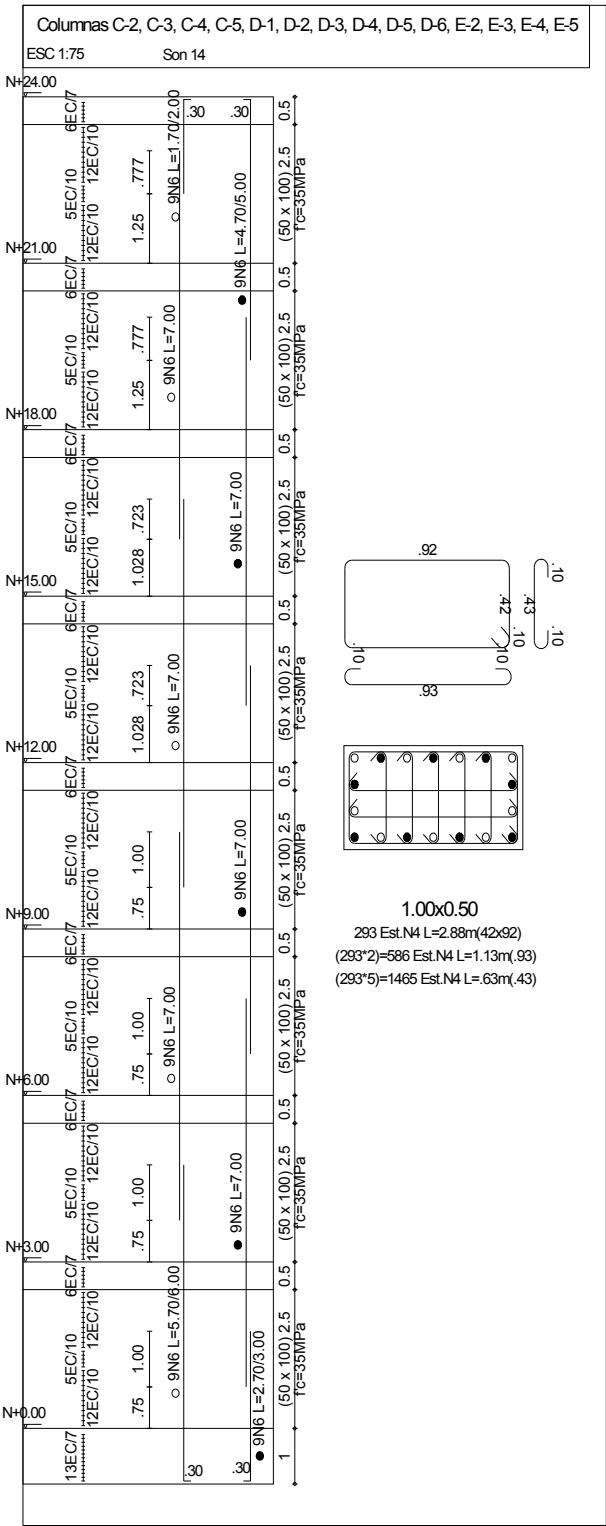


Figura 91. Superficie del diagrama de flexo compresión en columnas de la edificación de estudio 2.

- Ejemplo de Despiece de columnas 0.50mx1.00m.



- Ejemplo de Despieces de columnas 1.00mx0.50m.



- Acero de requerido en columnas en **cm²**.

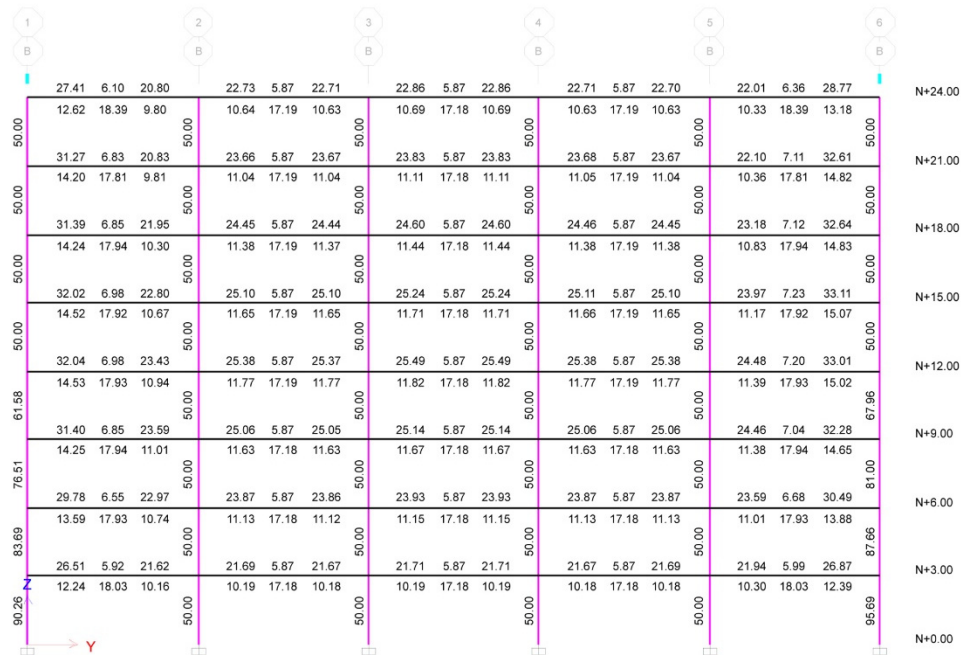


Figura 92. Acero requerido en columnas eje B.

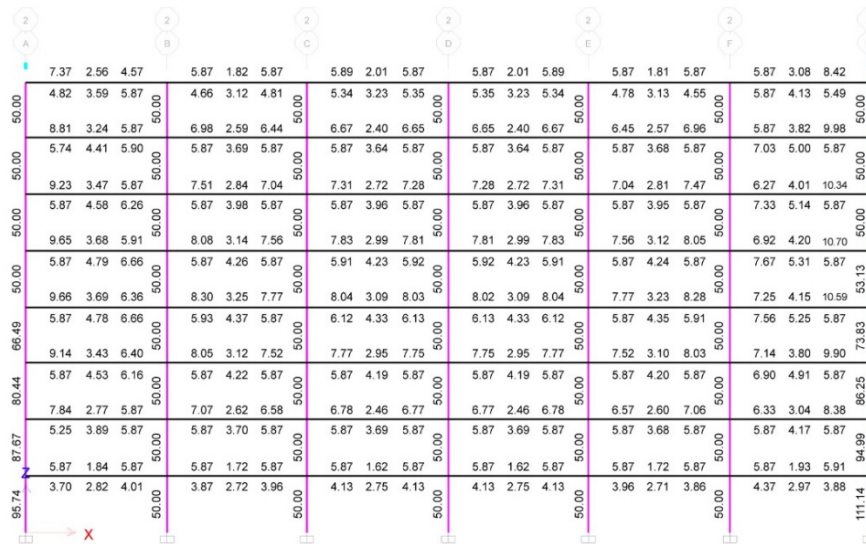


Figura 93. Acero requerido eje 2.

5.2.10.2 Diseño de Muro estructurales con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

5.2.10.2.1 *Importación de geometría y solicitaciones.* El diseño de los muros de concreto reforzado se realiza mediante el software DC-CAD3, El primer paso es la importación de la geometría y solicitaciones desde archivos con extensión e2k y csv respectivamente; la nueva versión del DC-CAD en comparación con la anterior permite importar el diseño del acero que realizan los diferentes programas de análisis estructural con los cuales establece una interoperabilidad.

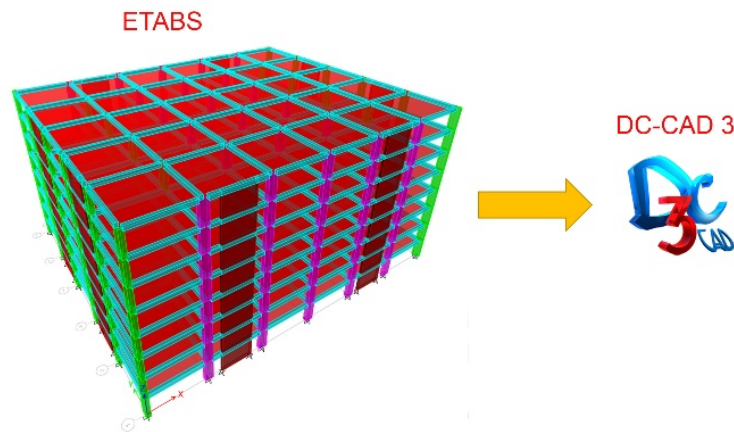


Figura 94. Lectura de geometría y solicitaciones. .

5.2.10.2.2 *Revisión de librería de mallas y barras de refuerzo.* Antes de realizar el diseño de los muros se debe verificar la librería de mallas y de barras de refuerzo, escogiendo los tipos más comerciales en cada país y además rectificar información importante como:

Peso de la barra, longitud de ganchos en 90° , 180° y 135° , traslapes y esfuerzo de fluencia de cada barra.

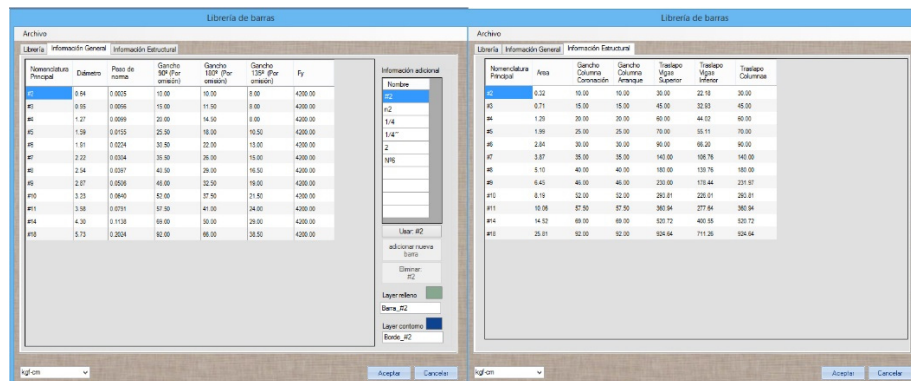


Figura 95. Librería de mallas del programa DC-CAD3. .

5.2.10.2.3 Configuración de las variables de diseño de muros. En esta sección se configuran los criterios que rigen el proceso de diseño de los muros estructurales, comenzando con la elección de la norma y combinaciones de carga de diseño empleada durante la etapa de análisis, posteriormente se selecciona el valor de la resistencia característica de concreto, recubrimientos, diámetros de mallas y barra de refuerzo, seguidamente se debe especificar el tipo de refuerzo indicando la configuración de armado mediante la combinación entre el uso de mallas y barras, por último se configuran los criterios de despieces de los elementos de borde, alma y longitudes de traslapo.

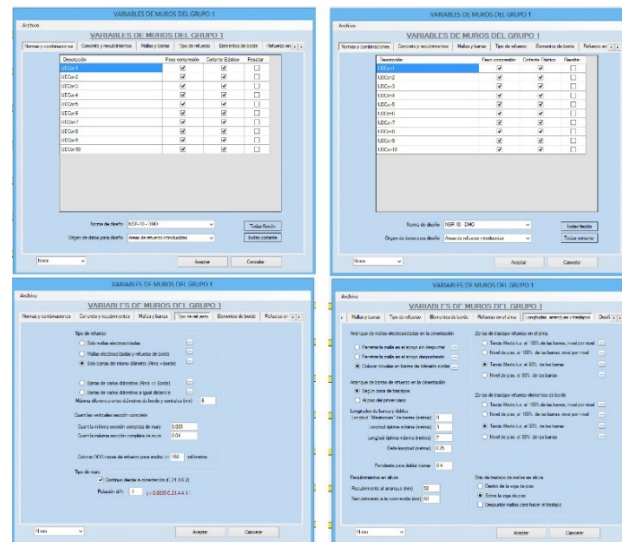


Figura 96. Variables de diseño y despieces de DC-CAD3. .

5.2.10.2.4 Revisión de los resultados. Una vez que las variables de diseño han sido definidas se procede a revisar los resultados obtenidos en el software DC-CAD3, para ello se chequean tres secciones las cuales son: geometría, sollicitación y refuerzo.

En la sección de geometría se chequean que las dimensiones estén acordes a lo planteado inicialmente en el análisis estructural y de igual manera es posible la modificación de estas en caso de evidenciar falencias, en la sección de sollicitación se verifica que las fuerzas empleadas durante el proceso de diseño sean iguales a las reportadas en el análisis estructural, y por último en la sección de refuerzo se chequea la

configuración y disposición del armado garantizando que se cumpla con la restricciones contempladas en código de construcción sismos resistente NSR-10.

Es válido aclarar que durante el proceso de diseño es posible verificar los resultados de la capacidad a cortante, flexión y flexo compresión en función de la disposición del refuerzo, de ser necesario es factible la modificación de la disposición de este mediante una ventana de control principal ,ver Figura 97, que permite la variación de los parámetros y a la vez muestra los diagrama de flexo compresión en el cual se debe verificar que todos los puntos de solicitación estén dentro de la frontera y de esta manera cumplir con los requisitos que garantizan un óptimo desempeño.

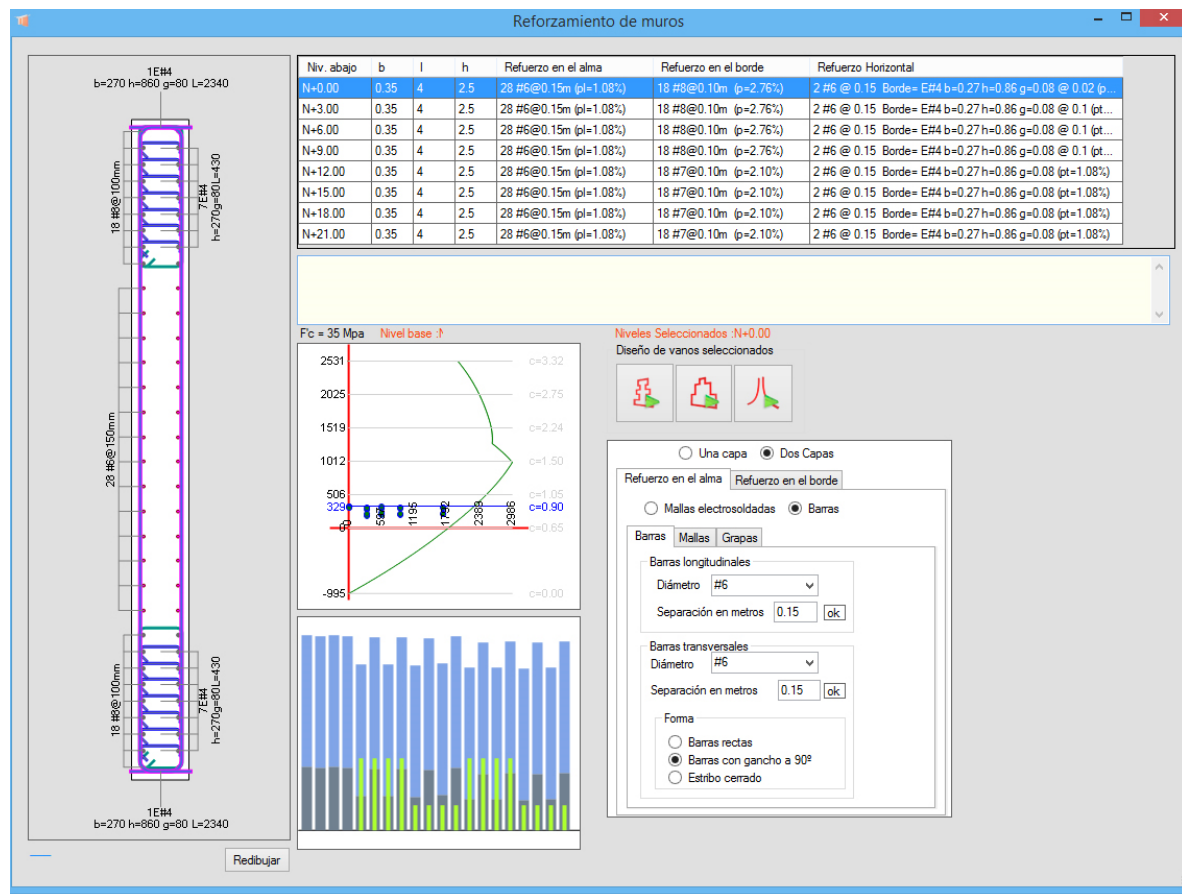


Figura 97. Ventana de control principal. .

5.2.10.2.5 *Revisión del área de acero de diseño a flexión, cortante y flexo compresión de los muros mediante el programa ETABS V15.*

Con el fin de garantizar una calidad óptima en el resultado final del procedimiento de diseño, se recomienda realizar un chequeo de las áreas de refuerzo de acero antes de la ejecución de la rutina en el DC-CAD con el fin de verificar que las distintas solicitaciones y resultados cumplan con los parámetros exigidos por la NSR-10.

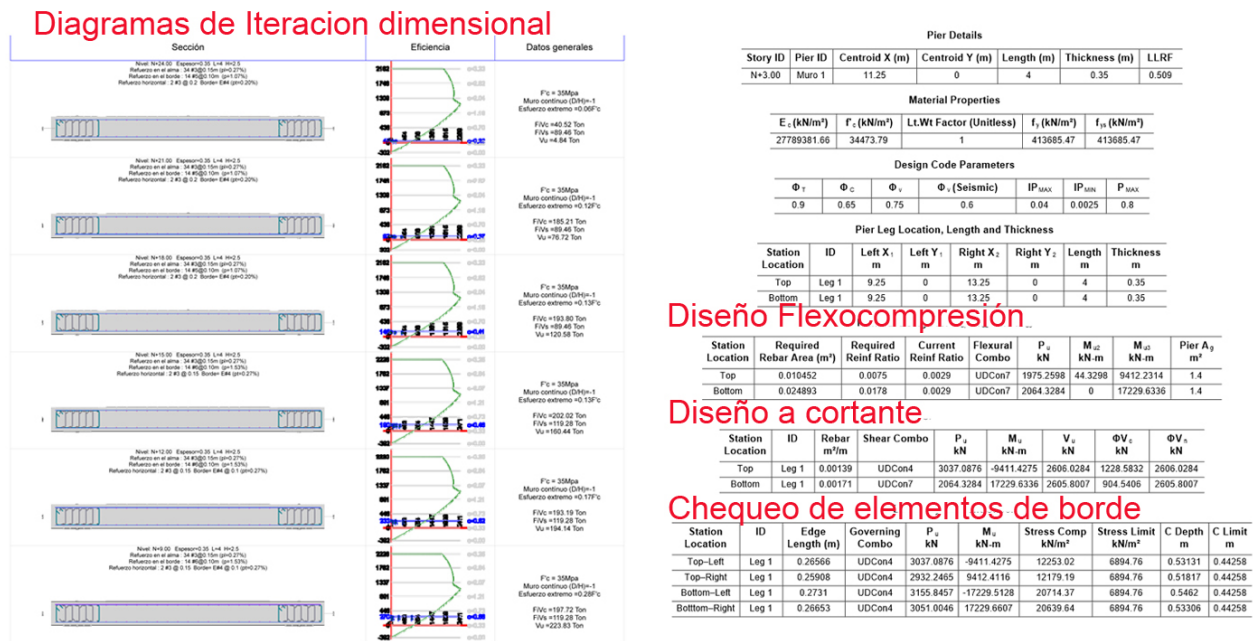


Figura 98. Diseño de muro de concreto reforzado en ETABSV15 y en DC-CAD3.

Como dice (Segura Franco, 2006), En la mayoría de los diseño de muros, el refuerzo para resistir la flexión se aloja en los extremos. En algunos casos, para mejorar el comportamiento en flexión, dichos extremos son engrosados, sin embargo, muchos diseñadores optan por no hacerlo y alojan el refuerzo que resistirá la flexión, en los extremos del muro.

A continuación, se especifica el despiece del muro 1 en cual se indican las secciones transversales y corte en elevación.

■ Secciones transversales

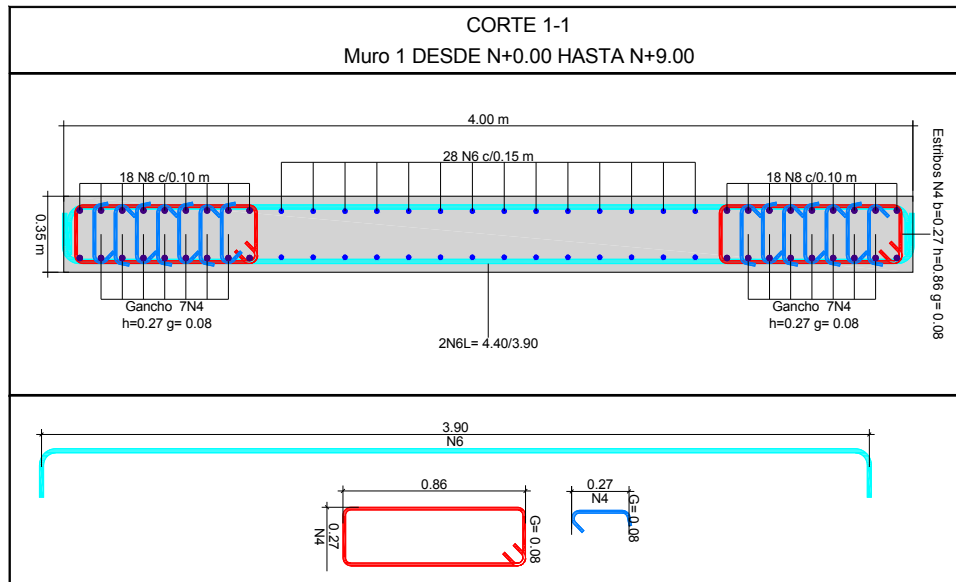


Figura 99. Corte estructural N+0.00 hasta N+12.00.

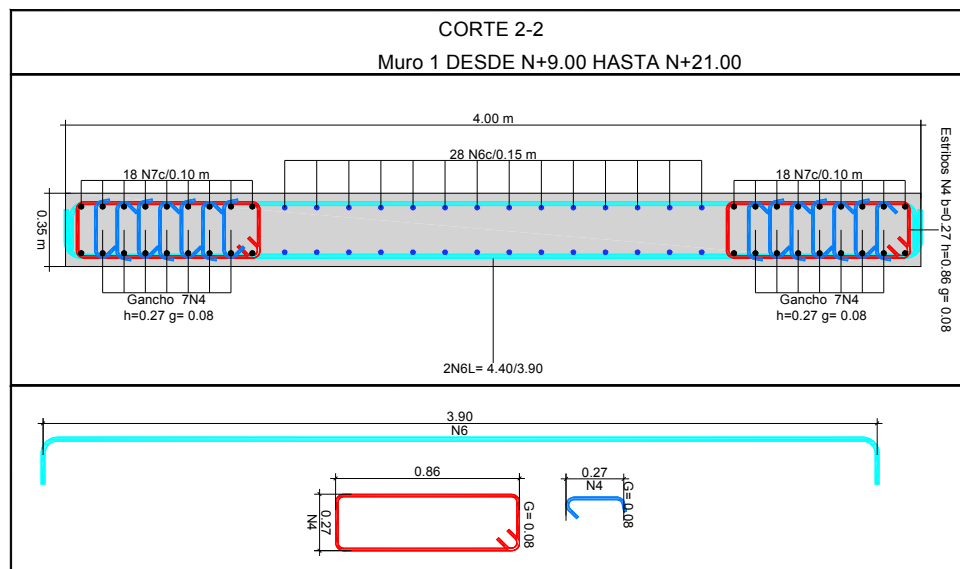


Figura 100. Corte estructural N+12.00 hasta N+24.00.

■ Corte frontal

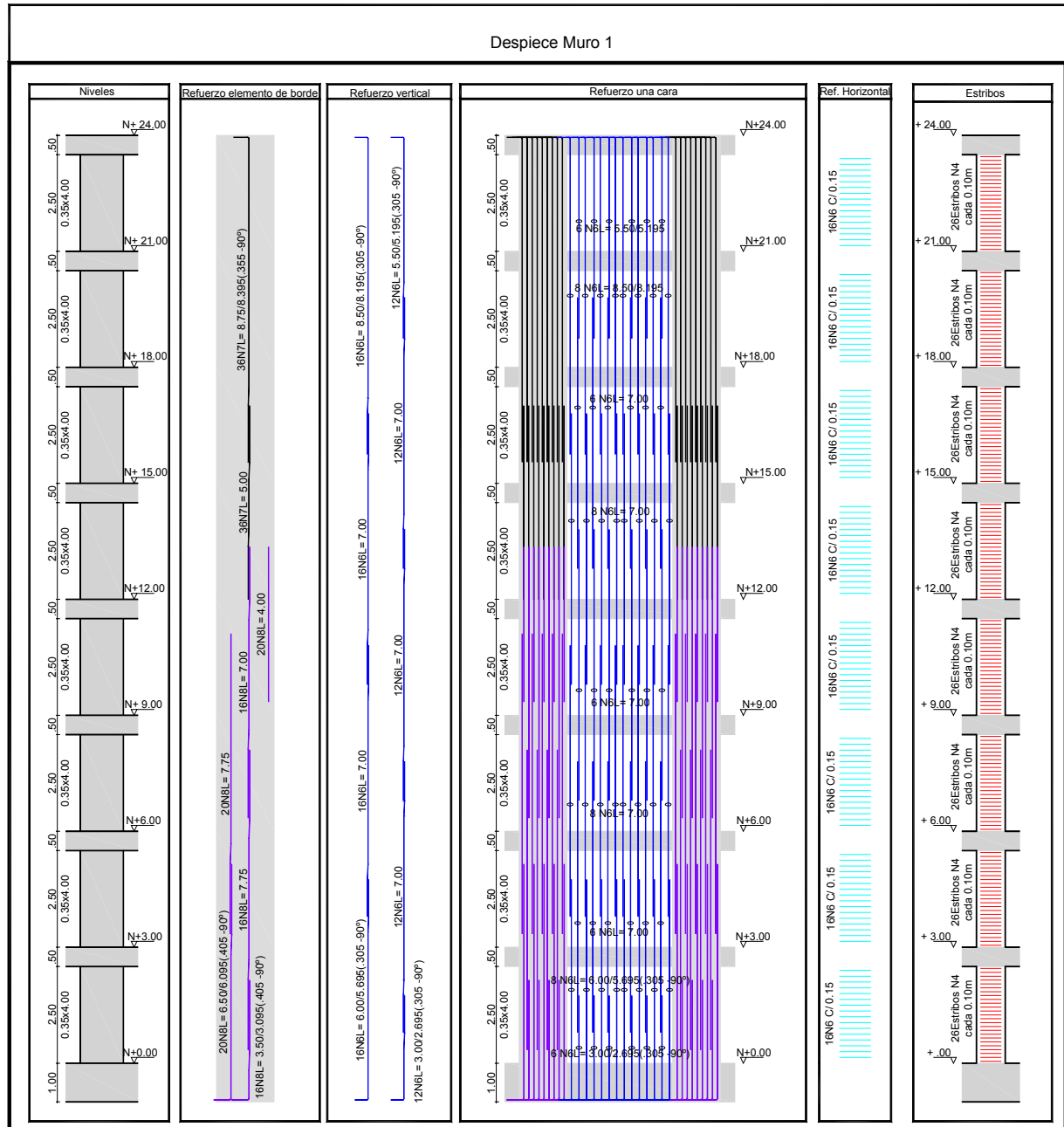


Figura 101. Corte frontal muro tipo 1.

edificación de estudio 2 se siguen los pasos anteriormente enunciados en el numeral 5.1.10.7.

En la Figura 102 se muestra la planta de cimentación del modelo analítico, en la cual se especifican los ejes estructurales que circundan lateralmente los muros estructurales, estos ejes son utilizados en la Tabla 60 para referenciar las reacciones de los muros.

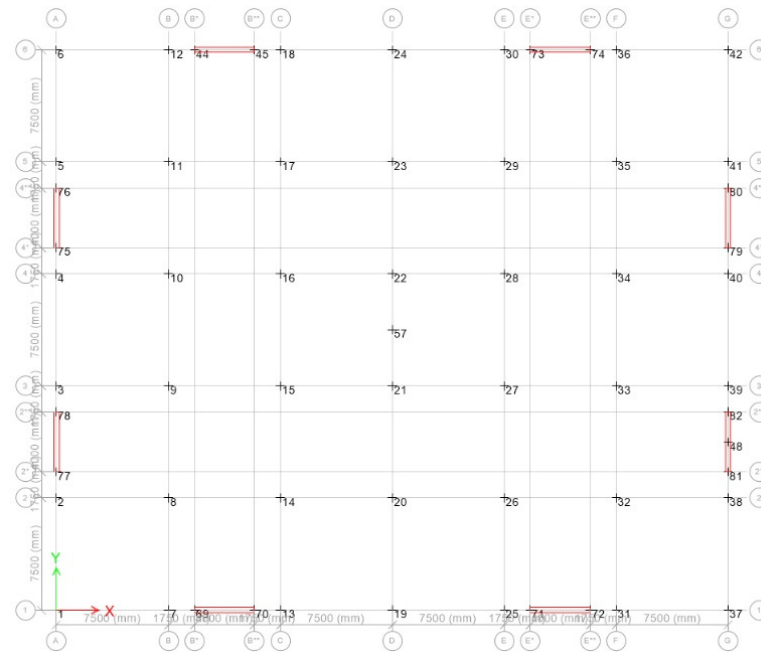


Figura 102. Planta de cimentación del modelo numérico edificación de estudio 2.

Reacciones en la base en KN por carga Muerta +Viva													
Ejes		A	B	B*	B**	C	D	E	E*	E**	F		G
6		1617	1898	1317	1317	1907	2780	1907	1317	1317	1898		1617
5		1605	4971			5021	5034	5021			4971		1605
4**		1641											1641
4*		1641											1641
4		1605	4988			5040	5038	5040			4988		1605
3		1605	4988			5040	5038	5040			4988		1605
2**		1641											1641
2*		1641											1641
2		1605	4971			5021	5034	5021			4971		1605
1		1617	1898	1317	1317	1907	2780	1907	1317	1317	1898		1617

Tabla 60. *Reacciones debido a la carga de servicio de la edificación de estudio 2*

Area requerida de zapatas en [m2]											
Ejes	A	B	B*	B**	C	D	E	E*	E**	F	G
6	3.2	3.8	2.6	2.6	3.8	5.6	3.8	2.6	2.6	3.8	3.2
5	3.2	9.9			10.0	10.1	10.0			9.9	3.2
4**	3.3										3.3
4*	3.3										3.3
4	3.2	10.0			10.1	10.1	10.1			10.0	3.2
3	3.2	10.0			10.1	10.1	10.1			10.0	3.2
2**	3.3										3.3
2*	3.3										3.3
2	3.2	9.9			10.0	10.1	10.0			9.9	3.2
1	3.2	3.8	2.6	2.6	3.8	5.6	3.8	2.6	2.6	3.8	3.2

Tabla 61. Áreas requeridas de zapatas para la edificación de estudio 2

Dimensiones de zapatas centricas y combinadas											
Ejes	A	B	B*	B**	C	D	E	E*	E**	F	G
6	1.80		b=1.8mxL=7.5m			2.36		b=1.8mxL=7.5m			1.80
5	b=1.8mxL=7.5m	3.2			3.2	3.2	3.2			3.2	b=1.8mxL=7.5m
4**											
4*											
4											
3											
2**	b=1.8mxL=7.5m	3.2			3.2	3.2	3.2			3.2	b=1.8mxL=7.5m
2*											
2		3.2			3.2	3.2	3.2			3.2	
1	1.80		b=1.8mxL=7.5m			2.36		b=1.8mxL=7.5m			1.80
Zapata combinada											

Tabla 62. Dimensiones de zapatas céntricas y combinadas de la edificación de estudio 2

A continuación, se presenta un ejemplo de diseño zapata aislada perteneciente a la columna D-3 para la Edificación de estudio 2.

Diseño de zapata centrada-Edificación de estudio 2, Columna D-3

1) DATOS DE ENTRADA

Nodo	21
------	----

1.1) Cargas

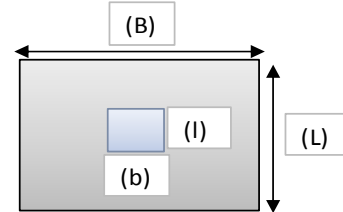
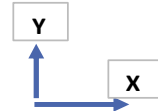
Carga Muerta	4228	[kN]
Carga Viva	810	[kN]

1.2) Dimensiones de columnas

Ancho (b)	0.5	[m]
Largo (l)	1	[m]

1.3) Características del suelo

Capacidad portante	500	[kN/m ²]
Profundidad	1	[m]
H ciclópeo	0	[m]



Factores	Ø cortante	0.75
NSR-10	Ø flexión	0.9
	Ø aplast.	0.65
	Factor D	1.2
	Factor L	1.6

2) DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

Materiales

Conc. ref.	35	f'c [Mpa]
Conc. ciclóp.	19	f'c [Mpa]

Peso espec.

Conc. ref.	24	[kN/m ³]
Conc. ciclóp.	21	[kN/m ³]

2.1) Predimensionamiento de zapatas

Área requerida	10.08	[m ²]
Lado	3.17	[m]

2.2) Dimensionamiento de zapatas suministradas

Ancho zapata (B)	3.2	[m]
Largo de zapata (L)	3.2	[m]

CUMPLE

Altura de zapata	1	[m]
Recubrimiento	0.07	[m]
d	0.93	[m]

3) DISEÑO A CORTANTE

3.1) ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

Pu [1.2D+1.6L]	6369.70	[kN]
Presión Qu	622.04	[kN/m ²]
Perímetro crítico	6.72	[m]
Área crítica (planta)	2.76	[m ²]
Vu por punzonam.	4652.93	[kN]
Ø Vc	9243.28	[kN]

CUMPLE

3.2) ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTANTE POR ACCIÓN DE VIGA

Vux	836	[kN]	Vuy	338	[kN]
Ø Vex	2201	[kN]	Ø Vcy	2201	[kN]

CUMPLE

4) RESISTENCIA DE DISEÑO POR CONTACTO

A1	0.50	[m ²]	lado a2 x	3.2
A2	10.24	[m ²]	lado a2 y	3.2
Pu apla.	6370	[kN]		
Ø Pn	19338	[kN]		

CUMPLE

5) RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

ρ cuantía mínima	0.002				
Momento en y	1813.87	[kN]	Momento en x	1204.27	[kN]
px	0.001756		py	0.001161	
Asx	5952	[mm ²]	Asy	5952	[mm ²]
Barras N	6		Separación	0.15	[m]

CUMPLE

Figura 103. Hoja de cálculo para el diseño de zapatas de la edificación de estudio 2.

5.2.11 Paso 11. Cantidades de concreto y acero de refuerzo Edificación de estudio 2

5.2.11.1 Volumen de concreto en $[m^3]$. En la Tabla 63 se indica el volumen de concreto de vigas, columnas, muros y zapatas para los 8 pisos que conforman la Edificación de estudio 2

Tabla 63. *Volumen total de concreto de la Edificación de estudio 2.*

Volumen de concreto	m^3
Vigas	763
Columnas	504
Muros	269
Zapatas	328
Total	1864

- El Volumen de concreto de la Edificación de estudio 2 es $1864m^3$

5.2.11.2 Cantidad de acero de refuerzo en vigas $[kg]$

Tabla 64. *Kilogramos acero refuerzo de vigas de la Edificación estudio 2.*

Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento $[kg]$	Peso total de elementos $[kg]$
Viga V1	8	2553	20422
Viga V2	8	958	7663
Viga V3	8	958	7663
Viga V4	8	958	7663
Viga V5	8	958	7663
Viga V6	8	2553	20422
Viga VA	8	2398	19185
Viga VB	8	1645	13160
Viga VC	8	1751	14008
Viga VD	8	1751	14008
Viga VE	8	1751	14008
Viga VF	8	1642	13132
Viga VG	8	2391	19125
Total	104		178120

- Los kilogramos de acero de vigas de la Edificación de estudio 2 son 178120[kg]
- Las toneladas de acero de vigas de la Edificación de estudio 2 son 178 [t].

En la Figura 104 se especifica un ejemplo del resumen obtenido por el software DL-NET para las cantidades del refuerzo longitudinal y de los estribos de las vigas mencionadas.

V1/N=15.00 (Son 8) _Peso/Elemento= 2552.79Kg _Peso 8 elementos=20422.31Kg				
DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
0.30				
4.75	8	N6	5.00	(Total =64)
9.00	28	N8	9.00	(Total =224)
6.50	24	N8	5.50	(Total =192)
9.00	4	N6	9.00	(Total =32)
0.40				
5.10	3	N8	5.50	(Total =24)
8.50	4	N8	8.50	(Total =32)
7.50	4	N8	7.50	(Total =32)
0.30				
6.20	4	N6	6.50	(Total =32)
	304	N3	2.03	(Total =2432)
	224	N3	0.57	(Total =1792)
	80	N3	1.39	(Total =544)

VD/N=15.00 (Son 8) _Peso/Elemento= 1731.09Kg _Peso 8 elementos=14008.01Kg				
DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
0.40				
4.60	3	N8	5.00	(Total =24)
3.10	6	N8	3.50	(Total =48)
9.00	12	N8	9.00	(Total =96)
4.50	6	N8	4.50	(Total =48)
8.50	6	N8	8.50	(Total =48)
9.50	3	N8	9.50	(Total =24)
5.50	6	N8	5.50	(Total =48)
5.00	3	N8	5.00	(Total =24)
0.40				
5.10	3	N8	5.50	(Total =24)
6.60	6	N8	7.00	(Total =48)
	270	N3	1.93	(Total =2160)
	270	N3	0.57	(Total =2160)

Figura 104. Kilogramos de acero de refuerzo de vigas V1 y VD.

5.2.11.3 Cantidades de acero de refuerzo en columnas [kg]

Tabla 65. Kilogramos acero refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 2.

Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento [kg]	Peso total de elementos[kg]
Columnas A-1, A-6, B-2, B-3, B-4, B-5, F-2, F-3, F-4, F-5, G-1, G-6	12	3581.07	42973
Columnas A-2, A-4	2	4162.76	8326
B1	1	3957.23	3957
Columnas A-5, A-3	2	4162.76	8326
Columnas B-6, E-6	2	4162.76	8326
C-1, E-1, F-1	3	3904.34	11713
Columnas C-2, C-3, C-4, C-5, D-1, D-2, D-3, D-4, D-5, D-6, E-2, E-3, E-4, E-5	14	3581.07	50135
C-6, F-6	2	4216.38	8433
G-2, G-4	2	4229.79	8460
G-3, G-5	2	4308	8616
Total	42		159263

En la Figura 105 se especifica un ejemplo del resumen obtenido por el software DL-NET para las cantidades del refuerzo longitudinal y de los estribos de las columnas mencionadas.

Columnas A-1, A-6, B-2, B-3, B-4, B-5, F-2, F-3, F-4, F-5, G-1, G-6 (Son 12) Peso/Elemento= 3581.07Kg Peso 12 elementos=42972.79Kg

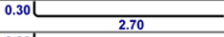
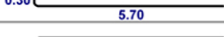
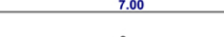
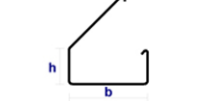

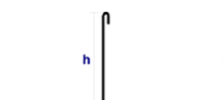
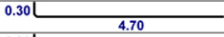
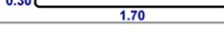
DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	9	N6	3.00	(Total =108)
	9	N6	6.00	(Total =108)
	54	N6	7.00	(Total =648)
	293	N4	2.88	(Total =3516)
	1465	N4	0.63	(Total =17580)
	586	N4	1.13	(Total =7032)
	9	N6	5.00	(Total =108)
	9	N6	2.00	(Total =108)

Figura 105. Kilogramos de acero de refuerzo de las columnas A-1, A-6,B-2,B-3,B-4,B-5,F-2,F-3,F-4,F-5,G-1,G-6.

- Kilogramos de acero de refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 2 son 159263 [kg].
- Las toneladas de acero de refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 2 son 159 [t].

5.2.11.4 Cantidad de acero de refuerzo en muros de concreto reforzado [kg]. En la Tabla 66 se indican las cantidades de acero de refuerzo de los ocho muros de la Edificación de estudio 2

Tabla 66. Kilogramos de acero de refuerzo de los Muros tipo 1,2,3,4,5,6,7,8.

Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento [kg]
Muro 1	1	13206
Muro 2	1	13206
Muro 3	1	13206
Muro 4	1	13206
Muro 5	1	13206
Muro 6	1	13206
Muro 7	1	13206
Muro 8	1	13206
Total	8	105648

En la Figura 106 se especifica un ejemplo del resumen obtenido por el software DL-NET para las cantidades del refuerzo longitud y de los estribos del muro tipo 1.
















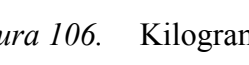







Muro 1 Peso= 13206.74(kg)						Muro 1 Peso= 13206.74(kg)					
Esquema	Cantidad	Nomenclatura	Longitud	Peso	Peso Total	Esquema	Cantidad	Nomenclatura	Longitud	Peso	Peso Total
	20	#8	6.50	25.825	516.49		16	#6	8.50	18.998	303.96
	16	#8	3.50	13.905	222.488		12	#6	5.50	12.293	147.51
	20	#7	5.00	15.21	304.20		416	#4	2.42	2.405	1,000.68
	16	#7	8.00	24.335	389.376		2912	#4	0.43	0.427	1,244.647
	36	#8	7.75	30.791	1,108.467		448	#6	4.40	9.834	4,405.632
	20	#8	4.00	15.892	317.84		64	#6	4.40	9.834	629.376
	16	#8	7.00	27.811	444.976						
	20	#7	8.75	26.618	532.35						
	16	#7	5.75	17.492	279.864						
	16	#6	6.00	13.41	214.56						
	12	#6	3.00	6.705	80.46						
	68	#6	7.00	15.645	1,063.86						

Figura 106. Kilogramos de acero de refuerzo muro tipo 1.

- Los kilogramos de acero de muros de la Edificación de estudio 2 son 48799 [kg]
- Las toneladas de acero de refuerzo de los muros de la Edificación de estudio 2 son 49 [t].

5.2.11.5 Cantidad de acero de refuerzo en zapatas [kg]. En la Tabla 67 se indica las cantidades del refuerzo de las zapatas de la Edificación de estudio 2.

Tabla 67. Kilogramos acero de refuerzo de zapatas de la Edificación de estudio 2.

DIAGRAMA	CANTIDAD	DIÁMETRO	LONGITUD [m]	PESO [kg]	NOTAS
	192	N6	2.30	981.76	Ref.inf y sup de zapatas centricas
	128	N6	2.90	825.24	Ref.inf y sup de zapatas centricas
	1707	N6	3.70	14038.63	Ref.inf y sup de zapatas centricas
	1600	N7	2.30	11135.66	Ref. inferior y superior de combinadas
	384	N7	8.00	9295.85	Ref. inferior y superior de combinadas
TOTAL [kg]				36277	

- Los kilogramos de acero de zapatas de la Edificación de estudio 2 son 36277[kg]
- Las toneladas de acero de refuerzo de zapatas de la Edificación de estudio 2 son 36 [t]

5.2.11.6 Resumen de cantidades de acero de refuerzo y volumen de concreto de la Edificación de estudio 2. Finalmente queda consignado los totales de volumen de concreto y las cantidades de acero de refuerzo suministrados para Edificación de estudio 2 Ver Tabla 68.

Tabla 68. *Resumen de cantidades de concreto y acero de refuerzo de la Edificación de estudio 2.*

Volumen de concreto en m ³	
Elemento	Volumen
Vigas	763
columnas	504
Zapatas	269
Muros	328
Total	1864

Cantidad acero de refuerzo		
Elemento	Kilogramos	Toneladas
Vigas	178120	178
columnas	159263	159
Muros	48779	49
Zapatas	36277	36
Total	422439	422

5.3 Edificación de estudio 3

La tercera edificación de estudio corresponde a un sistema estructural combinado de pórticos de concreto con diagonales concéntricas en X con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

5.3.1 Paso 1. Predimensionamiento estructural. Se estudiará el edificio de 8 niveles mostrado en la Figura 107 y siguientes.

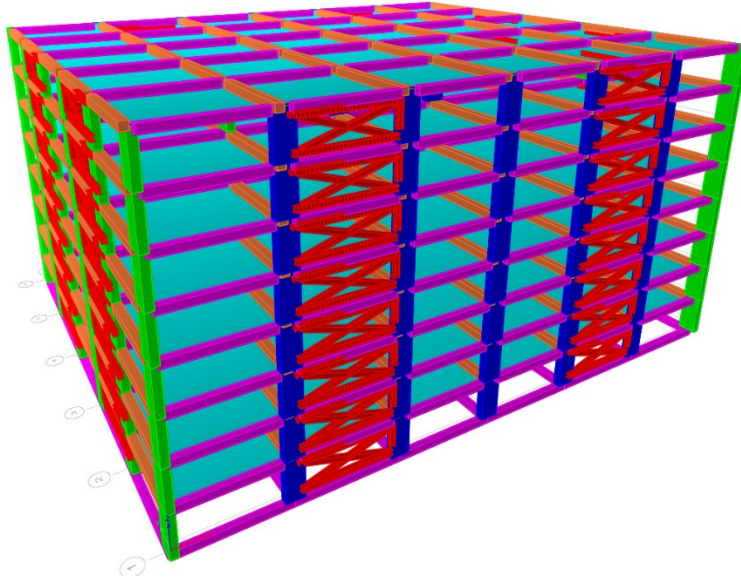


Figura 107. Edificio combinado de pórticos en concreto con diagonales concéntricas en X con capacidad de disipación de energía moderada.

5.3.1.1 Predimensionamiento de columnas y arriostramientos. Secciones de columnas en color verde (0.50mx1.30m), columnas en color azul (1.30mx0.50m) y secciones de arriostramientos W12x45(color rojo).

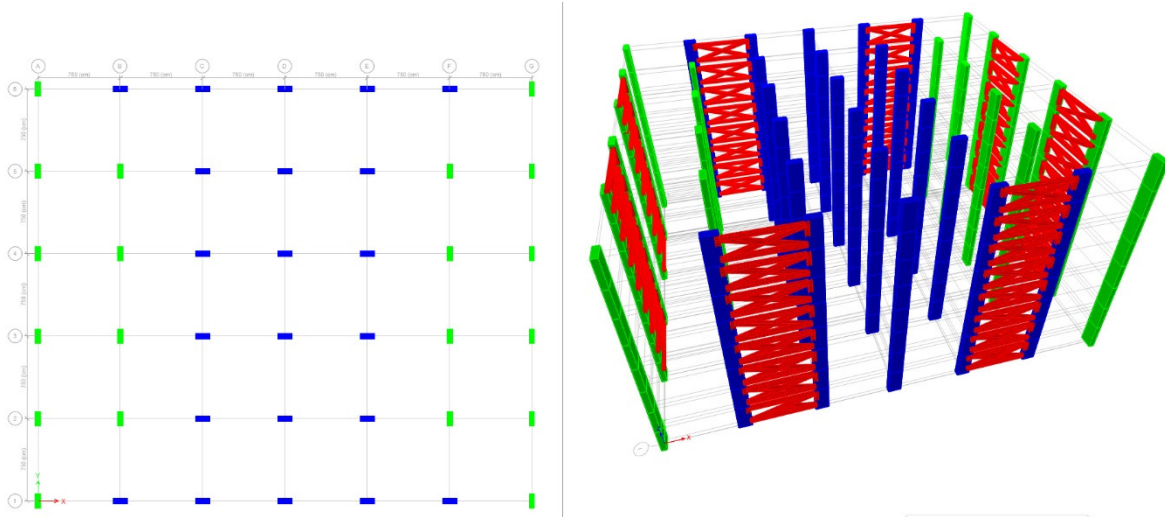


Figura 108. Identificación de columnas y arriostramientos de la edificación de estudio 3.

5.3.1.2 Predimensionamiento de vigas y placa. Secciones de vigas en color magenta (0.40mx0.5m), vigas en color naranja (0.50mx0.50m) y placa de entrepiso en color cian (0.50m de altura).

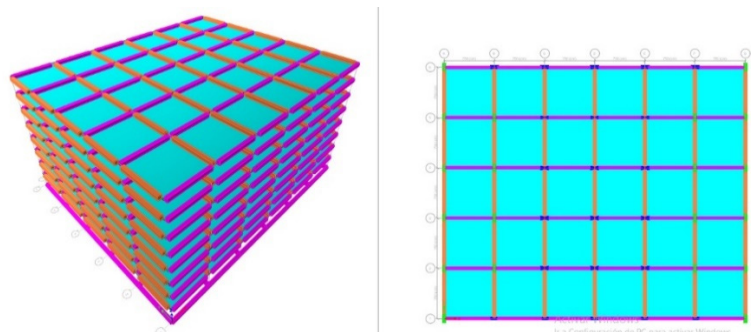


Figura 109. Identificación de vigas y placas de la Edificación de estudio 3.

5.3.1.3 Materiales.

- Columnas en concreto de 35Mpa (Color rojo)
- Vigas y placas aligeradas en concreto de 28Mpa (color gris)
- Arriostramientos metálicos acero A572 Grado 50 (color amarillo)

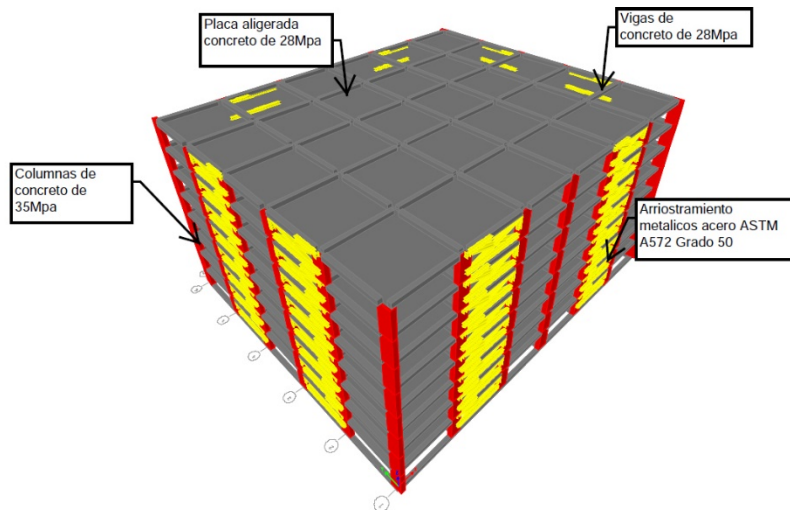


Figura 110. Materiales de elementos estructurales de la Edificación de estudio 3.

5.3.1.4 Geometría general en planta.

Como se puede observar en la planta estructural en la Figura 111. La estructura cuenta con cuatro sistemas de arriostramientos orientados en la dirección X y cuatro sistemas de arriostramientos orientados en la dirección Y.

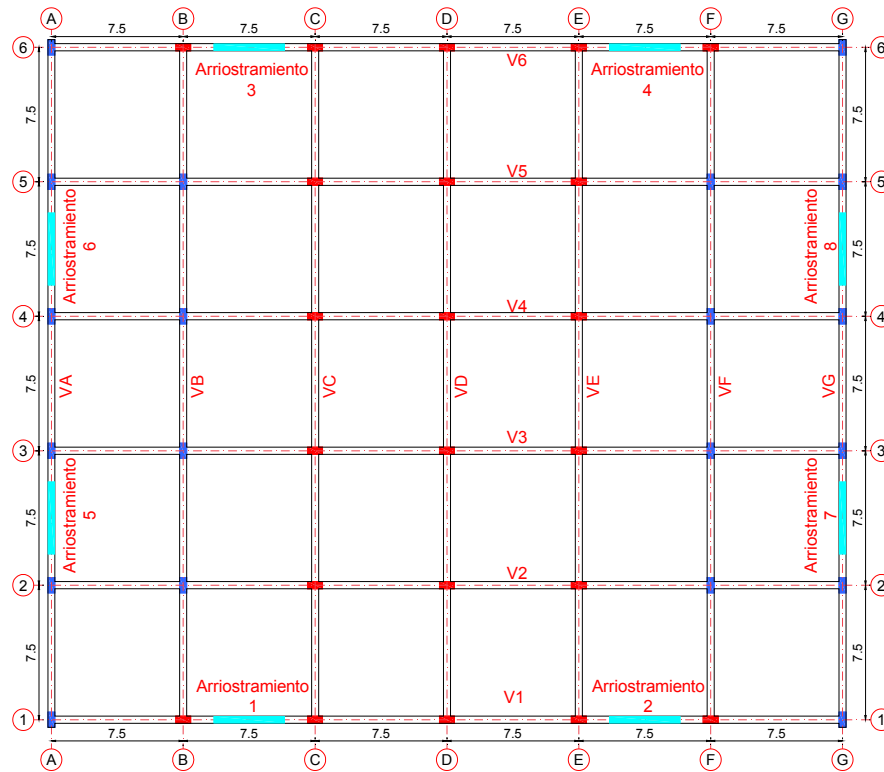


Figura 111. Planta de entrepiso N+3.00,
N+6.00,N+9.00,N+12.00,N+15.00,N+18.00,N+21.00,N+24.00.

5.3.2 Paso 2. Evaluación de las solicitaciones definitivas. Con las dimensiones de los elementos de la estructura como resultado del paso 1 se evalúan todas las solicitaciones que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del título B de la NSR-10.

5.3.2.1 Evaluación de la carga de diseño de losa por m^2 .

De acuerdo con la evaluación de cargas realizada en 5.1.2.1. la carga sísmica

- *Total, de carga muerta de servicio* $= 7.60 \text{ KN}/m^2 [C.M]$
- *Carga viva de servicio (NSR10, Sec B.4.2.1)* $= 1.80 \text{ KN}/m^2 [C.V]$
- *Carga de servicio* $= W_s = C.M + C.V = 7.60 \text{ KN}/m^2 + 1.80 \text{ KN}/m^2 = 9.40 \text{ KN}/m^2$
- ***Carga ultima de diseño* $= W_u = 1.2 C.M + 1.6 C.V = 12.00 \text{ KN}/m^2$**

5.3.2.2 Determinación de la masa y peso de la edificación.

En la Tabla 69 se consignaron los valores totales y por nivel de la masa de la edificación.

Tabla 69. *Masa y peso de la Edificación de estudio 3.*

Nivel	Masa [kg]	Peso [KN]
N+24.00	1655840	16244
N+21.00	1767194	17336
N+18.00	1767194	17336
N+15.00	1767194	17336
N+12.00	1767194	17336
N+9.00	1767194	17336
N+6.00	1767194	17336
N+3.00	1767194	17336
Σ	14026201	137597

5.3.3 Paso 3. Obtención del nivel de amenaza y los valores de A_a y A_v .

- Localización: Barrancabermeja Santander.
- $A_a = 0.15, A_v = 0.15$.

- Zona de amenaza sísmica: Intermedia.

5.3.4 Paso 4. Movimientos sísmicos de diseño. Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del capítulo A.2 de la NSR-10:

- Perfil del suelo: D
- Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de sus coeficientes sitio $F_a = 1.5$ y $F_a = 2.20$.
- Coeficiente de importancia, $I = 1.0$

5.3.5 Paso 5. Características de la estructuración. Sistema estructural: Sistema estructural combinado de pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía

- Capacidad de ductilidad o disipación de energía: Moderada (DMO).

5.3.6 Paso 6. Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.

5.3.6.1.1 Irregularidades 1aP y 1bP, torsional y torsional extrema. Análisis de la irregularidad torsional en dirección X se muestra a continuación:

Carga Sismo X						carga Sismo X					
Label 42						Label 37					
hj	Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva X	deriva %	hj	Nivel	Desx	Des.Y	Deriva X	deriva %
24.0	N+24.00	0.145	0.008	0.013	0.44%	24.0	N+24.00	0.145	0.008	0.013	0.44%
21.0	N+21.00	0.132	0.008	0.016	0.53%	21.0	N+21.00	0.132	0.008	0.016	0.53%
18.0	N+18.00	0.116	0.007	0.019	0.64%	18.0	N+18.00	0.116	0.007	0.019	0.64%
15.0	N+15.00	0.097	0.006	0.021	0.72%	15.0	N+15.00	0.097	0.006	0.021	0.72%
12.0	N+12.00	0.076	0.004	0.023	0.76%	12.0	N+12.00	0.076	0.004	0.023	0.76%
9.00	N+9.00	0.053	0.003	0.023	0.76%	9.00	N+9.00	0.053	0.003	0.023	0.76%
6.00	N+6.00	0.030	0.002	0.020	0.66%	6.00	N+6.00	0.030	0.002	0.020	0.66%
3.00	N+3.00	0.010	0.001	0.010	0.35%	3.00	N+3.00	0.010	0.001	0.010	0.35%
0.00	N+0.00	0.000	0.000			0.00	N+0.00	0.000	0.000		

hj	(Δ1+ Δ2)/2	Máx: Δ1	Irregularidad torsional en x
24.0	0.44%	0.44%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
21.0	0.53%	0.53%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
18.0	0.64%	0.64%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
15.0	0.72%	0.72%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
12.0	0.76%	0.76%	No hay irregularidad torsional φp=1.00

Tabla 70. Irregularidad en dirección X de la Edificación de estudio 3.

De igual manera se muestra el análisis para la dirección Y:

Carga Sismo Y						Carga Sismo Y					
Label 42						Label 6					
hj	Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva Y	deriva %	hj	Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva X	deriva %
24.0	N+24.00	0.007	0.126	0.011	0.36%	24.0	N+24.00	0.007	0.126	0.011	0.36%
21.0	N+21.00	0.007	0.116	0.014	0.45%	21.0	N+21.00	0.007	0.116	0.014	0.45%
18.0	N+18.00	0.006	0.102	0.016	0.55%	18.0	N+18.00	0.006	0.102	0.016	0.55%
15.0	N+15.00	0.005	0.086	0.019	0.62%	15.0	N+15.00	0.005	0.086	0.019	0.62%
12.0	N+12.00	0.004	0.067	0.020	0.67%	12.0	N+12.00	0.004	0.067	0.020	0.67%
9.00	N+9.00	0.003	0.047	0.020	0.67%	9.00	N+9.00	0.003	0.047	0.020	0.67%
6.00	N+6.00	0.002	0.027	0.018	0.59%	6.00	N+6.00	0.002	0.027	0.018	0.59%
3.00	N+3.00	0.001	0.009	0.009	0.31%	3.00	N+3.00	0.001	0.009	0.009	0.31%
0.00	N+0.00	0.000	0.000			0.00	N+0.00	0.000	0.000		

hj	($\Delta 1 + \Delta 2$)/2	Máx: $\Delta 1$	Irregularidad torsional en Y	
24.0	0.36%	0.36%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$	
21.0	0.45%	0.45%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$	
18.0	0.55%	0.55%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$	
15.0	0.62%	0.62%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$	
12.0	0.67%	0.67%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$	
9.00	0.67%	0.67%	No hay irregularidad torsional $\phi_p=1.00$	

Tabla 71. Irregularidad torsional en dirección Y de la Edificación de estudio 3.

- La estructura no presenta irregularidad torsional o torsional extrema, por lo tanto $\phi_p = 1$

5.3.6.1.2 Irregularidad 2P, retrocesos excesivos en las esquinas

- La estructura no presenta retrocesos en las esquinas, por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.3.6.1.3 Irregularidad 3P. Discontinuidades en el diafragma

- La forma del diafragma no presenta discontinuidades apreciables, ni huecos con áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma; tampoco presenta cambios en su rigidez según las configuraciones de las aberturas mostradas en la Figura 29, por lo tanto, no se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, $\phi_p = 1$.

5.3.6.1.4 Irregularidad 4p desplazamientos del plano de acción de los elementos verticales

- En la Edificación de estudio 3 no existe discontinuidad de la trayectoria de la carga sísmica en la estructura debido a que todos los planos de acción verticales son continuos desde la cimentación hasta la cubierta. No se tiene este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.3.6.1.5 Irregularidad 5p sistemas no paralelos

- Los ejes de los elementos de resistencia sísmica de la estructura en términos globales son ortogonales y paralelos entre sí. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\Phi_p = 1$.

Después de evaluar todas las irregularidades en planta se puede concluir que la estructura es regular por tanto el $\Phi_p = 1$.

5.3.6.2 Irregularidad en altura de la edificación

5.3.6.2.1 Irregularidad 1aA. Piso flexible (irregularidad en rigidez) e Irregularidad 1bA piso flexible (irregularidad extrema de en rigidez). A continuación, se muestran los Análisis de la irregularidad de piso flexible en dirección X y Y en la Tabla 72 y Tabla 73, respectivamente.

Tabla 72. Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección X.

	Fuerza	Sismo X										
h _j	Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva X	F _j [kN]	V[kN]	Rigidez [kN/m]	.6KD	.7KD	.7(KD+KE+KF)/3	.8(KD+KE+KF)/3	Phi a
24.0	N+24.00	0.136	0.040	0.014	16762	16762	1179170					
21.0	N+21.00	0.122	0.036	0.017	15425	32187	1869424	707502	825419			
18.0	N+18.00	0.106	0.031	0.020	13000	45187	2253186	1121655	1308597			
15.0	N+15.00	0.086	0.026	0.022	10619	55806	2521262	1351911	1577230	1237082	1413808	phia=1
12.0	N+12.00	0.065	0.019	0.023	8290	64096	2782472	1512757	1764883	1550237	1771699	phia=1
9.00	N+9.00	0.043	0.013	0.022	6024	70120	3190435	1669483	1947730	1763281	2015178	phia=1
6.00	N+6.00	0.022	0.007	0.017	3841	73961	4417799	1914261	2233304	1981972	2265111	phia=1
3.00	N+3.00	0.006	0.002	0.006	1780	75741	12719901	2650679	3092459	2424498	2770855	phia=1
0.00	N+0.00	0.000	0.000	0.000								

Tabla 73. Evaluación de irregularidad de piso flexible en dirección Y.

Fuerza	Sismo Y										
Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva X	Fj[KN]	V[KN]	Rigidez [kN/m]	.6KD	.7KD	.7(KD+KE+KF)/3	.8(KD+KE+KF)/3	Phi a
N+24.00	0.040	0.133	0.014	16762	16762	1233271					
N+21.00	0.036	0.120	0.017	15425	32187	1928063	739963	863290			
N+18.00	0.031	0.104	0.020	13000	45187	2304625	1156838	1349644			
N+15.00	0.026	0.086	0.022	10619	55806	2562725	1382775	1613238	1275390	1457589	phia=1
N+12.00	0.019	0.065	0.023	8290	64096	2810685	1537635	1793908	1585596	1812110	phia=1
N+9.00	0.013	0.043	0.022	6024	70120	3199084	1686411	1967479	1791542	2047476	phia=1
N+6.00	0.007	0.022	0.017	3841	73961	4393300	1919450	2239359	2000249	2285998	phia=1
N+3.00	0.002	0.006	0.006	1780	75741	12830410	2635980	3075310	2427383	2774151	phia=1
N+0.00	0.000	0.000	0.000								

- La estructura no presenta irregularidad de piso flexible. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.3.6.2.2 *Irregularidad 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.

Como se puede observar en la Tabla 74 distribución de masas de los entrepisos es igual excepto en la cubierta donde es relativamente menor, por lo tanto, se podrá realizar el análisis en cualquier nivel.

Nivel	Masa [kg]	Peso [KN]
N+24.00	1655840	16244
N+21.00	1767194	17336
N+18.00	1767194	17336
N+15.00	1767194	17336
N+12.00	1767194	17336
N+9.00	1767194	17336
N+6.00	1767194	17336
N+3.00	1767194	17336
Σ	14026201	137597

Tabla 74. Masa y peso de la Edificación de estudio 3 para evaluación de irregularidad en distribución de las masas.

Por ejemplo:

$$m_{N+12.00} < 1.5 * m_{N+15.00} \text{ y } m_{N+12.00} < 1.5 * m_{N+9.00}$$

- Es claro que la distribución de masa es igual en todos los pisos. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.3.6.2.3 *Irregularidad 3A Irregularidad geométrica.*

- Ninguno de los niveles difiere en 30% la dimensión horizontal de un piso adyacente. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.3.6.2.4 Irregularidad 4A desplazamientos dentro del plano de acción.

- No existen desplazamientos en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.3.6.2.5 Irregularidad 5aA piso débil (discontinuidad en la resistencia).

- No existen cambios en las dimensiones de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que ocasionen discontinuidad de la resistencia. Las dimensiones de los elementos no cambian en toda la altura de la edificación, incluso la altura de las vigas de pórticos es la misma para todas las plantas de la edificación. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.3.6.2.6 Irregularidad 5bA piso débil (discontinuidad extrema en la resistencia).

- No existen cambios en las dimensiones de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que ocasionen discontinuidad de la resistencia. Las dimensiones de los elementos no cambian en toda la altura de la edificación, incluso la altura de las vigas de pórticos es la misma para todas las plantas de la edificación. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad.

Después de evaluar todas las irregularidades en altura se puede concluir que la estructura es regular por tanto el $\phi_a = 1$.

5.3.7 Paso 7. Determinaciones de las fuerzas sísmicas. Obtención de fuerzas sísmicas, F_s , que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4.

Cortante basal (V_s):

NSR-10, sec A.4.3.1: $V_s = S_a * g * M$

- M = masa del edificio, calculada en la Tabla 74 (14026201 kgf/g)
- g = aceleración de la gravedad.
- S_a = Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado. Se expresa como una fracción de la aceleración de gravedad.

Para poder obtener S_a se requiere determinar el periodo de vibración de la estructura, el cual puede calcularse en forma aproximada con la siguiente ecuación, dada para estructuras a porticadas de hormigón:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \text{ NSR-10, sec.A.4.2.2}$$

$h_n = 24\text{m}$, medida desde la base al piso más alto. Para sistema combinado: $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$ (NSR-10, Tabla A.4.2-1).

$$\text{Por lo tanto; } T_a = C_t * h_n^\alpha = 0.049 * 24^{0.75} = 0.53[\text{s}]$$

El periodo fundamental de una estructura, T , con un modelo linealmente elástico, puede obtenerse de manera más precisa empleando los conceptos de la dinámica estructural. Si no realiza un análisis dinámico, la NSR-10, sección A.4.2.1, sugiere el uso de la siguiente expresión, pero limita el valor T a un valor máximo de $C_u T_u$, donde $C_u = 1.75 = -1.2 A_v F_v$, pero C_u no debe ser menor que 1.2:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$$

Se cargó la estructura con las fuerzas sísmicas mostradas en la Tabla 75 y la Tabla 76. Se encontraron los desplazamientos para cada dirección principal y se encontró el periodo fundamental para cada dirección de estudio.

Fuerza		Sismo X			
Etiquetas	Desplazamiento [m]	masa[kg]	Fuerza[N]	$m\delta_i^2$	$f\delta_i$
N+24.00	0.173258	1655839.58	16762000	49705.5465	2904150.596
N+21.00	0.15744	1767194.49	15425000	43804.0747	2428512
N+18.00	0.138107	1767194.49	13000000	33706.66089	1795391
N+15.00	0.115211	1767194.49	10619000	23456.98776	1223425.609
N+12.00	0.089549	1767194.49	8290000	14171.17397	742361.21
N+9.00	0.062362	1767194.49	6024000	6872.653026	375668.688
N+6.00	0.035458	1767194.49	3841000	2221.840199	136194.178
N+3.00	0.012087	1767194.49	1780000	258.1792846	21514.86
			Σ	174197	9627218

T_x [s]

0.845

Periodo en la direccion X

Tabla 75. Periodo en dirección X de la Edificación de estudio 3.

Fuerza	Sismo Y				
tiquetas d	Suma de UY	masa[kg]	Fuerza[N]	miδi²	fiδi
N+24.00	0.16698	1655839.58	16762000	46170.3087	2798969.05
N+21.00	0.15238	1767194.49	15425000	41033.1244	2350446.08
N+18.00	0.13416	1767194.49	13000000	31807.5668	1744080
N+15.00	0.11233	1767194.49	10619000	22299.3052	1192853.51
N+12.00	0.08768	1767194.49	8290000	13585.8067	726867.2
N+9.00	0.06139	1767194.49	6024000	6659.21473	369789.264
N+6.00	0.03516	1767194.49	3841000	2184.02977	135030.355
N+3.00	0.01210	1767194.49	1780000	258.86326	21543.34
			Σ	163998	9339579

T_Y [s] 0.833 Periodo en la direccion Y

Tabla 76. Periodo en dirección Y de la Edificación de estudio 3.

La Figura 112 es una muestra de la evaluación dinámica del periodo fundamental de la estructura.

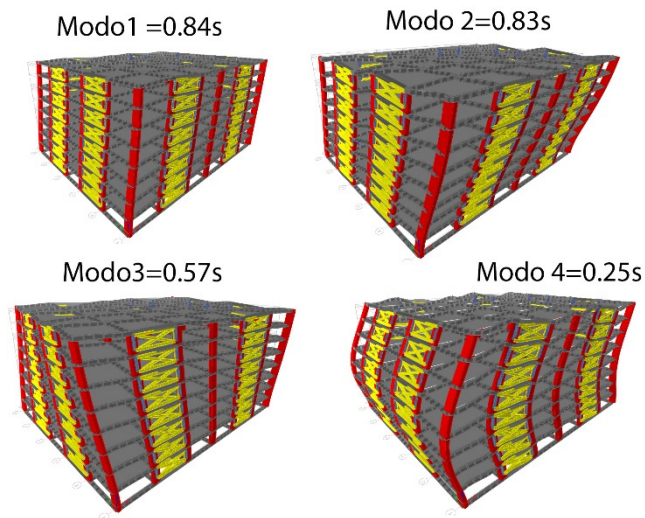


Figura 112. Modos de vibración de la Edificación de estudio 3.

Como restricción, la NSR-10, sección A.4.2.1, especifica que el periodo determinado por procedimiento dinámicos no puede ser superior a $C_u * T_a$, en donde

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v = 1.35, T_a = 0.53s \text{ por lo tanto } T_{max} = 0.72s.$$

En el método dinámico el valor del periodo fundamental es superior al periodo dinámico aproximado en ambas direcciones, por lo tanto, la NSR-10 restringe su aplicación al limitar su valor a 0.72[s].

- Periodo en dirección X=0.72[s]

- Periodo en dirección Y=0.72[s]

Definiendo cual es el periodo natural de vibración en cada dirección de la estructura se emplea el espectro de diseño para evaluar el cortante basal en la dirección respectiva.

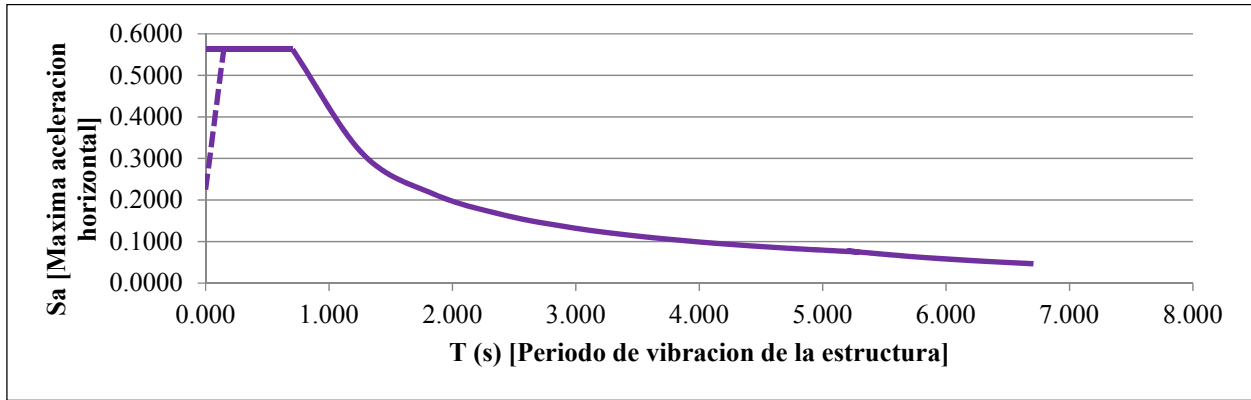


Figura 113. Espectro elástico de aceleraciones en las direcciones X y Y.

$$T_0 = 0.147s$$

$$T_C = 0.48 \frac{A_V F_V}{A_a F_a} = 0.704s$$

$$T_L = 2.4 F_v = 5.28s$$

En dirección X y Y:

$$S_a = 0.55g$$

$$V_s = S_a * g * M = 75741KN$$

El método de la fuerza horizontal es muy conocido por los ingenieros estructurales, razón por la cual no hay necesidad de entrar en detalle sobre su aplicación. Los cálculos realizados se resumen en la siguiente tabla:

DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA POR NIVEL							
Entrepiso	Nivel j	h _j	W _j	w _j *(h _j) ^k	C _{vi}	F _i [KN]	V _i [KN]
N+24.00	N+ 24	24	16244	552473	0.22	16762	16762
N+21.00	N+ 21	21	17336	508421	0.20	15425	32187
N+18.00	N+ 18	18	17336	428482	0.17	13000	45187
N+15.00	N+ 15	15	17336	349997	0.14	10619	55806
N+12.00	N+ 12	12	17336	273227	0.11	8290	64096
N+9.00	N+ 9	9	17336	198554	0.08	6024	70120
N+6.00	N+ 6	6	17336	126610	0.05	3841	73961
N+3.00	N+ 3	3	17336	58670	0.02	1780	75741
N+0.00							
			137597	2496433	1	75741	

Tabla 77. Distribución de fuerzas sísmicas por nivel de la Edificación de estudio 3.

5.3.7.1 Determinación de las fuerzas sísmicas, Método dinámico elástico (espectral).

5.3.7.1.1 *Obtención de los modos de vibración.* Los modos de vibración se obtienen usando las metodologías establecidas en la dinámica estructural. Se usan todos los modos de vibración de la estructura que contribuyen que contribuyen significativamente en la respuesta dinámica de la estructura.

Case	Mode	Period	Frequency
Modal	1	0.845	1.2
Modal	2	0.833	1.2
Modal	3	0.569	1.8
Modal	4	0.252	4.0
Modal	5	0.251	4.0
Modal	6	0.173	5.8
Modal	7	0.129	7.7
Modal	8	0.129	7.8
Modal	9	0.091	11.0
Modal	10	0.082	12.3
Modal	11	0.081	12.4
Modal	12	0.059	17.1

Tabla 78. Modos de vibración de la Edificación de estudio 3.

5.3.7.1.2 *Numero de modos de vibración.* Se incluyen en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyen de una manera significativa a la repuesta dinámica de la estructura.

En la tabla a continuación se muestra los factores de participación de la masa. Se aprecia que se logra más del 90% de la participación de la masa en cada dirección U_x,U_y Y R_z.

TABLA DE PARTICIPACION MODAL								
Case	Mode	Period [s]	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0.845	0.763	0.000	0.763	0.000	0.000	0.000
Modal	2	0.833	0.000	0.768	0.763	0.768	0.000	0.000
Modal	3	0.569	0.000	0.000	0.763	0.768	0.770	0.770
Modal	4	0.252	0.130	0.000	0.894	0.768	0.000	0.770
Modal	5	0.251	0.000	0.128	0.894	0.895	0.000	0.770
Modal	6	0.173	0.000	0.000	0.894	0.895	0.131	0.900
Modal	7	0.129	0.000	0.046	0.894	0.941	0.000	0.900
Modal	8	0.129	0.046	0.000	0.940	0.941	0.000	0.900
Modal	9	0.091	0.000	0.000	0.940	0.941	0.043	0.944
Modal	10	0.082	0.000	0.026	0.940	0.967	0.000	0.944
Modal	11	0.081	0.026	0.000	0.966	0.967	0.000	0.944
Modal	12	0.059	0.000	0.000	0.966	0.967	0.024	0.968
Modal	13	0.057	0.000	0.016	0.966	0.983	0.000	0.968
Modal	14	0.056	0.016	0.000	0.983	0.983	0.000	0.968
Modal	15	0.043	0.000	0.010	0.983	0.993	0.000	0.968
Modal	16	0.042	0.010	0.000	0.993	0.993	0.000	0.968
Modal	17	0.041	0.000	0.000	0.993	0.993	0.015	0.983
Modal	18	0.035	0.000	0.005	0.993	0.998	0.000	0.983
Modal	19	0.034	0.005	0.000	0.998	0.998	0.000	0.983
Modal	20	0.032	0.000	0.000	0.998	0.998	0.009	0.993

Tabla 79. Participación de la masa de la Edificación de estudio 3.

5.3.7.1.3 *Cálculo del cortante modal en la base.* El cortante en la base contribuida por el modo **m** en la dirección horizontal **j**, V_{mj} se determinó usando el software de diseño y sus resultados se presentan a continuación:

$$V_{modal X} = 53813KN$$

$$V_{modal Y} = 54648KN$$

5.3.7.1.4 *Ajuste de los resultados.* Como se especificó en 5.3.6 la estructura es regular y por lo tanto se utiliza la respectiva ecuación para calcular el factor de ajuste en cada dirección.

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = \frac{V_s}{V_{tj}} \text{ para estructuras regulares.}$$

$$0.9 \frac{V_s}{V_{tj}} \text{ para estructuras irregulares}$$

- Factor de ajuste en la dirección X

$$\text{Factor de ajuste en X} = 0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = 0.8 * \frac{75741N}{53813KN} = 1.13$$

- Factor de ajuste en la dirección Y

$$\text{Factor de ajuste en } Y = 0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = 0.8 * \frac{75741KN}{54648KN} = 1.11$$

5.3.8 Paso 8. Desplazamientos horizontales y verificación de derivas. Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en la información obtenida en el paso 7.

La norma sismo resistente NSR-10 especifica que los límites de las derivas no pueden exceder las especificaciones de la Tabla 28.

A continuación, se presentan los resultados de la verificación para cada nivel de la estructura en las direcciones X y Y

■ **Análisis deriva máxima en dirección X**

nivel j	h _j	desp x	desp y	deriva	deriva %	
N+ 24	24	0.150682	0.043337	0.01328567	0.44%	OK
N+ 21	21	0.137864	0.039843	0.01660828	0.55%	OK
N+ 18	18	0.121868	0.035375	0.02025317	0.68%	OK
N+ 15	15	0.102383	0.02985	0.02333111	0.78%	OK
N+ 12	12	0.079954	0.023425	0.02526168	0.84%	OK
N+ 9	9	0.055685	0.016413	0.02529328	0.84%	OK
N+ 6	6	0.031404	0.009329	0.02183614	0.73%	OK
N+ 3	3	0.010463	0.003141	0.0109243	0.36%	OK

Tabla 80. Resultado de la deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 3.

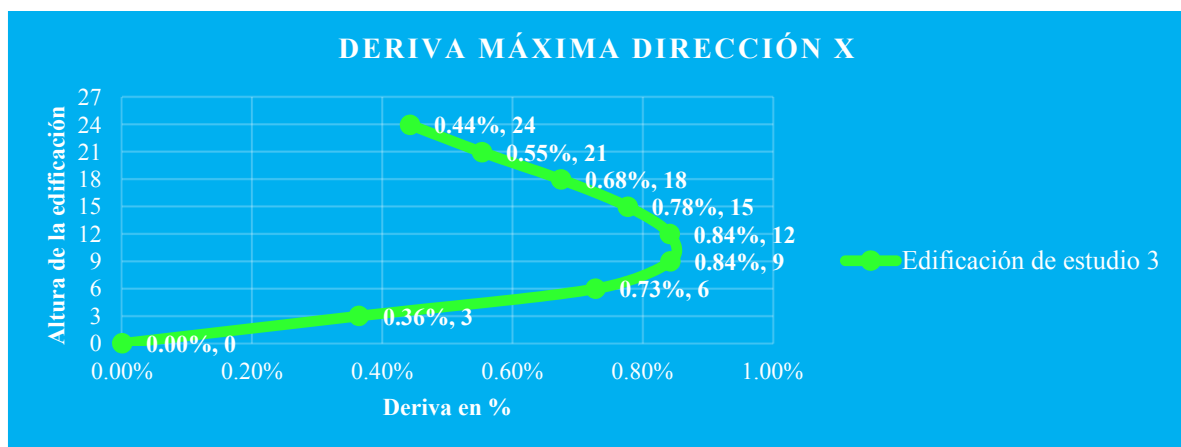


Figura 114. Deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 3.

■ Análisis deriva máxima en dirección Y

nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	deriva %	
N+ 24	24	0.045205	0.144455	0.012262726	0.41%	OK
N+ 21	21	0.041359	0.132811	0.015647749	0.52%	OK
N+ 18	18	0.036561	0.117917	0.01932352	0.64%	OK
N+ 15	15	0.030715	0.099499	0.022447309	0.75%	OK
N+ 12	12	0.023986	0.078084	0.024481468	0.82%	OK
N+ 9	9	0.016706	0.05471	0.024711232	0.82%	OK
N+ 6	6	0.009421	0.031097	0.021561433	0.72%	OK
N+ 3	3	0.003139	0.010471	0.010931384	0.003643795	OK

Figura 115. Resultado de la deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 3.

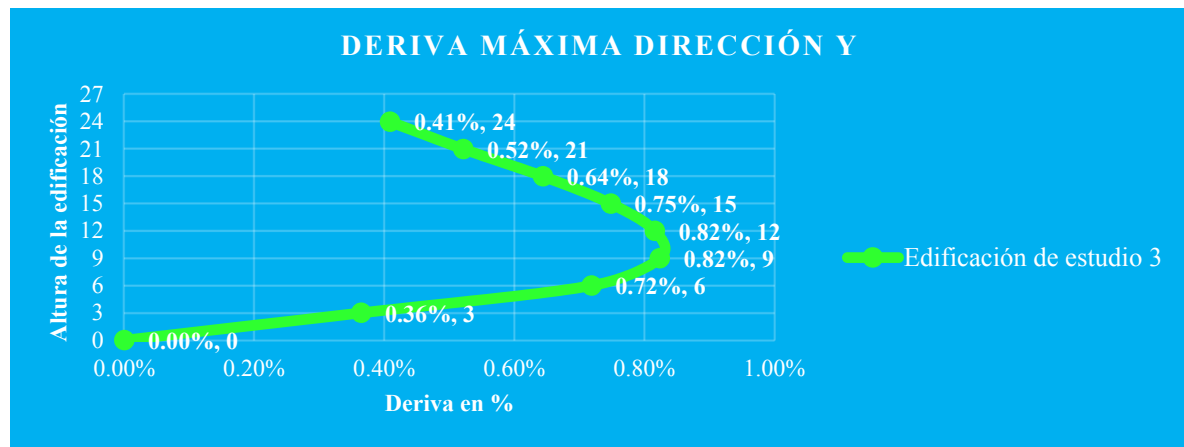


Figura 116. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 3

- Se cumple se cumple la deriva máxima en las dos direcciones X y Y de acuerdo con los requisitos especificado por la norma sismo resistente NSR-10.

5.3.9 Paso 9. Combinación de diseño y coeficiente de capacitación disipación de energía.

5.3.9.1 Las combinaciones de diseño usadas en el diseño estructural. Las combinaciones se especifican en el numeral 5.1.9.1

5.3.9.2 Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R . El coeficiente de capacidad de disipación de energía, es uno de los parámetros de mayor importancia en el cálculo de las cargas sísmicas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de una edificación. El factor R se utiliza para reducir la intensidad de las cargas usadas para el diseño.

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0 \text{ (Ecuacion 9)}$$

Donde:

- R_0 =Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico.
- La Tabla 81 define $R_0 = 3.5$ para el sistema estructural de combinado.

SISTEMA COMBINADO		VALOR	ZONA DE AMENAZA SISMICA	
Sistema resistencia sísmica (Fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales	R_0		
Porticos de concreto con diagonales con capacidad moderada de disipacion de energía	Porticos de concreto con capacidad moderada de disipacion de energía	3.5	Uso permitido SI	Altura maxima 24m
Moderada	Moderada			

Tabla 81. *Tabla A.3-2.NSR.10 sistema estructural combinado de pórticos con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).*

- ϕ_a =Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. $\phi_a=1$
- Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. $\phi_p=1$
- Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia. $\phi_r=1$

- A continuación, se procede determinar coeficiente de disipación de energía de la estructura de acuerdo con la ecuación 9:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r = 3.5 * 1 * 1 * 1 = 3.5$$

5.3.10 Paso 10. Diseño de elementos estructurales de concreto reforzado. Se procede realizar el diseño de la estructura aporticada según lo enunciado en el 5.1.10 y a la vez se cumple con los requisitos establecido en la norma para una mejor compresión se muestra la interfaz de usuario durante la ejecución del proceso de diseño de la viga VC y de las columnas de sección 1.30mx0.50m y 0.50mx1.30m.

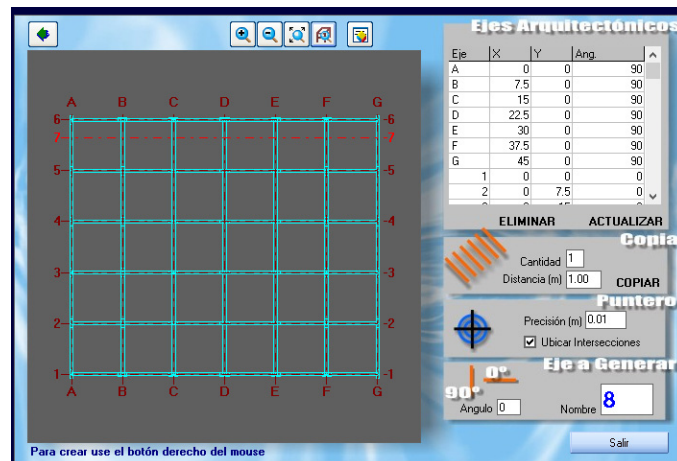


Figura 117. Planta estructural DC-CAD de la edificación de estudio 3.

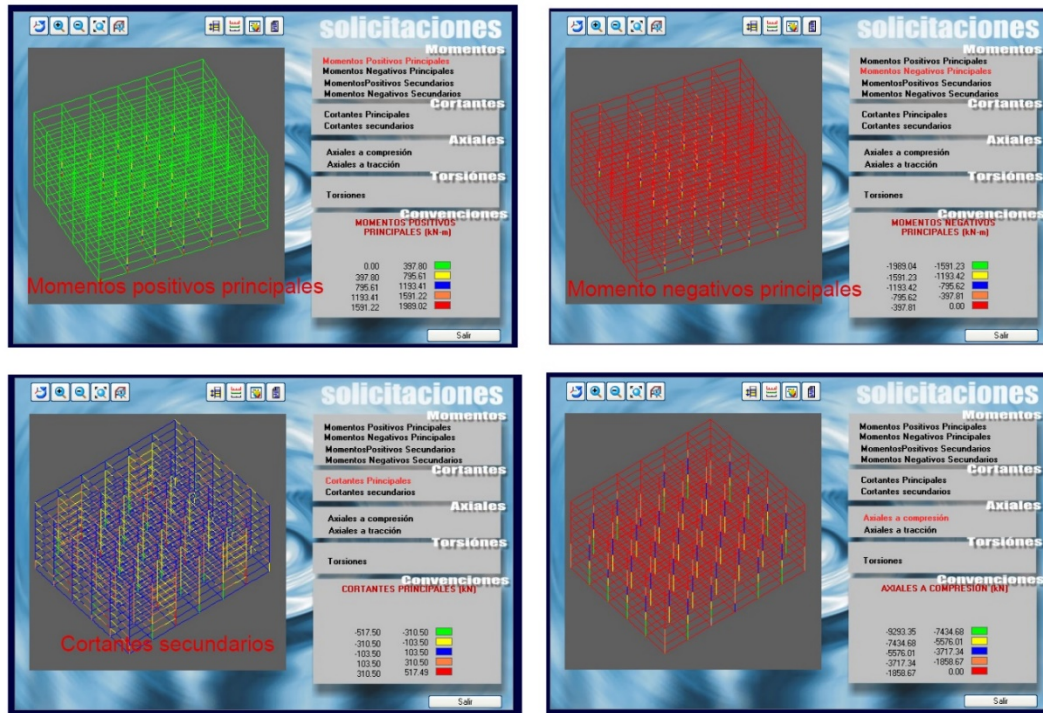


Figura 118. Solicitaciones de vigas y columnas de la edificación de estudio 3.

5.3.10.1 Diseño de vigas de la edificación de estudio 3. Se realiza el diseño el diseño de las vigas de acuerdo con lo estipulado en el numeral 5.1.10.5.

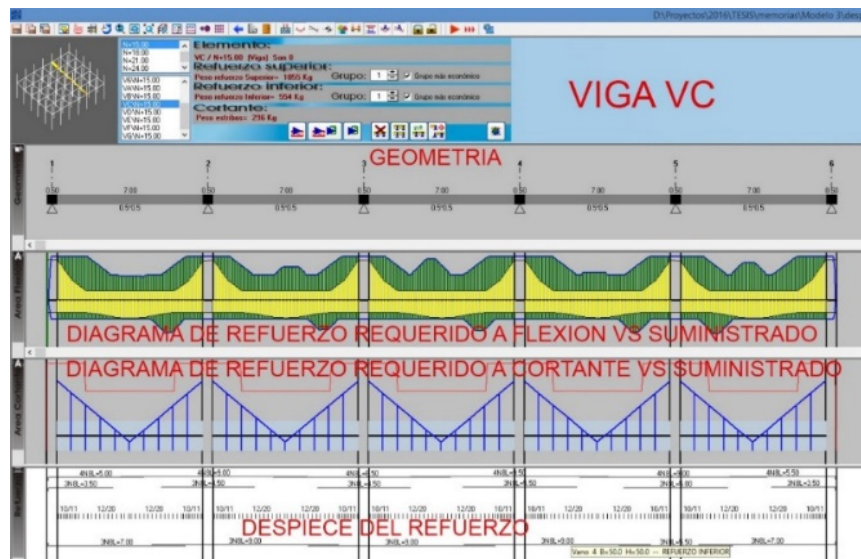


Figura 119. Interfaz de asignación de refuerzo para la viga VC.

A continuación, a modo de ejemplo se presenta el despiece de la viga VC,

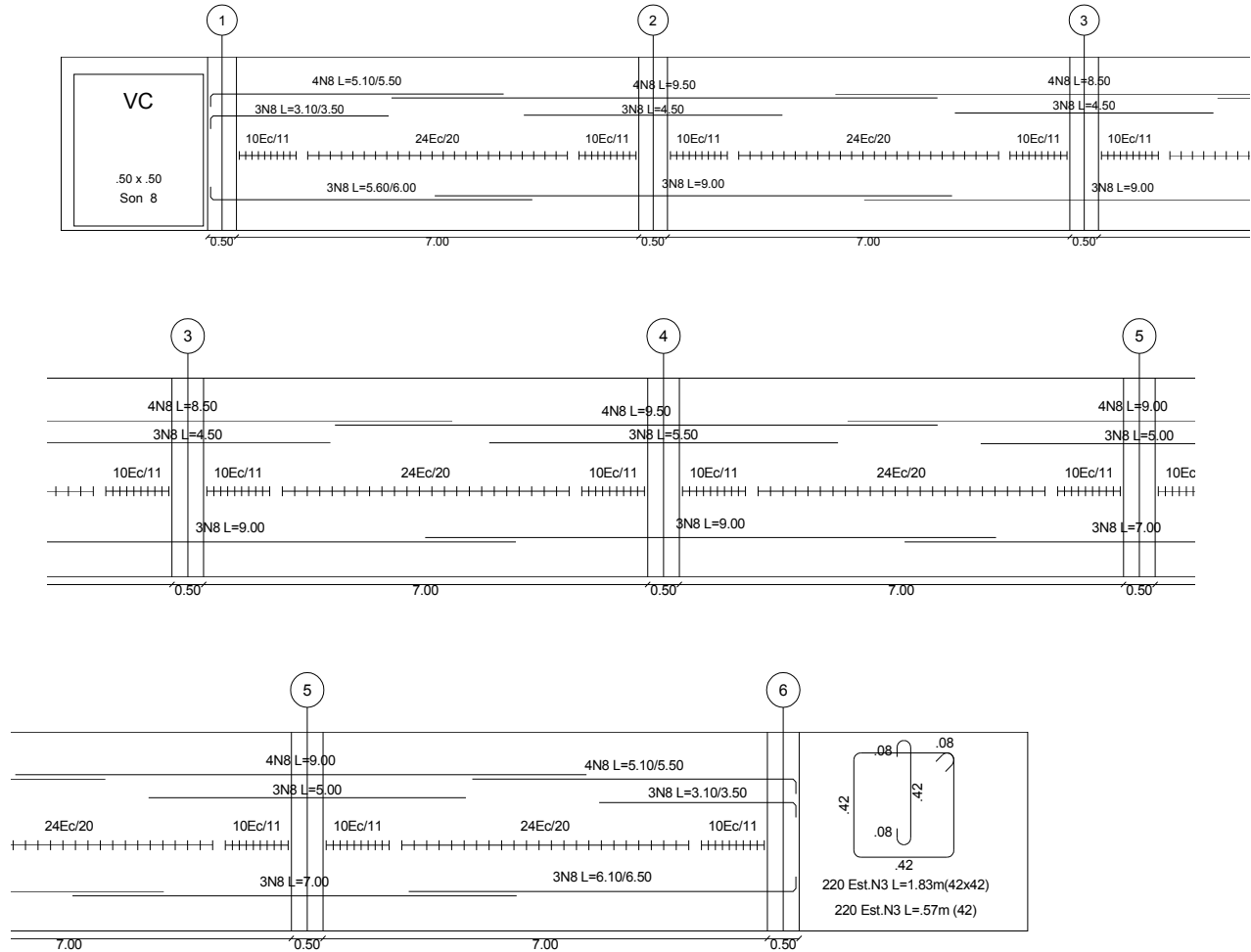


Figura 120. Resultado de despiece de la viga VC (Edificación de estudio 3).

En la planta estructural mostrada en la Figura 121 se indican los valores obtenidos de acero de refuerzo en el software de análisis estructural ETABS V15, en unidades de $[\text{cm}^2]$, estos valores sirven de referencia para la comparación con los valores del acero suministrado por el software DC-CAD y de esta manera minimizar la probabilidad en los despieces generados.

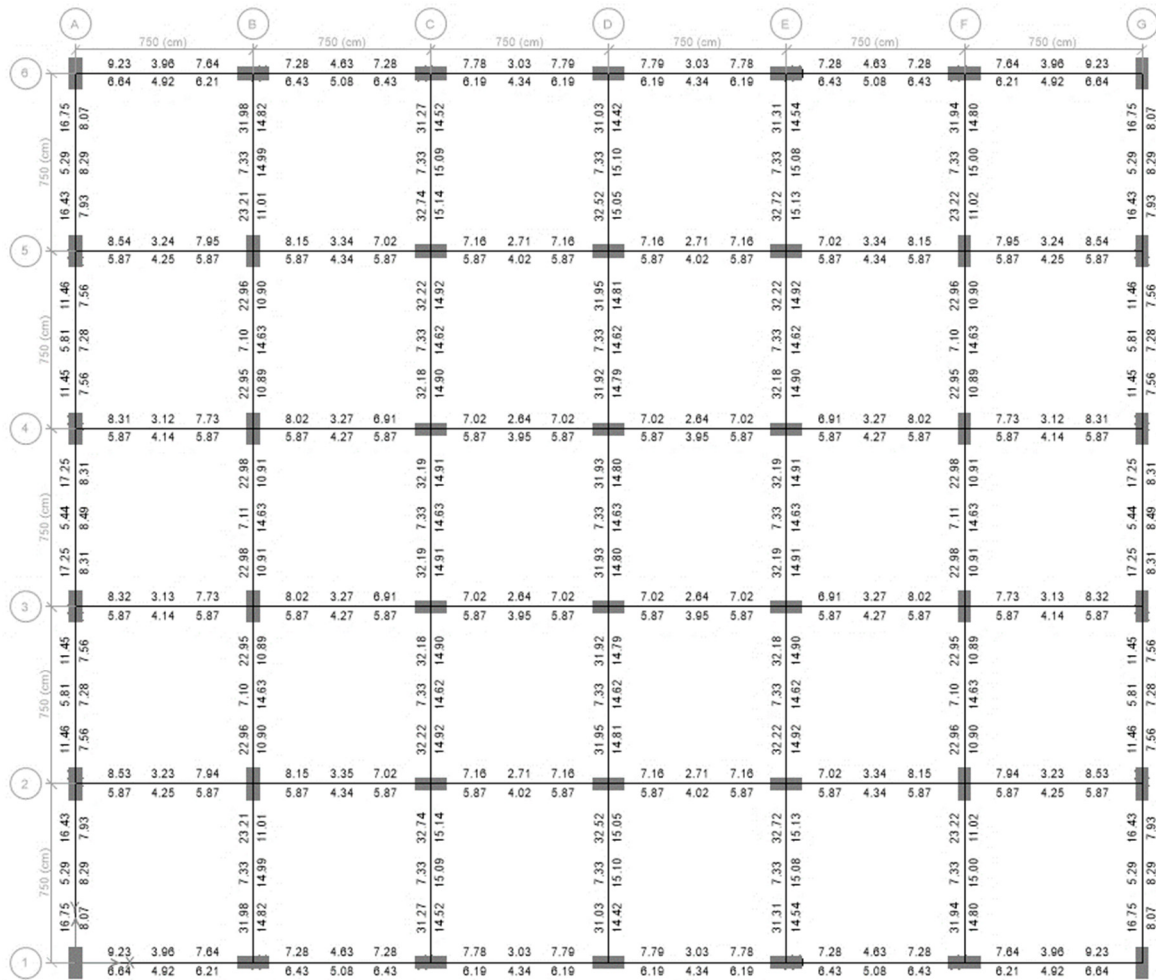


Figura 121. Acero requerido en vigas de los entresijos N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00. (Edificación de estudio 3).

5.3.10.2 *Diseño de columnas edificación de estudio 3.* Se realiza el diseño el diseño de las columnas

de acuerdo con lo estipulado en el numeral 5.1.10.6

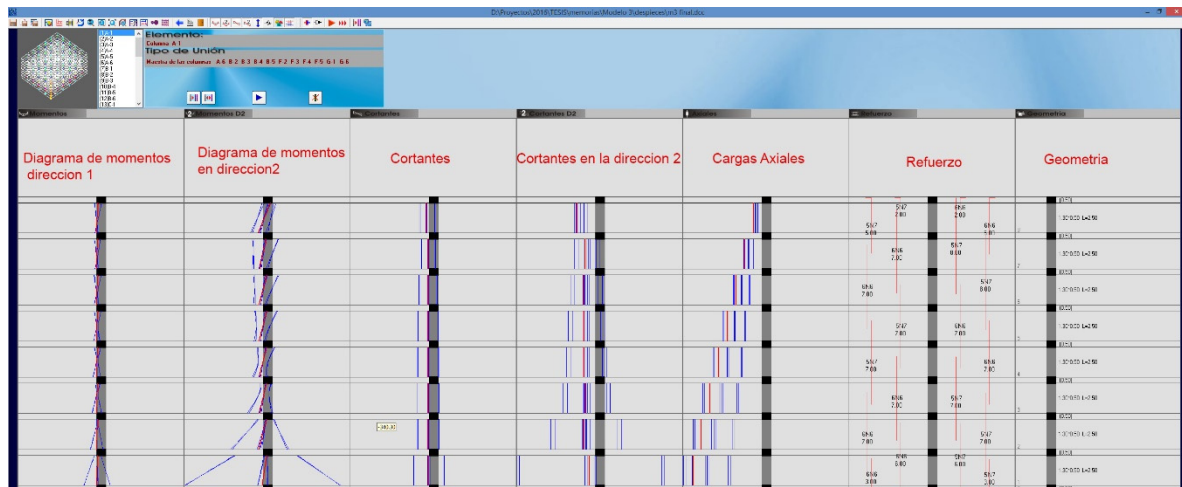
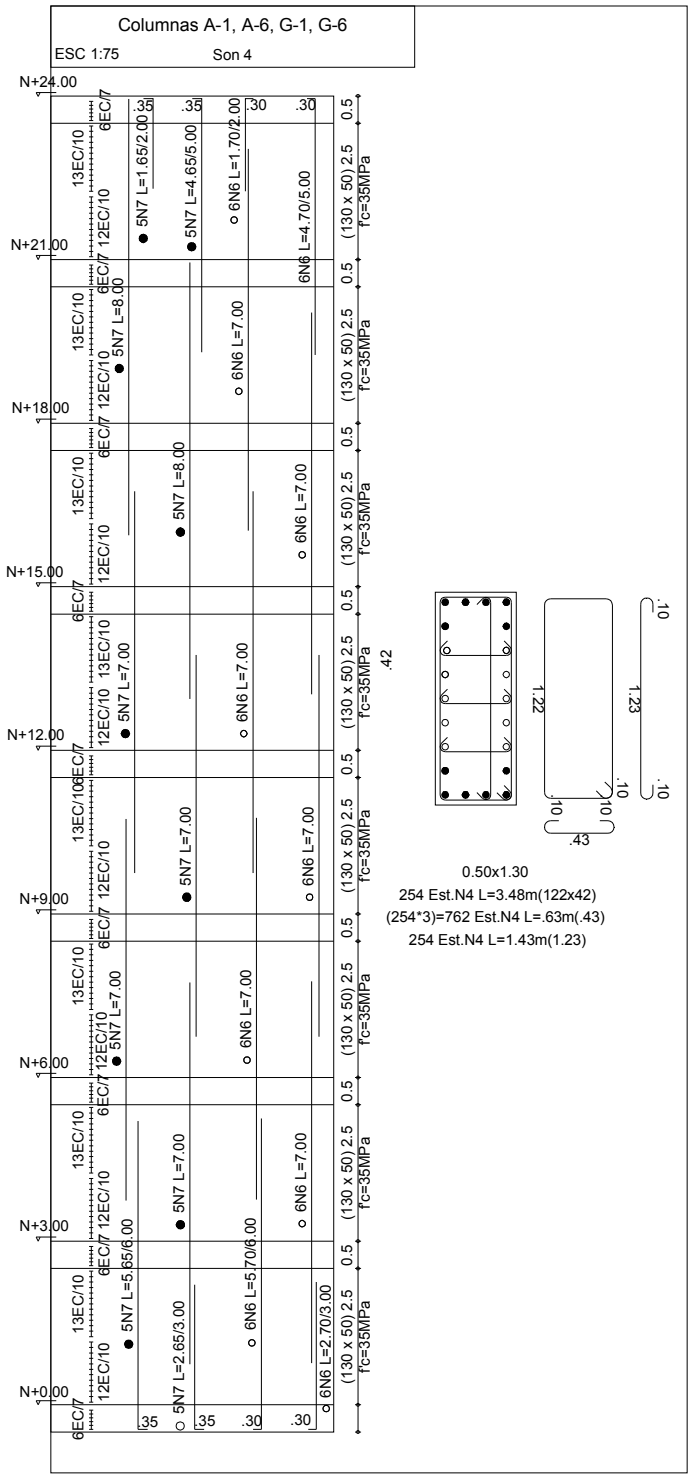


Figura 122. Interfaz de edición del refuerzo de columnas para la edificación de estudio 3.

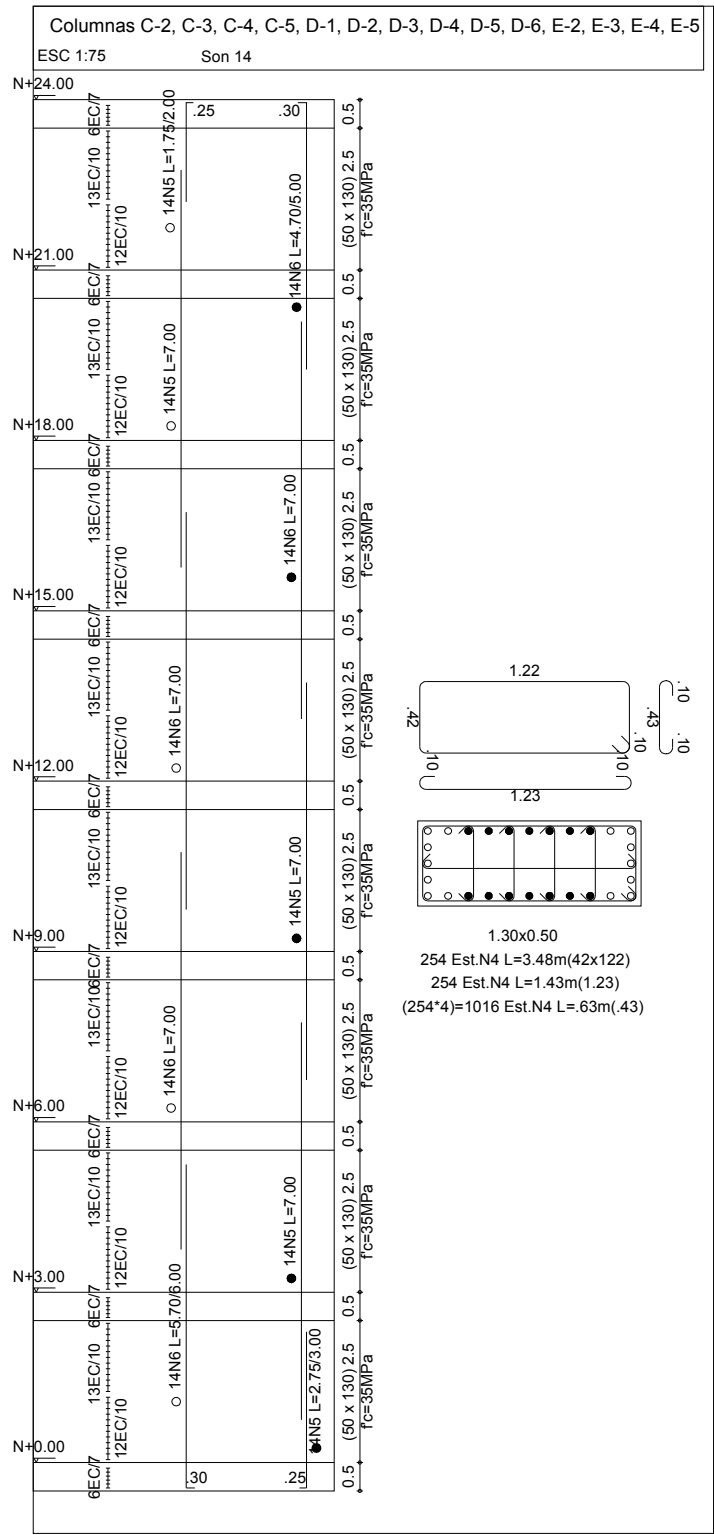


Figura 123. Superficie del diagrama de flexo compresión en columnas de la edificación de estudio 3.

- Ejemplo de despiece de columnas 0.50mx1.30m



- Ejemplo de despiece de columnas 1.30mx0.50m



5.3.10.3 Diseño de cimentación Edificación estudio 3. Para el diseño de la cimentación de la edificación de estudio 3 se siguen los pasos anteriormente enunciados en el numeral 5.1.10.7.

Reacciones en la base en KN por carga Muerta +Viva								
Reacciones	columna							
Ejes	A	B	C	D	E	F	G	
6	●	1796 ●	3047 ●	3055 ●	2977 ●	3055 ●	3047 ●	1796
5	●	3100 ●	5237 ●	5262 ●	5262 ●	5261 ●	5237 ●	3100
4	●	3111 ●	5240 ●	5265 ●	5264 ●	5265 ●	5240 ●	3111
3	●	3111 ●	5240 ●	5265 ●	5264 ●	5265 ●	5240 ●	3111
2	●	3100 ●	5237 ●	5262 ●	5262 ●	5261 ●	5237 ●	3100
1	●	1796 ●	3047 ●	3055 ●	2977 ●	3055 ●	3047 ●	1796

Tabla 82. Reacciones debido a las cargas de servicio de la edificación de estudio 3.

Area requerida de zapatas en [m2]								
EJES	A	B	C	D	E	F	G	
6	●	3.59 ●	6.09 ●	6.11 ●	5.95 ●	6.11 ●	6.09 ●	3.59
5	●	6.20 ●	10.47 ●	10.52 ●	10.52 ●	10.52 ●	10.47 ●	6.20
4	●	6.22 ●	10.48 ●	10.53 ●	10.53 ●	10.53 ●	10.48 ●	6.22
3	●	6.22 ●	10.48 ●	10.53 ●	10.53 ●	10.53 ●	10.48 ●	6.22
2	●	6.20 ●	10.47 ●	10.52 ●	10.52 ●	10.52 ●	10.47 ●	6.20
1	●	3.59 ●	6.09 ●	6.11 ●	5.95 ●	6.11 ●	6.09 ●	3.59

Tabla 83. Áreas requeridas de zapatas para la edificación de estudio 3

Dimensiones de zapatas Requeridas,lado L en [m]								
EJES	A	B	C	D	E	F	G	
6	●	1.90 ●	2.47 ●	2.47 ●	2.44 ●	2.47 ●	2.47 ●	1.90
5	●	2.49 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	2.49
4	●	2.49 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	2.49
3	●	2.49 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	2.49
2	●	2.49 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	3.24 ●	2.49
1	●	1.90 ●	2.47 ●	2.47 ●	2.44 ●	2.47 ●	2.47 ●	1.90

Tabla 84. Dimensiones de zapatas requeridas de la edificación de estudio 3.

Dimensiones de zapatas cuadradas Suministradas,lado L en [m]								
EJES	A	B	C	D	E	F	G	
6	●	1.90 ●	2.50 ●	2.50 ●	2.50 ●	2.50 ●	2.50 ●	1.90
5	●	2.50 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	2.50
4	●	2.50 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	2.50
3	●	2.50 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	2.50
2	●	2.50 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	3.30 ●	2.50
1	●	1.90 ●	2.50 ●	2.50 ●	2.50 ●	2.50 ●	2.50 ●	1.90

Tabla 85. Dimensiones de zapatas suministradas de la edificación de estudio 3.

A continuación, se presenta un ejemplo de diseño zapata aislada perteneciente a la columna E-3 para la Edificación de estudio 3.

Diseño de zapata céntrica-Edificación de estudio 3, Columna E-3				
1)DATOS DE ENTRADA				
Nodo		27		
1.1)Cargas				
Carga Muerta	4455	[kN]		
Carga Viva	810	[kN]		
1.2)Dimensiones de columnas				
Ancho (b)	1	[m]		
Largo (l)	0.5	[m]		
1.3)Características del suelo				
Capacidad portante	500	[KN/m²]		
Profundidad	1	[m]		
H ciclópeo	0	[m]		
2)DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS				
Materiales			Peso espec.	
Conc. ref.	35	f'c [Mpa]	Conc. ref.	24 [kN/m³]
Conc. ciclóp.	19	f'c [Mpa]	Conc. ciclóp.	21 [kN/m³]
2.1)Predimensionamiento de zapatas				
Área requerida	10.53	[m²]		
Lado	3.24	[m]		
2.2)Dimensionamiento de zapatas suministradas				
Ancho zapata (B)	3.3	[m]		
Largo de zapata (L)	3.3	[m]	CUMPLE	
Altura de zapata	1	[m]		
Recubrimiento	0.07	[m]		
d	0.93	[m]		
3)DISEÑO A CORTANTE				
3.1)ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO				
Pu [1.2D+1.6L]	6641.67	[kN]		
Presión Qu	609.89	[kN/m²]		
Perímetro crítico	6.72	[m]		
Área crítica (planta)	2.76	[m²]		
Vu por punzonam.	4958.44	[kN]		
Ø Vc	9243.28	[kN]	CUMPLE	
3.2)ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTANTE POR ACCIÓN DE VIGA				
Vux	443	[kN]	Vuy	946 [kN]
Ø Vcx	2270	[kN]	Ø Vcy	2270 [kN]
4)RESISTENCIA DE DISEÑO POR CONTACTO				
A1	0.50	[m²]	lado a2 x	3.3
A2	10.89	[m²]	lado a2 y	3.3
Pu apla.	6642	[kN]		
Ø Pn	19338	[kN]	CUMPLE	
5)RESISTENCIA A LA FLEXIÓN				
p cuantía mínima	0.002			
Momento en y	1330.85	[kN]	Momento en x	1972.37 [kN]
px	0.001244		py	0.001852
Asx	6138	[mm²]	Asy	6138 [mm²]
Barras N	6		Separación	0.15 [m]
CUMPLE				

Figura 124. Hoja de cálculo para el diseño de zapatas de la edificación de estudio 3.

5.3.11 Paso 11. Diseño de elementos de acero estructural. Para el diseño de la estructura metálica se empleará los algoritmos dispuestos en software Etabs V15, los resultados obtenidos a partir de esta herramienta de computo son verificados manualmente comprobando el cumplimiento de las disposiciones contempladas en el título F de la NSR-10. Usando el módulo de diseño para estructura metálica del programa ETABS V15 se determina los índices de capacidad para la estructura analizada, estos índices representan la relación entre la demanda y la capacidad de resistencia de cada uno de los elementos, los posibles valores aceptados para el índice de capacidad oscilan en un intervalo cerrado de cero a 1. siendo teóricamente el valor de 1 el que representa el diseño más óptimo y por consiguiente a medida a que este valor tiende a cero el diseño resulta antieconómico.

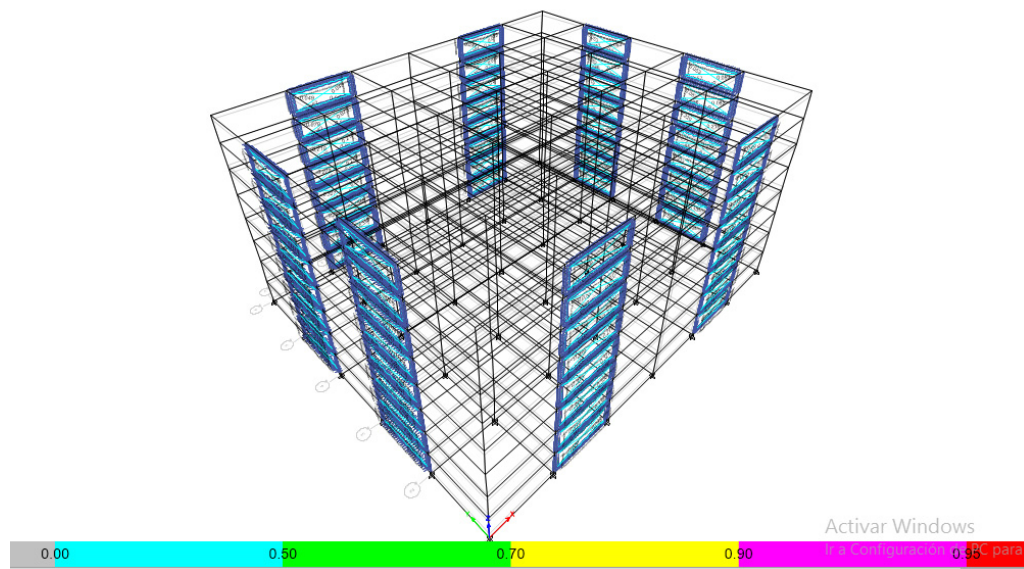


Figura 125. Índices de capacidad de toda la edificación de estudio 3.

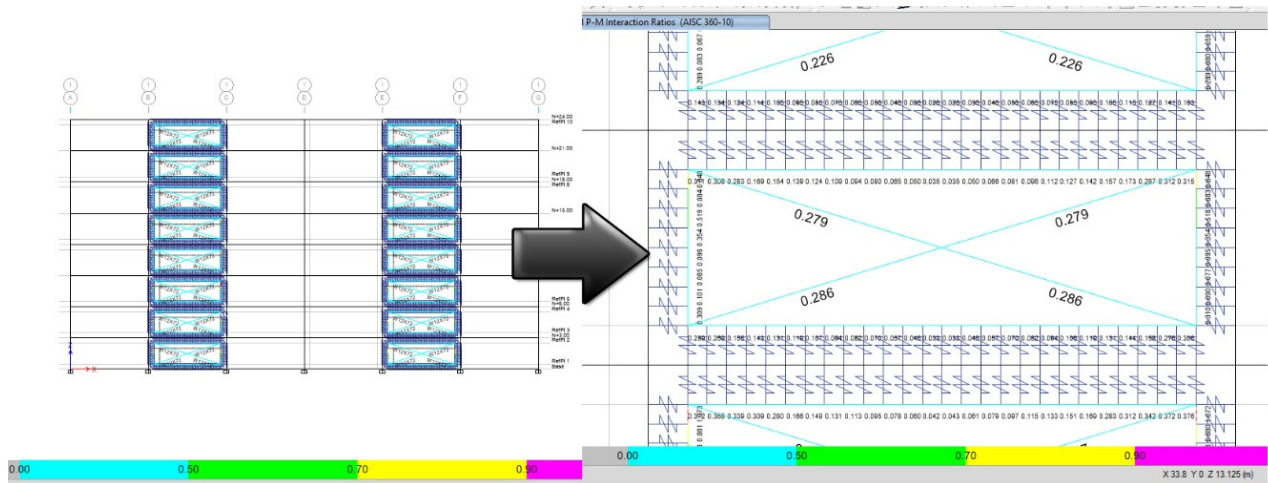


Figura 126. Índice de capacidad de un arriostramiento tipo de la edificación de estudio 3.

5.3.11.1 Verificación de los resultados del diseño obtenido en el software Etabs V15.

Etabs después de realizar el diseño de los elementos de acero entrega un informe, en cual identifica los factores de índice de capacidad en el diseño de un pórtico clasificado como SMF(Special moment Frame) haciendo click derecho sobre cualquier elemento se puede revisar en detalle los resultados del diseño como se puede apreciar a continuación.

ETABS Steel Frame Design

Element Details (Detalles del elemento de arriostramiento)

Level	Element	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N+6.00	B32	3.40	UDCon6	Special moment Frame	W12X45	Seismic HD

Design Code Parameters (Coeficientes de reducción)

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties (Propiedades de las secciones)

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0085	0.0000	0.000145	0.000021	0.006	0.0026

Design Properties (Propiedades de diseño)

S_{33} (m ³)	S_{22} (m ³)	Z_{33} (m ³)	Z_{22} (m ³)	r_{33} (m)	r_{22} (m)	C_w (m ⁶)
0.000943	0.000204	0.001052	0.000311	0.13091	0.04962	0

Material Properties (Propiedades de los materiales)

E	f_y (kN/m ²)	R_y	α
20000000	350000	1.1	NA

Stress Check forces and Moments(Cargas axiales,momentos y cortantes)

Location (m)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
3.40037	-	0	0	0	0	0

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)(Indice de capacidad)

$$\begin{aligned} \text{D/C Ratio} &= (P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22}) \\ 0.50 &= 0.504 + 0 + 0 \end{aligned}$$

Axial Force and Capacities (Fuerzas axiales y capacidad a compresión y tracción)

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
947.0581	1878.9212	2662.2527

En el diseño de los arriostramientos se debe verificar cuatro condiciones principales, las cuales se especifican a continuación:

5.3.11.1.1 *Limite ancho-espesor de perfiles metálicos.* Para miembros clasificados como de alta ductilidad las esbelteces de los elementos a compresión deben ser menores que λ_{da} , de la tabla F.3.4-1, NSR-10.

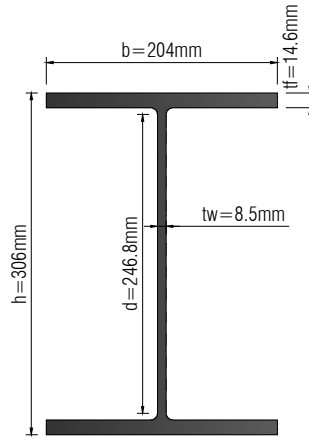


Figura 127. Sección de perfil de arriostramiento perfil W12x45.

1. Para aletas de perfiles laminados en **I** relación ancho-espesor $b/t \leq 0.3 \sqrt{E/f_y}$ para elementos a compresión. donde

F_y = esfuerzo a la fluencia, Mpa

E = modulo de elasticidad, Mpa

$$b/t_f = 102\text{mm}/14.6\text{mm} = 6.98 \leq 0.3 \sqrt{200.000\text{Mpa}/350\text{Mpa}}$$

$$b/t_f = 6.98 \leq 7.17$$

- Se cumple el requisito de la sección F.3.4.1.1.2.NSR-10

2. Para almas de perfiles laminados **I** usados para riostras relación ancho-espesor $d/t_w \leq$

$$1.49 \sqrt{E/f_y}$$

$$d/t_w = 246.8/8.5\text{mm} = 29.03 \leq 1.49 \sqrt{200.000\text{Mpa}/350\text{Mpa}}$$

$$d/t_w = 29.03 \leq 35.88$$

- Se cumple el requisito de la sección F.3.4.1.1.2.NSR-10

5.3.11.1.2 Esbeltez de la riostra.

La norma sismo resistente NSR -10 especifica, que las riostras deben cumplir con el siguiente requisito de esbeltez. $Kl/r \leq 200$.

Dado de que los radios de giro de los perfiles I no tiene la misma magnitud. Para evaluar la esbeltez se elige la mayor relación.

$$Kl/r = \frac{1 * 3400mm}{130.9mm} = 25.97 \leq 200.$$

$$Kl/r = \frac{1 * 3400m}{49.6mm} = 68.54 \leq 200$$

- Se cumple el requerimiento.

5.3.11.1.3 Resistencia requerida compresión

Para diseño de miembros solicitados por compresión, compactos (cuyos elementos constituidos cumplan las relaciones ancho espesor), la NSR-10 especifica que la resistencia de diseño ϕP_n , se obtiene con ϕ igual a 0.90

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

Donde A_g es el area total de la seccion transversal, y F_{cr} depende del estado limite que se presente, como se especifica a continuación:

Para elementos compactos y con dos ejes de simetría:

$$Si \quad Kl/r \leq 4.71 \sqrt{E/F_y} \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y$$

$$Si \quad Kl/r \geq 4.71 \sqrt{E/F_y} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

$$F_e = \text{esfuerzo elastico de pandeo } F_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2}, \text{ Mpa}$$

$F_y = \text{esfuerzo a la fluencia, Mpa}$

$E = \text{modulo de elasticidad , Mpa}$

$K = \text{factor de longitud efectiva .}$

$L = \text{longitud sin arriostramiento del miembro, mm}$

$r = \text{radio de giro que gobierna el diseño , mm}$

Factor de de longitud efectiva tomado es de $K = 1$

$$KL/r = \frac{1 * 3400m}{49.6mm} = 68.54$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} = 4.71 \sqrt{\frac{200.000Mpa}{350Mpa}} = 112.5$$

Como $KL/r < 112.5$ para el cálculo de esfuerzo critico se usa la siguiente ecuación

$$Si \ KL/r \leq 4.71 \sqrt{E/F_y} \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(kl/r \right)^2} = 420Mpa$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 246.9Mpa$$

$$\phi P_n = \phi * A_g * F_{cr}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 8451.6mm^2 * 246.9Mpa = 1878KN$$

5.3.11.1.4 Resistencia requerida a la tensión

Para evaluar la resistencia requerida, ϕR_n , de elementos solicitados por tensión se usa siguiente criterio:

$$\phi R_n = \phi * F_y * A_g = 0.9 * 350Mpa * 8451.6mm^2 = 2662KN$$

5.3.12 Paso 12. Diseño de conexiones. Para el diseño de las conexiones metálicas se utilizó la versión estudiantil del software Ram connection. El software es capaz de realizar el análisis y el diseño de

la mayoría de los tipos de conexiones avaladas por la norma sismo resistente NSR-10, se basa en cálculos integrales e incluye el cumplimiento de los requisitos sísmicos, Además aumenta la productividad con flujos de trabajo optimizados y plena integración de los modelos 3D.

A continuación, se presenta brevemente el entorno del programa y su utilización dentro todo el estudio.

La conexión se puede diseñar de dos maneras en Ram conection Standalone(RCSA), La primera manera es el de prueba y error en la cual el usuario define una base de datos con diferentes conexiones y las asigna junta a junta, la segunda manera consiste en asignar una conexiones inteligente Smart la cual es asumida por el programa teniendo en cuenta la opción de mayor adaptabilidad para la junta, la relación geométrica y las cargas.

5.3.12.1 Unidades en RAM Conection. La selección del sistema de unidades utilizado para presentación gráfica y para los reportes se realiza normalmente antes de introducir los datos, para este estudio se selecciona el sistema de unidades internacional.

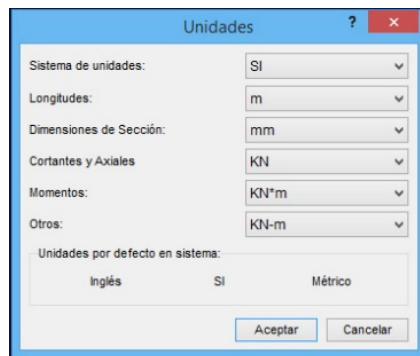


Figura 128. Ventana de configuración del sistema de unidades.

5.3.12.4 Asignación de conexiones. Ram connection tiene un conjunto de plantillas de conexión, ver Figura 131 las cuales se observan en cuadro de dialogo, así mismo es posible encontrar los comandos para la creación de la junta, secciones y materiales de los elementos.

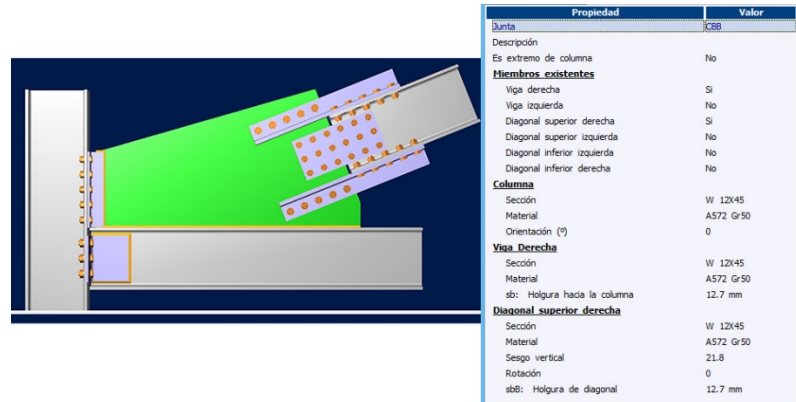


Figura 131. Tipo de junta adoptado, conexión arriostramiento con marco metálico.

5.3.12.5 Asignación de cargas. Para introducir las cargas el programa presenta una plantilla de trabajo en la que se encuentra el listado de todos los estados de carga del modelo, las combinaciones de carga no se muestran debido a que se calculan automáticamente a partir de los datos que se ingresan en los estados de carga.



Figura 132. Fuerzas axiales actuando sobre la diagonal.

5.3.12.6 Resultados del diseño de la conexión diagonal a marco metálico (vigas y columnas). En

la Figura 133 se ilustra todas las conexiones entre el marco metálico y las diagonales en ella se especifican los materiales, pernos, soldadura y cantidades de elementos para construir la conexión.

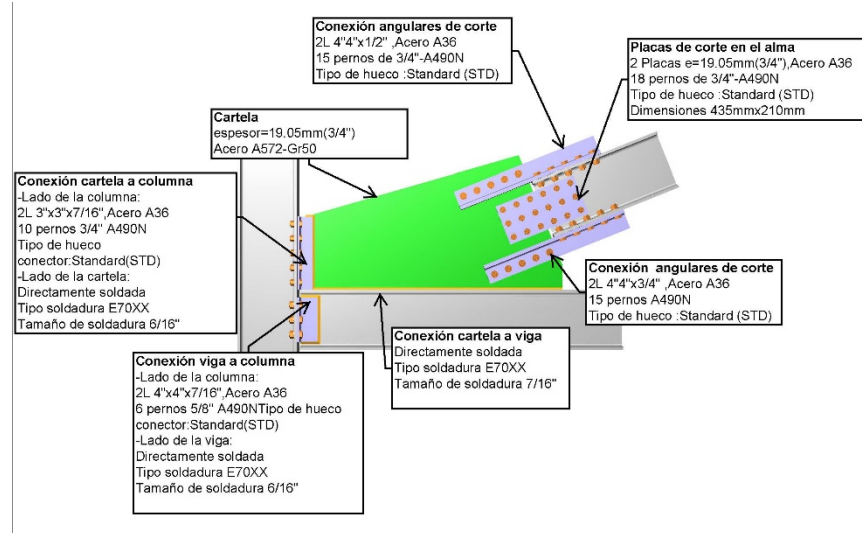


Figura 133. Conexión arriostramiento con marco metálico.

5.3.12.6.1 Diseño conexión cartela a Diagonal

SOLICITACIONES														Tipo de carga
Descripción	Viga derecha			Viga izquierda			Columna		Pu					
	Pu	Vu	Mu33	Pu	Vu	Mu33	Pu	Vu	Diagonal1	Diagonal2	Diagonal3	Diagonal4		
	[KN]	[KN]	[KN*m]	[KN]	[KN]	[KN*m]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]		
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-50.00	0.00	0.00	0.00	Design	
LL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.00	0.00	0.00	0.00	Design	
EQx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2200.00	0.00	0.00	0.00	Design	
D1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2260.00	0.00	0.00	0.00	Design	
D2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2269.00	0.00	0.00	0.00	Design	
D3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2245.00	0.00	0.00	0.00	Design	
D4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2270.00	0.00	0.00	0.00	Design	
D5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-74.40	0.00	0.00	0.00	Design	
D6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2260.00	0.00	0.00	0.00	Design	
D7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2269.00	0.00	0.00	0.00	Design	
D8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2245.00	0.00	0.00	0.00	Design	

Tabla 86. Solicitaciones conexión cartela a diagonal.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO							
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias	
<u>Angular (lado Diagonal)</u>							
Corte en los pernos	[KN]	1353.40	802.08	D4	0.59	Tables (7-1..14) Eq. J3-6, p. 7-18	
Revised bolt shear strength at claw angle	[KN]	1262.31	802.08	D4	0.64		
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	2797.24	802.08	D4	0.29	Eq. J3-6	
Pandeo	[KN]	3141.69	1604.16	D4	0.51	Eq. E3-1	
<u>Diagonal</u>							
Aplastamiento de pernos sobre la diagonal	[KN]	2403.37	802.08	D4	0.33	Eq. J3-6	
<u>Cartela</u>							
Aplastamiento de pernos sobre la cartela	[KN]	1567.42	802.08	D4	0.51	Eq. J3-6	
Relación	0.64						

Tabla 87. Verificación de diseño conexión angulares de corte.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO							
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias	
<u>Placa de empalme</u>							
Corte en los pernos	[KN]	1791.62	665.84	D4	0.37	Tables (7-1..14)	
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	3944.27	665.84	D4	0.17	Eq. J3-6	
Compresión	[KN]	1787.34	665.84	D4	0.37	Sec. J4.4	
<u>Diagonal</u>							
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	987.20	665.84	D4	0.67	Eq. J3-6	
<u>Cartela</u>							
Aplastamiento de pernos por axial	[KN]	2210.15	665.84	D4	0.30	Eq. J3-6	
Relación	0.67						

Tabla 88. Verificación de diseño conexión placa de empalme (placa de corte en el alma).


VERIFICACIÓN DE DISEÑO							
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias	
<u>Cartela</u>							
Pandeo de la sección de Whitmore	[KN]	3345.11	2270.00	D4	0.68 	Eq. E3-1	
Relación	0.68						

Tabla 89. Verificación de diseño pandeo de la sección de Whitmore.

5.3.12.6.2 Diseño conexión cartela a viga

SOLICITACIONES							
Descripción	Viga				Columna		Tipo de carg
	Ru [KN]	Pu [KN]	Mu [KN*m]	Pu [KN]	Mu22 [KN*m]	Mu33 [KN*m]	
CM	-38.08	-8.34	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
LL	-6.85	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
EQx	-1675.49	-367.18	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D1	-1721.19	-377.19	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D2	-1728.04	-378.69	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D3	-1709.76	-374.69	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D4	-1728.80	-378.86	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D5	-56.66	-12.42	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D6	-1721.19	-377.19	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D7	-1728.04	-378.69	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D8	-1709.76	-374.69	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

Tabla 90. Solicitaciones conexión cartela a viga.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO							
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Relación	Referencias	
<u>Cartela</u>							
Corte a fluencia	[KN]	5226.61	1728.80	D4	0.33	Eq. J4-3	
Gusset edge tension stress	[N/m2]	3.102625E08	1.499332E07	D4	0.05	J4-1	
Gusset edge shear stress	[N/m2]	2.068417E08	6.841681E07	D4	0.33	J4-1	
Resistencia de la soldadura	[KN]	4751.52	2212.28	D4	0.47	Tables 8-4 .. 8-11	
<u>Viga</u>							
Bloque de corte de soldadura	[KN]	2810.24	1728.80	D4	0.62	Eq. J4-5	
Aplastamiento del alma	[KN]	3193.19	378.86	D4	0.12	Eq. J10-4	
Fluencia local del alma	[KN]	4293.26	378.86	D4	0.09	Eq. J10-2	
Relación	0.62						

Tabla 91. Verificación de diseño conexión cartela a viga.

5.3.12.6.3 *Diseño de conexión cartela a columna.*

SOLICITACIONES			
Descripción	Ru [KN]	Pu [KN]	Tipo de carga
CM	-10.22	-8.34	Design
LL	-1.84	-1.50	Design
EQx	-449.83	-367.18	Design
D1	-462.10	-377.19	Design
D2	-463.94	-378.69	Design
D3	-459.03	-374.69	Design
D4	-464.14	-378.86	Design
D5	-15.21	-12.42	Design
D6	-462.10	-377.19	Design
D7	-463.94	-378.69	Design
D8	-459.03	-374.69	Design

Tabla 92. *Solicitaciones conexión cartela a columna.*

VERIFICACIÓN DE DISEÑO	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
Verificación						
<u>Angular (lado Cartela)</u>						
Resistencia de la soldadura	[KN]	1424.53	599.14	D4	0.42	Tables 8-4 .. 8-11
Corte a fluencia	[KN]	1245.18	464.14	D4	0.37	Eq. J4-3
<u>Angular (lado Columna)</u>						
Corte en los pernos	[KN]	796.28	464.14	D4	0.58	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	1441.25	464.14	D4	0.32	p. 7-18, Sec. J3.10
Corte a fluencia	[KN]	1245.18	464.14	D4	0.37	Eq. J4-3
Corte a rotura	[KN]	1060.15	464.14	D4	0.44	Eq. J4-4
Bloque de corte	[KN]	871.05	464.14	D4	0.53	Eq. J4-5
<u>Cartela</u>						
Rotura en las soldaduras	[KN/m]	5122.43	1640.59	D4	0.32	p. 9-5
Corte a fluencia	[KN]	1483.63	464.14	D4	0.31	Eq. J4-3
<u>Columna</u>						
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	2244.39	464.14	D4	0.21	Eq. J3-6
Aplastamiento del alma	[KN]	1703.18	378.86	D4	0.22	Eq. J10-4

Tabla 93. *Verificación de diseño conexión cartela a columna.*

5.3.12.7 Resultados del diseño de la conexión arriostramiento en X.

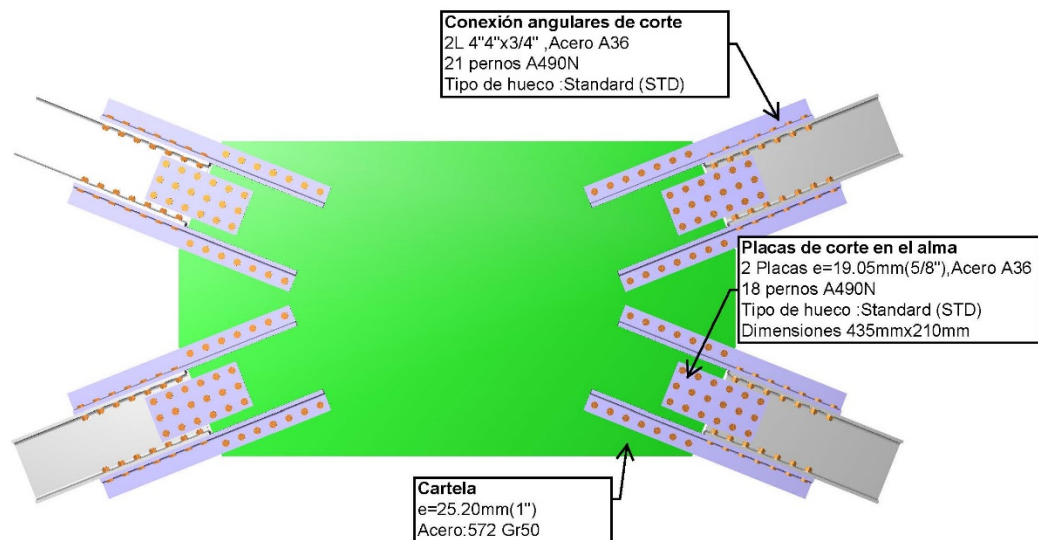


Figura 134. Conexión arriostramientos en X.

Descripción	Pu				Tipo de carga
	Diagonal1 [KN]	Diagonal2 [KN]	Diagonal3 [KN]	Diagonal4 [KN]	
CM	-50.00	-50.00	-50.00	-50.00	Design
LL	9.00	-9.00	-9.00	-9.00	Design
EQx	-2200.00	-2200.00	-2200.00	-2200.00	Design
D1	-2260.00	-2260.00	-2260.00	-2260.00	Design
D2	-2251.00	-2269.00	-2269.00	-2269.00	Design
D3	-2245.00	-2245.00	-2245.00	-2245.00	Design
D4	-2270.00	-2270.00	-2270.00	-2270.00	Design
D5	-45.60	-74.40	-74.40	-74.40	Design
D6	-2260.00	-2260.00	-2260.00	-2260.00	Design
D7	-2251.00	-2269.00	-2269.00	-2269.00	Design
D8	-2245.00	-2245.00	-2245.00	-2245.00	Design

Tabla 94. Solicitaciones de diseño conexión cartela a diagonales.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO						
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
<u>Angular (lado Diagonal)</u>						
Corte en los pernos	[KN]	1114.79	802.08	D4	0.72	Tables (7-1..14)
Fluencia por fuerza axial	[KN]	1570.93	3.18	LL	0.00	Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	1724.10	3.18	LL	0.00	Eq. J4-2
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	3515.59	802.08	D4	0.23	Eq. J3-6
Pandeo	[KN]	3141.69	1604.16	D4	0.51	Eq. E3-1
<u>Diagonal</u>						
Aplastamiento de pernos sobre la diagonal	[KN]	3020.58	802.08	D4	0.27	Eq. J3-6
Bloque de corte (sobre diagonal)	[KN]	2487.58	3.18	LL	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala de la diagonal	[KN]	2275.57	3.18	LL	0.00	Eq. J4-5
<u>Cartela</u>						
Aplastamiento de pernos sobre la cartela	[KN]	2605.91	802.08	D4	0.31	Eq. J3-6
Bloque de corte (sobre cartela)	[KN]	2416.16	3.18	LL	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en la cartela	[KN]	7056.66	9.00	LL	0.00	Eq. J4-5
Relación	0.72					

Tabla 95. Verificación de diseño conexión de angulares de corte con cartela y diagonales.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO						
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
<u>Angular (lado Diagonal)</u>						
Corte en los pernos	[KN]	1114.79	802.08	D4	0.72	Tables (7-1..14)
Fluencia por fuerza axial	[KN]	1570.93	3.18	LL	0.00	Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	1724.10	3.18	LL	0.00	Eq. J4-2
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	3515.59	802.08	D4	0.23	Eq. J3-6
Pandeo	[KN]	3141.69	1604.16	D4	0.51	Eq. E3-1
<u>Diagonal</u>						
Aplastamiento de pernos sobre la diagonal	[KN]	3020.58	802.08	D4	0.27	Eq. J3-6
Bloque de corte (sobre diagonal)	[KN]	2487.58	3.18	LL	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala de la diagonal	[KN]	2275.57	3.18	LL	0.00	Eq. J4-5
<u>Cartela</u>						
Aplastamiento de pernos sobre la cartela	[KN]	2605.91	802.08	D4	0.31	Eq. J3-6
Bloque de corte (sobre cartela)	[KN]	2416.16	3.18	LL	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en la cartela	[KN]	7056.66	9.00	LL	0.00	Eq. J4-5
Relación	0.72					

Tabla 96. Verificación de diseño conexión placa de empalme (placa de corte en el alma).

VERIFICACIÓN DE DISEÑO						
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
<u>Diagonal</u>						
Fluencia por fuerza axial	[KN]	2622.21	9.00	LL	0.00	Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	2217.26	9.00	LL	0.00	Eq. J4-2
<u>Cartela</u>						
Fluencia de la sección de Whitmore	[KN]	5823.96	9.00	LL	0.00	Eq. J4-1
Pandeo de la sección de Whitmore	[KN]	2623.56	2270.00	D4	0.87	Eq. E3-1
Relación	0.87					

Tabla 97. Verificación de diseño pandeo de la sección de whitmore.

5.3.13 Paso 13. Diseño de anclajes.

5.3.13.1 Consideraciones generales. En el diseño de los anclajes a hacer instalados en el concreto debe tener en cuenta la resistencia del acero de los anclajes y la longitud de empotramiento que garantice el desarrollo de fluencia y minimice el desgarramiento como de aquella asociada con la porción de los anclajes que esta empotrada la resistencia dominante en el diseño resulta ser la menor de estas dos.

En este caso la resistencia del anclaje depende de las propiedades del acero, su tamaño ,la longitud de empotramiento, la resistencia del hormigón, la proximidad con otros anclajes, la distancia a los bordes libres, y de las características del extremo empotrado del anclaje (anclaje con cabeza, con gancho, de expansión ,rebajado, etc)(Industrial, 2005)

Los materiales especificados en Tabla 98 son los que habitualmente se utilizan para los anclajes en el concreto. La tabla presenta los valores correspondientes de la resistencia a la tracción especificada, f_{ut} , y a la tensión de fluencia especificada f_y , además de los requisitos de alargamiento.

Norma aplicable al material ¹	Grado o tipo	Diámetro (in.)	Resistencia a la tracción, para el diseño, f_{ut} (ksi)	Resistencia a la tracción, mín. (ksi)	Tensión de fluencia, mín.		Alargamiento, mín		Reducción del área, mín. (%)
					ksi	método	%	longitud	
AWS D1.1 ²	B	1/2 - 1	60	60	50	0,2 %	20	2 in.	50
ASTM A 307 ³	A	≤ 4	60	60	—	—	18	2 in.	—
	C	≤ 4	58	58-80	36	—	23	2 in.	—
ASTM A 354 ⁴	BC	≤ 4	125	125	109	0,2 %	16	2 in.	50
	BD	≤ 4	125	150	130	0,2 %	14	2 in.	40
ASTM A 449 ⁵	1	≤ 1	120	120	92	0,2 %	14	4D	35
		1 - 1-1/2	105	105	81	0,2 %	14	4D	35
		> 1-1/2	90	90	58	0,2 %	14	4D	35
ASTM F 1554 ⁶	36	≤ 2	58	58-80	36	0,2 %	23	2 in.	40
	55	≤ 2	75	75-95	55	0,2 %	21	2 in.	30
	105	≤ 2	125	125-150	105	0,2 %	15	2 in.	45

Tabla 98. *Propiedades de los materiales usados para los anclajes en concreto.*

En la Figura 154 contiene información sobre el área de la sección transversal efectiva, A_{se} , y el área de apoyo, A_{brg} , para anclajes roscados.

Diámetro del anclaje (d_o) (in.)	Área bruta del anclaje ($in.^2$)	Área efectiva del anclaje (A_{se}) ($in.^2$)	Superficie de apoyo de las cabezas y tuercas (A_{brg}) ($in.^2$)			
			Cuadrada	Cuadrada pesada	Hexagonal	Hexagonal pesada
0,250	0,049	0,032	0,142	0,201	0,117	0,167
0,375	0,110	0,078	0,280	0,362	0,164	0,299
0,500	0,196	0,142	0,464	0,569	0,291	0,467
0,625	0,307	0,226	0,693	0,822	0,454	0,671
0,750	0,442	0,334	0,824	1,121	0,654	0,911
0,875	0,601	0,462	1,121	1,465	0,891	1,188
1,000	0,785	0,606	1,465	1,855	1,163	1,501
1,125	0,994	0,763	1,854	2,291	1,472	1,851
1,250	1,227	0,969	2,228	2,773	1,817	2,237
1,375	1,485	1,160	2,769	3,300	2,199	2,659
1,500	1,767	1,410	3,295	3,873	2,617	3,118
1,750	2,405	1,900	--	--	--	4,144
2,000	3,142	2,500	--	--	--	5,316

Tabla 99. *Propiedades dimensionales de los anclajes.*

5.3.13.2 *Diseño de los anclajes de unión entre el marco metálico y los pórticos de concreto.*

El diseño que se especifica a continuación es la unión entre el pórtico de concreto y el marco metálico, esta unión se realiza con la ayuda de los anclajes embebidos en el concreto. estos deben resistir todas solicitaciones producidas por los efectos sísmicos para que el marco metálico sea estable y cumpla con la función de mejorar la capacidad y rigidez de la estructura.

La conexión se compone por cuatro grupos de anclajes, el primer y segundo grupo están ubicados en la zona superior e inferior del marco metálico y cada uno contiene 50 anclajes separados 25 cm en la dirección X y Y, El tercer y cuarto grupo de anclajes se ubican en la zona izquierda y derecha del marco metálico cada uno contiene 18 anclajes con una separación de 25 cm, para una mayor claridad ver la Figura 135.

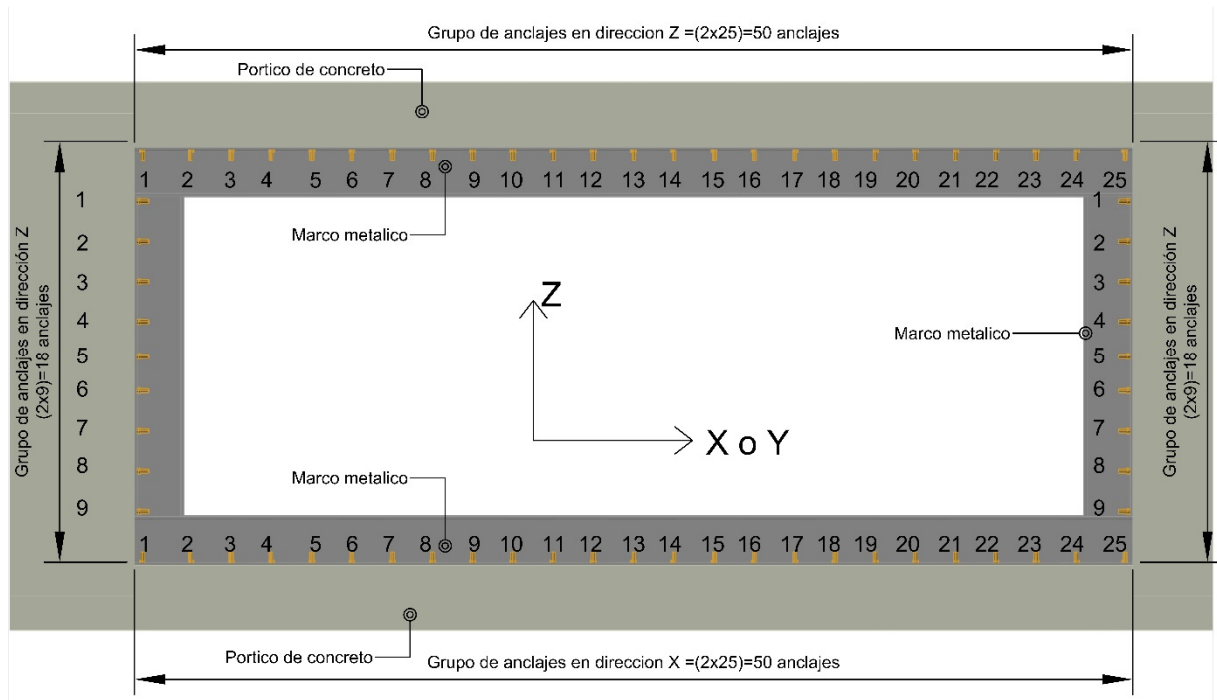


Figura 135. Configuración de anclaje de marco metálico a los pórticos de concreto.

La modelación estructural de los anclajes se observa en la Figura 136. La sollicitación total del grupo de pernos se determina sumando la sollicitación individual que cada perno aporta al grupo.

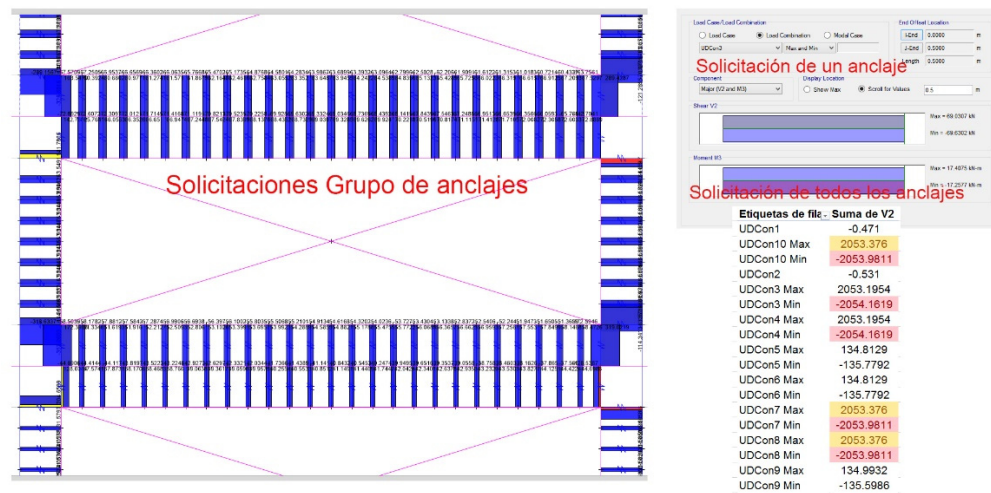


Figura 136. Solicitaciones de grupo de anclajes para unión marco metálico con pórtico de concreto, Edificación de estudio 3.

A continuación, se presenta el diseño por resistencia de los anclajes, el cálculo cumple con los requisitos del apéndice C-D de la norma sismo resistente NSR-10.

El grupo de anclajes esta solicitado a una carga de 2055kN a cortante y de 206kN a tracción estos datos fueron extraídos del software de diseño ver Figura 136.

Diseño de Anclajes de acuerdo NSR-10



Solicitaciones

$V_{ua}[\text{kN}] =$	2055	Fuerza cortante mayorada aplicada a un grupo de anclaje
$N_{ua}[\text{kN}] =$	206	Fuerza mayorada de traccion aplicada a un grupo de anclajes

Vista planta

$C_{a1}[\text{mm}] =$	140	en direccion x	5.511811	in
$C_{a2}[\text{mm}] =$	140	en direccion y		

Separacion de anclajes[mm] en direccion x=	0.25	0.01
Separacion de anclajes[mm] en direccion y=	0.25	0.01

Dimensiones de los anclajes

Numero de columnas de anclajes=	25
Numero de filas de anclajes=	2
Numero de anclajes	50

Diametro del perno

Anclaje ASTM,A354 Grado BD

Diametro =	N6		
Diametro [mm]=	19.1	Diametro (in)	0.75
Area[mm ²]=	285	Area(in ²)	0.44

Materiales de los anclajes

$f_y[\text{Mpa}] =$	862	$f_y(\text{KSI})$	125
$f_u[\text{Mpa}] =$	1034	$f_u(\text{KSI})$	150
$h_{ef}[\text{mm}] =$	350	Profundidad efectiva del embebido del anclaje	

Factores de reduccion de resistencia ϕ para anclajes en concreto

Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero ductil	
Cargas a traccion	0.75
Fuerza cortante	0.65

Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en traccion,C-D.5.2

C-D.5.2.2 La resistencia nominal de arrancamiento del concreto N_{cb} de un grupo de anclajes en traccion no debe exceder de

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec} \psi_{ed} \psi_c \psi_{cp} N_b$$

	$A_{Nc}[\text{mm}^2]=1109064$	1719.05	
	$A_{Nco}[\text{mm}^2]=1102500$	1708.878	
hef [mm]=	350	13.77953	
1.5hef [mm]=	525	20.66929	Por lo tanto
	$N_{cbg}[\text{KN}]=$	340	32.54

Resistencia basica de arrancamiento del concreto de un solo anclaje a traccion

$$N_b = K_c \lambda \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5}$$

	$N_b [\text{KN}]$	346	32.35	$N_{b \text{ max}} [\text{KN}]$	705.1
$K_c =$	10	para anclajes preinstalados			
$\lambda =$	1	para concreto normal			
$f_c [\text{Mpa}] =$	28	3999.996			

Verificacion $N_{ua} \leq N_{cbg}$

C-D.5.2.3,Donde los anclajes se ubican a menos de 1.5hef,de tres o mas bordes ,el valor hef usado en las ecuaciones (C-D-4) a las (C-D-11) debe ser mayor entre:

$C_{a1}[\text{mm}] =$	140	en direccion X
$C_{a2}[\text{mm}] =$	140	en direccion Y
$C_{a, \text{max}/1.5}[\text{mm}] =$	93	
Separacion entre anclajes/3 [mm]=		0.08

Entonces usar hef [mm]= 93

C-D.5.2.4 El factor de modificacion para grupo de anclajes sometido a cargas excentricas de traccion.

$$\psi_{ec}, N = 1.00$$

C-D.5.2.5,El factor de modificacion para efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en traccion.

$$\psi_{ed}, N = 0.78$$

C-D.5.2.6 Para anclajes ubicados en una region de un elemento de concreto ,donde los analisis señalan que no hay fisuracion para niveles de cargas de servicio,se permite el siguiente factor de modificacion

$$\psi_c, N = 1.25 \quad \text{para anclajes preinstalados}$$

C-D.5.3 Resistencia a la extraccion por deslizamiento de un anclaje en traccion

La resistencia nominal a la extraccion por deslizamiento de un anclaje en traccion , N_{pn}

no debe exceder $N_{pn} = \psi_c * N_p$

La resistencia a la extraccion por deslizamiento a traccion de un perno o tornillo con cabeza individual , N_p

$$\psi_c = 1$$

$$N_{pn} = 8 * A_{brg} * f_c$$

Diametro del ancla [mm]=	19.1	$A_{brg}[\text{mm}^2] =$	507	0.79
Diametro cabeza ancla [mm]=	31.8			

C-D.5.3 Resistencia a la traccion por deslizamiento de un anclaje en traccion

La resistencia nominal a la extraccion por deslizamiento de un anclaje en traccion , N_{pn} no debe exceder $N_{pn} = \psi_c * N_p$

La resistencia a la extraccion por deslizamiento a traccion de un perno o tornillo con cabeza individual , N_p

$$\psi_c = 1$$

$$N_{pn} = 8 * A_{brg} * f_c$$

Diametro del ancla [mm]=	19.1	$A_{brg}[mm^2] =$	507	0.79
Diametro cabeza ancla [mm]=	31.8			

$$N_{pn} = n * \psi * N_p [KN] = 5675 \quad 1256.64$$

Verificacion cumple $N_{ua} \leq \phi N_{pn}$

C-D.5.4 Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza en traccion

Para un grupo de anclajes con cabeza, la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto N_{sb} no debe exceder

$$N_{sb} = 13 * C_{a1} * \sqrt{A_{brg}} \lambda \sqrt{f_c} = 217$$

$$N_{sb} = \left(1 + \frac{s}{6 * C_{a1}} \right) N_{sb} = 216.85$$

no cumple $N_{sb} < N_{ua}$

Requisitos de diseño para solicitaciones de cortante C.D.6**C-6.1.1 La resistencia nominal de un anclaje individual o de un grupo de anclajes en cortante**

$$V_{sa} = n 0.6 A_{se} f_{uta}$$

Numero de anclajes	50		
$A_{se} [mm^2] =$	282	$A_{se} (in^2)$	0.3
$f_{uta} [Mpa] =$	1034	$f_{uta} (KSI)$	150.0
V_{sa}	8753	$V_{sa} (KSI)$	1505.1

Verificacion cumple $V_u \leq \phi V_{sa}$

C.D.6.2 Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante

La resistencia nominal al arrancamiento del concreto para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes.

$$V_u [KN] = 135$$

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec} \psi_{ed} \psi_c \psi_{cp} V_b = 250.0 \quad V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

$$A_{vco} = 4.5 (c_{a1})^2 [mm^2] = 88200 \quad 136.7102734 \quad in$$

$$h_a [mm^2] = 350$$

$$A_{vc} = 149100 \quad 231.11$$

C-D.6.2.2 La resistencia básica al arrancamiento por constante de un anclaje individual en concreto fisurado

$$l_e[mm] = 350$$

$$d_a[mm] = 19.1$$

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda \sqrt{f_c} (c_{a1})^{1.5} [kN] = 41.09 \quad 9236.36$$

C-D.6.2.5 Factor de modificación para grupos de anclajes cargados excentricamente

$$\psi_{ec,V} = 1.00$$

C-D.6.2.6 Factor de modificación para anclajes sencillos o grupos de anclaje cargados en cortante

$$\psi_{ed,V} = 1.00$$

C-D.6.2.7 Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto

$$\psi_c,V = 1.2$$

C-D.6.2.8 Para anclajes ubicados en un elemento de concreto $h_a < 1.5c_{a1}$, $\psi_{h,v}$

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} = 1.00$$

Verificación cumple $V_{ua} \leq \phi V_{cbg}$

5.3.13.3 Resultado del diseño de los anclajes. En la Figura 137 se expone el resultado del diseño de la unión con anclajes entre el marco metálico y el pórtico de concreto.

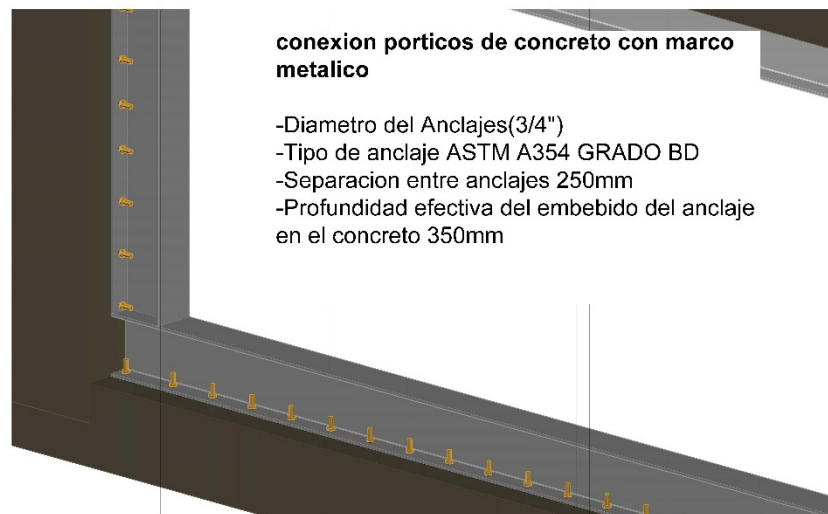


Figura 137. Resultado del diseño de los anclajes.

5.3.14 Paso 14. Cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero estructural Edificación de estudio 3

5.3.14.1 Volumen de concreto en $[m^3]$. En la Tabla 100 se indica la cantidad de volumen de concreto de vigas, columnas y zapatas de la Edificación de estudio 3.

Volumen de concreto	m^3
Vigas	947
Columnas	655
Zapatas	335
Total	1937

Tabla 100. *Volumen de concreto total de la Edificación de estudio 3.*

- El Volumen de concreto de la Edificación de estudio 3 es $1937m^3$

5.3.14.2 Cantidad de acero de refuerzo de vigas [kg].

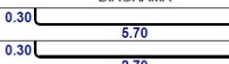
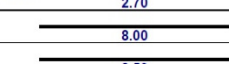
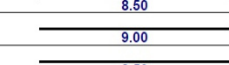
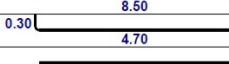
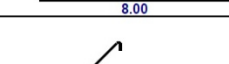

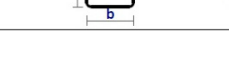
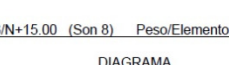
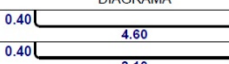
Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento [kg]	Peso total de elementos[kg]
Viga V1	8	1260	10081
Viga V2	8	994	7953
Viga V3	8	994	7953
Viga V4	8	994	7953
Viga V5	8	1036	8292
Viga V6	8	1260	10081
Viga VA	8	1819	14554
Viga VB	8	1663	13302
Viga VC	8	1921	15365
Viga VD	8	1905	15238
Viga VE	8	1905	15238
Viga VF	8	1663	13302
Viga VG	8	1819	14554
Total	104		153866

Tabla 101. Kilogramos acero de refuerzo de vigas de la Edificación de estudio 3.

- Los kilogramos de acero de las vigas de la Edificación de estudio 3 son 153866[kg]
- Las toneladas acero de vigas de la Edificación de estudio 3 son 154[t].

En la Tabla 102 se especifica un ejemplo del resumen obtenido por el software DL-NET para las cantidades del refuerzo longitudinal y de los estribos de las vigas mencionadas.

V3/N+15.00 (Son 8) Peso/Elemento= 994.11Kg Peso 8 elementos=7952.90Kg

DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	3	N6	6.00	(Total =24)
	2	N6	3.00	(Total =16)
	3	N7	8.00	(Total =24)
	15	N6	8.50	(Total =120)
	6	N6	9.00	(Total =48)
	3	N7	8.50	(Total =24)
	9	N6	5.00	(Total =72)
	3	N6	8.00	(Total =24)
	252	N3	1.63	(Total =2016)

VB/N+15.00 (Son 8) Peso/Elemento= 1662.74Kg Peso 8 elementos=13301.92Kg

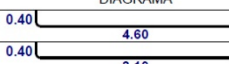
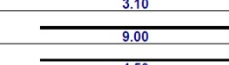
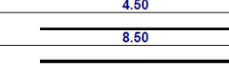
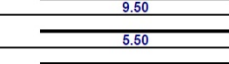
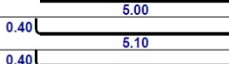
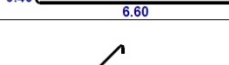

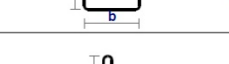


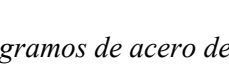

DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	4	N8	5.00	(Total =32)
	6	N8	3.50	(Total =48)
	15	N8	9.00	(Total =120)
	4	N8	4.50	(Total =32)
	3	N8	8.50	(Total =24)
	3	N8	9.50	(Total =24)
	5	N8	5.50	(Total =40)
	2	N8	5.00	(Total =16)
	4	N8	5.50	(Total =32)
	6	N8	7.00	(Total =48)
	204	N3	1.83	(Total =1632)
	204	N3	0.57	(Total =1632)

Tabla 102. Kilogramos de acero de refuerzo vigas V3y VB

5.3.14.3 Kilogramos de acero de refuerzo en columnas [kg].

Columnas			
Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento [kg]	Peso total de elementos[kg]
Columnas A-1, A-6, G-1, G-6	4	3407	13629
Columnas A-2, A-3, A-4, G-2, G-3, G-4	6	5421	32526
Columna sA-5, G-5	2	5828	11655
Columnas B-1, B-6, C-1, C-6, E-1, E-6, F-1, F-6	8	5828	46622
Columnas B-2, B-3, B-4, B-5, F-2, F-3, F-4, F-5	8	3442	27537
Columnas C-2, C-3, C-4, C-5, D-1, D-2, D-3, D-4, D-5, D-6, E-2, E-3, E-4, E-5	14	3442	48189
Total	42		180158

Tabla 103. Kilogramos acero refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 3.

En la Tabla 104 se especifica un ejemplo del resumen obtenido por el software DL-NET para las cantidades del refuerzo longitudinal y de los estribos de las columnas mencionadas.

Columnas A-1, A-6, G-1, G-6 (Son 4) Peso/Elemento= 3407.22Kg Peso 4 elementos=13628.87Kg

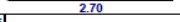
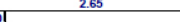
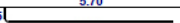
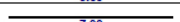
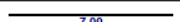
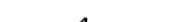
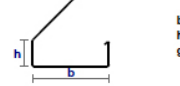

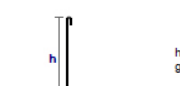

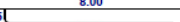
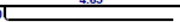
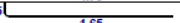
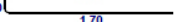
DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	6	N8	3.00	(Total =24)
	5	N7	3.00	(Total =20)
	6	N8	6.00	(Total =24)
	5	N7	6.00	(Total =20)
	20	N7	7.00	(Total =80)
	36	N8	7.00	(Total =144)
	254	N4	3.48	(Total =1016)
	762	N4	0.63	(Total =3048)
	254	N4	1.43	(Total =1016)
	10	N7	8.00	(Total =40)
	5	N7	5.00	(Total =20)
	6	N8	5.00	(Total =24)
	5	N7	2.00	(Total =20)
	6	N8	2.00	(Total =24)

Tabla 104. Kilogramos de acero de refuerzo de las columnas A-1, A-6, G-1 y G-6.

- Los Kilogramos de acero de columnas de la Edificación de estudio 3 son 180158 [kg].
- Las toneladas de acero de columnas de la Edificación de estudio 3 son 180 [t].

5.3.14.4 Kilogramos de acero de refuerzo en zapatas [kg]. En la Tabla 105 se indica cantidades de acero de refuerzo de las zapatas de la edificación de estudio 3.




DIAGRAMA	CANTIDAD	DIÁMETRO	LONGITUD [m]	PESO [kg]	NOTAS
	203	N6	2.40	1081.35	Ref. inferior y superior de zapatas
	1200	N6	3.00	8003.44	Ref. inferior y superior de zapatas
	1760	N6	3.80	14868.62	Ref. inferior y superior de zapatas
				23953	TOTAL [kg]

Tabla 105. *Kilogramos acero de refuerzo de zapatas de la Edificación de estudio 3.*

- Los kilogramos de acero de zapatas de la Edificación de estudio 3 son 23953[kg]
- Las toneladas de acero de zapatas de la Edificación de estudio 3 son 24 [t]

5.3.14.5 Kilogramos de acero estructural de arriostramientos [kg].

- Los Kilogramos de acero estructural de la edificación de estudio 3 son 131213[kg].
- Las toneladas de acero estructural de la edificación de estudio 3 son 131 [t]

5.3.14.6 Resumen de cantidades de acero de refuerzo, acero estructural y volumen de concreto de la Edificación de estudio 3.

Finalmente queda consignado los totales de volumen de concreto y las cantidades de acero de refuerzo y estructural suministrados para Edificación de estudio 3 Ver Tabla 106.

Tabla 106. *Resumen de cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero estructural de la Edificación de estudio 3.*

Volumen de concreto en m³

Elemento	Volumen
Vigas	947
columnas	655
Zapatas	335
Total	1937

Peso de total de acero de refuerzo

Elemento	Kilogramos	Toneladas
Vigas	153866	154
columnas	180158	180
Zapatas	23953	24
Total	357977	358

Peso de total de acero estructural

Elemento	Kilogramos	Toneladas
Arriostramientos	131213	131

5.4 Edificación de estudio 4

La cuarta edificación de estudio corresponde al sistema estructural combinado de pórticos de concreto con diagonales concéntricas en **V o V invertida** con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

Se realizó el análisis y diseño de las dos edificaciones, sistema en V y sistema en V invertida, los resultados obtenidos muestran que las dos edificaciones diseñadas tienen un comportamiento similar y requieren iguales dimensiones en los elementos de concreto y de acero de arriostramiento para cumplir con los requisitos establecidos por la norma sismo resistente, a continuación, se expone la edificación más óptima desde punto de vista de comportamiento y consumos de materiales, edificación con arriostramiento en V.

5.4.1 Paso 1. Predimensionamiento estructural. Se estudia el edificio de 8 niveles mostrado en la Figura 138.

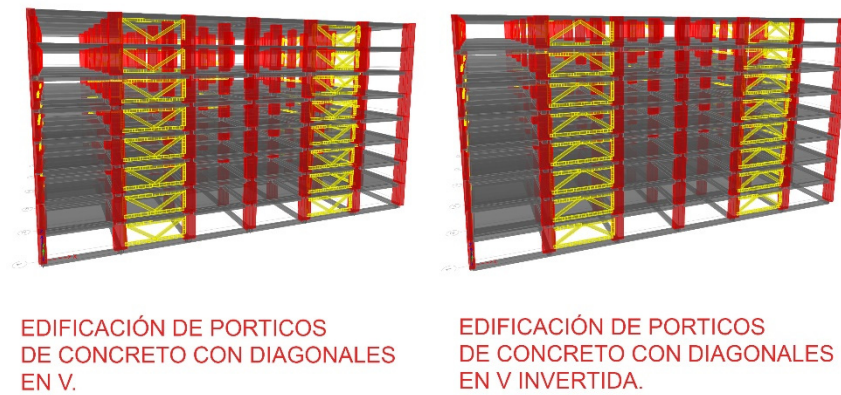


Figura 138. Edificio combinado de pórticos de concreto con diagonales con diagonales concéntricas en V y V invertida con capacidad de disipación de energía moderada.

5.4.1.1 Predimensionamiento de columnas y arriostramientos. Secciones de columnas en color verde(0.70mx1.30m), columnas en color azul (1.30mx0.70m) y secciones de arriostramientos W12x50(color naranja).

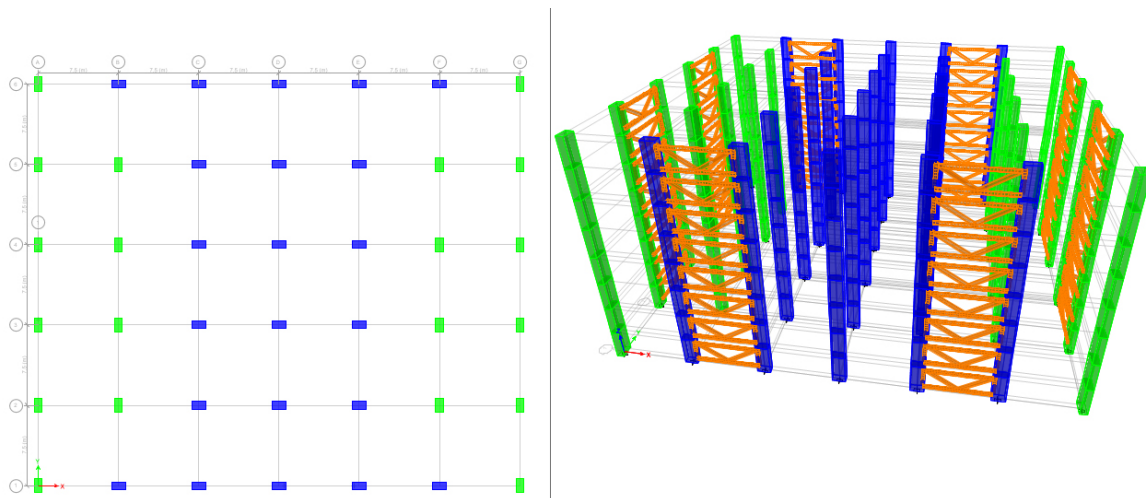


Figura 139. Identificación de columnas y arriostramientos de la Edificación de estudio 4.

5.4.1.2 Secciones de vigas y placas. Secciones de vigas en color magenta (0.40mx0.5m), secciones de vigas en color naranja (0.50mx0.50m) y placa de entrepiso de color cian (0.50m de altura).

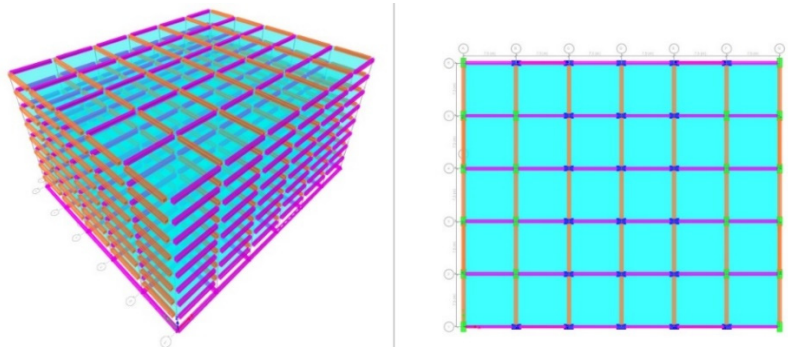


Figura 140. Identificación de vigas y placas de la Edificación de estudio 4.

5.4.1.3 Materiales.

- Columnas en concreto de 35Mpa (Color rojo)
- Vigas y placas aligeradas en concreto de 28Mpa (color gris)
- Arriostramientos metálicos acero A572 Grado 50 (color amarillo)

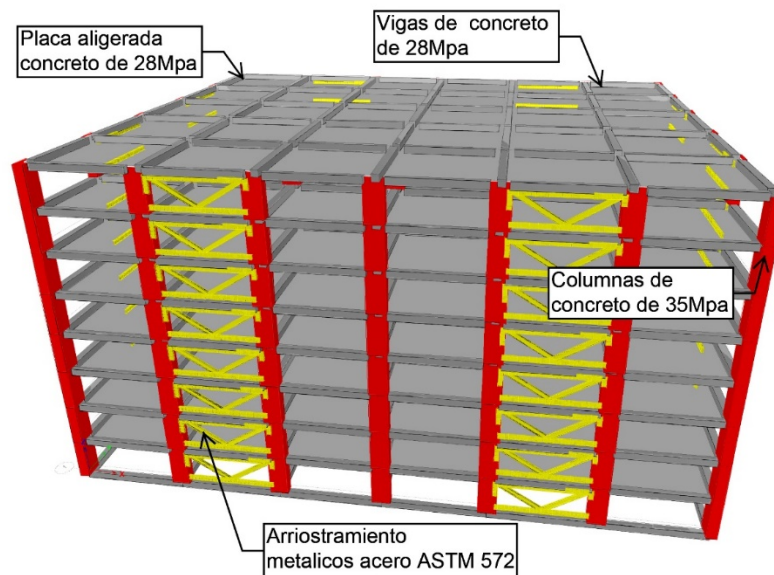


Figura 141. Materiales de elementos estructurales edificación de estudio 4.

5.4.1.4 Geometría general en planta. Como se puede observar en la planta estructural en la Tabla 124. La estructura cuenta con cuatro sistemas de arriostramientos orientados en la dirección X y cuatro sistemas de arriostramientos orientados en la dirección Y.

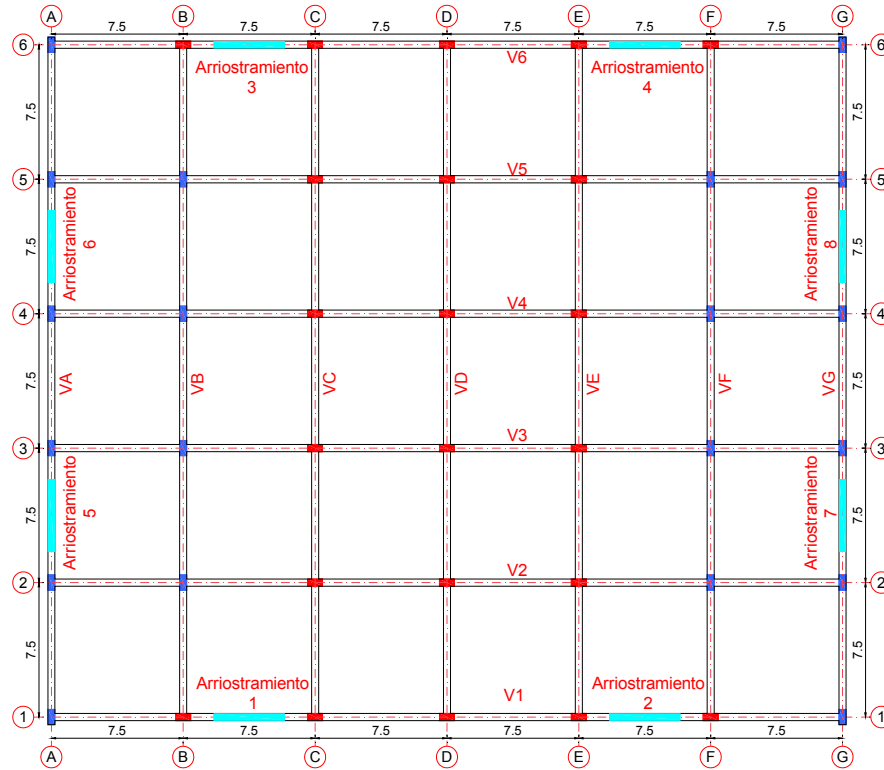


Figura 142. Planta de entrepiso tipo niveles N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+15.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00.

5.4.2 Paso 2. Evaluación de las solicitaciones definitivas. Con las dimensiones de los elementos de la estructura como resultado del paso 1 se evalúan todas las solicitaciones que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del título B de la NSR-10.

5.4.2.1 Evaluación de la carga de diseño de losa por m^2 . De acuerdo con la evaluación de cargas realizada en 5.1.2.1.

- Total, de carga muerta de servicio = $7.60 \text{ KN}/m^2 [C.M]$
- Carga viva de servicio (NSR10, Sec B. 4.2.1) = $1.80 \text{ KN}/m^2 [C.V]$

- $Carga\ de\ servicio = W_s = C.M + C.V = 7.60\ Kn/m_2 + 1.80\ Kn/m_2 = 9.40\ Kn/m_2$
- $Carga\ ultima\ de\ diseño = W_u = 1.2\ C.M + 1.6\ C.V = 12.00\ Kn/m_2$

5.4.2.2 Determinación de la masa y peso de la edificación.

Nivel	Masa [kg]	Peso [KN]
N+24.00	1686254	16542
N+21.00	1831264	17965
N+18.00	1831264	17965
N+15.00	1831264	17965
N+12.00	1831264	17965
N+9.00	1831264	17965
N+6.00	1831264	17965
N+3.00	1831264	17965
Σ	14505104	142295

Tabla 107. Masa y peso de la edificación de estudio 4.

5.4.3 Paso 3. Obtención del nivel de amenaza y los valores de A_a y A_v

- Localización: Barrancabermeja Santander.
- $A_a = 0.15, A_v = 0.15$.
- Zona de amenaza sísmica: Intermedia.

5.4.4 Paso 4. Movimientos sísmicos de diseño.

Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del capítulo A.2 de la NSR-10.

- Perfil del suelo: D.
- Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de sus coeficientes sitio $F_a = 1.5$ y $F_a = 2.20$.
- Coeficiente de importancia, $I = 1.0$

5.4.5 Paso 5. Características de la estructuración.

- Sistema estructural: Sistema estructural combinado de pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía
- Capacidad de ductilidad o disipación de energía: Moderada (DMO).

5.4.6 Paso 6. Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.

5.4.6.1.1 Irregularidades 1aP y 1bP, torsional y torsional extrema. Análisis de la irregularidad torsional en dirección X se muestra a continuación:

Carga						carga					
Label						Label					
fx						fx					
42						37					
h _j	Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva X	deriva %	h _j	Nivel	Desx	Des.Y	Deriva X	deriva %
24.0	N+24.00	0.164	0.040	0.016	0.53%	24.0	N+24.00	0.154	0.040	0.015	0.50%
21.0	N+21.00	0.149	0.036	0.019	0.64%	21.0	N+21.00	0.140	0.036	0.018	0.60%
18.0	N+18.00	0.130	0.032	0.023	0.75%	18.0	N+18.00	0.122	0.032	0.021	0.71%
15.0	N+15.00	0.108	0.027	0.025	0.84%	15.0	N+15.00	0.101	0.027	0.024	0.80%
12.0	N+12.00	0.084	0.021	0.027	0.89%	12.0	N+12.00	0.078	0.021	0.025	0.84%
9.00	N+9.00	0.058	0.014	0.026	0.87%	9.00	N+9.00	0.054	0.014	0.025	0.82%
6.00	N+6.00	0.032	0.008	0.022	0.74%	6.00	N+6.00	0.030	0.008	0.021	0.70%
3.00	N+3.00	0.011	0.003	0.011	0.36%	3.00	N+3.00	0.010	0.003	0.010	0.34%
0.00	N+0.00	0.000	0.000			0.00	N+0.00	0.000	0.000		

h _j	(Δ1+ Δ2)/2	Máx: Δ1	Irregularidad torsional en x
24.0	0.52%	0.53%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
21.0	0.62%	0.64%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
18.0	0.73%	0.75%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
15.0	0.82%	0.84%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
12.0	0.87%	0.89%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
9.00	0.85%	0.87%	No hay irregularidad torsional φp=1.00
6.00	0.72%	0.74%	No hay irregularidad torsional φp=1.00

Tabla 108. Irregularidad en dirección X de la edificación de estudio 4.

De igual manera se muestra el análisis para la dirección Y:

Carga						Carag					
Label						Label					
fy						fy					
42						6					
h _j	Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva X	deriva %	h _j	Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva X	deriva %
24.0	N+24.00	0.041	0.162	0.015	0.51%	24.0	N+24.00	0.041	0.145	0.014	0.46%
21.0	N+21.00	0.037	0.148	0.019	0.62%	21.0	N+21.00	0.037	0.132	0.017	0.56%
18.0	N+18.00	0.032	0.130	0.022	0.74%	18.0	N+18.00	0.032	0.116	0.020	0.66%
15.0	N+15.00	0.027	0.108	0.025	0.83%	15.0	N+15.00	0.027	0.097	0.023	0.75%
12.0	N+12.00	0.021	0.084	0.027	0.89%	12.0	N+12.00	0.021	0.075	0.024	0.80%
9.00	N+9.00	0.014	0.058	0.026	0.88%	9.00	N+9.00	0.014	0.052	0.024	0.79%
6.00	N+6.00	0.008	0.033	0.022	0.75%	6.00	N+6.00	0.008	0.029	0.020	0.67%
3.00	N+3.00	0.003	0.011	0.011	0.37%	3.00	N+3.00	0.003	0.010	0.010	0.33%
0.00	N+0.00	0.000	0.000			0.00	N+0.00	0.000	0.000		

h _j	(Δ1+ Δ2)/2	Máx: Δ1	Irregularidad torsional en y
24.0	0.48%	0.51%	No hay irregularidad torsional φ _p =1.00
21.0	0.59%	0.62%	No hay irregularidad torsional φ _p =1.00
18.0	0.70%	0.74%	No hay irregularidad torsional φ _p =1.00
15.0	0.79%	0.83%	No hay irregularidad torsional φ _p =1.00
12.0	0.84%	0.89%	No hay irregularidad torsional φ _p =1.00
9.00	0.83%	0.88%	No hay irregularidad torsional φ _p =1.00
6.00	0.71%	0.75%	No hay irregularidad torsional φ _p =1.00

Tabla 109. Irregularidad torsional en dirección Y de la edificación de estudio 4.

- La estructura no presenta irregularidad torsional o torsional extrema. Por lo tanto $\phi_p = 1$

5.4.6.1.2 Irregularidad 2P retrocesos excesivos en las esquinas.

- La estructura no presenta retrocesos en las esquinas. No se tiene es tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.4.6.1.3 Irregularidad 3P Discontinuidades en el diafragma.

- La forma del diafragma no presenta discontinuidades apreciables, ni huecos con áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma; tampoco presenta cambios en su rigidez según las configuraciones de las aberturas mostradas en la Figura 29, por lo tanto, no se tiene en cuenta este tipo de irregularidad $\phi_p = 1$.

5.4.6.1.4 Irregularidad 4P desplazamientos del plano de acción de los elementos verticales.

- En la Edificación de estudio 4 no existe discontinuidad de la trayectoria de la carga sísmica en la estructura debido a que todos los planos de acción verticales son continuos desde la cimentación hasta la cubierta. No se tiene este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

5.4.6.1.5 Irregularidad 5P sistemas no paralelos.

- Los ejes de los elementos de resistencia sísmica de la estructura en términos globales son ortogonales y paralelos entre sí. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_p = 1$.

Después de evaluar todas las irregularidades en planta se puede concluir que la estructura es regular por tanto el $\phi_p = 1$.

5.4.6.2 Irregularidad en altura de la edificación.

5.4.6.2.1 Irregularidad 1aA, piso flexible (irregularidad en rigidez) e Irregularidad 1bA piso flexible (irregularidad extrema de en rigidez). A continuación, se muestran los análisis de irregularidad de piso flexible en dirección X y Y en la Tabla 110 y Tabla 50, respectivamente.

Tabla 110. Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección X.

Fuerza		Sismo X									
Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva X	Fj[KN]	V[KN]	Rigidez [kN/m]	.6KD	.7KD	.7(KD+KE+KF)/3	.8(KD+KE+KF)/3	Phi a
N+24.00	0.154	0.045	0.016805674	17100	17100	1017530					
N+21.00	0.138	0.040	0.020015677	16013	33113	1654375	610517.8937	712270.876			
N+18.00	0.118	0.035	0.023144969	13495	46609	2013779	992625.1825	1158062.713			
N+15.00	0.096	0.028	0.025391766	11023	57632	2269725	1208267.478	1409645.391	1093326	1249516	phia=1
N+12.00	0.072	0.021	0.026140227	8606	66238	2533943	1361835.157	1588807.683	1385505	1583435	phia=1
N+9.00	0.047	0.014	0.024418049	6254	72491	2968767	1520366.096	1773760.446	1590738	1817986	phia=1
N+6.00	0.023	0.007	0.017903064	3988	76479	4271850	1781260.049	2078136.723	1813568	2072649	phia=1
N+3.00	0.006	0.002	0.006124312	1848	78327	12789528	2563109.971	2990294.966	2280731	2606549	phia=1
N+0.00	0.000	0.000	0.00024777								

Tabla 111. Evaluación de la irregularidad de piso flexible en dirección Y.

Fuerza		Sismo Y									
Nivel	Des.X	Des.Y	Deriva Y	Fj[KN]	V[KN]	Rigidez [kN/m]	.6KD	.7KD	.7(KD+KE+KF)/3	.8(KD+KE+KF)/3	Phi a
N+24.00	0.046	0.149	0.015830153	17100	17100	1080234					
N+21.00	0.041	0.134	0.019143605	16013	33113	1729739	648140.5971	756164.0299			
N+18.00	0.036	0.115	0.022359075	13495	46609	2084561	1037843.415	1210817.318			
N+15.00	0.029	0.094	0.024705232	11023	57632	2332799	1250736.576	1459192.673	1142058	1305209	phia=1
N+12.00	0.022	0.070	0.025590757	8606	66238	2588351	1399679.236	1632959.108	1434323	1639226	phia=1
N+9.00	0.014	0.046	0.024052942	6254	72491	3013831	1553010.497	1811845.58	1634666	1868189	phia=1
N+6.00	0.007	0.023	0.017747993	3988	76479	4309175	1808298.323	2109681.376	1851495	2115995	phia=1
N+3.00	0.002	0.006	0.005877112	1848	78327	13327475	2585504.851	3016422.326	2312650	2643028	phia=1
N+0.00	0.000	0.000	0.000351424								

- La estructura no presenta irregularidad de piso flexible. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.4.6.2.2 *Irregularidad 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.

Como se puede observar en Tabla 112 distribución de masas de los entrepisos es igual excepto el de la cubierta que es relativamente menor, por lo tanto, se podrá realizar el análisis en cualquier nivel.

Tabla 112. *Masa y peso de la edificación de estudio 4 para evaluación de irregularidad en distribución en masas.*

Nivel	Masa [kg]	Peso [KN]
N+24.00	1686254	16542
N+21.00	1831264	17965
N+18.00	1831264	17965
N+15.00	1831264	17965
N+12.00	1831264	17965
N+9.00	1831264	17965
N+6.00	1831264	17965
N+3.00	1831264	17965

Por ejemplo:

$$m_{N+12.00} < 1.5 * m_{N+15.00} \text{ y } m_{N+12.00} < 1.5 * m_{N+9.00}$$

- La distribución de la masa es igual en todos los pisos. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.4.6.2.3 *Irregularidad 3A Irregularidad geométrica.*

- Ninguno de los niveles difiere en 30% la dimensión horizontal de un piso adyacente. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad, por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.4.6.2.4 *Irregularidad 4A desplazamientos dentro del plano de acción.*

- No existen desplazamientos en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.4.6.2.5 *Irregularidad 5aA piso débil (discontinuidad en la resistencia).*

- No existen cambios en las dimensiones de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que ocasionen discontinuidad de la resistencia. Las dimensiones de los elementos no cambian en toda

la altura de la edificación, incluso la altura de las vigas de pórticos es la misma para todas las plantas de la edificación. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad por lo tanto $\phi_a = 1$.

5.4.6.2.6 Irregularidad 5bA piso débil (discontinuidad extrema en la resistencia).

- No existen cambios en las dimensiones de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que ocasionen discontinuidad de la resistencia. Las dimensiones de los elementos no cambian en toda la altura de la edificación, incluso la altura de las vigas de pórticos es la misma para todas las plantas de la edificación. No se tiene en cuenta este tipo de irregularidad.

Después de evaluar todas las irregularidades en altura se puede concluir que la estructura es regular por tanto el $\phi_a = 1$.

5.4.7 Paso 7. Determinaciones de las fuerzas sísmicas.

Obtención de fuerzas sísmicas, F_s , que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4

5.4.7.1 Determinación de fuerzas sísmicas, Método de la fuerza horizontal equivalente.

Cortante basal (V_s):

$$\text{NSR-10, sec A.4.3.1: } V_s = S_a * g * M$$

- M = masa del edificio, calculada en la Tabla 45 (14505104 kgf/g)
- g = aceleración de la gravedad.
- S_a = Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado. Se expresa como una fracción de la aceleración de gravedad.

Para poder obtener S_a se requiere determinar el periodo de vibración de la estructura, el cual puede calcularse en forma aproximada con la siguiente ecuación, dada para estructuras a porticadas de hormigón:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \text{ NSR-10, sec.A.4.2.2}$$

$h_n = 24\text{m}$, medida desde la base al piso más alto. Para sistema combinado: $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$ (NSR-10, Tabla A.4.2-1).

Por lo tanto; $T_a = C_t * h_n^\alpha = 0.049 * 24^{0.75} = 0.53\text{s}$

El periodo fundamental de una estructura, T , con un modelo linealmente elástico, puede obtenerse de manera más precisa empleando los conceptos de la dinámica estructural. Si no realiza un análisis dinámico, la NSR-10, sec A.4.2.1, sugiere el

uso de la siguiente expresión, pero limita el valor T a un valor máximo de $C_u T_u$, donde $C_u = 1.75 = -1.2 A_v F_v$, pero C_u no debe ser menor que 1.2:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=0}^n (f_i \delta_i)}}$$

Se cargó la estructura con las fuerzas sísmicas que se muestran en la Tabla 113 y Tabla 114. Se encontraron los desplazamientos para cada dirección principal y encontró el periodo fundamental para cada dirección de estudio.

Tabla 113. *Periodo en la dirección X de la Edificación de estudio 4.*

Fuerza Sismo X					
Etiquetas	Desplazamiento [m]	masa[kg]	Fuerza[N]	$m_i \delta_i^2$	$f_i \delta_i$
N+24.00	0.159308	1686254.35	17100274.6	42795.5147	2724210.55
N+21.00	0.144183	1831264.25	16013166.6	38069.6718	2308826.41
N+18.00	0.126118	1831264.25	13495414.2	29127.6312	1702014.65
N+15.00	0.10485	1831264.25	11023477.2	20132.0447	1155811.59
N+12.00	0.081016	1831264.25	8605524.56	12019.6718	697185.178
N+9.00	0.055816	1831264.25	6253635.28	5705.16799	349052.907
N+6.00	0.031129	1831264.25	3987711.02	1774.52187	124133.456
N+3.00	0.01024	1831264.25	1847864.02	192.021974	18922.1275
		Σ		149816	9080157
T_x [s]	0.807	Periodo en la direccion X			

Tabla 114. *Periodo en la dirección Y de la Edificación de estudio 4.*

Fuerza		Sismo Y			
Etiquetas	Suma de UY	masa[kg]	Fuerza[N]	miδi²	fñδi
N+24.00	0.153721	1686254.35	17100274.59	39846.4362	2628671.31
N+21.00	0.139786	1831264.25	16013166.64	35783.1338	2238416.51
N+18.00	0.122791	1831264.25	13495414.21	27611.1242	1657115.41
N+15.00	0.102493	1831264.25	11023477.25	19237.0923	1129829.25
N+12.00	0.079522	1831264.25	8605524.563	11580.4545	684328.524
N+9.00	0.055042	1831264.25	6253635.277	5548.03803	344212.593
N+6.00	0.03087	1831264.25	3987711.022	1745.1159	123100.639
N+3.00	0.010227	1831264.25	1847864.018	191.534728	18898.1053
			Σ	141543	8824572
T_Y [s]		0.796			
		Periodo en la direccion Y			

La Figura 143 es una muestra de la evaluación dinámica del periodo fundamental de la estructura de estudio 4.

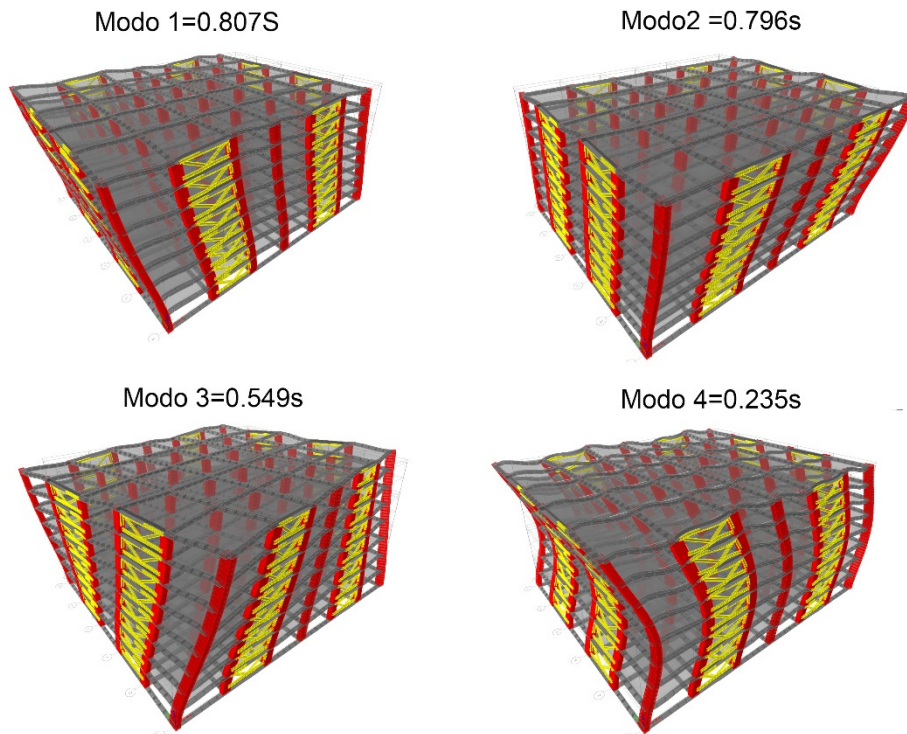


Figura 143. Modos de vibración de la Edificación de estudio 4.

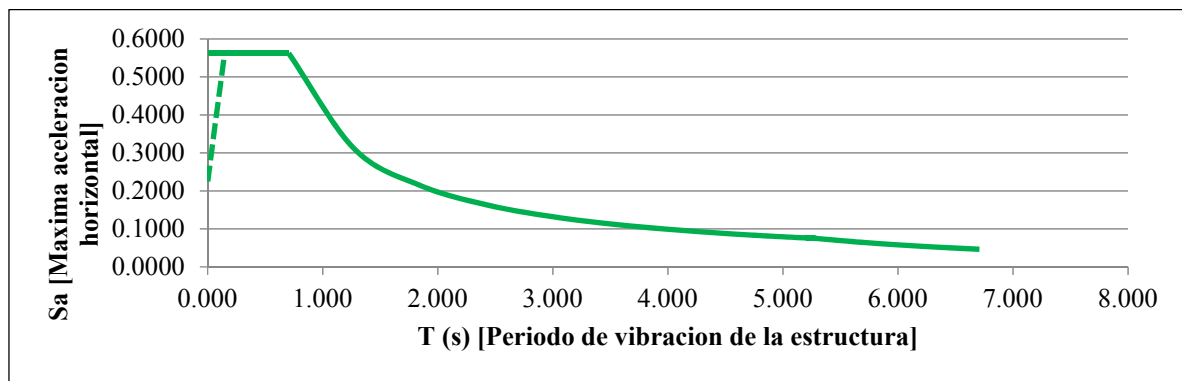
Como restricción, la NSR-10 en su sección A.4.2.1, especifica que el periodo determinado por procedimiento dinámicos no puede ser superior a $C_u * T_a$, en donde

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v = 1.35, T_a = 0.53s \text{ por lo tanto } T_{max} = 0.72s.$$

En el método dinámico el valor del periodo fundamental es superior al periodo dinámico aproximado en ambas direcciones, por lo tanto, la NSR-10 restringe su aplicación al limitar su valor a 0.72[s].

- Periodo en dirección X=0.72[s]
- Periodo en dirección Y=0.72[s]

Definiendo cual es el periodo natural de vibración en cada dirección de la estructura se emplea el espectro de diseño para evaluar el cortante basal respectivamente en cada dirección respectiva.



$$T_0 = 0.147s$$

$$T_C = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} = 0.704s$$

$$T_L = 2.4F_v = 5.28s$$

En dirección X y Y:

$$S_a = 0.55g$$

$$V_s = S_a * g * M = 78327KN$$

El método de la fuerza horizontal es muy conocido por los ingenieros estructurales, razón por la cual no hay necesidad de entrar en detalle sobre su aplicación.

Los cálculos realizados se resumen en la siguiente tabla:

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA POR NIVEL							
Entrepiso	Nivel j	h _j	W _j	w _j *(h _j) ^k	C _{vi}	F _i [KN]	V _i [KN]
N+24.00	N+ 24	24	16542	16542	0.116	9106	9106
N+21.00	N+ 21	21	17965	17965	0.126	9889	18994
N+18.00	N+ 18	18	17965	17965	0.126	9889	28883
N+15.00	N+ 15	15	17965	17965	0.126	9889	38772
N+12.00	N+ 12	12	17965	17965	0.126	9889	48661
N+9.00	N+ 9	9	17965	17965	0.126	9889	58550
N+6.00	N+ 6	6	17965	17965	0.126	9889	68438
N+3.00	N+ 3	3	17965	17965	0.126	9889	78327
N+0.00							

Tabla 115. Distribución de fuerzas sísmica por nivel de la Edificación de estudio 4.

5.4.7.2 Determinación de las fuerzas sísmicas, Método dinámico elástico (espectral).

5.4.7.2.1 *Obtención de los modos de vibración.* Los modos de vibración se obtienen usando las metodologías establecidas en la dinámica estructural. Se usan todos los modos de vibración de la estructura que contribuyen que contribuyen significativamente en la respuesta dinámica de la estructura.

Case	Mode	[s]	[cyc/s]
		Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	0.807	1.239
Modal	2	0.796	1.257
Modal	3	0.549	1.822
Modal	4	0.235	4.249
Modal	5	0.235	4.255
Modal	6	0.165	6.057
Modal	7	0.118	8.471
Modal	8	0.117	8.546
Modal	9	0.085	11.701
Modal	10	0.072	13.921

Tabla 116. Modos de vibración de la edificación de estudio 4.

5.4.7.2.2 *Numero de modos de vibración.* Se incluyen en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyen de una manera significativa a la repuesta dinámica de la estructura.

En la tabla a continuación se muestra los factores de participación de la masa. Se aprecia que se logra más del 90% de la participación de la masa en cada dirección U_x, U_y Y R_z.

TABLA DE PARTICIPACION MODAL								
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0.807	0.7565	0	0.7565	0	0	0
Modal	2	0.796	0	0.761	0.7565	0.761	0	0
Modal	3	0.549	0	0	0.7565	0.761	0.7678	0.7678
Modal	4	0.235	0.1304	0	0.8869	0.761	0	0.7678
Modal	5	0.235	0	0.1271	0.8869	0.8881	0	0.7678
Modal	6	0.165	0	0	0.8869	0.8881	0.1277	0.8955
Modal	7	0.118	0	0.0487	0.8869	0.9368	0	0.8955
Modal	8	0.117	0.0493	0	0.9362	0.9368	0	0.8955
Modal	9	0.085	0	0	0.9362	0.9368	0.0454	0.9409
Modal	10	0.072	0	0.0279	0.9362	0.9647	0	0.9409
Modal	11	0.071	0.0282	0	0.9645	0.9647	0	0.9409
Modal	12	0.054	0	0	0.9645	0.9647	0.026	0.9669
Modal	13	0.049	0	0.0172	0.9645	0.9819	0	0.9669
Modal	14	0.048	0.0173	0	0.9818	0.9819	0	0.9669
Modal	15	0.037	0	0	0.9818	0.9819	0.016	0.9829
Modal	16	0.036	0	0.0105	0.9818	0.9924	0	0.9829
Modal	17	0.035	0.0106	0	0.9924	0.9924	0	0.9829

Tabla 117. Participación de la masa de la edificación de estudio 4.

5.4.7.2.3 *Cálculo del cortante modal en la base.* El cortante en la base contribuida por el modo **m** en la dirección horizontal **j**,

V_{mj} se determinó usando el software de diseño y sus resultados se presentan a continuación:

$$V_{modal\ X} = 56932KN$$

$$V_{modal\ Y} = 57731KN$$

5.4.7.2.4 *Ajuste de los resultados.* Como se especificó en 5.4.6 la estructura es regular y por lo tanto se utiliza la respectiva ecuación para calcular el factor de ajuste en cada dirección.

- Factor de ajuste en la dirección X

$$Factor\ de\ ajuste\ en\ X = 0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = 0.8 * \frac{78327N}{56932KN} = 1.10$$

- Factor de ajuste en la dirección Y

$$Factor\ de\ ajuste\ en\ Y = 0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} = 0.8 * \frac{78327KN}{57731KN} = 1.09$$

5.4.8 Paso 8. Desplazamientos horizontales y verificación de derivas. Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas

(desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en la información obtenida en el paso 7.

La norma sismo resistente NSR-10 especifica que los límites de las derivas no pueden exceder las especificaciones de la Tabla 28.

A continuación, se presentan los resultados de la verificación para cada nivel de la estructura en las direcciones X y Y.

■ **Análisis deriva máxima en dirección X**

Tabla 118. Resultado de la deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 4.

nivel j	h _j	desp x	desp y	deriva	deriva %	
N+ 24	24	0.159308	0.046116	0.01569197	0.52%	OK
N+ 21	21	0.144183	0.041936	0.01877083	0.63%	OK
N+ 18	18	0.126118	0.036837	0.02212247	0.74%	OK
N+ 15	15	0.10485	0.030748	0.02481019	0.83%	OK
N+ 12	12	0.081016	0.023857	0.02624832	0.87%	OK
N+ 9	9	0.055816	0.016513	0.02573013	0.86%	OK
N+ 6	6	0.031129	0.009261	0.02178769	0.73%	OK
N+ 3	3	0.01024	0.003068	0.01068973	0.36%	OK
N+0	0					

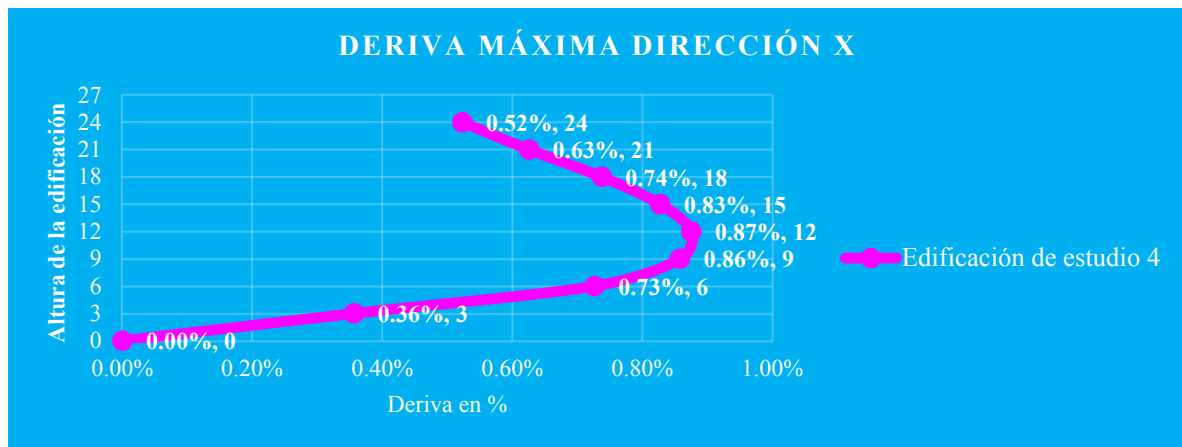


Figura 144. Deriva máxima en dirección X de la edificación de estudio 4.

■ **Análisis deriva máxima en dirección Y**

Tabla 119. Resultado de la deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 4.

nivel j	h _j	desp x	desp y	deriva	deriva %	
N+ 24	24	0.047792	0.153721	0.01465499	0.49%	OK
N+ 21	21	0.043255	0.139786	0.01783834	0.59%	OK
N+ 18	18	0.037835	0.122791	0.02127706	0.71%	OK
N+ 15	15	0.031455	0.102493	0.02405804	0.80%	OK
N+ 12	12	0.024305	0.079522	0.02562077	0.85%	OK
N+ 9	9	0.016745	0.055042	0.0252814	0.84%	OK
N+ 6	6	0.009338	0.03087	0.02157304	0.72%	OK
N+ 3	3	0.003072	0.010227	0.01067842	0.36%	OK
N+0	0	0	0			

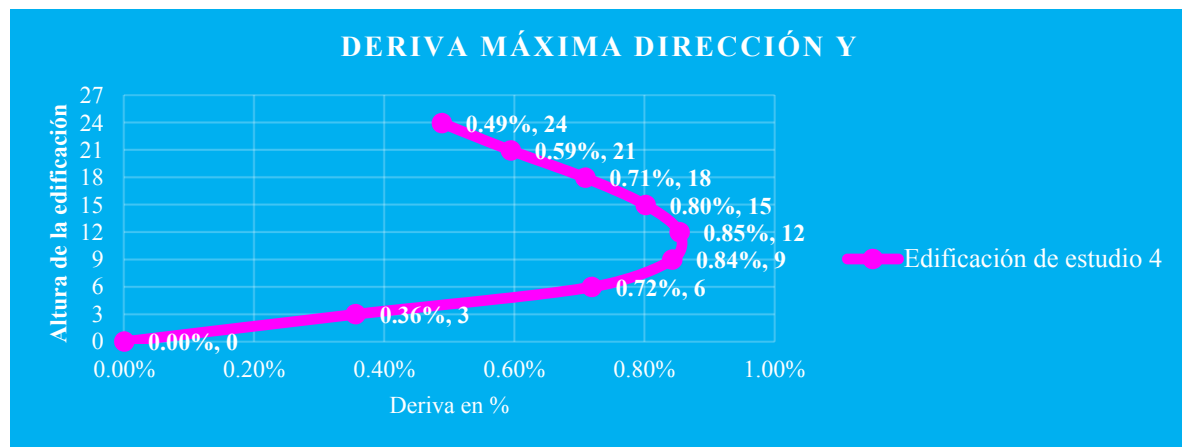


Figura 145. Deriva máxima en dirección Y de la edificación de estudio 4.

- Se cumple se cumple la deriva máxima en las dos direcciones X y Y de acuerdo con los requisitos especificado por la norma sismo resistente NSR-10.

5.4.9 Paso 9. Combinación de diseño y coeficiente de capacitación disipación de energía.

5.4.9.1 Las combinaciones de diseño usadas en el diseño estructural. Las combinaciones se especifican en el numeral 5.1.9.1

5.4.9.2 Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R . El coeficiente de capacidad de disipación de energía, es uno de los parámetros de mayor importancia en el cálculo de las cargas sísmicas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de una edificación. El factor R se utiliza para reducir la intensidad de las cargas usadas para el diseño.

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0 \text{ (Ecuacion 9)}$$

Donde:

- R_0 =Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico.

La Tabla 59 Tabla 120 define $R_0 = 3.5$ para el sistema combinado de pórticos de concreto con diagonales.

SISTEMA COMBINADO		VALOR	ZONA DE AMENAZA SISMICA	
Sistema resistencia sísmica (Fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales	R_0		
Porticos de concreto con diagonales con capacidad moderada de disipación de energía Moderada	Porticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía Moderada	3.5	Uso permitido SI	Altura maxima 24m

Tabla 120. *Tabla A.3-2.NSR.10 sistema estructural combinado de pórticos con diagonales*

concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

- ϕ_a =Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. $\phi_a=1$
- Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. $\phi_p=1$
- Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia. $\phi_r=1$

- A continuación, se procede determinar coeficiente de disipación de energía de la estructura:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r = 3.5 * 1 * 1 * 1 = 3.5$$

5.4.10 Paso 10. Diseño de elementos estructurales de concreto reforzado. Se procede realizar el diseño de la estructura aporticada según lo enunciado en el 5.1.10 y a la vez se cumple con los requisitos establecido en la norma para una mejor compresión se muestra la interfaz de usuario durante la ejecución del proceso de diseño de la viga VF y de las columnas de sección 1.30mx0.70m y 0.70mx1.30m.

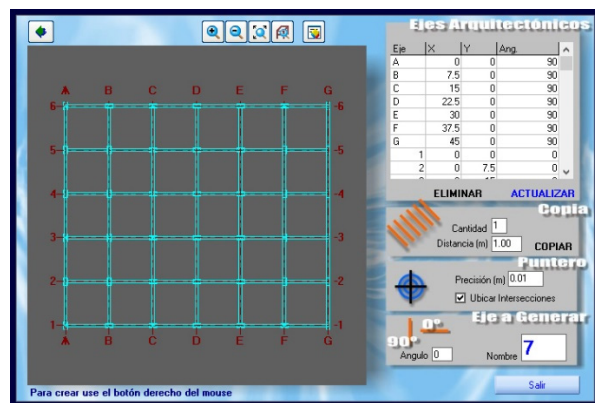


Figura 146. Planta estructural DC-CAD de la edificación de estudio 4.

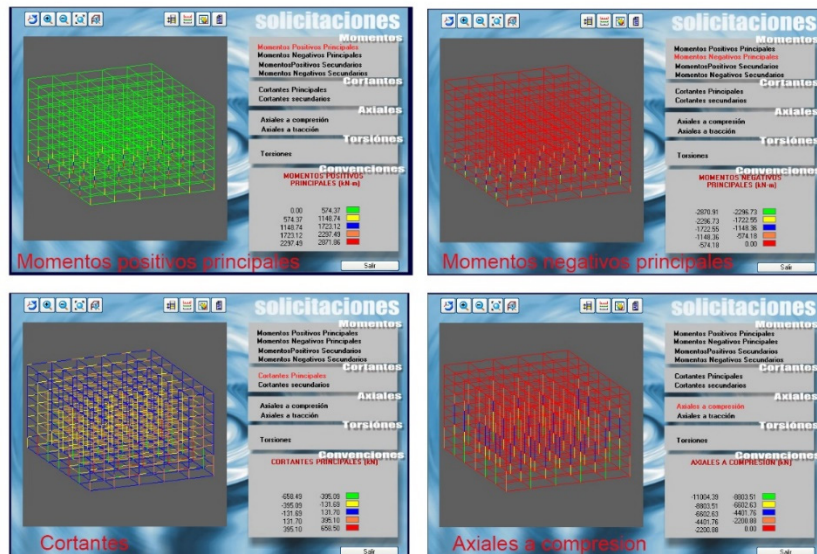


Figura 147. Solicitaciones de vigas y columnas de la edificación de estudio 4.

5.4.10.1 Diseño de vigas de la edificación de estudio 4.

Se realiza el diseño el diseño de las vigas de acuerdo con lo estipulado en el numeral 5.1.10.5.

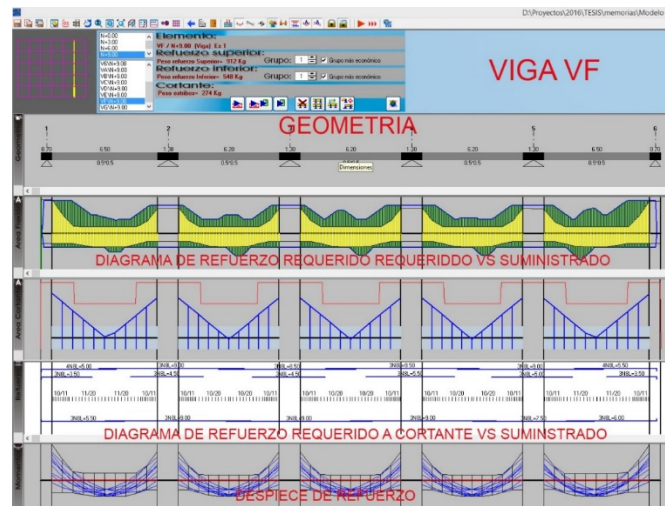
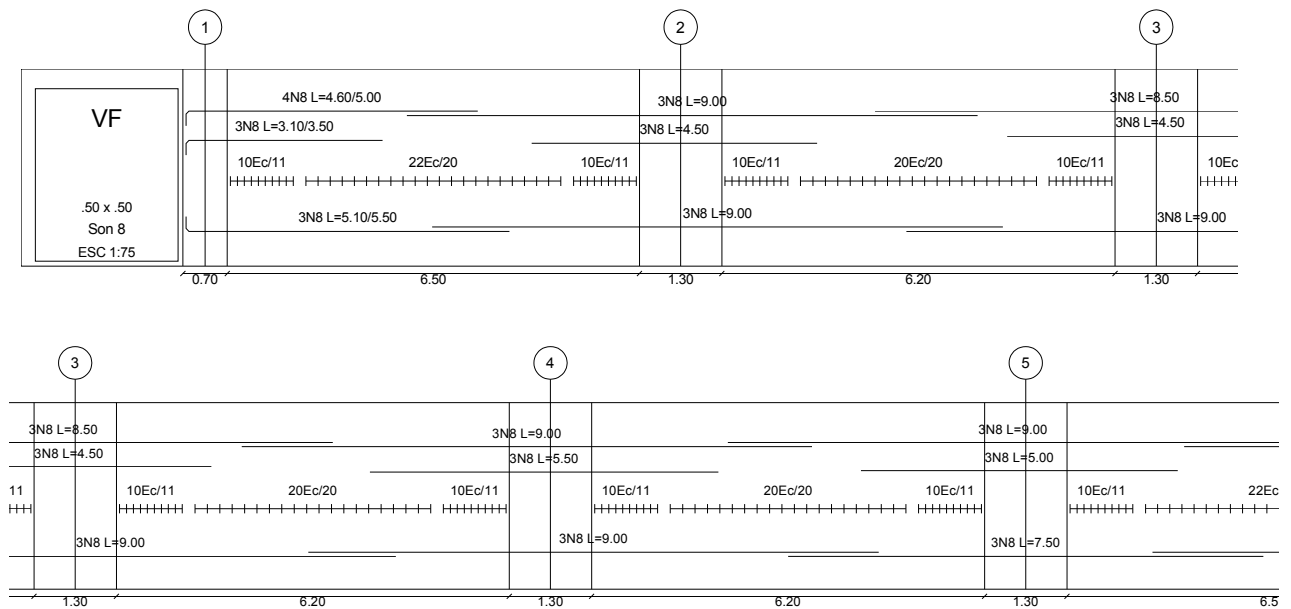


Figura 148. Interfaz de asignación de refuerzo para la viga VF.

A continuación, a modo de ejemplo se presenta el despiece de la viga VF

- Despiece de la viga VF.



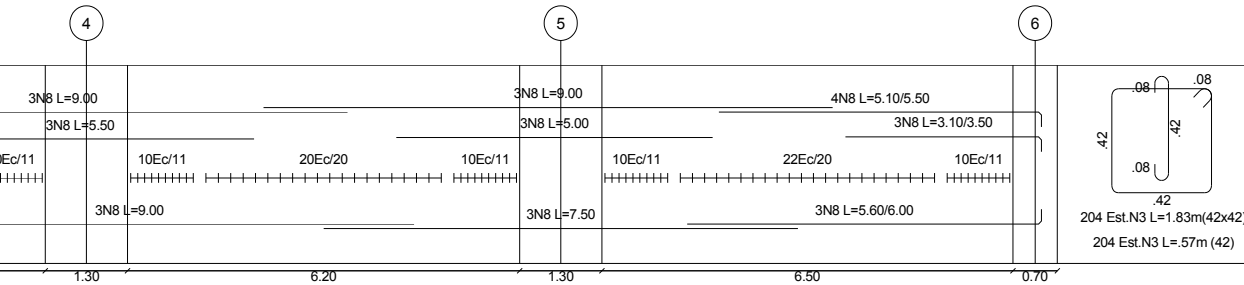


Figura 149. Resultado de despieces de la viga VF (Edificación de estudio 4).

En la planta estructural mostrada en la Figura 150 se indican los valores obtenidos de acero de refuerzo en el software de análisis estructural ETABSV15, en unidades de $[cm^2]$, estos valores sirven de referencia para la comparación con los valores del acero suministrado por el software DC-CAD y de esta manera minimizar la probabilidad en los despieces generados.

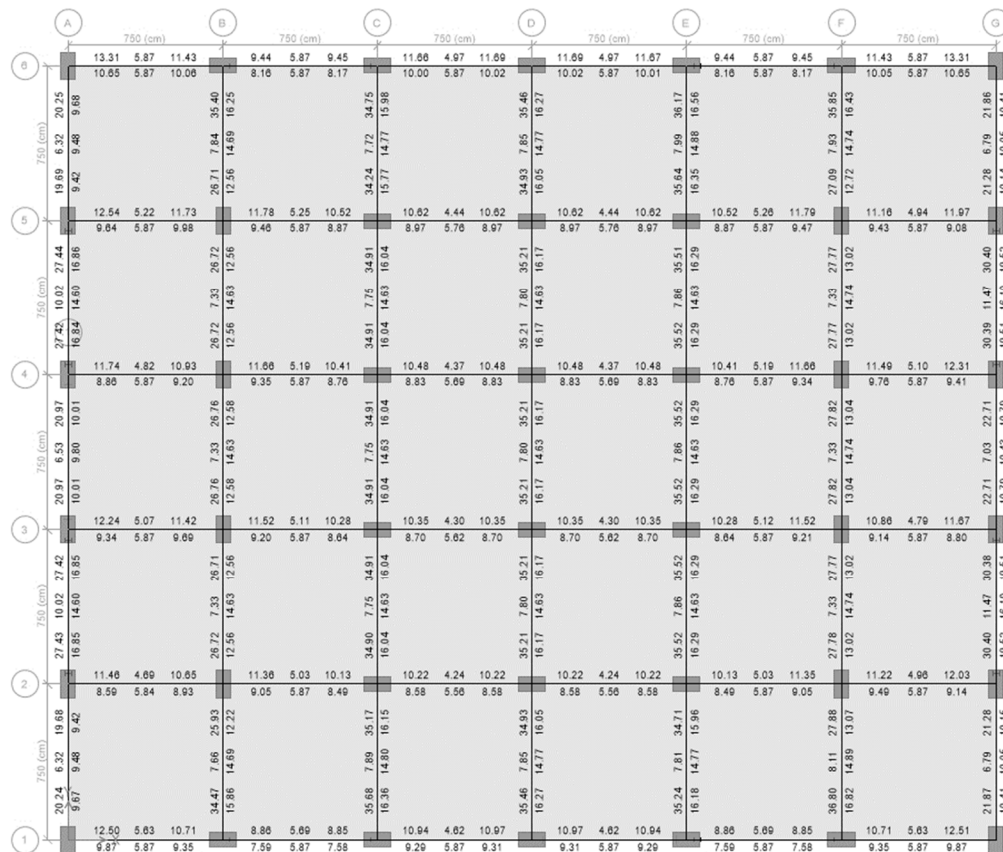


Figura 150. Acero requerido en vigas de los entrepisos N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+18.00, N+21.00, N+24.00.(Edificación de estudio 4).

5.4.10.2 Diseño de columnas de la edificación de estudio 4. Se realiza el diseño el diseño de las columnas de acuerdo con lo estipulado en el numeral 5.1.10.6

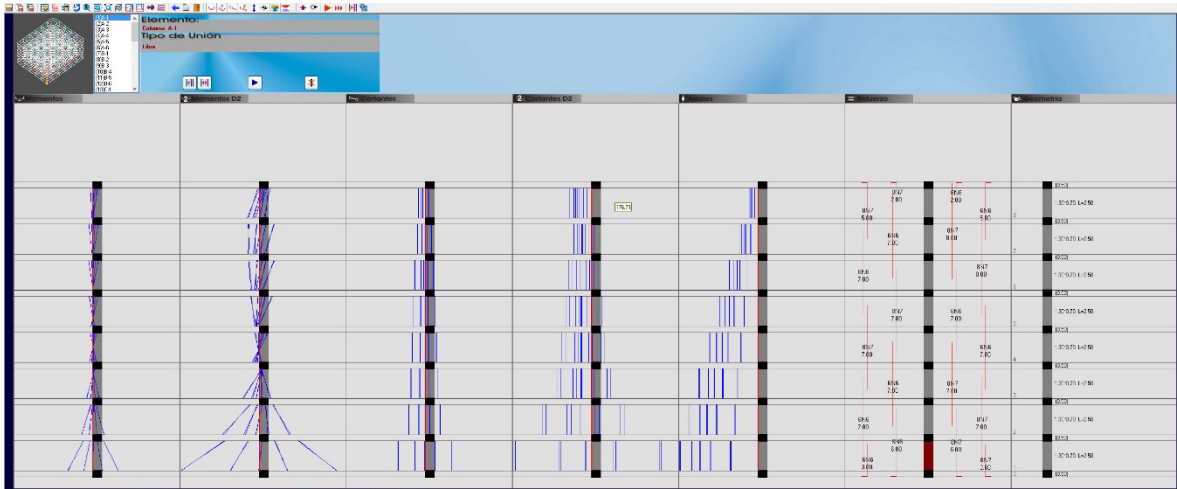


Figura 151. Interfaz de edición del refuerzo de columnas para la edificación de estudio 4.

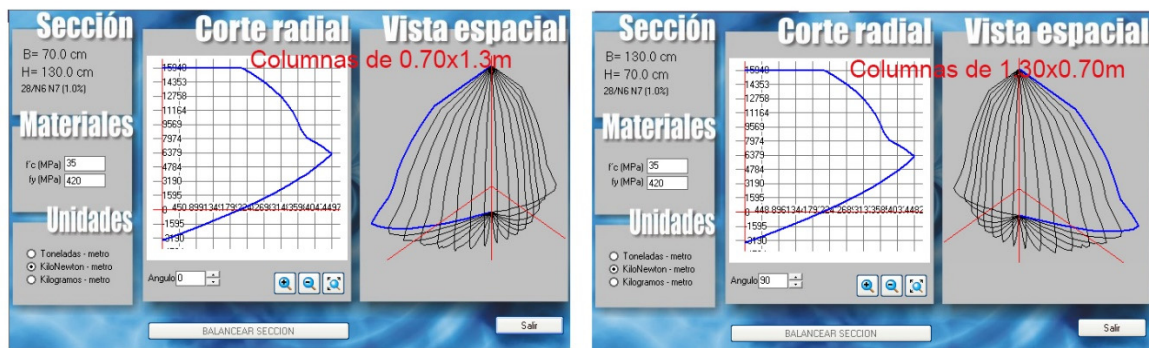
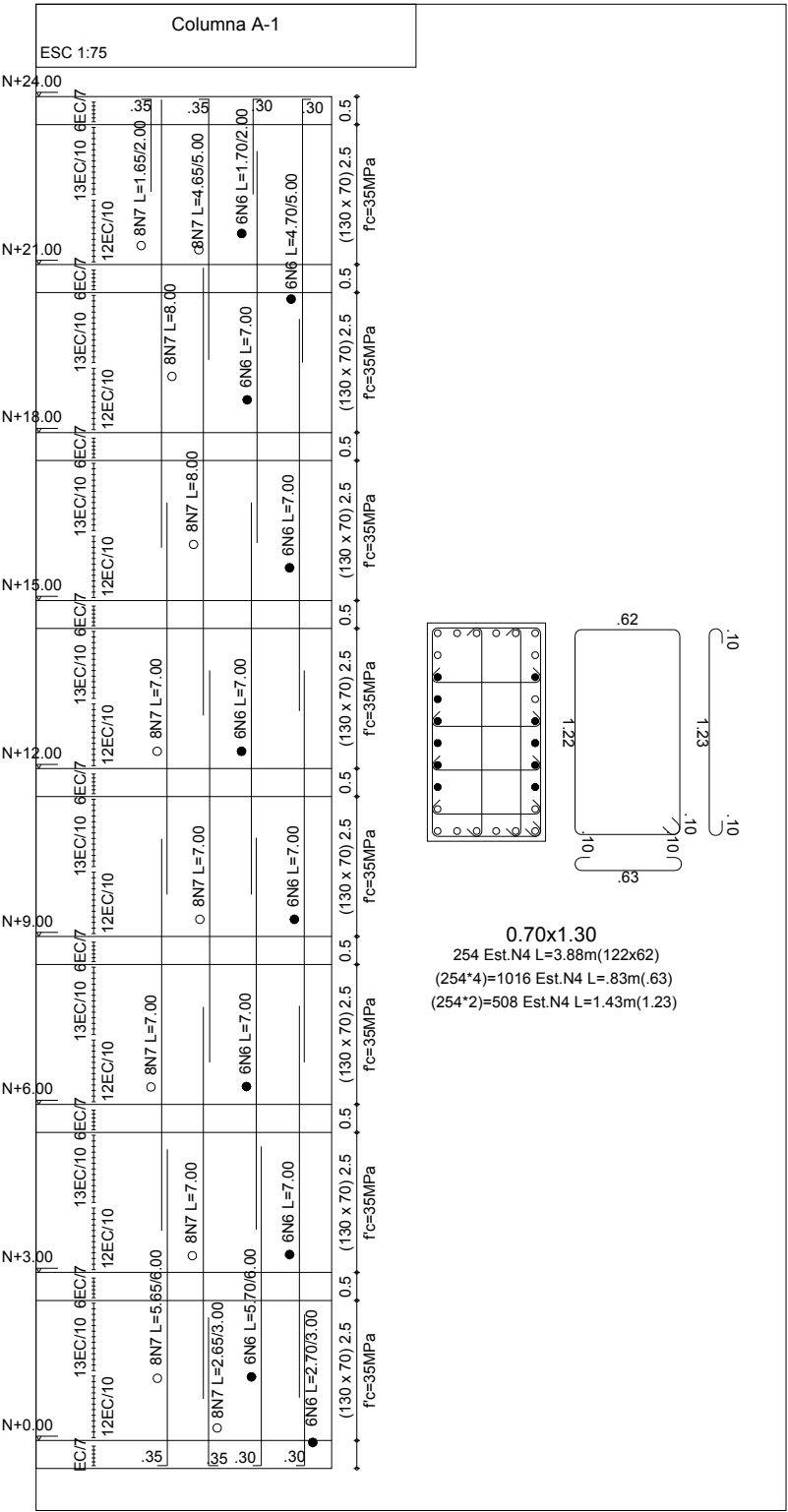
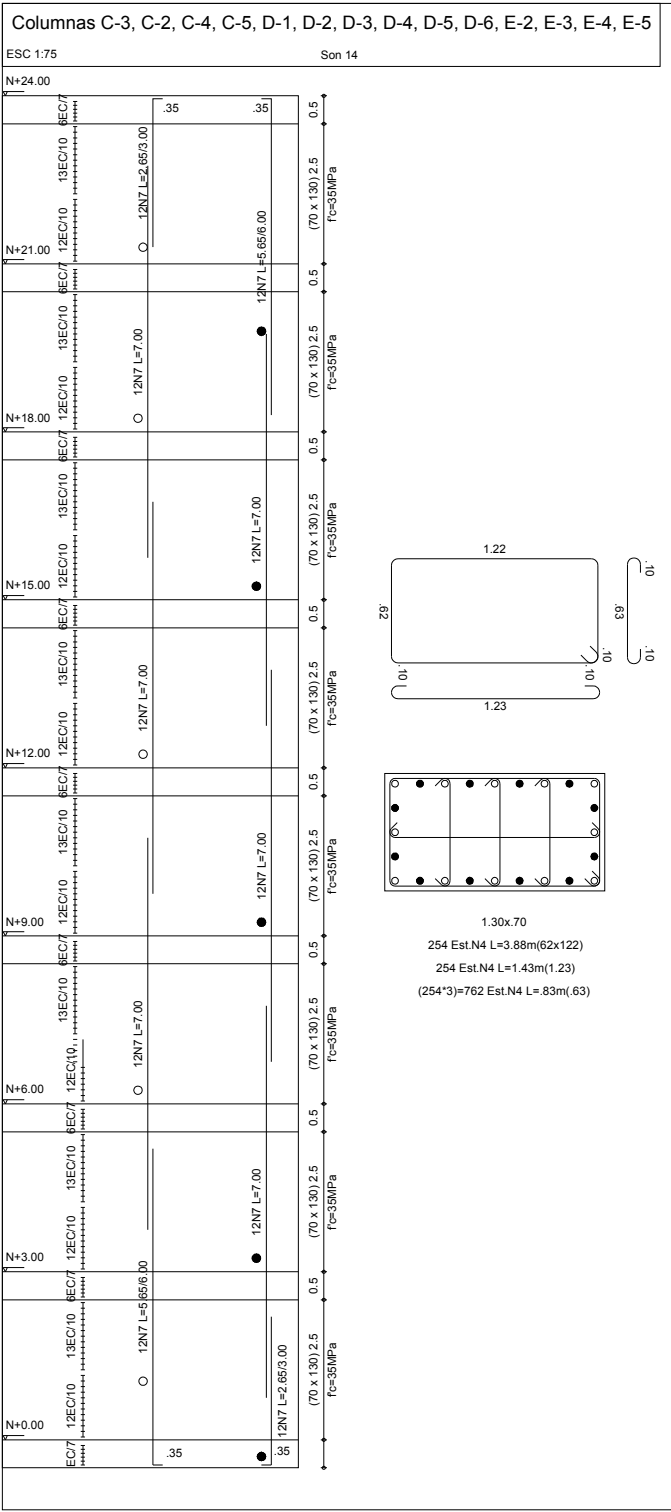


Figura 152. Superficie del diagrama de flexo compresión en columnas de la edificación de estudio 4.

- Ejemplo de Despiece de columnas 0.70mx1.30m.



- Ejemplo de despiece de columnas 1.30mx0.70m.



5.4.10.3 Diseño de cimentación Edificación estudio 4. Para el diseño de la cimentación de la edificación de estudio 3 se siguen los pasos anteriormente enunciados en el numeral 5.1.10.7.

Reacciones en la base en KN por carga Muerta +Viva									
Ejes		A	B	C	D	E	F	G	
6	●	1936 ●	3197 ●	3203 ●	3134 ●	3203 ●	3197 ●	1936 ●	
5	●	3237 ●	5381 ●	5400 ●	5399 ●	5399 ●	5382 ●	3237 ●	
4	●	3245 ●	5393 ●	5411 ●	5411 ●	5411 ●	5393 ●	3245 ●	
3	●	3245 ●	5393 ●	5411 ●	5411 ●	5411 ●	5393 ●	3245 ●	
2	●	3237 ●	5381 ●	5400 ●	5399 ●	5399 ●	5382 ●	3237 ●	
1	●	1936 ●	3197 ●	3203 ●	3134 ●	3203 ●	3197 ●	1936 ●	

Tabla 121. Reacciones debido a las cargas de servicio de la edificación de estudio 4

Area requerida de zapatas en [m ²]									
Ejes		A	B	C	D	E	F	G	
6	●	3.87 ●	6.39 ●	6.41 ●	6.27 ●	6.41 ●	6.39 ●	3.87 ●	
5	●	6.47 ●	10.76 ●	10.80 ●	10.80 ●	10.80 ●	10.76 ●	6.47 ●	
4	●	6.49 ●	10.79 ●	10.82 ●	10.82 ●	10.82 ●	10.79 ●	6.49 ●	
3	●	6.49 ●	10.79 ●	10.82 ●	10.82 ●	10.82 ●	10.79 ●	6.49 ●	
2	●	6.47 ●	10.76 ●	10.80 ●	10.80 ●	10.80 ●	10.76 ●	6.47 ●	
1	●	3.87 ●	6.39 ●	6.41 ●	6.27 ●	6.41 ●	6.39 ●	3.87 ●	

Tabla 122. Áreas requeridas de zapatas para la edificación de estudio 4

Dimensiones de zapatas Requeridas,lado L en [m]									
EJES		A	B	C	D	E	F	G	
6	●	1.97 ●	2.53 ●	2.53 ●	2.50 ●	2.53 ●	2.53 ●	1.97 ●	
5	●	2.54 ●	3.28 ●	3.29 ●	3.29 ●	3.29 ●	3.28 ●	2.54 ●	
4	●	2.55 ●	3.28 ●	3.29 ●	3.29 ●	3.29 ●	3.28 ●	2.55 ●	
3	●	2.55 ●	3.28 ●	3.29 ●	3.29 ●	3.29 ●	3.28 ●	2.55 ●	
2	●	2.54 ●	3.28 ●	3.29 ●	3.29 ●	3.29 ●	3.28 ●	2.54 ●	
1	●	1.97 ●	2.53 ●	2.53 ●	2.50 ●	2.53 ●	2.53 ●	1.97 ●	

Tabla 123. Dimensiones de zapatas requeridas de la edificación de estudio 4

Dimensiones de zapatas cuadradas, Suministradas, lado L en [m]									
Ejes	A	B	C	D	E	F	G		
6	2.00	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.00	
5	2.60	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	2.60	
4	2.60	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	2.60	
3	2.60	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	2.60	
2	2.60	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	2.60	
1	2.00	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.00	

Tabla 124. Dimensiones de zapatas suministradas edificación de estudio 4

A continuación, se presenta un ejemplo de diseño zapata aislada perteneciente a la columna E-4 para la edificación de estudio 4.

Diseño de zapata centrada-Edificación de estudio 4, Columna E-4

1) DATOS DE ENTRADA

Nodo	28
------	----

1.1) Cargas

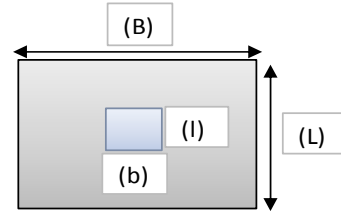
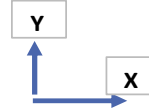
Carga Muerta	4601	[kN]
Carga Viva	810	[kN]

1.2) Dimensiones de columnas

Ancho (b)	1.3	[m]
Largo (l)	0.7	[m]

1.3) Características del suelo

Capacidad portante	500	[kN/m ²]
Profundidad	1	[m]
H ciclópeo	0	[m]



Factores	Ø cortante	0.75
NSR-10	Ø flexión	0.9
	Ø aplast.	0.65
	Factor D	1.2
	Factor L	1.6

2) DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

Materiales

Conc. ref.	35	f _c [Mpa]
Conc. ciclóp.	19	f _c [Mpa]

Peso espec.

Conc. ref.	24	[kN/m ³]
Conc. ciclóp.	21	[kN/m ³]

2.1) Predimensionamiento de zapatas

Área requerida	10.82	[m ²]
Lado	3.29	[m]

2.2) Dimensionamiento de zapatas suministradas

Ancho zapata (B)	3.3	[m]
Largo de zapata (L)	3.3	[m]

CUMPLE

Altura de zapata	1	[m]
Recubrimiento	0.07	[m]
d	0.93	[m]

3) DISEÑO A CORTANTE

3.1) ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

Pu [1.2D+1.6L]	6817.29	[kN]
Presión Qu	626.01	[kN/m ²]
Perímetro crítico	7.72	[m]
Área crítica (planta)	3.63	[m ²]
Vu por punzonam.	4541.79	[kN]
Ø Vc	10618.77	[kN]

CUMPLE

3.2) ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTANTE POR ACCIÓN DE VIGA

Vux	145	[kN]	Vuy	764	[kN]
Ø Vcx	2270	[kN]	Ø Vcy	2270	[kN]

CUMPLE

4) RESISTENCIA DE DISEÑO POR CONTACTO

A1	0.91	[m ²]	lado a2 x	3.3
A2	10.89	[m ²]	lado a2 y	3.3
Pu apla.	6817	[kN]		
Ø Pn	35194	[kN]		

CUMPLE

5) RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

p cuantía mínima	0.002				
Momento en y	1032.92	[kN]	Momento en x	1745.64	[kN]
px	0.000964		py	0.001637	
Asx	6138	[mm ²]	Asy	6138	[mm ²]
Barras N	6		Separacion	0.15	[m]

CUMPLE

Figura 153. Hoja de cálculo para el diseño de zapatas de la edificación de estudio 4.

5.4.11 Paso 11. Diseño de elementos de acero estructural. Para el diseño de la estructura

metálica se empleará los algoritmos dispuestos en software Etabs V15, los resultados obtenidos a partir de

esta herramienta de computo son verificados manualmente comprobando el cumplimiento de las disposiciones contempladas en el título F de la NSR-10. Usando el módulo de diseño para estructura metálica del programa Etabs V15 se determina los índices de capacidad para la estructura analizada, estos índices representan la relación entre la demanda y la capacidad de resistencia de cada uno de los elementos, los posibles valores aceptados para el índice de capacidad oscilan en un intervalo cerrado de cero a 1. siendo teóricamente el valor de 1 el que representa el diseño más óptimo y por consiguiente a medida a que este valor tiende a cero el diseño resulta antieconómico.

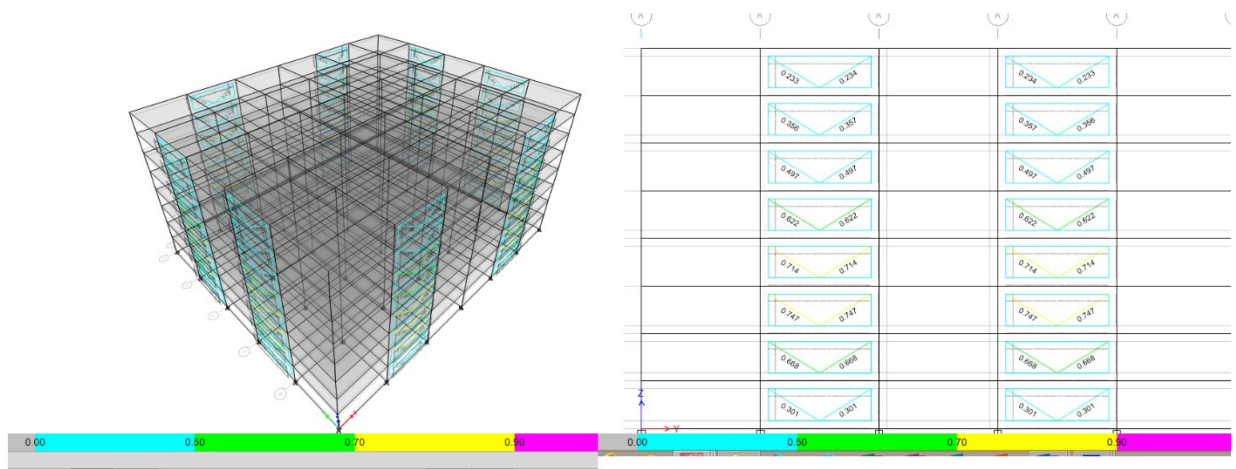


Figura 154. Índices de capacidad de toda la edificación de estudio 4.

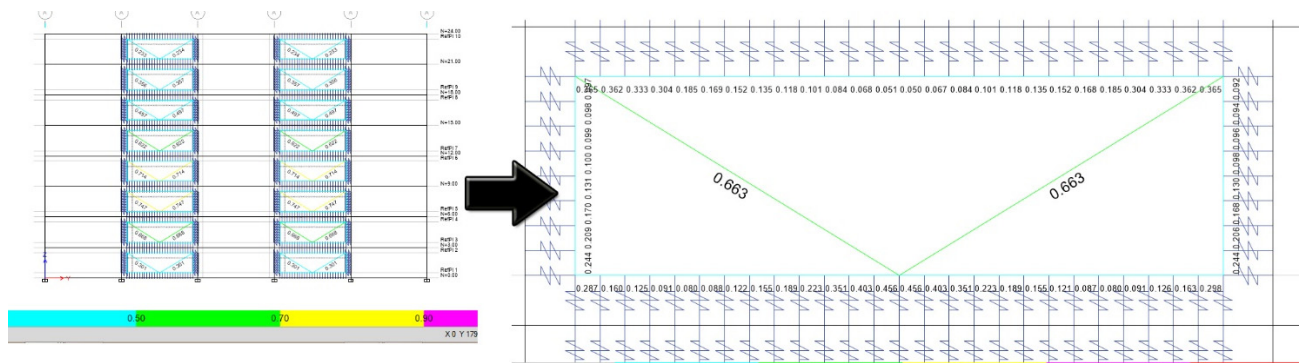


Figura 155. Índice de capacidad de un arriostramiento tipo de la edificación de estudio 4.

5.4.11.1 Verificación de los resultados del diseño obtenido en el software Etabs. Etabs después de realizar el diseño de los elementos de acero entrega un informe, en cual identifica los factores de índice de capacidad en el diseño de un pórtico clasificado como SMF(Special moment Frame) haciendo click derecho sobre cualquier elemento se puede revisar en detalle los resultados del diseño como se puede apreciar a continuación.

ETABS Steel Frame Design

Element Details (Detalles del elemento de arriostramiento)

Level	Element	Location (m)	Comb o	Element Type	Section	Classification
N+15.0	D15	3.81608	UDCo	Special Moment	W12X	Seismic HD

Design Code Parameters (Coeficientes de reducción)

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties (Propiedades de las secciones)

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0094	0.0000	0.000163	0.000023	0.0067	0.0029

Design Properties (Propiedades de diseño)

E	f _y (kN/m ²)	R _y	α
200000000	350000	1.1	NA

Stress Check forces and Moments(Cargas axiales,momentos y cortantes)

Location (m)	P _u (kN)	M _{u33} (kN-m)	M _{u22} (kN-m)	V _{u2} (kN)	V _{u3} (kN)	T _u (kN-m)
3.81608	-	0	0	0	0	0

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)(Indice de capacidad)

$$\text{D/C Ratio} = (P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$$

$$0.53 = 0.53 + 0 + 0$$

Axial Force and Capacities (Fuerzas axiales y capacidad a compresión y tracción)

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
1034.6464	1921.6282	2967.0908

En el diseño de los arriostramientos se debe verificar cuatro condiciones principales, las cuales se especifican a continuación:

5.4.11.1.1 Limite ancho-espesor de perfiles metálicos. Para miembro clasificados como de alta ductilidad las esbelteces de los elementos a compresión deben ser menores que λ_{da} , de la tabla F.3.4-1, NSR-10.

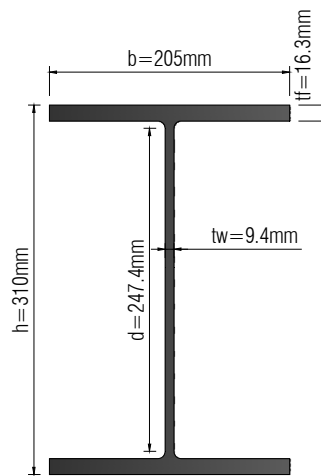


Figura 156. Sección del perfil arriostramiento de la edificación de estudio 4 W12x50.

- Para aletas de perfiles laminados en **I** relación ancho-espesor $b/t \leq 0.3 \sqrt{E/f_y}$ para elementos a compresión donde:

F_y = esfuerzo a la fluencia , Mpa

E = modulo de elasticidad , Mpa

$$b/t_f = 102.5m/16.3m \leq 0.3 \sqrt{200.000Mpa/350Mpa}$$

$$b/t_f = 6.29 \leq 7.17$$

- Se cumple el requisito de la sección F.3.4.1.1.2.NSR-10

2. Para almas de perfiles laminados I usados para riostras relación ancho-espesor $d/t_w \leq$

$$1.49 \sqrt{E/f_y}$$

$$d/t_w = 247.4/9.4m \leq 1.49 \sqrt{200.000Mpa/350Mpa}$$

$$d/t_w = 26.31 \leq 35.88$$

- Se cumple el requisito de la sección F.3.4.1.1.2.NSR-10

5.4.11.1.2 *Esbeltez de la riostra.* La norma sismo resistente NSR -10 específica, que las riostras deben cumplir con el siguiente requisito de esbeltez. $Kl/r \leq 200$.

Dado de que los radios de giro de los perfiles I no tiene la misma magnitud. Para evaluar la esbeltez se elige la mayor relación.

Dado de que los radios de giro de los perfiles I no tiene la misma magnitud. Para evaluar la esbeltez se elige la mayor relación.

$$Kl/r = \frac{1 * 3816mm}{131.4mm} = 29.04 \leq 200.$$

$$Kl/r = \frac{1 * 3816m}{49.9mm} = 76.47 \leq 200$$

- Se cumple requisito.

5.4.11.1.3 *Resistencia requerida compresión.* Para diseño de miembros solicitados por compresión, compactos (cuyos elementos constituidos cumplan las relaciones ancho espesor), la NSR-10 especifica que la resistencia de diseño ϕP_n , se obtiene con ϕ igual a 0.90

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

Donde A_g es el area total de la sección transversal, y F_{cr} depende del estado limite que se presente, como se especifica a continuación:

Para elementos compactos y con dos ejes de simetría:

$$Si \ Kl/r \leq 4.71 \sqrt{E/F_y} \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Si } Kl/r \geq 4.71 \sqrt{E/F_y} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \text{esfuerzo elastico de pandeo } F_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2}, \text{ Mpa}$$

F_y = esfuerzo a la fluencia , Mpa

E = modulo de elasticidad , Mpa

K = factor de longitud efectiva .

L = longitud sin arriostramiento del miembro, mm

r = radio de giro que gobierna el diseño , mm

Factor de longitud efectiva tomado es de $K = 1$

$$Kl/r = \frac{1 * 3816m}{49.9mm} = 76.47$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} = 4.71 \sqrt{\frac{200.000 \text{ Mpa}}{350 \text{ Mpa}}} = 112.5$$

Como $Kl/r < 112.5$ para el cálculo de esfuerzo critico se usa la siguiente ecuación

$$\text{Si } Kl/r \leq 4.71 \sqrt{E/F_y} \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2} = 338 \text{ Mp}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 226.8 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n = \phi * A_g * F_{cr}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 9419.3 \text{ mm}^2 * 226.8 \text{ Mpa} = 1922 \text{ KN}$$

5.4.11.1.4 Resistencia requerida a la tensión.

Para evaluar la resistencia requerida, ϕR_n , de elementos solicitados por tensión se usa siguiente criterio:

$$R_n = \phi * F_y * A_g = 0.9 * 350 \text{ Mpa} * 9419.3 \text{ mm}^2 = 2967 \text{ KN}$$

5.4.12 Paso 12 Diseño de conexiones. Para el diseño de las conexiones de la Edificación de estudio 4 se realizó el mismo procedimiento de las secciones 5.3.12.1, 5.3.12.2, 5.3.12.3 y 5.3.12.4.

5.4.12.1 Asignación de cargas. De la misma forma que se 5.3.12.5 se intrusen las cargas al programa para realizar el diseño de las conexiones.

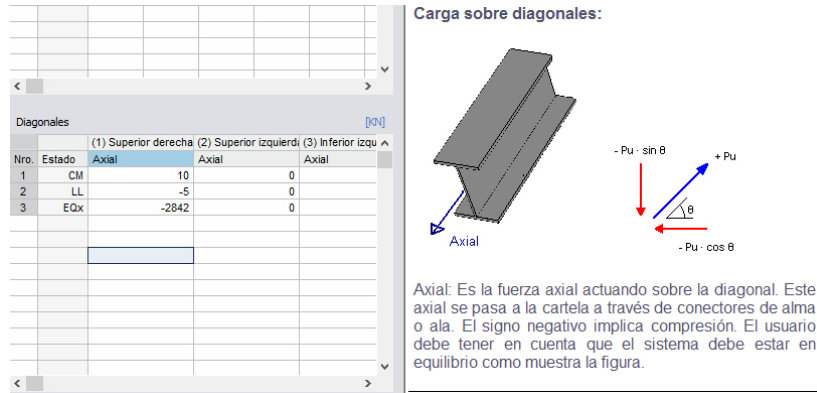


Figura 157. Fuerzas axiales sobre la diagonal.

5.4.12.2 Resultados del diseño de la conexión diagonal a marco metálico (vigas y columnas).

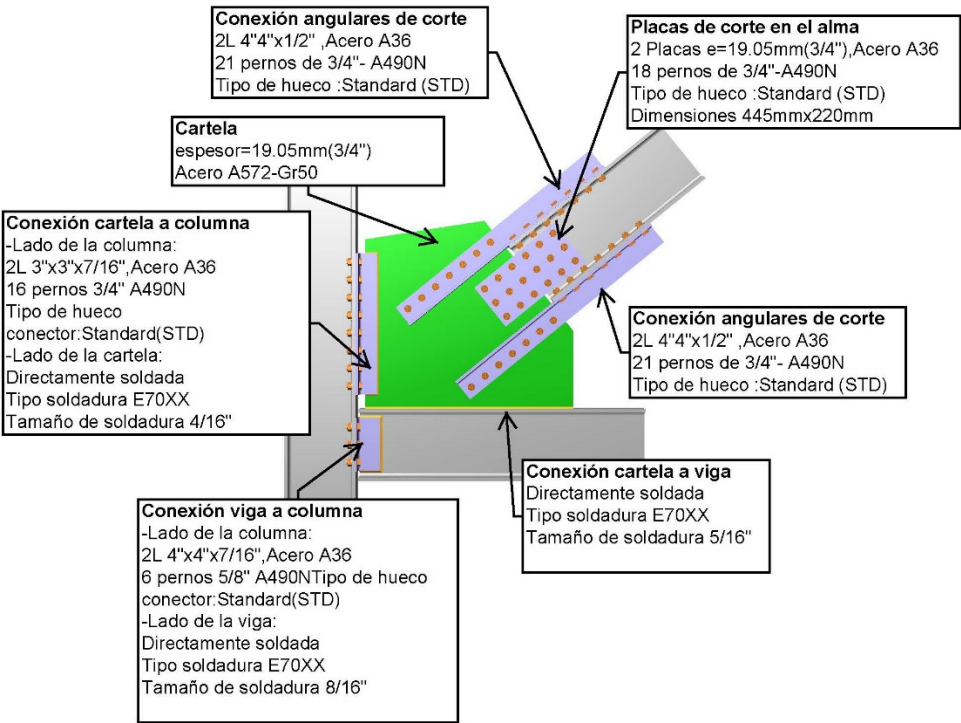


Figura 158. Conexión arriostramiento con marco metálico.

5.4.12.2.1 Diseño conexión cartela a diagonal.

SOLICITACIONES													
Descripción carga	Viga derecha			Viga izquierda			Columna		Pu				Tipo de
	Pu	Vu	Mu33	Pu	Vu	Mu33	Pu	Vu	Diagonal1	Diagonal2	Diagonal3	Diagonal4	
	[KN]	[KN]	[KN*m]	[KN]	[KN]	[KN*m]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	Design
LL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	Design
D1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2830.00	0.00	0.00	0.00	Design
D2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2835.00	0.00	0.00	0.00	Design
D3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2833.00	0.00	0.00	0.00	Design
D4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2828.00	0.00	0.00	0.00	Design
D5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	Design
D6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2830.00	0.00	0.00	0.00	Design
D7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2835.00	0.00	0.00	0.00	Design
D8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2833.00	0.00	0.00	0.00	Design

Tabla 125. Solicitaciones conexión cartela a diagonal.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO						
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
Angular (lado Diagonal)						
Corte en los pernos	[KN]	1114.79	1001.72	D2	0.90	Tables (7-1..14)
Revised bolt shear strength at claw angle	[KN]	1082.51	1001.72	D2	0.93	Eq. J3-6, p. 7-18
Fluencia por fuerza axial	[KN]	1079.47	3.53	CM	0.00	Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	1195.83	3.53	CM	0.00	Eq. J4-2
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	2343.73	1001.72	D2	0.43	Eq. J3-6
Pandeo	[KN]	2158.83	2003.44	D2	0.93	Eq. E3-1
Diagonal						
Aplastamiento de pernos sobre la diagonal	[KN]	3020.58	1001.72	D2	0.33	Eq. J3-6
Bloque de corte (sobre diagonal)	[KN]	1634.96	3.53	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala de la diagonal	[KN]	2275.57	3.53	CM	0.00	Eq. J4-5
Cartela						
Aplastamiento de pernos sobre la cartela	[KN]	1969.94	1001.72	D2	0.51	Eq. J3-6
Bloque de corte (sobre cartela)	[KN]	1610.78	3.53	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en la cartela	[KN]	5334.50	10.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Relación		0.93				

Tabla 126. Verificación de diseño conexión angulares de corte

VERIFICACIÓN DE DISEÑO						
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
Placa de empalme						
Corte en los pernos	[KN]	1433.30	831.56	D2	0.58	Tables (7-1..14)
Tensión en fluencia	[KN]	964.59	2.93	CM	0.00	Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	895.11	2.93	CM	0.00	Eq. J4-2
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	2108.28	831.56	D2	0.39	Eq. J3-6
Bloque de corte externo	[KN]	1070.33	2.93	CM	0.00	Eq. J4-5
Compresión	[KN]	964.59	831.56	D2	0.86	Sec. J4.4
Bloque de corte interno	[KN]	1470.27	2.93	CM	0.00	Eq. J4-5
Diagonal						
Bolt shear rupture at brace web	[KN]	750.06	2.93	CM	0.00	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	1005.22	831.56	D2	0.83	Eq. J3-6
Cartela						
Bloque de corte en la cartela	[KN]	1679.23	2.93	CM	0.00	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos por axial	[KN]	2250.49	831.56	D2	0.37	Eq. J3-6
Relación		0.86				

Tabla 127. Verificación de diseño placa de empalme (placa de corte en el alma).

VERIFICACIÓN DE DISEÑO						
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
Diagonal						
Fluencia por fuerza axial	[KN]	2622.21	10.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	2217.67	10.00	CM	0.00	Eq. J4-2
Cartela						
Fluencia de la sección de Whitmore	[KN]	5217.65	10.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Pandeo de la sección de Whitmore	[KN]	5591.75	2835.00	D2	0.51	Eq. E3-1
Relación		0.51				

Tabla 128. Verificación de diseño pandeo de la sección de whitmore.

5.4.12.2.2 Diseño conexión cartela a viga.

SOLICITACIONES							Tipo de carga
Descripción	Viga			Columna			
	Ru [KN]	Pu [KN]	Mu [KN*m]	Pu [KN]	Mu22 [KN*m]	Mu33 [KN*m]	
CM	5.91	1.86	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
LL	-2.95	-0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D1	-1672.46	-526.87	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D2	-1675.41	-527.80	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D3	-1674.23	-527.42	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D4	-1671.28	-526.49	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D5	2.36	0.74	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D6	-1672.46	-526.87	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D7	-1675.41	-527.80	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D8	-1674.23	-527.42	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

Tabla 129. Solicitaciones conexión cartela a viga.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO							
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias	
<u>Cartela</u>							
Fluencia de la viga por esfuerzo normal	[KN]	5315.93	1.86	CM	0.00		Eq. J4-1
Corte a fluencia	[KN]	3543.95	1675.41	D2	0.47		Eq. J4-3
Gusset edge tension stress	[N/m2]	3.102625E08	3.080467E07	D2	0.10		J4-1
Gusset edge shear stress	[N/m2]	2.068417E08	9.778482E07	D2	0.47		J4-1
Resistencia de la soldadura	[KN]	2373.28	2195.73	D2	0.93		Tables 8-4 ... 8-11
<u>Viga</u>							
Bloque de corte de soldadura	[KN]	2246.55	1675.41	D2	0.75		Eq. J4-5
Aplastamiento del alma	[KN]	2317.30	527.80	D2	0.23		Eq. J10-4
Fluencia local del alma	[KN]	3040.62	527.80	D2	0.17		Eq. J10-2
Relación	0.93						

Tabla 130. Verificación de diseño conexión cartela a viga.

5.4.12.2.3 Diseño de conexión cartela a columna.

SOLICITACIONES			
Descripción	Ru [KN]	Pu [KN]	Tipo de carga
CM	4.43	1.86	Design
LL	-2.22	-0.93	Design
D1	-1254.11	-526.87	Design
D2	-1256.33	-527.80	Design
D3	-1255.44	-527.42	Design
D4	-1253.22	-526.49	Design
D5	1.77	0.74	Design
D6	-1254.11	-526.87	Design
D7	-1256.33	-527.80	Design
D8	-1255.44	-527.42	Design

Tabla 131. Verificación de diseño conexión cartela a columna.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO						
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Relación	Referencias
Angular (lado Cartela)						
Resistencia de la soldadura	[KN]	1473.54	1362.69	D2	0.92	Tables 8-4 .. 8-11
Corte a fluencia	[KN]	2305.95	1256.33	D2	0.54	Eq. J4-3
Leg tensile yielding	[KN]	3458.92	1.86	CM	0.00	Eq. J4-1
Angular (lado Columna)						
Corte en los pernos	[KN]	1274.04	1256.33	D2	0.99	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	2692.02	1256.33	D2	0.47	p. 7-18, Sec. J3.10
Corte a fluencia	[KN]	2305.95	1256.33	D2	0.54	Eq. J4-3
Corte a rotura	[KN]	1973.67	1256.33	D2	0.64	Eq. J4-4
Bloque de corte	[KN]	1754.40	1256.33	D2	0.72	Eq. J4-5
Tracción resultante por fuerzas de palanca	[KN]	688.98	1.86	CM	0.00	p. 9-10
Cartela						
Rotura en las soldaduras	[KN/m]	5122.43	2404.86	D2	0.47	p. 9-5
Corte a fluencia	[KN]	2882.62	1256.33	D2	0.44	Eq. J4-3
Bloque de corte por axial	[KN]	4203.55	1.86	CM	0.00	Eq. J4-5
Columna						
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	3591.03	1256.33	D2	0.35	Eq. J3-6
Aplastamiento del alma	[KN]	2660.64	527.80	D2	0.20	Eq. J10-4
Relación	0.99					

Tabla 132. Verificación de diseño conexión cartela a columna.

5.4.12.3 Resultados de diseño conexión arriostramiento (Chevron) a viga de marco

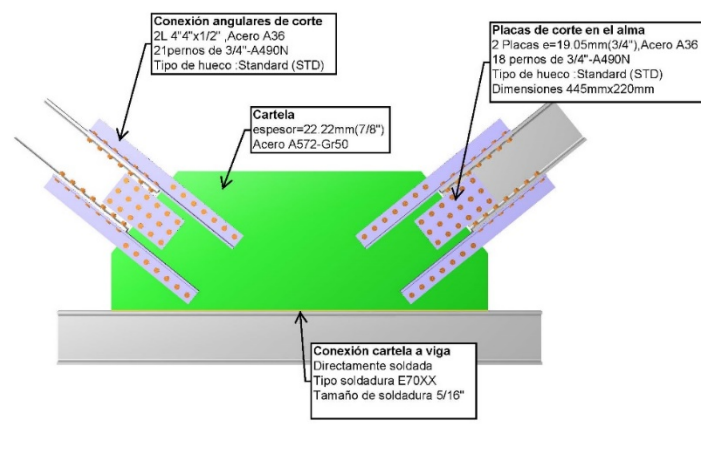


Figura 159. Conexión arriostramiento(Chevron) a viga de marco metálico.

SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Pu				Tipo de carga
	Pu [KN]	Vu [KN]	Mu33 [KN*m]	Diagonal1 [KN]	Diagonal2 [KN]	Diagonal3 [KN]	Diagonal4 [KN]	
CM	0.00	0.00	0.00	10.00	10.00	0.00	0.00	Design
LL	0.00	0.00	0.00	-5.00	-5.00	0.00	0.00	Design
D1	0.00	0.00	0.00	-2830.00	-2830.00	0.00	0.00	Design
D2	0.00	0.00	0.00	-2835.00	-2835.00	0.00	0.00	Design
D3	0.00	0.00	0.00	-2833.00	-2833.00	0.00	0.00	Design
D4	0.00	0.00	0.00	-2828.00	-2828.00	0.00	0.00	Design
D5	0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	0.00	0.00	Design
D6	0.00	0.00	0.00	-2830.00	-2830.00	0.00	0.00	Design
D7	0.00	0.00	0.00	-2835.00	-2835.00	0.00	0.00	Design
D8	0.00	0.00	0.00	-2833.00	-2833.00	0.00	0.00	Design

Tabla 133. Solicitaciones conexión cartela a diagonal.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Relación	Referencias
<u>Angular (lado Diagonal)</u>						
Corte en los pernos	[KN]	1114.79	1004.13	D2	0.90	Tables (7-1..14)
Revised bolt shear strength at claw angle	[KN]	1082.51	1004.13	D2	0.93	Eq. J3-6, p. 7-18
Fluencia por fuerza axial	[KN]	1079.47	3.54	CM	0.00	Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	1195.83	3.54	CM	0.00	Eq. J4-2
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	2343.73	1004.13	D2	0.43	Eq. J3-6
Pandeo	[KN]	2158.83	2008.27	D2	0.93	Eq. E3-1
<u>Diagonal</u>						
Aplastamiento de pernos sobre la diagonal	[KN]	3362.04	1004.13	D2	0.30	Eq. J3-6
Bloque de corte (sobre diagonal)	[KN]	1647.04	3.54	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala de la diagonal	[KN]	2536.97	3.54	CM	0.00	Eq. J4-5
<u>Cartela</u>						
Aplastamiento de pernos sobre la cartela	[KN]	2297.75	1004.13	D2	0.44	Eq. J3-6
Bloque de corte (sobre cartela)	[KN]	1610.78	3.54	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en la cartela	[KN]	6241.16	10.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Relación	0.93					

Tabla 134. Verificación de diseño angulares de corte.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO						
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Relación	Referencias
<u>Placa de empalme</u>						
Corte en los pernos	[KN]	1433.30	826.73	D2	0.58	Tables (7-1..14)
Tensión en fluencia	[KN]	964.59	2.92	CM	0.00	Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	895.11	2.92	CM	0.00	Eq. J4-2
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	2108.28	826.73	D2	0.39	Eq. J3-6
Bloque de corte externo	[KN]	1070.33	2.92	CM	0.00	Eq. J4-5
Compresión	[KN]	964.59	826.73	D2	0.86	Sec. J4.4
Bloque de corte interno	[KN]	1470.27	2.92	CM	0.00	Eq. J4-5
<u>Diagonal</u>						
Block shear rupture at brace web	[KN]	828.42	2.92	CM	0.00	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos por corte	[KN]	1110.24	826.73	D2	0.74	Eq. J3-6
<u>Cartela</u>						
Bloque de corte en la cartela	[KN]	1958.66	2.92	CM	0.00	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos por axial	[KN]	2624.98	826.73	D2	0.31	Eq. J3-6
Relación	0.86					

Tabla 135. Verificación de diseño conexión placa de empalme (placa de corte en el alma).

VERIFICACIÓN DE DISEÑO							
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias	
<u>Diagonal</u>							
Fluencia por fuerza axial	[KN]	2922.47	10.00	CM	0.00		Eq. J4-1
Tensión a rotura	[KN]	2473.69	10.00	CM	0.00		Eq. J4-2
<u>Cartela</u>							
Fluencia de la sección de Whitmore	[KN]	6071.79	10.00	CM	0.00		Eq. J4-1
Pandeo de la sección de Whitmore	[KN]	4045.90	2835.00	D2	0.70		Eq. E3-1
Relación	0.70						

Tabla 136. Verificación de diseño pandeo de la sección de Whitmore.

5.4.12.3.1 Diseño conexión cartela a viga.

SOLICITACIONES							
Descripción	Viga			Columna			Tipo de carga
	Ru [KN]	Pu [KN]	Mu [KN*m]	Pu [KN]	Mu22 [KN*m]	Mu33 [KN*m]	
CM	0.00	12.59	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
LL	0.00	-6.29	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D1	0.00	-3561.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D2	0.00	-3568.25	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D3	0.00	-3565.73	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D4	0.00	-3559.44	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D5	0.00	5.03	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D6	0.00	-3561.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D7	0.00	-3568.25	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
D8	0.00	-3565.73	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

Tabla 137. Solicitaciones conexión cartela a viga.

VERIFICACIÓN DE DISEÑO							
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias	
<u>Cartela</u>							
Fluencia de la viga por esfuerzo normal	[KN]	15067.61	12.59	CM	0.00		Eq. J4-1
Corte a fluencia	[KN]	10045.07	0.00	CM	0.00		Eq. J4-3
Gusset edge tension stress	[N/m2]	3.102625E08	7.347504E07	D2	0.24		J4-1
Gusset edge shear stress	[N/m2]	2.068417E08	0.00	CM	0.00		J4-1
Resistencia de la soldadura	[KN]	6394.08	4460.31	D2	0.70		Tables 8-4 ... 8-11
<u>Viga</u>							
Aplastamiento del alma	[KN]	5960.64	3568.25	D2	0.60		Eq. J10-4
Fluencia local del alma	[KN]	7550.04	3568.25	D2	0.47		Eq. J10-2
Relación	0.70						

Tabla 138. Verificación de diseño conexión cartela a viga.

5.4.13 Paso 13. Diseño de anclajes. *Diseño de anclajes de unión entre el marco metálico y los pórticos de concreto.*

El diseño que se especifica a continuación es la unión entre el pórtico de concreto y el marco metálico, esta unión se realiza con la ayuda de los anclajes embebidos en el concreto. estos deben resistir todas sollicitaciones producidas por los efectos sísmicos para que el marco metálico sea estable y cumpla con la función de mejorar la capacidad y rigidez de la estructura.

La conexión se compone por cuatro grupos de anclajes, el primer y segundo grupo están ubicados en la zona superior e inferior del marco metálico y cada uno contiene 50 anclajes separados 25 cm en la dirección X y Y, El tercer y cuarto grupo de anclajes se ubican en la zona izquierda y derecha del marco metálico cada uno contiene 18 anclajes con una separación de 25 cm, para una mayor claridad ver la Figura 160.

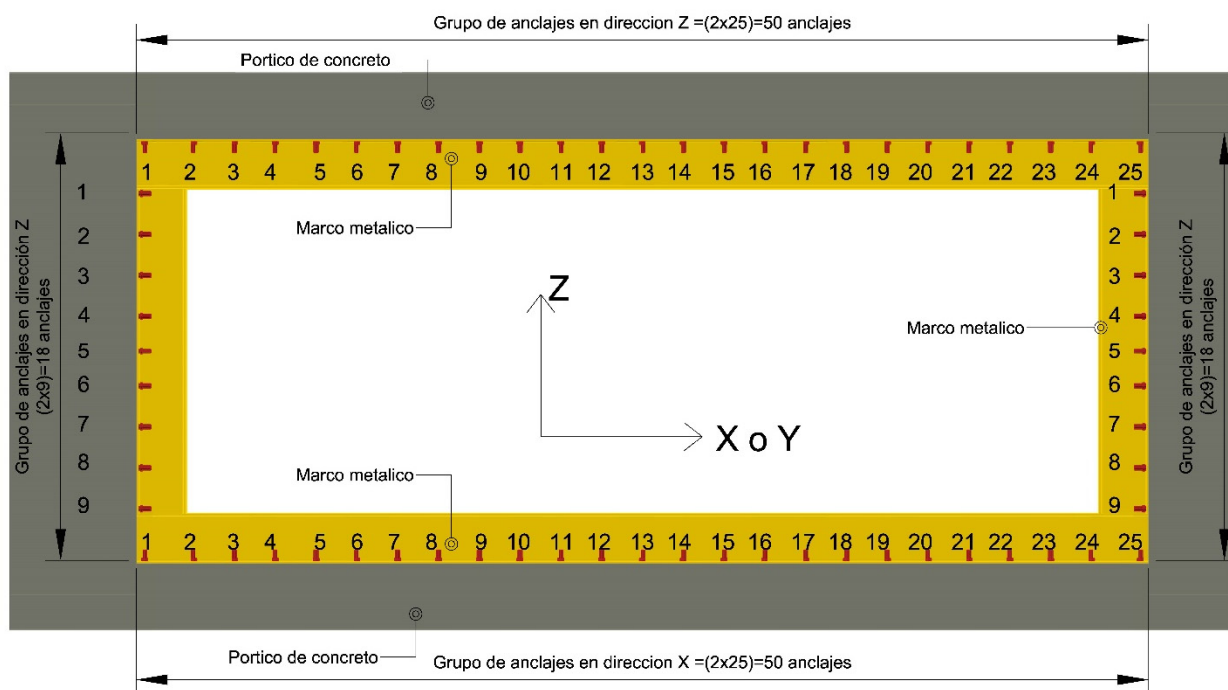


Figura 160. Configuración de anclaje de marco metálico a pórticos de concreto.

La modelación estructural de los anclajes se observa en la Figura 161. La sollicitación total del grupo pernos se determina sumando la sollicitación individual de cada perno aporta al grupo.

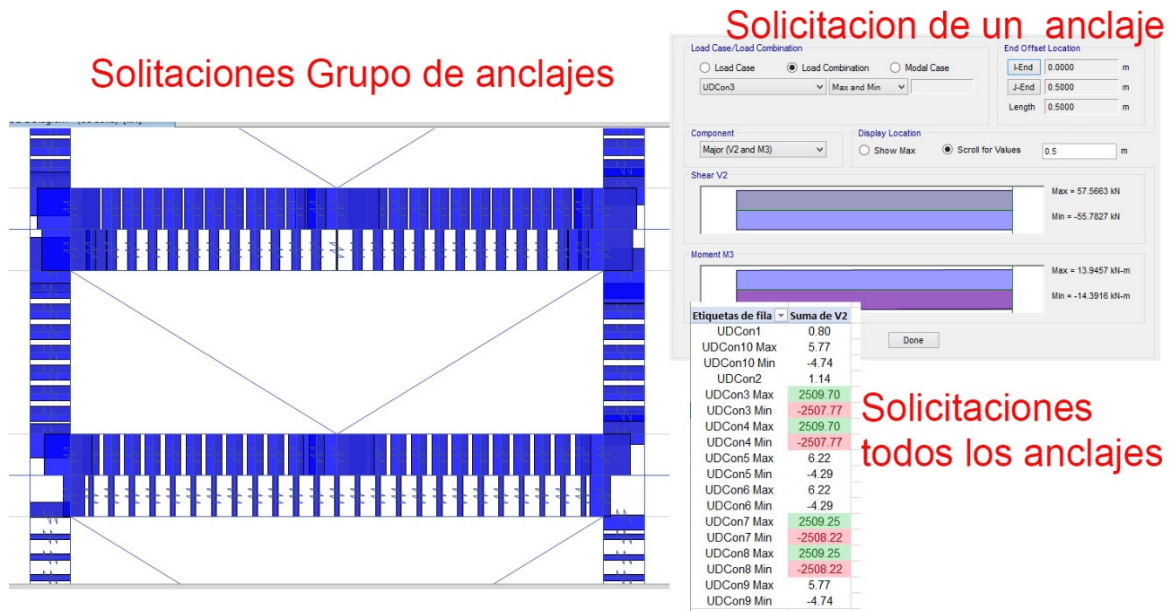
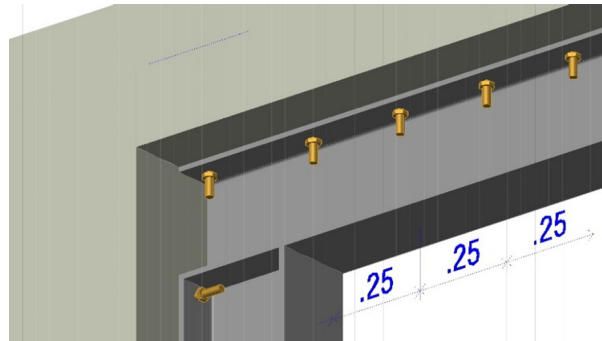


Figura 161. Solicitaciones de grupo de anclajes para unión marco metálico con pórtico de concreto de la Edificación estudio 4.

A continuación, se presenta el diseño por resistencia de los anclajes, el cálculo cumple con los requisitos del apéndice C-D de la norma sismo resistente NSR-10.

El grupo de anclajes esta solicitado a una carga de 2510kN a cortante y de 126kN tracción estados datos fueron extraídos del software de diseño ver Figura 161.

Diseño de Anclajes de acuerdo NSR-10



Solicitaciones

$V_{ua}[kN]=$	2510	Fuerza cortante mayorada aplicada a un grupo de anclaje
$N_{ua}[kN]=$	126	Fuerza mayorada de traccion aplicada a un grupo de anclajes

Vista planta

$C_{a1}[mm]=$	140	en direccion x	5.511811	in
$C_{a2}[mm]=$	140	en direccion y		

Separacion de anclajes[mm] en direccion x=	0.25	0.01
Separacion de anclajes[mm] en direccion y=	0.25	0.01

Dimensiones de los anclajes

Numero de columnas de anclajes=	25
Numero de filas de anclajes=	2
Numero de anclajes	50

Diametro del perno

Anclaje ASTM,A354 Grado BD

Diametro =	N6		
Diametro [mm]=	19.1	Diametro (in)	0.75
Area[mm ²]=	285	Area(in ²)	0.44

Materiales de los anclajes

$f_{ya}[Mpa]=$	862	$f_{ya}(KSI)$	125
$f_{uta}[Mpa]=$	1034	$f_{uta}(KSI)$	150
$h_{ef}[mm]=$	350	Profundidad efectiva del embebido del anclaje	

Factores de reduccion de resistencia ϕ para anclajes en concreto

Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero ductil

Cargas a traccion	0.75
Fuerza cortante	0.65

La resistencia del acero de un anclaje en traccion,C-D.5.1

La resistencia nominal de un grupo de un solo anclaje o grupo de anclajes en traccion

N_{sa} ,no debe exceder.

$$N_{sa} = nA_{se}f_{uta}$$

Diametro Anclaje[mm]=	19.1		
nt =	10	,Donde nt es el numero de hilos por mm	
Diametro [mm]=	19.1	diametro Perno(in)	0.75
A_{se} [mm ²]=	282	A_{se} (in ²)	0.33
N_{sa} [KN]=	14588	N_{sa} (KSI)	2508

Verificacion cumple $N_{ua} \leq \phi N_{sa}$

Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en traccion,C-D.5.2

C-D.5.2.2 La resistencia nominal de arrancamiento del concreto N_{cbd} de un grupo de anclajes en traccion no debe exceder de

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec} \psi_{ed} \psi_c \psi_{cp} N_b$$

A_{Nc} [mm ²]=	1109064	1719.05
A_{Nco} [mm ²]=	1102500	1708.878
hef [mm]=	350	13.77953
1.5hef [mm]=	525	20.66929
Por lo tanto	N_{cbg} [KN]=	340 32.54

Resistencia basica de arrancamiento del concreto de un solo anclaje a traccion

$$N_b = K_c \lambda * \sqrt{f_c} * h_{ef}^{1.5}$$

N_b [KN]	346	32.35	$N_{b \max}$ [KN]	705.1
K_c =	10	para anclajes preinstalados		
λ =	1	para concreto normal		
f_c [Mpa]=	28	3999.996		

Verificacion $N_{ua} \leq \phi N_{cbg}$

C-D.5.2.3,Donde los anclajes se ubican a menos de $1.5h_{ef}$,de tres o mas bordes ,el valor hef usado en las ecuaciones (C-D-4) a las (C-D-11) debe ser mayor entre:

C_{a1} [mm]=	140	en direccion X
C_{a2} [mm]=	140	en direccion Y
$C_{a, \max/1.5}$ [mm]=	93	
Separacion entre anclajes/3 [mm]=		0.08

Entonces usar hef [mm]= 93

C-D.5.2.4 El factor de modificacion para grupo de anclajes sometido a cargas excentricas de traccion.

$$\psi_{ec,N} = 1.00$$

C-D.5.2.5,El factor de modificacion para efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en traccion.

$$\psi_{ed,N} = 0.78$$

C-D.5.2.6 Para anclajes ubicados en una region de un elemento de concreto ,donde los analisis sealan que no hay fisuracion para niveles de cargas de servicio,se permite el siguiente factor de modificacion

$$\psi_{c,N} = 1.25 \quad \text{para anclajes preinstalados}$$

C-D.5.3 Resistencia a la extraccion por deslizamiento de un anclaje en traccion

La resistencia nominal a la extraccion por deslizamiento de un anclaje en traccion , N_{pn}

no debe exceder $N_{pn} = \psi_c * N_p$

La resistencia a la extraccion por deslizamiento a traccion de un perno o tornillo con cabeza individual , N_p

$$\psi_c = 1$$

$$N_{pn} = 8 * A_{brg} * f_c$$

Diametro del ancla [mm]=	19.1	$A_{brg}[mm^2] =$	507	0.79
Diametro cabeza ancla [mm]=	31.8			

$$N_{pn} = n * \psi * N_p [KN] = 5675 \quad 1256.64$$

Verificacion cumple $N_{ua} \leq \phi N_{pn}$

C-D.5.4 Resistencia al despredimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza en traccion

Para un grupo de anclajes con cabeza, la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto N_{sb} no debe exceder

$$N_{sb} = 13 * C_{a1} * \sqrt{A_{brg}} * \lambda * \sqrt{f_c} = 216.78$$

$$N_{sb} = \left(1 + \frac{s}{6 * C_{a1}}\right) N_{sb} = 216.85$$

Verificacion cumple $N_{ua} \leq \phi N_{sb}$

Requisitos de diseño para solicitaciones de cortante C.D.6**C-6.1.1 La resistencia nominal de un anclaje individual o de un grupo de anclajes en cortante**

$$V_{sa} = n * 0.6 * A_{se} * f_{uta}$$

Numero de anclajes	50		
$A_{se} [mm^2] =$	282	$A_{se} (in^2) =$	0.3
$f_{uta} [Mpa] =$	1034	$f_{uta} (KSI) =$	150.0
V_{sa}	8753	$V_{sa} (KSI) =$	1505.1

Verificacion cumple $V_u \leq \phi V_{sa}$

C.D.6.2 Resistencia al arracamiento del concreto de anclajes a cortante

La resistencia nominal al arracamiento del concreto para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes.

$$V_u [KN] = 128$$

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec} \psi_{ed} \psi_c \psi_{cp} V_b = 250.0 \quad V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda \sqrt{f_c} (c_{a1})^{1.5}$$

$$A_{vco} = 4.5 (c_{a1})^2 [mm^2] = 88200 \quad 136.7102734 \quad in$$

$h_a [mm] =$	350	
$A_{vc} =$	149100	231.11

C-D.5.3 Resistencia a la traccion por deslizamiento de un anclaje en traccion

La resistencia nominal a la extraccion por deslizamiento de un anclaje en traccion , N_{pn} no debe exceder $N_{pn} = \psi_c * N_p$

La resistencia a la extraccion por deslizamiento a traccion de un perno o tornillo con cabeza individual , N_p

$$\psi_c = 1$$

$$N_{pn} = 8 * A_{brg} * f_c$$

Diametro del ancla [mm]=	19.1	$A_{brg}[mm^2] =$	507	0.79
Diametro cabeza ancla [mm]=	31.8			

$$N_{pn} = n * \psi * N_p [KN] = 5675 \quad 1256.64$$

Verificacion cumple $N_{ua} \leq \phi N_{pn}$

C-D.5.4 Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza en traccion

Para un grupo de anclajes con cabeza, la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto N_{sbg} no debe exceder

$$N_{sb} = 13 * C_{a1} * \sqrt{A_{brg}} \lambda \sqrt{f_c} = 216.78$$

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6 * C_{a1}}\right) N_{sb} = 216.85$$

Verificacion cumple $N_{ua} \leq \phi N_{sbg}$

Requisitos de diseño para solicitaciones de cortante C.D.6**C-6.1.1 La resistencia nominal de un anclaje individual o de un grupo de anclajes en cortante**

5.4.13.2 Resultado del diseño de los anclajes. En la Tabla 120 se detalla el resultado del diseño de la unión con anclajes entre el marco metálico y el pórtico de concreto.

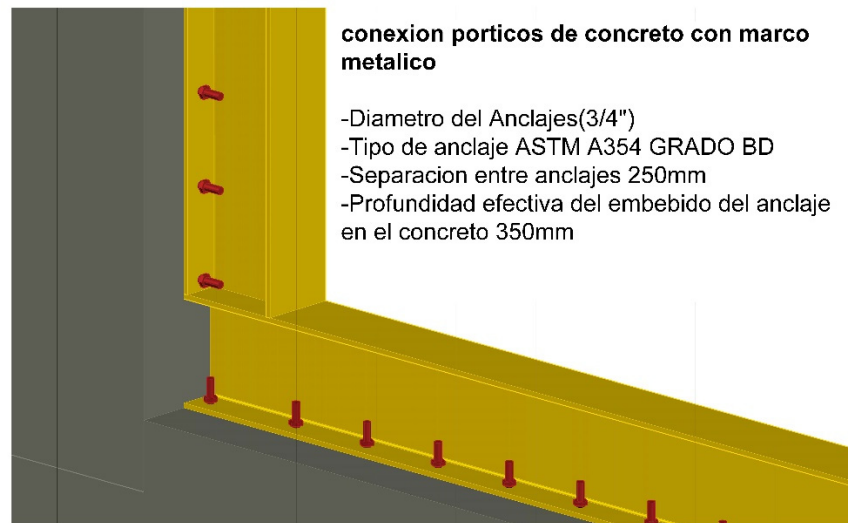


Figura 162. Resultado del diseño de los anclajes de unión entre el pórtico de concreto y marco metálico.

5.4.14 Paso 14. Cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero estructural Edificación de estudio 4.

5.4.14.1 Volumen de concreto en $[m^3]$. En la Tabla 139 se indica la cantidad de volumen de concreto de vigas, columnas y zapatas de la Edificación de estudio 4.

Volumen de concreto	m^3
Vigas	936
Columnas	917
Zapatas	347
Total	2200

Tabla 139. *Volumen total de concreto de la Edificación de estudio 4.*

- El Volumen de concreto de la Edificación de estudio 4 es $2200m^3$.

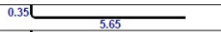
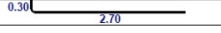
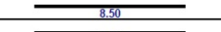
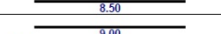
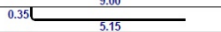
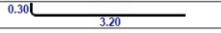
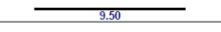
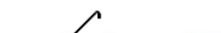
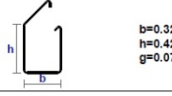
5.4.14.2 Cantidad de acero de refuerzo en vigas $[kg]$

Tabla 140. *Kilogramos acero refuerzo de vigas de la Edificación de estudio 4.*

Vigas			
Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento $[kg]$	Peso total de elementos $[kg]$
Viga V1	8	1302	10419
Viga V2	8	1273	10185
Viga V3	8	1278	10221
Viga V4	8	1278	10221
Viga V5	8	1278	10221
Viga V6	8	1291	10328
Viga VA	8	1979	15832
Viga VB	8	1718	13747
Viga VC	8	1826	14606
Viga VD	8	1826	14606
Viga VE	8	1826	14606
Viga VF	8	1728	13826
Viga VG	8	1996	15965
Total	104		164783

- Los kilogramos de acero de vigas de la Edificación de estudio 4 son 164783 $[kg]$
- Las toneladas acero de vigas de la Edificación de estudio 4 son 165 $[t]$.

En la Tabla 141 se especifica un ejemplo del resumen obtenido en el software DL-NET para la cantidad de kilogramos de refuerzo longitudinal y de estribos de las vigas mencionadas.

V5/N+9.00 (Son 8) Peso/Elemento= 1277.63Kg Peso 8 elementos=10221.03Kg				
DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	6	N7	6.00	(Total =48)
	1	N6	3.00	(Total =8)
	3	N8	8.50	(Total =24)
	12	N7	8.50	(Total =96)
	12	N7	9.00	(Total =96)
	6	N7	5.50	(Total =48)
	1	N6	3.50	(Total =8)
	3	N7	9.50	(Total =24)
	248	N3	1.63	(Total =1984)

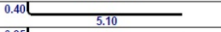
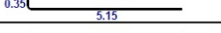
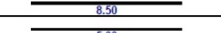
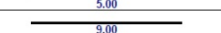
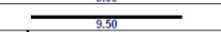
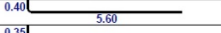
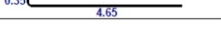
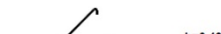
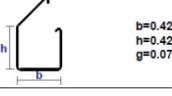

VG/N+9.00 (Son 8) Peso/Elemento= 1995.66Kg Peso 8 elementos=15965.24Kg				
DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	4	N8	5.50	(Total =32)
	10	N7	5.50	(Total =80)
	12	N8	8.50	(Total =96)
	12	N7	5.00	(Total =96)
	16	N8	9.00	(Total =128)
	4	N8	9.50	(Total =32)
	4	N8	6.00	(Total =32)
	2	N7	5.00	(Total =16)
	206	N3	1.83	(Total =1648)
	292	N3	0.57	(Total =2336)

Tabla 141. Kilogramos de acero de refuerzo de las vigas V5 y VG.

5.4.14.3 Cantidades de acero de refuerzo en columnas [kg]

Resumen de cantidades	Cantidad	Peso/Elemento [kg]	Peso total de elementos[kg]
Columna A-1	1	4777.85	4778
Columnas A-2, A-4	2	9250.74	18501
Columnas A-3, A-5	2	9122.72	18245
Columnas A-6, B-2, B-3, B-4, B-5, F-2, F-3, F-4, F-5	9	4159.55	37436
Columnas B-6, C-6, E-6, F-6	4	10536.47	42146
Columnas C-1, B-1, E-1, F-1	4	9250.73	37003
Columnas C-3, C-2, C-4, C-5, D-1, D-2, D-3, D-4, D-5, D-6, E-2, E-3, E-4, E-5	14	4159.55	58234
Columna G-1	1	4226.58	4227
Columnas G-2, G-3, G-4, G-5	4	10536.47	42146
Columna G-6	1	5220.16	5220
Total	42		267936

Tabla 142. Kilogramos acero de refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 4.

En la Tabla 143 se especifica un ejemplo del resumen obtenido por el software DL-NET para las cantidades del refuerzo longitudinal y de los estribos de las columnas mencionadas.

Columnas G-2, G-3, G-4, G-5 (Son 4) Peso/Elemento= 10536.47Kg Peso 4 elementos=42145.88Kg

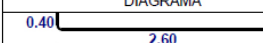
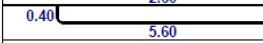
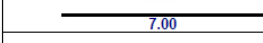
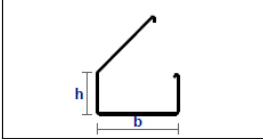
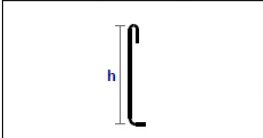
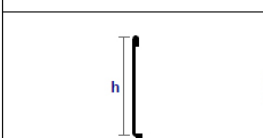



DIAGRAMA	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	NOTAS
	54	N8	3.00	(Total =216)
	54	N8	6.00	(Total =216)
	162	N8	7.00	(Total =648)
	254	N4	3.88	(Total =1016)
	2032	N4	0.83	(Total =8128)
	1016	N4	1.43	(Total =4064)

Tabla 143. Kilogramos de acero de refuerzo de las columnas G-2, G-3, G-4.

- Los kilogramos de acero de refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 4 son 267935.92 [kg].
- Las toneladas de acero de refuerzo de columnas de la Edificación de estudio 4 son 268 [t].

5.4.14.4 Cantidad de acero de refuerzo en zapatas [kg]. En la Tabla 144 se indica cantidades de acero de refuerzo de las zapatas de la Edificación de estudio 4.

Tabla 144. Kilogramos acero de refuerzo de zapatas, Edificación de estudio 4.

DIAGRAMA	CANTIDAD	DIÁMETRO	LONGITUD [m]	PESO [kg]	NOTAS
	213	N6	2.50	1185.70	Ref. inferior y superior de zapatas
	1248	N6	3.10	8601.04	Ref. inferior y superior de zapatas
	1760	N6	3.80	14868.62	Ref. inferior y superior de zapatas
TOTAL [kg]				24655	

- Los kilogramos de acero de zapatas de la Edificación de estudio 4 son 24655[kg]
- Las toneladas de acero de refuerzo de zapatas de la Edificación de estudio 4 son 246[t]

5.4.14.5 Kilogramos de acero estructural de arriostramientos [kg].

- Los kilogramos de acero estructural de la Edificación de estudio 4 son 116600[kg].

- Las toneladas de acero estructural de la Edificación de estudio 4 son 117 [t].

5.4.14.6 Resumen de cantidades de acero de refuerzo y volumen de concreto de la Edificación de estudio 4.

Tabla 145. Resumen de cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero estructural de la Edificación de estudio 4.

Volumen de concreto en m ³		
Elemento	Volumen	
Vigas	936	
columnas	917	
Zapatas	347	
Total	2200	

Cantidad de acero de refuerzo		
Elemento	Kilogramos	Toneladas
Vigas	164783	165
columnas	267936	268
Zapatas	24655.4	25
Total	457374	457

Cantidad de acero estructural		
Elemento	Kilogramos	Toneladas
Arriostramientos	116600	117

6. Evaluación económica de las edificaciones de estudio

Para realizar la evaluación económica en primer lugar se calcula las cantidades de obra para cada una de las edificaciones de estudio, seguidamente se realizó los análisis de precios unitarios (APUs) donde se calcula el costo directo de los ítems de construcción teniendo en cuenta el costo del material, transporte, herramientas empleadas y mano de obra, con base en esta información se procede a elaborar el presupuesto en el cual se estima el costo directo de construcción de cada una de las edificaciones de estudio. A continuación, se muestra una tabla en la cual se resume el costo de los materiales seleccionados de acuerdo

a una consulta previa en diferentes empresas de la región, seguidamente se muestran los APUs elaborados para cada caso.

Tabla 146. *Costos de los materiales usados en el estudio.*

Volumen de concreto	
Descripcion del producto	Valor unitario
Concreto de 3000 psi[21Mpa]	\$331,000
Concreto de 4000 psi[28Mpa]	\$420,074
Concreto de 5000 psi[35Mpa]	\$484,334
Acero de refuerzo	
Descripcion del producto	Valor unitario
Kilogramo de acero de refuerzo	\$2,200
Acero de estructural	
Descripcion del producto	Valor unitario
Kilogramo de perfil estructural W	\$2,832

6.1 Evaluación económica edificación de estudio 1.

Tabla 147. Presupuesto de la edificación de estudio 1.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Zapata en concreto					
Descripción	Unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Zapatas en Concreto 4000psi	m3	383			
Concreto 4000 psi grav.3/4"	m3	1.00	3.00	\$420,074	\$432,676
Servicio de bombeo	m3	1.00	3.00	\$33,826	\$34,841
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	72	3.00	\$2,200	\$162,637
Tabla burra ordinaria	un	0.50	3.00	\$8,400	\$4,326
Tablon 3m	und	0.20	0.00	\$345	\$69
M.o. concreto zapatas	m3	1.00	0.00	\$113,500	\$113,500
Seccion andamio tubular	dia	0.20	0.00	\$2,200	\$440
Tramos de escalera	dia	0.20	0.00	\$413	\$83
Total					\$748,572
Columna en concreto					
Descripción	Unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Columnas concreto 5000psi	m3	1764.00			
Verticoat no.2 mortero repara x30kg	bto	0.00	3.00	\$83,475	\$344
Concreto 5000 psi grav.3/4"	m3	1.00	3.00	\$484,334	\$498,864
Servicio de bombeo	m3	1.00	3.00	\$33,826	\$34,841
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	192.47	3.00	\$2,200	\$436,137
Tabla cedro macho 020 * 3 mts	un	0.10	3.00	\$12,600	\$1,298
Acpm	gal	0.50	3.00	\$8,400	\$4,326
Ductolon	ml	4.60	3.00	\$487	\$2,308
M.o. columna concreto 5000psi	m3	1.00	0.00	\$160,000	\$160,000
Formateada columnas	m3	1.00	0.00	\$75,000	\$75,000
Total					1,213,118
Vigas en concreto					
Descripción	unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Vigas de concreto 4000psi	ml	3246			
Color mineral	lb	0.00	2.00	\$3,598	\$7
Concreto 4000 psi grav.3/4"	m3	0.20	3.00	\$420,074	\$87,575
Servicio de bombeo	m3	0.20	3.00	\$33,826	\$7,052
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	36.96	3.00	\$2,200	\$83,747
Tabla caracoli en bruto x vara	var	0.00	3.00	\$28,350	\$29
Liston caracoli 4x4cm x 3.0m	un	0.04	0.00	\$4,830	\$193
Cerco caracoli de 4x3cm x 3m	un	0.01	3.00	\$4,830	\$50
Acpm	gal	0.01	2.00	\$8,400	\$86
M.o. viga varias dimensiones	ml	1.00	0.00	\$25,000	\$25,000
Formateada viga descolgada	ml	1.00	0.00	\$10,500	\$10,500
Total					\$214,239
RESUMEN DEL PRESUPUESTO EDIFICACIÓN DE ESTUDIO 1					
Descripción	cantidad	Unidad	precio unitario	Total	Porcentaje
Zapatas en Concreto 4000psi	383	m3	\$748,572	\$286,703,033	9%
Columnas concreto 5000psi	1764	m3	\$1,213,118	\$2,139,939,778	69%
Vigas de concreto 4000psi	3246	ml	\$214,239	\$695,419,967	22%
TOTAL COSTO DIRECTO				\$3,122,062,778	100%

6.2 Evaluación económica edificación de estudio 2

Tabla 148. Presupuesto edificación de estudio 2.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Zapata en concreto					
Descripción	Unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Zapatas en Concreto de 4000 Psi	m3	328.00			
Concreto 4000 psi grav.3/4"	m3	1.00	3.00	\$420,074	\$432,676
Servicio de bombeo	m3	1.00	3.00	\$33,826	\$34,841
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	111	3.00	\$2,200	\$250,622
Tabla burra ordinaria	un	0.50	3.00	\$8,400	\$4,326
Tablón 3m	und	0.20	0.00	\$345	\$69
M.o. concreto zapatas	m3	1.00	0.00	\$113,500	\$113,500
Sección andamio tubular	día	0.20	0.00	\$2,200	\$440
Tramos de escalera	día	0.20	0.00	\$413	\$83
Total					\$836,557
Columna de concreto					
Descripción	Unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Columnas en concreto 5000Psi	m3	504.00			
Verticoat no.2 mortero repara x30kg	bto	0.00	3.00	\$83,475	\$344
Concreto 5000 psi grav.3/4"	m3	1.00	3.00	\$484,334	\$498,864
Servicio de bombeo	m3	1.00	3.00	\$33,826	\$34,841
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	316.00	3.00	\$2,200	\$716,052
Tabla cedro macho 020 * 3 mts	un	0.10	3.00	\$12,600	\$1,298
Acpm	gal	0.50	3.00	\$8,400	\$4,326
Ductolon	ml	4.60	3.00	\$487	\$2,308
M.o. columna concreto 5000psi	m3	1.00	0.00	\$160,000	\$160,000
Formaleteada columnas	m3	1.00	0.00	\$75,000	\$75,000
Total					\$1,493,032
Vigas en concreto					
Descripción	Unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Vigas en concreto de 4000 Psi	ml	3816.00			
Color mineral	lb	0.00	2.00	\$3,598	\$7
Concreto 4000 psi grav.3/4"	m3	0.20	3.00	\$420,074	\$86,513
Servicio de bombeo	m3	0.20	3.00	\$33,826	\$6,966
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	46.68	3.00	\$2,200	\$105,770
Tabla caracoli en bruto x vara	var	0.00	3.00	\$28,350	\$29
Listón caracoli 4x4cm x 3.0m	un	0.04	0.00	\$4,830	\$193
Cerco caracoli de 4x3cm x 3m	un	0.01	3.00	\$4,830	\$50
Acpm	gal	0.01	2.00	\$8,400	\$86
M.o. viga varias dimensiones	ml	1.00	0.00	\$25,000	\$25,000
Formaleteada viga descolgada	ml	1.00	0.00	\$10,500	\$10,500
Total					\$235,114
Muros en concreto					
Descripción	Unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Muro de e=35cm concreto 5000Psi	m2	768.10			
Concreto 5000 psi grav.3/4"	m3	0.35	2.00	\$484,334	\$172,907.24
Servicio de bombeo	m3	0.35	2.00	\$33,826	\$12,075.88
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	137.54	3.00	\$2,200	\$311,676.04
Tabla burra 0.20x3.00mt	un	0.20	3.00	\$8,400	\$1,730.40
M.o.pantalla concreto 5000psi e35cm	m2	1.00	0.00	\$48,000	\$48,000.00
Formaleteada con tableros placa	m2	2.00	0.00	\$15,500	\$31,000.00
Total					\$577,389.56
RESUMEN DEL PRESUPUESTO EDIFICACIÓN DE ESTUDIO 2					
Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total	Porcentaje
Zapatas en Concreto de 4000 Psi	328	m3	\$836,557	\$274,390,564	12%
Columnas en concreto 5000Psi	504	m3	\$1,493,032	\$752,488,317	32%
Muros en concreto 5000Psi	768	m2	\$577,390	\$443,492,923	19%
Vigas en concreto de 4000 Psi	3816	ml	\$235,114	\$897,196,880	38%
TOTAL COSTO DIRECTO				\$2,367,568,684	100%

6.3 Evaluación económica edificación de estudio 3

Tabla 149. Presupuesto edificación de estudio 3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Zapata en concreto					
Descripción	unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Zapatas en Concreto 4000Psi	m3	335.00			
Concreto 4000 psi grav.3/4"	m3	1.00	3.00	\$420,074	\$432,676
Servicio de bombeo	m3	1.00	3.00	\$33,826	\$34,841
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	72	3.00	\$2,200	\$162,025
Tabla burra ordinaria	un	0.50	3.00	\$8,400	\$4,326
Tablón 3m	und	0.20	0.00	\$345	\$69
M.o. concreto zapatas	m3	1.00	0.00	\$113,500	\$113,500
Sección andamio tubular	día	0.20	0.00	\$2,200	\$440
Tramos de escalera	día	0.20	0.00	\$413	\$83
Total					\$747,960
Columnas en concreto					
Descripción	unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Columna en concreto 5000Psi	m3	655.00			
Verticoat no 2 mortero repara x30kg	bto	0.00	3.00	\$83,475	\$344
Concreto 5000 psi grav.3/4"	m3	1.00	3.00	\$484,334	\$498,864
Servicio de bombeo	m3	1.00	3.00	\$33,826	\$34,841
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	275.05	3.00	\$2,200	\$623,264
Tabla cedro macho 020 * 3 mts	un	0.10	3.00	\$12,600	\$1,298
Acpm	gal	0.50	3.00	\$8,400	\$4,326
Ductolon	ml	4.60	3.00	\$487	\$2,308
M.o. columna concreto 5000psi	m3	1.00	0.00	\$160,000	\$160,000
Formateada columnas	m3	1.00	0.00	\$75,000	\$75,000
Total					1,400,245
Vigas en concreto					
Descripción	unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Vigas en concreto de 4000Psi	ml	4272.52			
Color mineral	lb	0.00	2.00	\$3,598	\$7
Concreto 4000 psi grav.3/4"	m3	0.22	3.00	\$420,074	\$95,902
Servicio de bombeo	m3	0.22	3.00	\$33,826	\$7,722
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	36.01	3.00	\$2,200	\$81,605
Tabla caracoli en bruto x vara	var	0.00	3.00	\$28,350	\$29
Listón caracoli 4x4cm x 3.0m	un	0.04	0.00	\$4,830	\$193
Cerco caracoli de 4x3cm x 3m	un	0.01	3.00	\$4,830	\$50
Acpm	gal	0.01	2.00	\$8,400	\$86
M.o. viga varias dimensiones	ml	1.00	0.00	\$25,000	\$25,000
Formateada viga descolgada	ml	1.00	0.00	\$10,500	\$10,500
Total					\$221,095
Marco metálico					
Descripción	Unidad	cantidad	Valor unitario	Valor parcial	
Marco metálico	Un	64			
Perfil W12x45	kg	1139	\$2,832	\$3,225,648	
Anclajes	Un	159	\$10,000	\$1,590,000	
Herramienta menor	%	10	\$48,360	\$48,360	
Total				\$4,864,008	
Mano de obra Marco metálico					
Trajador	Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Valor parcial
Capataz	\$50,000	56%	\$78,000	2	\$156,000
tres ayudantes	\$105,000	56%	\$163,800	2	\$327,600
Total					\$483,600
Arriostramiento y conexiones					
Descripción	Unidad	cantidad	Valor unitario	Valor parcial	
Arriostramientos	Un	64			
Perfiles	kg	911	\$2,832	\$2,580,518	
Pernos	Un	340	\$3,500	\$1,190,000	
Cartela Unión viga -columna	Un	4	\$261,320	\$1,045,279	
Placa de corte	Un	16	\$46,686	\$746,980	
Placa conexión arriostramientos en X	Un	1	\$1,608,870	\$1,608,870	
soldadura	Kg	10	\$8,200	\$82,000	
Angulares de corte	kg	32	\$16,363	\$523,630	
Mano de obra	hc	7	\$19,050	\$133,350	
Herramienta menor	%	10	\$63,960	\$63,960	
Total				\$7,974,587	
Mano de obra arriostramientos y conexiones					
Trajador	Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Valor parcial
Capataz	\$50,000	56%	\$78,000	2	\$156,000
tres ayudantes	\$105,000	56%	\$163,800	2	\$327,600
Soldador	\$100,000	56%	\$156,000	1	\$156,000
Total					\$639,600
RESUMEN DEL PRESUPUESTO EDIFICACIÓN DE ESTUDIO 3					
Descripción	cantidad	Unidad	Precio unitario	Total	Porcentaje
Zapatas en Concreto 4000Psi	335	m3	\$747,960	\$250,566,548.58	<div><div></div>8%</div>
Columna en concreto 5000Psi	655	m3	\$1,400,245	\$917,160,498	<div><div></div>31%</div>
Vigas en concreto de 4000Psi	4273	ml	\$221,095	\$944,633,612	<div><div></div>31%</div>
Marco metálico	64	Un	\$5,347,608	\$342,246,912	<div><div></div>11%</div>
Arriostramientos y uniones	64	Un	\$8,614,187	\$551,307,962	<div><div></div>18%</div>
TOTAL COSTO DIRECTO				\$3,005,915,532	100%

6.4 Evaluación económica edificación de estudio 4

Tabla 150. Presupuesto edificación de estudio 4.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Zapatas					
Descripción	unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Zapatas en concreto de 4000Psi	m3	347.00			
Concreto 4000 psi grav.3/4"	m3	1.00	3.00	\$420,074	432,676
Servicio de bombeo	m3	1.00	3.00	\$33,826	34,841
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	71	3.00	\$2,200	161,006
Tabla burra ordinaria	un	0.50	3.00	\$8,400	4,326
Tablón 3m	und	0.20	0.00	\$345	69
M.o. concreto zapatas	m3	1.00	0.00	\$113,500	113,500
Sección andamio tubular	día	0.20	0.00	\$2,200	440
Tramos de escalera	día	0.20	0.00	\$413	83
Total					746,940
Columnas en concreto					
Descripción	unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Columna en concreto 5000Psi	m3	917.00			
Verticoat no.2 mortero repara x30kg	bto	0.00	3.00	\$83,475	344
Concreto 5000 psi grav.3/4"	m3	1.00	3.00	\$420,074	432,676
Servicio de bombeo	m3	1.00	3.00	\$33,826	34,841
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	292.19	3.00	\$2,200	662,097
Tabla cedro macho 020 * 3 mts	un	0.10	3.00	\$12,600	1,298
Acpm	gal	0.50	3.00	\$8,400	4,326
Ductolon	ml	4.60	3.00	\$487	2,308
M.o. columna concreto 5000psi	m3	1.00	0.00	\$160,000	160,000
Formateada columnas	m3	1.00	0.00	\$75,000	75,000
Total					1,372,890
Vigas en concreto					
Descripción	unidad	Cantidad	Desperdicio	Precio unitario	Parcial
Vigas en concreto de 4000Psi	ml	4223			
Color mineral	lb	0.00	2.00	\$3,598	\$7
Concreto 4000 psi grav.3/4"	m3	0.22	3.00	\$324,141	\$74,001
Servicio de bombeo	m3	0.22	3.00	\$33,826	\$7,722
Acero de refuerzo pdr-60 figurado	kg	39.02	3.00	\$2,262	\$90,914
Tabla caracoli en bruto x vara	var	0.00	3.00	\$28,350	\$29
Listón caracoli 4x4cm x 3.0m	un	0.04	0.00	\$4,830	\$193
Cerco caracoli de 4x3cm x 3m	un	0.01	3.00	\$4,830	\$50
Acpm	gal	0.01	2.00	\$8,400	\$86
M.o. viga varias dimensiones	ml	1.00	0.00	\$25,000	\$25,000
Formateada viga descolgada	ml	1.00	0.00	\$10,500	\$10,500
Total					\$208,502
Descripción	Unidad	cantidad	Valor unitario	Valor parcial	
Marco metálico	Un	64			
Perfil W12x50	kg	1258	\$2,832	\$3,562,656	
Anclajes	Un	159	\$10,000	\$1,590,000	
Herramienta menor	%	10	\$48,360	\$48,360	
Total				\$5,201,016	
Mano de obra Marco metálico					
Tratador	Jornal	Prestaciones	Jornal total	Numero de días	Valor parcial
Capataz	\$50,000	56%	\$78,000	2	\$156,000
tres ayudantes	\$105,000	56%	\$163,800	2	\$327,600
Total					\$483,600
Arriostramiento y conexiones					
Descripción	Unidad	cantidad	Valor unitario	Valor parcial	
Arriostramientos	Un	64			
Perfiles	kg	564	\$2,832	\$1,596,908	
Pernos	Un	240	\$3,500	\$840,000	
Cartela Unión viga -columna-arriostramiento	Un	2	\$318,740	\$637,481	
Placa de corte	Un	8	\$46,686	\$373,490	
Cartela Unión viga-arriostramiento	Un	1	\$954,945	\$954,945	
soldadura	kg	12	\$8,200	\$98,400	
Angulares de corte	Un	32	\$32,727	\$1,047,259	
Herramienta menor	%	10	\$51,870	\$51,870	
Total				\$5,600,353	
Mano de obra arriostramientos y conexiones					
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Valor parcial
Capataz	\$50,000	56%	\$78,000	1.5	\$117,000
tres ayudantes	\$105,000	56%	\$163,800	1.5	\$245,700
Soldador	\$100,000	56%	\$156,000	1	\$156,000
Total					\$518,700
RESUMEN DEL PRESUPUESTO EDIFICACIÓN DE ESTUDIO 4					
Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total	Porcentaje
Zapatas en concreto de 4000Psi	347	m3	\$746,940	\$259,188,341	8%
Columna en concreto 5000Psi	917	m3	\$1,372,890	\$1,258,940,040	40%
Vigas en concreto de 4000Psi	4223	ml	\$208,502	\$880,485,531	28%
Marco metálico	64	Un	\$5,684,616	\$363,815,424	12%
Arriostraminto y uniones	64	Un	\$6,119,053	\$391,619,410	12%
TOTAL COSTO DIRECTO				\$3,154,048,747	100%

7. Análisis comparativo de los resultados del estudio

7.1 Comparación del control de deriva y desplazamientos de las edificaciones de estudio.

El control de los desplazamientos de cada uno de los niveles que conforman la edificación está representado por la deriva máxima en cada nivel, la cual se define como el desplazamiento horizontal relativo entre el nivel analizado y el nivel inmediatamente anterior. Estos valores son mostrados en la Figura 163 y Figura 164. Se observa que la edificación de estudio 2 presenta una disminución mayor de los valores de deriva en comparación con las demás edificaciones de estudio, los valores máximos son de 0.7% en la dirección X y de 0.6% en la dirección Y, las cuales se encuentran ubicadas a 12 metros de altura. Por otra parte, se identificó que las edificaciones de estudio 3 y 4 presentan mayores valores de deriva en los pisos inferiores al ser comparados con el edificio de estudio 1, mientras que en pisos superiores es notoria una disminución de estos valores a partir de un rango que oscila entre 9 y 15 metros de altura.

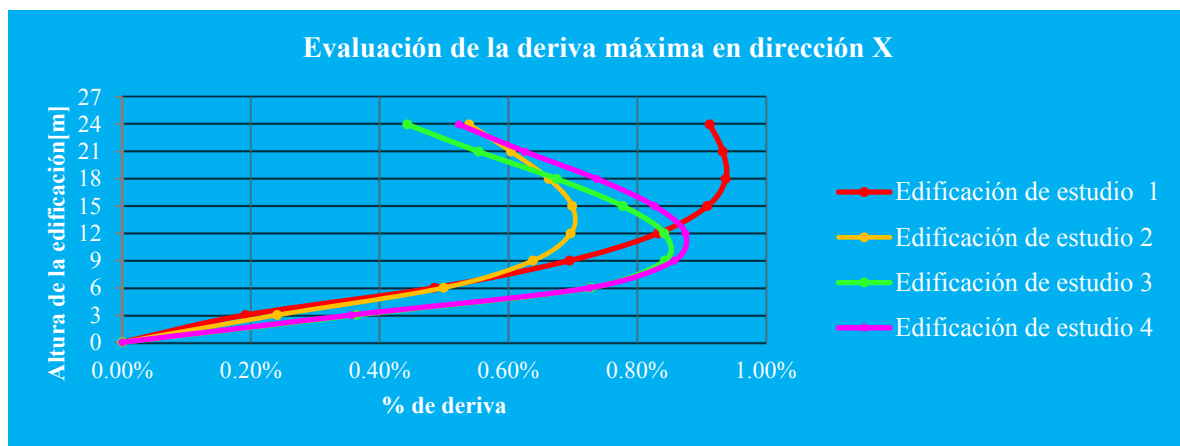


Figura 163. Comparativo de derivas de las edificaciones de estudio en la dirección X.

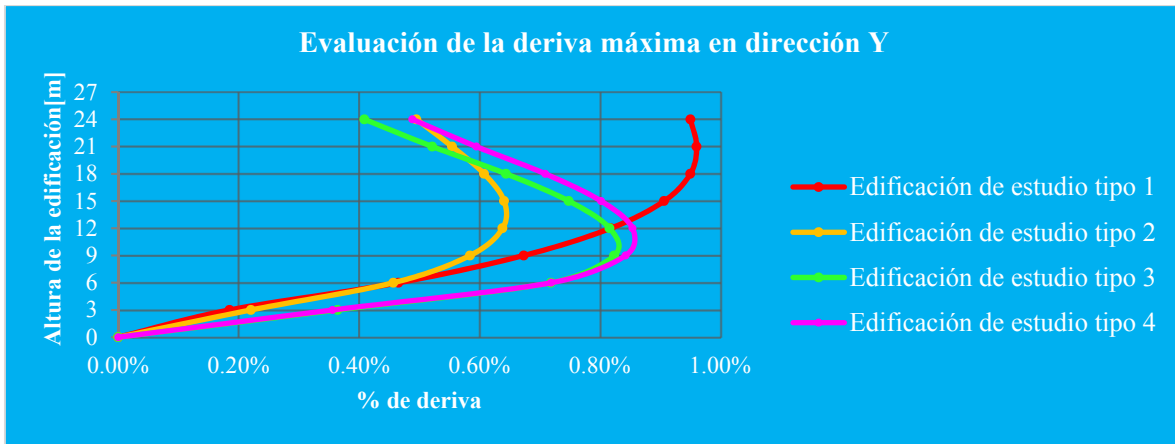


Figura 164. Compartido de derivas de las edificaciones de estudio en la dirección Y.

En cuanto a los desplazamientos se espera que los valores máximos se encuentren en los niveles superiores. En la Figura 165 y Figura 166 se puede apreciar que la edificación de estudio 1, presenta los mayores valores de desplazamiento horizontal en las dos direcciones comenzando a disminuir en función de los sistemas de rigidización implementados, tal como lo muestran los casos de estudio 2, 3 y 4. Los menores valores de desplazamiento se encuentran en la edificación de estudio 2, esto permite inferir que esta edificación es la óptima tomando como variable de interés los desplazamientos horizontales que se presentan para cada uno de los casos.

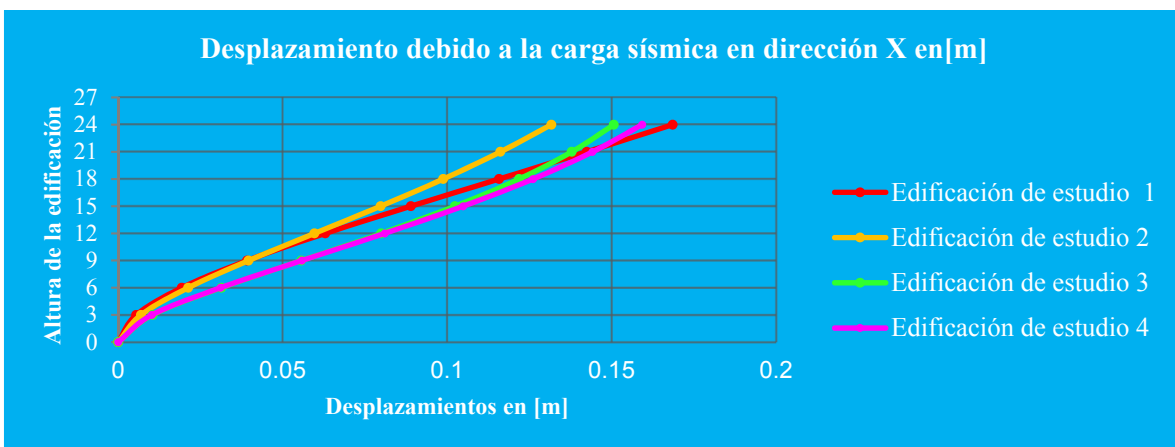


Figura 165. Desplazamientos debido a la carga sísmica en dirección X.

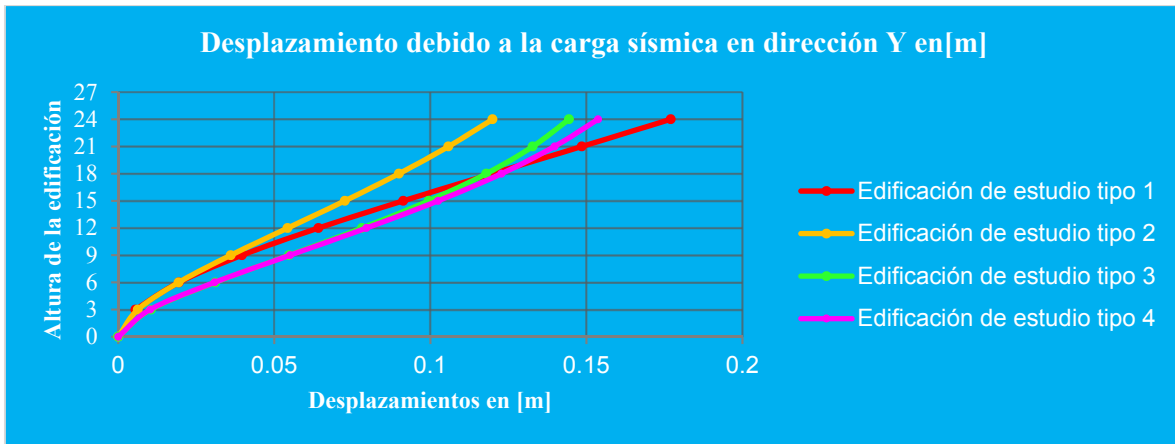


Figura 166. Desplazamientos debido a la carga sísmica en dirección Y.

7.2 Comparación del peso de las edificaciones de estudio

De acuerdo con lo observado en la Figura 167 se evidencia que las edificaciones que tienen un sistema de rigidización, edificaciones de estudio 2,3 y 4, presentan una disminución de su peso del 22%,21% y 19% respectivamente en comparación con la edificación de estudio 1, reducir la masa de las edificaciones es beneficioso debido a la disminución de los valores de cortante basal (Bazan & Meli, 2015).

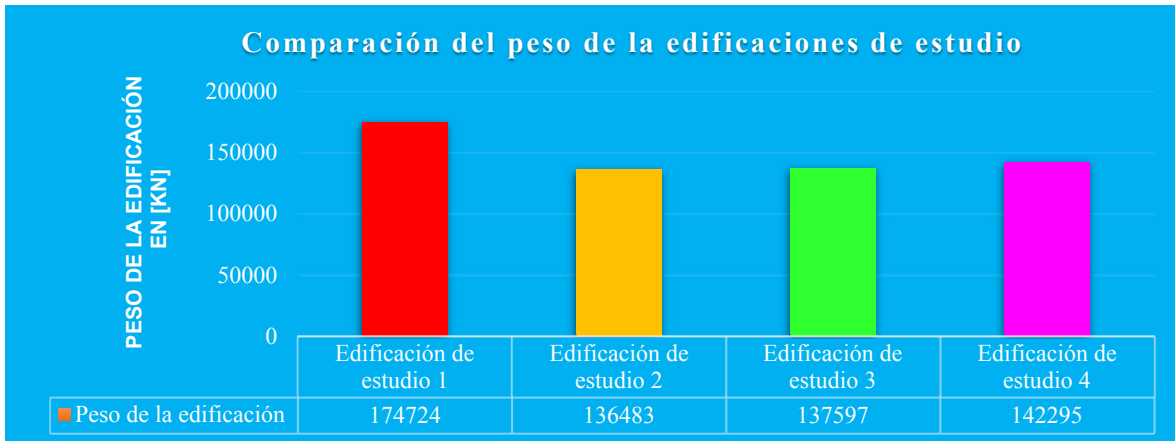


Figura 167. Comparación de peso de las edificaciones de estudio.

7.3 Comparación de la aceleración máxima de diseño

El cortante basal también depende de la aceleración máxima de diseño, los valores de aceleración se indican en la Figura 168 y Figura 169 para ambas direcciones. Se presenta un incremento relativo del 24% de la aceleración máxima en las edificaciones con sistema combinado, edificaciones 2,3 y 4 en comparación

con la edificación de estudio 1, cabe resaltar que los resultados obtenidos se ajustan a lo dispuesto en la tabla A.4.2-1 de la NSR-10.

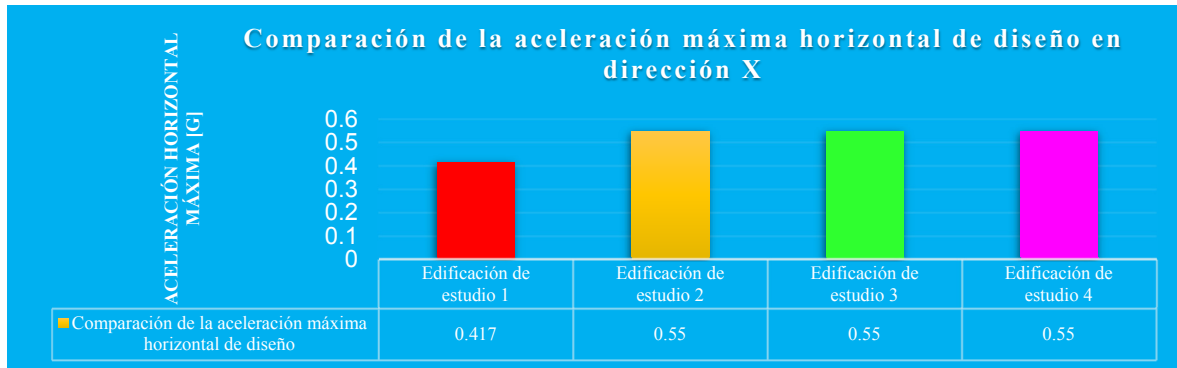


Figura 168. Comparación de las aceleraciones máximas de diseño en la dirección X.

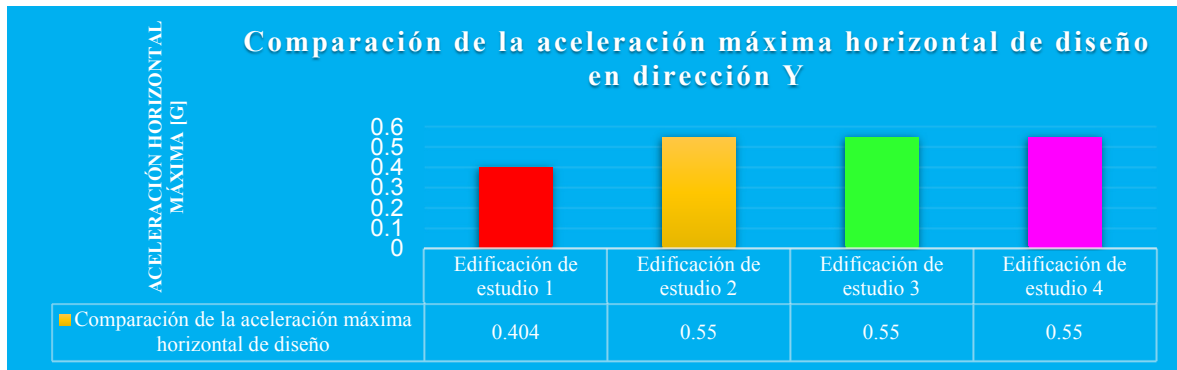


Figura 169. Comparación de las aceleraciones máximas de diseño en la dirección Y.

7.4 Comparación del cortante y fuerzas sísmicas de diseño de las edificaciones de estudio

Los valores de cortante de diseño especificados en la Figura 170 y Figura 171 son obtenidos de acuerdo a los valores de la aceleración horizontal y peso de las edificaciones de estudio, expuestas en los numerales 7.2 y 7.3. Se observa que los valores de cortante de diseño de las cuatro edificaciones son similares entre sí, con una diferencia no mayor del 10% en comparación con las fuerzas de diseño reducidas modificadas de acuerdo con el respectivo coeficiente de disipación de energía R , enunciados en la Tabla 151 y en la Tabla 152. Se observan valores mayores de fuerzas sísmicas reducidas en las edificaciones de estudio 3 y 4, con un incremento promedio del 36% con respecto a la edificación de estudio 1, y del 32% con respecto a la edificación de estudio 2, incrementos que afectan directamente las solicitudes sísmicas originando

aumentos de las dimensiones de los elementos de concreto y de arriostramiento en acero para cumplir con los requisitos de resistencia y capacidad.

Tabla 151. *Cortantes y fuerzas sísmicas de diseño en dirección X.*

Cortantes y fuerzas sísmicas de diseño en dirección X			
Edificación	Cortante de diseño [kN]	R	Fuerzas sísmicas reducidas [kN]
Edificación de estudio 1	58266	5.0	11653
Edificación de estudio 2	60102	5.0	12020
Edificación de estudio 3	60593	3.5	17312
Edificación de estudio 4	62662	3.5	17903

Tabla 152. *Cortantes y fuerzas sísmicas de diseño en dirección Y.*

Cortante y Fuerzas sísmicas de diseño en dirección Y			
Edificación	Cortante de diseño [kN]	R	Fuerzas sísmicas reducidas [kN]
Edificación de estudio 1	56482	5.0	11296
Edificación de estudio 2	60102	5.0	12020
Edificación de estudio 3	60593	3.5	17312
Edificación de estudio 4	62662	3.5	17903

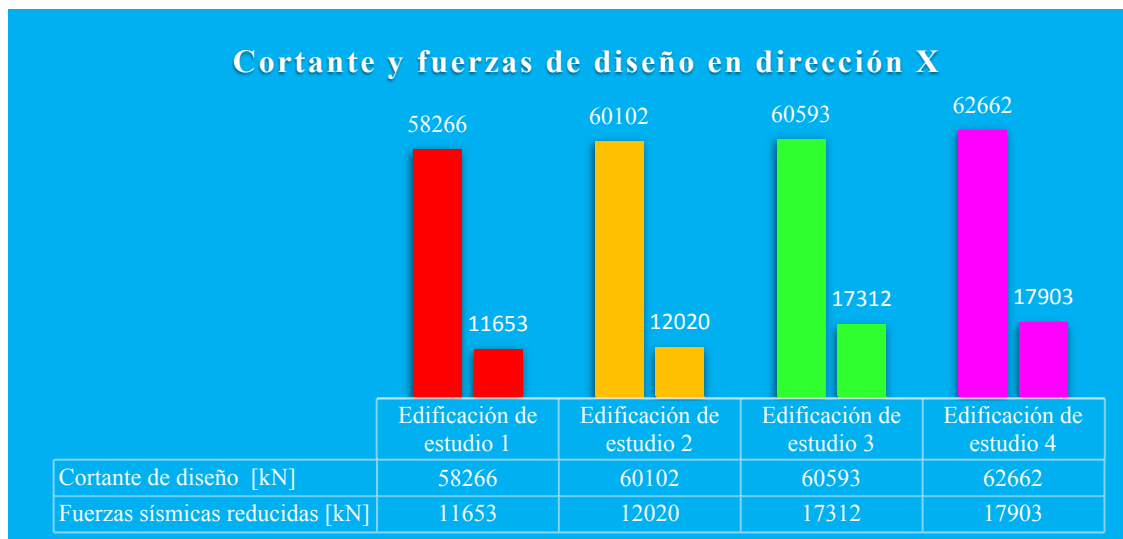


Figura 170. Cortante y fuerzas sísmicas de diseño en dirección X.

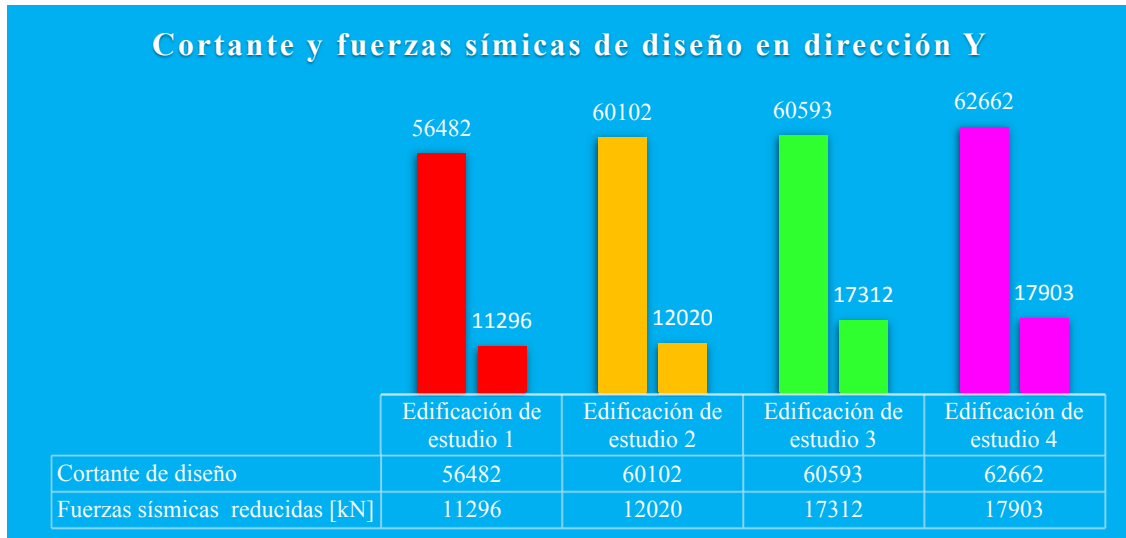


Figura 171. Cortante y fuerzas sísmicas en dirección Y.

7.5 Comparación de rigideces de las edificaciones de estudio

Para el cálculo de la rigidez de las edificaciones de estudio se usó el método directo, el cual define la rigidez como la fuerza que debe aplicarse al sistema para obtener una deformación, giro o desplazamiento unitario en la misma dirección y sentido de la carga (Maldonado & Chio, 2004). Los máximos valores de rigidez se encuentran en los pisos inferiores debido al efecto acumulativo del cortante piso a piso tal como se observa en la Figura 172 y Figura 173, al realizar una comparación entre estos valores se evidencia que la edificación de estudio 1 presenta la mayor rigidez, debido a que las dimensiones de los elementos verticales tienen una relación $\left(\frac{b}{h}\right)$ similar a la estipulada en la NSR-10 para los elementos tipo muro.

A medida que se desarrollan las edificaciones en altura, la rigidez de las edificaciones de estudio 2, 3 y 4 comienza a incrementarse en comparación con los valores obtenidos para la edificación de estudio 1, para la cual se observa una tendencia no lineal de decaimiento en su rigidez.

La edificación de estudio 2, sistema combinado de pórticos y muros de concreto, presenta una mayor rigidez desde una altura de 9 m. hasta una altura de 15 m. de ahí en adelante se observa que la rigidez de este sistema es igualada por la rigidez de las edificaciones 3 y 4.

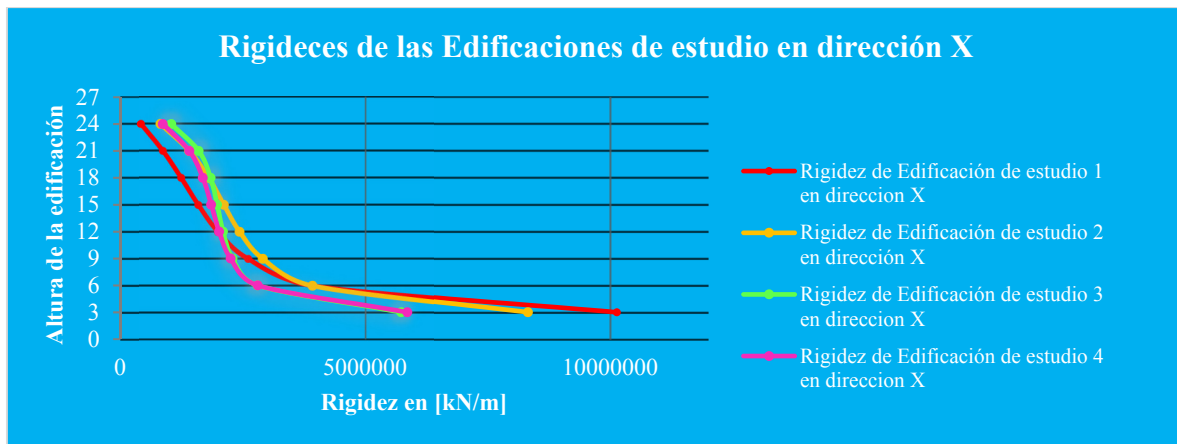


Figura 172. Comparación de rigideces de las edificaciones de estudio.

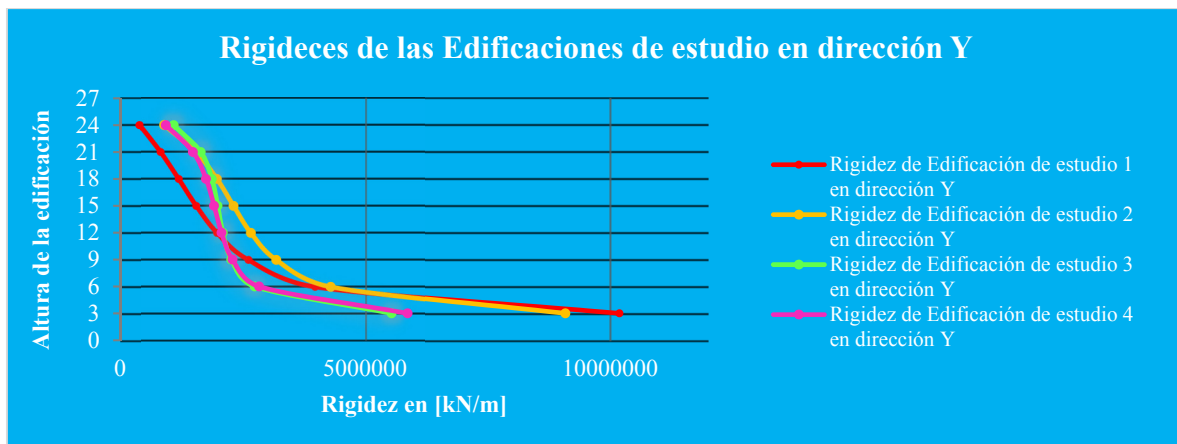


Figura 173. Comparación de rigideces de las edificaciones de estudio.

7.6 Comparación económica de las edificaciones de estudio

Según el análisis realizado tomado como variable de interés el costo de las edificaciones de estudio, se pueden observar comportamientos fluctuantes por lo cual el autor no considera viable la extrapolación de estos resultados a otras tipologías de edificaciones. Para abordar el análisis de costo los resultados se dividieron en dos partes, a saber: costo de los elementos zapatas, columnas y vigas y el costo del sistema de rigidización implementado para cada caso.

Con respecto al costo de elementos zapatas, columnas y vigas se evidenció una reducción en las edificaciones que utilizan sistemas de rigidización en comparación con la edificación de estudio 1, la cual no utiliza ningún sistema rigidización. La reducción obtenida tomando como base la edificación de estudio 1 fue de 38%, 32% y 23% para las edificaciones de estudio 2, 3 y 4 respectivamente.

Con relación al costo del sistema de rigidización se evidenció que el sistema optimo es el que utiliza muros estructurales para su rigidización, Edificación de estudio 2, en primera estancia, se realiza una comparación tomando como base el costo del sistema de rigidización de la edificación de estudio 2 y se encontró un incremento del 41% y 50% en los sistemas de rigidización empleados para la edificación de estudio 3 y 4 respectivamente. En segunda estancia, se realiza una comparación entre el costo de los sistemas de rigidización que emplean elementos metálicos, edificación de estudio 3 y 4, encontrando un incremento del 15% en el sistema de rigidización de la edificación de estudio 3 con respecto a la edificación de estudio 4. de lo anterior se infiere que el sistema utilizado en la edificación de estudio 3, diagonales en forma de X, logra un mejor comportamiento a un menor costo.

Del análisis de costo se puede observar que la edificación de estudio 4, arriostramiento metálico en V, resulta ser la más costosa, presentando incrementos del 1% ,25% y 5% en comparación con las edificaciones de estudio 1, 2 y 3 respectivamente. Se logra determinar que la edificación optima desde el punto de vista del costo de construcción es la edificación de estudio 2, rigidización con muros estructurales, esto debido a que el material empleado durante el proceso constructivo del sistema de rigidización es de menor costo en comparación con el del acero estructural, además la reducción de las secciones de columnas ayuda a minimizar el consumo de concreto y acero de refuerzo.

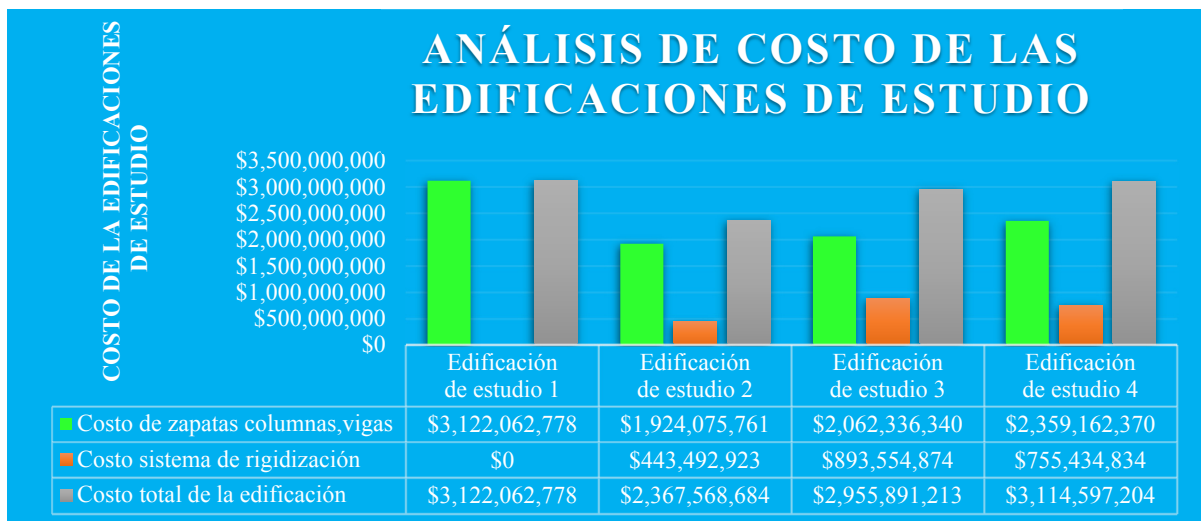


Figura 174. Análisis del costo de las edificaciones de estudio.

8. Conclusiones

Se presentó el análisis comparativo de cuatro edificaciones para lograr establecer el sistema estructural óptimo desde el punto de vista económico y de comportamiento estructural sujeto a los requisitos de la norma de construcción sismo resisten vigente en Colombia. De acuerdo con los resultados obtenidos en las comparaciones realizadas entre la rigidez lateral de cada sistema, el costo de construcción y el comportamiento estructural se originan las siguientes conclusiones:

- Como se observa en la Figura 172 y Figura 173, las edificaciones que poseen un sistema de arriostramiento metálico presentan una menor rigidez en los primeros cuatro pisos en comparación con las edificaciones de estudio 1 y 2, sistema de pórticos de concreto reforzado y sistema combinado de pórticos con muros. Sin embargo, las rigideces de los sistemas con arriostramiento experimentan un aumento moderado en sus últimos pisos incluso llegando a superar la rigidez del edificio 1 e igualando la rigidez del edificio 2.
- Según los resultados de las derivas obtenidas durante el proceso de análisis de la edificación de estudio 1, se evidenció una reducción de la deriva a medida que aumentaba la sección transversal de las columnas, debido a las grandes deformaciones se hizo necesario aumentar de forma significativa la sección transversal de los elementos verticales, siendo contraproducente en los análisis económicos, ya que al aumentar la sección de manera drástica la cantidad de material también lo hace, además los espacios arquitectónicos se ven disminuidos radicalmente.
- La fuerza sísmica reducida de las edificaciones de estudio 3 y 4 aumentan en promedio un 32% en comparación con la edificación de estudio 2 y un 34% en comparación con la edificación de estudio 1; este aumento se debe a disminución del coeficiente de disipación R utilizado para la edificación de estudio 1 y 2 en contraste con el utilizado en la edificación de estudio 3 y 4, tal como se evidencia en la tabla A.3-2 de la norma sismo resistente NSR-10. En consecuencia, las dimensiones de los elementos de arriostramiento en acero y los elementos de concreto reforzado, tienden aumentar considerablemente para llegar a cumplir con la rigidez y la resistencia necesaria para soportar las acciones sísmicas.

- De acuerdo al análisis de costo directo se puede establecer que la edificación óptima desde el punto de vista económico es la numero 2, debido a que esta presenta un decremento del costo de construcción del 24% con respecto a la edificación de estudio 1 y del 21% y 25% con respecto a las edificaciones de estudio 3 y 4 respectivamente.
- De acuerdo en con la comparación realizada entre las edificaciones que cuentan con un sistema de rigidización con arriostramiento metálico, se puede concluir que la configuración óptima es la presentada por la edificación de estudio 3, Diagonales concéntrica en forma de X, debido a su menor costo y mejor control de derivas.

9. Consideraciones finales

En el presente estudio se realizó una comparación de cuatro edificaciones de concreto reforzado de altura media variando el sistema de rigidización. Los análisis que se llevaron a cabo estuvieron enmarcados en el régimen elástico cumpliendo los requisitos establecidos en el reglamento sismo resistente actual. Desde el punto de vista de comportamiento estructural se evidencia que los sistemas de arriostramiento metálicos son eficientes para mejorar la rigidez lateral de las edificaciones.

Se realizó una comparación de costo directo en la cual se tuvo en cuenta las cantidades de obra necesarias para materializar los diseños elaborados en cada una de las edificaciones, encontrando que el sistema de rigidización óptimo es el que utiliza muros de concreto reforzado, a su vez, se logra determinar que la diferencia de costo entre los sistemas de rigidización que emplean arriostramientos metálicos y el sistema de pórticos de concreto, sin arriostramiento, no varía significativamente por lo cual para futuras investigaciones el autor propone estudiar posibles beneficios que fomenten el uso de este sistema de rigidización desligado de la parte económica y que su vez represente un beneficio para el constructor. Por otro lado, se propone estudiar la influencia del coeficiente de disipación de energía con el objetivo de lograr obtener un valor apropiado para utilizarse en zonas de amenaza sísmica alta.

El autor considera que este estudio se constituye como una herramienta de soporte en el proceso de la toma de decisiones sobre cual sistema de rigidización resulta ser el más adecuado dentro de los sistemas propuestos para cada caso particular.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Referencias bibliográficas

- AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá D.C.
- Bazan, E., & Meli, R. (2015). Diseño sísmico de edificios. Mexico D.F.: Limusa.
- Chadhar, S., & Sharmna, A. (2015). Seismic Behavior of RC Building frame with steel bracing system using varioud arrangements, 479–483.
- Crisafulli, F. J. (2014). Diseño sismorresistente de construcciones de acero (4ta Edició). Mendoza.
- Darwin, D., Dolan, C., & Nilson, A. (2016). Design of Concrete Structures. New York: McGraw-Hill.
- El Tiempo. (2016). Influencia del PIB en la construcción - Sectores - Economía - ELTIEMPO.COM. Retrieved May 12, 2017, from <http://www.eltiempo.com/economia/sectores/influencia-del-pib-en-la-construccion-33494>
- Garza Vazquez, L. (2011). Diseño de estructuras de cimentación. Medellin: Universidad Nacional de colombia.
- Industrial, I. nacional de tecnologia. (2005). INTI. Retrieved April 14, 2017, from https://www.inti.gob.ar/cirsoc/ejemplos_2005_2007.htm
- Lamus, F., & Andrade, S. (2015). Concreto reforzado fundamentos. Bogotá: Ecoe Ediciones.
- Maldonado, E., & Chio, G. (2004). Analisis sísmico de edificaciones. Bucaramanga: Universidad industrial de santander.
- Mccormac, J., & Cserneck, S. (2012). Diseño de estructuras de acero. Mexico,DF: Alfaomega.
- Olmedo, J. (2015). Diseño de Estructuras de Concreto reforzado I (I). Ibagué: Ediciones Unibague.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). Estructuras de concreto reforzado. Mexico,DF: Limusa.
- Paz, M. (1992). Dinámica estructural teoría y cálculo. Barcelona: Editorial Reverte.
- Reyes, L. E. (1998). Dinámica Estructural Aplicada Al Diseño Sísmico. Dinámica Estructural Aplicada Al Diseño Sísmico. Bogota: Universidad de los Andes.
- Rochel Awad, R. (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios (2da ed.). Medellin: Fondo editorial EAFIT.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Segura Franco, J. (2006). Estructuras de Concreto I (Vol. I). Bogotá: Universidad Nacional.

Tanaji, B., & A.N, S. (2015). Analysis of Reinforced Concrete Building with Different Arrangement of Concrete and Steel Bracing system. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, 12(5), 2278–1684.
<https://doi.org/10.9790/1684-12550812>

Valencia, G. (2010). Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10. (E. colombiana de Ingenieria, Ed.) (1ed ed.). Bogotá: Escuela Colombiana de Ingenieria.