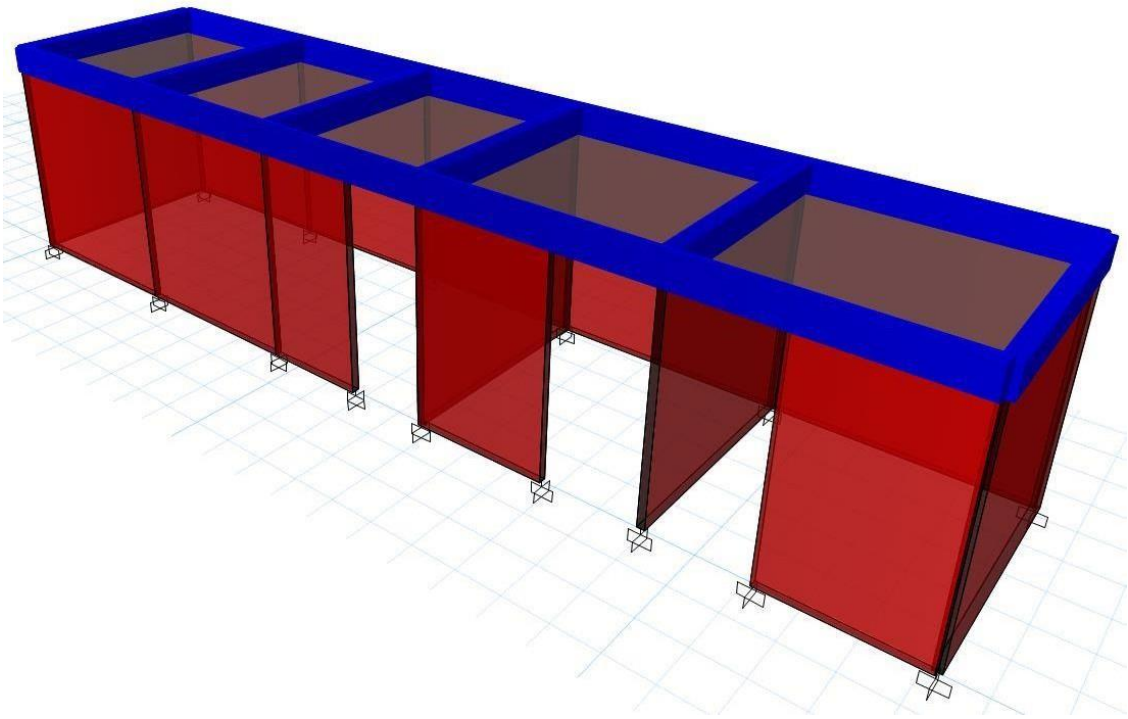
MEMORIAS ESTRUCTURALES

CAMPO DE FUTBOL SOPLAVIENTO - BAÑOS



FECHA: SEPTIEMBRE 2025

Getsemaní, Calle San Antonio No. 25-127 Tels.: 6798479- 310 - 6160815
E-mail: antoniomarimon@hotmail.com
Cartagena D. T. y C. - Colombia

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 6
1.1 ALCANCE 6
2 DEFINICIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL 6
3 REFERENCIAS 7
3.1 CÓDIGOS Y ESTÁNDARES MANDATORIOS 7
4 SISTEMA ESTRUCTURAL Y FILOSOFIA DE DISEÑO 8
5 MATERIALES ESTRUCTURALES 8
6 ANÁLISIS DE CARGA 9
6.1 CARGAS MUERTAS 9
6.2 CARGAS VIVAS 9
6.3 CARGAS ACCIDENTALES 10
6.4 SÍSMICAS 10
6.5 AVALÚO DE CARGAS 11
6.6 COMBINACIONES DE CARGA 11
7 PARÁMETROS SÍSMICOS 13
7.1 ZONA DE AMENAZA SÍSMICA 13
7.2 GRUPO DE USO 15
7.3 PERFIL DE SUELO 15
7.4 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO 17
8 ANÁLISIS SISMICO 18
8.1 MODELO DIAFRAGMA RIGIDO 18
8.2 MASAS DE LA EDIFICACIÓN 18
8.3 TORSIÓN ACCIDENTAL 19
8.4 PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASAS 19
8.5 PERÍODO Y CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA 20
8.6 AJUSTE DE RESULTADOS 20
8.7 COMBINACIONES DE LOS MODOS 21
8.8 DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS 22
8.9 FUERZA DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS COLUMNAS 22
9 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS QUE DEETERMINAN LA RESISTENCIA AL 23

FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 23
9.1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS 24
ELEMENTOS ESTRUCTURALES 24
10 ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DERIVA 26
11 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 28
11.1 DISEÑO DE PLACAS 28
11.2 DISEÑO CIMENTACIÓN 30
11.2.1 DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN / ZAPATA 30
11.3 DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA 31
11.4 AREA DE ACERO EN VIGAS 32

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Definición del sistema estructural, NSR-10. 7
Tabla 2. Resistencia de materiales y recubrimientos mínimos de elementos. 8
Tabla 3. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales, NSR-10. 9
Tabla 4. Cargas mínimas vivas uniformes distribuidas, NSR-10. 10
Tabla 5. Combianciones de carga para diseño de vigas, muros y cálculo de cimentación 12
Tabla 6. Valores de coeficiente de importancia, NSR-10. 15
Tabla 7. Valores del coeficiente F_a 16
Tabla 8. Valores del coeficiente F_v 16
Tabla 9. Construcción del espectro de diseño 17
Tabla 10. Masa de la Edificación. 18
Tabla 11. Torsión accidental 19
Tabla 12. Participación de masas. 19
Tabla 13. Período y cortante basal de la estructura 20
Tabla 14. Período fundamental de la Edificación. 20
Tabla 15. Ajuste de resultados. 21
Tabla 16. Indice de flexibilidad – deriva en X 26
Tabla 17. Indice de flexibilidad – deriva en Y 27
Tabla 18. Diseño refuerzo inferior para losa cubierta 28
Tabla 19. Diseño refuerzo superior para losa Cubierta 29

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Avalúo de cargas cubierta 11
Figura 2. Mapa aceleración pico efectiva 13
Figura 3. Mapa de velocidad pico efectiva 14
Figura 4. Perfil del suelo – Estudio de suelo 15
Figura 5. Espectro 17
Figura 6. Momentos inferiores actuantes en losa de Cubierta 28
Figura 7. Momentos superiores actuantes en losa de Cubierta 29
Figura 8. Esquema vigas de cimentación 30
Figura 9. Área de acero en vigas de cimentación 30
Figura 10. Reacciones en el suelo 30
Figura 11. Índice de sobresfuerzo muros de mampostería 31
Figura 12. Área de acero en vigas de cubierta 32

MEMORIAS ESTRUCTURALES

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento hace referencia al diseño estructural del proyecto ESCENARIOS SOPLAVIENTO – BAÑOS. Como sistema estructural de resistencia sísmica se utilizó el sistema de mampostería parcialmente reforzada. Todo el sistema con capacidad mínima de disipación de energía DMI (Ro=2.0). Sistema estructural definido en la NSR-10.

1.1 ALCANCE

Este documento cubre el siguiente alcance:

- Mínimos requerimientos para el diseño estructural basadas Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Cuando no exista un requerimiento en la norma NSR-10 aplicable, se emplearán preferentemente las normas o estándares norteamericanos.

- Mínimos requerimientos para el diseño arquitectónico del edificio.

2 DEFINICIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL

Según NSR-10 **numeral A.3.7.1 - SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA -** Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requeridas por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí.

Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis **Fs**, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, **R**, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño **E= Fs/ R** que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, **Ro.**

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
j. Muros de mampostería reforzada externamente	el mismo	1.5	2.0	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m

Tabla 1. Definición del sistema estructural, NSR-10.

3 REFERENCIAS

3.1 CÓDIGOS Y ESTÁNDARES MANDATORIOS

- NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente enero del 2010 (Decreto número 926 del 19 marzo, 2010).
- Decreto número 2525 del 13 de julio 2010, modificación del Decreto 926 del 2010.
- Decreto número 092 del 17 de enero 2011, modificación del Decreto 926 del 2010.
- Decreto número 340 del 13 de febrero 2012, modificación del Decreto 926 del 2010.
- Decreto número 945 del 5 de junio 2017, modificación del Decreto 926 del 2010.

4 SISTEMA ESTRUCTURAL Y FILOSOFIA DE DISEÑO

Es una estructura rectangular de aproximadamente 12.25 metros de largo y 2.80 metros de ancho, con una altura de 2.80 metros. El área total de construcción es de 34.3 m2.

El sistema estructural ha sido configurado como mampostería parcialmente reforzada para garantizar la estabilidad de la estructura ante fuerzas horizontales como las de sismo y viento. La estructura se ha modelado con el programa informático Etabs.

La estructura irá cimentada sobre una zapata corrida de 40x40cm. Para más información sobre el cálculo de las zapatas dirigirse al capítulo **10.2**

5 MATERIALES ESTRUCTURALES

En el Proyecto han sido considerados materiales que están autorizados por la NSR-10. Para las barras corrugadas de acero se cumplirán con la norma NTC 2289 (ASTM A706) grado 60 (G420). La resistencia a la compresión del concreto será mayor a 17MPa como se estipula en la sección C.1.1.1.

El cemento será cemento Portland acorde a la NTC121 tipo MRS o ASTM C150 TIPO II conforme a las normativas NTC 121, NTC 312 y ACI 301-16. Los áridos serán resistentes, durables, no reactivos, con un tamaño que no excederá de los 20 mm (¾") conforme a la normativa NTC 174 (ASTM C33).

Grupos	Acero de refuerzo (MPa)	f'c (MPa)	Min. Recubrimiento (mm)
Vigas de cimentación	*420*	*28*	*75*
Vigas	*420*	*28*	*40*
Losas	*420*	*28*	*30*

Tabla 2. Resistencia de materiales y recubrimientos mínimos de elementos.

Con respecto al módulo de elasticidad de los materiales para el acero no pre-esforzado este módulo debe ser de 200,000 (Es = 200,000 MPa), mientras que para el concreto de manera general se puede utilizar la siguiente ecuación (que hace referencia a un concreto de densidad normal con agregado grueso de origen metamórfico).

$$Ec = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$$

6 ANÁLISIS DE CARGA

Las cargas son fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los miembros, elementos y conexiones de una estructura. Las acciones se clasifican en: muertas, vivas, accidentales y extraordinarias. Para la estimación de los sistemas de cargas que actuarán durante la vida útil de la estructura se aplicarán título B (Cargas) de la NSR-10.

6.1 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas son las que actúan continuamente sobre una estructura y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.

La estimación de las cargas muertas se fundamenta en el capítulo B.3 (Carga muerta) de la NSR-10. El peso

propio de los componentes estructurales y no estructurales fue considerado, automáticamente, dentro del programa de diseño estructural.

Tabla B.3.4.1-3
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Tabla 3. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales, NSR-10.

6.2 CARGAS VIVAS

Las cargas vivas son aquellas que actúan sobre la estructura con una magnitud variable en el tiempo y que se debe a su ocupación y uso habitual. La estimación de las cargas vivas se fundamentó en el capítulo B.4 (Cargas vivas) de la NSR-10.

Tabla B.4.2.1-2

Cargas vivas mínimas en cubiertas, azoteas y terrazas

Tipo de cubierta	*Carga uniforme* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga uniforme* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
(A) Cubiertas, azoteas y terrazas planas con acceso totalmente limitado al personal de mantenimiento y a través de un acceso (puerta, reja, o trampa) que permanezca siempre cerrada con llave, u otro elemento de seguridad equivalente, que esté bajo custodia y responsabilidad del propietario del inmueble o de su administrador. Esta limitación debe quedar consignada en el reglamento de copropiedad cuando se trata de copropiedades. Cualquier modificación a este tipo de acceso requiere licencia de construcción y constituirá un cambio de uso con las implicaciones correspondientes.	1.80	180
(B) Cubiertas, azoteas y terrazas a las cuales haya acceso al público o los usuarios de la edificación sin restricción (véanse las Notas 2 y 3)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
(C) Cubiertas, azoteas y terrazas con acceso únicamente desde un bien privado según la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad (véanse las Notas 2 y 3)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)
(D) Cubiertas, azoteas y terrazas autorizadas en la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad como elementos comunales recreativos, o como jardines comunales de cubierta, o para reuniones públicas o privadas (véanse las Notas 2 y 3)	5.00	500
(E) Cubiertas inclinadas con más 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	35
(F) 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 y sin posibilidad alguna de acceso a personas diferentes del personal de mantenimiento	0.50	50

Tabla 4. Cargas mínimas vivas uniformes distribuidas, NSR-10.

6.3 CARGAS ACCIDENTALES

Las cargas accidentales son aquellas que, durante la vida útil de la estructura, tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia y su duración se limita a breves Períodos de tiempo.

6.4 SÍSMICAS

Las acciones sísmicas, Fs, son producidas por el movimiento del terreno, producto de la liberación de energía en la corteza terrestre. (Ver Análisis Sísmico).

6.5 AVALÚO DE CARGAS



Figura 1. Avalúo de cargas cubierta

6.6 COMBINACIONES DE CARGA

La estructura y todos sus componentes se diseñaron usando el método del estado límite de resistencia, para tal efecto se hizo necesario la utilización de las combinaciones de carga prescritas en el numeral B.2.4.2 de la NSR-10, y las cargas utilizadas fueron las siguientes:

CM= Carga Muerta PP

= Peso Propio CV=

Carga viva

CVC= Carga Viva de Cubierta SPEC=

Fuerza Sísmica

W= Viento

COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO

	CM	CV	SPEC X	SPEC Y	CVC	Wx	Wy
B.2.4-1	1.40						
B.2.4-2	1.20	1.60			0.50		
B.2.4-3	1.20	1.00			1.60		
B.2.4-4X	1.20	1.00			0.50	1.00	
B.2.4-4Y	1.20	1.00			0.50		1.00
B.2.4-5XV	1.20	1.00	0.50				
B.2.4-5YV	1.20	1.00		0.50			
B.2.4-6X	0.90					1.00	
B.2.4-6Y	0.90						1.00
B.2.4-7XV	0.90		0.50				
B.2.4-7YV	0.90			0.50			

COMBINACIONES DE CARGA PARA CALCULO DE CIMENTACIÓN

	CM	CV	SPEC X	SPEC Y	CVC	Wx	Wy
B.2.3-1	1.00						
B.2.3-2	1.00	1.00					
B.2.3-3	1.00				1.00		
B.2.3-4	1.00	0.75			0.75		
B.2.3-5X	1.00	1.00				1.00	
B.2.3-5Y	1.00	1.00					1.00
B.2.3-6X	1.00		0.350				
B.2.3-6Y	1.00			0.350			
B.2.3-7X	1.00	0.75			0.75	0.75	
B.2.3-7Y	1.00	0.75			0.75		0.75
B.2.3-8X	1.00	0.75	0.263		0.75		
B.2.3-8Y	1.00	0.75		0.263	0.75		
B.2.3-9X	0.60					1.00	
B.2.3-9Y	0.60						1.00
B.2.3-10X	0.60		0.350				
B.2.3-10Y	0.60			0.350			

Tabla 5. Combinaciones de carga para diseño de vigas, muros y cálculo de cimentación

7 PARÁMETROS SÍSMICOS

7.1 ZONA DE AMENAZA SÍSMICA

El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Cartagena, por lo tanto, se sitúa en zona de amenaza sísmica baja según mapa de amenazas sísmicas definido en NSR-10. La aceleración pico efectiva será de **Aa=0.10** y la velocidad pico efectiva será de **Av=0.10.**

(Ubicación Cartagena)

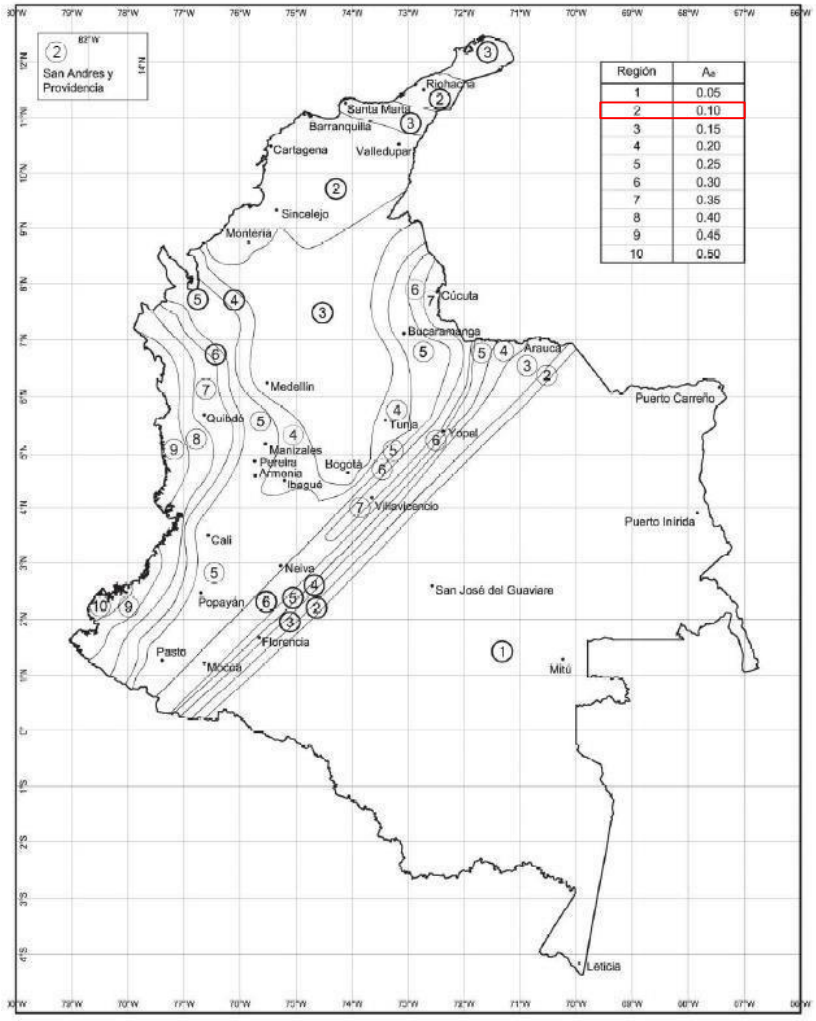


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

Figura 2. Mapa aceleración pico efectiva.

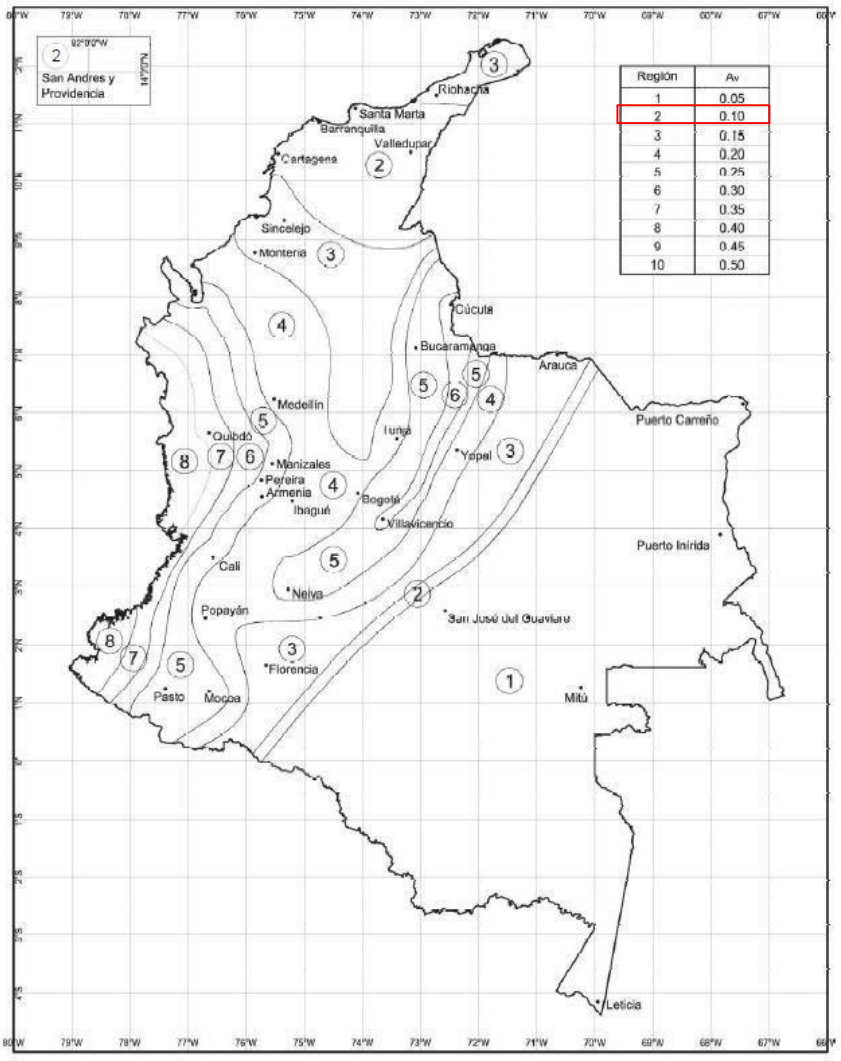


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_V

Figura 3. Mapa de velocidad pico efectiva

7.2 GRUPO DE USO

La edificación, por su uso se encuentra ubicada en grupo I, según tabla A.2.5-1 NSR-10

A.2.5.1.4 — *Grupo I — Estructuras de ocupación normal* — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

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

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

Tabla 6. Valores de coeficiente de importancia, NSR-10.

7.3 PERFIL DE SUELO

El perfil de suelo definido en el estudio de suelos realizado por el ingeniero Antonio Marimon Medrano en el punto **4.2** es el siguiente:

4.2 CARACTERIZACION SISMICAS

De acuerdo con las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes, NSR-2010 (Ley 400 de 1997, ley 1229 de 2008 y Decreto Reglamentario 33 de 1998), Cartagena – Bolívar, se encuentra en una zona de amenaza sísmica baja y el coeficiente de aceleración pico efectiva y para el umbral de daño de diseño son Aa = 0.10 y Av=0.10 y Ad = 0.03 (Tabla A.2.3-2). Los efectos locales sobre la respuesta sísmica de la estructura a considerar están dados por el perfil del suelo, que para efectos del Proyecto corresponden alperfil de suelos D,

Figura 4. Perfil del suelo – Estudio de suelo

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

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

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

Tabla 7. Valores del coeficiente F_a.

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

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

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

Tabla 8. Valores del coeficiente F_v.

7.4 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Con los diferentes datos como son, aceleración pico efectiva, tipo de suelo y grupo de uso, procedemos a construir el espectro de diseño

PERFIL DE SUELO	D

Aa=	0.10
Av=	0.10
I= I	1.00
Fa=	1.60
Fv=	2.40

To=	0.1*AvFv/Aa*Fa	0.15
Tc=	0.48*Av*Fv/Aa*Fa	0.72
TL=	2.4*Fv	5.76

Tabla 9. Construcción del espectro de diseño



Figura 5. Espectro

8 ANÁLISIS SISMICO

ANÁLISIS SÍSMICO - ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas, se realizó un análisis dinámico espectral, según lo establecido el capítulo A.5 METODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO.

Para la elaboración del análisis dinámico se realizó un modelo matemático tridimensional en el programa ETABS versión 20

Cumpliendo con lo establecido en el numeral A.5.2 se realizó un modelo el cual tuviera en cuenta la distribución de masas y rigideces existentes en la estructura.

8.1 MODELO DIAFRAGMA RIGIDO

Para la realización del modelo matemático se utilizará el concepto de diafragma rígido de modo que las fuerzas sísmicas se repartan proporcionales a las rigideces de los elementos resistentes.

NSR-10- **A.5.2.1.1 Modelo tridimensional con diafragma rígido**. En este tipo de modelo los entrepisos se consideran diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. La masa de cada diafragma se considera concentrada en su centro de masa. Los efectos Torsionales accidentales pueden ser incluidos haciendo ajustes apropiados en la localización de los centros de masa de los diafragmas. Este procedimiento debe utilizarse cuando se presenten irregularidades en planta del tipo 1P, 4P, o 5P, tal como las define A.3.3.4 (tabla A.3.6) y en aquellos casos en los cuales a juicio del ingeniero diseñador, este es el procedimiento más adecuado.

8.2 MASAS DE LA EDIFICACIÓN

Para el cálculo de las masas de la edificación se tuvieron en cuenta, todos aquellos elementos que están presentes en el momento de un sismo, como lo son las cargas muertas y un porcentaje de las cargas vivas.

Tabla 10. Masa de la Edificación.

PISO	Diaphragm	MassX	MassY
CUBIERTA	D1	3.17488	3.17488

PISO	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
CUBIERTA	D1	6.0227	1.4106	0	0

8.3 TORSIÓN ACCIDENTAL

De acuerdo con lo establecido en el numeral A.3.6.7de la NSR-10, se debe tener en cuenta cierta torsión que pueden generar elementos que no se tuvieron en cuenta dentro del modelo pero que podrían generar incrementos importantes en los momentos torsores a los que estaría sometido la edificación.

A.3.6.7.1 - TORSIÓN ACCIDENTAL - Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo P1, tal como las define A.3.3.4.1 (tabla A.3.6), debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x, multiplicándola por un coeficiente de amplificación, Ax determinado con la ecuación A.3-3.

PISO	LX(m)	LY(m)	0.05*LX	0.05*LY
CUBIERTA	12.25	2.8	0.61	0.14

Tabla 11. Torsión accidental

8.4 PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASAS NUMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

En el análisis dinámico deben incluirse todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, p, se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales principales, j, por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.05	0.00	0.95	0.00	0.95
2	0.04	0.18	0.04	0.18	0.99
3	0.03	0.82	0.01	1.00	1.00

Tabla 12. Participación de masas.

8.5 PERÍODO Y CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

TX=	0.03	0.2080	Vx=	6.0608
TY=	0.05	0.2400	Vy=	7.5486

Tabla 13. Período y cortante basal de la estructura.

PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN A.4

Ta=Ct*H^α

SISTEMA ESTRUCTURAL	Ct	α	Código
Pórticos Concreto	0.047	0.9	1
Pórticos Acero	0.072	0.8	2
Pórticos Acero Arriostrados	0.073	0.75	3
Muros de Rigidez	0.049	0.75	4
Muros de Mamposteria	0.049	0.75	5

CODIGO= 5

Ct=	0.049
α=	0.75
H=	2.80m
W=	43.9169

Selección 2

V=	17.57ton
0.8*V =	14.05ton

		Selección
Ta=	0.106	1
Sa=	0.320	
Cu=	1.462	
Cu*Ta=	0.155	2
Sa=	0.400	

	X	Y
T	0.033	0.054
Sa	0.208	0.240
V	9.135	10.540

Tabla 14. Período fundamental de la Edificación

8.6 AJUSTE DE RESULTADOS

El valor del cortante dinámico total en la base, Vtj, obtenido para cualquiera de las dos direcciones principales, j no puede ser menor que los siguientes valores:

a) Para edificios clasificados como irregulares de acuerdo con los requisitos del capítulo A.3, no puede ser menor que el valor del cortante sísmico en la base, Vs, calculado de acuerdo con los requisitos del capítulo A.4.

b) Para edificios clasificados como regulares de acuerdo con los requisitos del capítulo A.3 no puede ser menor que el 80 por ciento del valor del cortante sísmico en la base, Vs, calculado de acuerdo con los requisitos del capítulo A.4 utilizando el Período de vibración aproximado Ta dado en A.4.2.2

El ajuste debe realizarse proporcionalmente a todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes en la base y fuerzas en los elementos.

Estructura	
regular	1
irregular	2

Tipo de estructura	1
factor	0.8

	FHE	
Factor x=	2.32	22.738
Factor y=	1.86	18.256

DINAMICO	
1.21	11.824
1.12	10.954

Cortante mayorado:

Vx=	14.05ton
Vy=	14.05ton

Tabla 15. Ajuste de resultados.

8.7 COMBINACIONES DE LOS MODOS

Para esta estructura se empleó el Complete Quadratic Combination method (CQC) para la Combinación modal tal como lo establece el código en el numeral A.5.4.4

La repuesta máxima obtenidas para cada modo, m de las deflexiones, derivas fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales ya que han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal.

8.8 DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

Para la Combinación de las fuerzas sísmicas se utilizó Square Root of the Sum of the Squares method, de esta manera se tuvo en cuenta los efectos ortogonales presentes en la edificación.

NSR-10 A.3.6.3.2 Efectos ortogonales - Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la Combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

8.9 FUERZA DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS COLUMNAS

Cuando se trate de análisis dinámico elástico, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad según los requisitos A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño E, y se combinan con las otras cargas prescritas por este reglamento, de acuerdo con los requisitos del título B.

Mampostería parcialmente reforzada.
Ro=2.00 (DMI)
ϕa=1.0
ϕp=1.0
ϕr=1.0
R= 2.0

9 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS QUE DEETERMINAN LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para la NSR-10 la presente edificación según su uso entra en el grupo **Lugares de reunión** de **(L)**, además según el capito J.3.3.1.2 se menciona que este grupo hace parte de la Categoría II.

J.3.3.1 — CATEGORIAS DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES — Con el fin de evaluar la resistencia requerida al fuego todas las edificaciones se clasificarán, en función de los grupos de ocupación definidos en la tabla J.1.1-1, en una de las categorías de riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión que se definen a continuación.

J.3.3.1.1 — *Categoría I* — Esta categoría comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión. En ellas se incluyen:

(a) Grupos de Ocupación (A-1), (F-1), (I-2), (I-4), (P).
(b) Bodegas, depósitos e industrias de cualquier magnitud que manejen madera, pinturas, plásticos, algodón, combustible o explosivos de cualquier tipo.
(c) Edificios de más de 10 pisos que no cumplan con los requisitos del numeral J.3.3.1.2, literal (a).

J.3.3.1.2 — *Categoría II* — Esta categoría comprende edificaciones de riesgo intermedio, tales como:

(a) Edificios para cualquier ocupación, de más de 10 pisos, que dispongan de sistemas de alarma contra incendio, visuales y sonoros e independientes entre sí, que sean probados por lo menos cada 60 días y cuenten con rociadores de agua automáticos a satisfacción de la autoridad competente.
(b) Grupos de Ocupación (I-1), (I-3), (I-5), (C-1), (C-2), (E), (L), (M), (R-2) y (R-3). Entre otros ancianatos, bares, restaurantes, cárceles, oficinas, centros comerciales, guarderías, colegios, universidades, hoteles, museos, teatros, salas de cine y salones de reunión.

J.3.3.1.3 — *Categoría III* — Esta categoría comprende las edificaciones con baja capacidad de combustión. Incluye:

(a) Grupos de Ocupación (R-1), edificaciones para viviendas con 10 pisos o menos.
(b) Grupos de Ocupación (A-2), (F-2) y en general bodegas y edificios industriales no comprendidos en el numeral J.3.3.1.1, literal (b).

Para la edificación en cuestión, siendo ella de categoría II, debe de tener mínimo 1 hora de resistencia al fuego.

Tabla J.3.4-4
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación de los grupos de ocupación R-1 y R-2. (Véase Notas 1 y 2)

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	1	1	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	1	1	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los Títulos C a G del Reglamento NSR-10	1	1	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	1	1	1

Nota 1. En la sección J.3.3.3 se indican los grupos de ocupación que están exentos de cuantificación de resistencia contra el fuego y para los cuales no hay necesidad de aplicar la presente tabla.
Nota 2. En el caso de edificios de uso mixto dentro de los cuales existan zonas de los grupos de ocupación R-1 ó R-2, la resistencia al fuego de una hora solo se permite en elementos que estén totalmente contenidos dentro de las zonas de los grupos de ocupación R-1 ó R-2. En este caso no hay necesidad de cumplir en las zonas de los grupos de ocupación R-1 ó R-2 lo indicado en el literal (b) de J.3.3.3.13.

9.1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- **Columnas.**

J.3.5.2.1 — *Columnas de concreto estructural* — Las columnas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

(a) La dimensión mínima para columnas en estructuras con capacidad especial de disipación de energía *DES* dada en C.21.6.1.1 de 300 mm, es adecuada para resistencia al fuego requerida de tres (3) horas.
(b) La dimensión mínima para columnas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía *DMO* dada en C.21.3.5.1 de 250 mm, es adecuada para resistencia al fuego requerida hasta de dos (2) horas. Este tamaño de columna no se permite en zonas de amenaza sísmica alta.
(c) Una dimensión mínima de 200 mm es adecuada para resistencia al fuego requerida hasta de una (1) hora. El Título C no establece una dimensión mínima para columnas con capacidad mínima de disipación de energía *DMI*. Este tamaño de columna no se permite en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia.
(d) Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 40 mm para estribos, espirales y armadura principal, son adecuados para resistencia al fuego requerida hasta de tres (3) horas.

Las columnas cumplen con las dimensiones mínimas para resistencia al fuego iguales o mayores a una (1) hora como se muestra en J.3.5.2.1 de la NSR-10.

- **Losas.**

J.3.5.2.3 — *Losas macizas y viguetas de concreto estructural* — Las losas macizas, incluyendo las de cubierta y el ancho del alma de viguetas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

(a) El espesor mínimo en losas macizas y el ancho mínimo del alma de viguetas no debe ser menor de 150 mm para resistencia al fuego requerida de tres (3) horas.
(b) El espesor mínimo en losas macizas y el ancho mínimo del alma de viguetas no debe ser menor de 125 mm para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas.
(c) El espesor mínimo en losas macizas y el ancho mínimo del alma de viguetas no debe ser menor de 80 mm para resistencia al fuego requerida de una (1) hora.
(d) Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 20 mm para refuerzo con barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), solo es adecuado para resistencia al fuego requerida hasta de una (1) hora.
(e) Para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas o más, el recubrimiento para concreto construido en sitio debe ser al menos 25 mm.

Las losas son de concreto reforzado y cumplen con los recubrimientos mínimos para resistencia al fuego iguales o mayores a una (1) hora como se muestra en J3.5.2.3 de la NSR-10

- **Vigas**

Las vigas son de concreto reforzado y cumplen con los recubrimientos mínimos para resistencia al fuego iguales o mayores a una (1) hora como se muestra en J.3.5.2.4 de la NSR-10

J.3.5.2.4 — *Vigas de concreto estructural* — Las vigas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

(a) El ancho mínimo del alma de vigas en estructuras con capacidad especial de disipación de energía *DES* dada en C.21.5.1.3 de 250 mm, es adecuado para resistencia al fuego requerida de tres (3) horas.
(b) El ancho mínimo del alma de vigas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía *DMO* dada en C.21.3.4.1 de 200 mm, es adecuada para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas. Este ancho del alma de vigas no se permite en zonas de amenaza sísmica alta.
(c) El ancho mínimo del alma de vigas no debe ser menor de 120 mm para resistencia al fuego requerida de una (1) hora. Este ancho del alma de vigas no se permite en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia.
(e) Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 40 mm para estribos y armadura principal, son adecuados para resistencia al fuego requerida hasta de dos (2) horas.
(f) Para tres (3) horas de resistencia al fuego requerida se debe emplear un recubrimiento de 60 mm.

En este caso la edificación es categoría II y cumple con los requisitos de dimensiones mínimas en cuanto a columnas, losas, muros y vigas.

10 ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD 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. (NSR-10- A.6.1.2).



Tabla 16. Indice de flexibilidad – deriva en X

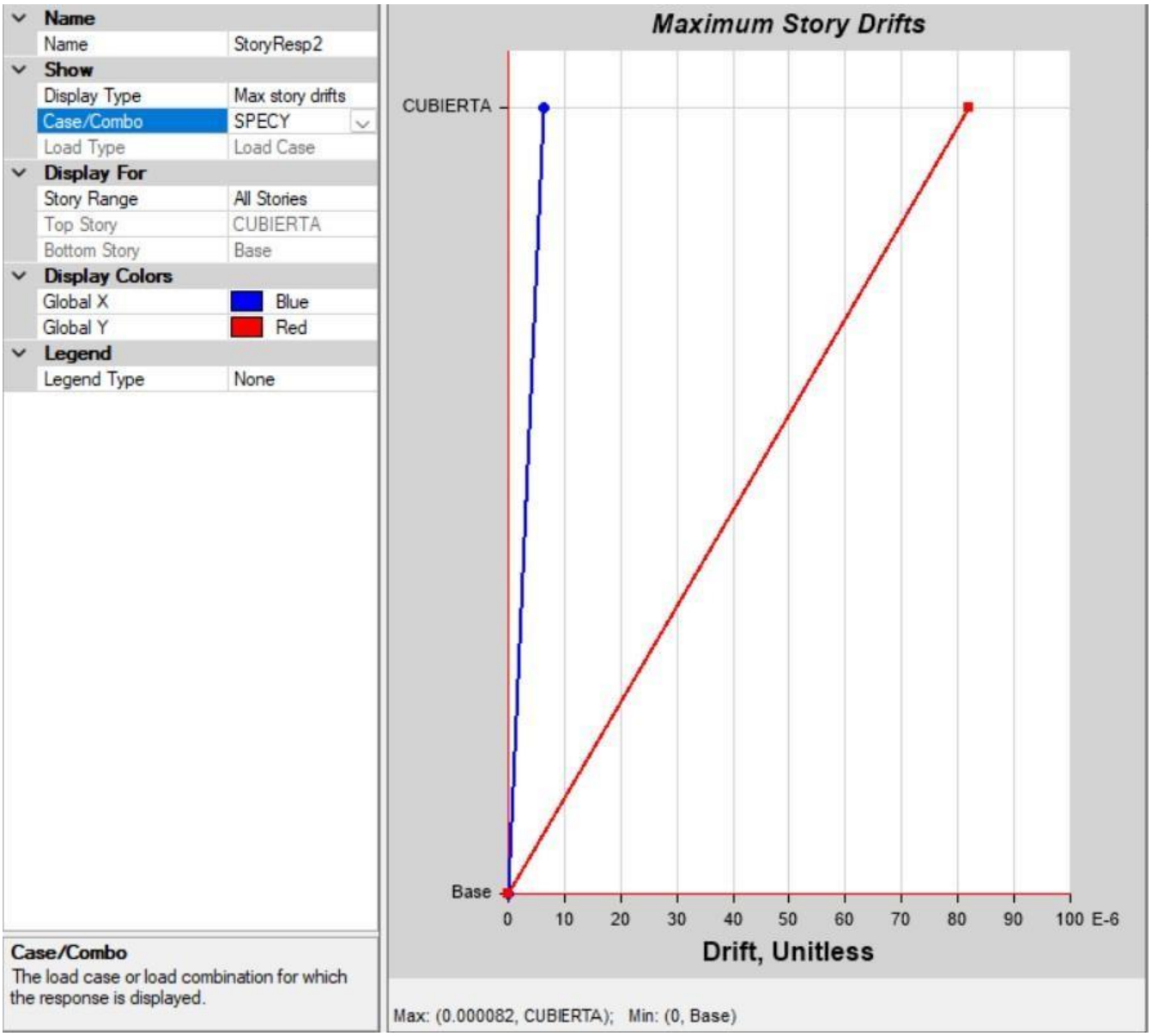


Tabla 17. Indice de flexibilidad – deriva en Y

La estructura presenta buena rigidez en los dos sentidos. Se puede ver al obtener datos de índices de deriva menores a la unidad.

11 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

11.1 DISEÑO DE PLACAS

A continuación, encontraremos los momentos positivos y negativos presentes en cada placa. Con esta información se procede a colocar el acero de refuerzo. El Fy de la malla electrosoldada es de 485 MPa.

PLACA CUBIERTA

Los momentos positivos de la placa de 12cm están reforzados con una malla de 7.0mm cada 15cm. Soportando un momento máximo de 0.975 Ton*m.

REFUERZO INFERIOR				
t(m)	**B(m)**	**f'c**	**fy**	**recubrimiento**
0.12	1	24.50Mpa	485.00Mpa	0.03m

				Asc
NOMBRE	Solicitación	Mc(t*m)	ρ c	(cm^2)
Momento min	M x	0.69	0.00200	1.80
Momento max	M x	0.975	0.00285	2.57

Tabla 18. Diseño refuerzo inferior para losa cubierta

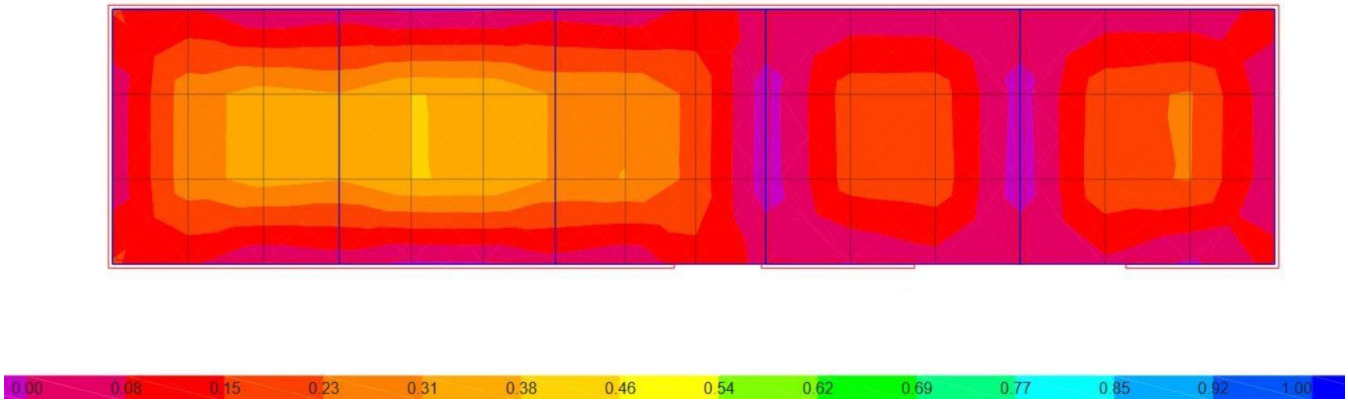


Figura 6. Momentos inferiores actuantes en losa de Cubierta

PLACA CUBIERTA

Los momentos negativos de la placa de 12cm están reforzados con una malla de 7.0mm cada 15cm. Soportando un momento máximo de 0.975 Ton*m.

REFUERZO SUPERIOR				
t(m)	**B(m)**	**f'c**	**fy**	**recubrimiento**
0.12	1	24.50Mpa	485.00Mpa	0.03m

NOMBRE	Solicitación	Mc(t*m)	ρ c	Asc (cm^2)
Momento min	M x	0.69	0.00200	1.80
Momento max	M x	0.975	0.00285	2.57

Tabla 19. Diseño refuerzo superior para losa Cubierta

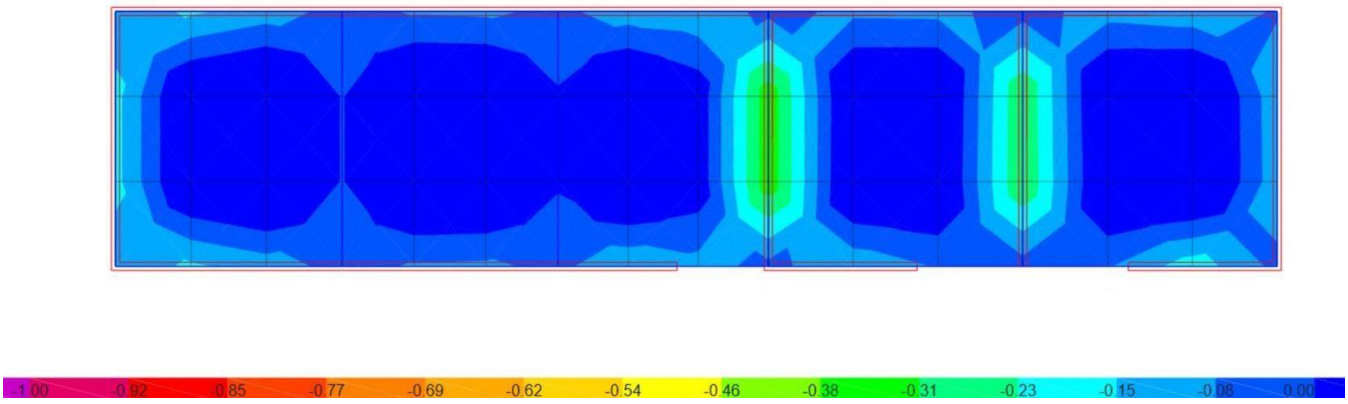


Figura 7. Momentos superiores actuantes en losa de Cubierta

11.2 DISEÑO CIMENTACIÓN

11.2.1 DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN / ZAPATA

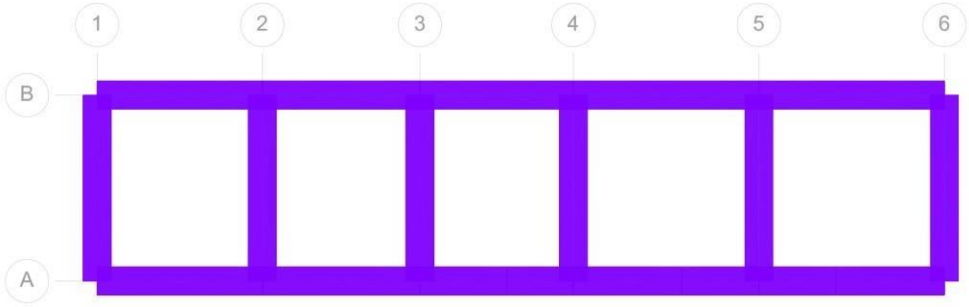


Figura 8. Esquema vigas de cimentación

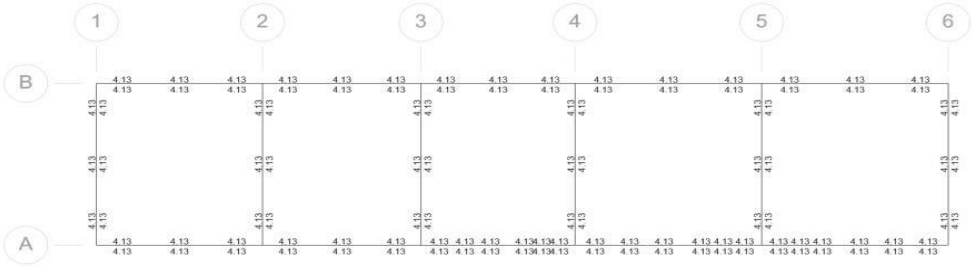


Figura 9. Área de acero en vigas de cimentación

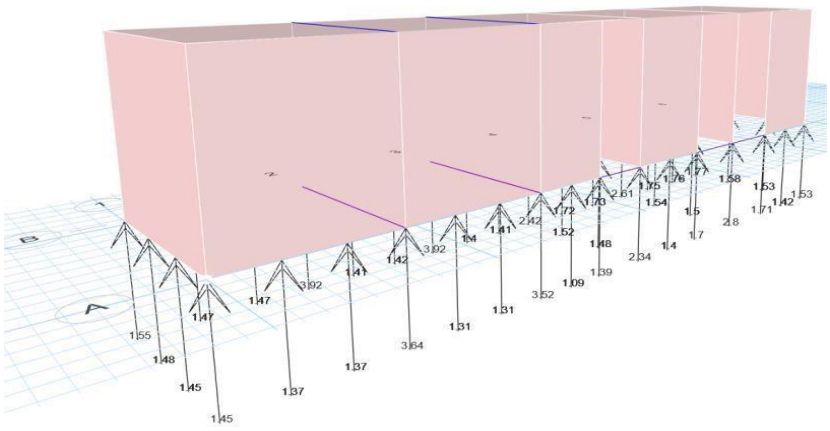


Figura 10. Reacciones en el suelo

Las reacciones en el suelo no superan las 13Ton/m2.

11.3 DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA

Los murros de mampostería son de 15cm de espesor reforzados con barras de 3/8" cada 80cm.

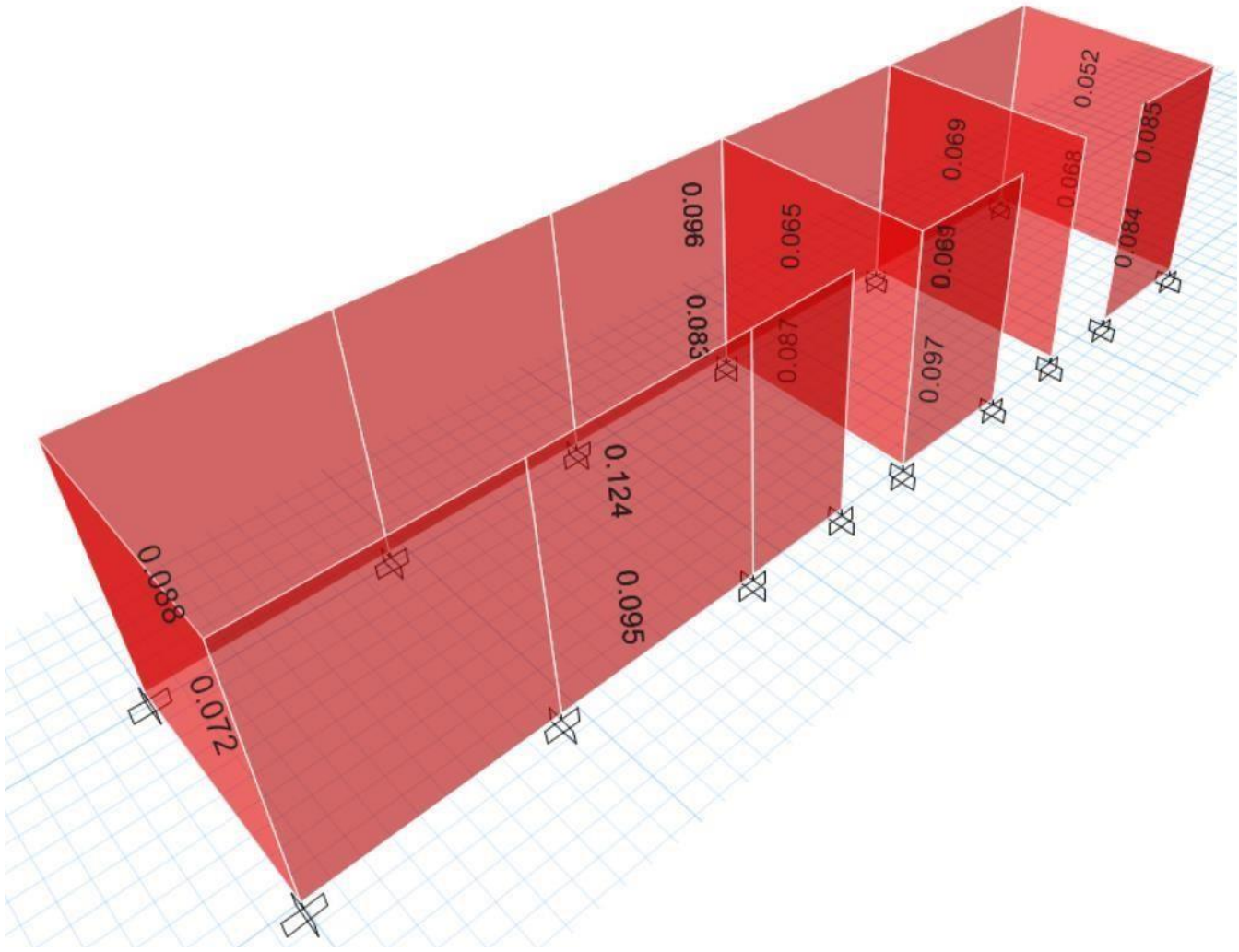


Figura 11. Índice de sobresfuerzo muros de mampostería

Los muros son capaces de resistir las fuerzas verticales y horizontales con el refuerzo que estos presentan.

11.4 AREA DE ACERO EN VIGAS

Las áreas de acero presentadas están en cm^2.

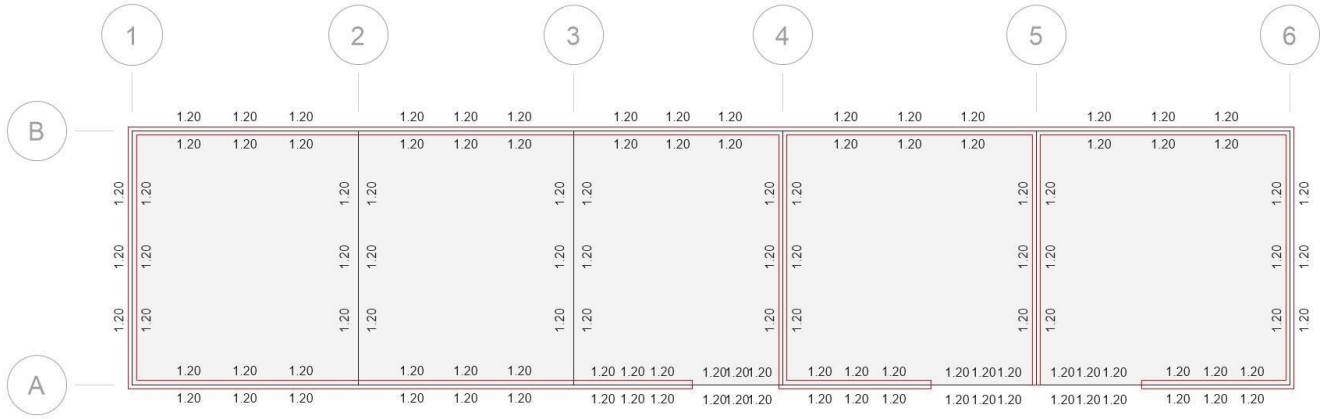


Figura 12. Área de acero en vigas de cubierta

ING. ANTONIO MARIMON MEDRANO M.E
Nit: 9.062.308-1