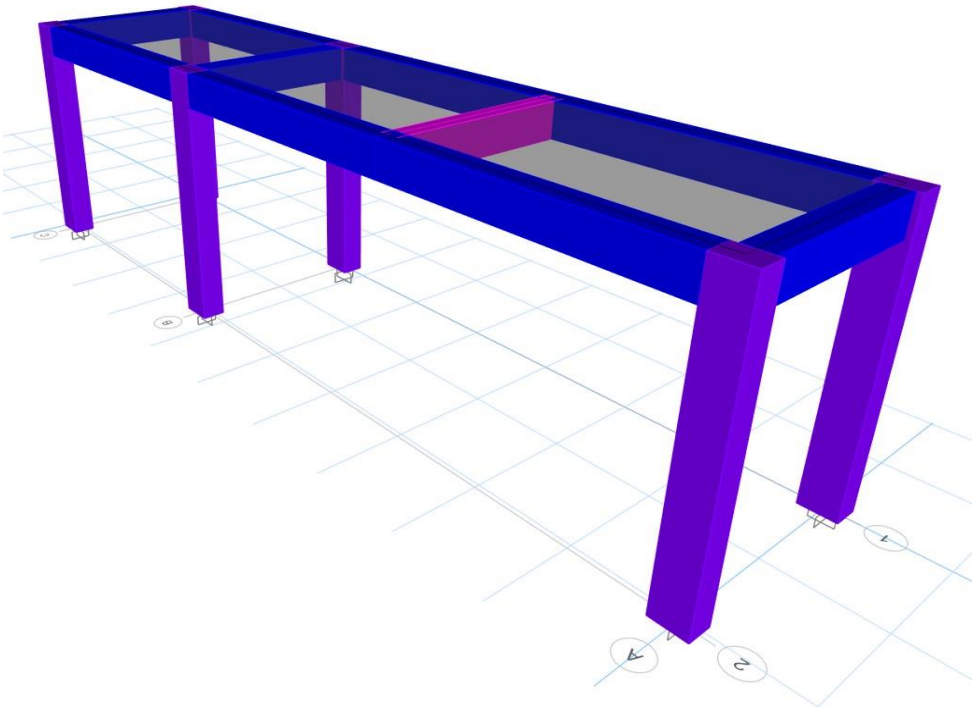
MEMORIAS ESTRUCTURALES

P-498-04-08
ESCENARIOS SANTA RITA DOGOUT



DISEÑÓ

I.C. JOSE ANTONIO TRESPALACIOS REYES.
ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS.
M.P 13202145570 BLV

Asunto: M-498-04-08 ESCENARIOS SANTA RITA – DOGOUT
Motivo: Memorias de cálculo proyecto P-498-04-08
Fecha firma: 15/11/2024
Correo electrónico: joantres15@hotmail.com
Nombre de usuario: JOSE ANTONIO TRESPALACIOS REYES
ID transacción: 566b8bca-ae93-41b6-902c-47f2eff4756c

FECHA: 15 DE NOVIEMBRE DE 2024

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 11
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 ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DERIVA 23

10 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 25
10.1 DISEÑO DE PLACAS 25
10.2 DISEÑO CIMENTACIÓN 27
10.2.1 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN 28
10.2.2 CONCÉNTRICAS 28
10.2.3 DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN 31
10.3 CUANTIA REQUERIDA EN COLUMNAS 32
10.4 AREA DE ACERO EN VIGAS 33

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. Combinaciones 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. Combinación de carga para diseño de columnas 22
Tabla 17. Indice de flexibilidad – deriva en X 23
Tabla 18. Indice de flexibilidad – deriva en Y 24
Tabla 19. Diseño refuerzo inferior para losa cubierta 25
Tabla 20. Diseño refuerzo superior para losa cubierta 26
Tabla 21. Longitud de barras a compresión. 28
Tabla 22. Datos de entrada cimentación concéntrica (Z1). 28
Tabla 23. Cálculo de momento en el borde de la columna. 29
Tabla 24. Predimencionamiento y cálculo de acero en zapatas 29
Tabla 25. Cálculo de cortante. 30
Tabla 26. Chequeo de punzonamiento en zapata 30

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 25
Figura 7. Momentos superiores actuantes en losa de cubierta..... 26
Figura 8. Cargas y momentos máximos por nodo 27
Figura 9. Esquema zapata concéntrica 29
Figura 10. Cuantía requerida en columnas. 32
Figura 11. Área de acero en vigas de cubierta 33

MEMORIAS ESTRUCTURALES

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento hace referencia al diseño estructural del proyecto ESCENARIOS SANTA RITA– DOGOUT. Como sistema estructural de resistencia sísmica se utilizó el sistema de pórticos en concreto reforzado. Todo el sistema con capacidad mínima de disipación de energía DMI (Ro=2.5). 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.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota 3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)									
a. De concreto (*DMO*)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DMO*)	el mismo	5.0 (Nota 3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)									
a. De concreto (*DMI*)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (*DMI*)	el mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (*DMI*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	2.5 (Nota 3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	1.5 (Nota 3)	2.0	no se permite		si	sin límite	Si	sin límite

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 de aproximadamente 5.10 metros de largo y 2.0 metros de ancho, con una altura de 4.70 metros. El área total de construcción es de 20.4 m2.

El sistema estructural ha sido configurado como pórticos rígidos de concreto 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 unas zapatas superficiales. La cimentación de cada columna tiene una dimensión la cual depende de la carga y momento máximo de estas. Para más información sobre el cálculo de las zapatas dirigirse al capítulo **11.2**

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)
Zapatas	*420*	*28*	*75*
Vigas de cimentación	*420*	*28*	*75*
Columnas	*420*	*28*	*40*
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.4.2.1-1
Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

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

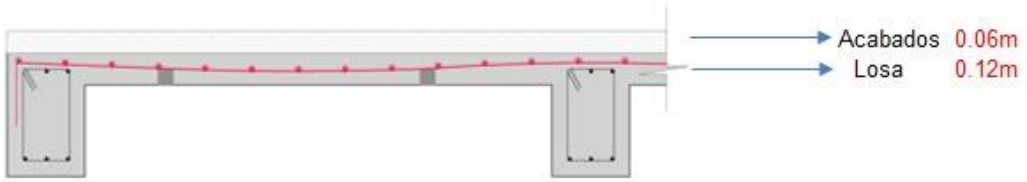
6.3 CARGAS ACCIDENTALES

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



PP losa	0.29t/m^2		
Acabados	0.13t/m^2		
Pañete cielo raso	0.02t/m^2		
Muros	0.05t/m^2		
Carga muerta	0.49t/m^2	Carga muerta total	0.20t/m^2
Carga viva total	0.20t/m^2	Carga viva total	0.20t/m^2

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	0.40				
B.2.4-5YV	1.20	1.00		0.40			
B.2.4-6X	0.90					1.00	
B.2.4-6Y	0.90						1.00
B.2.4-7XV	0.90		0.40				
B.2.4-7YV	0.90			0.40			

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		0.280				
B.2.3-6Y	1.00			0.280			
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	0.210		0.75		
B.2.3-8Y	1.00	0.75		0.210	0.75		
B.2.3-9X	0.60					1.00	
B.2.3-9Y	0.60						1.00
B.2.3-10X	0.60		0.280				
B.2.3-10Y	0.60			0.280			

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)

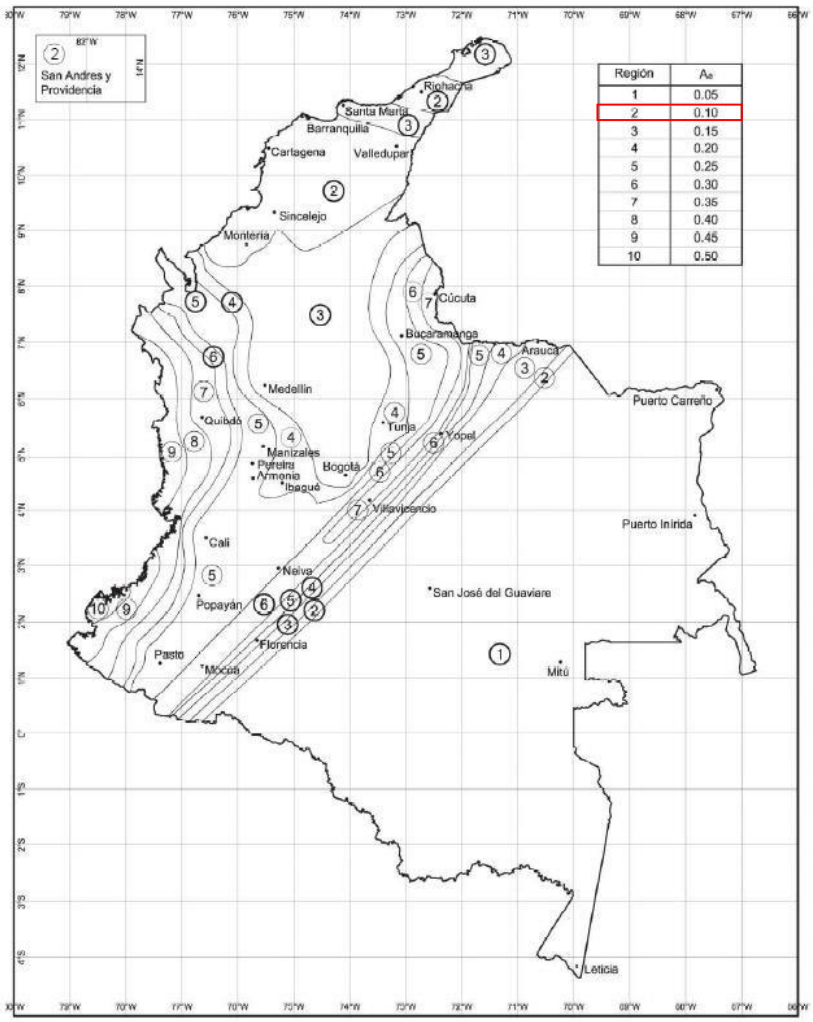


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

Figura 2. Mapa aceleración pico efectiva.

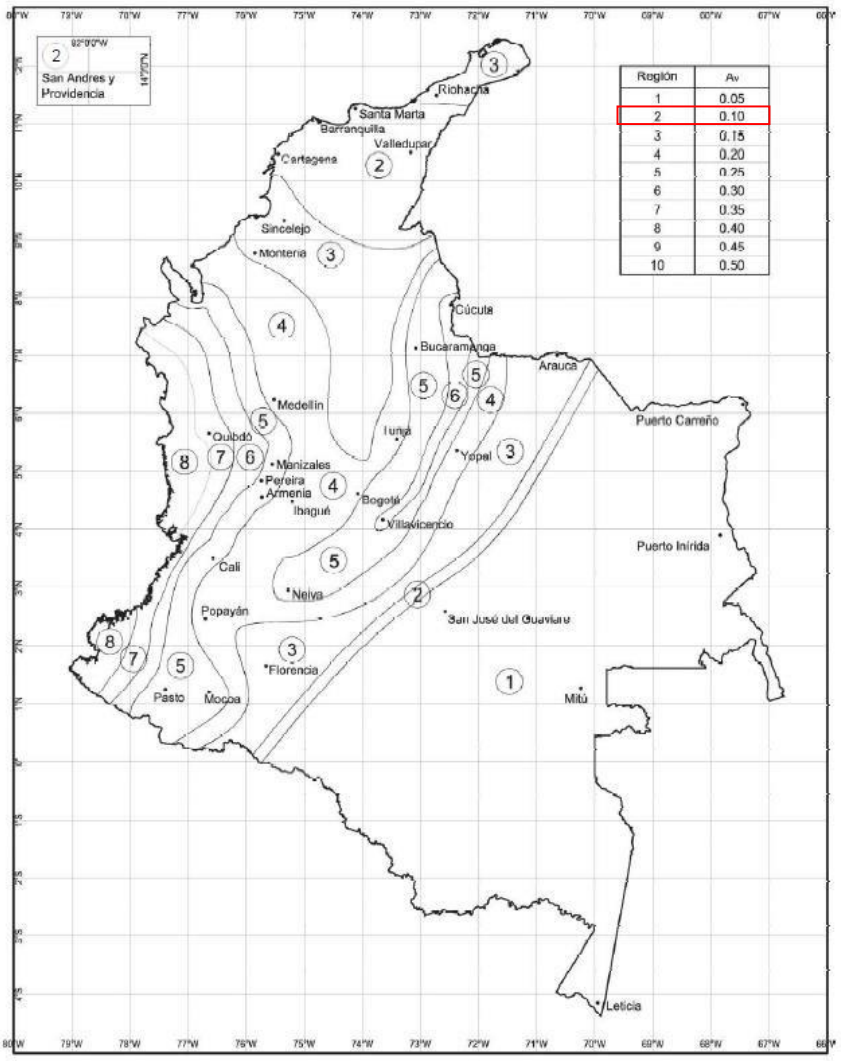


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_V

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 la página 7 es el siguiente:

TABLA No. 4 PARAMETROS SISMICOS PARA LA ZONA DEL PROYECTO

Tabla No. A.2.3-2. Valores para ciudades capitales de Colombia

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta

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 al perfil 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.

PISO	Diaphragm	MassX	MassY
CUBIERTA	D1	0.018232	0.018232

PISO	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
CUBIERTA	D1	494.824	102.5	540.619	102.5

Tabla 10. Masa de la Edificación.

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	10.18	2.3	0.51	0.12

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	0.18	0.00	0.97	0.00	0.97
2	0.14	1.00	0.00	1.00	0.97
3	0.13	0.00	0.03	1.00	1.00

Tabla 12. Participación de masas.

8.5 PERÍODO Y CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

TX=	0.18	0.4000	Vx=	6.9677
TY=	0.14	0.3840	Vy=	6.9733

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= 1

Ct=	0.047
α=	0.9
H=	3.15m
W=	19.8773

Selección 1

		Selección
Ta=	0.132	1
Sa=	0.368	
Cu=	1.462	
Cu*Ta=	0.193	2
Sa=	0.400	

V=	7.31ton
0.8*V =	5.85ton

	X	Y
T	0.184	0.144
Sa	0.400	0.384
V	7.951	7.633

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=	1.00	9.806
Factor y=	1.00	9.806

DINAMICO	
1.00	9.806
1.00	9.806

Cortante mayorado:

Vx=	6.97ton
Vy=	6.97ton

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.

Pórticos resistentes a momentos-concreto

Ro=2.5 (DMI)
ϕa=1.0
ϕp=1.0
ϕr=1.0
R= 2.5

COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE COLUMNAS

	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.2.4-5XC	1.20	1.00	0.40	0.12			
B.2.4-5YC	1.20	1.00	0.12	0.40			
B.2.4-6X	0.90					1.00	
B.2.4-6Y	0.90						1.00
B.2.4-7XC	0.90		0.40	0.12			
B.2.4-7YC	0.90		0.12	0.40			

Tabla 16. Combinación de carga para diseño de columnas

9 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).

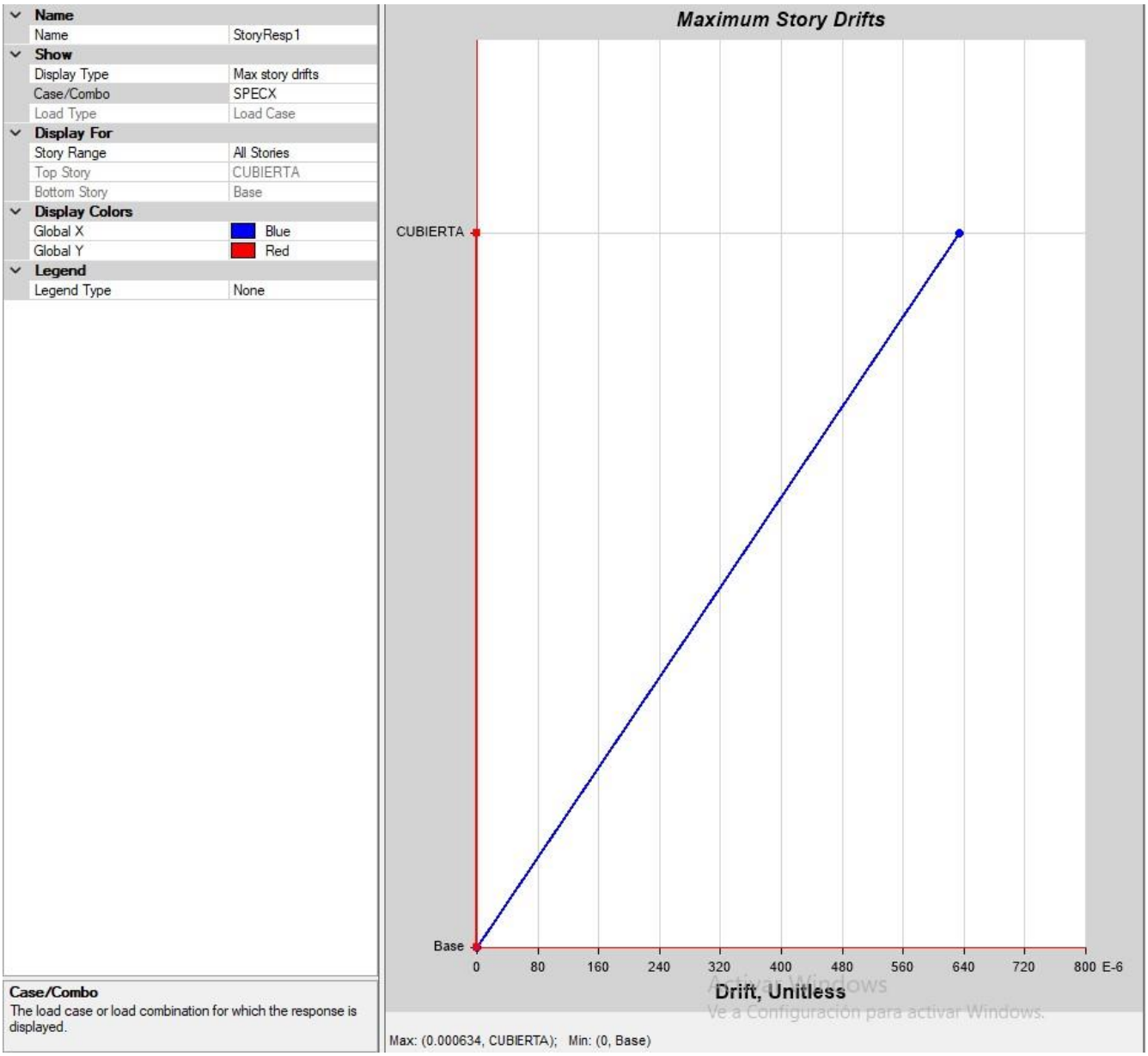


Tabla 17. Indice de flexibilidad – deriva en X

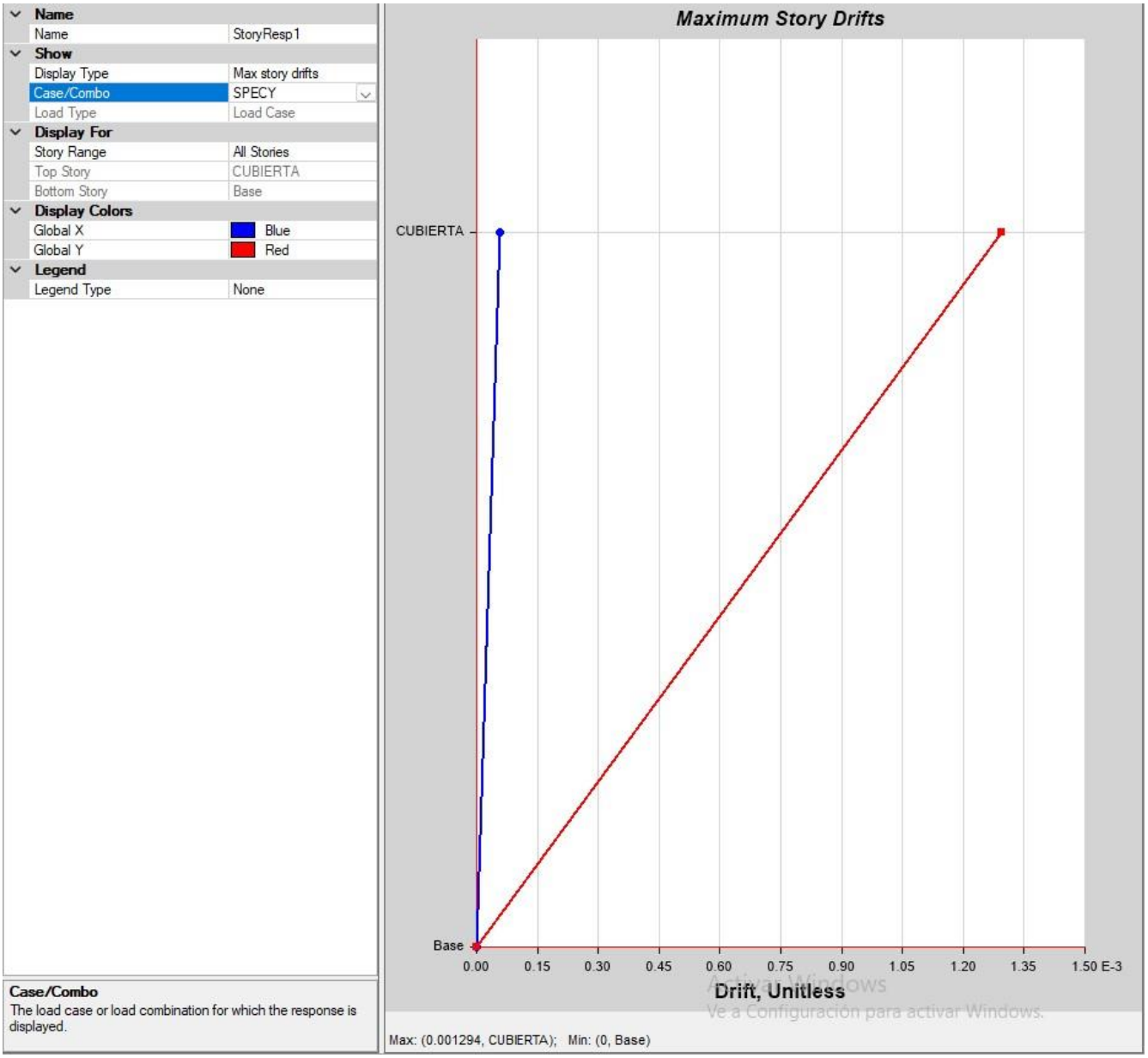


Tabla 18. Indice de flexibilidad – deriva en Y

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

10 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

10.1 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 19. Diseño refuerzo inferior para losa cubierta

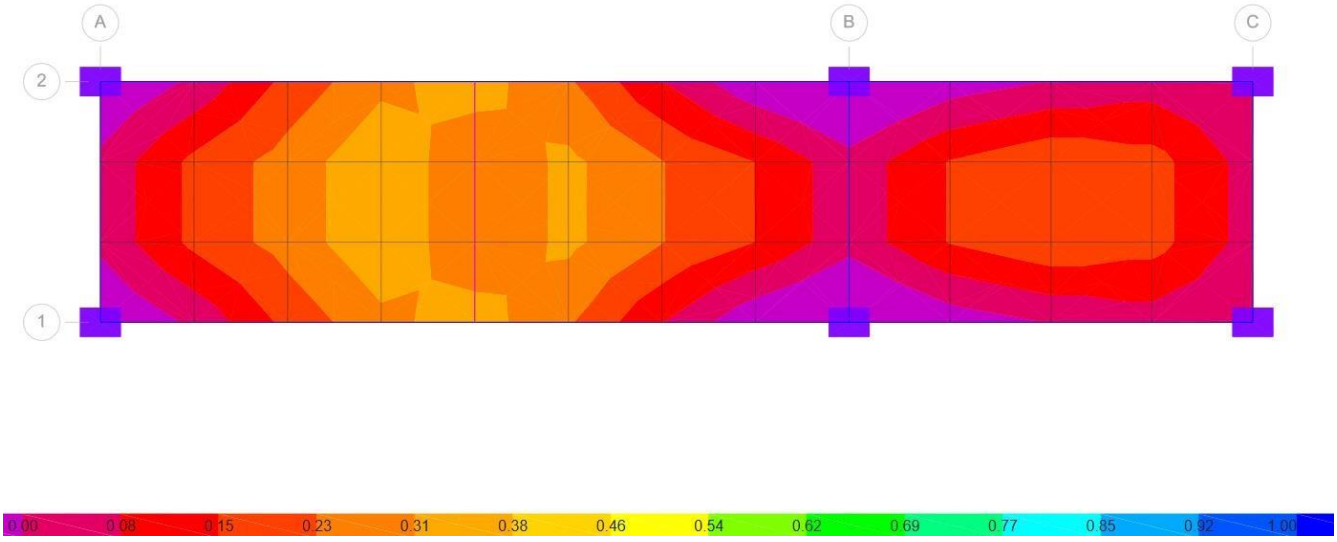


Figura 6. Momentos inferiores actuantes en losa de cubierta

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

				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 20. Diseño refuerzo superior para losa cubierta

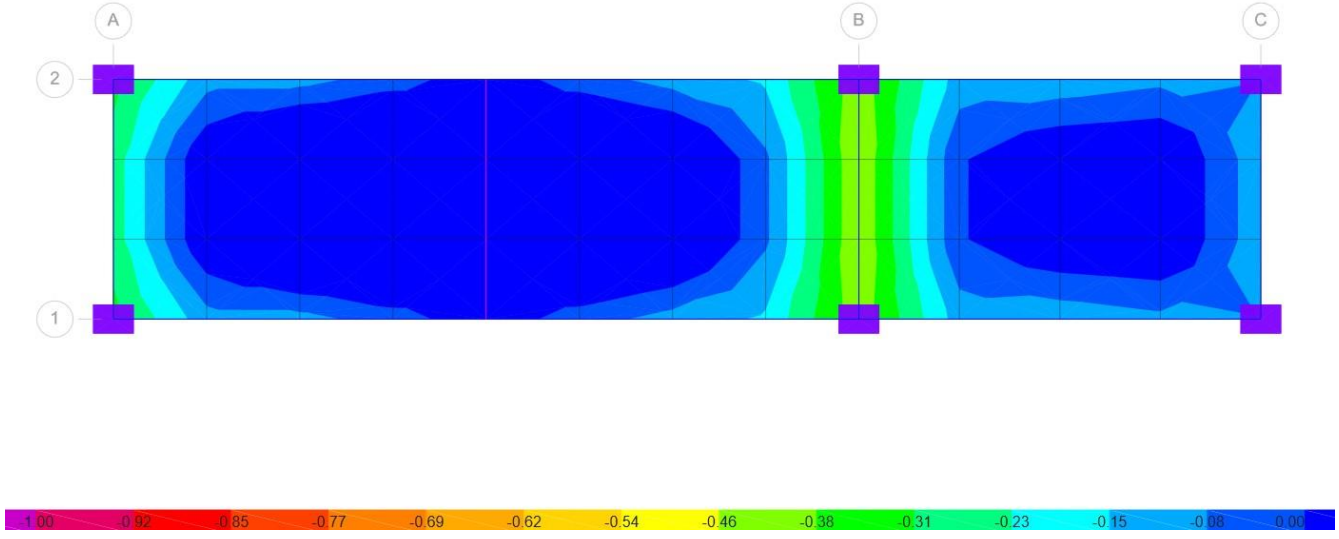


Figura 7. Momentos superiores actuantes en losa de cubierta

10.2 DISEÑO CIMENTACIÓN

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales construidos en la base de una estructura con el objeto de transmitir las cargas de la misma al subsuelo de soporte.

Los dos objetivos fundamentales que se buscan en el diseño de una cimentación son la obtención de asentamientos limitados a cantidades admisibles y que los asentamientos diferenciales sean mínimos; esto se logra si se apoya la estructura en un estrato apropiado y si el tamaño de la fundación es suficiente.

A continuación, se mostrarán las cargas actuantes por columna



Figura 8. Cargas y momentos máximos por nodo

Su diseño se hará a partir de la carga de la columna o muro, que, si se considera simétricamente distribuida con respecto al cimiento, es decir, coincidentes el centro de gravedad de las cargas a cimentar con el centro de gravedad del cimiento el área de cimentación se puede obtener de la división de la carga total por la presión admisible adjudicada al terreno.

10.2.1 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN

λ =	1.0
f'c =	24.5Mpa
fy =	420Mpa

# barra	Diametro barra (mm)	$(0.24f_y/\lambda\sqrt{f'_c})d_b$	$(0.043f_y)d_b$	CR12.3 (NSR-10)	h minimo zapata (mm)	h escogido zapata (mm)
#4	12.7	258.6	229.362	194.0	269.0	**300**
#5	15.9	323.8	287.154	242.8	317.8	**350**
#6	19.1	389.0	344.946	291.7	366.7	**400**
#7	22.2	452.1	400.932	339.1	414.1	**450**
#8	25.4	517.3	458.724	387.9	462.9	**500**

Tabla 21. Longitud de barras a compresión.

10.2.2 CONCÉNTRICAS

Las zapatas para columnas cuadradas o circulares con carga axial y momento se harán cuadradas y su comportamiento estructural se acepta como el de losas con voladizos en dos direcciones sometidas a carga uniforme del terreno hacia arriba. Para efectos de diseño, se tendrán los siguientes aspectos:

- Datos de entrada para Z1

CHEQUEO DEL ESFUERZO NETO										
Z1										
P(KN)	M(KN*m)	s(KN/m^2)	a(m)	a1(m)	P+PP(KN)	A(m^2)	L(m)	L1(m)	sneta	CHECK
64	0	200	0.35	0.35	69.376	0.34688	0.8	0.8	108.4	OK

Tabla 22. Datos de entrada cimentación concéntrica (Z1).

Flexión:

El momento máximo para una zapata se calculará en una sección localizada en la cara de la columna; por tanto, el momento externo en el plano "ce" se determinará calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata “abce”. Igualmente, el momento externo en el plano "fg" se calculará a partir de las fuerzas que actúan sobre el área “bfgh”. Debe notarse la porción de área tomada dos veces para efectos de esta determinación del momento.

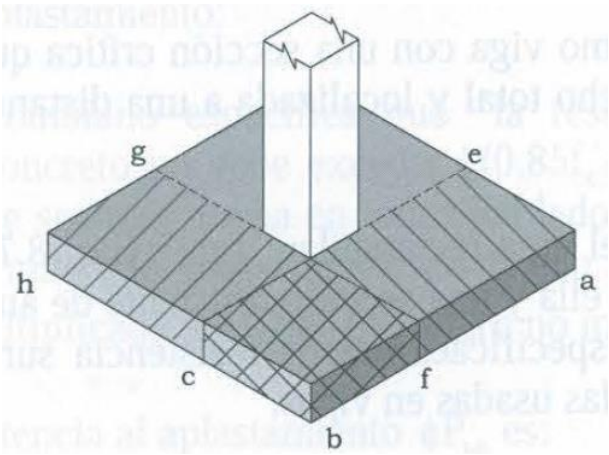


Figura 9. Esquema zapata concéntrica

- Momento en el borde de la columna

M borde col
2.1951

Tabla 23. Cálculo de momento en el borde de la columna.

- Predimensionamiento y cálculo de acero en zapatas

fMn	d(m)	ddef(m)	H(m)	r	As	No barra	cantidad	sep
3.73167	0.07	0.275	0.35	0.002	5.6	4	5	0.163

fMn	d(m)	ddef(m)	NOTA	r	As	No barra	cantidad	sep
3.73167	0.07	0.275	OK	0.002	5.6	4	5	0.163

Tabla 24. Predimencionamiento y cálculo de acero en zapatas

Para zapatas y también para losas con comportamiento en dos direcciones con una sección critica perpendicular al plano de la losa localizada en una distancia d/2 del borde de la columna puede calcularse como el área de la corona correspondiente sometida a las fuerzas que actúan en ella y su respectiva sección resistente. El valor de $\emptyset Vc$ será el menor de las siguientes expresiones:

$$\emptyset Vc = \emptyset 0.17 \sqrt{f'c}\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) bd$$

Donde β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada o el área de reacción y bo es el perímetro de la sección crítica para cortante,

$$\emptyset Vc = \emptyset 0.083 \left(\frac{\alpha d}{b} + 2\right) \sqrt{f'c} bd$$

Donde α es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquina, y

$$\emptyset Vc = \emptyset 0.33 \sqrt{f'c} bd$$

- Cálculo de cortante

x	Vu	dcor	vu	b	fvc	NOTA
0.42	21.358052	0.225	226.011132	1	1298.39645	OK

V(d)	dcor	vu	fvc	NOTA
-7.3712	0.14642857	-62.924878	649.198223	OK

Tabla 25. Cálculo de cortante.

El Reglamento colombiano especifica que "la resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder ø (0.85f'cA1) excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada, en cuyo caso se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada sea multiplicada por $\sqrt{A2/A1}$, pero no más que 2"

Por lo tanto, la resistencia al aplastamiento es: øPnb = (0. 85f'cA1) En
donde A1 es el área cargada y ø = 0.65.
Para el caso de la zapata:

$$\emptyset Pnb = (0.85 f'cA1)\sqrt{(A2/A1)} \quad \leq \quad 2\emptyset(0.85 f'cA1)$$

En donde A2 es el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide. cono o cuña abusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendiente laterales de 1 vertical por 2 horizontal, en mm2.

- Chequeo de punzonamiento en zapata

Pu max	Pu ejer (Ton)	CHECK
153.06375	6.4	OK

Tabla 26. Chequeo de punzonamiento en zapata

10.2.3 DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN

Teniendo en cuenta la normativa, específicamente en el título A, inciso A.3.6.4.2, el cual aborda las vigas de amarre en la cimentación, se establece que los elementos fundamentales, como zapatas, dados de pilotes, pilas o "caissons", entre otros, deben ser debidamente amarrados mediante elementos con la capacidad de resistir, tanto en tensión como en compresión, una fuerza no inferior a ($0.25A_a$) veces la carga vertical total del elemento con la mayor carga entre aquellos que interconecta. Este requerimiento incluye, asimismo, las fuerzas que le sean transmitidas por la superestructura.

Para asegurar la integridad estructural, es imperativo que se cumplan los criterios establecidos en A.3.7 en el proceso de diseño de la cimentación. Estos parámetros adicionales son cruciales para garantizar la estabilidad, seguridad y rendimiento óptimo del sistema de cimentación.

- Paso 1:

$$0.25\ X\ 0.10 = 0.025$$
$$0.025X\ 6.4\ Ton/m = 160\ Kg$$

- Paso 2 (Diseño a tensión):

Cantidad de acero en viga de cimentación arriba y abajo es de 4 barras de 1/2”

$$4\ X\ 0.000129 = 0.000516m^2$$
$$A_S\ X\ F_yX\ 0.9 =$$
$$0.000516m^2\ X\ 42800\ Ton/m^2\ X\ 0.9 = 19.87\text{Ton}$$

- Paso 3 (Diseño a compresión):

$$Area\ viga\ X\ f'c\ X\ 0.85$$
$$0.105m^2\ X\ 2450\ Ton/m^2X\ 0.85 = 218\ \text{Ton}$$

En conclusión, se puede afirmar que tanto las fuerzas a tensión como a compresión exceden la marca de 160 Kg.

10.3 CUANTIA REQUERIDA EN COLUMNAS

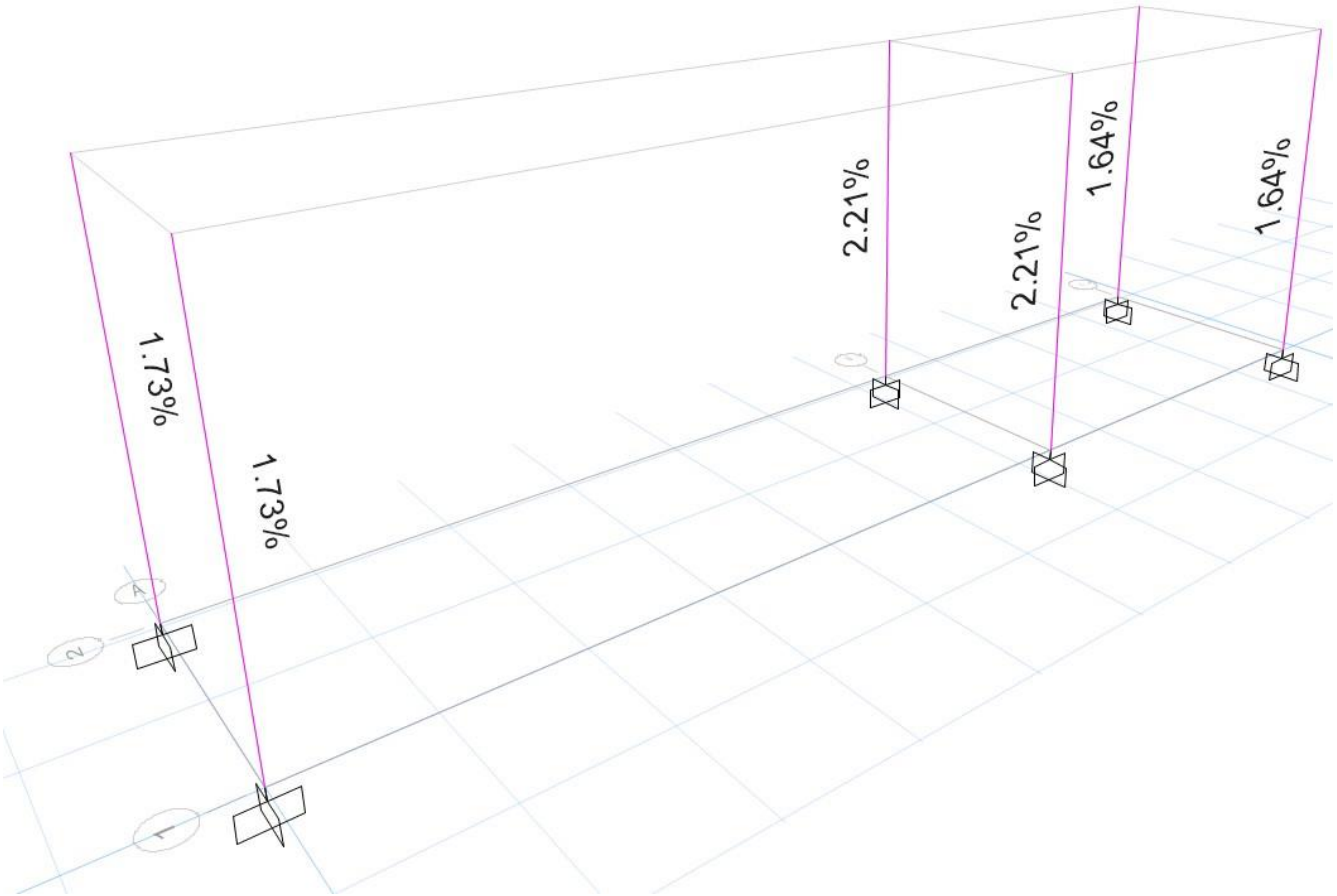


Figura 10. Cuantía requerida en columnas.

10.4 AREA DE ACERO EN VIGAS

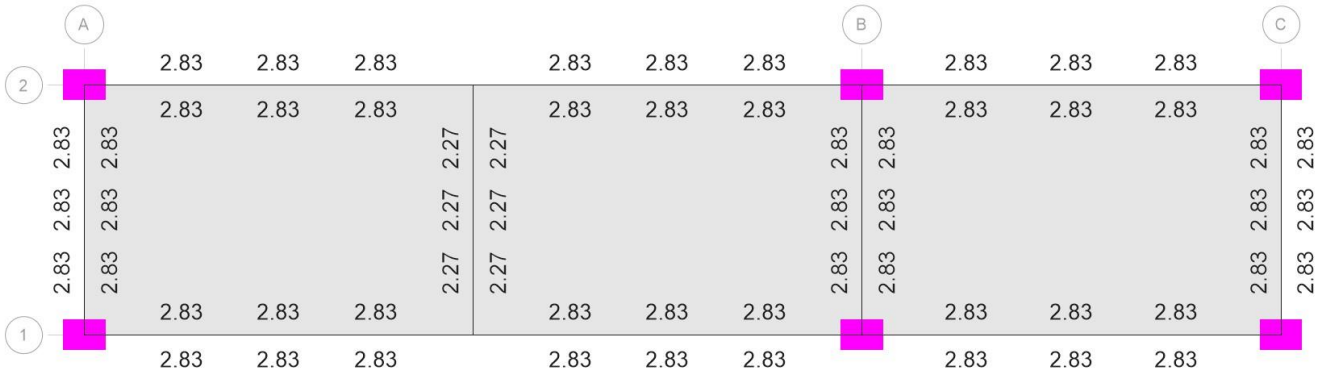


Figura 11. Área de acero en vigas de cubierta