



**Apoyo en el proceso de diseño de cimentaciones y estructuras de pórticos de concreto
reforzado para proyectos de Invigeo S.A.S**

Jose Miguel Patiño Ruiz

Informe de práctica para optar al título de Ingeniero Civil

Modalidad de Práctica

Semestre de Industria o Práctica Empresarial

Asesor interno

Carlos Alberto Vega Posada, Doctor (PhD) en Ingeniería Civil

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería

Ingeniería Civil

Medellín, Antioquia, Colombia

2025

Cita	(Patiño Ruiz, 2025)
Referencia	Patiño Ruiz, J. (2025). <i>Apoyo en el diseño de cimentaciones y estructuras de pórtico de concreto reforzado para proyectos de Invigeo S.A.S</i> [Informe de práctica]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.
Estilo APA 7 (2020)	



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Tabla de contenido

Resumen	12
Abstract	13
1. Introducción	14
2. Objetivos	15
2.1 Objetivo general	15
2.2 Objetivos específicos.....	15
3. Marco teórico	16
4. Metodología	24
4.1 Descripción del proyecto y planos arquitectónicos.....	25
4.2 Parámetros del suelo para diseño de cimentaciones.....	28
4.3 Consideraciones preliminares para el diseño de la estructura de análisis	30
4.3.1 Propiedades de materiales de elementos estructurales y cimentaciones.....	30
4.3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales y cimentaciones.....	31
4.3.3 Especificaciones de acero de refuerzo	36
4.4 Cargas y combinaciones de carga para el diseño de elementos y análisis estructural	41
4.4.1 Determinación de cargas actuantes en la estructura	41
4.4.2 Combinaciones de carga para diseño de elementos y verificaciones de derivas	48
4.5 Análisis dinámico elástico espectral	50
4.5.1 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño	50
4.5.2 Evaluación del coeficiente de capacidad de disipación R empleado en el diseño.....	53
4.5.3 Ajuste de la cortante dinámica basal.....	60
5. Análisis de resultados.....	62
5.1 Análisis de la respuesta sísmica de la estructura.....	62

5.1.1 Modos de vibración y resultados del ajuste de la cortante basal	62
5.1.2 Verificación de derivas máximas de la estructura	66
5.2 Diseño de elementos estructurales y cimentaciones para el pórtico de análisis.....	72
5.2.1 Diseño de vigas	72
5.2.2 Diseño de columnas	77
5.2.3 Diseño de vigas de fundación	85
5.2.4 Diseño de cimentaciones.....	87
6. Conclusiones	94
Referencias	95
Anexos.....	96

Lista de tablas

Tabla 1. Valores del coeficiente de importancia I (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).	19
Tabla 2. Derivas máximas permitidas como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).	23
Tabla 3. Parámetros del suelo para el diseño de cimentaciones (Elaboración propia).	29
Tabla 4. Profundidad de desplante permitida y capacidad portante del suelo (Elaboración propia).	30
Tabla 5. Combinaciones de carga para el diseño de elementos estructurales y cimentaciones (Elaboración propia).	48
Tabla 6. Combinaciones de carga para el análisis de derivas (Elaboración propia).	49
Tabla 7. Combinaciones de carga para el dimensionamiento de zapatas (Elaboración propia). ..	50
Tabla 8. Valores de periodos para estimación del Espectro (Elaboración propia).	52
Tabla 9. Parámetros para la determinación del Espectro (Elaboración propia).	53
Tabla 10. Derivas para el análisis de irregularidad torsional (Elaboración propia).	59
Tabla 11. Frecuencias y periodos por modo de vibración (Elaboración propia).	62
Tabla 12. Fuerzas cortantes en la basa para cada modo de vibración (Elaboración propia).	63
Tabla 13. <i>Periodo fundamental estimado por el método de la fuerza horizontal equivalente (Elaboración propia).</i>	64
Tabla 14. <i>Reacciones en la base del portico para la estimación de su masa (Elaboración propia).</i>	65
Tabla 15. <i>Resultados del ajuste al cortante dinámico basal (Elaboración propia).</i>	66
Tabla 16. <i>Resultados de estimación de deriva máxima (Elaboración propia).</i>	67
Tabla 17. <i>Propiedades de la viga A de entrepiso (Elaboración propia).</i>	74
Tabla 18. <i>Áreas de refuerzo a flexion necesarias para los momentos críticos presents en la viga A de entrepiso (Elaboración propia).</i>	74
Tabla 19. <i>Reacciones de la columna A2 para su diseño a flexion y compresión (Elaboración propia).</i>	78

Tabla 20. *Reacciones la base del portico generadas por las combinaciones de carga para el dimensionamiento de cimentaciones (Elaboración propia).....88*

Tabla 21. *Dimensiones y tipo de zapatas (Elaboración propia).88*

Tabla 22. *Reacciones para el diseño de zapatas (Elaboración propia).89*

Lista de figuras

Figura 1. Sistema estructural de pórtico de concreto reforzado.....	17
Figura 2. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de la gravedad S_a (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).	19
Figura 3. Coeficiente de amplificación del suelo F_a para zona de períodos cortos del espectro ..	20
Figura 4. Coeficiente de amplificación del suelo F_v para zona de períodos intermedios del espectro (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).	20
Figura 5. Combinaciones de carga mayoradas – Método de la resistencia (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).	21
Figura 6. Combinaciones de carga para dimensionamiento de cimentaciones – Método de esfuerzos de trabajo (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).	21
Figura 7. Plano arquitectónico del primer nivel y perfil izquierdo de la edificación (Elaboración propia).	26
Figura 8. Plano arquitectónico del segundo nivel (Elaboración propia	27
Figura 9. Estratigrafía representativa del perfil de suelo del lugar de construcción (Elaboración propia).	29
Figura 10. Vista en planta de vigas de fundación (Elaboración propia).	32
Figura 11. Vista en planta de vigas de entrepiso (Elaboración propia).	33
Figura 12. Vista en planta de vigas de cubierta (Elaboración propia).	34
Figura 13. Modelo 3D del pórtico generado en Ram Advanse 9.5 (Elaboración propia).....	40
Figura 14. Cargas muertas por metro lineal que actúan en elementos de entrepiso (Elaboración propia).	44
Figura 15. Cargas muertas por metro lineal que actúan en elementos de cubierta (Elaboración propia).	45
Figura 16. Cargas vivas por metro lineal que actúan en elementos de entrepiso (Elaboración propia).	46
Figura 17. Cargas vivas por metro lineal que actúan en elementos de cubierta (Elaboración propia).	47

Figura 18. Espectro Elástico de Aceleraciones para la estructura (Elaboración propia).	51
Figura 19. Irregularidades en planta (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).	55
Figura 20. Irregularidades en altura (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).	56
Figura 21. Nudos de análisis de irregularidad torsional (Elaboración propia).	57
Figura 22. Nudos de análisis para el cálculo de derivas máximas en la estructura (Elaboración propia).	71
Figura 23. <i>Diagrama de momentos de la viga A generado por la combinación de cargas “C12” (Elaboración propia).</i>	72
Figura 24. <i>Diagrama de momentos de la viga A generado por la combinación de cargas “C13” (Elaboración propia).</i>	73
Figura 25. <i>Diseño a flexión de la viga A de entrepiso (Elaboración propia).</i>	75
Figura 26. <i>Diagrama de cortantes de la viga A generado por la combinación de cargas “C13” (Elaboración propia).</i>	76
Figura 27. <i>Sección transversal de la columna A2 (Elaboración propia).</i>	79
Figura 28. <i>Diagrama de interacción de la columna A2 (Elaboración propia).</i>	80
Figura 29. <i>Diagrama M_y contra M_x de la columna A2 para una carga axial $P_z = 21.18$ ton (Elaboración propia).</i>	81
Figura 30. <i>Diagrama P_z contra M de la columna A2 (Elaboración propia).</i>	82
Figura 31. <i>Diseño de columna A2 (Elaboración propia).</i>	83
Figura 32. <i>Diagrama de cortantes de la columna A2 generado por la combinación de cargas “C13” (Elaboración propia).</i>	85
Figura 33. <i>Diseño de zapatas tipo 1 de 1.40x1.40 metros (Elaboración propia).</i>	90
Figura 34. <i>Diseño de zapatas tipo 2 de 1.60x1.60 metros (Elaboración propia).</i>	91
Figura 35. <i>Diseño de zapatas tipo 3 de 1.70x1.70 metros (Elaboración propia).</i>	92
Figura 36. <i>Diseño de zapatas tipo 3 de 1.70x1.70 metros (Elaboración propia).</i>	93

Abreviaturas

A_a	Coefficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva
A_g	Área bruta de la sección transversal de concreto de un elemento
A_s	Área total del refuerzo longitudinal del elemento
A_v	Coefficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva
A_{vt}	Área transversal total del refuerzo de cortante
b	Ancho del elemento
c	Cohesión del suelo
C_u	Coefficiente utilizado para calcular el período máximo permisible de la estructura
d	Distancia desde el extremo del elemento en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
E_s	Módulo de elasticidad del concreto
E_x	Fuerzas sísmicas reducidas de diseño en dirección de “x”
E_y	Fuerzas sísmicas reducidas de diseño en dirección de “y”
E_s	Módulo de elasticidad del acero
f_c	Resistencia del concreto a compresión
f_y	Resistencia a la fluencia del acero
f_{yt}	Resistencia a la fluencia del acero del refuerzo transversal
F_a	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos del espectro de aceleraciones
F_s	Fuerzas sísmicas que actúan en la estructura conforme al espectro elástico de aceleraciones de diseño para el análisis sísmico elástico spectral
F_v	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios del espectro elástico de aceleraciones de diseño
F_x	Fuerzas sísmicas que actúan en la estructura en dirección de “x” conforme al espectro elástico de aceleraciones de diseño para el análisis sísmico elástico spectral

F_y	Fuerzas sísmicas que actúan en la estructura en dirección de “y” conforme al espectro elástico de aceleraciones de diseño para el análisis sísmico elástico spectral
g	Valor de la aceleración de la gravedad tomada como 9.81 m/s ²
h_{pi}	Altura del piso I, medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior i-1.
M	Masa total muerta de la edificación
M_n	Momento nominal de un elemento
M_u	Momento último o máximo que actúa en un elemento conforme a las combinaciones de carga de diseño
N_u	Menor carga axial que actúa de manera simultánea y en el mismo nivel del cortante último o máximo V _u
P_u	Carga axial última o máxima que actúa en un elemento conforme a las combinaciones de carga de diseño
Q	Capacidad de carga de una cimentación a una profundidad específica
R	Coefficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño
R₀	Coefficiente de capacidad de disipación de energía básico
s	Espaciamiento entre estribos del refuerzo transversal de un elemento
S_a	Valor del espectro elástico de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado expresada como una fracción de la gravedad “g”
T_a	Periodo fundamental de la edificación hallado por el método de la fuerza horizontal equivalente
T_{max}	Periodo máximo permisible de la estructura
V_n	Fuerza cortante nominal de un elemento
V_{tj}	Cortante sísmico total en la base hallado por el método del análisis dinámico spectral
V_s	Cortante sísmico total en la base hallado por el método de la fuerza horizontal equivalente
γ	Peso unitario del suelo
Δ	Deriva de la estructura

ϕ	Factor de reducción de resistencia
ϕM_n	Momento de diseño de un elemento
ϕV_n	Fuerza cortante de diseño de un elemento
Φ	Ángulo de fricción del suelo
Φ_a	Coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura
Φ_p	Coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en planta
Φ_r	Coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por ausencia de redundancia

Resumen

En Colombia, el diseño estructural está fuertemente influenciado por su alta actividad sísmica, lo que ha llevado a la implementación de normativas estrictas para garantizar la seguridad de las edificaciones. El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, conocido como NSR-10, establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras capaces de resistir los efectos de los sismos, asegurando así la integridad estructural y la seguridad de los ocupantes. En ese sentido, este trabajo tiene entonces como objetivo ilustrar las actividades realizadas en el marco de la práctica académica, centrada principalmente en contribuir al diseño de cimentaciones y estructuras conformadas por pórticos de concreto reforzado para los proyectos que se realizaron en la empresa Invigeo S.A.S, mediante la aplicación rigurosa de la NSR-10. Por lo tanto, para ejemplificar estas actividades, se describe el proceso de diseño para uno de los proyectos desarrollados durante este periodo, mostrando los programas y herramientas avanzadas de modelamiento, análisis y diseño estructural empleadas para tal fin, las cuales permiten además optimizar los procesos de diseño, asegurando el seguimiento de las normativas y la eficiencia en la ejecución de los proyectos. Este enfoque no solo busca cumplir con los estándares de seguridad, sino también mejorar la calidad y sostenibilidad de las construcciones en el país.

Palabras clave: diseño estructural, análisis dinámico elástico espectral, sistemas de pórticos de concreto reforzado, diseño de cimentaciones, Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10.

Abstract

In Colombia, structural design is strongly influenced by its high seismic activity, which has led to the implementation of strict regulations to ensure the safety of buildings. The Colombian Code for Earthquake-Resistant Construction, known as NSR-10, establishes the minimum requirements for the design and construction of structures capable of withstanding the effects of earthquakes, thereby ensuring structural integrity and the safety of occupant. In this context, this work aims to illustrate the activities carried out within the framework of an academic internship, primarily focused on contributing to the design of foundations and reinforced concrete frame structures for projects undertaken by the company Invigeo S.A.S. This was achieved through the rigorous application of the NSR-10. To exemplify these activities, the design process for one of the projects developed during this period is described, showcasing the advanced modeling, analysis, and structural design tools and programs used for this purpose. These tools not only optimize design processes but also ensure compliance with regulations and efficiency in project execution. This approach seeks not only to meet safety standards but also to improve the quality and sustainability of constructions in the country.

Keywords: structural design, reinforced concrete frame systems, foundation design, Colombian Earthquake-Resistant Code NSR-10.

1. Introducción

El diseño estructural de edificaciones es un paso previo fundamental antes de su construcción que garantiza los requerimientos de resistencia y rigidez necesarios para soportar las cargas que estas experimentan y evitar su colapso ante, por ejemplo, fenómenos naturales causados por el viento, el agua y/o fuerzas sísmicas, y por su uso u ocupación (Vásquez, s. f.). Incluso, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 surge como una respuesta a la tragedia que constituyó el sismo de Popayán en el año 1983 (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial [MAVDT], 2010) debido a la inexistencia de normativas que garantizarán la seguridad y sostenibilidad de las estructuras, y es por esta razón que hoy en día toda edificación en el país debe ser regida obligatoriamente por los requisitos mínimos que este reglamento exige.

En ese sentido, el objeto de este trabajo es mostrar la contribución a las actividades realizadas por el escenario de práctica Invigeo S.A.S enfocadas principalmente en el diseño de cimentaciones y sistemas estructurales compuestos por pórticos de concreto reforzado, mediante la descripción y el análisis del desarrollo de un proyecto de diseño estructural elaborado por la empresa, limitándolo únicamente al cálculo de dichos elementos y exponiendo los aspectos normativos de la NSR-10 que deben cumplirse para la elaboración de su diseño, así como las herramientas utilizadas para tal fin.

2. Objetivos

2.1 Objetivo general

Describir el proceso de diseño de cimentaciones y los elementos que hacen parte de los sistemas de resistencia sísmica compuestos por pórticos de concreto reforzado analizando un proyecto desarrollado por la empresa Invigeo S.A.S mediante la aplicación de la normativa sismo resistente vigente colombiana NSR-10 y el uso de programas y herramientas de modelamiento, análisis y diseño estructural.

2.2 Objetivos específicos

- Asistir el análisis estructural del proyecto mediante el uso del programa de modelamiento estructural RAM Advanse 9.5.
- Determinar el comportamiento sísmico de la estructura de análisis mediante las características sísmicas del lugar en que se va a construir para poder realizar el diseño de sus elementos estructurales y cimentaciones.
- Desarrollar el diseño de los elementos estructurales utilizando hojas de cálculo y programas de diseño como spColumn y GEO5, teniendo en cuenta la normativa y el análisis de las especificaciones arquitectónicas y geotécnicas analizado.
- Detallar los procesos aplicados para calcular y definir las dimensiones y requerimientos de todos los elementos que componen la estructura de análisis.

3. Marco teórico

Debido a que el territorio colombiano se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, los diseños de edificaciones requieren una atención cuidadosa y especial (Instituto Distrital de Gestión de Riesgos y Cambio Climático [IDIGER], 2024). Por eso, toda edificación desarrollada en el país debe someterse a los criterios y requisitos mínimos que exige el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistentes NSR-10, norma que se encarga de reducir al mínimo el riesgo de pérdidas humanas estableciendo las directrices necesarias para el diseño y construcción de edificaciones con el fin de que sean capaces de resistir las fuerzas que la naturaleza y su uso les imponen (MAVDT, 2010).

Cabe destacar que la NSR-10 identifica cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales son: sistema de muros de carga, sistemas combinados, sistemas de pórtico y sistemas duales. Estos ofrecen distintas alternativas a los diseñadores para identificar la forma en que las estructuras soportarán las cargas que serán transmitidas al terreno a través de un determinado sistema de cimentación. Además, la norma define los diferentes materiales que pueden componer estos sistemas tales como el concreto reforzado, acero, aluminio, mampostería, madera o guadua (Equipo de Redactores Legis, 2021).

En ese sentido, para este caso práctico, se considera única y exclusivamente el diseño de sistemas estructurales de pórtico de concreto reforzado como el que se presenta en la figura 1, los cuales consisten en una estructura resistente a momentos sin elementos diagonales que soporta todas las cargas verticales y fuerzas horizontales mediante elementos estructurales como vigas y columnas (MAVDT, 2010), diseñados a partir de las especificaciones mínimas dadas en el título C de la NSR-10. Asimismo, en este título se consideran los requisitos mínimos para el diseño de cimentaciones de concreto reforzado que también requieren ser analizados durante el proceso de diseño de sistemas estructurales de pórtico. Igualmente, es importante subrayar que las cimentaciones pueden ser de cualquier tipo: zapatas, pilas o pilotes, y que cumplen con las especificaciones del título H de la NSR-10, en especial con los aspectos de investigación del subsuelo y ensayos de laboratorio establecidos en H.3.2 y H.3.3.

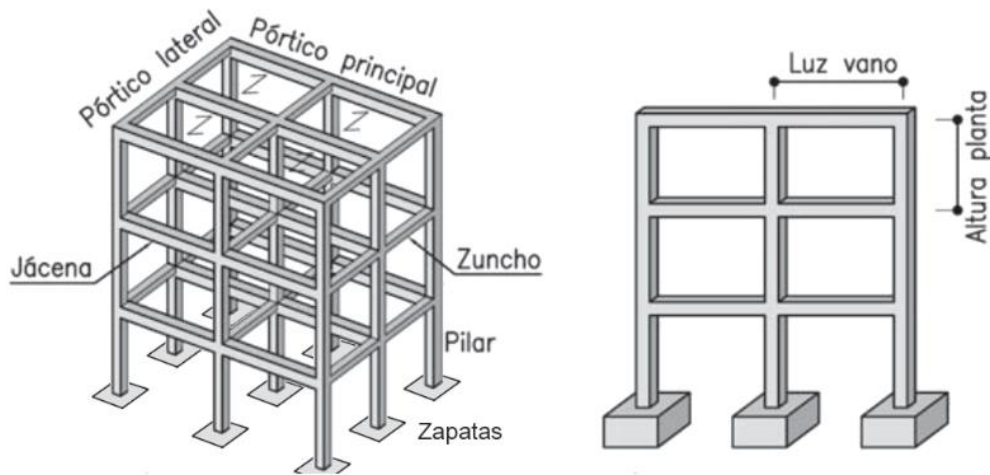


Figura 1. Sistema estructural de pórtico de concreto reforzado

(<https://arquitectural.net/blog/tipos-de-estructuras/>).

Por otra parte, los movimientos sísmicos deben ser representados para realizar el análisis del comportamiento dinámico de la estructura a la hora de ser modelada para posteriormente poder realizar su diseño. Así, en primer lugar, como se describe en la norma NSR-10 en A.5.2.1, es necesario establecer el modelo matemático a emplear que describe la distribución espacial de la masa y rigidez de la estructura, de tal forma que sea adecuado para calcular las características relevantes de su respuesta sísmica (MAVDT, 2010). Por ende, en los proyectos de la empresa INVIGEO S.A.S, se emplea un modelo tridimensional con diafragma rígido descrito en A.5.2.1.1 de la NSR-10, donde los entrepisos y la cubierta de las estructuras son tomados como diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano, cuyas masas se consideran concentradas en su centro de masa (MAVDT, 2010). En otras palabras, un diafragma rígido es un elemento plano que no cambia su forma y no sufre deflexiones considerables cuando se somete a las cargas que experimenta la estructura (Donnadieu & Castillo, s.f.).

En consecuencia, tomando en cuenta lo anterior y los demás aspectos descritos en A.5.2 de la NSR-10, los movimientos sísmicos de la estructura analizada en este trabajo se ajustan a la metodología y criterios del análisis dinámico elástico espectral definidos en la NSR-10 en A.5.4, siguiendo, a criterio propio, alguno de los tres métodos de combinación modal más conocidos, los cuales se conocen como: método de la suma directa absoluta de las respuestas modales (ABS),

combinación cuadrática total (CQC) o raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Estos se encargan de combinar estadísticamente los diferentes efectos producidos por los modos de vibración de una estructura obtenidos durante el análisis dinámico a partir de los períodos de vibración característicos de la misma generados por los eventos sísmicos (Castro, 2018).

Es importante resaltar que un modo de vibración se define como una frecuencia natural que tiene la estructura cuando se somete a fuerzas sísmicas. Existen varios modos de vibración para una estructura y cada modo tiene asociado un periodo de vibración, que es el tiempo que tarda la estructura en completar una oscilación generada por un sismo (Ewins, 2001). Dentro de estos modos de vibración, resalta el modo de vibración fundamental que tiene asociado precisamente el periodo fundamental de la estructural, que es el tiempo que tarda en dar una vibración de tal forma que se movilice la mayor parte de su masa (Agudelo Zapata, 2022). La norma NSR-10 establece una manera sencilla de estimar este periodo para el método de la fuerza horizontal equivalente en A.4.2.2. Sin embargo, cuando se trata de aplicar el método de análisis dinámico elástico espectral, este es obtenido al estimar todos los modos de vibración que, en los programas de diseño, se calculan utilizando el espectro elástico de aceleraciones que dependen de las propiedades sísmicas y geotécnicas del lugar donde se llevará a cabo la construcción, y diferentes modelos matemáticos que dependen de la manera en que la estructura será analizada, como ya se mencionó anteriormente, utilizando metodologías de dinámica estructural.

En consecuencia, este análisis dinámico sigue la forma y los parámetros que definen el espectro elástico de aceleraciones S_a mostrado en la figura 2, las cuales están en función de la zona de amenaza sísmica representada por medio del coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva A_a y el coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva A_v determinados por medio del Apéndice A-4 de la NSR-10 en función de la zona de amenaza sísmica del lugar donde se ubique el proyecto, el tipo de perfil de suelo cuya clasificación se da en la tabla A.2.4-1, el coeficiente de importancia I que depende del uso de la edificación según lo descrito en A.2.5 y cuyos valores se dan en la tabla 1, y de los valores de los coeficientes de amplificación F_a y F_v ilustrados respectivamente en las figuras 3 y 4, los cuales están en función del tipo de perfil de suelo en donde se llevará a cabo la construcción de la estructura y de los coeficientes A_a y A_v (MAVDT, 2010). Además, es preciso

señalar que las zonas de amenaza sísmica se definen en la sección A.2.3 de la NSR-10, donde se clasifican en tres grupos: zona de amenaza sísmica baja, zona de amenaza sísmica intermedia y zona de amenaza sísmica alta.

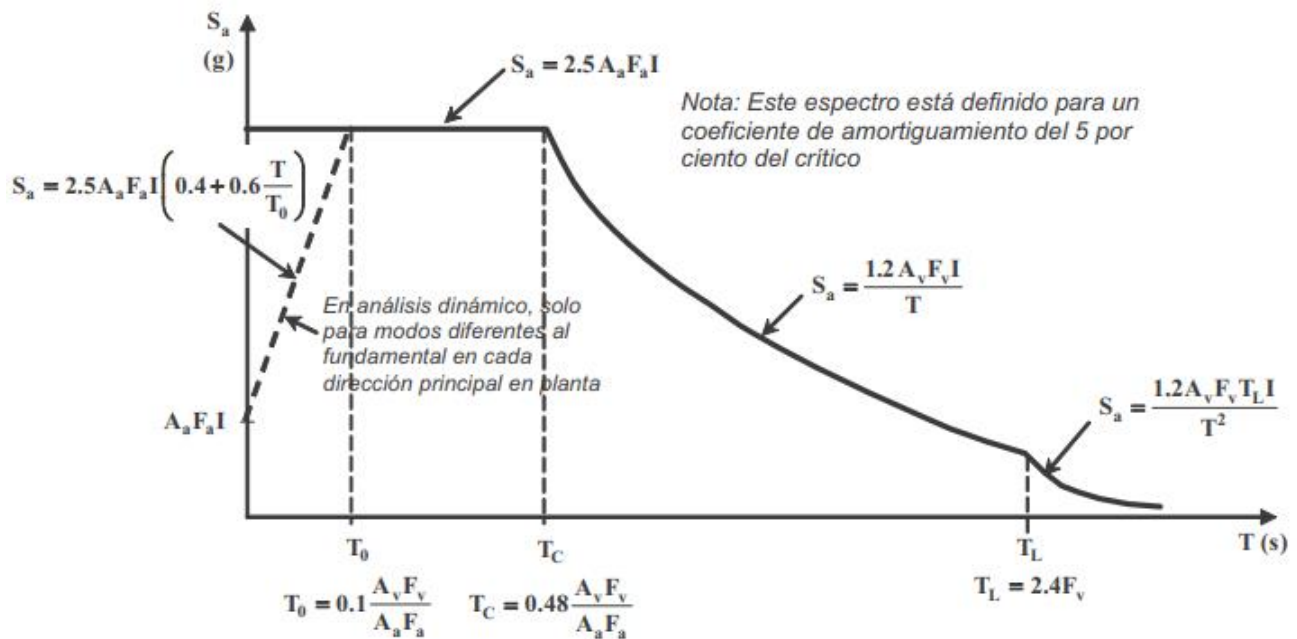


Figura 2. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de la gravedad S_a (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

Tabla 1. Valores del coeficiente de importancia I (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

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

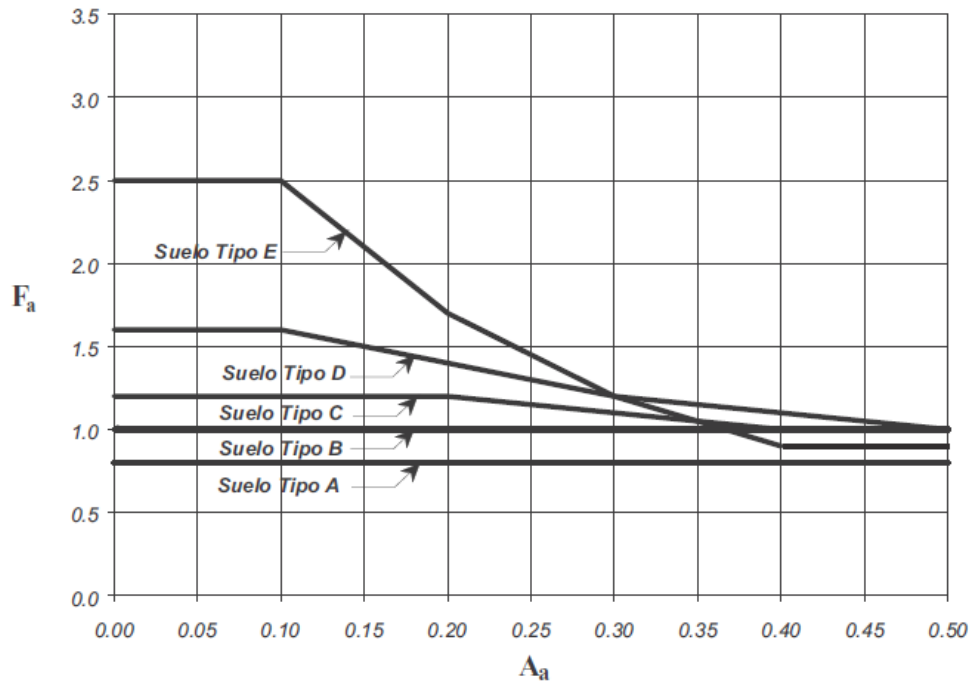


Figura 3. Coeficiente de amplificación del suelo F_a para zona de períodos cortos del espectro (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

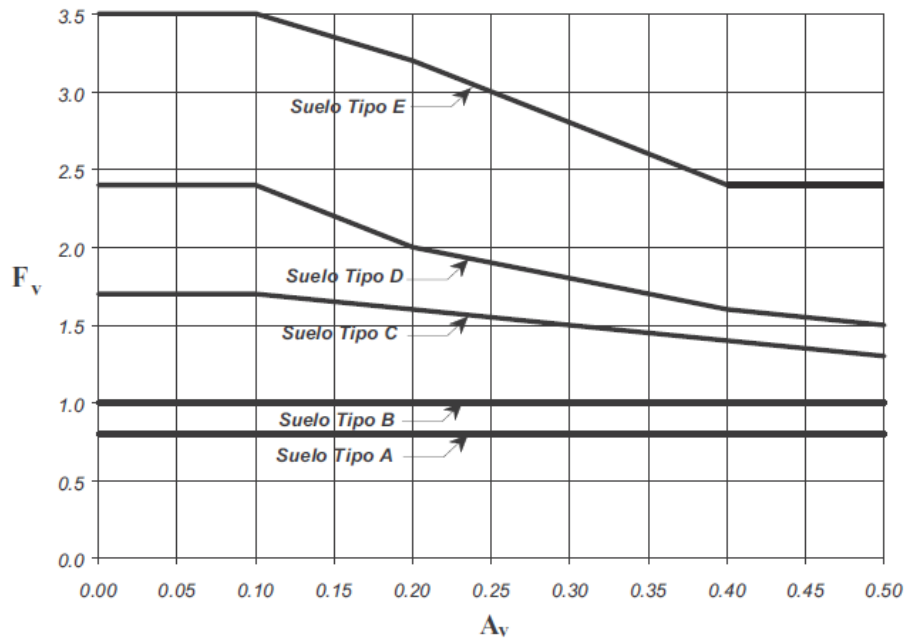


Figura 4. Coeficiente de amplificación del suelo F_v para zona de períodos intermedios del espectro (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

En otro orden de ideas, para obtener las resistencias de diseño de las cimentaciones y los elementos estructurales en el modelamiento de la edificación que realiza el análisis estructural, se deben utilizar las combinaciones de carga mayoradas usando el método de resistencia mostradas en la figura 5, las cuales se encuentran establecidas en la sección B.2.4 de la NSR-10 y cuya nomenclatura se indica en la sección B.2.2. Adicionalmente, para el dimensionamiento de cimentaciones, deben considerarse los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, los cuales se obtienen a partir de las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3 de la NSR-10 mostradas en la figura 6 (MAVDT, 2010).

1.4D	(B.2.4-1)
1.2D+1.6L+0.5(L_r ó G ó L_e)	(B.2.4-2)
1.2D+1.6(L_r ó G ó L_e)+(1.0L ó 0.5W)	(B.2.4-3)
1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r ó G ó L_e)	(B.2.4-4)
1.2D+1.0E+1.0L	(B.2.4-5)
0.9D+1.0W	(B.2.4-6)
0.9D+1.0E	(B.2.4-7)

Figura 5. *Combinaciones de carga mayoradas – Método de la resistencia (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).*

D+F	(B.2.3-1)
D+H+F+L+T	(B.2.3-2)
D+H+F+(L_r ó G ó L_e)	(B.2.3-3)
D+H+F+0.75(L+T)+0.75(L_r ó G ó L_e)	(B.2.3-4)
D+H+F+W	(B.2.3-5)
D+H+F+0.7E	(B.2.3-6)
D+H+F+0.75W+0.75L+0.75(L_r ó G ó L_e)	(B.2.3-7)
D+H+F+0.75(0.7E)+0.75L+0.75(L_r ó G ó L_e)	(B.2.3-8)
0.6D+W+H	(B.2.3-9)
0.6D+0.7E+H	(B.2.3-10)

Figura 6. *Combinaciones de carga para dimensionamiento de cimentaciones – Método de esfuerzos de trabajo (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).*

También, es importante resaltar que el grado de capacidad de disipación de energía de una edificación se define como la capacidad de responder adecuadamente ante los movimientos sísmicos a los que la estructura estará sometida absorbiendo la energía de los mismos y, por ende, en elementos de concreto reforzado, determinará directamente la forma en que se dispondrá el refuerzo en dichos elementos. Así, esta capacidad de disipación puede ser especial (DES), moderada (DMO) o mínima (DMI), dependiendo de la zona de amenaza sísmica en que se llevará a cabo la construcción (MAVDT, 2010).

Por lo tanto, se debe tener presente en las combinaciones de carga que $E = F_s/R$ son las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, donde F_s corresponde a las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura obtenidas implícitamente para este caso por medio del análisis dinámico elástico durante el modelamiento en función del espectro elástico de aceleraciones y R al coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, que corresponde al producto entre los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades Φ_a y Φ_p ; establecidos en las tablas A.3-6 y A.3-7 de la NSR-10, el coeficiente de ausencia de redundancia Φ_r definido en la sección A.3.3.8.2 y al coeficiente de disipación de energía básico R_0 , el cual puede obtenerse de la norma NSR-10 en las tablas A.3-1, A.3-2, A.3-3 o A.3-4, observándose que este depende del sistema estructural de resistencia sísmica, el material estructural empleado y la zona de amenaza sísmica (MAVDT, 2010).

En otro orden de ideas, un aspecto fundamental que debe ser estudiado antes de iniciar el diseño de cualquier estructura, es el análisis de derivas de la edificación (Δ). Este parámetro permite garantizar que la estructura bajo efectos sísmicos no sufra deformaciones o daños considerables que pongan en riesgo la estabilidad de la estructura y se calcula como “el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación” (Ceballos, 2019). Estas deformaciones están asociadas por lo tanto a las combinaciones de carga mayoradas ilustradas en la figura 5 que involucran las cargas sísmicas de diseño atendiendo lo acordado en la sección B.2.4.2.1, en donde se indica que las derivas deben verificarse para las fuerzas sísmicas F_s , sin verse afectadas por el valor de R .

En ese sentido, para determinar si la estructura se comporta de manera adecuada ante cargas sísmica, se evalúa si los desplazamientos horizontales de la estructura conllevan a derivas que se encuentren por debajo de un límite máximo establecido en la NSR-10 como un porcentaje de la altura del piso h_{pi} donde se está realizando la evaluación de las derivas y que obedece al tipo de estructura que se vaya a construir, tal y como se muestra en la tabla 2. Por consiguiente, para la evaluación de la deriva máxima en cada piso de la edificación se siguen los criterios indicados en la sección A.6.3.1 de la norma NSR-10.

Tabla 2. Derivas máximas permitidas como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

4. Metodología

Con el fin de ilustrar el proceso de diseño de cimentaciones y estructuras compuestas por pórticos de concreto reforzado para los proyectos elaborados por la empresa Invigeo S.A.S, en esta sección se describen las consideraciones preliminares y los métodos de diseño empleados en uno de los proyectos de diseño de sistema de pórticos de concreto reforzado elaborado durante el periodo de práctica académica. Cabe destacar que en este trabajo solo se analizarán el diseño de cimentaciones de hormigón armado; incluyendo las vigas de fundación que dan firmeza a la estructura, y los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica compuesto por pórticos de concreto reforzado como vigas y columnas, teniendo en cuenta los requisitos de refuerzo descritos en la norma en concordancia con el grado de capacidad de disipación de energía de la estructura. Los demás elementos que conforman la estructura y que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica como losas, escaleras, muros, etc, no serán incluidos en este análisis.

Por otro lado, para realizar el diseño estructural del proyecto mostrado en esta sección se utilizaron diferentes programas y hojas de cálculo para el análisis estructural y la obtención del acero de refuerzo que conforman a los elementos del sistema de resistencia sísmica y a las cimentaciones. Así, el software de diseño Ram Advanse 9.5 se emplea para establecer la geometría del sistema estructural, los materiales y su resistencia, las dimensiones de los elementos que lo componen y la aplicación de las diferentes cargas que actúan sobre la estructura, incluyendo los efectos sísmicos, para así obtener la distribución de momentos, fuerzas cortantes y cargas axiales que los elementos del sistema estructural experimentan y que son indispensables para su diseño. De manera análoga, los softwares spColumn y GEO5 son empleados, respectivamente, para obtener el diseño de refuerzo longitudinal de columnas y establecer la cantidad de acero de refuerzo necesaria para poder disipar correctamente las cargas que actúan sobre las cimentaciones. Por su parte, el diseño de refuerzo transversal de columnas y el diseño de vigas se harán a partir del manejo de diferentes hojas de cálculo suministradas por la empresa.

4.1 Descripción del proyecto y planos arquitectónicos

El proyecto que será objeto de estudio en este trabajo consiste en un pórtico resistente a momentos de concreto reforzado y corresponde a un bloque de salones de dos niveles de la Institución Educativa Rural La Cruzada en el corregimiento de La Cruzada perteneciente al municipio de Remedios en el departamento de Antioquia, por lo que la estructura tendrá un uso institucional educativo. Por otra parte, como punto de partida para el diseño estructural de cualquier edificación, es necesario contar con los respectivos planos arquitectónicos, puesto que con ellos se puede realizar una exploración que permita definir el predimensionamiento y una adecuada distribución de los elementos que conforman el sistema estructural de resistencia sísmica. En ese sentido, los planos arquitectónicos del bloque de salones se muestran en las figuras 7 y 8, la primera muestra la planta del primer nivel y el perfil izquierdo de la estructura mientras que la otra muestra la planta del segundo nivel. En estas figuras se puede evidenciar la disposición arquitectónica de las columnas resaltadas de color gris y su geometría, teniendo un total de siete columnas rectangulares o cuadradas, dependiendo de las dimensiones finales adoptadas en el diseño, y una columna circular.

Igualmente, de acuerdo con la definición de sistemas estructurales de pórticos de concreto reforzado, se debe disponer de vigas que permitan la unión entre columnas sin tener conexiones diagonales. Además, de acuerdo con los planos arquitectónicos, se puede observar que la estructura cuenta con escaleras que permiten la circulación entre el primer y segundo nivel, por lo que es importante saber dónde inician y dónde finalizan debido a que estas deben ir ancladas tanto a una viga de fundación como al sistema de resistencia sísmica a través de elementos conocidos como nervios de borde que también hacen parte de este sistema y que serán tenidos en cuenta en su análisis. Asimismo, si se observa el perfil de la estructura mostrado en la figura 7, se puede notar que la edificación cuenta con un pasillo en el segundo nivel que se apoya sobre tramos de vigas que se encuentran en voladizo, por lo que los extremos de estas vigas en voladizo deben ir conectados también por medio de nervios de borde. También, es importante destacar que las alturas de entrepiso serán de 3.075 m y 3.225 m para el primer y segundo nivel respectivamente.

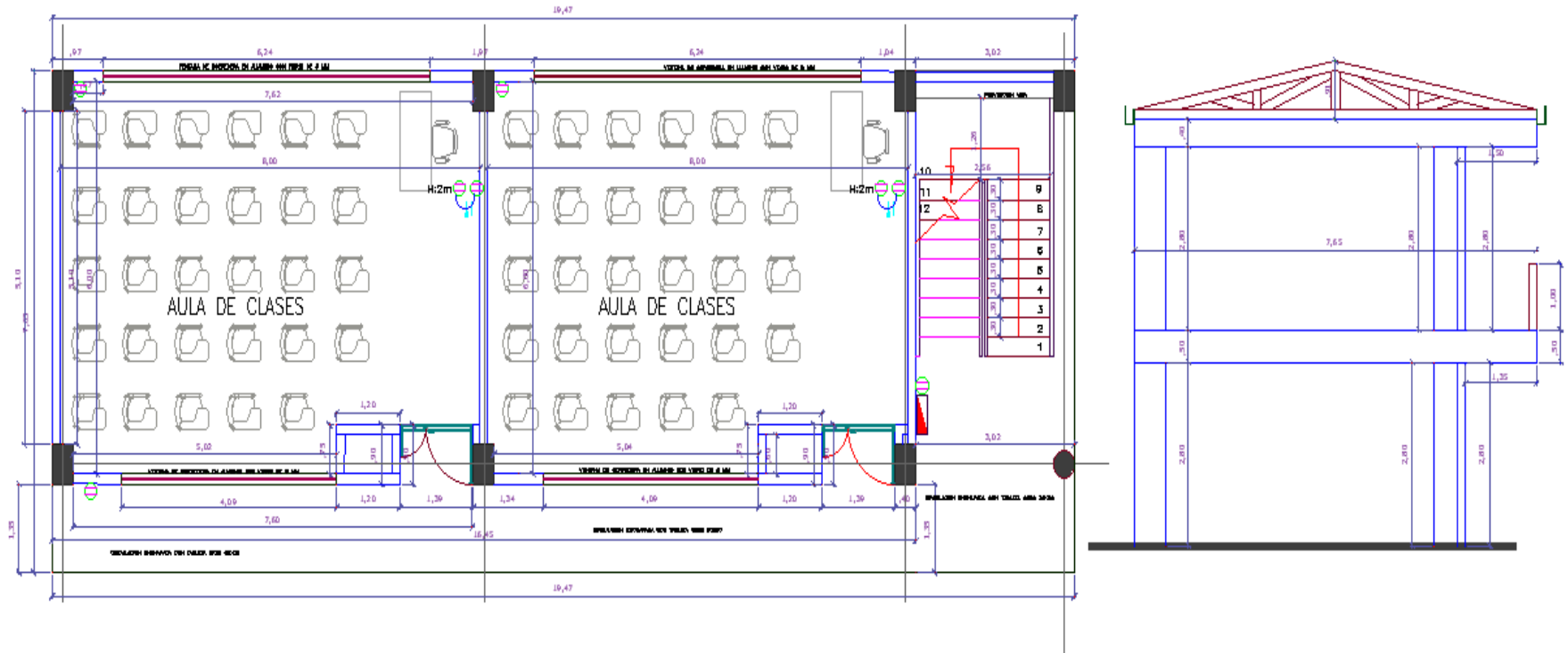


Figura 7. Plano arquitectónico del primer nivel y perfil izquierdo de la edificación (Elaboración propia).

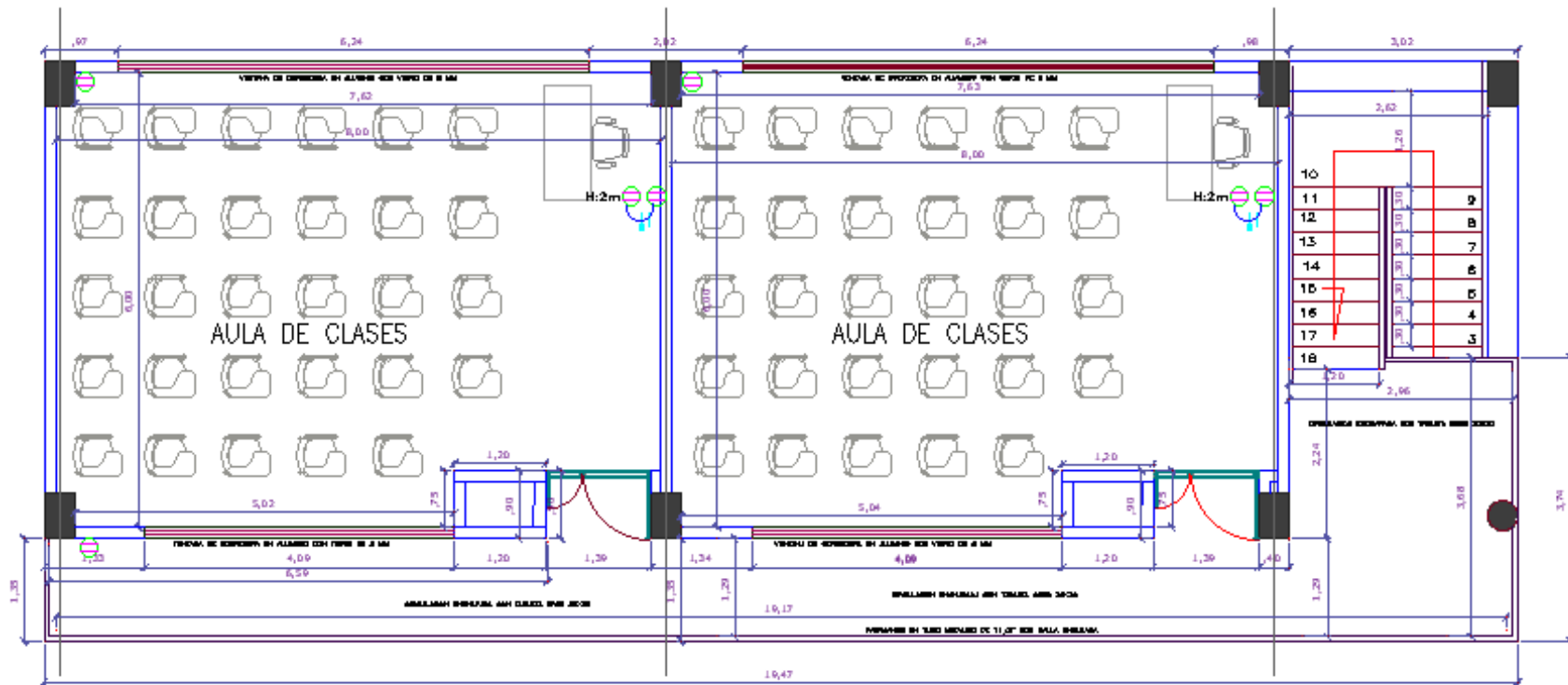


Figura 8. Plano arquitectónico del segundo nivel (Elaboración propia)

4.2 Parámetros del suelo para diseño de cimentaciones

Para poder ejecutar el diseño de cimentaciones de concreto reforzado, es necesario realizar una exploración previa del subsuelo del lugar donde se llevará a cabo la construcción de la edificación y realizar los ensayos en muestras tomadas en campo que permitan obtener los parámetros del suelo que ayudan a establecer el tipo de cimentación que debe emplearse, la capacidad de soporte del suelo de acuerdo con el tipo de cimentación a emplear y las características del refuerzo. En ese orden de ideas, la empresa cuenta con el personal, las herramientas y los espacios requeridos para realizar esta labor, pudiendo suministrarse así desde el área de geotecnia, los parámetros y las características descriptivas del suelo donde se construirá el bloque de salones.

De acuerdo con lo anterior y teniendo en cuenta los requerimientos para la exploración del subsuelo definidos el capítulo H.3 de la NSR-10, se realizó el proceso de clasificación del tipo de perfil de suelo de acuerdo con lo establecido en la sección A.2.4.3 de la NSR-10 y las descripciones presentadas en la tabla A.2.4-1, determinando así que el tipo de perfil de suelo para la estructura de análisis es **tipo E**. Por otro lado, de acuerdo con las pruebas realizadas en campo en los primeros 6.5 metros de profundidad, las muestras de suelo tomadas y los ensayos de laboratorio realizados, se concluye que la estratigrafía representativa del suelo es la mostrada en la figura 9, donde el suelo residual se compone principalmente de un suelo areno-limoso y el saprolito de un suelo arcilloso. Cabe destacar que, durante el proceso de exploración directa, el nivel freático no fue encontrado en ninguno de los sondeos ejecutados en ese momento.

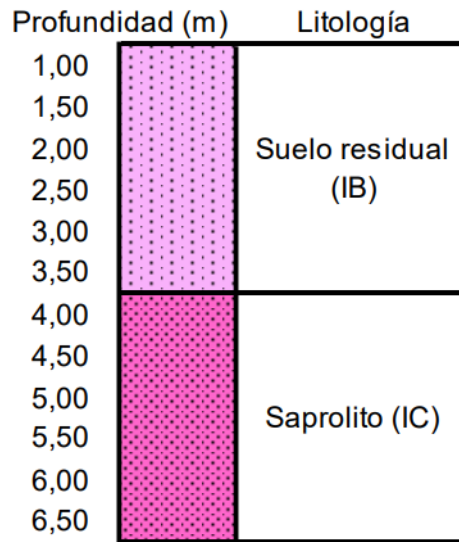


Figura 9. Estratigrafía representativa del perfil de suelo del lugar de construcción (Elaboración propia).

Por su parte, los parámetros del suelo necesarios para el diseño de cimentaciones se presentan en la tabla 3, considerando que, para cada estrato, se muestra el promedio del peso unitario (γ), el ángulo de fricción (Φ) y la cohesión (c). Asimismo, considerando las recomendaciones del área de geotecnia, el tipo de cimentación a emplear en este caso consiste en zapatas cuyo desplante debe realizarse como mínimo a un metro de profundidad sobre el suelo residual, uniéndolas entre sí mediante vigas de fundación para dar una rigidez adecuada a la estructura. Así, en la tabla 4 se exponen diferentes profundidades de desplante a partir de un metro junto con su capacidad (Q) última y admisible, considerando un factor de seguridad $F.S = 3$ y un ancho de zapata de un metro.

Tabla 3. Parámetros del suelo para el diseño de cimentaciones (Elaboración propia).

Estrato	Suelo residual (IB)	Saprolito (IC)
Peso unitario (kN/m ³)	16,86	19,12
Ángulo de fricción (°)	22,0	24,0
Cohesión (kPa)	25,0	25,0

Tabla 4. *Profundidad de desplante permitida y capacidad portante del suelo (Elaboración propia).*

Profundidad de zapata (m)	Q ultima ton/m ²	Q admisible ton/m ²
1.00	53.6	17.9
1.25	57.4	19.1
1.50	61.3	20.4
1.75	65.2	21.7
2.00	69.1	23.0
2.25	72.9	24.3
2.50	76.8	25.6

4.3 Consideraciones preliminares para el diseño de la estructura de análisis

Para la modelación del pórtico en el programa Ram Advanse 9.5 es necesario inicialmente establecer la resistencia de los materiales y las dimensiones de los elementos estructurales debido a que el peso y la geometría de la estructura tienen una alta influencia en su diseño. Igualmente, se establecen las especificaciones mínimas de acero de refuerzo sabiendo que la estructura cuenta con una capacidad moderada de disipación de energía; como se describe en la sección 4.5.2 de este trabajo, y se establece el proceso para obtener las dimensiones de las zapatas.

4.3.1 Propiedades de materiales de elementos estructurales y cimentaciones

Para la modelación del pórtico en el programa de diseño Ram Advanse 9.5 y el diseño de los elementos estructurales, es necesario inicialmente definir las propiedades de resistencia de los materiales que se emplearán en la construcción del bloque de salones. Por consiguiente, a continuación, se especifican los materiales y sus resistencias que serán empleados en las columnas, vigas y cimentaciones de la estructura.

- **Concreto u hormigón reforzado:** para la construcción de todos los elementos analizados en este trabajo, se utilizará un concreto con una resistencia de $f'_c = 210$

kg/cm^2 (21 MPa), un módulo elástico $E_c = 21000$ MPa y una densidad de 2400 kg/cm^3 .

- **Acero:** para el acero de refuerzo de los elementos de análisis, se tiene una resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa) y un módulo de elasticidad $E_s = 200000$ MPa.

4.3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales y cimentaciones

El predimensionamiento consiste en establecer las dimensiones iniciales de columnas, vigas y nervios, ya que durante el proceso de diseño es posible que estas dimensiones requieran un ajuste por diferentes motivos como aumentar la capacidad del elemento, mejorar la distribución del acero de refuerzo o por requerimientos normativos. Es preciso señalar que debido a la experiencia profesional brindada por los ingenieros que intervinieron en el proceso de diseño de este proyecto, fue posible tener un predimensionamiento lo suficientemente aproximado a las dimensiones reales que los elementos requerían según el análisis de cargas realizado en Ram Advanse 9.5, por lo que no fue necesario realizar un ajuste en su geometría.

Por consiguiente, en las figuras 10, 11 y 12, se muestran respectivamente, con el dimensionamiento definitivo del pórtico que conforma el bloque de salones, las vistas en planta realizadas en AutoCAD de las vigas de fundación (primer nivel), vigas de entrepiso (segundo nivel) y vigas de cubierta, así como las dimensiones de las secciones transversales de las columnas resaltadas de color rojo. Igualmente, se establecen una serie de ejes, tal y como se muestra en las figuras 10, 11 y 12, que permiten identificar a cada una de las vigas y columnas que conforman el sistema aporticado. Es importante aclarar que los nervios mostrados en la figura 11 conforma la losa de entrepiso y no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, por lo que no son analizados en este trabajo. Sin embargo, los nervios de borde descritos anteriormente si hacen parte de este sistema y se pueden identificar en las figuras 10 y 11 como “VF-1.1”, “N – BORDE 1” y “N-BORDE 2”.

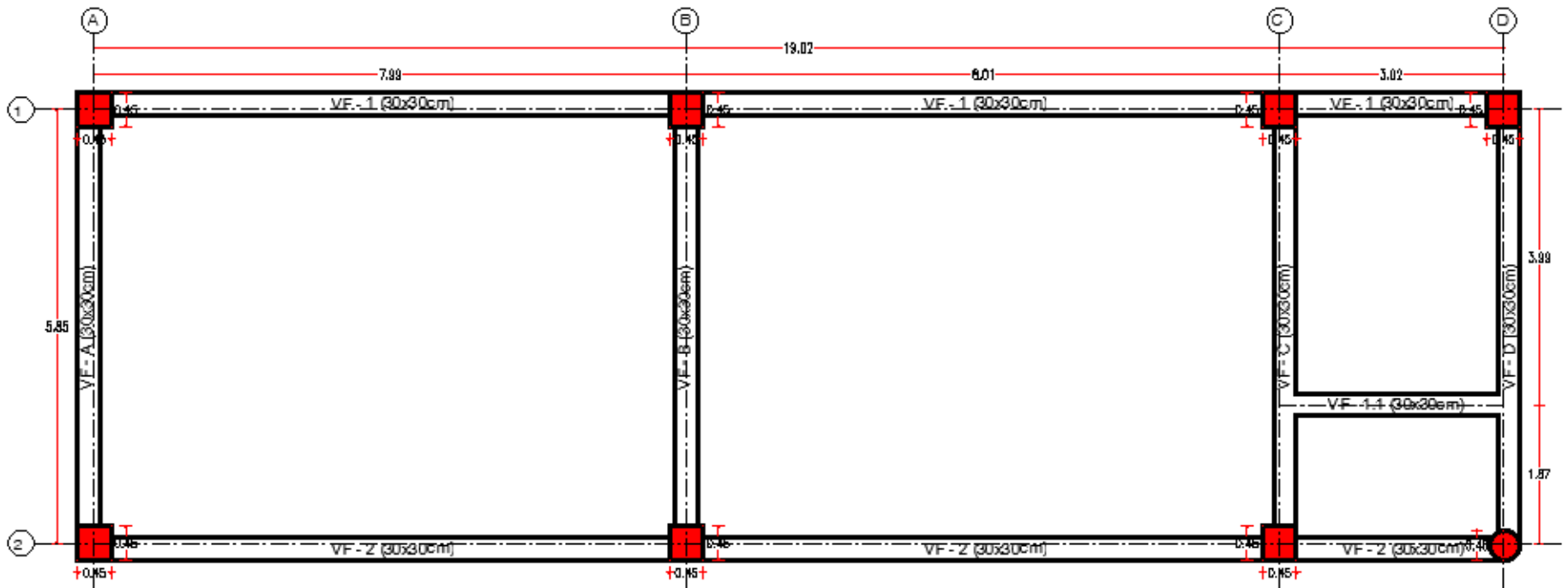


Figura 10. Vista en planta de vigas de fundación (Elaboración propia).

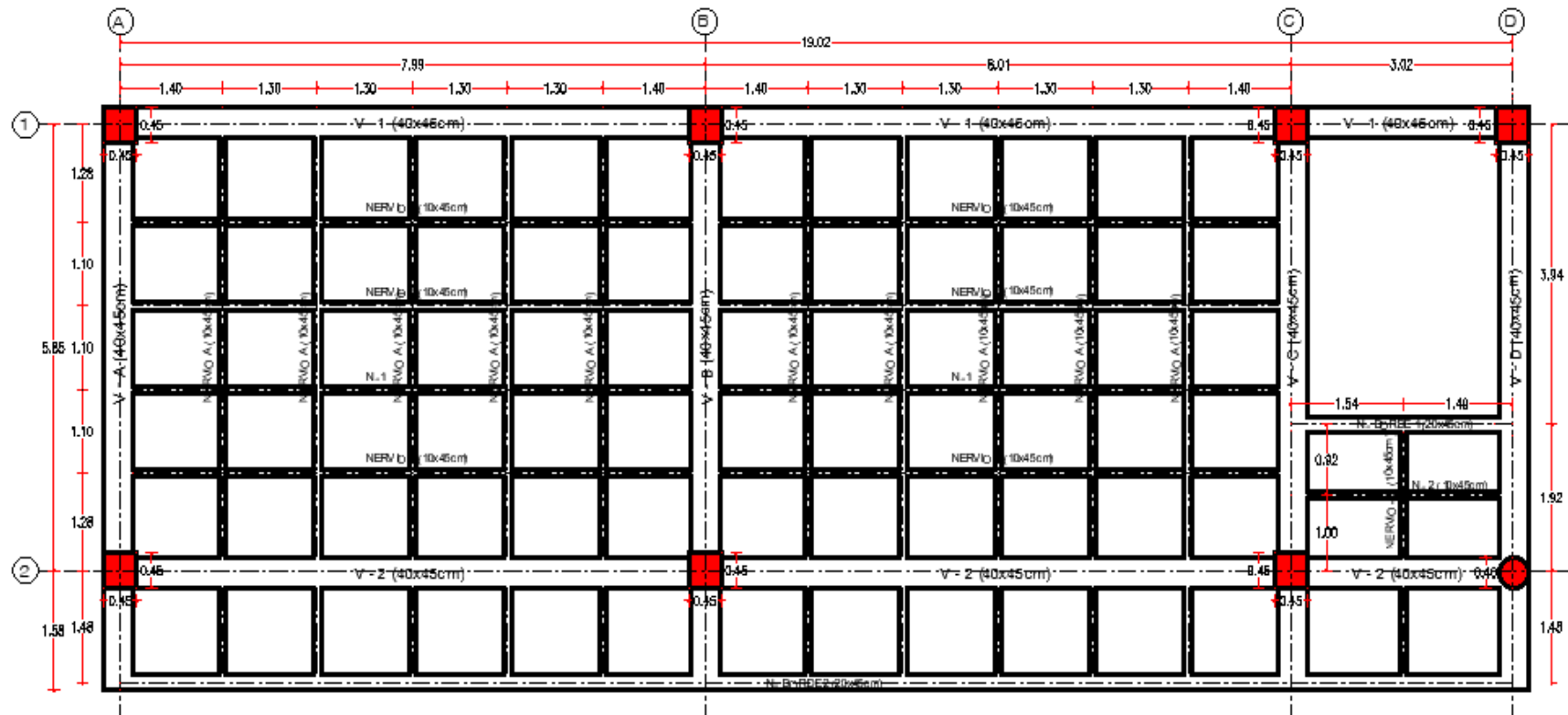


Figura 11. Vista en planta de vigas de entrepiso (Elaboración propia).

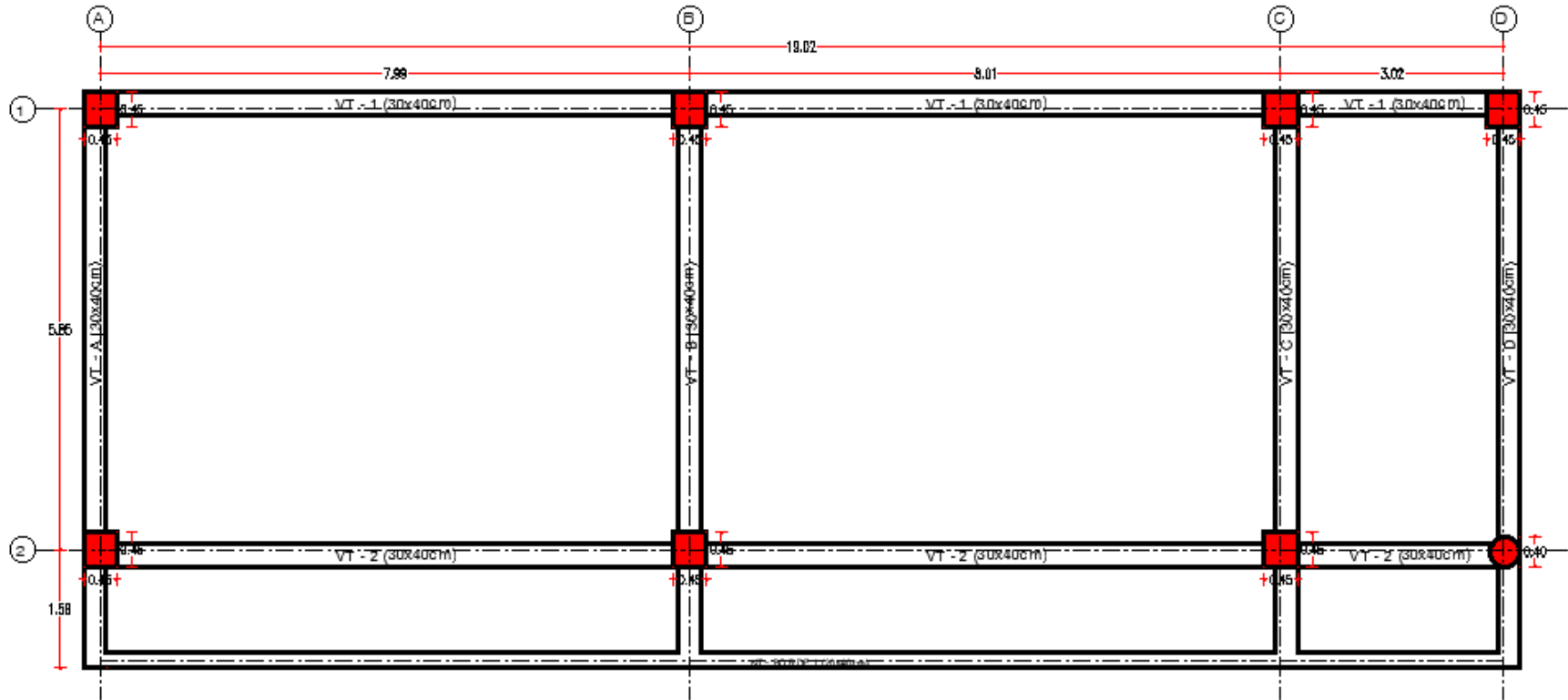


Figura 12. Vista en planta de vigas de cubierta (Elaboración propia).

No obstante, con el fin de ilustrar el proceso de predimensionamiento y su relación con la experiencia profesional, se establecen a continuación las dimensiones de las vigas de fundación y los elementos que conforman el sistema aporticado, siguiendo los requisitos mínimos para su dimensionamiento establecidos en el título C de la norma NSR-10, teniendo en cuenta que la estructura tiene una capacidad de disipación de energía moderada (DMO), tal y como se indica más adelante en la sección 4.5.2 de este trabajo en donde se describe el proceso de evaluación del coeficiente de capacidad de disipación R empleado en el diseño. Es preciso señalar que las dimensiones de la sección transversal de las vigas que se encuentra a la misma altura o nivel son exactamente las mismas para facilitar los procesos constructivos, tal y como se muestra en las tres figuras anteriores. Por lo que estas dimensiones estarán regidas por el caso más desfavorable, es decir, aquel que produzca las dimensiones más elevadas.

- **Vigas de fundación:** de acuerdo con la sección C.15.13.3.1 de la norma NSR-10, las vigas de amarre o fundación deben tener una sección de manera tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz de la viga dividido entre 30 para estructuras DMO, considerando además que el ancho mínimo de cualquier viga debe ser de 20 cm para este tipo de estructuras de acuerdo con C.21.3.4. Por ende, según las tres figuras anteriores, la luz más grande del pórtico es de 8.01 m ubicada entre los ejes verticales B y C, por lo que se define una sección para vigas de fundación de 30x30 cm.
- **Vigas de entrepiso y de cubierta:** estas vigas se dimensionaron de acuerdo con lo indicado en la tabla C.9.5(a) de la NSR-10, en donde se establece la altura mínima que las vigas pueden tener a no ser que el cálculo de las deflexiones de estos elementos indique que puede utilizarse una altura menor sin producir daños a la estructura. En ese orden de ideas, considerando la luz de 7.99 m ubicada entre los ejes A y B y sabiendo que se tiene un solo extremo continuo, se obtiene una sección de 40x45 cm para estas vigas. Sin embargo, debido a las bajas cargas que se presentan en el techo de la estructura, las vigas de cubierta tendrán una sección de

30x40 cm, por lo que es necesario calcular sus deflexiones acuerdo con lo descrito en C.9.5.2.

- **Nervios de borde:** las dimensiones de la sección transversal de los nervios tienen el mismo proceso de cálculo que las vigas de entrepiso y cubierta, sin embargo, el ancho de estos elementos será el mínimo debido a que son elementos que experimentan cargas menores comparadas con las cargas que actúan en las vigas, como se evidencia en la asignación de cargas descrita en la sección 4.4 de este trabajo, así, la sección de los nervios es de 20x45 cm.
- **Columnas:** a pesar de que la dimensión menor de la sección transversal está determinada por lo descrito en C.21.3.5.1, debido a que las columnas son elementos fundamentales para dar estabilidad a la estructura y a que deben tener una resistencia mayor que las vigas puesto que se encuentran sometidas tanto a cargas de compresión como a cargas de flexión, se opta por establecer una sección transversal para las columnas rectangulares de 45x45 cm y para la columna circular una sección con un diámetro de 40 cm.

Por su parte, para obtener las dimensiones de las zapatas se deben emplear las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo mostradas en la figura 6 de acuerdo con lo indicado en la sección A.3.7.2 de la NSR-10, por lo que su proceso de dimensionamiento se muestra en el Análisis de Resultados.

4.3.3 Especificaciones de acero de refuerzo

En esta parte, se citan los requisitos mínimos descritos en el título C del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el diseño del refuerzo a flexión, compresión y fuerzas cortantes de los elementos del pórtico analizado en este trabajo. Por lo tanto, en primer lugar, siguiendo lo decretado en C.7.7.1, es importante indicar que el recubrimiento para el refuerzo en los elementos de concreto que se encuentren en contacto permanente con el suelo no

debe ser menor a 75 mm; como vigas de fundaciones y cimentaciones, y aquel refuerzo presente en los elementos de concreto que están expuestos a la intemperie o que no tienen contacto directo con el suelo, deben tener un recubrimiento de 50 mm o 40 mm para refuerzo longitudinal o transversal respectivamente. Además, de acuerdo con lo indicado en C.21.3.4.6 y C.21.3.5.8, el refuerzo transversal mínimo dispuesto para vigas (incluyendo vigas de fundación), nervios y columnas del pórtico de análisis debe tener un diámetro de 3/8”.

Para el caso de diseño de vigas de fundación, que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, se utiliza el criterio dispuesto en la sección A.3.6.4.2 para determinar su refuerzo longitudinal, especificando que estos elementos se diseñan para soportar fuerzas a tensión y compresión. Así, teniendo en cuenta que en vigas de fundación se emplean estribos cerrados, se utiliza la ecuación descrita en C.10.3.6.2 para su refuerzo longitudinal y se considera lo indicado en C.15.13.4 para determinar la distribución de su refuerzo transversal. Por otro lado, para la determinación del refuerzo longitudinal a flexión de vigas y nervios, se deben considerar los límites de cuantía establecidos en C.21.3.4.3. Además, la determinación de este refuerzo está regida por la distribución rectangular de esfuerzos equivalente definida por Whitney en 1930 y descrita por medio de la Ecuación 1.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right) \quad \text{Ecuación 1}$$

Como se indica en C.9.3.2.1, en los elementos controlados por tracción como las vigas aéreas y los nervios del pórtico, el valor del factor de reducción de resistencia (ϕ) debe ser igual a 0.9. Además, ϕM_n equivale al momento de diseño de una viga, el cual se iguala a los valores máximos hallados en los diferentes diagramas de momento que describen las cargas a flexión que actúan a lo largo de su longitud, generados por las combinaciones de carga de diseño establecidas en la sección 4.4.2 de este trabajo. En consecuencia, de la ecuación 1 se puede determinar el acero que actúa a flexión A_s requerido en la viga.

Igualmente, la disposición o distribución del refuerzo a cortante de estos elementos obedece lo establecido en C.21.3.4.6 y C.21.3.4.8, considerando que las fuerzas cortantes mayoradas (V_u) correspondientes a los valores de los diagramas de cortante generados por las combinaciones de carga de diseño que experimenta una determinada viga, deben ser menor o igual, en cualquier punto sobre la longitud de la viga, a la resistencia a cortante de diseño (ϕV_n) obtenida por medio de la Ecuación 2 en función de los espaciamientos entre estribos (s) determinados. Cabe destacar que, si este espaciamiento no cumple con la condición descrita anteriormente, este se debe reducir de tal manera que la condición se satisfaga o se debe aumentar el diámetro del refuerzo transversal, además, el factor de reducción de resistencia ϕ para elementos sometidos a fuerzas cortantes debe ser igual a 0.75 de acuerdo con C.9.3.2.3.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi 0.17 \sqrt{f'_c} b d + \frac{\phi A_{vt} f_{yt} d}{s} \quad \text{Ecuación 2}$$

Por su parte, el diseño de las columnas a flexión y compresión se realizará por medio del análisis del diagrama de interacción obtenido por medio del software spColumn, en relación con las cargas que actúan sobre las columnas. Además, se debe tener en cuenta que la cuantía del refuerzo longitudinal debe estar entre el rango dado en C.21.3.5.2 en función del área bruta de la sección transversal de la columna A_g . En cuanto a su refuerzo transversal, se debe obedecer a lo estipulado en C.21.3.5.6 y C.21.3.5.11, en donde se establece, respectivamente, cómo deben distribuirse los estribos en los extremos de las columnas, en su parte central. Igualmente, de manera similar al diseño para fuerzas cortantes en vigas, se debe verificar que los espaciamientos entre estribos (s) permitan satisfacer que ϕV_n sea mayor o igual a V_u , donde ϕV_n se determina mediante la Ecuación 3 para el caso de columnas sometidas a compresión. Es importante resaltar que, para el caso de la columna circular presente en el pórtico de los salones, el valor de b corresponde al diámetro de la columna y d a 0.80 veces el valor de b , tal y como se especifica en C.11.2.3, y el área bruta de la sección de concreto (A_g) se estima como el producto de estos dos parámetros.

$$\phi V_n = \phi 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d + \frac{\phi A_{vt} f_{yt} d}{s} \quad \text{Ecuación 3}$$

A su vez, la longitud de los ganchos, el espaciamiento límite de las barras, la longitud de desarrollo y los empalmes del refuerzo de vigas (incluyendo las de fundación) y columnas, se determinan mediante lo indicado en las secciones C.7.1, C.7.6, C.12.2 y C.12.15 respectivamente. Es importante resaltar que las columnas, a pesar de ser elementos que soportan cargas axiales a compresión, pueden existir momentos en sus secciones transversales generados por las diferentes combinaciones de carga de diseño que conlleven a que estas secciones sean controladas por fuerzas de tracción, por esta razón, para estimar la longitud de desarrollo y los empalmes por traslape de su refuerzo, se considera que este está siendo controlado por fuerzas de tracción, tal y como se indica en C.21.3.5.3.

En cuanto a las cimentaciones, debido a que la verificación de su diseño estará determinada por su modelamiento en GEO5, solo es necesario establecer que, según el apartado C.15.7, su altura mínima sobre el refuerzo inferior no debe ser menor a 15 cm sabiendo que estas estarán apoyadas sobre suelo y que no contarán con refuerzo transversal puesto que se diseñan para que el concreto soporte por sí solo los esfuerzos cortantes. Finalmente, se procede a realizar el modelamiento de la estructura en el programa de diseño Ram Advanse 9.5, cuyo resultado se muestra en la figura 13, considerando los materiales, las secciones y la forma en que se dispondrá el acero en los elementos que componen el pórtico, definidos anteriormente en esta sección.

Es preciso señalar que las superficies mostradas en el entrepiso y la cubierta deben generarse para que el programa pueda distribuir las presiones que actúan sobre ellas en las vigas y columnas que conforman el pórtico, y establecer que estas superficies se comportan como diafragmas rígidos. Igualmente, en la figura 13 se puede notar que las vigas de fundación no se consideran en el modelamiento debido a que estas no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y, además, es importante destacar para análisis posteriores que en la parte inferior de la figura se muestra el sistema de referencia global del pórtico, en donde las direcciones principales en planta son los ejes “x” y “z”.

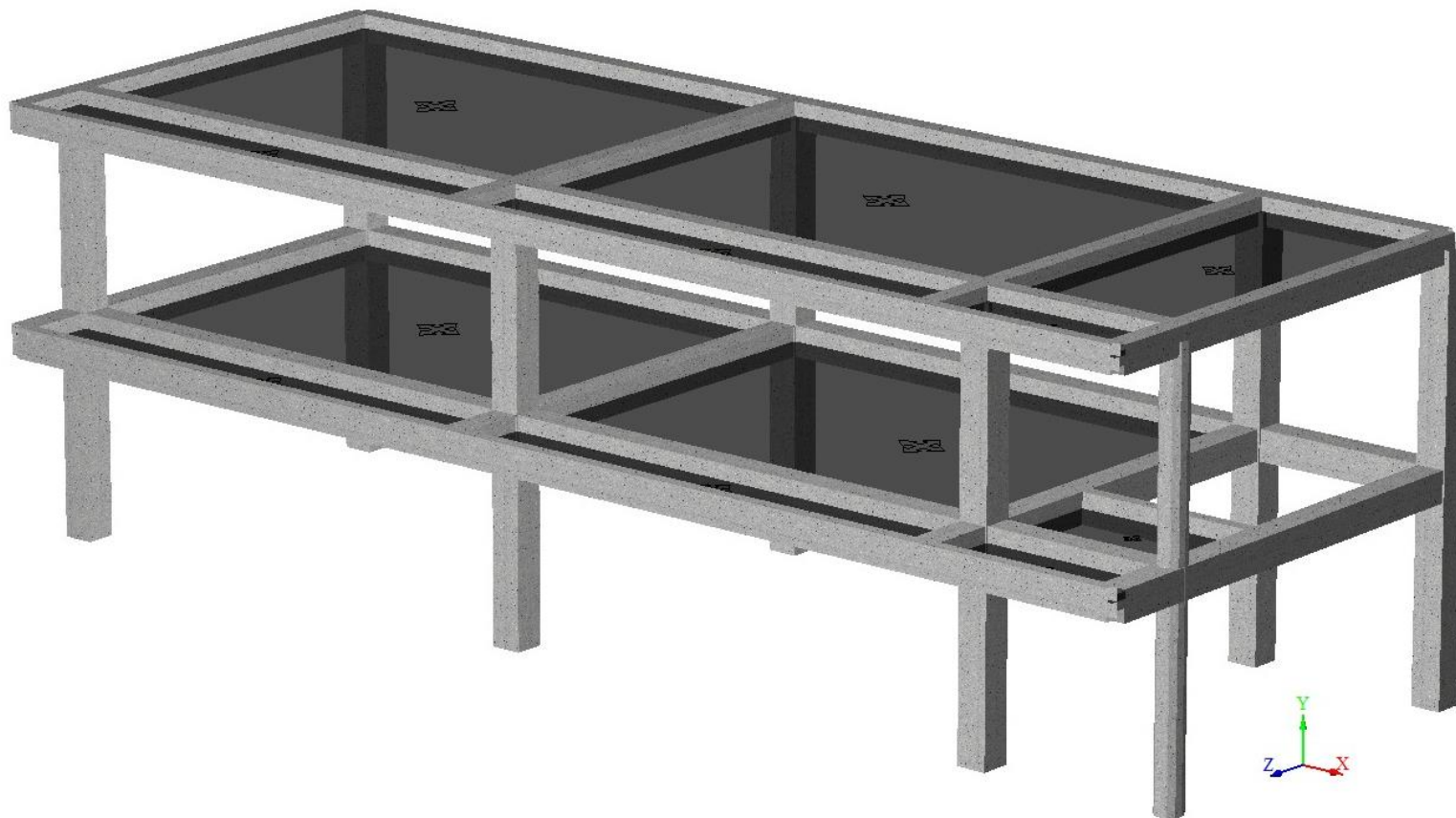


Figura 13. Modelo 3D del pórtico generado en Ram Advanse 9.5 (Elaboración propia).

4.4 Cargas y combinaciones de carga para el diseño de elementos y análisis estructural

4.4.1 Determinación de cargas actuantes en la estructura

Una parte fundamental para determinar las fuerzas y momentos actuantes en los elementos que conforman el sistema de resistencia sísmica en el software Ram Advance 9.5 consiste en introducir en este programa las cargas vivas; producidas por fenómenos naturales y por el uso y ocupación de la edificación, y las cargas muertas; generadas por el peso propio de los elementos que conforman el sistema estructural, los muros divisorios y de fachada, la losa de entrepiso, las escaleras y el peso de la cubierta. Por lo tanto, a continuación se establecen los valores de estas cargas determinadas de acuerdo con los capítulos B.3 y B.4 de la norma NSR-10, y los pesos que resultan de evaluaciones analíticas considerando las especificaciones de los materiales dadas por los fabricantes.

- Los pesos de los elementos estructurales por metro lineal considerando la densidad del concreto reforzado definida en la sección 4.3.1 de este trabajo y las dimensiones establecidas en la sección 4.3.2 son los siguientes:

Columnas:	$0.45 \times 0.45 \times 2400 = 486 \text{ kg/m}$
Vigas de entrepiso:	$0.40 \times 0.45 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$
Nervios de losa:	$0.10 \times 0.45 \times 2400 = 108 \text{ kg/m}$
Nervios de borde:	$0.20 \times 0.45 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}$
Vigas de cubierta:	$0.30 \times 0.40 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$

Los nervios de la losa nervada mostrados en la figura 11, a pesar de no ser parte del sistema de resistencia sísmica, son indispensables para determinar el peso de la losa de entrepiso que será transmitido a las vigas y columnas del pórtico.

- Por otra parte, se debe obtener la carga total muerta que actúa sobre la losa del segundo nivel por metro cuadrado e introducirla en el programa para generar las

cargas por metro lineal mostradas en la figura 14 que actúan en las vigas de entrepiso. Aquí también deben incluirse las cargas que generan las escaleras sobre el nervio de borde en que se apoyan y las cargas de los muros de mampostería en el vacío de las escaleras. Por lo tanto, se muestra a continuación los pesos por metro cuadrado de los elementos y partes de la losa que permiten establecer la carga total que soporta la misma.

Peso loseta:	168kg/m ²
Peso de nervios:	126 kg/m ²
Cielo falso e instalaciones:	20 kg/m ²
Acabados:	120 kg/m ²
Particiones y fachada:	300 kg/m ²
Instalaciones eléctricas y sanitarias:	30 kg/m ²
Carga total de losa:	764 kg/m ² (7.50 KN/m ²)

- También, se presentan las cargas muertas estimadas que actúan en la cubierta, teniendo en cuenta las especificaciones del fabricante del tipo de teja a utilizar que, de acuerdo con la propuesta arquitectónica, se trata de una teja termoacústica sencilla de 2.5 mm.

Teja:	10 kg/m ²
Cielo falso:	20 kg/m ²
Instalaciones eléctricas y sanitarias:	15 kg/m ²
Peso correas y estructura metálica:	45 kg/m ²
Muros cuchilla con relleno cada 1.2 metros:	170 kg/m ²

Igualmente, de acuerdo con el perfil izquierdo de la estructura ilustrado en la figura 7, los muros cuchillas que soportan la cubierta tienen una forma triangular y solo actúan sobre las vigas A, B, C y D, tal y como se muestra en la figura 15,

considerando que la carga mostrada anteriormente para estos muros se da por metro cuadrado de superficie vertical. Asimismo, los pesos de las tejas, las correas y la estructura metálica que soporta la cubierta también actúan solo sobre las vigas ya mencionadas, por lo que las únicas cargas que se distribuyen en todos los elementos de la cubierta son aquellas generadas por el cielo falso y las instalaciones eléctricas y sanitarias.

En cuanto a las cargas vivas, se despreciarán los efectos producidos por el viento y no se aplicarán las cargas de granizo debido a que según lo indicado en la sección B.4.8.3.2 de la NSR-10, el municipio de Remedios no se ubica a más de 2000 metros de altura sobre el nivel del mar. De este modo, las cargas uniformemente distribuidas impuestas en el entrepiso y en la cubierta del pórtico, presentadas en las figuras 16 y 17 de acuerdo con lo modelado en Ram Advanse 9.5, son las siguientes:

Salones de clase (Tabla B.4.2.1-1):	200 kg/m ²
Escaleras y zonas de circulación (Tabla B.4.2.1-1):	500 kg/m ²
Cubierta (Tabla B.4.2.1-2):	50 kg/m ²

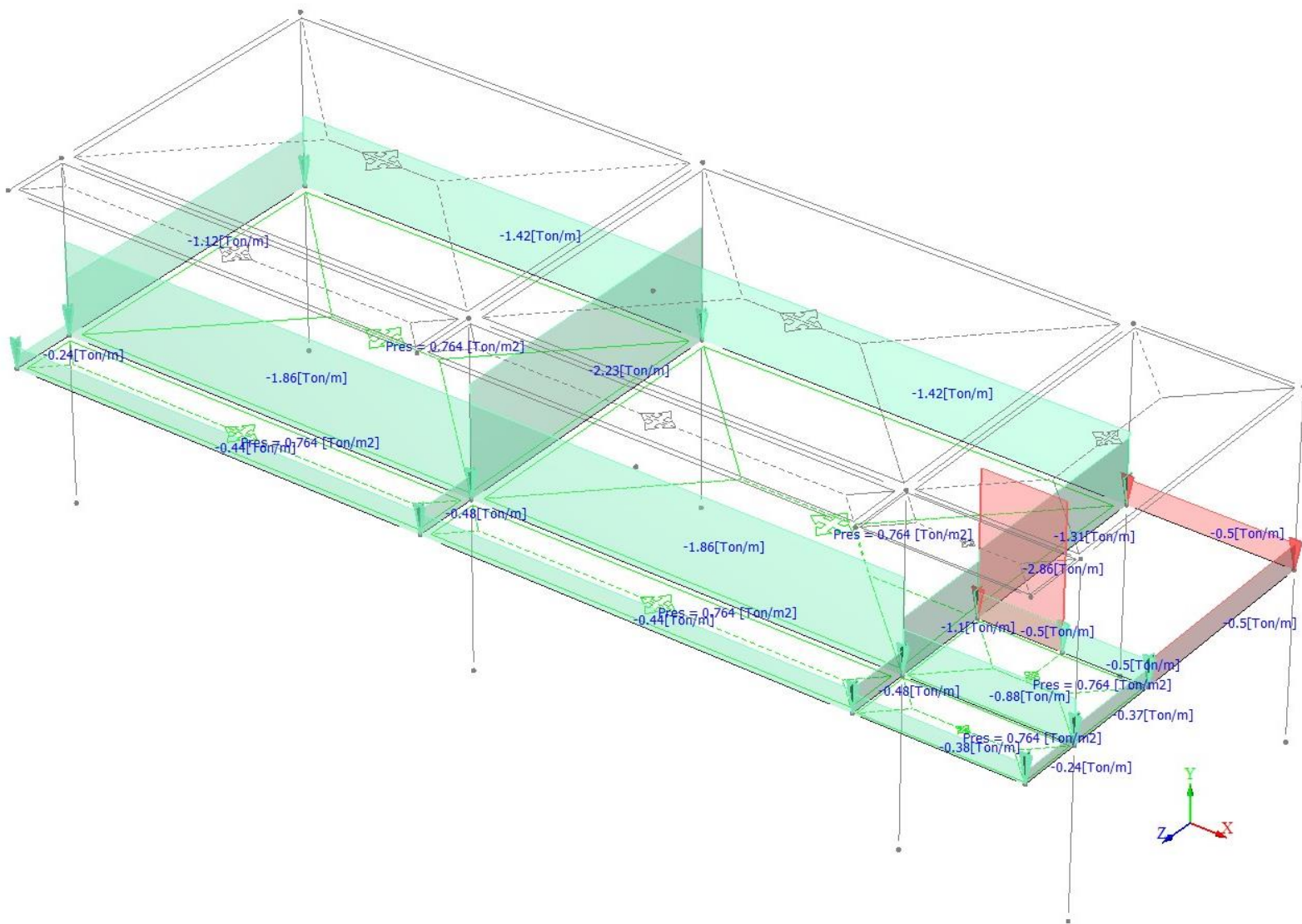


Figura 14. Cargas muertas por metro lineal que actúan en elementos de entrepiso (Elaboración propia).

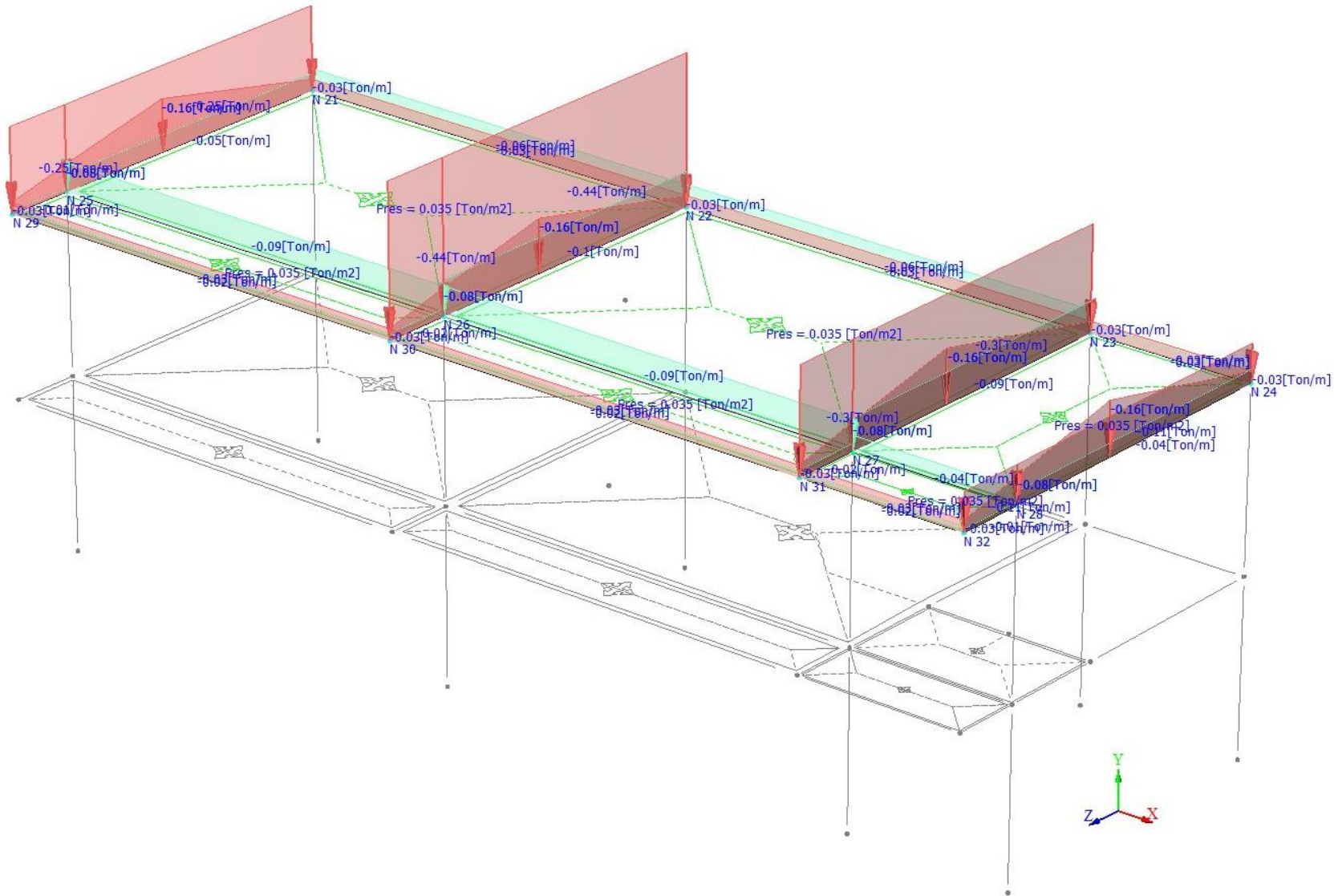


Figura 15. Cargas muertas por metro lineal que actúan en elementos de cubierta (Elaboración propia).

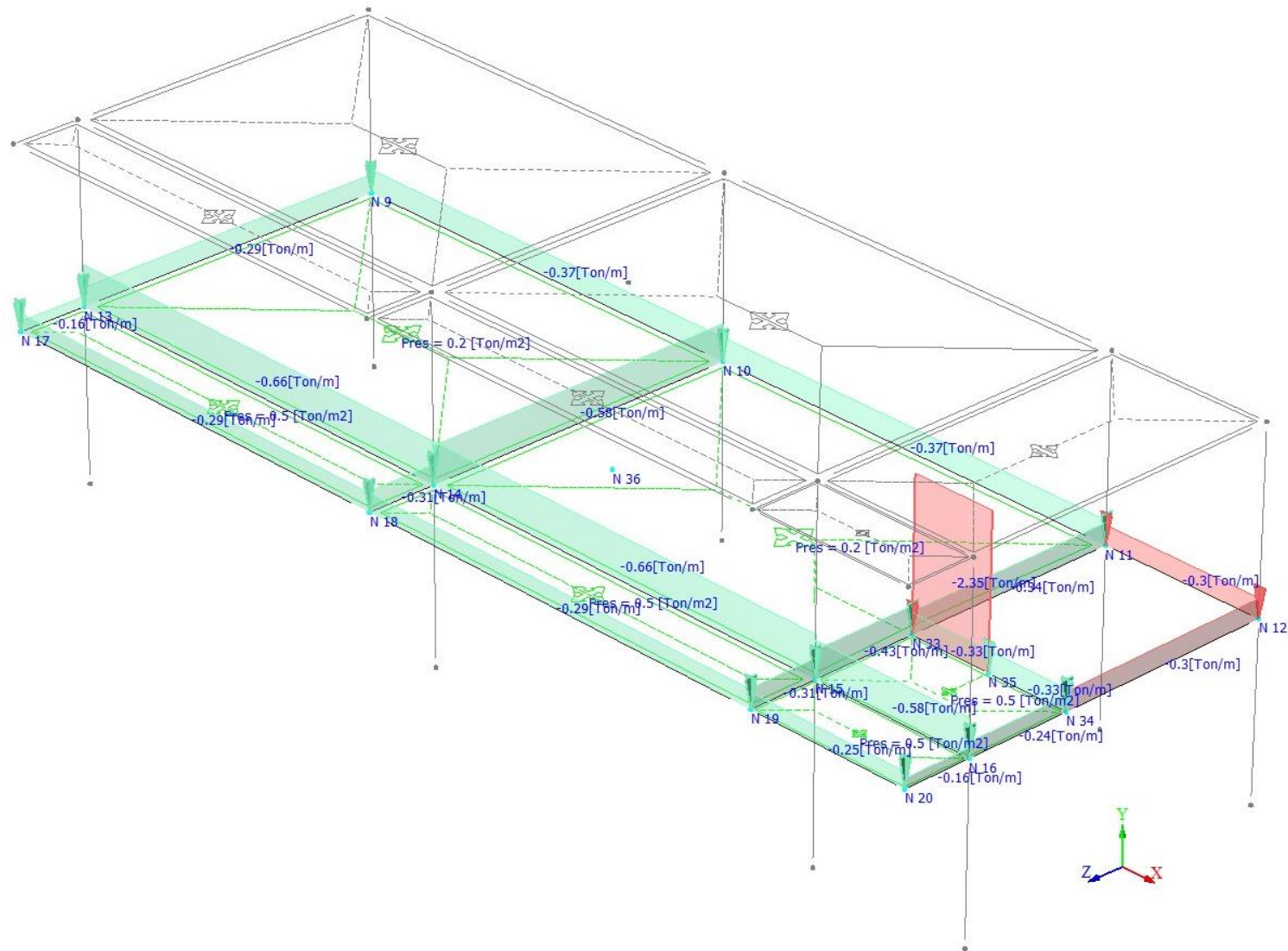


Figura 16. Cargas vivas por metro lineal que actúan en elementos de entrepiso (Elaboración propia).

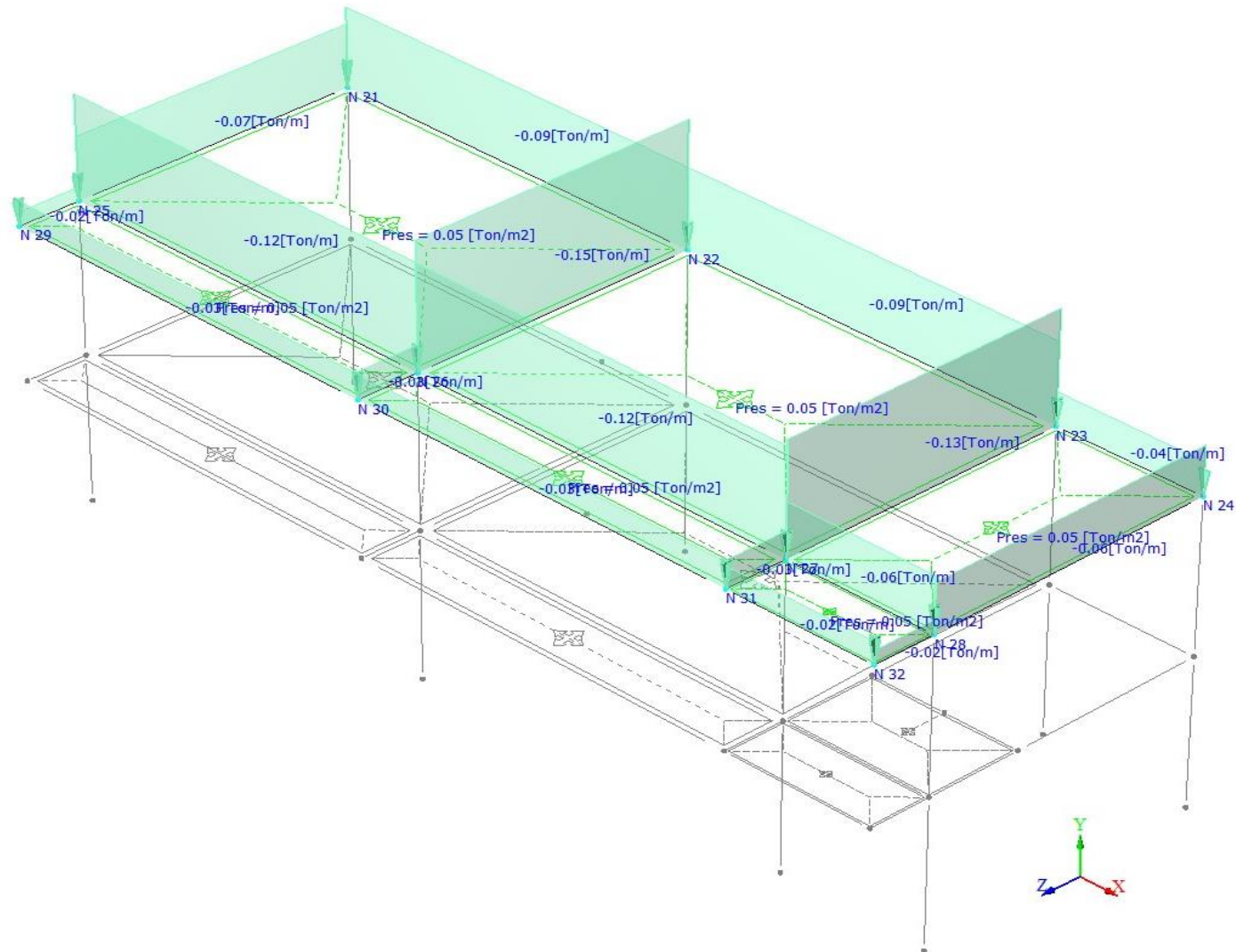


Figura 17. Cargas vivas por metro lineal que actúan en elementos de cubierta (Elaboración propia).

4.4.2 Combinaciones de carga para diseño de elementos y verificaciones de derivas

En esta sección se presentan las combinaciones de carga para el diseño de cimentaciones y elementos estructurales del pórtico, al igual que las combinaciones necesarias para realizar el análisis de derivas. Es importante resaltar que, atendiendo a las combinaciones de cargas dadas en las figuras 5 y 6, las cargas producidas por el peso y presión de fluidos (F), los cambios de temperatura (T), el empuje lateral de suelos y agua freática (H), el empozamiento de agua en cubiertas (L_c), el granizo (G) y el viento (W) son descartas para el análisis estructural del sistema aporticado dado que no tienen ninguna influencia sobre la estructura o su valor puede ser despreciado. En ese sentido, de acuerdo con lo indicado en el marco teórico en la figura 5, las combinaciones de cargas para el diseño de vigas, nervios de borde, columnas y cimentaciones se presentan en la tabla 5, tomando en consideración los efectos sísmicos ortogonales suponiendo la acción simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una de las direcciones principales en planta y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular, conforme a lo descrito en el apartado A.3.6.3 de la NSR-10.

Tabla 5. *Combinaciones de carga para el diseño de elementos estructurales y cimentaciones (Elaboración propia).*

Nomenclatura	Combinaciones
C1	$1.4D1+1.4D2+1.4D3$
C2	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+1.6L+0.5L_r$
C3	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+1.6L_r$
C4	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+0.5L_r$
C5	$0.9D1+0.9D2+0.9D3$
C6	$0.9D1+0.9D2+0.9D3+E_x+0.3E_z$
C7	$0.9D1+0.9D2+0.9D3-E_x-0.3E_z$
C8	$0.9D1+0.9D2+0.9D3+0.3E_x+E_z$
C9	$0.9D1+0.9D2+0.9D3-0.3E_x-E_z$
C10	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+E_x+0.3E_z$
C11	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-E_x-0.3E_z$
C12	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+0.3E_x+E_z$
C13	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-0.3E_x-E_z$

Los valores de D1, D2 y D3 corresponde respectivamente al peso propio muerto de la estructura, las cargas muertas que actúan en los elementos de entrepiso y las cargas muertas sobre la cubierta. Por su parte, las variables L y L_r representan las cargas vivas sobre el entrepiso y la cubierta, mientras que las fuerzas sísmicas reducidas de diseño en dirección de “x” y “z” se denotan por medio de E_x y E_y , sabiendo que $E_x = F_x/R$ y $E_y = F_y/R$. Es preciso señalar que el proceso para calcular el valor de R y poder determinar estas dos fuerzas sísmicas se describe en la sección 4.5.2 de este trabajo. Por su parte, las combinaciones de carga necesarias para realizar el análisis y cálculo de derivas se ilustran en la tabla 6, las cuales equivalen a las mismas combinaciones mostradas en la tabla 5 que involucren fuerzas sísmicas, haciendo la salvedad de que las derivas deben verificarse para las fuerzas sísmicas F_s sin ser divididas por el factor R, tal y como ya se había mencionado anteriormente.

Tabla 6. *Combinaciones de carga para el análisis de derivas (Elaboración propia).*

Nomenclatura	Combinaciones
C14	$0.9D1+0.9D2+0.9D3+F_x+0.3F_z$
C15	$0.9D1+0.9D2+0.9D3-F_x-0.3F_z$
C16	$0.9D1+0.9D2+0.9D3+0.3F_x+F_z$
C17	$0.9D1+0.9D2+0.9D3-0.3F_x-F_z$
C18	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+F_x+0.3F_z$
C19	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-F_x-0.3F_z$
C20	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+0.3F_x+F_z$
C21	$1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-0.3F_x-F_z$

Finalmente, para determinar el dimensionamiento de las zapatas que conforman la cimentación de la estructura considerando la capacidad admisible del suelo indicada en la tabla 4 en función de la profundidad de desplante, se deben emplear las combinaciones de carga mostradas en la figura 6 de acuerdo con lo descrito en el ítem b de la sección A.3.7.2 de la NSR-10. Por consiguiente, en la tabla 7 se ilustran las combinaciones de carga para la obtención de las dimensiones de las zapatas, tomando también en consideración el efecto perpendicular de las cargas sísmicas.

Tabla 7. *Combinaciones de carga para el dimensionamiento de zapatas (Elaboración propia).*

Nomenclatura	Combinaciones
C22	$D1+D2+D3+L$
C23	$D1+D2+D3$
C24	$D1+D2+D3+0.75L+0.75L_r+0.75(0.7E_x)+0.75(0.21E_y)$
C25	$D1+D2+D3+0.75L+0.75L_r-0.75(0.7E_x)-0.75(0.21E_y)$
C26	$D1+D2+D3+0.75L+0.75L_r+0.75(0.21E_x)+0.75(0.7E_y)$
C27	$D1+D2+D3+0.75L+0.75L_r-0.75(0.21E_x)-0.75(0.7E_y)$
C28	$D1+D2+D3+0.7E_x+0.21E_y$
C29	$D1+D2+D3-0.7E_x-0.21E_y$
C30	$D1+D2+D3+0.21E_x+0.7E_y$
C31	$D1+D2+D3-0.21E_x-0.7E_y$

4.5 Análisis dinámico elástico espectral

Para que el software Ram Advanse 9.5 pueda realizar el análisis estructural teniendo en cuenta los efectos sísmicos que actúan en la estructura estimados mediante el método de análisis dinámico espectral, es indispensable añadir al programa las características sísmicas del lugar representadas por medio del espectro elástico de aceleraciones descrito por los parámetros mostrados en la figura 2, cuyos valores se darán en esta sección. De igual forma, se establecerá el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía a emplear en el diseño y se describirán los demás requerimientos para que el proceso del método mostrado en el Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10 en A.5.4.1 se realice de forma adecuada.

4.5.1 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño

Sabiendo que el proyecto del bloque de salones se encuentra en el municipio de Remedios, se identifica en primer lugar en qué zona de amenaza sísmica se encuentra para establecer los valores de A_a y A_v . Posterior a ello, es posible calcular los valores de F_a y F_v sabiendo que el perfil del suelo es tipo E según las características del suelo presentadas en el apartado 4.2. Igualmente, debido a que la estructura se considera como una edificación de atención a la comunidad puesto

que corresponde a un centro educativo, se toma un coeficiente de importancia I de 1.25. De esta manera, el Espectro de Aceleraciones se ilustra en la figura 18 teniendo en cuenta un rango entre periodos de 0.5 segundos, tal y como se muestra en la tabla 8. Además, la información de los parámetros para su determinación se muestra en la tabla 9. Así, una vez se cuenta con el Espectro Elástico de Aceleraciones, este puede ser insertado en el modelamiento de la estructura dentro del programa Ram Advanse 9.5 ingresando los valores de la tabla 8 para obtener de esta manera los modos de vibración con apoyo del programa siguiendo lo indicado en la NSR-10 en A.5.4.2.

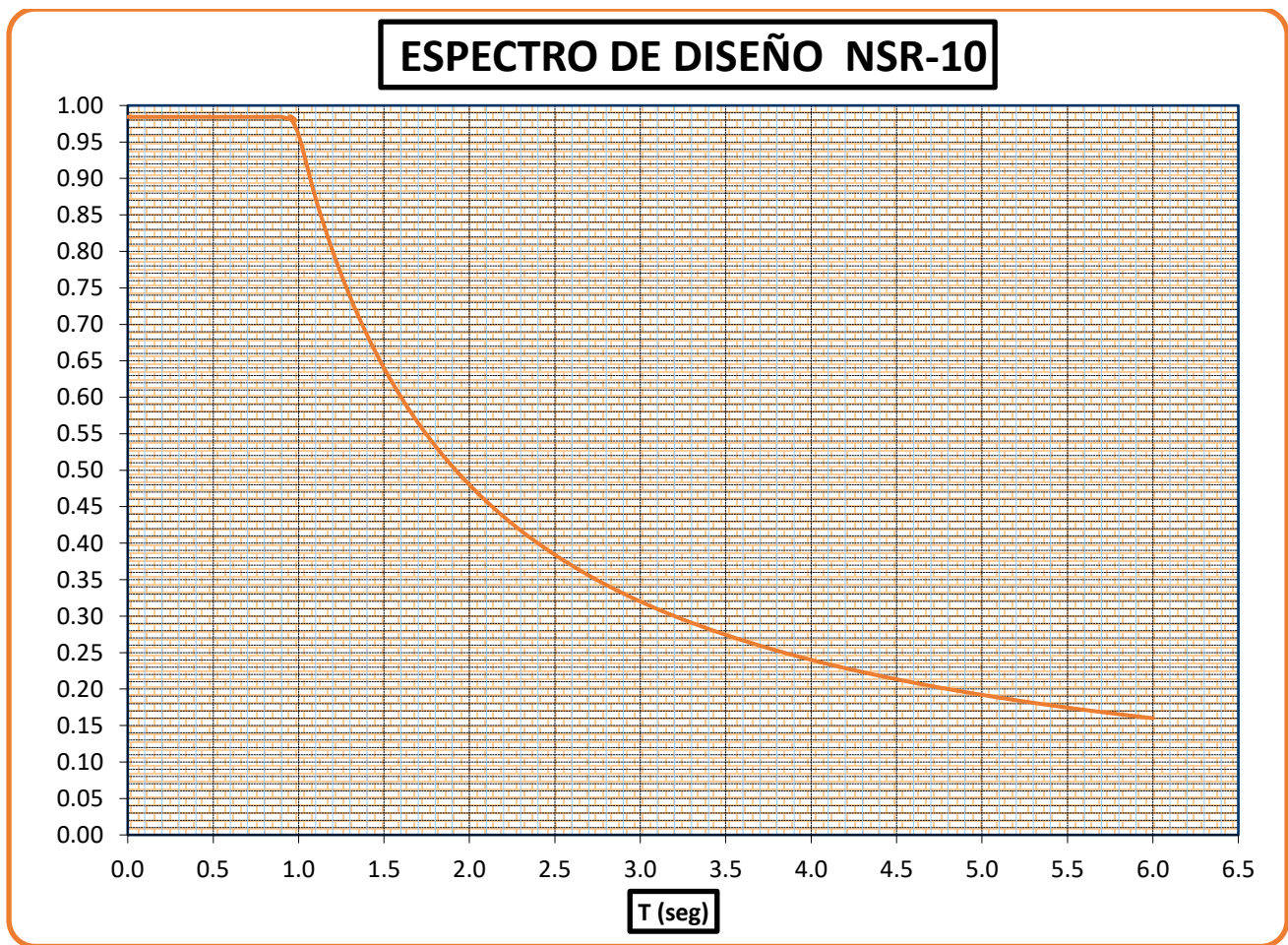


Figura 18. Espectro Elástico de Aceleraciones para la estructura (Elaboración propia).

Tabla 8. *Valores de periodos para estimación del Espectro (Elaboración propia).*

T (seg)	Sa (g)		
0.00	0.984	2.50	0.384
0.05	0.984	2.60	0.369
0.10	0.984	2.70	0.356
0.15	0.984	2.80	0.343
0.20	0.984	2.90	0.331
0.25	0.984	3.00	0.320
0.30	0.984	3.10	0.310
0.35	0.984	3.20	0.300
0.40	0.984	3.30	0.291
0.45	0.984	3.40	0.282
0.50	0.984	3.50	0.274
0.55	0.984	3.60	0.267
0.60	0.984	3.70	0.259
0.65	0.984	3.80	0.253
0.70	0.984	3.90	0.246
0.75	0.984	4.00	0.240
0.80	0.984	4.10	0.234
0.85	0.984	4.20	0.229
0.90	0.984	4.30	0.223
0.98	0.980	4.40	0.218
0.95	0.984	4.50	0.213
1.00	0.960	4.60	0.209
1.10	0.873	4.70	0.204
1.20	0.800	4.80	0.200
1.30	0.738	4.90	0.196
1.40	0.686	5.00	0.192
1.50	0.640	5.10	0.188
1.60	0.600	5.20	0.185
1.70	0.565	5.30	0.181
1.80	0.533	5.40	0.178
1.90	0.505	5.50	0.175
2.00	0.480	5.60	0.171
2.10	0.457	5.70	0.168
2.20	0.436	5.80	0.166
2.30	0.417	5.90	0.163
2.40	0.400	6.00	0.160

Tabla 9. *Parámetros para la determinación del Espectro (Elaboración propia).*

PARÁMETROS PARA DETERMINACIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA	
Municipio	Remedios
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Aa (aceleración horizontal pico efectiva)	0.15
Av (velocidad horizontal pico efectiva)	0.20
Tipo de Perfil de suelo	E
Fa (Factor de amplificación para periodos cortos)	2.1
Fv (Factor de amplificación para peiodos intermedios)	3.2

4.5.2 Evaluación del coeficiente de capacidad de disipación R empleado en el diseño

Como se mencionó en el marco teórico y como se evidencia en la sección 4.4.2 de este trabajo, para las combinaciones de carga que impliquen sismos, se debe contar con un coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño (R) con el fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño E_x y E_y empleadas en estas combinaciones. Este valor R es fundamental para desarrollar el análisis de las derivas y realizar el ajuste de la cortante dinámica basal descrito en la sección 4.5.3 de este trabajo, puesto que ayuda a definir si la estructura es regular o irregular. Así, este coeficiente depende de cuatro variables: el coeficiente de disipación de energía básico (R_0), el coeficiente por ausencia de redundancia (Φ_r), el parámetro de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura (Φ_a) y el parámetro de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en plata (Φ_p).

Ahora, teniendo en cuenta que la estructura de análisis es un pórtico de concreto reforzado, el valor del coeficiente de disipación de energía básico (R_0) se estima a partir de la tabla A.3-3 de la NSR-10. Así, sabiendo que el bloque de salones se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia, se opta por emplear un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO), ya que este tipo de sistema de resistencia sísmica es el más adecuado para estas zonas de amenaza sísmica buscando una estructura más económica pero que a la vez su respuesta ante eventos sísmicos sea adecuada. Por lo tanto, el valor de R_0 tendrá un valor de 5.0.

Por su parte, el valor del coeficiente por ausencia de redundancia (Φ_r) se determina de acuerdo con lo descrito en A.3.3.8.2. En ese sentido, en consideración con lo enunciado en el inciso (c) de dicha sección, si una conexión viga-columna del pórtico falla, se estaría perdiendo aproximadamente un 50% de la resistencia a los efectos sísmicos puesto que las vigas de los ejes A, B, C y D del pórtico del bloque de salones evidenciadas en las figuras 10, 11 o 12 no cuentan con un apoyo adicional que permita redistribuir de forma adecuada los esfuerzos en tal caso que una conexión viga-columna falle. En consecuencia, el valor del coeficiente por ausencia de redundancia Φ_r debe ser de 0.75. Por su parte, los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en planta y altura, Φ_p y Φ_a , se determinan a partir de lo mostrado en las figuras 19 y 20 respectivamente. Es preciso señalar que, en cuanto a estos dos coeficientes, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidades en altura y/o en planta, se deben aplicar los menores valores de estos coeficientes determinados para la edificación.

Así, en primera instancia, sabiendo que el pórtico bajo estudio se diseña empleando diafragmas rígidos, es necesario establecer si en la estructura existe irregularidad torsional o irregularidad torsional extrema calculadas por medio de lo mostrado en la primera fila de la figura 19 y descritas en la Tabla A.3-6 de la NSR-10. En consecuencia, para identificar la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura (Δ_1) estimada en una de las dos direcciones principales en planta y relacionarla con la deriva (Δ_2); calculada de forma paralela a Δ_1 y ubicada en el extremo de la estructura perpendicular a la dirección de Δ_1 , se debe realizar un análisis de derivas en los extremos del entrepiso y la cubierta del pórtico a partir de los desplazamientos generados por las combinaciones de carga correspondientes al cálculo de derivas sin que los efectos sísmicos se vean afectados por un ajuste de la cortante dinámica basal, debido a que aún no se conoce con precisión si la estructura es regular o irregular.

Por lo tanto, en la figura 21 se presenta la numeración de los nudos en los extremos del entrepiso y cubierta de la estructura, resaltando que los nudos de la base se encuentran fijos y por ende no tienen ningún tipo de desplazamiento, lo cual lleva a concluir que las traslaciones o desplazamientos en “x” y “z” de los nudos 9, 12, 17 y 20 corresponden a las propias derivas en

esos extremos. Asimismo, los desplazamientos de estos nudos para el análisis de irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema se encuentran en el Anexo 1 de este trabajo.

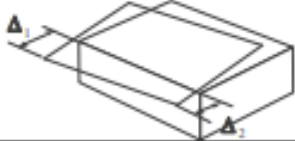
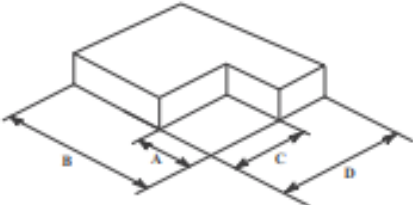
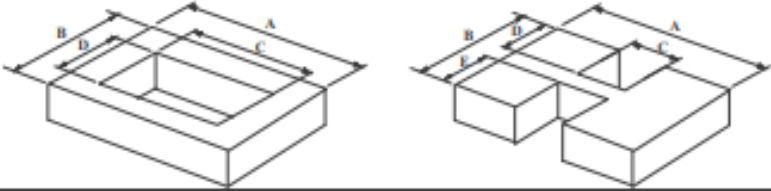
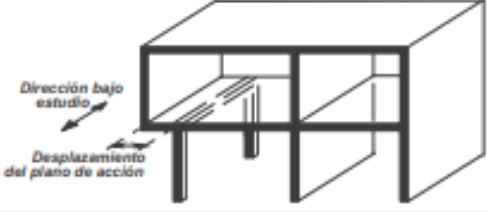
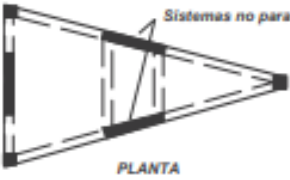
<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> 	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$</p> <p>1) $C \times D > 0.5 A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$</p> 	
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$</p> 	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$</p> 	

Figura 19. Irregularidades en planta (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

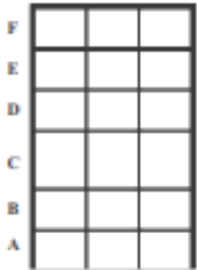
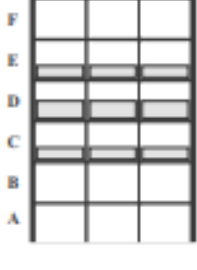
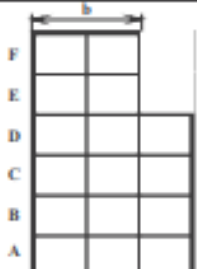
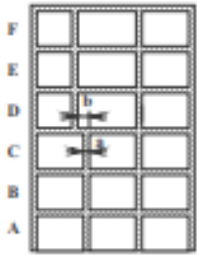
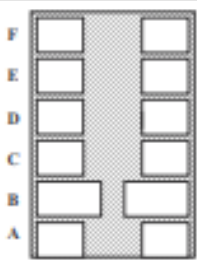


<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$</p>	
<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 20. Irregularidades en altura (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

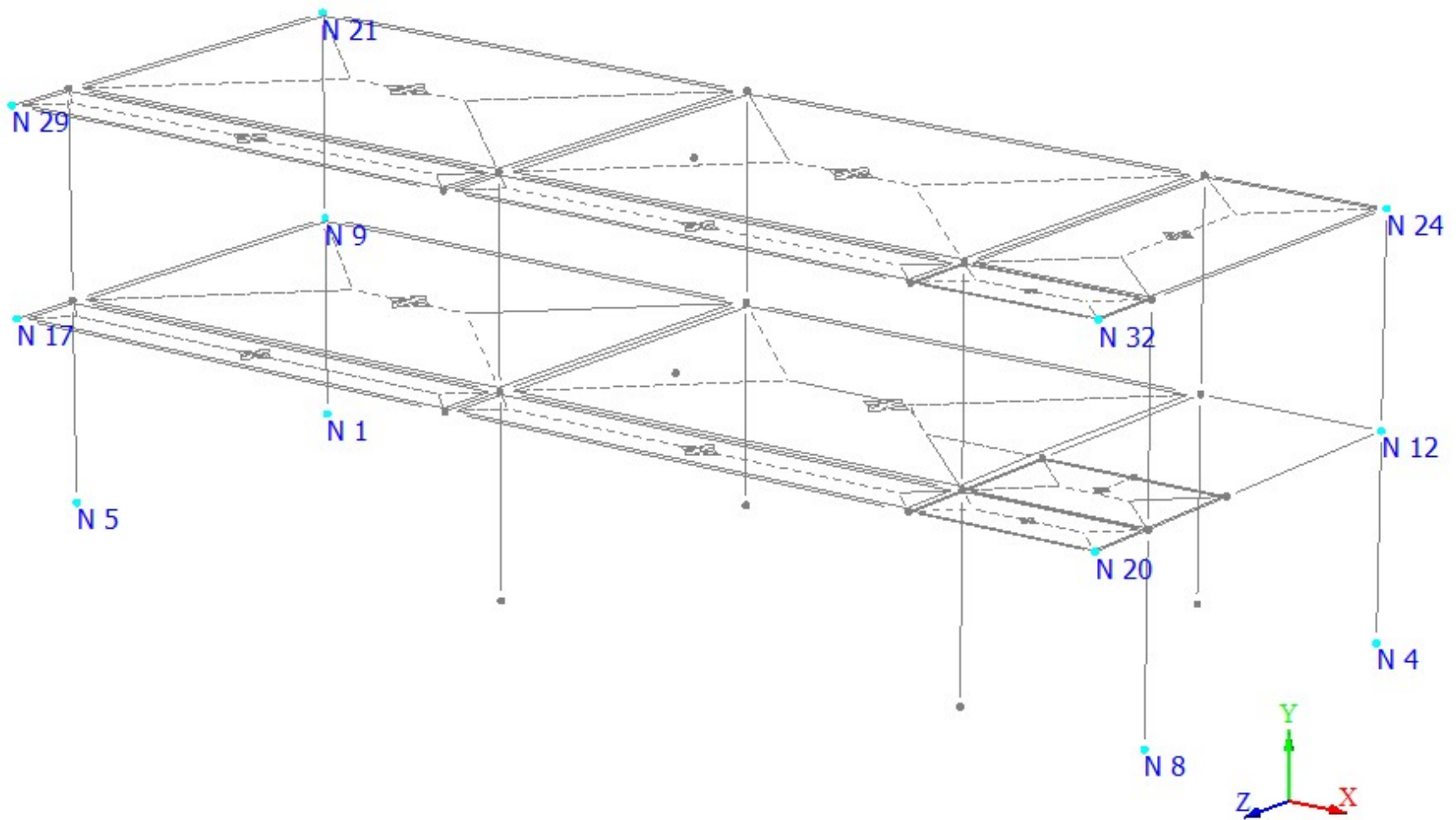


Figura 21. *Nudos de análisis de irregularidad torsional (Elaboración propia).*

Como resultado, en la tabla 10 se muestran las derivas obtenidas en las direcciones principales en planta “x” y “z” para los nudos ubicados en los extremos de la cubierta del pórtico, determinadas a partir de la diferencia entre el desplazamiento horizontal en alguna de estas dos direcciones del nudo en cubierta y el nudo ubicado en el piso consecutivo inferior. Es importante señalar que, para efectos de estimar la irregularidad torsional, estas diferencias se deben dar en valor absoluto. Además, se reitera que estos desplazamientos se generan a partir de las combinaciones de carga destinadas al análisis de derivas, identificadas en la tabla 10 por medio de la nomenclatura definida en la sección 4.4.2 en la tabla 6. Por ende, de esta tabla se deduce que la máxima deriva de piso en un extremo de la estructura Δ_1 se da en el nudo 21 en la dirección de “z” para la combinación de cargas “C21”, puesto que es la deriva máxima que se presenta en los extremos de la estructura para cualquiera de las dos direcciones principales y cualquier nivel de la estructura, por lo que las derivas de los nudos 9, 12, 17 y 20 en los extremos del entrepiso del pórtico son incluso menores (ver Anexo 1).

En consecuencia, el valor de Δ_2 está asociado a la deriva en dirección de “z” del nudo 24 para la combinación de cargas “C21” y, si se tienen en cuenta las relaciones de la figura 19 para la estimación de irregularidades torsionales, se puede inferir que existe irregularidad torsional en el pórtico puesto que $\Delta_1 = 1.55$ cm es más de 1.2 y menor a 1.4 veces la deriva promedio entre este valor y $\Delta_2 = 0.97$ cm. Alternativamente, se podrían tomar las derivas de los nudos 29 y 32 para la combinación de cargas “C21” en la misma dirección de “z” debido a que al analizar la estructura empleando diafragmas rígidos, los desplazamientos en extremos consecutivos son iguales en la dirección de la recta que los une. Por consiguiente, el valor del coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidad en planta Φ_p es de 0.9 debido a que la estructura no cuenta con ningún otro tipo de este tipo de irregularidades de acuerdo con lo indicado en la tabla A.3-6 del reglamento sismorresistente NSR-10.

Tabla 10. *Derivas para el análisis de irregularidad torsional (Elaboración propia).*

Combinación	Nudos en pisos consecutivos	Δ_x (cm)	Δ_z (cm)
C14	N9-N21	0.70343	0.68391
C14	N12-N24	0.70343	0.83542
C14	N17-N29	0.88673	0.68391
C14	N20-N32	0.88673	0.83681
C15	N9-N21	0.68040	0.49970
C15	N12-N24	0.68040	0.97864
C15	N17-N29	0.84841	0.49970
C15	N20-N32	0.84841	0.97998
C16	N9-N21	0.24958	1.33569
C16	N12-N24	0.24958	0.80681
C16	N17-N29	0.47783	1.33569
C16	N20-N32	0.47783	0.80651
C17	N9-N21	0.22656	1.51990
C17	N12-N24	0.22656	0.95004
C17	N17-N29	0.51615	1.51990
C17	N20-N32	0.51615	0.94968
C18	N9-N21	0.70728	0.71477
C18	N12-N24	0.70728	0.81144
C18	N17-N29	0.89315	0.71477
C18	N20-N32	0.89315	0.81283
C19	N9-N21	0.67655	0.46884
C19	N12-N24	0.67655	1.00263
C19	N17-N29	0.84198	0.46884
C19	N20-N32	0.84198	1.00395
C20	N9-N21	0.25344	1.30483
C20	N12-N24	0.25344	0.78284
C20	N17-N29	0.47141	1.30483
C20	N20-N32	0.47141	0.78254
C21	N9-N21	0.22271	1.55077
C21	N12-N24	0.22271	0.97402
C21	N17-N29	0.52258	1.55077
C21	N20-N32	0.52258	0.97365

Por otro lado, siguiendo las condiciones descritas al final de la tabla A.3-7 para excluir el análisis de las irregularidades en altura de los tipos 1aA, 1bA, 2A y 3A en el sistema de resistencia sísmica, el coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidad en

altura Φ_a tiene un valor igual a 1.0 debido a que las derivas de los extremos en el entrepiso de la estructura calculadas a través de las diferentes combinaciones de carga destinadas al análisis de derivas son menores a 1.3 veces las derivas de los extremos de la cubierta, considerando que esta relación se obtiene entre extremos ubicados sobre la misma línea vertical. Además, la estructura no cuenta con desplazamientos en el alineamiento de las columnas como se evidencia en las figuras 11 y 12; ya que la distancia entre ellas son las mismas para cada nivel del pórtico, y la resistencia de la estructura es homogénea en ambos niveles. En ese sentido, considerando todo lo indicado anteriormente, se deduce que la estructura es irregular y que el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño (R) utilizado en el cálculo de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño E_x y E_y es el siguiente:

$$R = \varphi_a \varphi_p \varphi_r R_0 = 0.9 * 1 * 0.75 * 5 = 3.375$$

4.5.3 Ajuste de la cortante dinámica basal

Cuando se obtienen los modos de vibración, Ram Advanse 9.5 combina estos modos siguiendo, para este caso de estudio en particular, el método estadístico de la suma directa absoluta de las respuestas modales (ABS), que consiste en sumar, en cada dirección principal en planta “x” y “z”, las cortantes de reacción en la base asociadas a cada modo de vibración y producidas por las fuerzas sísmicas actuando simultáneamente en ambas direcciones (F_x y F_z) sin considerar su signo con el fin de obtener el cortante dinámico basal (V_{ij}) en cada dirección para poder realizar el análisis del ajuste de la cortante basal. En ese sentido, sabiendo que la estructura es irregular, este análisis establece que la cortante V_{ij} para las dos direcciones principales en planta de la edificación, debe ser por lo menos el 90 por ciento del cortante sísmico en la base (V_s), calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, obedeciendo lo estipulado en la sección A.5.4.5 de la NSR-10. Este cortante sísmico V_s se determina a través de la Ecuación 4 que depende de la gravedad (g), la masa total muerta de la edificación (M) y del valor S_a del espectro elástico de aceleraciones leído para el periodo fundamental T_a obtenido por el método de la fuerza horizontal equivalente de acuerdo con lo indicado en la norma NSR-10 en A.4.2.2.

$$V_s = S_a * g * M \quad \text{Ecuación 4}$$

Es importante resaltar que el periodo fundamental hallado tanto por el método de análisis dinámico espectral (asociado al modo de vibración fundamental), como por el método de la fuerza horizontal equivalente, no deben exceder el periodo máximo permisible de la estructura T_{max} calculado por medio de la Ecuación 5, de ser así, existe algún error en el proceso de aplicación de los métodos o las dimensiones de los elementos no son adecuadas. Asimismo, es importante mencionar que $C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v$ o $C_u = 1.2$ dado el caso en que el valor hallado por medio de la expresión dada sea menor a 1.2.

$$T_{max} = C_u * T_a \quad \text{Ecuación 5}$$

De este modo, teniendo en consideración que a cada fuerza sísmica F_x y F_z se le asocia los valores del espectro elástico de aceleraciones mostrados en la tabla 8 durante el modelamiento en Ram Advanse 9.5, cuando el valor de V_{ij} sea menor que el 90 por ciento del cortante sísmico V_s para alguna o ambas direcciones en planta, los valores de S_a del espectro elástico de aceleraciones deben multiplicarse por el factor $0.9 \frac{V_s}{V_{tj}}$ para las fuerzas sísmicas ligadas a la dirección en la cual se da dicha condición. Si esta relación es menor a 1, la cortante V_{ij} no requerirá ningún tipo de ajuste en la dirección correspondiente. Finalmente, después de realizar este ajuste, se procede a chequear las derivas considerando lo descrito en A.6.3 y, si estas cumplen con los requisitos de la tabla 2, se puede iniciar con el proceso de diseño de las cimentaciones y los elementos estructurales del pórtico de análisis, de lo contrario será necesario aumentar las secciones de los elementos de vigas, nervios y columnas que componen el pórtico para reducir las derivas.

5. Análisis de resultados

5.1 Análisis de la respuesta sísmica de la estructura

5.1.1 Modos de vibración y resultados del ajuste de la cortante basal

Para la estructura de análisis, se obtuvieron seis modos de vibración por medio del procesamiento del modelo en el software Ram Advanse 9.5 teniendo en cuenta los valores del espectro indicados en la tabla 8. De este modo, las frecuencias y periodos asociados a cada modo de vibración se muestran en la tabla 11, en donde resalta el primer modo de vibración mostrado, el cual tiene asociado el periodo fundamental de la edificación, notando además que corresponde al periodo más elevado puesto que movilizar una mayor cantidad de masa conlleva a tener frecuencias más bajas debido a que los efectos producidos por las fuerzas sísmicas se propagan en casi toda la altura del edificio.

Tabla 11. Frecuencias y periodos por modo de vibración (Elaboración propia).

MODO	W [rad/seg]	T [seg]
1	28.05	0.22397
2	30.27	0.20755
3	36.32	0.17299
4	75.61	0.0831
5	79.91	0.07863
6	95.33	0.06591

Por otro lado, las cortantes de reacción generadas por cada modo de vibración en la base del pórtico se exponen en la tabla 12 en función de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas F_x y F_z . De este modo, partiendo de lo descrito en la sección 4.5.3 de este trabajo, el valor de la cortante dinámica total basal V_{ij} para cada dirección principal en planta “x” y “z” se estima considerando las cortantes producidas por las fuerzas sísmicas F_x y F_z actuando de manera simultánea, por lo que, estos valores de las cortantes dinámicas basales, mostrados al final de la

tabla 12, se determinan al realizar la combinación modal en cada dirección sumando absolutamente todos los valores de las fuerzas de corte en “x” y “z” sin considerar su signo, es decir, aplicando el método estadístico de la suma directa absoluta (ABS).

Tabla 12. Fuerzas cortantes en la basa para cada modo de vibración (Elaboración propia).

Fx = Sismo en x		
Modo	Corte [Ton]	
	En x	En z
1	-3.29	-18.04
2	-95.82	23.64
3	-11.09	-5.59
4	-0.29	-1.56
5	-5.42	1.94
6	-0.77	-0.39
Fz = Sismo en z		
Modo	Corte [Ton]	
	En x	En z
1	-18.04	-98.83
2	23.64	-5.83
3	-5.59	-2.82
4	-1.56	-8.31
5	1.94	-0.7
6	-0.39	-0.2
Comb. Modal (V _{ij})	167.85	167.85

Luego, otro aspecto importante para poder realizar el ajuste del cortante sísmico basal, es conocer el cortante sísmico en la base V_s calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, en concordancia con lo establecido en la Ecuación 4. Para ello, es necesario entonces determinar primero, el valor del periodo fundamental de la edificación T_a conforme a este método debido a que con este parámetro es posible obtener el correspondiente valor S_a del espectro elástico de aceleraciones. Por lo tanto, atendiendo a la ecuación dada en A.4.2.2 de la NSR-10, para la estimación de T_a es imprescindible tener claro que el sistema estructural de resistencia sísmica analizado es un pórtico resistente a momentos de concreto reforzado y que la altura del edificio, según los planos arquitectónicos descritos en la sección 4.1, posee un valor de 6.30 metros. De esta

manera, el valor de T_a se presenta en la tabla 13 junto con los valores de los cuales depende para estimarlo.

Tabla 13. *Periodo fundamental estimado por el método de la fuerza horizontal equivalente (Elaboración propia).*

h (m)	6.3
C_t	0.047
α	0.9
T_a (seg)	0.25

Cabe destacar que, como se menciona en la sección 4.5.3 de este trabajo, el valor del periodo fundamental asociado tanto al método de análisis dinámico espectral como al método de fuerza horizontal equivalente (T_a), debe ser menor al periodo máximo permisible de la estructura T_{max} hallado mediante la Ecuación 5. Así, teniendo en cuenta el coeficiente de velocidad pico efectiva A_v y el coeficiente de amplificación para la zona de períodos intermedios del espectro F_v dados en la tabla 9, se infiere que el valor de C_u calculado con estos dos parámetros tiene un valor menor a 1.2, por lo que se toma un valor para C_u igual a 1.2. Por lo tanto, el periodo máximo permisible T_{max} es 0.3 seg, lo cual indica que el valor del periodo fundamental asociado al modo de vibración fundamental correspondiente al modo 1 en la tabla 11 ($T = 0.22$ seg) y el valor del periodo fundamental hallado por el método de la fuerza horizontal equivalente ($T_a = 0.25$ seg) son menores al periodo máximo permisible de la estructura y, por consiguiente, es posible realizar el análisis del ajuste de la cortante basal.

Por su parte, la masa de la edificación (M) indispensable para hallar el cortante sísmico en la base V_s , se calcula teniendo en cuenta la suma de las reacciones en los nudos de la base del pórtico mostrados en la figura 21 generadas por el peso total muerto de la estructura hallado por medio de la combinación de cargas “C23” dada en la tabla 7. Por consiguiente, en la tabla 14 se presentan las reacciones en cada nudo y la suma de estas que indican la masa M del pórtico para así poder estimar V_s con un valor S_a de 0.984 de acuerdo con la tabla 8 en función del valor de T_a encontrado. Por ende, reemplazando en la Ecuación 4 estos valores, se obtiene lo siguiente:

$$V_s = 0.984 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 198190 \text{ kg} = 1913.14 \text{ kN} (195.02 \text{ ton})$$

Tabla 14. *Reacciones en la base del portico para la estimación de su masa (Elaboración propia).*

Nudo	Reacciones [Ton]
	FY
Estado C23=D1+D2+D3	
1	17.26
2	30.81
3	22.08
4	8.85
5	25.29
6	47.10
7	35.47
8	11.34
SUM	198.19

Por ende, si se observa la combinación modal para cada dirección en la tabla 12, se puede percibir que el cortante dinámico basal V_{tj} en las dos direcciones principales en planta es el mismo, por lo que el factor $0.9 \frac{V_s}{V_{tj}}$ para realizar el análisis del ajuste de la cortante basal es igual en ambas direcciones. En ese sentido, debido a que esta relación es igual a 1.05, tal y como se indica en la tabla 15, este factor debe multiplicarse con los valores de S_a del espectro elástico de aceleraciones para las fuerzas sísmicas F_x y F_z . En consecuencia, de esta forma se procede a realizar el análisis de derivas máximas desarrollado en la siguiente sección.

Tabla 15. Resultados del ajuste al cortante dinámico basal (Elaboración propia).

Cortante sísmico V_s	
V_s (Ton)	195.02
$0.9V_s$ (Ton)	175.52
Cortante dinámico V_{tj} en "x"	
V_{tj} (Ton)	167.85
$0.9V_s/V_{tj}$	1.05
Estado	Corregir S_a
Cortante dinámico V_{tj} en "z"	
V_{tj} (Ton)	167.85
$0.9V_s/V_{tj}$	1.05
Estado	Corregir S_a

5.1.2 Verificación de derivas máximas de la estructura

Después de realizar el ajuste de la cortante basal, se procede a determinar las derivas máximas presentes en cada piso de la estructura para verificar que estas derivas no superen la deriva máxima permitida para cada piso conforme a lo indicado en la tabla 2. Las derivas máximas en cada piso de la edificación se determinan en función de las combinaciones de cargas especificadas en la tabla 6 destinadas al análisis de derivas ya adaptadas de acuerdo con los resultados del ajuste de la cortante basal. En ese orden de ideas, como se evidencia en la sección 4.5.2, la estructura tiene irregularidad torsional (tipo 1aP), lo que conduce a determinar las derivas máximas que tiene la edificación utilizando la ecuación A.6.3-1 planteada en el apartado A.6.3.1.2 de la NSR-10, la cual establece que estas derivas se estiman como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las derivas estimadas para cada dirección principal en planta "x" y "z" en el nudo asociado a la deriva máxima.

Obedeciendo lo anterior, considerando los desplazamientos horizontales para los nudos mostrados en la figura 22 ubicados en los ejes verticales de las columnas del pórtico, en la tabla 16 se muestran las derivas correspondientes a estos nudos obtenidas para cada dirección principal en planta y la aplicación de la ecuación A.6.3-1 para identificar cuáles son las derivas máximas

presentes en cada piso de la edificación y en qué nudos se presentan. Cabe destacar que los desplazamientos horizontales para la obtención de estas derivas se presentan en el Anexo 2 de este trabajo para las combinaciones de cargas destinadas al análisis de derivas. En consecuencia, las derivas máximas presentes en la edificación para el primer y segundo nivel son, respectivamente, $\Delta_{\max 1} = 1.641$ cm y $\Delta_{\max 2} = 1.689$ cm, presentes en los nudos 13 y 25 para la combinación de cargas “C21”. Por lo tanto, siguiendo lo establecido en la tabla 2, estas derivas máximas presentes en la edificación son menores a las derivas máximas permisibles del primer y segundo nivel, las cuales tienen un valor de 3.075 cm y 3.225 cm respectivamente. Por lo tanto, la respuesta del pórtico a cargas sísmicas es adecuada y se pueden diseñar los elementos estructurales de la edificación y sus cimentaciones sin necesidad de cambiar sus dimensiones.

Tabla 16. Resultados de estimación de deriva máxima (Elaboración propia).

Combinación	Nudos en pisos consecutivos	Δ_x (cm)	Δ_z (cm)	$\Delta = (\Delta_x^2 + \Delta_z^2)^{1/2}$
C14	N1-N9	0.898	0.687	1.131
C14	N2-N10	0.898	0.389	0.979
C14	N3-N11	0.898	-0.780	1.189
C14	N4-N12	0.898	-0.964	1.318
C14	N5-N13	0.987	0.687	1.202
C14	N6-N14	0.987	0.389	1.060
C14	N7-N15	0.987	-0.780	1.258
C14	N8-N16	0.987	-0.966	1.381
C14	N9-N21	0.738	0.714	1.027
C14	N10-N22	0.738	0.436	0.857
C14	N11-N23	0.738	-0.706	1.021
C14	N12-N24	0.738	-0.881	1.149
C14	N13-N25	0.839	0.714	1.102
C14	N14-N26	0.839	0.436	0.946
C14	N15-N27	0.839	-0.706	1.096
C14	N16-N28	0.839	-0.882	1.218
C15	N1-N9	-0.878	-0.599	1.063
C15	N2-N10	-0.878	-0.311	0.932
C15	N3-N11	-0.878	0.847	1.220
C15	N4-N12	-0.878	1.027	1.351

Combinación	Nudos en pisos consecutivos	Δ_x (cm)	Δ_z (cm)	$\Delta = (\Delta_x^2 + \Delta_z^2)^{1/2}$
C15	N5-N13	-0.959	-0.599	1.131
C15	N6-N14	-0.959	-0.311	1.008
C15	N7-N15	-0.959	0.847	1.279
C15	N8-N16	-0.959	1.029	1.407
C15	N9-N21	-0.715	-0.529	0.890
C15	N10-N22	-0.715	-0.269	0.764
C15	N11-N23	-0.715	0.855	1.115
C15	N12-N24	-0.715	1.024	1.249
C15	N13-N25	-0.804	-0.529	0.962
C15	N14-N26	-0.804	-0.269	0.847
C15	N15-N27	-0.804	0.855	1.174
C15	N16-N28	-0.804	1.025	1.303
C16	N1-N9	0.328	-1.455	1.491
C16	N2-N10	0.328	-1.049	1.099
C16	N3-N11	0.328	-0.947	1.002
C16	N4-N12	0.328	-0.912	0.970
C16	N5-N13	-0.484	-1.455	1.533
C16	N6-N14	-0.484	-1.049	1.155
C16	N7-N15	-0.484	-0.947	1.063
C16	N8-N16	-0.484	-0.912	1.033
C16	N9-N21	0.261	-1.407	1.431
C16	N10-N22	0.261	-1.005	1.039
C16	N11-N23	0.261	-0.889	0.927
C16	N12-N24	0.261	-0.851	0.890
C16	N13-N25	-0.427	-1.407	1.471
C16	N14-N26	-0.427	-1.005	1.092
C16	N15-N27	-0.427	-0.889	0.987
C16	N16-N28	-0.427	-0.850	0.952
C17	N1-N9	-0.308	1.542	1.573
C17	N2-N10	-0.308	1.126	1.168
C17	N3-N11	-0.308	1.014	1.060
C17	N4-N12	-0.308	0.975	1.023
C17	N5-N13	0.512	1.542	1.625
C17	N6-N14	0.512	1.126	1.237
C17	N7-N15	0.512	1.014	1.136
C17	N8-N16	0.512	0.975	1.101
C17	N9-N21	-0.238	1.591	1.609
C17	N10-N22	-0.238	1.172	1.196
C17	N11-N23	-0.238	1.039	1.066
C17	N12-N24	-0.238	0.994	1.022

Combinación	Nudos en pisos consecutivos	Δ_x (cm)	Δ_z (cm)	$\Delta = (\Delta_x^2 + \Delta_z^2)^{1/2}$
C17	N13-N25	0.463	1.591	1.657
C17	N14-N26	0.463	1.172	1.260
C17	N15-N27	0.463	1.039	1.137
C17	N16-N28	0.463	0.994	1.096
C18	N1-N9	0.901	0.702	1.142
C18	N2-N10	0.901	0.402	0.987
C18	N3-N11	0.901	-0.768	1.185
C18	N4-N12	0.901	-0.954	1.312
C18	N5-N13	0.991	0.702	1.215
C18	N6-N14	0.991	0.402	1.070
C18	N7-N15	0.991	-0.768	1.254
C18	N8-N16	0.991	-0.955	1.377
C18	N9-N21	0.742	0.744	1.051
C18	N10-N22	0.742	0.464	0.875
C18	N11-N23	0.742	-0.681	1.007
C18	N12-N24	0.742	-0.857	1.133
C18	N13-N25	0.845	0.744	1.126
C18	N14-N26	0.845	0.464	0.964
C18	N15-N27	0.845	-0.681	1.085
C18	N16-N28	0.845	-0.858	1.205
C19	N1-N9	-0.875	-0.584	1.052
C19	N2-N10	-0.875	-0.298	0.924
C19	N3-N11	-0.875	0.858	1.225
C19	N4-N12	-0.875	1.038	1.357
C19	N5-N13	-0.954	-0.584	1.119
C19	N6-N14	-0.954	-0.298	1.000
C19	N7-N15	-0.954	0.858	1.283
C19	N8-N16	-0.954	1.040	1.411
C19	N9-N21	-0.711	-0.498	0.868
C19	N10-N22	-0.711	-0.241	0.751
C19	N11-N23	-0.711	0.880	1.132
C19	N12-N24	-0.711	1.048	1.266
C19	N13-N25	-0.798	-0.498	0.941
C19	N14-N26	-0.798	-0.241	0.833
C19	N15-N27	-0.798	0.880	1.188
C19	N16-N28	-0.798	1.049	1.318
C20	N1-N9	0.331	-1.440	1.477
C20	N2-N10	0.331	-1.036	1.088
C20	N3-N11	0.331	-0.936	0.992
C20	N4-N12	0.331	-0.902	0.961

Combinación	Nudos en pisos consecutivos	Δ_x (cm)	Δ_z (cm)	$\Delta = (\Delta_x^2 + \Delta_z^2)^{1/2}$
C20	N5-N13	-0.480	-1.440	1.518
C20	N6-N14	-0.480	-1.036	1.141
C20	N7-N15	-0.480	-0.936	1.051
C20	N8-N16	-0.480	-0.901	1.021
C20	N9-N21	0.265	-1.376	1.402
C20	N10-N22	0.265	-0.977	1.013
C20	N11-N23	0.265	-0.864	0.904
C20	N12-N24	0.265	-0.827	0.868
C20	N13-N25	-0.421	-1.376	1.439
C20	N14-N26	-0.421	-0.977	1.064
C20	N15-N27	-0.421	-0.864	0.961
C20	N16-N28	-0.421	-0.826	0.928
C21	N1-N9	-0.305	1.557	1.587
C21	N2-N10	-0.305	1.139	1.179
C21	N3-N11	-0.305	1.025	1.069
C21	N4-N12	-0.305	0.986	1.032
C21	N5-N13	0.517	1.557	1.641
C21	N6-N14	0.517	1.139	1.251
C21	N7-N15	0.517	1.025	1.148
C21	N8-N16	0.517	0.986	1.113
C21	N9-N21	-0.235	1.622	1.639
C21	N10-N22	-0.235	1.200	1.223
C21	N11-N23	-0.235	1.064	1.089
C21	N12-N24	-0.235	1.018	1.045
C21	N13-N25	0.469	1.622	1.689
C21	N14-N26	0.469	1.200	1.288
C21	N15-N27	0.469	1.064	1.163
C21	N16-N28	0.469	1.018	1.120

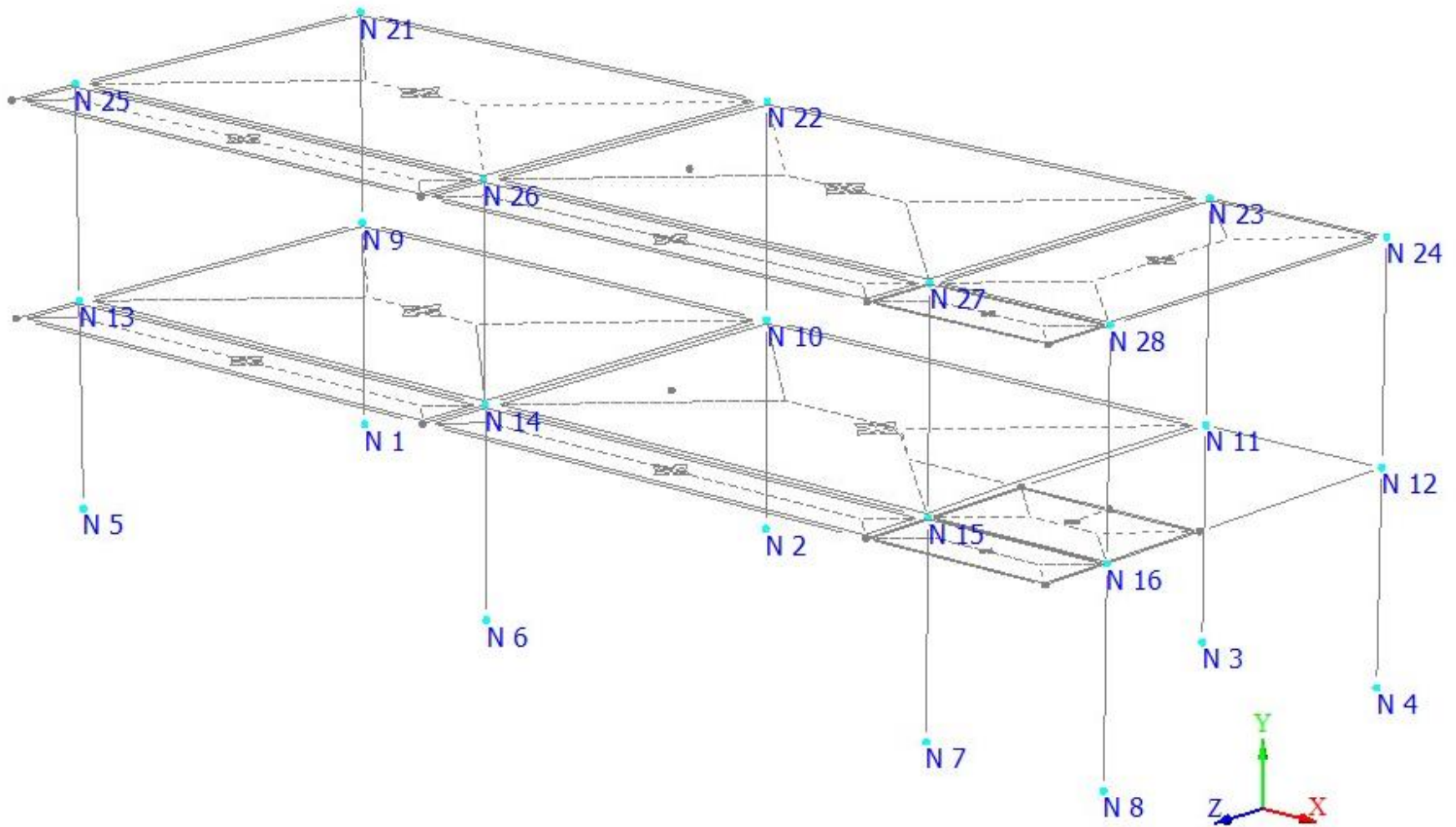


Figura 22. Nudos de análisis para el cálculo de derivas máximas en la estructura (Elaboración propia).

5.2 Diseño de elementos estructurales y cimentaciones para el pórtico de análisis

5.2.1 Diseño de vigas

Debido a la complejidad y la extensión que requiere examinar el diseño de cada una de las vigas que conforman el pórtico de análisis, en esta sección se detallarán únicamente los resultados de diseño de la viga de entrepiso ubicada en el eje A conforme a los ejes establecidos en la figura 11, con el propósito de sintetizar este proceso. En ese orden de ideas, en primer lugar, del modelamiento estructural desarrollado en Ram Advanse 9.5, para las combinaciones de carga de diseño mostradas en la tabla 5, se extraen los diagramas de momento que generen las mayores cargas a flexión en la viga de entrepiso A con el fin de calcular el refuerzo longitudinal necesario para soportar estas cargas. Así, después de analizar las trece combinaciones de carga de diseño, se concluye que los diagramas de momento mostrados en las figuras 23 y 24 y asociados a las combinaciones de carga “C12” y “C13”, contienen los mayores esfuerzos a flexión presentes en la viga A. Por lo tanto, en estos diagramas se evidencia que los momentos máximos a flexión negativos se dan en las intersecciones con las columnas en los nudos 9 y 13, y que el momento máximo positivo se da en el vano más largo de la viga para la combinación de carga “C13”, teniendo en cuenta que los momentos positivos tienen un sentido antihorario y los momentos negativos un sentido horario.

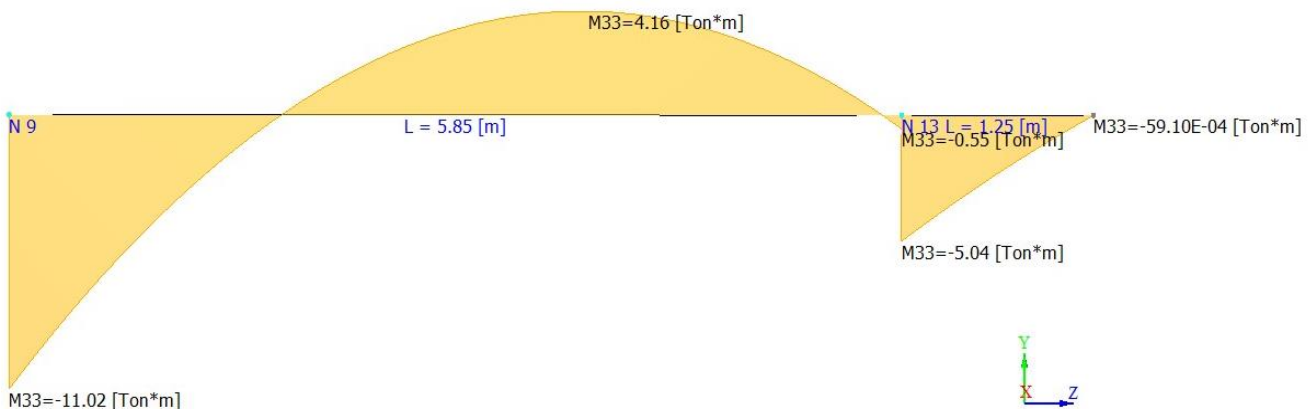


Figura 23. Diagrama de momentos de la viga A generado por la combinación de cargas “C12” (Elaboración propia).

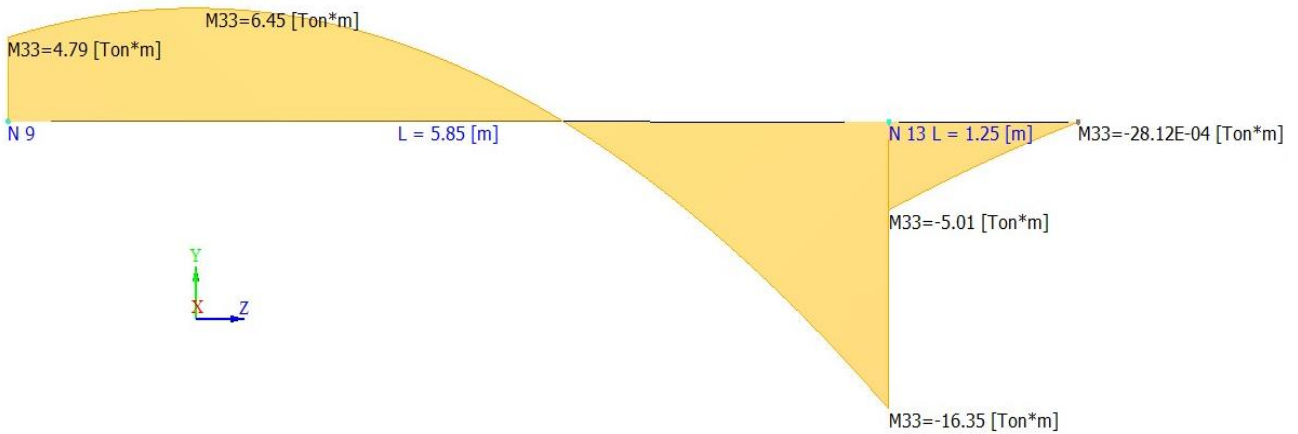


Figura 24. Diagrama de momentos de la viga A generado por la combinación de cargas “C13” (Elaboración propia).

De esta forma, considerando la sección transversal para vigas de entrepiso de 40x45 cm definida en la sección 4.3.2, el recubrimiento del refuerzo longitudinal para elementos expuestos a la intemperie de 50 mm dado al inicio de la sección 4.3.3 y las propiedades de resistencia de los materiales indicados en la sección 4.3.1, en la tabla 16 se establecen estas características de la viga A para determinar el área de acero longitudinal de refuerzo requerido A_s en los nudos indicados anteriormente y en el punto de la viga donde se da el momento máximo positivo. Es importante mencionar que el valor de d se mide desde el extremo de la viga que está en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción, sin embargo, como no se desconoce cuál es este refuerzo, la ubicación del centroide se considera como el resultado de la suma entre el recubrimiento de 50 mm más una distancia supuesta de 10 mm. Así, el valor de d es igual a la altura de la viga (45 cm) menos 60 mm (6cm). Por consiguiente, se muestra a continuación la función polinómica cuadrática que resulta de la Ecuación 1 en función de A_s y en donde el valor de ϕM_n se iguala a los valores absolutos de los momentos últimos o máximos M_u situados en los puntos ya mencionados de la viga para así hallar el área de acero requerida en estos.

$$\frac{\phi f_y^2}{1.7 f'_c b} A_s^2 - \phi f_y d A_s + M_u = 0 \quad (\text{Con } \phi = 0.9)$$

Tabla 17. *Propiedades de la viga A de entrepiso (Elaboración propia).*

h (m)	0.45
b (m)	0.4
Recubrimiento (m)	0.05
d (m)	0.39
f'c (MPa)	21
fy (MPa)	420

En consecuencia, las áreas de acero requeridas para los momentos máximos negativos en los nudos 9 y 13, y el área de acero requerida para el momento positivo máximo que actúan en la viga A, se establecen en la tabla 18. Por su parte, en la figura 25 se muestran las secciones transversales de la viga A con el acero proveído en los nudos 9 y 13, así como la disposición de las barras de acero a lo largo de toda su longitud. De este modo, si se analizan las figuras 23 y 24, se puede observar que los momentos a flexión positivos más elevados pueden darse en el lado derecho o izquierdo de la viga, por lo que se decide suministrar las tres barras de 5/8" en la parte inferior de la viga a lo largo de toda su longitud. Por su parte, debido a que existen combinaciones de cargas que invierten los momentos de la viga; haciendo que en los tramos donde se evidencian momentos positivos, pasen a ser negativos o viceversa, se prefiere suministrar también en la parte superior de la viga las tres barras de 5/8" en toda su longitud, teniendo en cuenta que las barras de 7/8" y 3/4" si se pueden cortar después de alcanzar sus respectivas longitudes de desarrollo, estimadas a través de las dos ecuaciones de la primera fila de la tabla dada en C.12.2.2 de la NSR-10, dado que los momentos negativos generados por las demás combinaciones de carga de diseño se pueden compensar con el área proporcionada por las tres barras de 5/8".

Tabla 18. *Áreas de refuerzo a flexión necesarias para los momentos críticos presents en la viga A de entrepiso (Elaboración propia).*

M_u (Ton*m)	M_u (MN*m)	A_s requerida (cm ²)
11.02	0.108	7.8
16.35	0.160	12.0
6.45	0.063	4.5

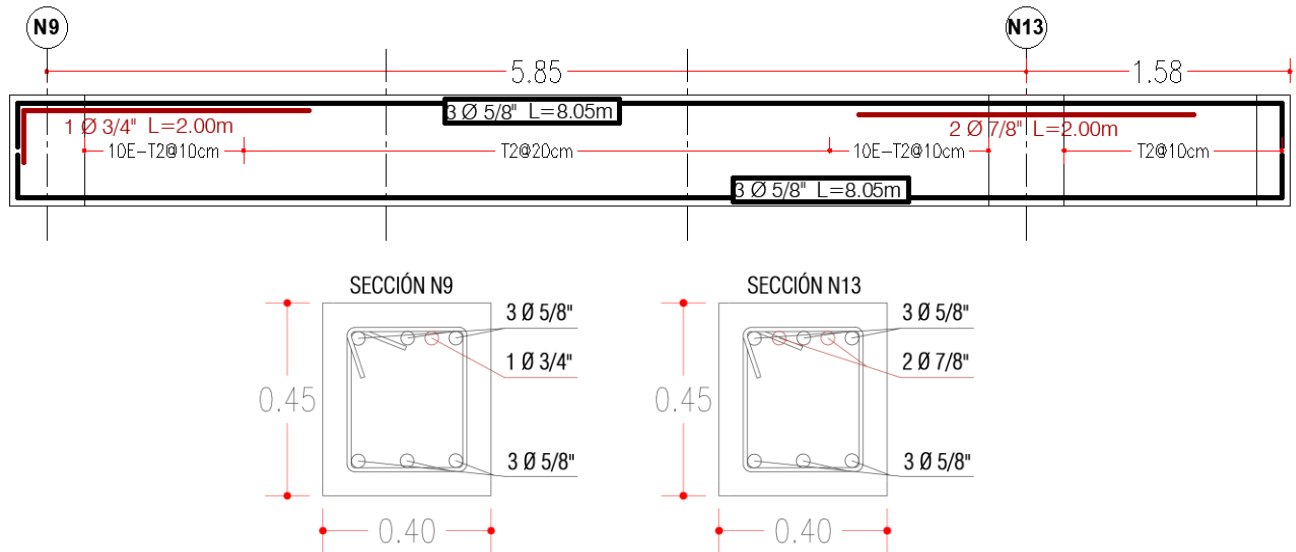


Figura 25. Diseño a flexión de la viga A de entrepiso (Elaboración propia).

Cabe destacar que las longitudes de las barras indicadas en la figura 25, tienen en consideración la longitud de los ganchos estándar calculados siguiendo lo descrito en la sección C.7.1 de la NSR-10, asimismo estas barras no necesitan tener un empalme por traslapeo debido a que comercialmente se venden barras de 9 m de largo. Igualmente, estas barras se disponen de manera que se cumpla el recubrimiento de concreto para refuerzo longitudinal expuesto a la intemperie de 50 mm y, en toda la longitud de la viga, la distancia libre entre barras cumple con lo indicado en C.7.6, puesto que para la sección ubicada en el nudo 13, que es la que cuenta con la mayor cantidad de acero, el espaciamiento libre entre barras para momento negativo es de 5.2 cm. Además, las cuantías máxima y mínima presentes en la viga son, respectivamente, 0.009 y 0.004, por lo que están dentro del rango permitido según lo definido en C.21.3.4.3 de la NSR-10, entre 0.0033 y 0.025.

Por otra parte, el valor del espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento, que corresponde a una longitud igual a 2 veces la altura de la viga (2h) medida desde el plano de intersección entre la viga y la columna hacia el centro de la luz, no debe exceder los 9 cm siguiendo lo indicado en C.21.3.4.6 de la NSR-10. Asimismo, el espaciamiento entre estribos en la zona no confinada no debe exceder los 19 cm según lo estipulado en C.21.3.4.8. En ese orden de ideas,

como se ilustra en la figura 25, se decide poner estribos en la zona confinada cada 9 cm y en la zona no confinada cada 18 cm. Es preciso señalar que el espaciamiento entre estribos en la zona confinada debe aportar una resistencia al corte que sea mayor o igual al cortante último o máximo V_u que se puede presentar en la viga, así, este valor se encuentra en el diagrama de cortantes generado por la combinación de cargas “C13” sobre el nudo 13, tal y como se muestra en la figura 26.

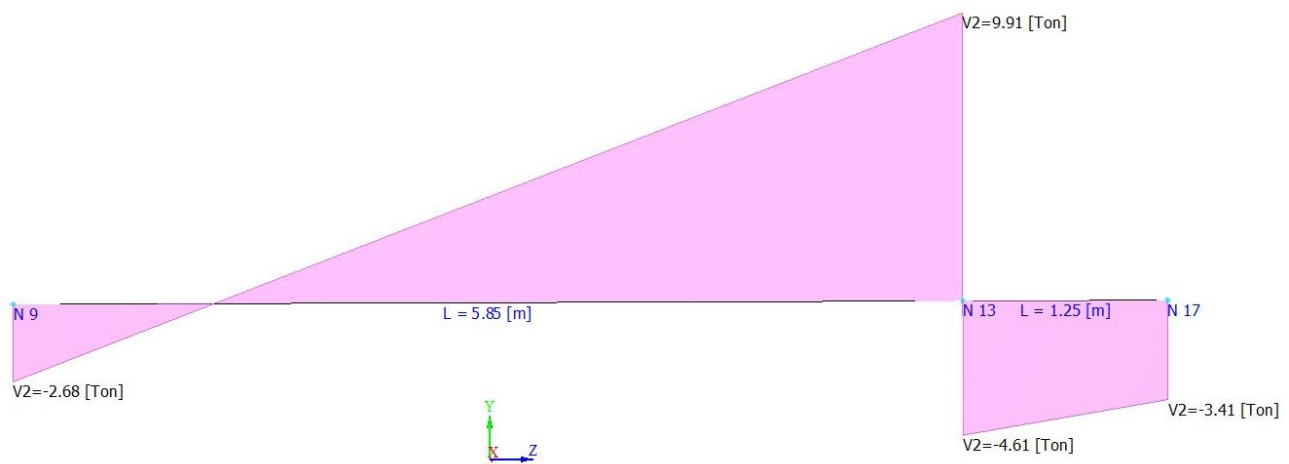


Figura 26. Diagrama de cortantes de la viga A generado por la combinación de cargas “C13” (Elaboración propia).

En consecuencia, para rectificar que la distancia entre estribos en la zona de confinamiento suple la fuerza cortante de 9.91 ton, se hace uso de la Ecuación 2, en donde los valores de A_{vt} y f_{yt} están asociados, respectivamente, al área total de la sección transversal y la resistencia a la fluencia del estribo. Por ende, sabiendo que se utilizarán estribos cerrados de 3/8” (área de 0.71 cm^2) con la misma resistencia a la fluencia del refuerzo a flexión, de la Ecuación 2 se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.75 * 0.17 \sqrt{21 \text{ MPa}} * 0.4 \text{ m} * 0.39 \text{ m} + \frac{0.75(0.000071 \text{ m}^2 * 2) * 420 \text{ MPa} * 0.39 \text{ m}}{0.09 \text{ m}} = \\ &0.285 \text{ MN (29.05 ton)} \end{aligned}$$

Como resultado, el espaciamiento dispuesto en la zona confinada de 9 cm sufre de manera notoria la fuerza cortante máxima que experimenta la viga, puesto que la resistencia a cortante de diseño $\phi V_n = 29.05$ ton es mucho mayor al cortante último $V_u = 9.91$ ton. De igual forma, el espaciamiento entre estribos de 18 cm debe suplir el mayor cortante de la viga que se da en la zona no confinada. En consecuencia, debido a que la distribución de los cortantes a lo largo de la viga para todas las combinaciones de cargas de diseño es lineal, se deduce que la mayor cortante para la zona no confinada también se da para la combinación de cargas “C13”. En ese sentido, para determinar cuál es este valor, se debe realizar una relación de triángulos siguiendo lo dispuesto en la figura 26 y sabiendo que la cortante máxima para zona no confinada se da a una distancia de 0.9 m (2h) medida desde el nudo 13, donde se da la fuerza cortante de 9.91 ton, hacia el lado izquierdo de la viga. Así, sabiendo que el valor del cortante último V_u para la zona no confinada es de 7.97 ton y considerando las mismas propiedades de los estribos dispuestos en la zona de confinamiento, la fuerza a cortante aportada por los estribos espaciados a 18 cm es la siguiente:

$$\phi V_n = 0.75 * 0.17 \sqrt{21 \text{ MPa}} * 0.4 \text{ m} * 0.39 \text{ m} + \frac{0.75(0.000071 \text{ m}^2 * 2) * 420 \text{ MPa} * 0.39 \text{ m}}{0.18 \text{ m}} =$$

$$0.188 \text{ MN (19.16 ton)}$$

Así, al igual que en la zona confinada, el espaciamiento entre estribos de 18 cm soporta tranquilamente la fuerza a cortante máxima que se presenta en la zona no confinada, puesto que el valor de $V_u = 7.97$ ton es mucho menor que la resistencia del concreto a cortante $\phi V_n = 29.05$ ton dada para estribos de 3/8” espaciados a 18 cm. Igualmente, la longitud de los ganchos de los estribos tiene un valor de 10 cm estimada de acuerdo a lo indicado en la sección C.7.1.3 de la NSR-10, considerando que el doblez de estos ganchos tiene un ángulo de 135°.

5.2.2 Diseño de columnas

Al igual que en el diseño de vigas, se analizará una única columna del pórtico con el fin de simplificar la explicación de los resultados mostrados a continuación. En ese sentido, se tomará la columna ubicada en la intersección del eje A con el eje 2 de acuerdo con los ejes establecidos en

la sección 4.3.2. Así, en primer lugar se analizará el refuerzo longitudinal requerido para soportar las cargas axiales a compresión y sus respectivos momentos a flexión que actúan en la columna, generados por las combinaciones de carga de diseño de la tabla 5 y mostrados en la tabla 19 para los nudos 5, 13 y 25, los cuales hacen parte de la columna A2 de acuerdo con lo ilustrado en la figura 22 y representan las mayores reacciones que se pueden dar en esta columna debido a su interacción con las vigas de entrepiso y de cubierta. Es importante mencionar que para el nudo 13 se presentan dos casos para cada combinación de cargas debido a que las reacciones de la columna al final del primer nivel y al principio del segundo nivel son diferentes.

Tabla 19. Reacciones de la columna A2 para su diseño a flexión y compresión (Elaboración propia).

Nudo 5 (Base)				Nudo 13 (Final del primer nivel)			
Combinación	P _u axial (Ton)	M _{ux} (Ton*m)	M _{uz} (Ton*m)	Combinación	P _u axial (Ton)	M _{ux} (Ton*m)	M _{uz} (Ton*m)
C1	35.4	-2.07	3.07	C1	33.3	1.12	-7.42
C2	38.37	-2.43	3.69	C2	36.56	0.99	-8.94
C3	36.42	-2.18	3.23	C3	34.62	0.92	-7.84
C4	35.52	-2.18	3.29	C4	33.71	0.97	-7.95
C5	22.76	-1.33	1.97	C5	21.4	0.72	-4.77
C6	20.08	-1.19	-2.63	C6	18.72	0.66	-2.19
C7	25.44	-1.46	6.58	C7	24.08	0.78	-7.36
C8	18.34	11.15	4.72	C8	16.98	-6.37	-6.34
C9	27.18	-13.81	-0.78	C9	25.82	7.81	-3.21
C10	33.25	-2.04	-1.35	C10	31.44	0.88	-5.32
C11	38.61	-2.32	7.87	C11	36.8	1.01	-10.49
C12	31.51	10.3	6.01	C12	29.7	-6.15	-9.47
C13	40.35	-14.66	0.51	C13	38.54	8.04	-6.34
Nudo 13 (Inicio del segundo nivel)				NUDO 25 (Cubierta)			
Combinación	P _u axial (Ton)	M _{ux} (Ton)	M _{uz} (Ton)	Combinación	P _u axial (Ton)	M _{ux} (Ton)	M _{uz} (Ton)
C1	9.79	-2.68	7.06	C1	7.61	2.12	-2.9
C2	8.92	-2.48	8.26	C2	7.06	2.18	-2.92
C3	9.76	-2.53	7.62	C3	7.9	2.2	-3.44
C4	8.87	-2.43	7.46	C4	7.01	2.06	-2.86
C5	6.29	-1.72	4.54	C5	4.89	1.36	-1.86
C6	5.5	-0.15	5.12	C6	4.1	1.28	-1.1

C7	7.09	-3.29	3.95	C7	5.69	1.44	-2.63
C8	4.96	1.27	4.15	C8	3.56	2.12	-2.42
C9	7.63	-4.72	4.92	C9	6.23	4.84	-1.31
C10	8.49	-0.91	8.11	C10	6.62	2.05	-2.36
C11	10.07	-4.04	6.95	C11	8.2	2.21	-3.89
C12	7.94	0.52	7.15	C12	6.07	-1.35	-3.68
C13	10.62	-5.47	7.91	C13	8.75	5.6	-2.57

Por su parte, es importante también establecer las dimensiones conforme a la sección 4.3.2 y el refuerzo longitudinal inicial de la columna para que, junto con las cargas dadas en la tabla 19 y las propiedades de los materiales que conforman la columna establecidas en la sección 4.3.1, se pueda hacer uso del software spColumn con el fin de determinar el diagrama de interacción de la columna asociado a las características dadas anteriormente e identificar a través de este si todos los casos de fuerza axial y momentos flectores de la tabla 19 se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo cual indicaría que la columna puede soportar estas cargas con las dimensiones y refuerzo axial indicados. En ese orden de ideas, teniendo en cuenta las dimensiones establecidas para columnas rectangulares de 45x45 cm en la sección 4.3.2 de este trabajo, se define el área de refuerzo longitudinal inicial teniendo en consideración la cuantía mínima para columnas del 1% en concordancia con lo descrito en C.21.3.5.2 de la NSR-10. De este modo, se obtiene un área de acero mínima de 20.25 cm^2 , por lo que se seleccionan 12 barras de 5/8" (23.88 cm^2) repartidas de manera uniforme en los cuatro lados de la columna considerando un recubrimiento de 50 mm, tal y como se muestra en la figura 27.

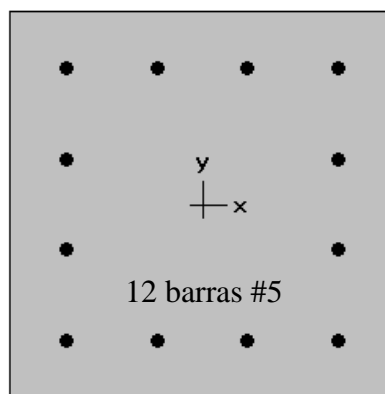


Figura 27. Sección transversal de la columna A2 (Elaboración propia).

Así, introduciendo estas características de la columna y las propiedades de los materiales que la conforman junto con las cargas indicadas en la tabla 19 en el programa spColumn, se obtiene el diagrama de interacción para la columna A2 mostrado en la figura 28, donde el eje P_z representa las cargas axiales P_u , el eje M_y a los momentos M_{uz} y el eje M_x a los momentos M_{ux} . Por consiguiente, se rectifica que la columna puede soportar todos los casos de carga indicados en la tabla 19 y que por ende la sección transversal de la figura 27 es óptima para su diseño, puesto que todas las ternas de carga axial (P_u) y momentos flectores (M_{ux} y M_{uz}) de dicha tabla, representadas en el diagrama por cada punto, se encuentran dentro de la superficie del diagrama, formada por las posibles combinaciones de carga axial y momentos flectores máximos permitidos que la columna puede soportar. En ese sentido, la carga axial a compresión de 27.18 ton y los momentos a flexión de -13.81 ton*m y -0.78 ton*m pertenecientes a la combinación de cargas “C9” para el nudo 5 representan el caso más crítico, puesto que el punto en el diagrama de interacción asociado a estas cargas es el que se encuentra más cerca de la superficie del diagrama.

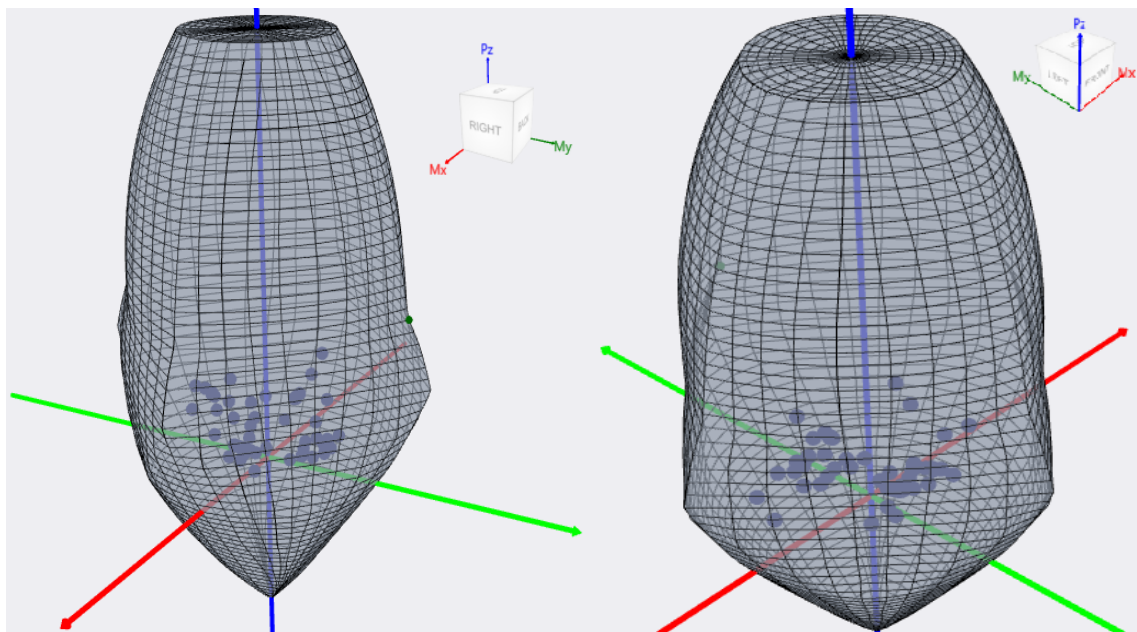


Figura 28. Diagrama de interacción de la columna A2 (Elaboración propia).

Para evidenciar lo anterior, en las figuras 29 y 30 se pueden observar, respectivamente, el diagrama M_y contra M_x que contiene al punto “9” y por lo tanto resulta de realizar un corte

horizontal al diagrama de interacción a la altura de $P_z = 21.18$ ton, y el diagrama de P_z contra el momento M obtenido al realizar un corte en el diagrama de interacción con un plano vertical que incluya al punto “9” y que pase por el eje P_z , por lo que las coordenadas de este punto en este diagrama corresponden al valor de $P_z = 21.18$ ton y a la magnitud del segmento que une el origen del diagrama M_y versus M_x mostrado en la figura 29 con el punto “9”, es decir, a la magnitud del vector M cuyas coordenadas son los momentos $M_{ux} = -13.81$ ton y $M_{uz} = -0.78$ ton. Además, la línea discontinua presente en ambas figuras representa la superficie para los diferentes valores de carga axial y momentos nominales de la columna, y la línea continua indica el contorno de la superficie del diagrama de interacción mostrado en la figura 27. En ese sentido, se deduce que el caso crítico de cargas que se puede dar en la columna A2 para las combinaciones de carga de diseño, representado por el punto “9” como ya se mencionó anteriormente, se encuentra dentro de la superficie del diagrama de interacción, tanto en la figura 28 como en la figura 29, y por ende la columna puede soportar cualquier otra condición de cargas dada por estas combinaciones.

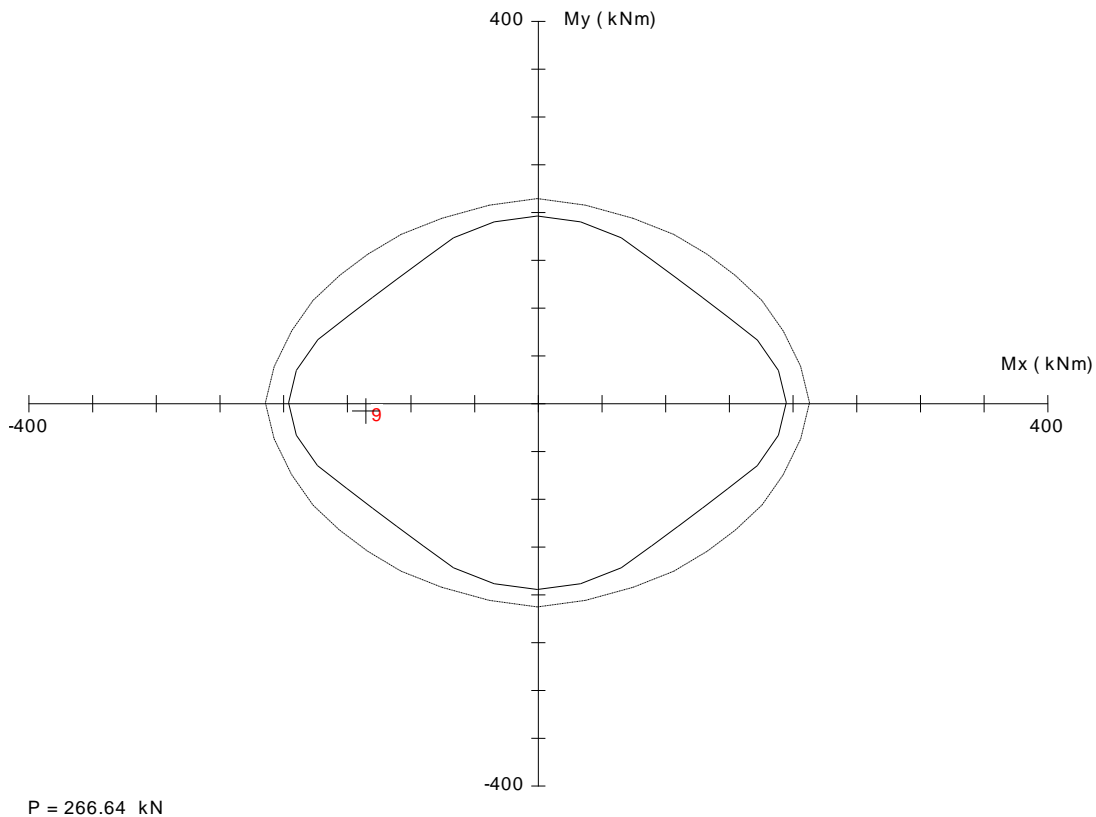


Figura 29. Diagrama M_y contra M_x de la columna A2 para una carga axial $P_z = 21.18$ ton
(Elaboración propia).

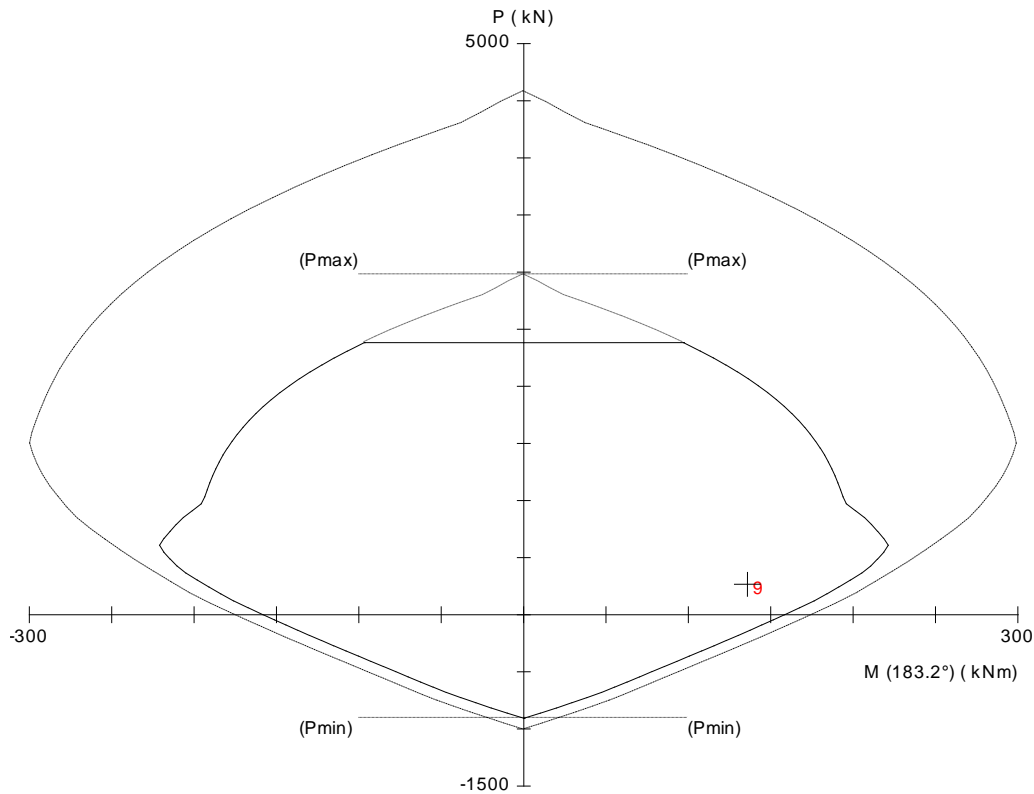


Figura 30. Diagrama P_z contra M de la columna A2 (Elaboración propia).

Como resultado, en la figura 31 se muestra la forma en que se dispone el acero de refuerzo longitudinal a lo largo de la columna A2, empleando ganchos estándar de acuerdo con C.7.1 y observando que las 12 barras de 5/8" se utilizan de manera continua en toda su longitud para facilitar el proceso de construcción y el amarre de los estribos. Además, sabiendo que el recubrimiento del refuerzo longitudinal es de 50 mm, se determina que el espaciamiento entre las barras de 5/8" es de 9.55 cm, siendo mucho mayor al espaciamiento mínimo permitido por la norma NSR-10 descrito en la sección C.7.6.1. Igualmente, el empalme por traslapo de 0.9 m se determina considerando que pueden existir momentos a flexión que generen fuerzas de tracción en la columna, por lo que este se calcula cumpliendo con lo indicado en C.12.15.1 y C.12.15.2 de la NSR-10 para empalmes por traslapos clase B y se dispone en la columna de tal forma que la mitad del refuerzo longitudinal tenga el traslapo en la parte central de la altura del primer nivel y la otra mitad en el parte central de la altura del segundo nivel, siguiendo lo descrito en la sección C.21.3.5.3 de la NSR-10.

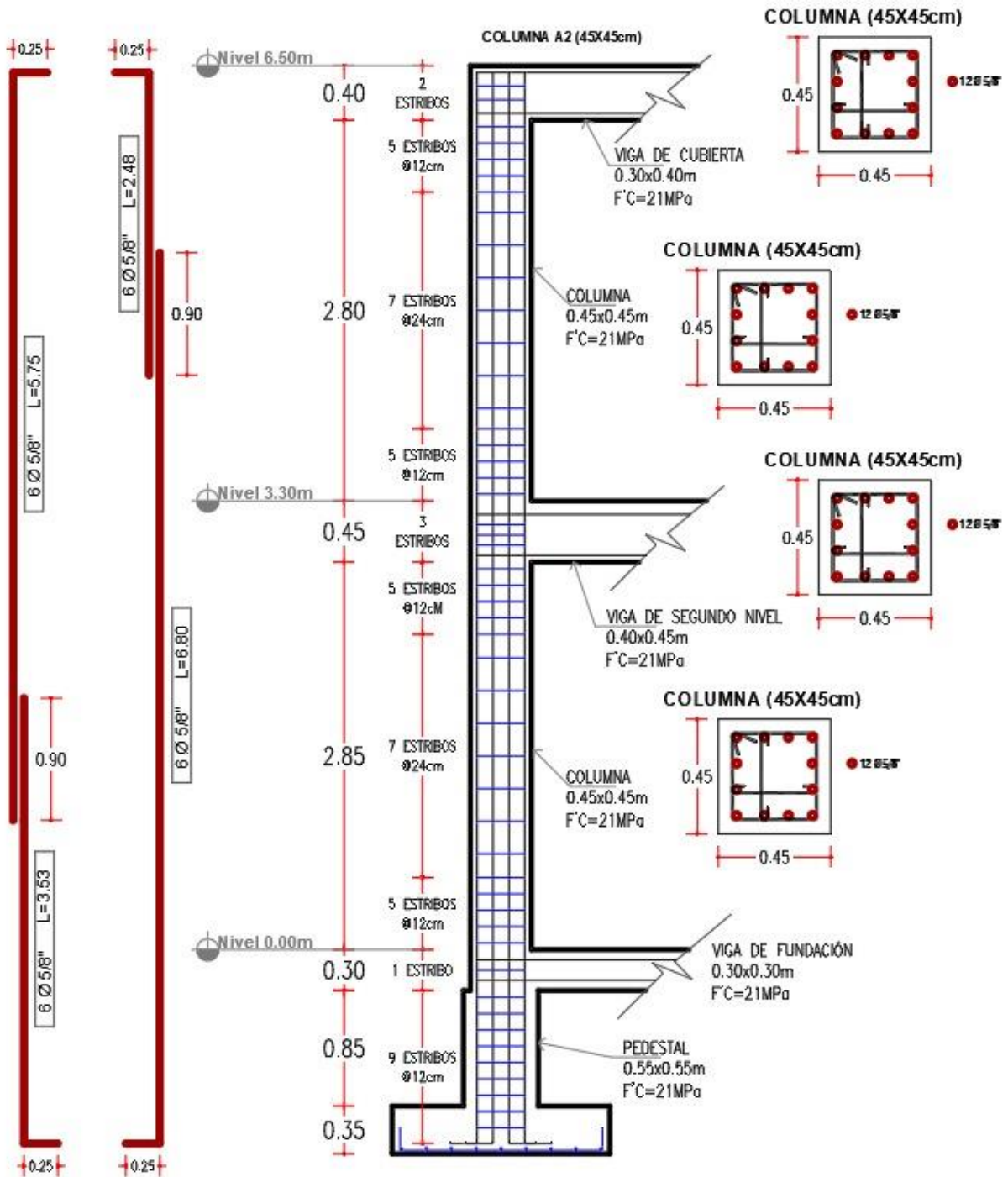


Figura 31. Diseño de columna A2 (Elaboración propia).

Por otra parte, para obtener la distribución de los estribos mostrada en la figura 31, la longitud de la zona de confinamiento y el espaciamiento entre estribos empleado en esta zona deben

estimarse de acuerdo con lo establecido en la sección C.21.3.5.6 de la NSR-10. En ese orden de ideas, los valores para cada uno de estos casos son, respectivamente, 50 cm y 12 cm. Asimismo, el espaciamiento entre estribos en la zona no confinada no debe superar el doble del espaciamiento entre estribos en la zona confinada, según lo decretado en C.21.3.5.11, por lo que decide tomarse un valor de 24 cm. Igualmente, el refuerzo transversal en los nudos de la columna se dispone de tal forma que su espaciamiento sea mayor o igual a 5 cm pero que no exceda el espaciamiento de estribos en la zona confinada.

Así, para poder aprobar estos espaciamientos, debe verificarse que el aporte de estos al cortante ϕV_n sea mayor o igual al cortante último o máximo V_u que se presenta en la columna. De este modo, en la figura 32 se muestra el diagrama de fuerzas cortantes en donde se presenta este valor generado por la combinación de cargas “C13”. En este diagrama se puede percibir que las fuerzas cortantes a lo largo de la columna son constantes dentro de un mismo nivel, de manera que solo es necesario determinar si esta fuerza es soportada por los estribos que se encuentran separados a 24 cm ya que, si se cumple para esta condición, también se cumplirá para un espaciamiento de 12 cm. Por consiguiente, considerando la Ecuación 3, se puede calcular el valor de ϕV_n , en donde el valor de N_u debe ser igual a la menor carga axial que actúa de manera simultánea y en el mismo nivel del cortante último V_u , en ese sentido, de acuerdo con la figura 32, la cortante máxima se da entre los nudos 5 y 13, así que según los valores de la tabla 19, N_u es igual a 38.54 ton (0.378 MN), que corresponde al valor de la fuerza axial dada al final del primer nivel en el nudo 13 para la combinación de cargas “C13”. De este modo, utilizando estribos cerrados de 3/8” (área de 0.71 cm²) con la misma resistencia a la fluencia del refuerzo a flexión, el valor de ϕV_n es el siguiente:

$$\begin{aligned} \phi V_n = & 0.75 * 0.17 \left(1 + \frac{0.378 \text{ MN}}{14 * 0.45 * 0.45 \text{ m}^2} \right) \sqrt{21 \text{ MPa}} * 0.45 \text{ m} * 0.39 \text{ m} \\ & + \frac{0.75(0.000071 \text{ m}^2 * 2) * 420 \text{ MPa} * 0.39 \text{ m}}{0.24 \text{ cm}} = 0.189 \text{ MN (19.27 ton)} \end{aligned}$$

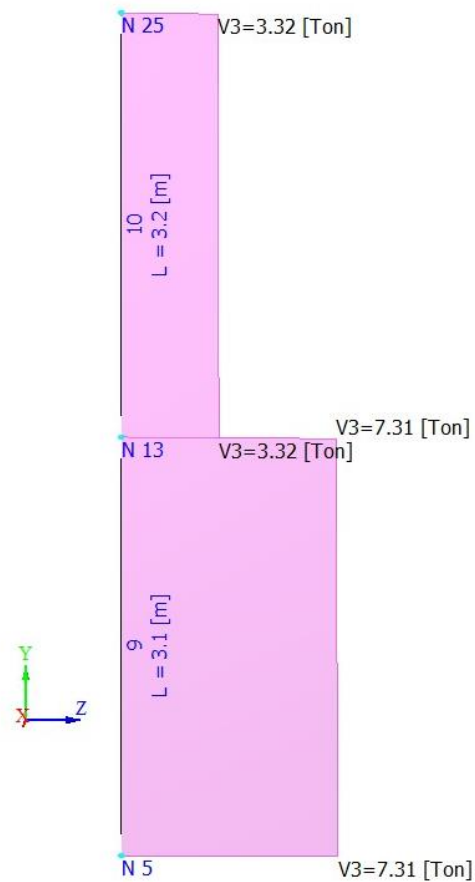


Figura 32. Diagrama de cortantes de la columna A2 generado por la combinación de cargas “C13” (Elaboración propia).

Se evidencia entonces que el cortante de diseño ϕV_n proporcionado por el espaciamiento entre estribos de 24 cm es mucho mayor que el cortante máximo $V_u = 7.31$ ton que experimenta la estructura. Por ende, la distribución de los estribos dada en la figura 31 resulta ser adecuada para soportar los cortantes ocasionados por las cargas que actúan sobre el pórtico.

5.2.3 Diseño de vigas de fundación

Como se mencionó al inicio de la sección 4.3.3 de este trabajo, para el diseño de las vigas de fundación mostradas en la figura 10, se sigue el criterio descrito en el apartado A.3.6.4.2 de la

NSR-10, en donde se indica que estos elementos deben tener la capacidad de soportar cargas a tensión o compresión mayores a $0.25A_v$ veces la fuerza axial última P_u que actúa en la columna más cargada unida a la viga de fundación que se esté analizando. Además, el valor de A_v corresponde al coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, dado en la tabla 9 para el municipio de Remedios, por lo que la fuerza a compresión o tensión de la viga de fundación no debe tener un valor menor de $0.0375P_u$. Esto significa que una viga de fundación en el municipio de Remedios debe resistir cargas axiales equivalentes al 3.75% de la fuerza axial P_u que actúa sobre la columna más cargada que se une a la viga.

En consecuencia, teniendo en cuenta que las vigas de fundación para el pórtico de análisis tienen una dimensión inicial de 30x30 cm según lo establecido en la sección 4.3.2 de este trabajo, se considerará una cuantía para el refuerzo longitudinal del 1%, lo cual equivale, para una sección de 30x30 cm, a un área de acero $A_s = 9 \text{ cm}^2$, por lo que se deciden utilizar 6 barras de 5/8" (11.94 cm^2). Así, de acuerdo con las propiedades de los materiales indicados en 4.3.1 y sabiendo que se empearán estribos cerrados en las vigas de fundación, se determina en primer lugar la fuerza axial a compresión de diseño (C) que actúa sobre la viga conforme a la ecuación establecida en la NSR-10 en C.10.3.6.2, teniendo en cuenta que el valor de ϕ es de 0.65 para secciones controladas por compresión de acuerdo con C.9.3.2.2. De esta forma, la fuerza axial de diseño a compresión de la viga de fundación es la siguiente:

$$C = 0.75 * 0.65 * [0.85 * 21 \text{ MPa} * ((0.30 * 0.30 \text{ m}^2) - 0.001194 \text{ m}^2) + (420 \text{ MPa} * 0.001194 \text{ m}^2) = 1.017 \text{ MN} (103,67 \text{ ton})$$

Por ende, conforme a todo lo descrito anteriormente, se necesitaría una carga axial P_u en la columna de $103.67 \text{ ton} / 0.0375 = 2764.5 \text{ ton}$ para que la resistencia a compresión de la viga $C = 103.67 \text{ ton}$ no cumpla con la condición de C.9.3.2.2. En ese sentido, si se compara la carga de 2764.5 ton con las fuerzas axiales que actúan en la columna A2 mostradas en la tabla 19, e incluso con las fuerzas de las demás columnas que conforma el pórtico, se deduce que resulta ser una carga excesivamente alta, por lo que solo para valores superiores a 2764.5 ton se requeriría aumentar la

sección o el refuerzo longitudinal de la viga de fundación. Análogamente, suponiendo que la viga está sometida a fuerzas de tracción (T), se tendría que la resistencia de diseño para esta estaría determinada por la resistencia a la fluencia del acero, puesto que el concreto no es muy resistente cuando se somete a cargas de tracción. Por lo tanto, la resistencia de diseño de las vigas de fundación equivale a la fuerza que se presenta en las barras de acero en el momento que se da el esfuerzo de fluencia f_y , despreciando el aporte dado por el concreto a tracción y teniendo en consideración que la sección es controlada por tracción. Por consiguiente, se tiene lo siguiente:

$$T = \phi f_y A_s = 0.9 * 420 \text{ MPa} * 0.001194 \text{ m}^2 = 0.451 \text{ MN (45.97 ton)}$$

De allí, se concluye que la fuerza última P_u necesaria para aumentar la resistencia a tracción de las vigas de fundación, debe tener un valor $45.97 \text{ ton}/0.0357 = 1287.8 \text{ ton}$. Por lo que si se realiza la misma comparación con las fuerzas axiales que actúan en la columna, no se requiere aumentar la sección o el refuerzo longitudinal de las vigas de fundación y, por ende, se diseñan vigas de fundación para el pórtico de análisis con una sección transversal de 30x30 cm, una cuantía del 1% y una separación entre estribos de 3/8" de 15 cm a lo largo de toda su longitud, conforme a lo indicado en la sección C.15.13.4 de la NSR-10 y teniendo en cuenta que estos deben tener un recubrimiento de 75 mm según lo indicado en la sección 4.3.3 de este trabajo.

5.2.4 Diseño de cimentaciones

En consideración con lo descrito en la sección 4.2 de este trabajo, se optó por iniciar el diseño de zapatas con una profundidad de desplante de 1.5 m para aumentar un poco la capacidad admisible de la cimentación; que de acuerdo con la tabla 4, para esta profundidad corresponde a un valor de 20.4 ton/m^2 , y observar cuáles son las dimensiones obtenidas para este caso siguiendo las combinaciones de cargas para el dimensionamiento de cimentaciones planteadas en la tabla 7. En ese orden de ideas, de estas combinaciones, extraídas del modelo estructural creado en Ram Advance 9.5, se establecen las mayores cargas axiales que se generan en los nudos de la base del pórtico, mostradas en la tabla 20 junto con la combinación de cargas a la que pertenecen, teniendo en cuenta que la enumeración de los nudos en esta tabla corresponde a la ilustrada en la figura 22.

Tabla 20. *Reacciones la base del portico generadas por las combinaciones de carga para el dimensionamiento de cimentaciones (Elaboración propia).*

Nudo	P _u axial (ton)	Combinación
1	21.22595	C26
2	36.79294	C26
3	26.97557	C26
4	13.05522	C24
5	31.79433	C27
6	59.34468	C22
7	46.16769	C22
8	15.35727	C27

Es preciso señalar que, si se quiere conocer a detalle cómo obtener los valores de la tabla anterior, en el Anexo 3 se encuentran todas las cargas generadas por las diferentes combinaciones de cargas para el dimensionamiento de zapatas. Por su parte, con lo indicado en la tabla 20, se procede a dimensionar cada zapata del proyecto, calculando su área como la relación entre el esfuerzo admisible de 20.4 ton/m² y la carga máxima axial correspondiente a cada nodo dada en dicha tabla. En ese sentido, considerando zapatas cuadradas, las dimensiones de las zapatas para cada nodo se reportan en la tabla 21. Igualmente, debido a que se debe tener en cuenta con qué otras edificaciones o estructuras colindan las zapatas, las columnas no se apoyan necesariamente en el centro de la cimentación, por lo que en la tabla 21 también se muestra qué tipo de zapata se debe construir conforme al punto de contacto entre la columna y la zapata.

Tabla 21. *Dimensiones y tipo de zapatas (Elaboración propia).*

Nudo	Tipo de zapata	Área (m ²)	Dimensiones
1	Medianera	1.04	1.10x1.10 m
2	Medianera	1.80	1.40X1.40 m
3	Medianera	1.32	1.20x1.20 m
4	Medianera	0.64	1.00x1.00 m
5	Centrada	1.56	1.30x.1.30 m
6	Centrada	2.91	1.70x1.70 m
7	Centrada	2.26	1.60x1.60 m
8	Esquinera	0.75	1.20x1.20 m

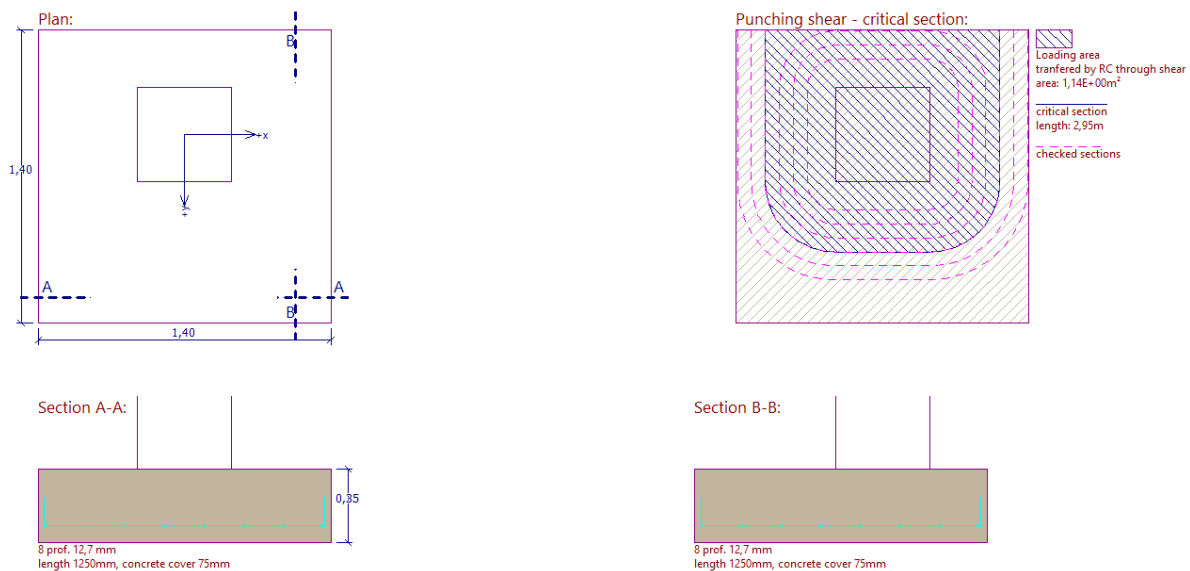
De esta manera, considerando los espacios en el terreno para la construcción de estas cimentaciones, se concluye que estas dimensiones son adecuadas. Por otro lado, con el fin de facilitar el proceso constructivo, se decidió agrupar las zapatas de la tabla 21 en función del tipo de zapata y la similitud de las cargas que estas soportan, de tal manera que las zapatas que pertenecen a un mismo grupo tengan las dimensiones de la zapata más grande que está dentro del grupo. Por lo tanto, las zapatas ubicadas en los nudos 1, 2, 3 y 4 tendrán dimensiones de 1.40x1.40 metros, las zapatas en los nudos 5 y 7 de 1.60x1.60 m, mientras que las zapatas 6 y 8 conservarán las dimensiones indicadas en la tabla 21. Una vez definido el dimensionamiento de las zapatas, con el fin de realizar su diseño en el software GEO5, se procede a determinar las cargas máximas a flexión (M_x y M_z), compresión (F_y) y cortante (F_x y F_z) que actúan en ellas, producidas por las combinaciones de cargas de diseño dadas en la tabla 5. De este modo, en la tabla 22 se muestran dichas cargas, considerando el sistema de referencia global definido en la figura 13.

Tabla 22. Reacciones para el diseño de zapatas (Elaboración propia).

Nudo	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kN*m)	M_z (kN*m)
1	57.02	266.70	65.53	-130.31	-85.55
2	-38.65	450.92	59.34	94.41	71.76
3	-61.85	332.71	67.87	110.24	95.04
4	-38.76	175.39	59.56	102.53	71.86
5	58.12	395.84	-71.75	-143.84	-77.22
6	-30.36	727.59	-49.67	-103.66	56.35
7	-56.95	572.27	-69.05	-128.13	83.07
8	-14.48	196.19	-36.90	-58.89	24.21

De igual forma, las cargas que actúan sobre los nudos de la base para las combinaciones de cargas de diseño se adjuntan en el Anexo 4 para retroalimentar la forma en que se determinaron las reacciones para el diseño de zapatas mostradas en la tabla anterior. Así, introduciendo la estratigrafía del perfil del suelo y sus parámetros geotécnicos, dados respectivamente en la figura 9 y la tabla 3, junto con las dimensiones y el tipo de zapata obtenidos al software GEO5, se diseñan las cimentaciones para el bloque de salones, cuyos resultados se muestran en las figuras 33, 34, 35 y 36. De allí, se puede evidenciar que el programa analiza en función de los datos ingresados, si las zapatas pueden soportar o no las cargas bajo las cuales se encuentran sometidas, indicándole el

diámetro del refuerzo a flexión y su recubrimiento, el cual debe ser de 75 cm puesto que las cimentaciones son elementos que están en contacto permanente con el suelo. A su vez, se evidencia que se satisface el espesor mínimo de 15 cm por encima del refuerzo a flexión, de acuerdo con lo descrito en la sección 4.3.3, y se cumple con la cuantía mínima calculada por el programa en dependiendo de las dimensiones de la zapata.



— Verification —

LONG. IN DIRECTION X : SATISFACTORY (72,7%)
LONG. IN DIRECTION Y : SATISFACTORY (52,5%)
PUNCHING SHEAR : SATISFACTORY (92,0%)

Reinforcement verification of reinforced concrete foundation

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x

Reinforcement ratio $\rho = 0,29 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$
 Position of neutral axis $x = 0,03 \text{ m} < 0,18 \text{ m} = x_{max}$
 Ultimate moment $M_{Rd} = 119,51 \text{ kNm} > 82,60 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of y

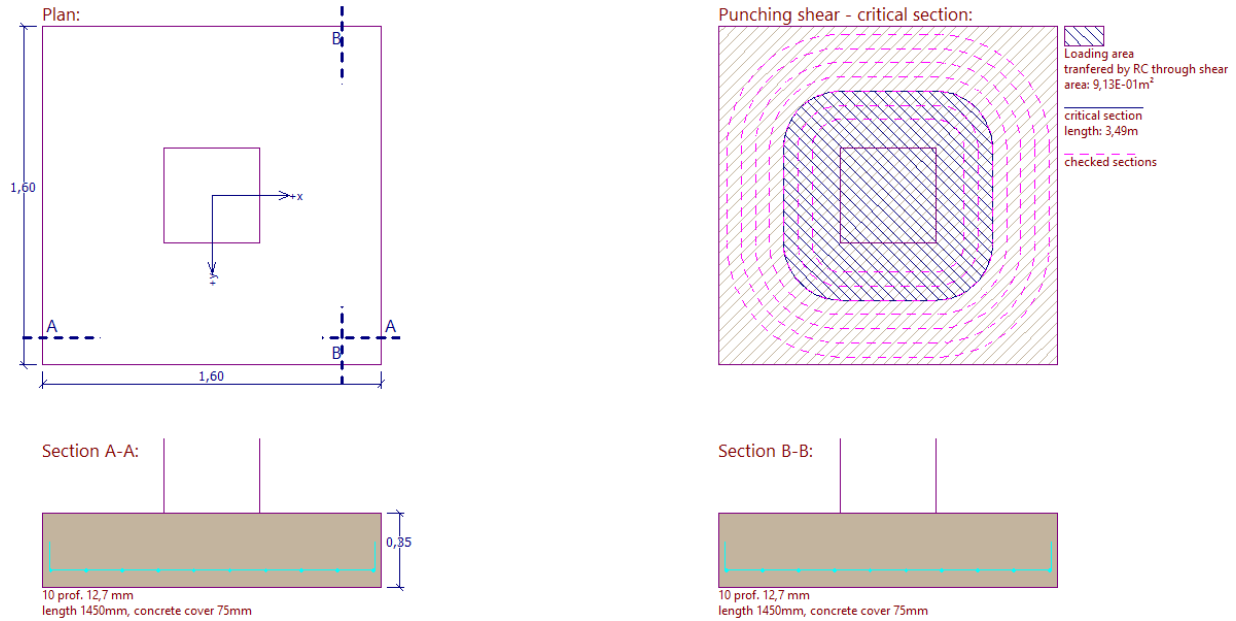
Reinforcement ratio $\rho = 0,29 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$
 Position of neutral axis $x = 0,03 \text{ m} < 0,18 \text{ m} = x_{max}$
 Ultimate moment $M_{Rd} = 119,51 \text{ kNm} > 112,86 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

Spread footing for punching shear failure check

Column normal force = 572,27 kN

Figura 33. Diseño de zapatas tipo 1 de 1.40x1.40 metros (Elaboración propia).



— Verification —

LONG. IN DIRECTION X : SATISFACTORY (69,1%)
LONG. IN DIRECTION Y : SATISFACTORY (94,4%)
PUNCHING SHEAR : SATISFACTORY (86,4%)

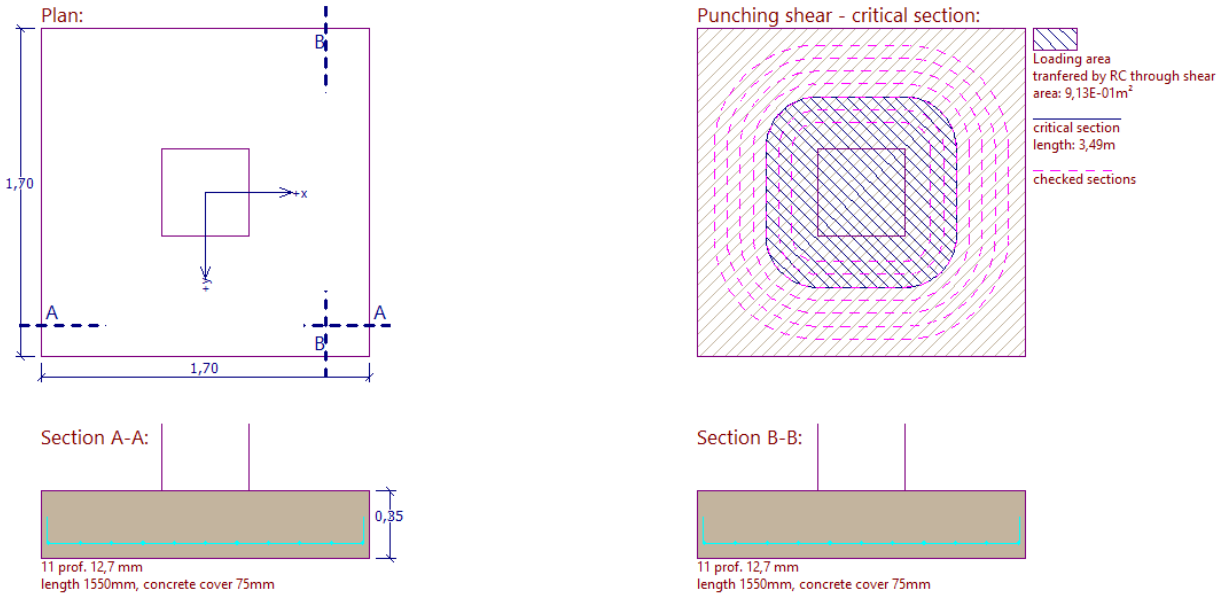
Reinforcement verification of reinforced concrete foundation

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x
 Reinforcement ratio $\rho = 0,29 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$
 Position of neutral axis $x = 0,03 \text{ m} < 0,18 \text{ m} = x_{max}$
 Ultimate moment $M_{Rd} = 119,51 \text{ kNm} > 82,60 \text{ kNm} = M_{Ed}$
 Cross-section is SATISFACTORY.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of y
 Reinforcement ratio $\rho = 0,29 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$
 Position of neutral axis $x = 0,03 \text{ m} < 0,18 \text{ m} = x_{max}$
 Ultimate moment $M_{Rd} = 119,51 \text{ kNm} > 112,86 \text{ kNm} = M_{Ed}$
 Cross-section is SATISFACTORY.

Spread footing for punching shear failure check
 Column normal force = 572,27 kN

Figura 34. Diseño de zapatas tipo 2 de 1.60x1.60 metros (Elaboración propia).



— Verification —

LONG. IN DIRECTION X : SATISFACTORY (84,2%)

LONG. IN DIRECTION Y : SATISFACTORY (96,5%)

PUNCHING SHEAR : SATISFACTORY (92,2%)

Reinforcement verification of reinforced concrete foundation

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x

Reinforcement ratio $\rho = 0,31 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0,03 m < 0,18 m = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 131,28 kNm > 110,58 kNm = M_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of y

Reinforcement ratio $\rho = 0,31 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0,03 m < 0,18 m = x_{max}$

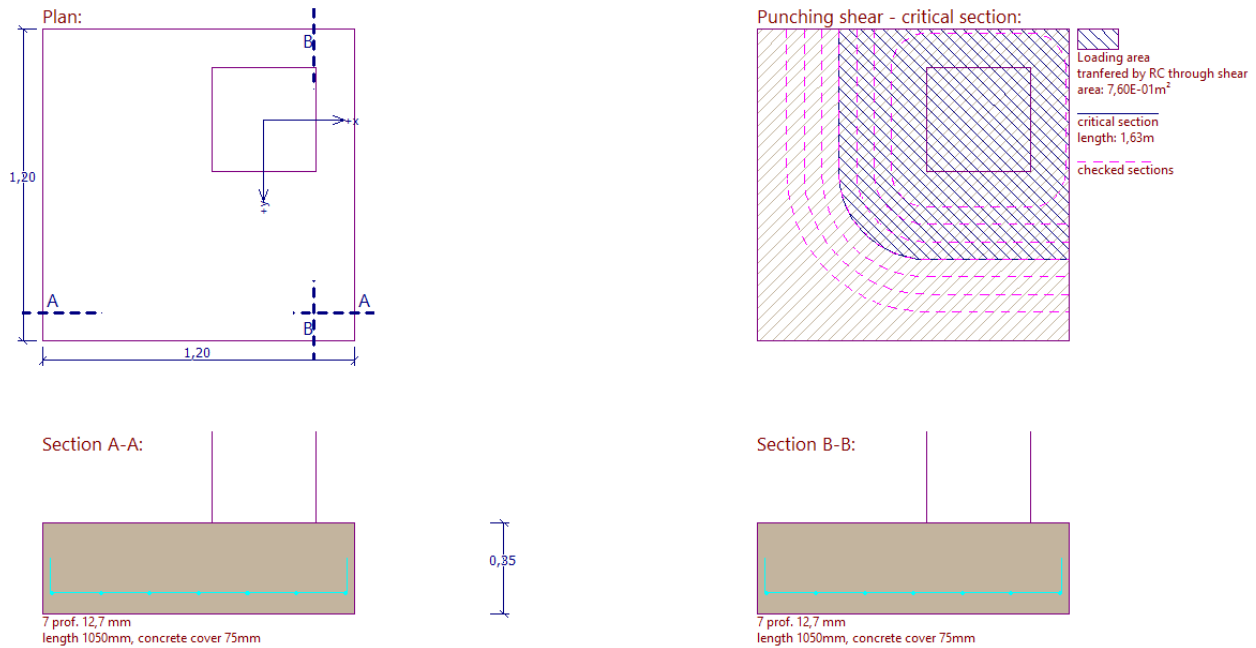
Ultimate moment $M_{Rd} = 131,28 kNm > 126,64 kNm = M_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

Spread footing for punching shear failure check

Column normal force = 727,59 kN

Figura 35. Diseño de zapatas tipo 3 de 1.70x1.70 metros (Elaboración propia).



— Verification —

LONG. IN DIRECTION X : SATISFACTORY (47,3%)

LONG. IN DIRECTION Y : SATISFACTORY (47,3%)

PUNCHING SHEAR : SATISFACTORY (77,4%)

Reinforcement verification of reinforced concrete foundation

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x

Reinforcement ratio $\rho = 0,28 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$
 Position of neutral axis $x = 0,03 \text{ m} < 0,17 \text{ m} = x_{\max}$
 Ultimate moment $M_{Rd} = 98,93 \text{ kNm} > 35,12 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of y

$0,65 \text{ m} \leq 0,17 \text{ m}$

Maximum offset of the foundation is smaller than $0,50 \cdot$ thickness of foundation. Reinforcement is not required.

Spread footing for punching shear failure check

Column normal force = 196,19 kN

Figura 36. Diseño de zapatas tipo 3 de 1.70x1.70 metros (Elaboración propia).

6. Conclusiones

Este trabajo describe las actividades principales realizadas durante el periodo de práctica académica en la empresa Invigeo S.A.S, enfocadas principalmente en el diseño de estructuras y cimentaciones. En ese sentido, se muestra el desarrollo de un proyecto estructural abordado por la empresa, describiendo sus especificaciones arquitectónicas, las características sísmicas del lugar donde será construido y las condiciones geotécnicas que conllevan a ejecutar de manera correcta el análisis estructural para poder realizar el diseño de cimentaciones y elementos estructurales conforme a los requisitos descritos en el Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10.

La estimación del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño “R” y el análisis de irregularidades resultan ser fundamentales durante el análisis estructural puesto que conforman las bases para determinar el comportamiento del pórtico cuando se somete a los efectos producidos por fuerzas sísmicas, marcando los aspectos normativos de la NSR-10 que deben ser considerados para calcular las derivas y diseñar los elementos estructurales conforme a la capacidad de disipación de energía determinada para la estructura.

Se evidencia la importancia de contar previamente con los estudios geotécnicos de la zona donde se llevará a cabo la obra y los planos arquitectónicos para poder obtener un diseño de cimentaciones conforme a la realidad y definir adecuadamente la distribución de los elementos estructurales, sus dimensiones y las propiedades de los materiales que los conforman y que marcarán el rumbo de su diseño. De ese modo, es importante contar con una comunicación objetiva y práctica con los diferentes profesionales que participan en el proyecto para solucionar posibles problemas o inconsistencias que se presenten en su proceso de diseño sin comprometer la seguridad y estabilidad de la estructura.

De manera general, el trabajo cumple con los objetivos planteados, indicando los procedimientos, condiciones y aspectos básicos para hacer uso de los diferentes programas de diseño aquí mencionados, lo que agiliza y facilita el proyecto, contribuyendo a su vez a mejorar la interpretación y el entendimiento de los resultados obtenidos.

Referencias

- Agudelo Zapata, J. A. (2022). *Una sencilla regla para obtener el período fundamental de un edificio*. Recuperado de: <https://estructurando.net/2022/04/20/una-sencilla-regla-obtener-periodo-fundamental-edificio/>
- Castro, U. O. (2018). *Análisis Sísmico – Combinaciones Modales*. Recuperado de: <https://es.linkedin.com/pulse/an%C3%A1lisis-s%C3%ADsmico-combinaciones-modales-ulises-o-castro>
- Ceballos, A. (2019). *¡Derivas!. ¿Porque las chequeamos?* Recuperado de: <https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/derivadas>
- Donnadieu, A., & Castillo, A. (s.f.). *Diferencia entre diafragmas rígidos y flexibles*. Recuperado de: <https://www.imca.org.mx/newsletters/news19.php>
- Equipo de Redactores Legis. (2021). *Los sistemas estructurales permitidos en Colombia*. Recuperado de: <https://blog.legis.com.co/construccion/sistemas-estructurales-permitidos-en-colombia>
- Ewins, D. J. (2001). *Encyclopedia of Vibration*, 838–844. Recuperado de: <https://doi.org/10.1006/RWVB.2001.0062>
- Instituto Distrital de Gestión de Riesgos y Cambio Climático [IDIGER]. (2024). *Caracterización General del Escenario de Riesgo Sísmico*. Recuperado de: <https://www.idiger.gov.co/rsismico>
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial [MAVDT]. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- Vásquez, M. (s.f.). *La Importancia del Diseño Estructural*. Noticias Universidad La Salle Oaxaca. Recuperado de: <https://noticias.ulsaoaxaca.edu.mx/index.php/2021/09/25/la-importancia-del-diseno-estructural/>

Anexos

A continuación, se listan los anexos que complementan la información dada a lo largo de este informe y contribuyen al entendimiento de algunos cálculos y análisis realizados.

Anexo 1. Desplazamientos de los extremos del pórtico de análisis para la determinación de irregularidad torsional

Nudo	Traslaciones [cm]			Rotaciones [Rad]		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ

Estado $C14=0.9D1+0.9D2+0.9D3+Sx+0.3Sz$						
1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	0.85581	-0.00494	0.65634	0.00217	0.00071	-0.00302
12	0.85581	-0.02090	-0.91692	-0.00257	0.00071	-0.00206
17	1.02660	-0.28175	0.65634	0.00218	0.00071	-0.00230
20	1.02660	0.23379	-0.91837	-0.00202	0.00071	-0.00018
21	1.55924	-0.00589	1.34025	0.00181	0.00139	-0.00173
24	1.55924	-0.02727	-1.75234	-0.00200	0.00139	-0.00145
29	1.91333	-0.24934	1.34025	0.00188	0.00139	-0.00103
32	1.91333	0.16999	-1.75518	-0.00156	0.00139	-0.00006

Estado $C15=0.9D1+0.9D2+0.9D3-Sx-0.3Sz$						
1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.83567	-0.01634	-0.56856	-0.00145	-0.00070	0.00210
12	-0.83567	0.01047	0.98002	0.00319	-0.00070	0.00199
17	-0.99725	0.17021	-0.56856	-0.00141	-0.00070	-0.00184
20	-0.99725	-0.21568	0.98144	0.00172	-0.00070	0.00046
21	-1.51607	-0.02064	-1.06826	-0.00112	-0.00136	0.00165
24	-1.51607	0.01316	1.95866	0.00254	-0.00136	0.00147
29	-1.84566	0.11808	-1.06826	-0.00104	-0.00136	-0.00127
32	-1.84566	-0.22231	1.96142	0.00176	-0.00136	0.00042

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

Estado $C16=0.9D1+0.9D2+0.9D3+0.3Sx+Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	0.31288	-0.02082	-1.38323	-0.00392	-0.00057	-0.00136
12	0.31288	-0.01228	-0.86741	-0.00245	-0.00057	-0.00075
17	-0.53089	0.48661	-1.38323	-0.00389	-0.00057	-0.00192
20	-0.53089	0.24394	-0.86714	-0.00196	-0.00057	-0.00027
21	0.56246	-0.02661	-2.71892	-0.00322	-0.00114	-0.00064
24	0.56246	-0.01633	-1.67422	-0.00195	-0.00114	-0.00051
29	-1.00872	0.38963	-2.71892	-0.00313	-0.00114	-0.00102
32	-1.00872	0.18987	-1.67365	-0.00153	-0.00114	-0.00010

Estado $C17=0.9D1+0.9D2+0.9D3-0.3Sx-Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.29274	-0.00046	1.47101	0.00464	0.00058	0.00044
12	-0.29274	0.00184	0.93051	0.00306	0.00058	0.00067
17	0.56024	-0.59815	1.47101	0.00466	0.00058	-0.00222
20	0.56024	-0.22583	0.93021	0.00166	0.00058	0.00055
21	-0.51930	0.00008	2.99091	0.00391	0.00117	0.00056
24	-0.51930	0.00223	1.88055	0.00249	0.00117	0.00052
29	1.07639	-0.52088	2.99091	0.00397	0.00117	-0.00127
32	1.07639	-0.24219	1.87989	0.00174	0.00117	0.00046

Estado $C18=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+Sx+0.3Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	0.85919	-0.00848	0.67110	0.00229	0.00071	-0.00317
12	0.85919	-0.02264	-0.90632	-0.00247	0.00071	-0.00207
17	1.03154	-0.30040	0.67110	0.00231	0.00071	-0.00299
20	1.03154	0.23679	-0.90778	-0.00207	0.00071	-0.00013
21	1.56647	-0.01031	1.38587	0.00192	0.00140	-0.00174
24	1.56647	-0.02962	-1.71776	-0.00191	0.00140	-0.00145

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

29	1.92469	-0.27126	1.38587	0.00202	0.00140	-0.00141
32	1.92469	0.16125	-1.72061	-0.00152	0.00140	0.00000

Estado $C19=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-Sx-0.3Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.83229	-0.01989	-0.55380	-0.00134	-0.00069	0.00195
12	-0.83229	0.00873	0.99061	0.00329	-0.00069	0.00197
17	-0.99232	0.15156	-0.55380	-0.00128	-0.00069	-0.00253
20	-0.99232	-0.21268	0.99203	0.00167	-0.00069	0.00050
21	-1.50884	-0.02506	-1.02264	-0.00100	-0.00135	0.00164
24	-1.50884	0.01081	1.99324	0.00263	-0.00135	0.00147
29	-1.83430	0.09615	-1.02264	-0.00090	-0.00135	-0.00165
32	-1.83430	-0.23106	1.99598	0.00180	-0.00135	0.00048

Estado $C20=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+0.3Sx+Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	0.31626	-0.02436	-1.36847	-0.00380	-0.00057	-0.00151
12	0.31626	-0.01401	-0.85681	-0.00234	-0.00057	-0.00076
17	-0.52595	0.46796	-1.36847	-0.00376	-0.00057	-0.00261
20	-0.52595	0.24694	-0.85655	-0.00201	-0.00057	-0.00022
21	0.56970	-0.03103	-2.67330	-0.00310	-0.00113	-0.00065
24	0.56970	-0.01868	-1.63965	-0.00186	-0.00113	-0.00051
29	-0.99736	0.36770	-2.67330	-0.00299	-0.00113	-0.00140
32	-0.99736	0.18112	-1.63909	-0.00150	-0.00113	-0.00004

Estado $C21=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-0.3Sx-Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.28936	-0.00401	1.48577	0.00476	0.00059	0.00029
12	-0.28936	0.00010	0.94111	0.00317	0.00059	0.00066
17	0.56517	-0.61680	1.48577	0.00479	0.00059	-0.00291
20	0.56517	-0.22283	0.94080	0.00161	0.00059	0.00059

21	-0.51207	-0.00434	3.03654	0.00402	0.00118	0.00055
24	-0.51207	-0.00012	1.91513	0.00258	0.00118	0.00053
29	1.08775	-0.54281	3.03654	0.00412	0.00118	-0.00166
32	1.08775	-0.25094	1.91445	0.00177	0.00118	0.00052

Anexo 2. Desplazamientos de los nudos ubicados en los ejes de las columnas del pórtico para la determinación de las derivas máximas de a edificación

Nudo	Traslaciones [cm]			Rotaciones [Rad]		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
Estado $C14=0.9D1+0.9D2+0.9D3+Sx+0.3Sz$						
1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	0.89809	-0.00465	0.68696	0.00226	0.00074	-0.00315
10	0.89809	-0.02227	0.38871	0.00152	0.00074	-0.00224
11	0.89809	-0.00194	-0.77967	-0.00198	0.00074	-0.00148
12	0.89809	-0.02169	-0.96434	-0.00271	0.00074	-0.00216
13	0.98666	-0.01049	0.68696	0.00203	0.00074	-0.00355
14	0.98666	-0.03188	0.38871	0.00121	0.00074	-0.00246
15	0.98666	-0.00811	-0.77967	-0.00239	0.00074	-0.00173
16	0.98666	-0.03052	-0.96587	-0.00216	0.00074	-0.00132
21	1.63612	-0.00552	1.40046	0.00188	0.00146	-0.00181
22	1.63612	-0.02725	0.82489	0.00121	0.00146	-0.00161
23	1.63612	-0.00170	-1.48526	-0.00166	0.00146	-0.00133
24	1.63612	-0.02828	-1.84511	-0.00211	0.00146	-0.00153
25	1.82590	-0.01305	1.40046	0.00174	0.00146	-0.00204
26	1.82590	-0.03935	0.82489	0.00116	0.00146	-0.00184
27	1.82590	-0.00889	-1.48526	-0.00167	0.00146	-0.00160
28	1.82590	-0.04009	-1.84809	-0.00170	0.00146	-0.00109

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

Estado $C15=0.9D1+0.9D2+0.9D3-Sx-0.3Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.87795	-0.01663	-0.59918	-0.00155	-0.00073	0.00223
10	-0.87795	-0.01648	-0.31130	-0.00059	-0.00073	0.00220
11	-0.87795	-0.02556	0.84668	0.00284	-0.00073	0.00201
12	-0.87795	0.01125	1.02744	0.00333	-0.00073	0.00209
13	-0.95893	-0.02114	-0.59918	-0.00177	-0.00073	0.00236
14	-0.95893	-0.02788	-0.31130	-0.00089	-0.00073	0.00240
15	-0.95893	-0.03665	0.84668	0.00239	-0.00073	0.00238
16	-0.95893	0.00790	1.02894	0.00175	-0.00073	0.00127
21	-1.59295	-0.02101	-1.12847	-0.00119	-0.00143	0.00173
22	-1.59295	-0.01976	-0.58049	-0.00056	-0.00143	0.00155
23	-1.59295	-0.03206	1.70201	0.00220	-0.00143	0.00137
24	-1.59295	0.01417	2.05144	0.00265	-0.00143	0.00154
25	-1.76254	-0.02686	-1.12847	-0.00133	-0.00143	0.00202
26	-1.76254	-0.03396	-0.58049	-0.00061	-0.00143	0.00175
27	-1.76254	-0.04606	1.70201	0.00218	-0.00143	0.00156
28	-1.76254	0.00965	2.05433	0.00177	-0.00143	0.00117

Estado $C16=0.9D1+0.9D2+0.9D3+0.3Sx+Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	0.32802	-0.02133	-1.45458	-0.00414	-0.00060	-0.00140
10	0.32802	-0.02697	-1.04882	-0.00280	-0.00060	-0.00080
11	0.32802	-0.02320	-0.94678	-0.00250	-0.00060	-0.00035
12	0.32802	-0.01263	-0.91236	-0.00258	-0.00060	-0.00078
13	-0.48435	-0.00620	-1.45458	-0.00436	-0.00060	0.00094

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

14	-0.48435	-0.02235	-1.04882	-0.00310	-0.00060	0.00123
15	-0.48435	-0.01632	-0.94678	-0.00291	-0.00060	0.00140
16	-0.48435	0.00579	-0.91207	-0.00209	-0.00060	0.00066
21	0.58951	-0.02728	-2.86167	-0.00339	-0.00120	-0.00067
22	0.58951	-0.03348	-2.05395	-0.00239	-0.00120	-0.00059
23	0.58951	-0.02916	-1.83591	-0.00213	-0.00120	-0.00046
24	0.58951	-0.01680	-1.76309	-0.00206	-0.00120	-0.00054
25	-0.91175	-0.00731	-2.86167	-0.00353	-0.00120	0.00114
26	-0.91175	-0.02674	-2.05395	-0.00244	-0.00120	0.00096
27	-0.91175	-0.01953	-1.83591	-0.00214	-0.00120	0.00087
28	-0.91175	0.00720	-1.76249	-0.00166	-0.00120	0.00066

Estado $C17=0.9D1+0.9D2+0.9D3-0.3Sx-Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.30788	0.00005	1.54236	0.00485	0.00061	0.00049
10	-0.30788	-0.01178	1.12623	0.00373	0.00061	0.00076
11	-0.30788	-0.00430	1.01380	0.00335	0.00061	0.00088
12	-0.30788	0.00219	0.97546	0.00320	0.00061	0.00071
13	0.51208	-0.02544	1.54236	0.00462	0.00061	-0.00213
14	0.51208	-0.03742	1.12623	0.00343	0.00061	-0.00129
15	0.51208	-0.02845	1.01380	0.00291	0.00061	-0.00075
16	0.51208	-0.02840	0.97514	0.00167	0.00061	-0.00071
21	-0.54634	0.00075	3.13366	0.00408	0.00123	0.00059
22	-0.54634	-0.01353	2.29835	0.00304	0.00123	0.00053
23	-0.54634	-0.00460	2.05267	0.00268	0.00123	0.00050
24	-0.54634	0.00269	1.96942	0.00260	0.00123	0.00055
25	0.97511	-0.03260	3.13366	0.00395	0.00123	-0.00116
26	0.97511	-0.04656	2.29835	0.00300	0.00123	-0.00106
27	0.97511	-0.03543	2.05267	0.00265	0.00123	-0.00090
28	0.97511	-0.03763	1.96873	0.00173	0.00123	-0.00058

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

Estado $C18=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+Sx+0.3Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	0.90147	-0.00820	0.70172	0.00238	0.00075	-0.00330
10	0.90147	-0.02873	0.40172	0.00167	0.00075	-0.00225
11	0.90147	-0.00652	-0.76841	-0.00184	0.00075	-0.00139
12	0.90147	-0.02343	-0.95374	-0.00261	0.00075	-0.00217
13	0.99132	-0.01577	0.70172	0.00207	0.00075	-0.00375
14	0.99132	-0.04185	0.40172	0.00127	0.00075	-0.00247
15	0.99132	-0.01557	-0.76841	-0.00239	0.00075	-0.00162
16	0.99132	-0.03429	-0.95528	-0.00223	0.00075	-0.00133
21	1.64335	-0.00994	1.44609	0.00200	0.00147	-0.00182
22	1.64335	-0.03509	0.86587	0.00132	0.00147	-0.00162
23	1.64335	-0.00732	-1.44893	-0.00157	0.00147	-0.00132
24	1.64335	-0.03063	-1.81054	-0.00202	0.00147	-0.00153
25	1.83653	-0.01970	1.44609	0.00181	0.00147	-0.00204
26	1.83653	-0.05157	0.86587	0.00126	0.00147	-0.00186
27	1.83653	-0.01805	-1.44893	-0.00158	0.00147	-0.00160
28	1.83653	-0.04516	-1.81353	-0.00169	0.00147	-0.00108

Estado $C19=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-Sx-0.3Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.87457	-0.02017	-0.58442	-0.00143	-0.00073	0.00208
10	-0.87457	-0.02294	-0.29829	-0.00043	-0.00073	0.00219
11	-0.87457	-0.03014	0.85794	0.00298	-0.00073	0.00210
12	-0.87457	0.00951	1.03804	0.00343	-0.00073	0.00208
13	-0.95427	-0.02642	-0.58442	-0.00173	-0.00073	0.00216

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

14	-0.95427	-0.03785	-0.29829	-0.00083	-0.00073	0.00239
15	-0.95427	-0.04411	0.85794	0.00239	-0.00073	0.00249
16	-0.95427	0.00413	1.03953	0.00168	-0.00073	0.00126
21	-1.58572	-0.02543	-1.08285	-0.00108	-0.00142	0.00172
22	-1.58572	-0.02759	-0.53951	-0.00045	-0.00142	0.00154
23	-1.58572	-0.03768	1.73834	0.00230	-0.00142	0.00137
24	-1.58572	0.01182	2.08601	0.00274	-0.00142	0.00155
25	-1.75191	-0.03351	-1.08285	-0.00126	-0.00142	0.00202
26	-1.75191	-0.04618	-0.53951	-0.00051	-0.00142	0.00173
27	-1.75191	-0.05522	1.73834	0.00227	-0.00142	0.00156
28	-1.75191	0.00458	2.08889	0.00178	-0.00142	0.00118

Estado $C20=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+0.3Sx+Sz$

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	0.33140	-0.02487	-1.43982	-0.00402	-0.00060	-0.00156
10	0.33140	-0.03343	-1.03581	-0.00265	-0.00060	-0.00081
11	0.33140	-0.02778	-0.93552	-0.00235	-0.00060	-0.00026
12	0.33140	-0.01437	-0.90176	-0.00248	-0.00060	-0.00080
13	-0.47969	-0.01147	-1.43982	-0.00432	-0.00060	0.00074
14	-0.47969	-0.03231	-1.03581	-0.00305	-0.00060	0.00122
15	-0.47969	-0.02378	-0.93552	-0.00291	-0.00060	0.00150
16	-0.47969	0.00202	-0.90148	-0.00215	-0.00060	0.00065
21	0.59674	-0.03170	-2.81605	-0.00328	-0.00119	-0.00068
22	0.59674	-0.04131	-2.01297	-0.00228	-0.00119	-0.00060
23	0.59674	-0.03478	-1.79958	-0.00204	-0.00119	-0.00045
24	0.59674	-0.01915	-1.72852	-0.00197	-0.00119	-0.00053
25	-0.90112	-0.01396	-2.81605	-0.00346	-0.00119	0.00114
26	-0.90112	-0.03896	-2.01297	-0.00235	-0.00119	0.00094
27	-0.90112	-0.02869	-1.79958	-0.00206	-0.00119	0.00086
28	-0.90112	0.00213	-1.72793	-0.00165	-0.00119	0.00068

Estado **C21=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-0.3Sx-Sz**

1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.30450	-0.00350	1.55712	0.00497	0.00062	0.00034
10	-0.30450	-0.01824	1.13924	0.00388	0.00062	0.00075
11	-0.30450	-0.00888	1.02506	0.00350	0.00062	0.00097
12	-0.30450	0.00045	0.98606	0.00330	0.00062	0.00070
13	0.51674	-0.03071	1.55712	0.00467	0.00062	-0.00233
14	0.51674	-0.04738	1.13924	0.00348	0.00062	-0.00130
15	0.51674	-0.03591	1.02506	0.00291	0.00062	-0.00064
16	0.51674	-0.03217	0.98573	0.00160	0.00062	-0.00071
21	-0.53911	-0.00367	3.17928	0.00420	0.00124	0.00058
22	-0.53911	-0.02137	2.33933	0.00315	0.00124	0.00052
23	-0.53911	-0.01022	2.08900	0.00277	0.00124	0.00050
24	-0.53911	0.00034	2.00399	0.00270	0.00124	0.00055
25	0.98574	-0.03925	3.17928	0.00402	0.00124	-0.00116
26	0.98574	-0.05878	2.33933	0.00309	0.00124	-0.00107
27	0.98574	-0.04459	2.08900	0.00274	0.00124	-0.00091
28	0.98574	-0.04271	2.00329	0.00175	0.00124	-0.00057

Anexo 3. Reacciones asociadas a las combinaciones de carga para definir el dimensionamiento de zapatas

Nudo	Fuerzas [Ton]			Momentos [Ton*m]		
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ

Estado C22=D1+D2+D3+L						
1	2.24780	19.82242	0.29796	-0.72594	-0.00099	-2.05260
2	-0.24634	36.42393	1.14383	0.26850	-0.00099	0.45036
3	-1.87631	26.58565	1.39941	0.67038	-0.00099	2.08628
4	-0.18134	10.59137	0.77483	0.09808	-0.00099	0.38442
5	3.11942	30.87017	-0.85425	-1.88335	-0.00099	-2.82306

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

105

6	-0.37470	59.34468	-0.19184	-1.07476	-0.00099	0.68677
7	-2.50803	46.16769	-1.48760	-2.23062	-0.00099	2.83066
8	-0.18050	14.34778	-1.08234	-1.35076	-0.00045	0.29728

SUM	0.00000	244.15370	0.00000	-6.22847	-0.00738	1.86010
-----	---------	-----------	---------	----------	----------	---------

Estado $C23=D1+D2+D3$

1	1.87690	17.25706	0.35868	-0.38260	-0.00060	-1.71252
2	-0.20572	30.80968	1.02905	0.37808	-0.00060	0.37702
3	-1.58450	22.07614	1.01393	0.45054	-0.00060	1.76041
4	-0.13228	8.84714	0.50206	-0.03001	-0.00060	0.30284
5	2.41917	25.28763	-0.73060	-1.47609	-0.00060	-2.19355
6	-0.28436	47.10464	-0.40847	-1.06649	-0.00060	0.52082
7	-1.97310	35.46986	-1.03067	-1.60265	-0.00060	2.21668
8	-0.11610	11.34112	-0.73398	-0.94238	-0.00027	0.20426

SUM	0.00000	198.19327	0.00000	-4.67161	-0.00446	1.47595
-----	---------	-----------	---------	----------	----------	---------

Estado $C24=D1+D2+D3+0.75L+0.75Lr+0.156Sx+0.047Sz$

1	0.47927	19.00474	0.35529	-0.55362	-0.00495	1.35573
2	-2.15534	35.94288	1.33939	0.73895	-0.00495	3.99915
3	-3.96342	24.34735	3.36391	4.67825	-0.00495	5.81330
4	-2.13586	13.05522	2.98886	4.61627	-0.00495	3.97888
5	1.72782	28.06273	-0.78294	-1.69680	-0.00495	-0.25024
6	-1.74817	56.08311	-0.02281	-0.63070	-0.00495	3.24054
7	-3.89580	41.00361	0.70160	2.00343	-0.00495	5.39804
8	-0.83100	14.64638	0.11870	0.71387	-0.00223	1.38987

SUM	-12.52249	232.14603	8.06199	9.86965	-0.03690	24.92526
-----	-----------	-----------	---------	---------	----------	----------

Estado $C25=D1+D2+D3+0.75L+0.75Lr-0.156Sx-0.047Sz$

1	3.83089	19.35753	0.27107	-0.72633	0.00317	-5.29090
2	1.68298	34.09793	0.89090	-0.14701	0.00317	-3.13514
3	0.35671	26.56928	-0.75780	-3.44733	0.00317	-1.80376
4	1.79774	7.25542	-1.57553	-4.48402	0.00317	-3.25088
5	4.16089	30.88626	-0.86373	-1.86606	0.00317	-5.08108
6	1.04391	56.48614	-0.46932	-1.51469	0.00317	-1.95003
7	-0.85283	45.98282	-3.44838	-6.15047	0.00317	-0.04390
8	0.50220	12.54579	-2.10920	-3.21108	0.00143	-0.84186

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

SUM	12.52249	233.18117	-8.06199	-21.54699	0.02360	-21.39755
-----	----------	-----------	----------	-----------	---------	-----------

Estado $C26=D1+D2+D3+0.75L+0.75Lr+0.047Sx+0.156Sz$

1	0.93088	21.22595	3.61200	5.88251	0.00495	0.43989
2	-1.63291	36.79294	3.57250	5.14980	0.00495	3.01234
3	-3.36977	26.97557	4.09437	6.11701	0.00495	4.75514
4	-1.60060	12.49430	3.43657	5.50928	0.00495	2.97922
5	3.66465	27.15466	2.47703	4.74260	0.00495	-4.08791
6	0.47217	54.74283	2.20941	3.77925	0.00495	-0.88121
7	-1.47867	41.54344	1.43329	3.44341	0.00495	1.07912
8	0.22711	11.83489	0.33495	1.09573	0.00223	-0.38056

SUM	-2.78714	232.76459	21.17012	35.71959	0.03691	6.91604
-----	----------	-----------	----------	----------	---------	---------

Estado $C27=D1+D2+D3+0.75L+0.75Lr-0.047Sx-0.156Sz$

1	3.37929	17.13632	-2.98564	-7.16246	-0.00674	-4.37507
2	1.16055	33.24787	-1.34221	-4.55786	-0.00674	-2.14834
3	-0.23693	23.94105	-1.48827	-4.88608	-0.00674	-0.74560
4	1.26248	7.81634	-2.02324	-5.37703	-0.00674	-2.25122
5	2.22406	31.79433	-4.12370	-8.30546	-0.00674	-1.24340
6	-1.17643	57.82641	-2.70154	-5.92464	-0.00674	2.17172
7	-3.26996	45.44299	-4.18008	-7.59045	-0.00674	4.27502
8	-0.55591	15.35727	-2.32545	-3.59294	-0.00304	0.92857

SUM	2.78714	232.56261	-21.17011	-47.39693	-0.05021	-3.38832
-----	---------	-----------	-----------	-----------	----------	----------

Estado $C28=D1+D2+D3+0.207Sx+0.062Sz$

1	-0.35413	17.01192	0.39925	-0.29825	-0.00605	2.71196
2	-2.76075	32.03258	1.31672	0.94636	-0.00605	5.12613
3	-4.46029	20.58606	3.75148	5.84739	-0.00605	6.83091
4	-2.75074	12.70678	3.53534	6.01762	-0.00605	5.11551
5	0.79195	23.41423	-0.69232	-1.39404	-0.00605	1.03724
6	-2.15167	46.84297	-0.12211	-0.49952	-0.00605	3.99217
7	-4.00818	32.15603	1.72568	3.81302	-0.00605	5.85614
8	-1.00772	12.75138	0.74659	1.66598	-0.00272	1.69679

SUM	-16.70154	197.50195	10.66064	16.09855	-0.04504	32.36686
-----	-----------	-----------	----------	----------	----------	----------

Estado $C29=D1+D2+D3-0.207Sx-0.062Sz$

1	4.10793	17.50219	0.31810	-0.46696	0.00485	-6.13699
---	---------	----------	---------	----------	---------	----------

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

107

2	2.34931	29.58678	0.74138	-0.19019	0.00485	-4.37210
3	1.29128	23.56623	-1.72363	-4.94631	0.00485	-3.31010
4	2.48618	4.98750	-2.53122	-6.07765	0.00485	-4.50983
5	4.04638	27.16104	-0.76887	-1.55814	0.00485	-5.42434
6	1.58294	47.36632	-0.69484	-1.63346	0.00485	-2.95054
7	0.06199	38.78369	-3.78702	-7.01833	0.00485	-1.42279
8	0.77552	9.93086	-2.21455	-3.55074	0.00218	-1.28827

SUM	16.70154	198.88460	-10.66064	-25.44178	0.03612	-29.41497
-----	----------	-----------	-----------	-----------	---------	-----------

Estado $C30=D1+D2+D3+0.062Sx+0.207Sz$

1	0.25206	19.99402	4.77159	8.34266	0.00725	1.48262
2	-2.05948	33.17390	4.31483	6.86824	0.00725	3.80153
3	-3.66342	24.11454	4.73232	7.77928	0.00725	5.41052
4	-2.03225	11.95390	4.13657	7.21685	0.00725	3.77365
5	3.39218	22.19500	3.68440	7.25126	0.00725	-4.11492
6	0.82918	45.04356	2.87480	5.42115	0.00725	-1.54135
7	-0.76314	32.88062	2.70817	5.74657	0.00725	0.05790
8	0.41281	8.97685	1.03700	2.17878	0.00327	-0.68004

SUM	-3.63206	198.33238	28.25967	50.80479	0.05405	8.18990
-----	----------	-----------	----------	----------	---------	---------

Estado $C31=D1+D2+D3-0.062Sx-0.207Sz$

1	3.50174	14.52010	-4.05424	-9.10787	-0.00845	-4.90765
2	1.64804	28.44546	-2.25673	-6.11207	-0.00845	-3.04750
3	0.49442	20.03774	-2.70446	-6.87820	-0.00845	-1.88971
4	1.76769	5.74038	-3.13246	-7.27688	-0.00845	-3.16797
5	1.44615	28.38027	-5.14559	-10.20344	-0.00845	-0.27219
6	-1.39791	49.16573	-3.69175	-7.55413	-0.00845	2.58299
7	-3.18305	38.05910	-4.76950	-8.95188	-0.00845	4.37545
8	-0.64501	13.70539	-2.50496	-4.06355	-0.00381	1.08856

SUM	3.63206	198.05417	-28.25967	-60.14802	-0.06297	-5.23801
-----	---------	-----------	-----------	-----------	----------	----------

Anexo 4. Reacciones en los nudos de la base del pórtico de análisis para el diseño de zapatas

Nudo	Fuerzas [Ton]			Momentos [Ton*m]		
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Estado C1=1.4D1+1.4D2+1.4D3						
1	2.62757	24.15743	0.50107	-0.53998	-0.00084	-2.39803
2	-0.28797	43.13164	1.44102	0.52764	-0.00084	0.52876
3	-2.21845	30.90455	1.41932	0.62892	-0.00084	2.46674
4	-0.18560	12.38540	0.70190	-0.04491	-0.00084	0.42502
5	3.38694	35.40456	-1.02316	-2.07127	-0.00084	-3.07236
6	-0.39768	65.94876	-0.57023	-1.49584	-0.00084	0.73051
7	-2.76220	49.65877	-1.44229	-2.24728	-0.00084	3.10713
8	-0.16261	15.87948	-1.02764	-1.32117	-0.00038	0.28660
SUM	0.00000	277.47058	0.00000	-6.56389	-0.00627	2.07437
Estado C2=1.2D1+1.2D2+1.2D3+1.6L+0.5Lr						
1	2.88364	24.21768	0.34511	-0.98625	-0.00134	-2.63479
2	-0.32477	44.68810	1.44858	0.31827	-0.00134	0.58611
3	-2.39902	32.84231	1.85994	0.92778	-0.00134	2.66873
4	-0.23906	13.19544	1.04826	0.18640	-0.00134	0.49893
5	4.07682	38.36973	-1.09413	-2.43298	-0.00134	-3.69240
6	-0.49877	74.16822	-0.16405	-1.30498	-0.00134	0.90664
7	-3.25983	58.33585	-1.99544	-2.94911	-0.00134	3.68355
8	-0.23902	18.11823	-1.44827	-1.79262	-0.00060	0.39161
SUM	0.00000	303.93557	0.00000	-8.03350	-0.00997	2.40838
Estado C3=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+1.6Lr						
1	2.60234	23.59600	0.36192	-0.81956	-0.00112	-2.37600
2	-0.28046	43.27455	1.33346	0.32012	-0.00112	0.51785
3	-2.17665	31.47025	1.58749	0.73919	-0.00112	2.42152
4	-0.20724	12.47581	0.86903	0.07946	-0.00112	0.44336
5	3.57419	36.42468	-0.99001	-2.17817	-0.00112	-3.23433
6	-0.42395	69.82694	-0.26037	-1.28382	-0.00112	0.78361
7	-2.88263	53.99600	-1.67787	-2.54363	-0.00112	3.25565
8	-0.20560	16.78253	-1.22366	-1.53680	-0.00050	0.34010

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

SUM	0.00000	287.84675	0.00000	-7.22321	-0.00833	2.15175
-----	---------	-----------	---------	----------	----------	---------

Estado $C4=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+0.5Lr$

1	2.64041	23.00260	0.37484	-0.79339	-0.00111	-2.41144
2	-0.29334	42.00979	1.36342	0.36188	-0.00111	0.53340
3	-2.20721	30.60752	1.61419	0.77614	-0.00111	2.45472
4	-0.20872	12.26433	0.87927	0.09933	-0.00111	0.44750
5	3.62756	35.51567	-1.00935	-2.18429	-0.00111	-3.28616
6	-0.43739	67.88371	-0.28248	-1.29422	-0.00111	0.79860
7	-2.91910	52.65076	-1.70612	-2.56160	-0.00111	3.29359
8	-0.20222	16.47932	-1.23376	-1.54346	-0.00050	0.33722

SUM	0.00000	280.41370	0.00000	-7.13962	-0.00826	2.16743
-----	---------	-----------	---------	----------	----------	---------

Estado $C5=0.9D1+0.9D2+0.9D3$

1	1.68922	15.53174	0.32298	-0.34365	-0.00054	-1.54118
2	-0.18515	27.72902	0.92609	0.34054	-0.00054	0.33916
3	-1.42603	19.86886	0.91256	0.40578	-0.00054	1.58402
4	-0.11899	7.96252	0.45201	-0.02655	-0.00054	0.27239
5	2.17723	22.75857	-0.65748	-1.32772	-0.00054	-1.97397
6	-0.25600	42.39382	-0.36789	-0.95940	-0.00054	0.46851
7	-1.77581	31.92272	-0.92770	-1.44182	-0.00054	1.99440
8	-0.10448	10.20670	-0.66057	-0.84785	-0.00024	0.18373

SUM	0.00000	178.37395	0.00000	-4.20067	-0.00401	1.32706
-----	---------	-----------	---------	----------	----------	---------

Estado $C6=0.9D1+0.9D2+0.9D3+0.296Sx+0.089Sz$

1	-1.50014	15.18795	0.39095	-0.20336	-0.00830	4.78375
2	-3.83767	29.48056	1.34433	1.16675	-0.00830	7.12816
3	-5.53706	17.74582	4.82995	8.12855	-0.00830	8.83244
4	-3.86218	13.48072	4.79147	8.62529	-0.00830	7.15224
5	-0.14404	20.07653	-0.59279	-1.19071	-0.00830	2.63486
6	-2.91977	42.01549	0.04848	-0.13508	-0.00830	5.42054
7	-4.67893	27.18505	3.01656	6.30789	-0.00830	7.18625
8	-1.37641	12.21501	1.45755	2.88370	-0.00374	2.31289

SUM	-23.85620	177.38713	15.28650	25.58302	-0.06182	45.45113
-----	-----------	-----------	----------	----------	----------	----------

Estado $C7=0.9D1+0.9D2+0.9D3-0.296Sx-0.089Sz$

1	4.87858	15.87554	0.25501	-0.48394	0.00722	-7.86611
---	---------	----------	---------	----------	---------	----------

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

2	3.46736	25.97747	0.50785	-0.48566	0.00722	-6.44983
3	2.68500	21.99190	-3.00482	-7.31699	0.00722	-5.66440
4	3.62421	2.44432	-3.88745	-8.67839	0.00722	-6.60747
5	4.49850	25.44062	-0.72218	-1.46473	0.00722	-6.58281
6	2.40778	42.77215	-0.78425	-1.78373	0.00722	-4.48351
7	1.12731	36.66038	-4.87197	-9.19152	0.00722	-3.19744
8	1.16746	8.19839	-2.77869	-4.57940	0.00325	-1.94543

SUM	23.85620	179.36076	-15.28650	-33.98436	0.05380	-42.79700
-----	----------	-----------	-----------	-----------	---------	-----------

Estado $C8=0.9D1+0.9D2+0.9D3+0.089Sx+0.296Sz$

1	-0.63342	19.44595	6.63381	12.13421	0.01070	3.02613
2	-2.83504	31.10950	5.62491	9.62177	0.01070	5.23436
3	-4.39776	22.78463	6.22894	10.88407	0.01070	6.80170
4	-2.83492	12.40370	5.64830	10.33435	0.01070	5.23376
5	3.56948	18.33668	5.65633	11.15312	0.01070	-4.72317
6	1.33732	39.44640	4.32735	8.31824	0.01070	-2.48215
7	-0.04454	28.22138	4.41790	9.06575	0.01070	-1.09449
8	0.65232	6.82494	1.87141	3.61450	0.00482	-1.08158

SUM	-5.18657	178.57319	40.40896	75.12602	0.07968	10.91455
-----	----------	-----------	----------	----------	---------	----------

Estado $C9=0.9D1+0.9D2+0.9D3-0.089Sx-0.296Sz$

1	4.01187	11.61754	-5.98785	-12.82151	-0.01177	-6.10849
2	2.46473	24.34853	-3.77273	-8.94069	-0.01177	-4.55603
3	1.54570	16.95309	-4.40382	-10.07251	-0.01177	-3.63366
4	2.59695	3.52133	-4.74429	-10.38745	-0.01177	-4.68898
5	0.78499	27.18046	-6.97129	-13.80856	-0.01177	0.77522
6	-1.84931	45.34124	-5.06313	-10.23704	-0.01177	3.41918
7	-3.50708	35.62405	-6.27331	-11.94939	-0.01177	5.08329
8	-0.86127	13.58845	-3.19255	-5.31020	-0.00530	1.44904

SUM	5.18657	178.17470	-40.40896	-83.52736	-0.08770	-8.26043
-----	---------	-----------	-----------	-----------	----------	----------

Estado $C10=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+0.296Sx+0.089Sz$

1	-0.56626	22.92854	0.43694	-0.66499	-0.00887	3.92959
2	-3.94000	44.33623	1.76804	1.16911	-0.00887	7.31533
3	-6.30435	28.87663	5.51944	8.48212	-0.00887	9.68805
4	-3.95123	17.87866	5.21408	8.74214	-0.00887	7.32547
5	1.28203	33.24681	-0.93586	-2.04450	-0.00887	1.34624

APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

111

6	-3.09506	68.38866	0.14393	-0.46517	-0.00887	5.74381
7	-5.80565	48.52457	2.25098	5.19627	-0.00887	8.46819
8	-1.47569	18.62545	0.88896	2.19112	-0.00400	2.46769

SUM	-23.85620	282.80555	15.28650	22.60609	-0.06610	46.28437
-----	-----------	-----------	----------	----------	----------	----------

Estado $C11=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-0.296Sx-0.089Sz$

1	5.81246	23.61613	0.30100	-0.94557	0.00665	-8.72026
2	3.36503	40.83314	0.93156	-0.48330	0.00665	-6.26266
3	1.91771	33.12271	-2.31533	-6.96342	0.00665	-4.80879
4	3.53515	6.84225	-3.46484	-8.56154	0.00665	-6.43423
5	5.92458	38.61090	-1.06526	-2.31852	0.00665	-7.87144
6	2.23250	69.14532	-0.68880	-2.11382	0.00665	-4.16024
7	0.00060	57.99990	-5.63755	-10.30314	0.00665	-1.91549
8	1.06818	14.60882	-3.34729	-5.27198	0.00299	-1.79063

SUM	23.85620	284.77917	-15.28650	-36.96129	0.04952	-41.96376
-----	----------	-----------	-----------	-----------	---------	-----------

Estado $C12=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L+0.089Sx+0.296Sz$

1	0.30046	27.18654	6.67980	11.67258	0.01012	2.17197
2	-2.93737	45.96517	6.04862	9.62413	0.01012	5.42153
3	-5.16505	33.91544	6.91844	11.23763	0.01012	7.65731
4	-2.92398	16.80164	6.07091	10.45120	0.01012	5.40699
5	4.99555	31.50696	5.31325	10.29934	0.01012	-6.01180
6	1.16203	65.81957	4.42281	7.98815	0.01012	-2.15888
7	-1.17125	49.56090	3.65232	7.95414	0.01012	0.18746
8	0.55304	13.23538	1.30281	2.92192	0.00456	-0.92678

SUM	-5.18657	283.99160	40.40896	72.14909	0.07540	11.74779
-----	----------	-----------	----------	----------	---------	----------

Estado $C13=1.2D1+1.2D2+1.2D3+L-0.089Sx-0.296Sz$

1	4.94575	19.35813	-5.94186	-13.28315	-0.01235	-6.96264
2	2.36240	39.20421	-3.34902	-8.93833	-0.01235	-4.36886
3	0.77842	28.08390	-3.71433	-9.71894	-0.01235	-2.77805
4	2.50789	7.91927	-4.32168	-10.27061	-0.01235	-4.51575
5	2.21106	40.35074	-7.31437	-14.66235	-0.01235	-0.51341
6	-2.02460	71.71441	-4.96767	-10.56713	-0.01235	3.74245
7	-4.63379	56.96357	-7.03889	-13.06100	-0.01235	6.36524
8	-0.96055	19.99889	-3.76115	-6.00278	-0.00556	1.60384


APOYO EN EL PROCESO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO PARA PROYECTOS DE INVIGEO S.A.S.

SUM	5.18657	283.59312	-40.40896	-86.50429	-0.09198	-7.42719
-----	---------	-----------	-----------	-----------	----------	----------

Anexo 5. Póster

Escuela Ambiental

Apoyo en el proceso de diseño de cimentaciones y estructuras de pórticos de concreto reforzado para proyectos de Invigeo S.A.S



UNIVERSIDAD DE ANTIOQUIA

Facultad de Ingeniería

Estudiante: Jose Miguel Patiño Ruiz

Asesor interno: Carlos Alberto Vega Posada

Programa: Ingeniería Civil

Semestre: 2025-1



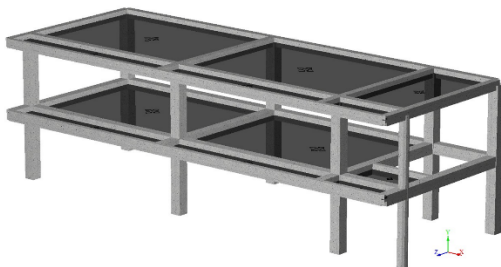
Introducción

El diseño estructural es esencial para garantizar la resistencia y seguridad de las edificaciones frente a cargas debidas a su uso u ocupación y fenómenos naturales causados por el viento, el agua y/o fuerzas naturales (Vásquez, s. f.). En Colombia, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, implementado tras el sismo de Popayán de 1983, establece los requisitos mínimos para la construcción segura (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial [MAVDT], 2010). En ese sentido, este trabajo muestra la contribución a las actividades realizadas por Invigeo S.A.S enfocadas principalmente al diseño de cimentaciones y sistemas estructurales de pórticos de concreto reforzado, mediante la descripción del desarrollo de un proyecto de diseño estructural elaborado por la empresa, limitándolo únicamente al cálculo de dichos elementos y exponiendo los aspectos normativos de la NSR-10 que deben cumplirse.



Objetivos

- ✔ Describir el diseño de cimentaciones y sistemas de resistencia sísmica compuestos por pórticos de concreto reforzado basado en un proyecto de Invigeo SAS, aplicando la normativa NSR-10 y empleando herramientas de modelamiento y diseño estructural.
- ✔ Determinar el comportamiento sísmico de la estructura de análisis mediante las características sísmicas del lugar donde será construida y su modelación en Ram Advance 9.5 para poder realizar el diseño de sus elementos estructurales y cimentaciones.
- ✔ Desarrollar el diseño de los elementos estructurales utilizando hojas de cálculo y programas de diseño como spColumn y GEO5, teniendo en cuenta la normativa y el análisis de las especificaciones arquitectónicas y geotécnicas del proyecto analizado.



Metodología

PROCESO DE DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL



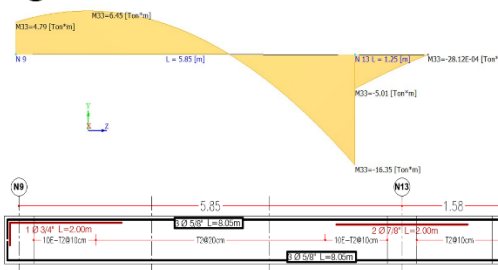
Conclusiones

- ✔ En este trabajo se detalla el desarrollo de un proyecto estructural abordado por Invigeo S.A.S, incluyendo especificaciones arquitectónicas, condiciones sísmicas y geotécnicas para realizar el diseño de sus elementos, cumpliendo con la normativa NSR-10.
- ✔ La estimación del coeficiente de disipación de energía "R" y el análisis de irregularidades son esenciales en el análisis estructural, ya que determina el comportamiento del pórtico ante fuerzas sísmicas siendo claves para calcular las derivas y determinar la manera en que se diseñan los elementos estructurales.
- ✔ Es fundamental contar con estudios geotécnicos y planos arquitectónicos previos para diseñar cimentaciones acordes a la realidad y definir la distribución, dimensiones y propiedades de los elementos estructurales adecuadamente. Además, una comunicación efectiva entre los profesionales del proyecto es clave para resolver problemas sin comprometer la seguridad y la estabilidad de la estructura.

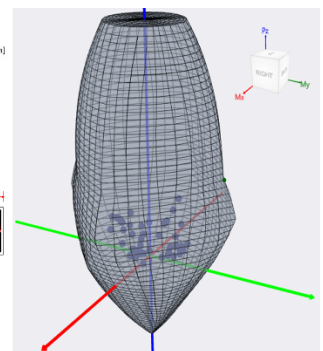


Resultados

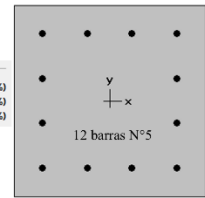
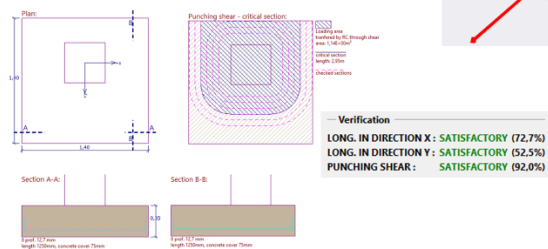
✔ Diseño de vigas



✔ Diseño de columnas



✔ Diseño de cimentaciones



DATOS DE CONTACTO DEL AUTOR

jmiguel.patino@udea.edu.co



Escanea este código QR para conocer las referencias del proyecto