

Facultad de Tecnología de la Construcción

“DISEÑO SÍSMICO PARA HOSPITAL DE TRES NIVELES DE CONCRETO REFORZADO”.

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por

Tutor:

Br. Bayardo Francisco
Sánchez Centeno
Carnet: 2015-0513U

Br. David Ezequiel
Campos Salgado
Carnet: 2015-1140U

Br. Jezer Josué
Dávila Guevara
Carnet: 2015-0078U

MSc. Ing. Soledad
Valdivia Somarriba

25 de septiembre de 2023
Managua, Nicaragua

Contenido

Introducción	1
Antecedentes	2
Objetivos.....	3
Objetivo general	3
Objetivos específicos.....	3
Justificación	4
1 Marco Teórico	5
1.1 Concreto Reforzado	5
1.1.1 Generalidades	5
1.1.2 Propiedades del concreto reforzado	5
1.1.3 Elementos estructurales de concreto reforzado	8
1.2 Acero de refuerzo.....	10
1.2.1 Generalidades	10
1.3 Localización del sitio de estudio	10
1.4 Sismicidad.....	11
1.4.1 Generalidades	11
1.4.2 Riesgo sísmico en Masaya	12
1.5 Diseño sismorresistente	13
1.5.1 Normas ACI 318-19	13
1.5.2 Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07)	30
1.5.3 Criterios de configuración	30
1.6 Normativas para el diseño de estructuras de concreto reforzado	37
1.6.1 Generalidades	37
1.6.2 Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).	37

1.6.3	Métodos de análisis	40
2	Modelo y análisis estructural	51
2.1	Descripción del edificio en estudio	51
2.2	Descripción de los materiales.....	52
2.3	Descripción de los elementos estructurales	52
2.4	Consideraciones de cargas gravitacionales	53
2.4.1	Cargas muertas	53
2.4.2	Cargas vivas. Cargas vivas reducidas	54
2.4.3	Peso total de la estructura por piso.....	54
2.4.4	Combinaciones de cargas	55
2.5	Caracterización de la amenaza sísmica según el RNC-07	56
2.5.1	Clasificación de la estructura. Arto. 20.....	56
2.5.2	Factor de reducción por ductilidad. Arto. 21.....	56
2.5.3	Factor de reducción por sobre resistencia. Arto. 22.....	56
2.5.4	Condiciones de regularidad. Arto. 23.....	57
2.5.5	Corrección por irregularidad. Arto. 23 (c).....	64
2.5.6	Influencia del suelo. Arto. 25.....	64
2.5.7	Espectro para diseño sísmico. Arto. 27.....	65
2.5.8	Coeficiente de diseño sismo-resistente. Arto. 24	65
2.6	Creación del modelo estructural en ETABS	65
2.6.1	Vista en planta y altura de la edificación	66
2.6.2	Espectro de Pseudo-Aceleraciones	68
2.7	Método estático equivalente según el RNC-07.....	69
2.7.1	Fuerza cortante. Arto. 32 (a).....	69
2.7.2	Reducción de fuerza cortante Arto. 32 (b)	70

2.8	Método análisis modal espectral según el RNC-07	72
2.8.1	Participación modal	72
2.8.2	Revisión por cortante basal. Arto. 33 (a).....	74
2.8.3	Desplazamientos laterales. Arto. 34	75
3	Diseño de Marcos Especiales a Momento	76
3.1	Diseño de vigas para SMF según ACI 318 – 19 & CR – 00I.....	77
3.1.1	Revisión de los limites dimensionales. Arto. 18.6.2 & Arto. 16(i).....	78
3.1.2	Revisión de la altura mínima por deflexión. Arto. 9.3.1 & Arto. 16(a)	79
3.1.3	Fuerza axial máxima. Arto 18.6.4.7 & Arto. 16(a)	80
3.1.4	Diseño del acero de refuerzo longitudinal. Arto. 18.6.3 & Arto. 16(i) .	80
3.1.5	Revisión de la resistencia a cortante. Arto. 18.6.5	85
3.1.6	Diseño del acero de refuerzo transversal. Arto 18.6.4 & Arto. 16(i)...	88
3.2	Diseño de columnas para SMF según ACI 318 – 19 & CR – 00I	93
3.2.1	Revisión de los limites dimensionales. Arto 18.7.2 & Arto. 17(g)	94
3.2.2	Disposición del acero longitudinal.....	95
3.2.3	Revisión del refuerzo longitudinal. Arto. 18.7.4.1. & Arto. 17(g)	96
3.2.4	Revisión a flexo-compresión. Arto. 18.7.3.....	97
3.2.5	Resistencia mínima a flexión. Arto 18.7.3.2 & Arto. 17(g)	104
3.2.6	Revisión de la resistencia a cortante. Arto 18.7.6	107
3.2.7	Diseño del acero de refuerzo transversal. Arto. 18.7.5	110
3.3	Diseño de nodos para SMF según ACI 318 – 19 & CR – 00I	119
3.3.1	Demanda por corte. Arto 18.8.4 & Arto 22(f).....	119
3.3.2	Diseño del refuerzo transversal. Arto. 18.8.3	121
3.3.3	Limites dimensionales. Arto. 18.8.2.3	121
4	Diseño de losa en dos direcciones.....	122

4.1	Modelado ETABS.....	122
4.2	Diseño del acero de refuerzo según ETABS	124
4.2.1	Disposición del acero de refuerzo. Arto 8.7.2.2.....	125
5	Diseño de Cimentaciones según ACI 318-19.....	127
5.1	Parámetros de diseño	129
5.2	Ensayar zapata cuadrada	129
5.3	Revisión de la resistencia a cortante.....	131
5.3.1	Cortante en una dirección Arto 22.5.5	131
5.3.2	Cortante en dos direcciones Arto 22.6.5.....	133
5.4	Diseño del acero de refuerzo según ACI 318-19.....	134
5.4.1	Disposición del acero de refuerzo. Arto. 13.3.3.2.....	135
	Conclusiones	136
	Recomendaciones	137
	Bibliografía.....	138
	Anexos.....	141

Índice de figura

Figura 1.1 Curva deformación unitaria típica de concreto, con caga de corto plazo	7
Figura 1.2 Localización del sitio de estudio.	11
Figura 1.3 Ambiente tectónico de Nicaragua	12
Figura 1.4. Alineamiento de volcanes a lo largo del Pacífico Nicaragüense	13
Figura 1.5. Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido.....	14
Figura 1.6. Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento	20
Figura 1.7. Resistencia nominal de muro a cortante.....	23
Figura 1.8 Resistencia nominal del nudo a cortante	24
Figura 1.9 Factor de sobre resistencia en la sección crítica	26
Figura 1.10. Irregularidades verticales.....	32
Figura 1.11 Ejemplo del piso débil.....	34
Figura 1.12 Diafragma flexible.....	35
Figura 1.13. Núcleo de Muros excéntricos – Posible deformación por Torsión debida a la excentricidad	36
Figura 1.14. Fuerzas laterales	42
Figura 1.15. Sistema de un grado de libertad: (a) Fuerza Aplicada (b) Fuerza inducida por un terreno	48
Figura 1.16. Espectro de diseño para Nicaragua.....	50
Figura 2.1 Factor de reducción Q'	56

Figura 2.2 Vista de planta del nivel 1	57
Figura 2.3 Vista de planta del nivel 2 y azotea	57
Figura 2.4 Vista de elevación del lado corto de la estructura	58
Figura 2.5 Entrante en planta	59
Figura 2.6 Factores de amplificación del suelo S	65
Figura 2.7 Vista en planta estructural, nivel 1	66
Figura 2.8 Vista en planta estructural, nivel 2 y azotea.....	67
Figura 2.9 Vista de elevación estructural, Eje A	67
Figura 2.10 Vista de elevación estructural, Eje O	67
Figura 2.11 Vista de elevación estructural, Eje 1	68
Figura 2.12 Vista de elevación estructural, Eje 24	68
Figura 2.13 Espectro de pseudo aceleraciones inelásticos	69
Figura 2.14 Participación modal	73
Figura 2.15 Modo traslacional en X	73
Figura 2.16 Modo traslacional en Y	73
Figura 2.17 Modo torsional.....	74
Figura 3.1 Detalle de la viga principal.....	77
Figura 3.2 Momento último.....	80
Figura 3.3 Acero de refuerzo longitudinal conforme al análisis	82
Figura 3.4 Disposición de los momentos	83
Figura 3.5 Disposición del acero de refuerzo.....	84
Figura 3.6 Esquema de momentos máximos probables en sentido antihorario ...	85
Figura 3.7 Esquema de momentos máximos probables en sentido horario	86
Figura 3.8 Bosquejo de la disposición del acero de refuerzo transversal.....	92

Figura 3.9 Detalle de la columna principal	93
Figura 3.10 Esquema de los valores de profundidad del eje neutro	99
Figura 3.11 Diagrama de interacción.....	103
Figura 3.12 Casos de estudios para la resistencia mínima a flexión.....	104
Figura 3.13 Cortante de diseño para columnas	108
Figura 3.14 Ejemplo de refuerzo transversal en columnas	112
Figura 3.15 Bosquejo de la disposición del acero de refuerzo transversal.....	118
Figura 3.16 Casos A y B: Momentos máximos probables en nodos	119
Figura 4.1 Valores para el modelado de ETABS	122
Figura 4.2 Conjunto de cargas	123
Figura 4.3 Datos de franja de diseño.....	123
Figura 4.4 Datos de franja de diseño.....	124
Figura 4.5 Cantidad de acero requerido	125
Figura 4.6 Distribución del acero de refuerzo para la losa en dos direcciones...	126
Figura 5.1 Detalle de zapata	127
Figura 5.2 Carga resultante fuera del núcleo central	130
Figura 5.3 Disposición del acero de refuerzo para zapata por flexión.....	135

Índice de tabla

Tabla 2.1	Características generales de la estructura	51
Tabla 2.2	Características de los materiales que componen la estructura.....	52
Tabla 2.3	Dimensiones de los elementos estructurales	52
Tabla 2.4	Carga muerta no estructural para los niveles 1 y 2	53
Tabla 2.5	Carga muerta no estructural en la azotea	54
Tabla 2.6	Cargas vivas. Cargas vivas reducidas	54
Tabla 2.7	Peso total del hospital por nivel.....	55
Tabla 2.8	Combinaciones de carga	55
Tabla 2.9	Regularidad del peso en elevación	60
Tabla 2.10	Regularidad de área en elevación.....	61
Tabla 2.11	Rigidez por piso	61
Tabla 2.12	Excentricidad estática	62
Tabla 2.13	Resumen de las condiciones de regularidad para la estructura	63
Tabla 2.14	Resumen de las fuerzas cortantes	70
Tabla 2.15	Desplazamientos máximos laterales debido a fuerza sísmica.....	70
Tabla 2.16	Resumen de las fuerzas cortantes reducidas.....	72
Tabla 2.17	Verificación del cortante mínimo	74
Tabla 2.18	Verificación de derivas estado límite de servicio	75
Tabla 2.19	Verificación de derivas estado límite de colapso	76
Tabla 3.1	Propiedades geométricas de la viga principal	78
Tabla 3.2	Altura mínima por límite de deflexión	79
Tabla 3.3	Fuerza axial máxima	80

Tabla 3.4 Acero de refuerzo longitudinal conforme al análisis	83
Tabla 3.5 Acero de refuerzo longitudinal definido	84
Tabla 3.6 Resumen del corte último y el corte máximo probable	88
Tabla 3.7 Resumen de la disposición del acero de refuerzo transversal.....	92
Tabla 3.8 Propiedades geométricas de la columna principal	94
Tabla 3.9 Limitaciones dimensionales	95
Tabla 3.10 Compresión y tracción pura	98
Tabla 3.11 Factor de minoración de resistencia.....	101
Tabla 3.12 Datos para el diagrama de interacción	102
Tabla 3.13 Resumen de los momentos nominales en columna	106
Tabla 3.14 Resultados del corte de diseño	110
Tabla 3.15 Resumen de la disposición del acero de refuerzo transversal	117
Tabla 4.1 Disposición del acero de refuerzo	126
Tabla 5.1 Propiedades geométricas de la zapata aislada	128
Tabla 5.2 Disposición del acero de refuerzo total para zapata por flexión.....	135

Índice de anexo

Anexo A Mapa de isoaceleraciones	141
Anexo B Cálculo del predimensionamiento de los elementos	142
Anexo C Geología y tipografía de la estructura en estudio	150
Anexo D Modelado estructural en ETABS.....	151
Anexo E Tipo de cimentaciones según el tipo de suelo	153
Anexo F Planos arquitectónicos	154

Introducción

La atención integral de salud del municipio de Nindirí se ve comprometida por el incremento de la tasa de población y morbilidad del sector (INEC, 2005). Esta problemática restringe la capacidad de cobertura en los servicios médicos conformados por un centro de salud de cobertura municipal y puestos de salud alrededor del municipio.

Con el propósito de brindar una solución a la problemática presentada en el municipio de Nindirí, departamento de Masaya se desarrolla la propuesta del Hospital Enrique Cisne, cubriendo un área de terreno de 4,528.125 m², con una altura total de 15.20 m a partir del nivel de terreno.

La solución brindada contiene una construcción con mayor espacio para maquinaria especializada del sector y una infraestructura con mayor abastecimiento de personas con la finalidad de garantizar un servicio accesible y eficaz orientado al cuidado de la salud de los pobladores.

Todo el proceso de análisis, diseño y modelado de la nueva estructura será implementado bajo softwares modernos de diseño, los cuales nos permiten ver de manera innovadora el modelado tridimensional, abarcando los cálculos estructurales de los elementos como: Marcos Especiales a Momento (SMF), losas y cimentaciones. Fundamentándose todo en las normativas constructivas correspondientes (RNC-07, ACI 318 – 2019 y CR-00I).

Antecedentes

El diseño de concreto reforzado ha evolucionado basándose en el estudio del comportamiento del mismo a través del tiempo, en diferentes condiciones climáticas, analizando las propiedades de los materiales y el proceso para llegar a la consolidación de los agregados. Gracias a ello se ha logrado crear métodos y reglamentos que permiten aprovechar al máximo el empleo de concreto reforzado en pequeñas estructuras y macro estructuras proporcionando una amplia seguridad física a los usuarios.

La publicación de Coignet en 1861, del libro 'Bétons Agglomérés appliqués à l'art de construire', presenta un análisis del concreto reforzado y la función del hormigón y el acero en la composición del mismo. En 1884, la publicación de Coignet y Tedesco, fue la primera en presentar un método de dimensionamiento elástico de secciones de hormigón armado sometidas a flexión. Durante el siglo XVIII, se crearon los primeros hospitales en Inglaterra. A partir del siglo XIX, hubo un incremento de hospitales, tanto públicos como privados. A partir del siglo XX la demanda de hospitales aumentó a la par que el progreso.

En la última década, Nicaragua ha venido creciendo en la rama de la construcción, principalmente en hospitales y en la actualidad, se continúan elaborando proyectos a futuro de hospitales que puedan abastecer y atender a la población nicaragüense en su mayor porcentaje. En Nicaragua el primer hospital fue fundado en el año 1610, en la ciudad de León y en la actualidad, la obra terminada más reciente es el Hospital Occidental de Managua "Dr. Fernando Velez Paiz", el cual ha sido catalogado como el hospital más grande del país. El nuevo hospital departamental de Chinandega tiene un 93% de avance, contando con equipos tecnológicos modernos para la atención médica.

Objetivos

Objetivo general

- Diseñar sísmicamente la estructura de concreto reforzado para la propuesta del hospital de tres niveles, en el municipio de Nindirí departamento de Masaya.

Objetivos específicos

- Analizar la estructura de concreto reforzado por el método estático equivalente y el método dinámico modal espectral regido por el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC – 07).
- Diseñar el sistema estructural utilizando la Norma del Instituto Americano (ACI 318 – 2019) y la Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural (CR-001).
- Diseñar las cimentaciones utilizando la Norma del Instituto Americano (ACI 318 – 2019) y la Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural (CR-001).

Justificación

Los hospitales son considerados como una estructura necesaria para la atención médica a nivel mundial. Estos se encargan de cubrir las necesidades diarias que deben seguir atendiéndose en situaciones de emergencia, tales como, los servicios de tocología, inmunización y atención de las enfermedades crónicas, y por ello son esenciales para la atención primaria.

En el presente trabajo de investigación monográfico, se propone realizar un diseño sísmico de una estructura de concreto reforzado a la propuesta del hospital de tres niveles Enrique Cisne, ubicado en el municipio de Nindirí, Masaya. Con el motivo de realizar un diseño de alta resistencia y seguridad, con la capacidad de abastecer y cubrir toda el área municipal, ya que actualmente solo se cuenta con un centro de salud sin camas, teniendo que recurrir a otros municipios en busca de hospitales, a causa del crecimiento exponencial de la población y el incremento de la demanda de atención médica pública, influyendo los pocos recursos económicos y humanos, los cuales restringen notablemente la capacidad de cobertura y calidad del servicio.

De acuerdo con las normas de equipamiento del Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (MINVAH), se establece que la capacidad de atención de un centro de salud sin camas es de 30,000 a 40,000 personas. Por consecuencia, hay un déficit de atención general, dado que actualmente se estima una población excedente de 47,511 habitantes en el municipio, tomando como referencia el censo base 2005 del INEC (Ver Anexo C). Gracias al interés por parte de la dirección del centro de salud y la Alcaldía municipal en resolver esta problemática, se genera una apertura a proponer sobre el tema. El diseño tomará en cuenta el riesgo sísmico de la zona y el buen comportamiento del concreto frente a la actividad sísmica, con el objetivo de optimizar la atención médica en el municipio de Nindirí, en el departamento de Masaya.

1 Marco Teórico

1.1 Concreto Reforzado

1.1.1 Generalidades

“El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada, u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones, uno o más aditivos se agregan para cambiar ciertas características del concreto, tales como la ductilidad, durabilidad y tiempo de fraguado.” (McCormac & Brown, 2011, pág. 1).

El material de construcción más utilizado del mundo es sin duda el concreto, su composición en la medida y para el uso adecuado es el más sólido, el cual posee una alta resistencia a la compresión, es el que se utiliza para edificar y crear superficies fuertes como pisos y paredes, no es sólido, por lo que no permite ningún tipo de flexibilidad luego de estar seco o sólido, lo cual es debido a que tiene una baja resistencia a la tensión. El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de que carece el concreto.

1.1.2 Propiedades del concreto reforzado

La calidad de un concreto se define por sus propiedades mecánicas y por su durabilidad. Para un diseño estructural óptimo es necesario conocer las propiedades del concreto reforzado, de las cuales destacan tres de ellas: Resistencia a la compresión, Módulo de elasticidad y Resistencia a la tensión o Módulo de ruptura.

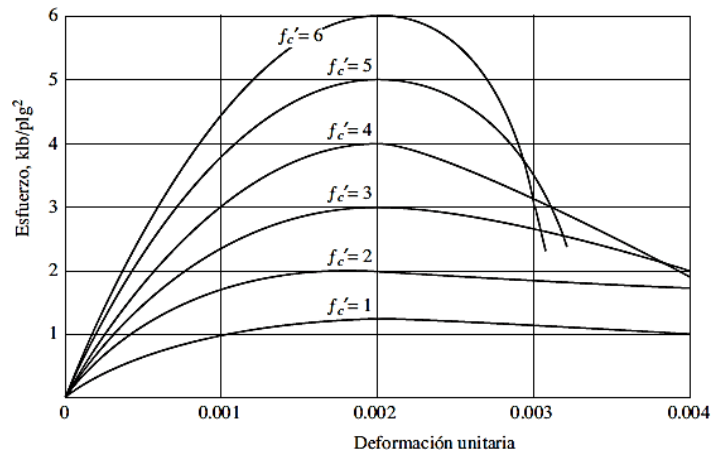
- Resistencia a la compresión f'_c

“La determinación de la resistencia a la compresión del concreto se da mediante pruebas a corto plazo a la falla de especímenes, en cilindros de concreto de 6 pulgadas de diámetro y 12 pulgadas de altura, hechos, curados y probados según la ASTM Standard C31 y C39.” (Wight & MacGregor, 2012, págs. 46,47). Durante el periodo de 28 días los cilindros permanecen sumergidos en agua en una cámara de curado con temperatura constante y humedad al 100%. Los concretos normalmente usados en la práctica poseen una resistencia de entre 3000 y 7000 lb/plg². Para aplicaciones comunes se utilizan concretos con resistencia de 3000 y 4000 lb/plg².

“Para asegurar que la resistencia a la compresión del concreto en la estructura es al menos tan fuerte como el valor especificado f'_c , el diseño de la mezcla de concreto debe apuntar a un valor superior f'_{cr} . La sección 5.3 del código ACI requiere que las resistencias de compresión del concreto usadas como base para seleccionar las proporciones del concreto deben exceder las resistencias de 28 días especificadas por valores bastante más grandes.” (McCormac & Brown, 2011, pág. 11).

Las gráficas de curvas de esfuerzo-deformación unitaria hacen una comparativa de los resultados obtenidos en las pruebas en el plazo de 28 días, por debajo de 0.0003 el cual se toma como el punto de ruptura, donde el concreto falla según la ACI 10.2.3.

Figura 1.1 Curva deformación unitaria típica de concreto, con carga de corto plazo



Fuente. (McCormac & Brown, 2011)

- Módulo de elasticidad E_c

“El módulo de elasticidad del concreto se ve directamente afectado por el módulo de elasticidad de la mezcla de cemento y la de los agregados. Un incremento en la relación agua-cemento aumentaría la porosidad de la mezcla, reduciendo su módulo de elasticidad y resistencia. Esto se toma en cuenta en el diseño, expresando el módulo de elasticidad E_c en función de la resistencia a la compresión f'_c .” (Wight & MacGregor, 2012, pág. 68).

La sección 19.2.5.1.a del código ACI establece que el módulo de elasticidad de concretos que pesen entre 90 y 155 lb/pie³ se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

- E_c es el módulo de elasticidad del concreto
- f'_c es la resistencia a la compresión del concreto
- w_c es el peso del concreto

Para concretos de peso normal que pesa aproximadamente 145 lb/pie³, el código ACI establece en la sección 19.2.5.1.b la siguiente expresión:

$$E_c = 57000\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 2}$$

- Módulo de ruptura f_r

La resistencia a la flexión del concreto es de suma importancia al considerar grietas y deformaciones en elementos como vigas. La variación de la resistencia no es directamente proporcional a la resistencia última f'_c a compresión, pero si presenta una variación aproximadamente en proporción a su raíz cuadrada. El código ACI 318-19 en la sección 19.2.3.1 proporciona un módulo de ruptura igual a:

$$f_r = 7.5\lambda\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

- f_r es el módulo de ruptura del concreto.
- λ es un factor de reducción de acuerdo a la sección 19.2.4 del código ACI 318-19, correspondiente a concreto liviano.

1.1.3 Elementos estructurales de concreto reforzado

Existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto. Cuando los elementos estructurales se forman en su posición definitiva, se dice que la estructura ha sido colada in situ o colada en el lugar. Si se fabrican en un lugar distinto al de su posición definitiva en la estructura, el procedimiento recibe el nombre de prefabricación.

Los elementos estructurales son las partes de una construcción que sirven para darle resistencia y rigidez. Su función principal es soportar el peso de la construcción

y otras fuerzas como sismos, vientos, etc. *“Las estructuras de concreto pueden contener algunos de los siguientes principales elementos estructurales”*. (Nadim Hassoun & Al-Manaseer, 2015, pág. 9).

- Losa

Las losas son elementos de placa horizontal en pisos y techos de edificios. Pueden transportar cargas de gravedad, así como cargas laterales. La profundidad de la losa suele ser muy pequeña en relación con su longitud o ancho.

- Marcos Especiales a Momento del tipo especial (SMF, Special Moment Frame)

Son marcos destinados a ser parte de los sistemas resistentes a cargas sísmicas en zonas de elevada sismicidad y poseen elevada capacidad de disipación de energía. Compuestos por vigas y columnas.

- Zapatas (cimentaciones)

“Las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. El concreto reforzado es un material muy adecuado para las zapatas y se usa así en edificios de concreto reforzado, de acero estructural, en puentes, torres y otras estructuras.” (McCormac & Brown, 2011).

Existen diferentes tipos de zapatas, las cuales se adecuan al tipo de suelo y magnitud de la estructura. Para soportar cargas de columnas que no se encuentran muy cercanas entre sí, normalmente se utilizan Zapatas aisladas, llamadas así, porque cada zapata corresponde a una sola columna y no hacen contacto entre sí.

1.2 Acero de refuerzo

1.2.1 Generalidades

El acero de refuerzo es uno de los materiales de la construcción vitales para los edificios y obras que se erigen en la actualidad. El uso de este acero de refuerzo es para las estructuras y obras que necesitan seguridad.

“El refuerzo usado en las estructuras de concreto puede ser en forma de varillas o de malla soldada de alambre. Las varillas pueden ser lisas o corrugadas. Las varillas corrugadas, que tienen protuberancias en sus superficies (los patrones difieren según los fabricantes) para aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, se usan en casi todas las aplicaciones. El alambre corrugado es dentado y no con protuberancias por laminado. Las varillas lisas no se usan con frecuencia, excepto para rodear las varillas longitudinales, sobre todo en columnas.” (McCormac & Brown, 2011, págs. 22, 23).

1.3 Localización del sitio de estudio

La propuesta de diseño de concreto reforzado del hospital “Enrique Cisne”, dispone de una delimitación física y contextual, correspondiente al municipio de Nindirí del departamento de Masaya en la Región del Pacífico de Nicaragua.

El sitio se localiza en la parte Noreste de la Plaza Central del Municipio de Nindirí, sobre el eje direccional de la Calle Central. El lugar de estudio corresponde a las instalaciones del Centro de Salud Enrique Cisne, construido en el año 2007. Posee un área de 659.50m² y tiene los siguientes límites:

Figura 1.2 Localización del sitio de estudio.



Fuente: Elaboración propia.

1.4 Sismicidad

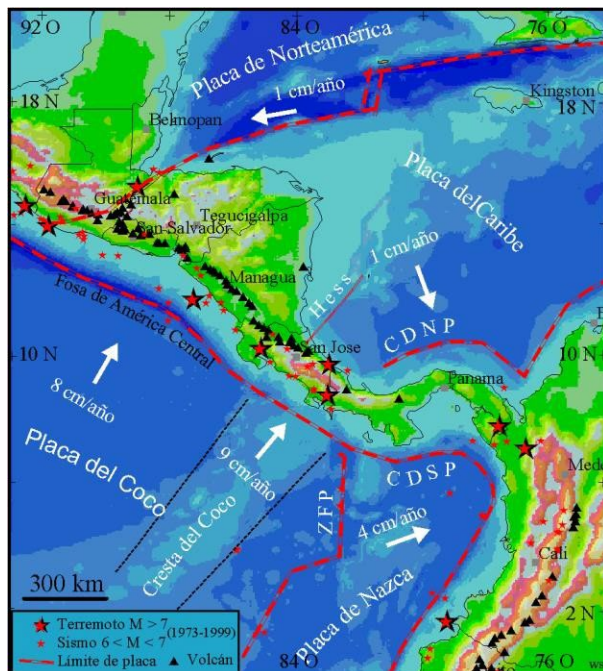
1.4.1 Generalidades

“Los sismos son vibraciones del subsuelo generados por distintos fenómenos. Las vibraciones de origen volcánico, de origen tectónico y mediante explosiones son algunos de los fenómenos que causan estas vibraciones. Desde el punto de vista de la ingeniería, provocan el mayor daño en las estructuras.” (Bazán & Meli, 2016, pág. 15).

“La mejor manera de comprender el fenómeno sísmico es mediante la teoría de la tectónica de placas. La corteza terrestre, específicamente la litosfera, está conformada por un enorme mosaico de bloques rígidos que se mueven entre sí, denominados placas tectónicas.” (Newmark, Rosenblueth, & Lepe, 1976).

“En Centroamérica se encuentran dos placas tectónicas, que han provocado en Nicaragua, sismos de gran magnitud a lo largo de la historia. Es la zona de subducción de la Placa Coco bajo la Placa Caribe que ha vuelto la Región Pacífica la más susceptible del país junto al Cinturón de Fuego del Pacífico. (Ver Figura 1.3)

Figura 1.3 Ambiente tectónico de Nicaragua



Fuente: INETER, 2005.

1.4.2 Riesgo sísmico en Masaya

Uno de los factores que contribuyen para la alta amenaza de sismos en Masaya es su ubicación sobre el cráter Santiago el principal de los cuatros cráteres del complejo volcánico en Masaya. (Figura 1.4)

Las investigaciones de INETER (2002) indican que el volcán Masaya tiene un cráter activo, con frecuencia, ocurren pequeñas explosiones en el cráter. *“La actividad histórica más fuerte ocurrió en el año 1771 cuando una grieta se abrió en el norte del volcán emanando una fuerte colada de lava que recorrió más de 7 kilómetros”*. (Salmerón Muñoz, 2016, pág. 126).

Figura 1.4. Alineamiento de volcanes a lo largo del Pacífico Nicaragüense



Fuente: Elaborado desde Google Earth.

El riesgo de actividad volcánica de carácter destructivo es posible. *“En diciembre de 2015 se registró actividad volcánica con lava en su interior. El fenómeno fue acompañado de sismos de 2.0 a 2.5 grados Richter, siendo el sismo de mayor magnitud registrado el 9 de febrero con una magnitud de 4.1 grados Richter, a 8 kilómetros de profundidad y un epicentro en el volcán Masaya.”* (Salmerón Muñoz, 2016, pág. 127).

1.5 Diseño sismorresistente

1.5.1 Normas ACI 318-19

Para realizar el diseño sismorresistente de concreto reforzado, se utilizará la normativa ACI-318-19, la cual presenta una serie de capítulos donde establece diferentes factores y coeficientes a considerar en cada elemento estructural. Estos se encuentran en el capítulo 18 a partir de la página 295 a la página 366. A continuación, se presentarán los artículos más importantes a considerar para el diseño sísmico de los elementos que comprenden los pórticos especiales a momento, muros estructurales y diafragmas rígidos.

1.5.1.1 Vigas de pórticos especiales resistentes a momento

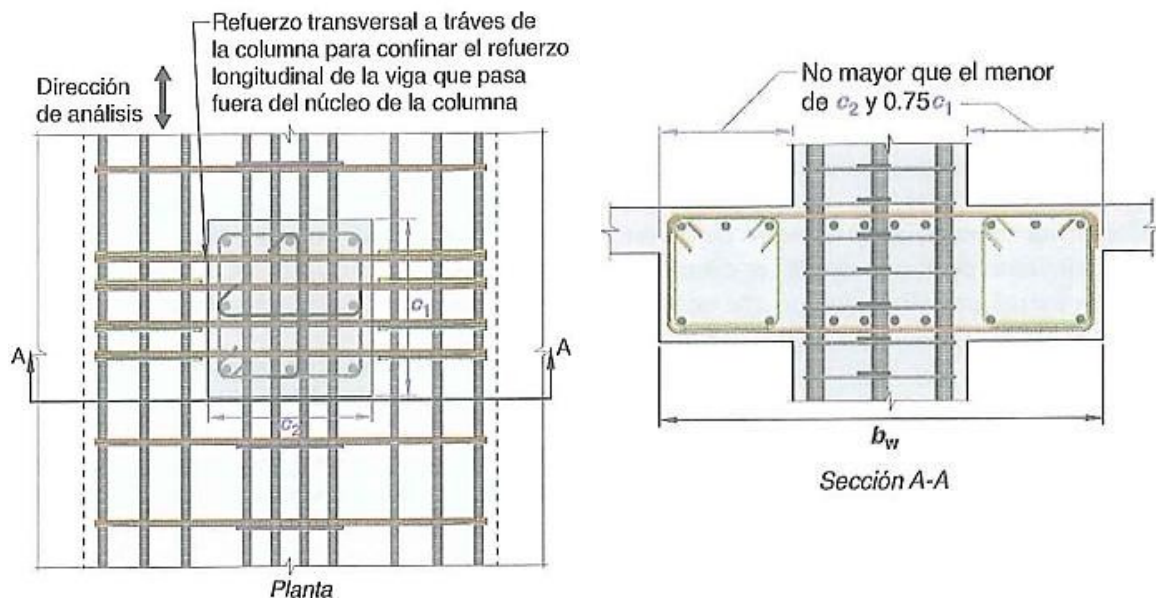
Las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos deben interconectarse a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que cumplan con la sección 18.7 de la ACI 318-19.

1.5.1.1.1 Limites dimensionales

Las vigas deben cumplir con (a) hasta (c).

- (a) La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$.
- (b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250mm.
- (c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75c_1$.

Figura 1.5. Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido



Fuente. (ACI 318-19, Fig. R18.6.2)

1.5.1.1.2 Refuerzo longitudinal

Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser inferior a lo requerido por la sección 9.6.1.2 de la ACI 318-19 y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025 para acero de refuerzo Grado 420 y 0.02 para acero de refuerzo Grado 550.

1.5.1.1.3 Refuerzo transversal

Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- (b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras de refuerzo longitudinales principales más cercanas a las caras en tracción y compresión deben tener soporte lateral de acuerdo con las secciones 25.7.2.3. y 25.7.2.4 de la ACI 318-19.

El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 350mm. No se requiere soportar lateralmente el refuerzo superficial requerido por la sección 9.7.2.3 de la ACI 318-19.

1.5.1.1.4 Resistencia a cortante

- **Fuerzas de diseño**

La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable M_{pr} y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas verticales mayoradas.

- **Refuerzo transversal**

El refuerzo transversal en los lugares identificados en la sección 18.6.4.1 de la ACI 318-19 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ donde ocurran (a) y (b).

- (a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g f'_c / 20$.

Donde:

- A_g es el área bruta de la sección de concreto.
- f'_c es la resistencia nominal a la compresión de concreto.

1.5.1.2 Columnas de pórticos especiales resistentes a momento

Esta sección aplica a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerza sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales.

1.5.1.2.1 Limites dimensionales

Las columnas deben cumplir con (a) y (b).

- (a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300mm.
- (b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

1.5.1.2.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

Las columnas deben cumplir con las secciones 18.7.3.2 o 18.7.3.3 de la ACI 318-19, excepto en conexiones donde la columna es discontinua por encima de la conexión y la fuerza axial mayorada de compresión P_u en las combinaciones de carga que incluya efectos sísmicos, E , es menor que $A_g f'_c / 10$.

Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde

- $\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

- $\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe cumplirse con la ecuación 18.7.2 de la ACI 318-19 para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

Cuando la Ecuación 4 no se cumple en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que lleguen a ese nudo se deben ignorar al calcular la resistencia y rigidez de la estructura. Estas columnas deben cumplir con la sección 18.14 de la ACI 318-19.

1.5.1.2.3 Refuerzo longitudinal

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$. En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales. A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de tal manera que $1.25l_d \leq l_u/2$.

Donde:

- l_d es longitud de desarrollo en tracción para barras de refuerzo.
- l_u es la longitud sin soporte lateral de una columna o muro.

1.5.1.2.4 Refuerzo transversal

Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en las secciones 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4 del ACI 318-19, en una longitud l_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el

rango clásico de comportamiento. La longitud l_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_0 según se calcule por medio de la siguiente ecuación:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

- s_0 es la separación del refuerzo transversal.
- h_x es el espaciamiento horizontal entre las barras longitudinales.

El valor de s_0 de la ecuación anterior no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm. La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 18.7.5.4 del ACI 318-19 (

Figura 1.6). Los factores de resistencia del concreto, k_f , y de efectividad del confinamiento, k_n , deben calcularse de acuerdo con las Ecuación 6 y Ecuación 7.

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

- k_f es el factor de resistencia del concreto.

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde

- k_n es el factor de efectividad del confinamiento.
- n_l es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos sísmicos.

Figura 1.6. Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Fuente (ACI 318-19 Tabla 18.7.5.4)

1.5.1.2.5 Resistencia a cortante

Fuerzas de diseño

La fuerza de cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella.

Refuerzo transversal

El refuerzo transversal en las longitudes l_0 , definidas en la sección 18.7.5.1. del ACI 318-19, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_d = 0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

- (a) La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con la sección 18.7.6.1 del ACI 318-19, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de l_0 .
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

1.5.1.3 Nudos de pórticos especiales a momento

Basado en las normas ACI 318-19 se presentan los criterios a considerar durante el proceso de diseño de nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25 f_y$.

1.5.1.3.1 Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión debe ser la mayor de (a) y (b).

(a) 200 mm.

(b) la longitud mayor calculada de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$\left(\frac{0.24 f_y \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \text{Ecuación 8}$$

$$0.043 f_y \Psi_r d_b \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

- d_b : diámetro nominal de la barra.
- f_y : Resistencia nominal del refuerzo de acero.
- f'_c : Resistencia nominal del concreto.
- Ψ_r y λ : son factores de modificación determinados por la tabla a continuación:

Figura 1.7. Resistencia nominal de muro a cortante

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano λ	Concreto liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo de confinamiento ψ_r	Refuerzo encerrado dentro de (1), (2), (3) ó (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm. (3) Estribos de barra No. 13 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado ≤ 100 mm centro a centro. (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 100 mm, centro a centro.	0.75
	Otra	1.0

Fuente ACI 318-19

1.5.1.3.2 Refuerzo transversal

Se debe cumplir con las mismas especificaciones que se establecen para las columnas de pórticos especiales a momento mencionadas anteriormente. Debe disponerse refuerzo transversal que pase a través del nudo para dar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, cumpliendo con los requisitos de espaciamiento igual a las vigas de pórtico especiales a momento.

1.5.1.3.3 Resistencia a cortante

El valor de V_n en el nudo debe estar de acuerdo con la tabla a continuación:

Figura 1.8 Resistencia nominal del nudo a cortante

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para otros casos	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

Fuente ACI 318-19

Donde:

- Se considera que la cara de un nudo está confinada por una viga cuando el ancho de la viga es al menos tres cuartos del ancho efectivo del nudo. Extensiones de la viga al menos iguales a la altura h total de la viga más allá de la cara del nudo se consideran adecuadas para confinar la cara del nudo.
- El valor de λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.
- A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna, h . El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):
 - a) El ancho de la viga más la altura del nudo.
 - b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna.

1.5.1.4 Muros estructurales especiales

Los requisitos de esta sección aplican a muros estructurales especiales de concreto reforzado y a todos los componentes de muros especiales que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, incluyendo vigas de acople y machones de muro.

1.5.1.4.1 Refuerzo

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_l y ρ_t , para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025, excepto que si V_u no excede $0.083\sqrt{f'_c A_{cv}}$, ρ_t se pueden reducir a los valores requeridos en 11.6 de la ACI 318-19. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm. El refuerzo que contribuye a V_n debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante. Deben usarse al menos dos capas de refuerzo cuando $V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c A_{cv}}$, o $h_w/l_w \geq 2.0$, donde h_w y l_w son la altura y longitud de todo el muro, respectivamente.

Donde:

- ρ_l es la relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuida al área bruta del concreto.
- ρ_t es la cuantía del área de refuerzo transversal distribuida al área de concreto.
- A_{cv} es el área bruta de la sección del concreto, limitada al espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante.
- h_w es la altura total del muro estructural o altura libre del segmento.
- l_w es la longitud del muro de concreto considerado en la dirección de la fuerza cortante.

1.5.1.4.2 Fuerzas de diseño

Se debe considerar la posibilidad de fluencia en componentes de tales estructuras, como, por ejemplo, en la parte de un muro entre dos aberturas de ventanas, caso en el cual el cortante real puede ser bastante mayor que el cortante indicado por el análisis de carga lateral basado en fuerzas mayoradas de diseño.

La fuerza de diseño V_e se debe calcular por medio de $V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$

Donde:

- V_u = fuerza cortante obtenida del análisis para fuerza lateral del reglamento utilizando combinaciones de mayoración de carga.
- Ω_v = Factor de sobre resistencia en la sección crítica, la cual se define en la siguiente tabla.

Figura 1.9 Factor de sobre resistencia en la sección crítica

Condición	Ω_v	
$h_{wes}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre	M_{pr}/M_u ^[1]
		1.5 ^[2]
$h_{wes}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

^[1] Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v .

^[2] A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

Fuente ACI 318-19

1.5.1.4.3 Resistencia a cortante

La ecuación reconoce la mayor resistencia a cortante de muros con valores altos de la relación entre cortante y momento. V_n debe calcularse por medio de la Ecuación 10:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv} \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

- $\alpha_c = 0.25$ para $h_w/l_w \leq 1.5$
- $\alpha_c = 0.17$ para $h_w/l_w \geq 2.0$

Se permite interpolar linealmente el valor de α_c entre 0.25 y 0.17 para $1.5 < h_w/l_w < 2.0$.

El valor de la relación h_w/l_w empleada para determinar V_n para segmentos de muro debe ser la mayor entre la relación para todo el muro y la del segmento de muro considerado. Los muros deben tener refuerzo a cortante distribuido en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_w/l_w no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo ρ_l debe ser al menos la cuantía de refuerzo ρ_t .

1.5.1.4.4 Diseño a flexión y fuerza axial

La resistencia a flexión de un muro o de un segmento de muro se determina de acuerdo con los procedimientos normalmente usados para las columnas. La resistencia se debe determinar considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. Se debe incluir en el cálculo de la resistencia el refuerzo concentrado en los elementos de borde y el distribuido en las alas y alma basándose en un análisis de compatibilidad de deformaciones. La cimentación que soporta al muro debe diseñarse para desarrollar las fuerzas del ala y del alma del muro.

Los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a flexión y fuerza axial deben diseñarse de acuerdo con la sección 22.4 de la ACI 318-19. El concreto y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del ala, elementos de borde y el alma del muro, deben considerarse efectivos. Debe considerarse el efecto de las aberturas. A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25 por ciento de la altura total del muro.

1.5.1.5 Diafragmas

1.5.1.5.1 Fuerzas de diseño

Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del reglamento general de construcción usando los requisitos y las combinaciones de carga aplicables.

1.5.1.5.2 Espesor mínimo de diafragmas

Las losas de concreto y los afinados de piso compuestos que sirven como diafragmas estructurales usados para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 50 mm. Los afinados de piso colocados sobre elementos de piso o cubierta prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que 65 mm.

1.5.1.5.3 Refuerzo

En el capítulo 24 de la ACI 318-19, se establece que la cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales calculada con respecto al área bruta de concreto,

debe ser mayor o igual a 0.0018. Excepto para las losas postensadas, el espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de 450 mm.

Cuando se usa refuerzo electrosoldado de alambre como refuerzo distribuido para resistir el cortante en el afinado de piso colocado sobre elementos de piso y cubierta prefabricados, los alambres paralelos a las juntas entre elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm centro a centro. El refuerzo colocado para resistencia a cortante debe ser continuo y debe estar distribuido uniformemente a través del plano de cortante.

1.5.1.6 Cimentaciones

El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resisten fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar totalmente desarrollado por tracción en la interfaz.

Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en el párrafo anterior, y si se requieren ganchos, el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna. El concreto estructural simple en zapatas y muros de cimentación debe cumplir con la sección 14.1.4. de la ACI 318-19.

Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como acoples horizontales entre cabezales de pilotes o zapatas deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 450 mm. Se deben colocar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda el menor entre la mitad de la menor dimensión transversal y 300 mm.

1.5.2 Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07)

El Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) presenta una serie de artículos para aplicar en el diseño sismorresistente de una estructura, de tal manera que cumpla satisfactoriamente al momento de ser sometida a las acciones de las fuerzas sísmicas. Es decir, que al momento de un sismo o después de las acciones de un sismo, la edificación no colapse y se eviten pérdidas de vidas, y en el caso de estructuras de vital importancia, estas sigan en funcionamiento a lo inmediato.

Los artículos antes mencionados, se presentan en el “TÍTULO II - NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO”; el cual consiste de 5 capítulos donde se toma en cuenta los requerimientos de diseño, clasificación de la estructura, análisis estructural, criterios de análisis y los métodos de análisis.

Cada uno de estos comprende diferentes aspectos a tomar en cuenta de tal manera que los daños que se puedan presentar debido a sismos sean reducidos a lo más mínimo posible.

1.5.3 Criterios de configuración

Algunos de los problemas que se tratan de evitar a través del uso del reglamento son: la mala configuración de planta, mala configuración vertical y mala configuración estructural, los cuales serán presentados a continuación.

1.5.3.1 Problemas de configuración de planta

Son problemas estructurales que hacen referencias a la distribución del espacio en planta y la forma de la estructura en el plano horizontal, también llamadas irregularidades.

1.5.3.1.1 Longitud de planta

“La longitud en planta de una edificación, influye en la respuesta estructural ante la transmisión de ondas en el terreno producidas por el movimiento sísmico. A mayor longitud en planta empeora el comportamiento estructural, debido a que la respuesta de la estructura ante dichas ondas puede diferir considerablemente de un punto de apoyo a otro de la misma edificación”. (Grases Galofre, López, & Hernández, 1987).

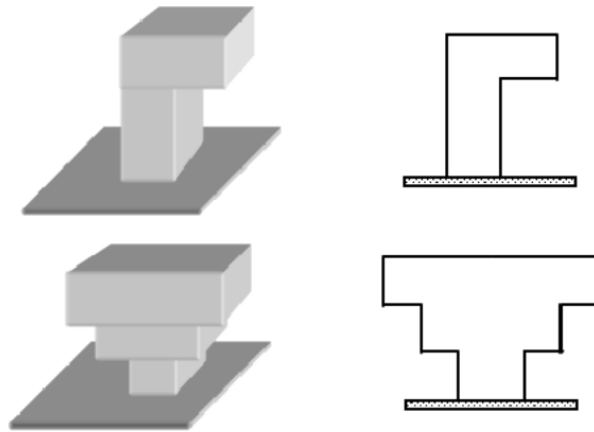
1.5.3.1.2 Forma de planta

La forma de la planta influye en la respuesta de la estructura ante la concentración de esfuerzos generada en ciertas partes, debido al movimiento sísmico. Los sitios más vulnerables son los ángulos de quiebre entre partes de la estructura.

1.5.3.2 Problemas de configuración vertical

“Los problemas de configuración vertical hacen referencias a las irregularidades presentes en las edificaciones que ocasionan cambios bruscos de rigidez, lo que se traduce en fuertes concentraciones de esfuerzos (Figura 1.10). Los escalonamientos deben de evitarse en la medida de lo posible, sobre todo en edificaciones tan importantes como hospitales y centros de salud” (Grases Galofre, López, & Hernández, 1987).

Figura 1.10. Irregularidades verticales



Fuente: (Grases Galofre, López, & Hernández, 1987)

1.5.3.3 Problemas de configuración estructural

Son problemas que influyen directamente en el comportamiento de la edificación a lo largo de su vida útil y repercuten en el desempeño ante un evento sísmico.

1.5.3.3.1 Concentración de masa

“Esto se refiere a problemas ocasionados por concentraciones de masa en algún nivel de la edificación, al colocar elementos de gran peso como equipos, tanques piscinas, archivos, depósitos, entre otros. Debido al hecho de que el problema se agrava si dicha concentración se localiza en los pisos más elevados ya que a mayor altura, mayor aceleración sísmica de respuesta, se recomienda colocarlos en sótanos o en construcciones aisladas cercanas al edificio, para evitar el efecto de péndulo invertido” (Cardona A., 2004).

1.5.3.3.2 Columnas débiles

Las columnas son de vital importancia dentro del sistema estructural, una falla en la columna afectaría a toda la estructura, pudiendo ocasionar el colapso de la misma. El diseño ideal es columna fuerte – viga débil en el cálculo se debe verificar que el momento resistente total en la columna dividido entre el de las vigas sea mayor o igual a 1.20.

1.5.3.3.3 Columnas cortas

“Al analizar y estudiar el comportamiento de edificaciones bajo la acción sísmica, se ha observado que algunas columnas presentan grietas a 45° (Figura 15), lo que indica una falla frágil. Uno de los problemas podría ser por aumento de la fuerza cortante en la columna, que es igual a la suma de los momentos flectores de los extremos dividido entre la longitud libre. Si la longitud libre se ve disminuida, la fuerza cortante aumenta de manera inversamente proporcional. Es decir, si la longitud libre se reduce en una tercera parte, la fuerza cortante aumenta tres veces” (Bachmann, 2003).

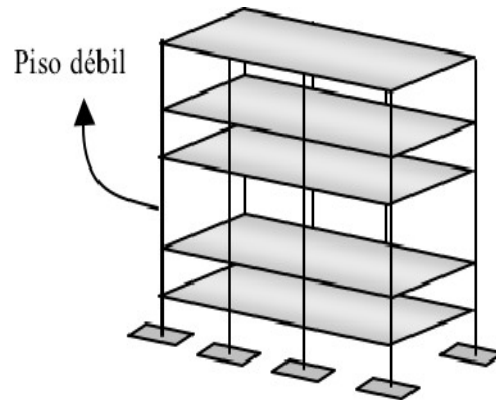
La falla se debe al hecho de que las columnas de un mismo nivel presentan similar desplazamiento lateral durante un sismo. Sin embargo, al ser las columnas cortas más rígidas absorben mucha más fuerza lateral.

1.5.3.3.4 Pisos débiles

“Algunos sistemas arquitectónicos conllevan a la formación de pisos cuya rigidez y/o resistencia es significativamente menor que la del resto de los niveles, haciéndolos más vulnerables. Esto se puede atribuir a la diferencia de altura entre pisos consecutivos o a la ausencia de algún elemento estructural. La ausencia o falta de continuidad de columnas, ha sido una causa de muchos colapsos de

estructuras sometidas a movimientos sísmicos.” (Grases Galofre, López, & Hernández, 1987).

Figura 1.11 Ejemplo del piso débil



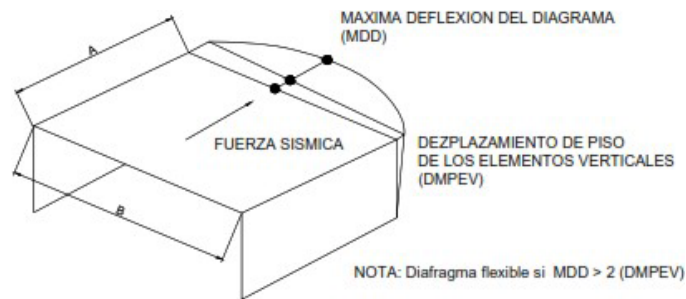
Fuente: (Grases Galofre, López, & Hernández, 1987)

1.5.3.3.5 Excesiva flexibilidad de diafragmas

Para lograr una configuración estructural adecuada se debe conectar las líneas resistentes con los diafragmas rígidos, para lograr deformaciones uniformes. Es importante resaltar que considerar rígidos los diafragmas representa una hipótesis de cálculo.

El comportamiento flexible del diafragma se debe mayormente a causa del material constructivo o espesor insuficiente. La condición a cumplir en el caso para determinar si un diafragma es flexible será que la máxima deflexión del diafragma (MDD) será al menos dos veces el desplazamiento máximo de piso de los elementos verticales (DMPEV).

Figura 1.12 Diafragma flexible



Fuente: (RNC-07)

1.5.3.3.6 Columnas no alineadas

Cuando varias de las columnas no están alineadas con los ejes predominantes de la estructura.

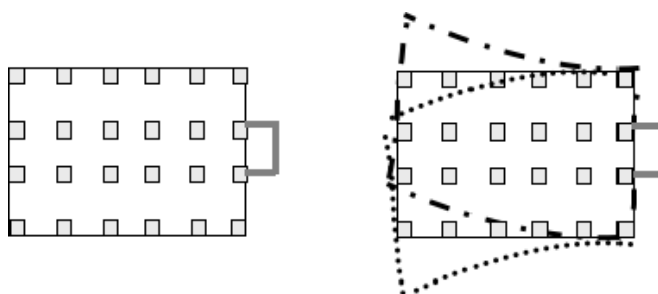
“Esto impide que se puedan determinar con mayor precisión las acciones sobre los elementos de la estructura. Además, se introducen efectos secundarios en el diafragma, que producen agrietamiento por concentración de esfuerzos” (Arnold & Reitherman, 1982).

1.5.3.3.7 Torsión

Se presenta por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. Cuando en una configuración, el centro de masa coincide con el centro de rigidez, se dice que existe simetría estructural. A medida que el edificio sea más simétrico, se reducirá su tendencia a sufrir concentraciones de esfuerzos y torsión, y su comportamiento ante cargas sísmicas será menos difícil de analizar y más predecible.

“La simetría va desde la geometría de la forma exterior, hasta las distribuciones internas de elementos resistentes y componentes no estructurales. En los casos donde existen muros, núcleos de ascensores o tabiquería, hacia un lado de la edificación, el centro de rigidez se desplaza en esa dirección. Debido a esto se generan deformaciones no previstas en el cálculo estructural.” (Figura 1.13) (Grases Galofre, López, & Hernández, 1987).

Figura 1.13. Núcleo de Muros excéntricos – Posible deformación por Torsión debida a la excentricidad



Fuente: (Grases Galofre, López, & Hernández, 1987)

1.5.3.3.8 Poca cuantía de refuerzo transversal

La función del refuerzo transversal, estribo o ligadura, es soportar fuerzas cortantes, garantizar el adecuado confinamiento del concreto e impedir el pandeo del refuerzo longitudinal. Cuando se presenta mal armado del refuerzo transversal, el diámetro de la varilla es insuficiente o están muy separadas, se presentan daños en los elementos estructurales.

1.6 Normativas para el diseño de estructuras de concreto reforzado

1.6.1 Generalidades

El diseño de concreto reforzado consiste en un análisis de todos aquellos factores y elementos que influyen en el sistema estructural del edificio, tales como fuerzas por sismo, fuerzas por viento, cargas gravitacionales, cargas muertas, así como coeficientes a utilizar según el tipo de suelo, clasificación de la estructura según su uso, rigidez de todos elementos constructivos, entre otras características en consideración, este análisis se realiza con métodos establecidos en normativas nacionales e internacionales que permiten calcular el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales y no estructurales, sus deformaciones, desplazamientos laterales, torsión y flexión de sus elementos, y a su vez se verifica que los elementos no excedan los estados límites de falla o de servicio.

A continuación, se presentan las Normativas a utilizar para el diseño de la estructura en estudio; Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) y Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19).

1.6.2 Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).

1.6.2.1 Determinación de cargas

Las consideraciones del RNC-07 establece que se requieren especificaciones técnicas para la construcción de edificios que aseguren un buen comportamiento estructural soportando fuerzas sísmicas y eólicas, así como otras fuerzas provocadas por efectos de la naturaleza y por la acción del hombre.

“Además de las cargas originadas por el peso propio del edificio, deberán considerarse las cargas debidas a materias o líquidos almacenables, las cargas

vivas, las cargas de vientos, las cargas sísmicas y las cargas de ceniza volcánica. Si hubiera cargas especiales que soportar, éstas deberán ser establecidas por el Ingeniero responsable del diseño estructural.” (RNC-07, p. 8).

Para la estimación de cargas RNC-07 establece:

“En la estimación de las Cargas Muertas para propósitos de diseño, se usarán como cargas mínimas los pesos de los materiales listados de la tabla 1A a la tabla 8A en los anexos de este reglamento estos pesos pueden ser mayores según lo especifique el fabricante.” (RNC-07, p. 14).

Para el valor de Cargas Vivas el RNC-07 indica que:

“Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas más altas que probablemente ocurran, pero en ningún caso menores que las cargas vivas uniformemente distribuidas listadas en la Tabla 1.” (RNC-07, p. 15).

Para los sistemas estructurales de concreto, es diseñar bajo el método de resistencia última, el reglamento (RNC-07) instituye que:

“Los elementos resistentes de una estructura, se verificarán tanto para los estados de carga que incluyen el efecto sísmico como para los que no lo incluyen. Esto podrá hacerse por el método elástico o por el método de resistencia última. En el diseño para el método elástico, así como en el método de resistencia última los efectos de cargas muertas, cargas vivas reducidas y sismos combinados, se multiplicarán por los factores de carga tal como aparecen definidas en COMBINACIONES DE CARGA.” (RNC-07, p. 20).

1.6.2.2 Normas mínimas para determinar cargas debido a sismo

La fuerza debido a los sismos es una de las cargas más importantes para el diseño de un sistema estructural, ya que esta fuerza no actúa constantemente y en ocasiones es impredecible. Por lo que se han innovado métodos de cálculos para estimaciones de esta fuerza y sus reacciones.

El RNC-07 en su “título II”, define una serie de requerimientos para el diseño sismo-resistentes, clasificación de las estructuras, análisis estructural, criterios de análisis y los métodos de análisis para proceder con el mismo, estos se presentan a partir del artículo 17 hasta el artículo 33.

Para efectos de diseño estructural en su Art.20 el RNC-07 clasifica las estructuras en:

- Estructuras esenciales: (Grupo A) son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc.
- Estructuras de normal importancia: (Grupo B) son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.
- Estructuras de menor importancia: (Grupo C) son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5m.

1.6.2.3 Normas mínimas del concreto reforzado

El artículo 106 del RNC-07 establece que las fuerzas y los momentos internos producidos por las cargas a que están sometidas las estructuras de concreto reforzado, se determinarán, en general, con métodos que supongan comportamientos elásticos. El método que se aplicará en el diseño de estructuras de concreto reforzado, según el art. 108 será preferentemente el método de resistencia última, utilizando los factores de carga especificados en el punto II del Arto. 15 del mismo.

En cuanto a los sistemas o elementos estructurales, el arto. 111 del RNC-07 presenta las evaluaciones necesarias para vigas, columnas y losas desde la página 90 a la 92, donde presentan una serie de incisos para deformaciones máximas, esfuerzos y momentos actuantes, separación de refuerzos, dimensionamiento de los elementos, entre otros requerimientos que permitan el diseño efectivo de los mismos.

1.6.3 Métodos de análisis

1.6.3.1 Método estático equivalente

Puede utilizarse el método estático equivalente del Artículo 32 del RNC-07 para analizar estructuras regulares de altura no mayor de 40 m, y estructuras irregulares de no más de 30 m. Se deberá realizar las siguientes valoraciones:

- Fuerzas cortantes

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente

proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel, F_{Si} , resulta ser la ecuación (11) de la (RNC-07).

$$F_{Si} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

- W_i es el peso de la i-ésima masa.
- h_i es la altura de la i-ésima masa sobre el desplante.
- c es el coeficiente sísmico definido en el artículo 24 de la (RNC-07).

Para estructuras del Grupo A las fuerzas calculadas con la ecuación deberán multiplicarse por 1.5.

- Reducción de fuerzas sísmicas

Opcionalmente pueden adoptarse fuerzas sísmicas menores que las calculadas según el artículo anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

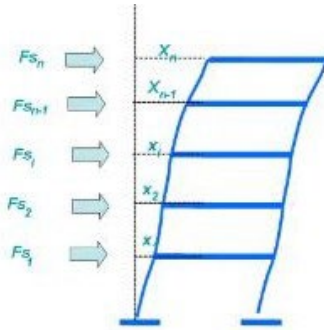
El período fundamental de vibración, T, se tomará igual a la ecuación (12) de la (RNC-07).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_{Si} x_i}} \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

- x_i es el desplazamiento del nivel i, relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza calculadas según la fuerza del artículo 32 inciso a), g la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

Figura 1.14. Fuerzas laterales



Fuente: Elaborado desde Google Earth.

- Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable según la ecuación (15) de la (RNC-07).

$$e_D = \begin{cases} 1.5 e_s + 0.1b \\ e_s - 0.1b \end{cases} \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde, b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

- Efectos de segundo orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos

pueden despreciarse en los entrepisos en los que se cumple la siguiente condición según la ecuación (16) de la (RNC-07).

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_{\gamma}} \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

- Δ es el desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado.
- H es la altura del entrepiso.
- V es la fuerza cortante calculada en el entrepiso.
- P_{γ} es el peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.
- Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

- Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza–deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden según la ecuación (17) de la (RNC-07), entre el siguiente valor:

$$1 + 2.5 d_a Q \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde; d_a es la diferencia en los valores de $a/\Omega Q'$, expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido en la misma dirección.

1.6.3.2 Método Dinámico lineal (Modal Espectral)

Es un análisis que utiliza la respuesta dinámica de los picos de todos los modos que aporten una contribución significativa a la repuesta estructural del edificio. Las respuestas modales se calculan usando las ordenadas del espectro de respuesta (Arto 27, RNC-07) correspondiente a los periodos modales.

El método del análisis modal espectral es una particularización para el caso de acción sísmica del método de superposición modal. Con los resultados del análisis modal se determinan datos relevantes para la evaluación estructural, tales como los periodos para los diferentes modos de vibración, los desplazamientos modales y la distribución de fuerzas y cortantes por modo, para el período fundamental del edificio, para esto es necesario resolver la siguiente ecuación diferencial que gobierna el equilibrio dinámico de la estructura. (Rojas Obando & Mendoza Treminio, 2018).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde:

- u es el vector respuesta d desplazamiento de la estructura. Se denomina como simplificación de $u(t)$.
- m es la matriz de masas de la estructura.
- k es la matriz de rigidez de la estructura.
- f es el vector de las fuerzas actuantes. Se denota como F por simplificación de $-ml\ddot{u}_g(t)$.
- c es la matriz de Amortiguamiento de la estructura.

La fuerza sísmica $-M\ddot{u}_g(t)$ está definida por $s = ml$ y l es el vector de arrastre. Esta distribución de fuerzas puede expandirse como la sumatoria de las distribuciones de fuerzas inercial modal s_n :

$$ml = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \quad \text{Ecuación 17}$$

Los desplazamientos u de un sistema con N grados de libertad pueden expresarse como superposición de las contribuciones modales:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

- ϕ_n es el vector n – *esimo* modo de vibración normalizado.
- $q_n(t)$ es la expansión modal del modo n de vibrar.

Para la determinación de los modos de vibración Φ , es mediante la resolución de los autos vectores y auto valores al imponer la siguiente condición:

$$|k - \omega^2 \cdot m| = 0 \quad \text{Ecuación 19}$$

Luego se realiza un cambio de base a los modos de vibración, consiste en sustituir desplazamiento u , velocidad $\dot{u}$ y aceleración $\ddot{u}$:

$$u = \Phi q_n; \dot{u} = \Phi \cdot \dot{q}_n; \ddot{u} = \Phi \cdot \ddot{q}_n \quad \text{Ecuación 20}$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio dinámico que rige las estructuras, incluyendo el coeficiente Γ_n queda:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n\ddot{u}_g \quad \text{Ecuación 21}$$

En donde:

- ζ_n es el amortiguamiento en el n modo de vibrar.
- ω_n^2 es la frecuencia angular del sistema del n modo de vibrar.

El coeficiente o factor de participación modal Γ_n se define por:

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T m l}{\phi_n^T m \phi_n} \quad \text{Ecuación 22}$$

Para resolver la ecuación diferencial se obtiene a partir de los espectros de respuestas reducidos, obteniéndose de esta manera una aproximación a la respuesta máxima $x_{m\acute{a}x}$ en cada modo, para ellos se calcula el periodo natural de cada modo de vibración $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$, así se puede determinar la aceleración para cada periodo $A_n(T_n)$. La cual se divide por la frecuencia propia al cuadrado ω_n^2 para obtener el desplazamiento espectral $D_n(T_n)$ y luego tener las contribuciones del n -ésimo modo de los desplazamientos modales $u_n = \Gamma_n \phi_n D_n$. En el análisis sísmico se recomienda que el cálculo de la fuerza sea por un procedimiento estático. (Chopra, 2014).

Las fuerzas estáticas equivalentes asociadas con la respuesta del n -ésimo modo son:

$$f_n = k u_n \quad \text{Ecuación 23}$$

Que se puede reescribir de forma matricial como indica Chopra (2014):

$$f_n = s_n A_n \quad \text{Ecuación 24}$$

Idénticamente a como lo expresa el Arto 33 del RNC-07 de forma lineal:

$$S_m = \frac{A_m}{g} \bar{\alpha}_m \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Ecuación 25}$$

Siendo:

$$\bar{\alpha}_m = \frac{(\sum_{i=1}^n W_i \phi_{im})^2}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{im}^2} * \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde:

- $\bar{\alpha}_m$ es el factor de participación modal en el modo m .
- ϕ_{im} es la amplitud normalizada en el piso i en el modo m .
- W_i es el peso del piso i , considerando (carga muerta + carga viva reducida).
- A_m es la Aceleración espectral reducida correspondiente al modo de vibración m .

Según el RNC-07, las respuestas modales se calculan a través del método SRSS.

$$\overline{Y_T} = \sqrt{\sum Y_i^2} \quad \text{Ecuación 27}$$

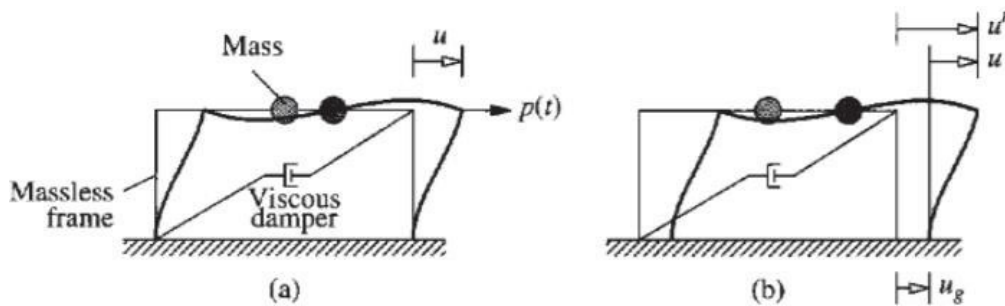
En donde Y_T puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras. Siempre y cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí.

1.6.3.2.1 Espectros de Respuesta

“En 1932 M.A. Biot introdujo el concepto de espectro de respuesta, el cual fue desarrollado por G.W. Housner para caracterizar de una manera práctica el movimiento del suelo y sus efectos en las estructuras” (Chopra, 1995). Actualmente

el concepto de espectro de respuesta en ingeniería sísmica es una herramienta útil, *“se define como la máxima respuesta de un sistema de un grado de libertad de cada componente de un movimiento en específico del suelo en función de la frecuencia natural (o período fundamental) y el radio de amortiguamiento del sistema de 1GDL”* (Kramer, 1996).

Figura 1.15. Sistema de un grado de libertad: (a) Fuerza Aplicada (b) Fuerza inducida por un terreno



Fuente: (Chopra, 2014)

El espectro de diseño debe satisfacer ciertos requisitos, ya que está pensado para diseñar nuevas estructuras o para evaluar la seguridad sísmica de las estructuras existentes, a fin de que puedan resistir a sismos futuros. Con este propósito, el espectro de respuesta para un movimiento del terreno registrado durante un sismo pasado es inapropiado.

La variación en el espectro de respuesta, es característica de esa excitación particular. El espectro de respuesta para otro movimiento del terreno registrado en el mismo sitio durante un sismo diferente también es irregular, pero los picos y los valles no se presentan necesariamente en los mismos periodos.

Del mismo modo, no es posible predecir la variación del espectro de respuesta en todos sus detalles para un movimiento del terreno que puede producirse en el futuro. *“Así, el espectro de diseño debe consistir en un conjunto de curvas suaves o en una*

serie de líneas rectas con una curva para cada nivel de amortiguamiento.” (Chopra, 2001).

El espectro de Respuesta se encuentra sumando los máximos en valor absoluto, de la respuesta dinámica para todos los sistemas estructurales posibles de un grado de libertad con el mismo amortiguamiento, para una componente particular de un sismo, por ejemplo, la Norte-Sur o Este-Oeste y está en función del período de vibración T del sistema, y del amortiguamiento.

Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta de deformación. El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración.

$$UT(t) = -[2\zeta w u(t) + w^2 u(t)] \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde:

- ζ es el factor de amortiguamiento.
- w es el periodo natural.
- $U(t)$ es el desplazamiento.

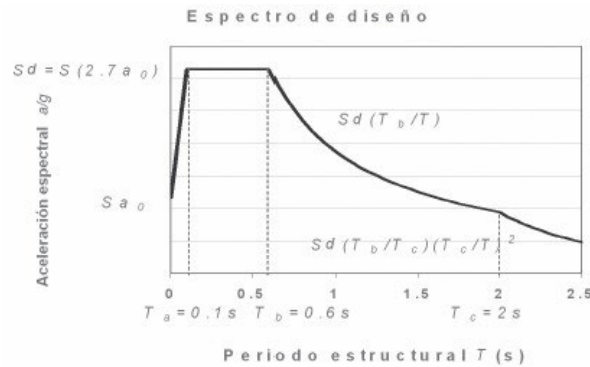
1.6.3.2.2 Espectro de Diseño

Un espectro para el diseño sísmico (Chopra, 2001). Es un valor utilizado en los cálculos de la ingeniería sísmica que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

Tratándose de estructuras del Grupo B, a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del RNC-07, mientras que $d = 2.7 a_0$, $T_a = 0.1$ seg, $T_b = 0.6$ seg, $T_c = 2$ seg y S es el factor de amplificación por tipo de suelo. Para

estructuras del Grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplicarán por 1.5 y para el grupo C se tomarán igual al grupo B. Para el análisis estático equivalente y modal la aceleración a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del RNC-07.

Figura 1.16. Espectro de diseño para Nicaragua



Fuente: (RNC-07)

1.6.3.3 Método del marco equivalente

Este método puede aplicarse sin las limitantes de otros métodos como el límite a una razón máxima de la carga viva a la muerta de 2 a 1, razón máxima del claro longitudinal al claro transversal de 2 a 1, columnas descentradas, entre otros. Estas limitaciones no son impedimento para proceder con el método del marco equivalente, por lo que permite el diseño de un rango más amplio de edificaciones, así como la propuesta del hospital en estudio.

“El método del marco equivalente implica el análisis elástico de un marco estructural que consiste en una fila de columnas equivalentes y de losas horizontales con una longitud de un tablero y con un ancho transversal igual a la distancia entre las líneas centrales de los tableros a cada lado de las columnas en consideración.” (McCormac & Brown, 2011).

2 Modelo y análisis estructural

Para el análisis de la estructura se utiliza como normativa base el RNC-07. En los siguientes apartados se describe el edificio en estudio, materiales, cargas a considerar, así como la caracterización de la amenaza sísmica según el Arto. 27 del RNC-07. Con el fin de realizar el Análisis Estático y el Dinámico Modal Espectral.

2.1 Descripción del edificio en estudio

El edificio en estudio estará ubicado en el municipio de Nindirí en el departamento de Masaya. La estructura consta de 3 niveles. La altura total del edificio es de 15 m. Las dimensiones en planta son de 52.5 m * 86.25 m, con una altura de entrepiso de 5 m para todos los niveles. A partir del segundo nivel se encuentra una entrante de 22.50 m * 18.75 m en la esquina inferior derecha desde la vista en planta.

Tabla 2.1 Características generales de la estructura

Descripción de la estructura	
Sistema estructural	Marcos de concreto reforzado
Sistema resistente	Marcos Especiales a Momento (SMF)
Sistema constructivo	Concreto reforzado
Particiones internas	Paneles de Covintec
Cielo falso	Láminas de Gypsum con estructura de aluminio
Sistema de entrepisos	Losa maciza de concreto reforzado
Paredes exteriores	Bloques de concreto

Fuente: Elaboración propia

2.2 Descripción de los materiales

Las características de los materiales de construcción que serán utilizados en el diseño de la estructura de concreto reforzado están especificadas en el ACI 318-19 como se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Características de los materiales que componen la estructura

Descripción de los materiales	Unidades
Concreto	
Esfuerzo de compresión	420.00 kg/cm ²
Módulo de elasticidad	309,457.913 kg/cm ²
Peso volumétrico	2400.00 kg/m ³
Acero de refuerzo	
Esfuerzo cedente	4200.00 kg/cm ²
Peso volumétrico	7850.00 kg/m ³

Fuente: ACI 318-19

2.3 Descripción de los elementos estructurales

Para el predimensionamiento de las secciones de columnas, vigas y losas se realizaron hojas de cálculos utilizando PTC Mathcad Prime (ver Anexo B Cálculo del predimensionamiento de los elementos). Se utilizó un solo tipo de viga, columnas y losas para todos los niveles de la estructura (ver Tabla 2.3).

Tabla 2.3 Dimensiones de los elementos estructurales

Nivel	Columna (cm)	Viga (cm)	Losa (cm)
Nivel 1 – Az	55X55	40X50	15

Fuente: Elaboración propia. PTC Mathcad Prime

El peso de los elementos estructurales es calculado automáticamente por el software ETABS según sus propiedades geométricas y físicas.

2.4 Consideraciones de cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales se definen y determinan según el Título I, Capítulo I y II del RNC-07.

2.4.1 Cargas muertas

La carga muerta está compuesta por el peso propio del edificio y las cargas muertas no estructurales. En la Tabla 2.4 y la Tabla 2.5 se especifica las cargas muertas no estructurales consideradas para cada nivel de la estructura en estudio.

Tabla 2.4 Carga muerta no estructural para los niveles 1 y 2

Descripción	Peso (kg/m ²)
Particiones livianas	23
Ductos y tuberías	18
Ventanas de vidrio y estructura	35
Paredes perimetrales	15
Aire acondicionado	4
Cascote de mortero	60
Ladrillos de cerámica para pisos	30
Cielo falso de Gypsum y estructura	10
Lámparas de accesorios	15
Total	210

Fuente RNC-07

Tabla 2.5 Carga muerta no estructural en la azotea

Descripción	Peso (kg/m ²)
Impermeabilizante y ladrillo de cerámica	130
Ductos y tuberías	18
Lámparas y accesorios	15
Cielo falso de Gypsum y estructura	10
Paneles solares	80
Total	173

Fuente: RNC-07

2.4.2 Cargas vivas. Cargas vivas reducidas

Para el cálculo de la Carga Viva (CV) y Carga Viva Reducida (CVR) se considera que el edificio es un hospital (ver Tabla 2.6).

Tabla 2.6 Cargas vivas. Cargas vivas reducidas

Destino	Máxima (CV) kg/m ²	Incidental (CVR) kg/m ²
Hospitales (salas y cuartos)	200	100
Salas de operaciones	400	150
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40
Ceniza volcánica	20	8

Fuente Tabla 1 del RNC-07

2.4.3 Peso total de la estructura por piso

El peso total del hospital se presenta en la Tabla 2.7. Incluye las cargas muertas, las cargas muertas no estructurales y las cargas vivas reducidas. Obtenemos la masa por piso de la estructura por medio de ETABS.

Tabla 2.7 Peso total del hospital por nivel

Nivel	Masa (tonf * s ² /m)	Peso (tonf)
Azotea	395.86	3883.39
Nivel 2	494.20	4848.10
Nivel 1	560.63	5499.78

Fuente: Corrida de ETABS

2.4.4 Combinaciones de cargas

Cabe destacar que en este estudio considerando las acciones de fuerza sísmica horizontales en ambas direcciones según el Título II del RNC-07. Debido a que el hospital se encuentra en una zona altamente sísmica. Las combinaciones de cargas utilizadas en el modelo se presentan en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8 Combinaciones de carga

No.	Cargas Mayoradas	Carga Muerta (CM)	Carga Viva (CV)	Sismo dirección X (SEX)	Sismo dirección Y (SEY)
Comb 1	1.4CM	1.4			
Comb 2	1.2CM+1.6CV	1.2	1.6		
Comb 3	1.2CM+CV±EQX	1.2	1.0	±1.0	
Comb 4	1.2CM+CV±EQY	1.2	1.0		±1.0
Comb 5	0.9CM ±EQX	0.9		±1.0	
Comb 6	0.9CM±EQY	0.9			±1.0

Fuente RNC-07

2.5 Caracterización de la amenaza sísmica según el RNC-07

2.5.1 Clasificación de la estructura. Arto. 20.

En el Arto. 20 del RNC – 07 designa que el grupo de importancia depende de la ocupación de dicha estructura. La estructura en análisis se clasifica como estructura esencial (Grupo A) por su importancia estratégica para atender la población inmediatamente después de ocurrido un desastre.

2.5.2 Factor de reducción por ductilidad. Arto. 21

Se define un factor de reducción del espectro elástico de diseño Q . Donde $Q = 4$ por ser una estructura que tiene una resistencia en todos los pisos por marcos no arriostrados de concreto reforzado. Como se desconoce el periodo de vibración de la estructura se define $Q' = Q = 4$ (ver Figura 2.1).

Figura 2.1 Factor de reducción Q'

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & T \leq T_a \end{cases}$$

Fuente: Arto 21 del RNC-07

2.5.3 Factor de reducción por sobre resistencia. Arto. 22

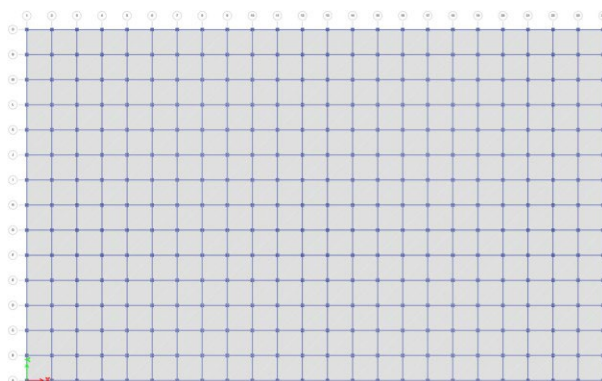
La reducción por sobre resistencia está dada por el factor $\Omega = 2$

2.5.4 Condiciones de regularidad. Arto. 23

Según el RNC – 07 en el Arto. 23 se describen las condiciones que tienen que cumplirse para denominar regular una estructura de análisis.

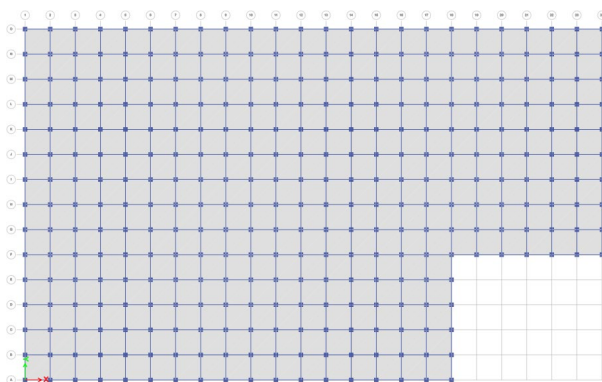
1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Figura 2.2 Vista de planta del nivel 1



Fuente Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura 2.3 Vista de planta del nivel 2 y azotea



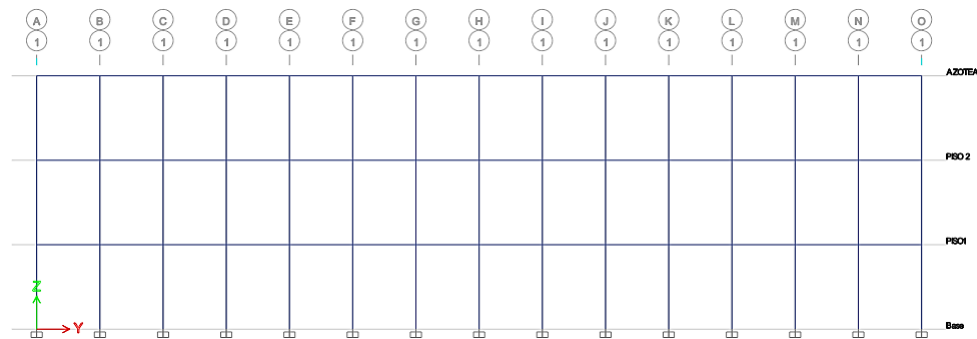
Fuente Modelo en ETABS. Elaboración propia

Como se presenta en la Figura 2.2 y Figura 2.3, el edificio en ambas direcciones tanto en distribución de masas y en elementos que aportan resistencia; y todos sus elementos en plantas son paralelos a los ejes X o Y. **Cumple.**

2.

La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

Figura 2.4 Vista de elevación del lado corto de la estructura



Fuente Modelo en ETABS. Elaboración propia

Como se muestra en la Figura 2.4 la altura de la estructura es de 15 m y la dimensión menor es de 52.5 m. Por tanto, la relación que existe es de 0.29. **Cumple.**

$$\frac{15 \text{ m}}{52.5 \text{ m}} = 0.29 < 2.5$$

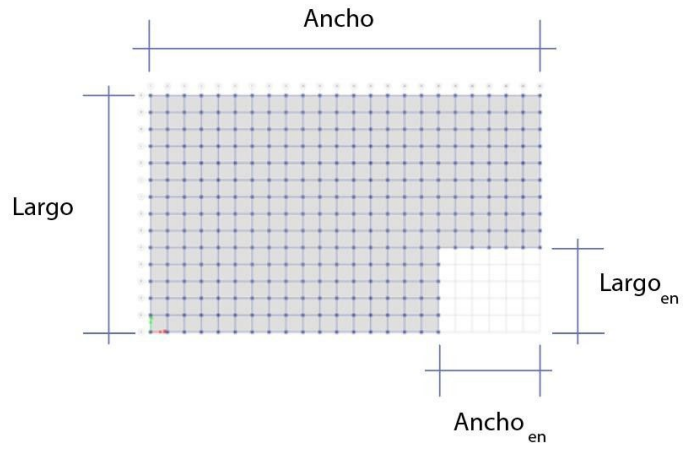
3. La relación de largo a ancho de la base no excede 2.5

Como se presenta en la Figura 2.2 dicha estructura en estudio posee dimensiones en plantas de 52.5 m la base menor y 86.25 m la base mayor, por lo que la relación entre ambos es 1.64. **Cumple.**

$$\frac{86.25 \text{ m}}{52.5 \text{ m}} = 1.64 < 2.5$$

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% la dimensión en planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Figura 2.5 Entrante en planta



Fuente Elaboración propia

La estructura posee salientes en el 2do nivel y en la azotea respectivamente que exceden el 20% de la dimensión en planta medida paralelamente (Ver Figura 2.5).

No cumple.

$$\frac{Ancho_{en}}{Ancho} = \frac{22.50m}{86.25m} * 100\% = 26\%$$

$$\frac{Largo_{en}}{Largo} = \frac{18.75m}{52.50m} * 100\% = 36\%$$

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido resistente

La estructura posee en cada nivel losa rígida. **Cumple.**

6. No tiene aberturas en su sistema de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura.

La estructura no posee aberturas. **Cumple.**

7. El peso de cada nivel incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmica, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, (excepción hecha del último nivel de la construcción) es menor que el 70% de dichos pesos.

Quedando el último piso eximido de cumplir esta condición. El peso de cada nivel de la estructura no excede el 110% correspondiente al piso inmediato inferior ni, es menor que 70% de dicho piso (Ver Tabla 2.9). **Cumple.**

Tabla 2.9 Regularidad del peso en elevación

Nivel	Peso (tonf)	Condición (70% - 110%)
Azotea	3883.39	Excluido
Nivel 2	4848.10	88 %
Nivel 1	5499.78	Excluido

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de esta. Se exige de este último requisito únicamente el último piso de la construcción.

El área de cada nivel de la estructura no excede al 110% del área del piso inmediato inferior correspondiente ni, menor que 70% del área de dicho piso (Ver Tabla 2.10). **Cumple.**

Tabla 2.10 Regularidad de área en elevación

Nivel	Área (m ²)	Condición (70% - 110%)
Azotea	4106.25	Excluido
Nivel 2	4528.13	100 %
Nivel 1	4528.13	Excluido

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y o trabes o losas planas.

Las columnas en todos los niveles se encuentran restringidas por vigas horizontales al menos en 2 direcciones y la losa rígida de entrepiso. **Cumple.**

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede más de 50% a la del entrepiso inmediato inferior. El último piso queda excluido de este requisito.

Tabla 2.11 Rigidez por piso

Nivel	Elevación (m)	X-Dir (tonf/m)	Y-Dir (tonf/m)
Azotea	15	464,763.33	444,178.19
Nivel 2	10	497,278.69	480,255.39
Nivel 1	5	707,876.23	699,571.48

Fuente Modelo en ETABS. Elaboración propia

Según la Tabla 2.11 Observamos que el nivel 2 aporta menor rigidez que el nivel 1. Dado que el segundo nivel contiene menos elementos estructurales que proporcionen rigidez en comparación al nivel inferior, por consiguiente, no excede en ningún porcentaje. **Cumple.**

11. La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50% a la del entrepiso inmediato inferior. El último piso queda excluido de este requisito.

Como la rigidez al corte se encuentra dentro del rango permitido, la resistencia al corte también cuenta con el rango permitido. **Cumple.**

12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente e_s , excede al 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Tomando la excentricidad en X de 2.2 y excentricidad en Y de 1.7 procedemos a comprobar:

$$\frac{2.2 \text{ m} * 100}{86.25 \text{ m}} = 2.55\% < 10\%$$

$$\frac{1.7 \text{ m} * 100}{52.5 \text{ m}} = 3.24\% < 10\%$$

La excentricidad estática calculada no excede al 10% de la dimensión en planta. **Cumple.**

Tabla 2.12 Excentricidad estática

esx (m)	esy (m)
-0.3	0.2
-2.2	1.7
-0.8	1.1

Fuente Modelo en ETABS. Elaboración propia

2.5.4.1 Resumen de condiciones de regularidad según el RNC-07

En la Tabla 2.13 se presenta un resumen del cumplimiento de las condiciones de regularidad antes analizadas.

Tabla 2.13 Resumen de las condiciones de regularidad para la estructura

Condición	¿Cumple?
1. Simetría en planta	Sí
2. Relación de aspecto en elevación	Sí
3. Relación de aspecto en planta	Sí
4. Entrantes y salientes en planta	No
5. Rigidez del diafragma	Sí
6. Abertura en planta	Sí
7. Regularidad de peso en elevación	Si
8. Regularidad geométrica en elevación	Sí
9. Restricción lateral de las columnas	Sí
10. Regularidad de rigidez en elevación	Si
11. Regularidad de resistencia en elevación	Si
12. Limitación de la excentricidad torsional	Sí

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar no cumple con todos los requisitos para que la estructura se considere regular. Por tanto, el factor de ductilidad (Q') debe de corregirse.

2.5.5 Corrección por irregularidad. Arto. 23 (c)

En el RNC – 07 Arto. 21 se define que el factor de reducción Q' se multiplicará por 0.9 cuando no cumpla con uno de los requisitos de las condiciones, por 0.8 cuando no cumpla dos o más condiciones y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular.

Dado que la estructura en análisis no cumplió con 1 de las condiciones de regularidad se categoriza como una estructura semi irregular, por tanto, el valor de Q' se multiplicará por 0.9.

$$Q' = 0.9 * Q' = 3.6$$

2.5.6 Influencia del suelo. Arto. 25.

Según el tipo de suelo y la ubicación de la estructura se define el factor de amplificación. El edificio en estudio se encuentra en Masaya, ubicado en la zona sísmica C.

Al no poseer información del tipo de suelo en el sitio donde será emplazado el edificio, se utilizó un estudio de suelo realizado a nivel municipal, el cual se titula “línea de base de municipio Nindirí” donde cita textualmente en la página #18: “Las series de suelo predominantes en el municipio son: Nindirí, Zambrano; Roca volcánica, derrames de lava, casco urbano y Sabana Grande, representando el 87% del área total”.

Basados en este último, se puede definir que el suelo en la zona de la construcción es tipo I, debido a la presencia de rocas volcánicas y suelos formados por la cristalización de lava.

Figura 2.6 Factores de amplificación del suelo S

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: Arto. 25 del RNC-07

Ya definido los valores de la zona sísmica C y el tipo de suelo I corresponden un factor de amplificación de $S = 1$.

2.5.7 Espectro para diseño sísmico. Arto. 27

Como se mencionó en la sección anterior, el hospital está ubicado en la ciudad de Masaya. Por tanto, para efectuar el análisis modal espectral se utiliza un valor de aceleración $a_0 = 0.31$ (Ver Anexo A Mapa de isoaceleraciones).

2.5.8 Coeficiente de diseño sismo-resistente. Arto. 24

El valor del coeficiente de diseño sismo-resistente c se calcula según la ecuación especificada en el artículo 24 del RNC-07.

$$c := 1.5 \cdot \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega} = 0.17 \qquad c_{min} := 1.5 \cdot S \cdot a_0 = 0.47$$

$$c := \max(c, c_{min}) = 0.47$$

2.6 Creación del modelo estructural en ETABS

El primer paso es elaborar un modelo tridimensional del edificio utilizando el programa ETABS. Dicho modelo incluye las características espaciales detalladas en los planos arquitectónicos.

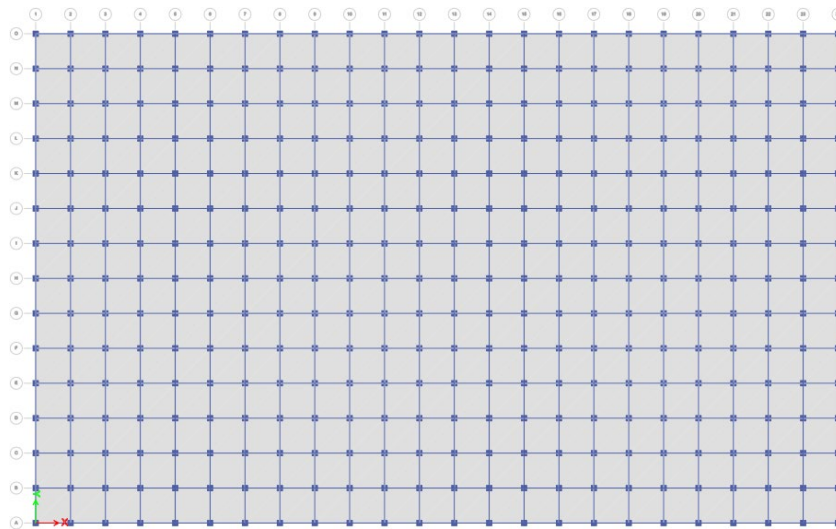
El peso sísmico de la estructura según el RNC-07 se considera como la sumatoria del 100% de la carga muerta (CM) más la carga viva reducida (CVR).

Donde las cargas muertas corresponden respectivamente al peso propio de los elementos estructurales más la sobrecarga permanente debida a los elementos fijos no estructurales.

2.6.1 Vista en planta y altura de la edificación

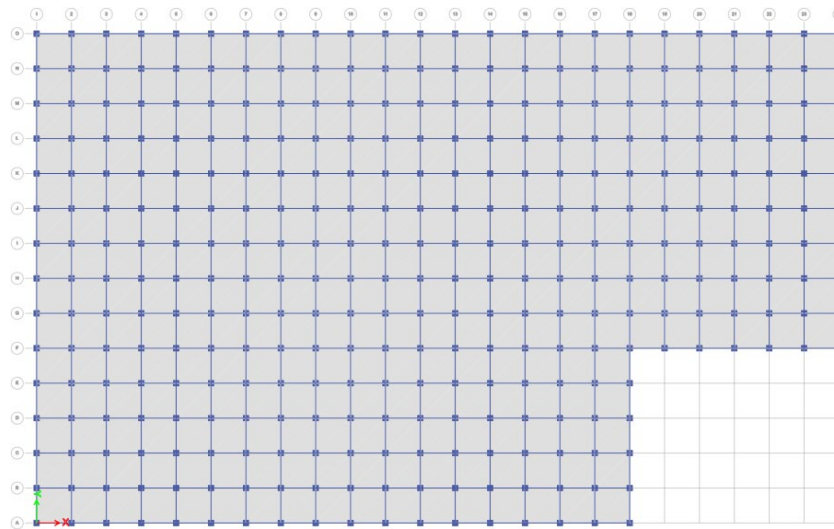
En la Figura 2.9, Figura 2.10, Figura 2.11 y Figura 2.12 se pueden apreciar la vista de las elevaciones de la estructura así como la vista de planta de los niveles de la edificación.

Figura 2.7 Vista en planta estructural, nivel 1



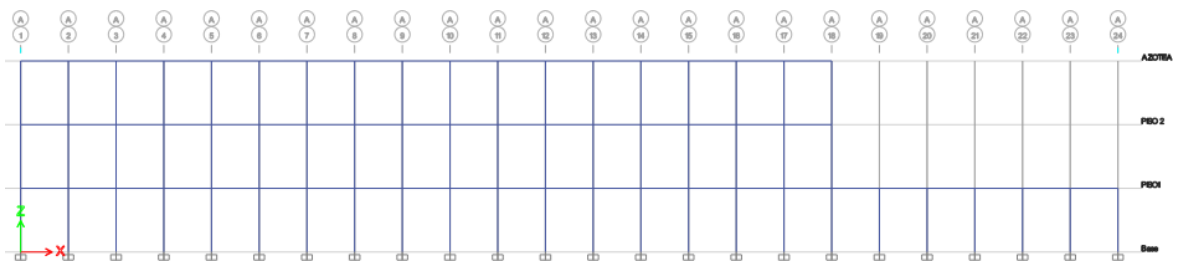
Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura 2.8 Vista en planta estructural, nivel 2 y azotea



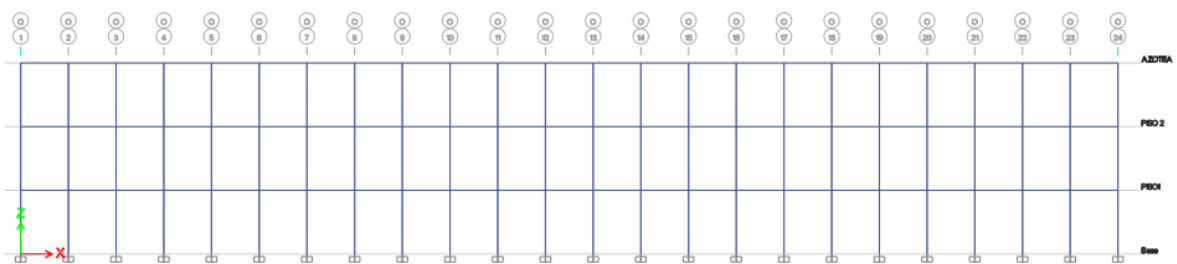
Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura 2.9 Vista de elevación estructural, Eje A



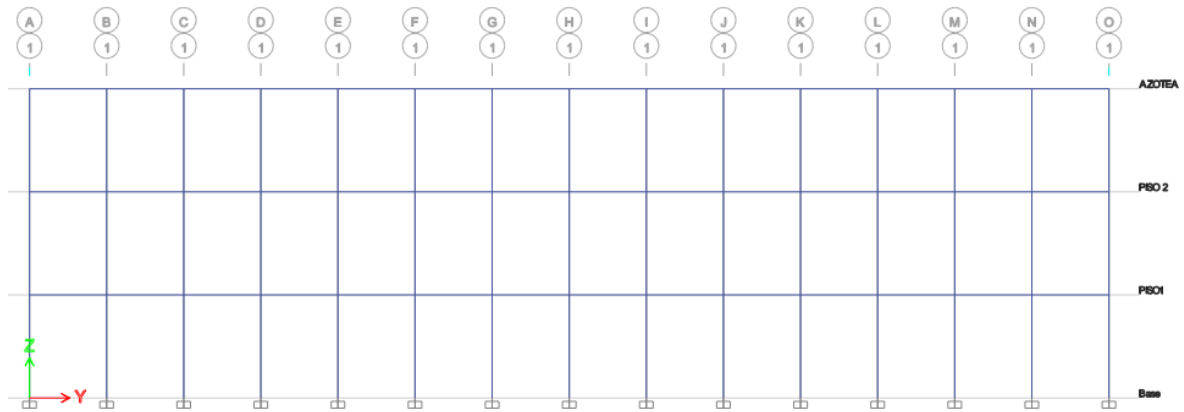
Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura 2.10 Vista de elevación estructural, Eje O



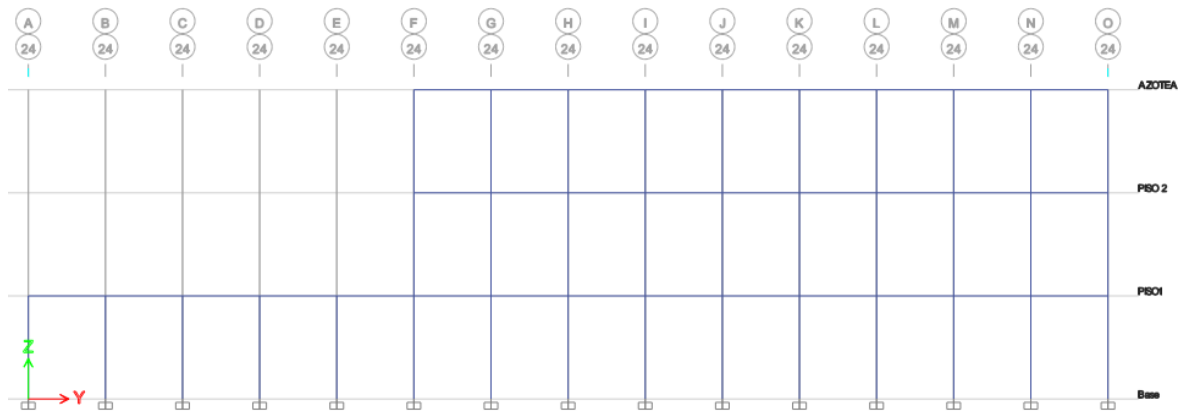
Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura 2.11 Vista de elevación estructural, Eje 1



Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura 2.12 Vista de elevación estructural, Eje 24

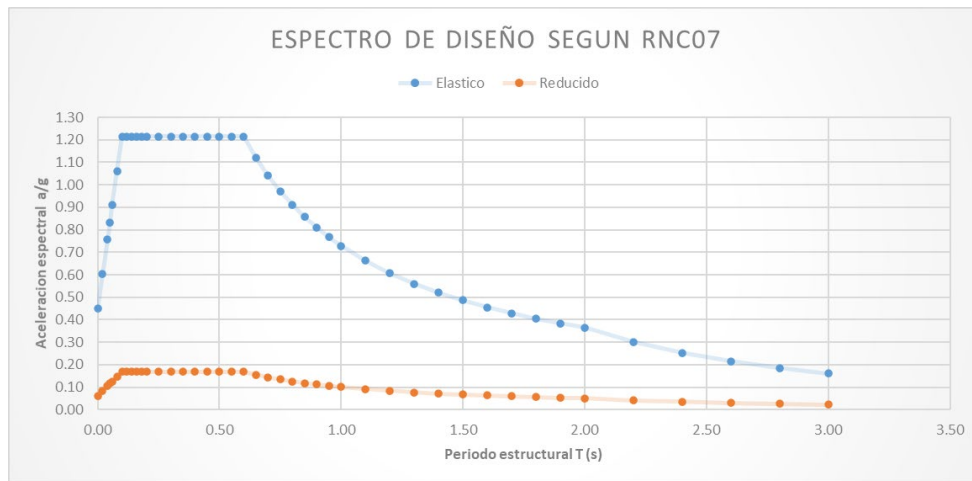


Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

2.6.2 Espectro de Pseudo-Aceleraciones

El espectro de pseudo aceleraciones inelástico se determinó según el RNC-07, tal como se muestra en la Figura 2.13.

Figura 2.13 Espectro de pseudo aceleraciones inelásticas



Fuente: Microsoft Excel. Elaboración propia

2.7 Método estático equivalente según el RNC-07

El método estático equivalente se aplica a estructuras regulares menores a 40 metros de altura, la estructura en análisis tiene una altura máxima de 15 metros, por tanto, el método es aplicable.

2.7.1 Fuerza cortante. Arto. 32 (a)

Los cálculos se realizaron según el procedimiento del Arto. 32 del RNC-07. Para estos cálculos se hizo uso de una hoja de cálculo hecha con PTC Mathcad Prime. En la Tabla 2.14 se presenta el cortante basal según los datos recopilados de la caracterización de la amenaza sísmica según el RNC-07 que fueron presentados en la sección 2.5 de este documento.

Tabla 2.14 Resumen de las fuerzas cortantes

Nivel	Fs (tonf)	Vb (tonf)	Mv (tonf*m)
Azotea	2871.75	2871.75	43076.27
Nivel 2	2390.10	5261.86	23901.04
Nivel 1	1355.69	6617.55	6778.45

Fuente: Elaboración propia. PTC Mathcad Prime

2.7.2 Reducción de fuerza cortante Arto. 32 (b)

Pueden adoptarse fuerzas sísmicas menores que las calculadas, según el artículo 32 inciso b del RNC-07, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura. Para la determinación de la reducción sísmica y los períodos correspondientes, necesitaremos los desplazamientos máximos laterales en los ejes X y Y por cada nivel de la estructura, los cuales los obtuvimos del modelo en ETABS (ver Tabla 2.15).

Tabla 2.15 Desplazamientos máximos laterales debido a fuerza sísmica

Nivel	Elevación (m)	X (cm)	Y (cm)
Azotea	15	2.89	3.12
Nivel 2	10	2.22	2.33
Nivel 1	5	1.05	1.02

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

Para el cálculo de estos periodos se utilizaron las fórmulas presentadas en el artículo 32 inciso b del RNC-07.

$$T_x := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^k (W_j \cdot (X_j)^2)}{g \cdot \sum_{j=1}^k (F_{s_j} \cdot X_j)}}$$

$$T_x = 0.409 \text{ s}$$

$$T_y := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^k (W_j \cdot (Y_j)^2)}{g \cdot \sum_{j=1}^k (F_{s_j} \cdot Y_j)}}$$

$$T_y = 0.42 \text{ s}$$

Debido que se encontraron los periodos de vibración de la estructura se modifica la aceleración espectral como lo indica en el artículo 32 inciso b formula 13 según la ordenada espectral definida en el artículo 27 subtema II del RNC-07.

$$T_a := 0.1 \text{ s} \quad T_b := 0.6 \text{ s} \quad T_c := 2 \text{ s} \quad d := 2.7 a_0 \quad Sd := S \cdot 2.7 \cdot a_0 = 0.84$$

$$a(T) := \begin{cases} \text{if } T < T_a \\ \left\| S \cdot \left(a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right) \right\| \\ \text{else if } T_a \leq T < T_b \\ \left\| Sd \right\| \\ \text{else if } T_b \leq T < T_c \\ \left\| Sd \cdot \left(\frac{T_b}{T} \right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| Sd \cdot \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 \right\| \end{cases}$$

$$a_x := a(T_x) = 0.84$$

$$a_y := a(T_y) = 0.84$$

$$c_x := \frac{a_x}{\Omega \cdot Q'} = 0.12$$

$$c_y := \frac{a_y}{\Omega \cdot Q'} = 0.12$$

Con los nuevos valores del coeficiente sísmico (c) se calculó las fuerzas sísmicas reducidas como se detalla en la Tabla 2.16.

Tabla 2.16 Resumen de las fuerzas cortantes reducidas

Nivel	Fs _x (tonf)	Vb _x (tonf)	Mv _x (tonf*m)	Fs _y (tonf)	Vb _y (tonf)	Mv _y (tonf*m)
Azotea	717.94	717.94	10769.07	717.94	717.94	10769.07
Nivel 2	597.53	1315.46	5975.26	597.53	1315.46	5975.26
Nivel 1	338.92	1654.39	1694.61	338.92	1654.39	1694.61

Fuente: Elaboración propia. PTC Mathcad Prime

2.8 Método análisis modal espectral según el RNC-07

En el análisis espectral se obtienen valores de derivas de entrepiso y fuerzas de diseño, con el objetivo de verificar que estos valores estén dentro del rango de cumplimiento según el RNC-07.

2.8.1 Participación modal

Teniendo un diseño satisfactorio por capacidad de cargas se revisó el comportamiento de sus modos de vibrar y se seleccionó el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participará en los movimientos de las direcciones ortogonales al sismo.

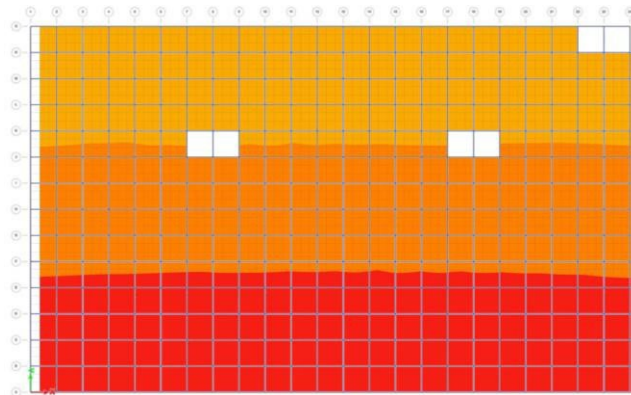
Según el artículo 33 del RNC-07 especifica que los valores a tomar en cuenta de los modos son al menos hasta que alcance el 90% de participación de la masa. Para la estructura en estudio la participación de masa del 90% se cumple en el modo 2. (ver Figura 2.14)

Figura 2.14 Participación modal

Modo	Periodo sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
modo 1	0.66	0.783	0	0	0.78	0.00	0.00
modo 2	0.62	0	0.782	0	0.78	0.78	0.00
modo 3	0.52	0	0	0.783	0.78	0.78	0.78
modo 4	0.19	0.131	0	0	0.91	0.78	0.78
modo 5	0.18	0	0.134	0	0.91	0.92	0.78
modo 6	0.14	0	0	0.131	0.91	0.92	0.91
modo 7	0.10	0.054	0	0	0.97	0.92	0.91
modo 8	0.08	0	0.055	0	0.97	0.97	0.91
modo 9	0.07	0	0	0.052	0.97	0.97	0.97

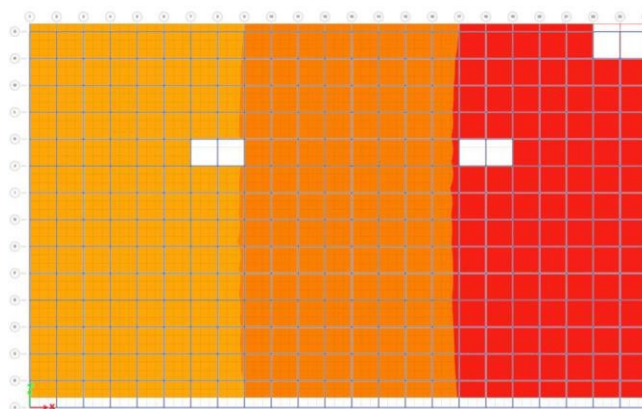
Fuente Modelo de ETABS. Elaboración propia

Figura 2.15 Modo traslacional en X



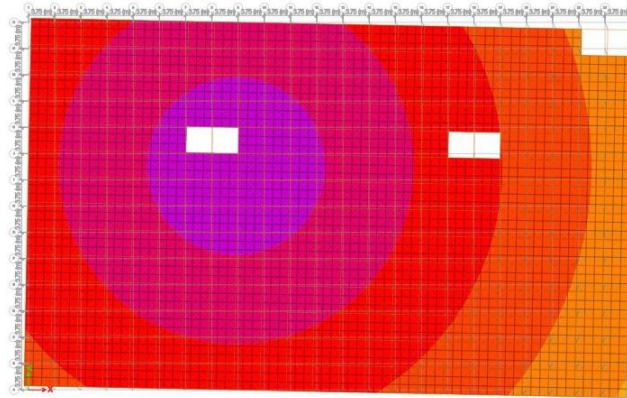
Fuente Modelo de ETABS. Elaboración propia

Figura 2.16 Modo traslacional en Y



Fuente Modelo de ETABS. Elaboración propia

Figura 2.17 Modo torsional



Fuente Modelo de ETABS. Elaboración propia

Para Bazan & Meli (1990) promueve que para un correcto comportamiento sísmico debido a su configuración en planta se debe cumplir que los primeros 3 modos serán traslacionales (X e Y) y torsionales, en ese orden. La Figura 2.14 de participación modal muestra que predomina este correcto comportamiento modal.

2.8.2 Revisión por cortante basal. Arto. 33 (a)

Se hace la verificación para la fuerza cortante basal, el Arto. 33 (a) del RNC-07 nos indica que el cortante basal dinámico sea no menor que el 80% del cortante basal estático en ambas direcciones. En la Tabla 2.17 se aprecia que el cortante basal dinámico es mayor que el 80% del cortante basal estático en el eje X y en el eje Y.

Tabla 2.17 Verificación del cortante mínimo

Dirección de análisis	Fuerza cortante estático (tonf)	80% Fuerza cortante estático (tonf)	Cortante dinámico (tonf)
Dirección X-X	1654.39	1323.51	1973.41
Dirección Y-Y	1654.39	1323.51	1832.63

Fuente: Elaboración propia

2.8.3 Desplazamientos laterales. Arto. 34

Para controlar los daños en las estructuras el RNC-07 plantea en el artículo 34 en sus incisos a y b, el cálculo de las derivas en estado de servicio y colapso respectivamente.

2.8.3.1 Desplazamientos en el estado límite de servicio. Arto. 34 (a)

Para el método dinámico espectral, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerza reducidas multiplicadas por el factor a continuación.

$$\Delta serv_x := \frac{Q' \cdot \Omega}{2.5} \cdot \Delta rel_x$$

$$\Delta serv_y := \frac{Q' \cdot \Omega}{2.5} \cdot \Delta rel_y$$

Para la estructura en análisis se ha supuesto que los elementos no estructurales se encuentran desacoplados, para dicho caso la deriva máxima de estado de servicio será igual 0.004, según RNC-07 arto. 34 inciso c, sub-inciso a.

Tabla 2.18 Verificación de derivas estado límite de servicio

Nivel	H (cm)	Desplazamientos de pisos (cm)		X	Derivas de entrepiso		
		Dx	Dy		Condición (0.004)	Y	Condición (0.004)
Azotea	500	0.96	1.51	0.0013	Cumple	0.0020	Cumple
Nivel 2	500	0.74	1.17	0.0022	Cumple	0.0035	Cumple
Nivel 1	500	0.35	0.57	0.0020	Cumple	0.0033	Cumple

Fuente: Elaboración propia. PTC Mathcad Prime

2.8.3.2 Desplazamientos en el estado límite de colapso. Arto. 34 (b)

Para el método dinámico espectral, los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerza reducidas multiplicadas por el factor a continuación.

$$\Delta colap_x := Q \cdot \Omega \cdot \Delta rel_x$$

$$\Delta colap_y := Q' \cdot \Omega \cdot \Delta rel_y$$

Para el caso de la deriva máxima en estado de colapso se revisa la tabla 4 del artículo 34 del RNC-07, el cual indica que para marcos dúctiles de concreto reforzado la distorsión máxima permitida será igual a 0.03.

Tabla 2.19 Verificación de derivas estado límite de colapso

Nivel	H (cm)	Desplazamientos de pisos (cm)		X	Derivas de entrepiso		
		Dx	Dy		Condición (0.03)	Y	Condición (0.03)
Azotea	500	0.96	1.51	0.0035	Cumple	0.0049	Cumple
Nivel 2	500	0.74	1.17	0.0062	Cumple	0.0086	Cumple
Nivel 1	500	0.35	0.57	0.0056	Cumple	0.0082	Cumple

Fuente: Elaboración propia. PTC Mathcad Prime

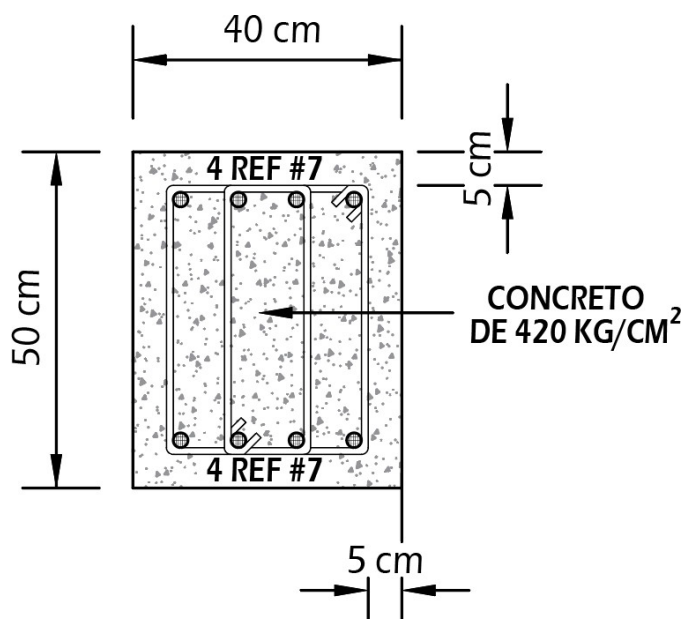
3 Diseño de Marcos Especiales a Momento

Todos los cálculos del diseño de los elementos estructurales fueron elaborados por hojas de cálculos en PTC Mathcad Prime. En cada sección de este capítulo se especificará tanto el resultado que se obtuvo en dichas hojas como el resultado que se obtuvo en el modelado de ETABS.

3.1 Diseño de vigas para SMF según ACI 318 – 19 & CR – 00I

Como se especifica en la sección 2.3 de este documento se realizó un predimensionamiento de solo una sección de viga de concreto reforzado que será utilizada en toda la estructura en estudio (ver Figura 3.1).

Figura 3.1 Detalle de la viga principal



Fuente: Autodesk AutoCAD. Elaboración propia.

Las propiedades geométricas que se tomaron en cuenta para el diseño de viga se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Propiedades geométricas de la viga principal

Propiedades	Valor	Unidades	Comentario
h	50	cm	Altura de la viga
b_w	40	cm	Ancho de la viga
r	5	cm	Recubrimiento inferior del refuerzo longitudinal
d'	5	cm	Recubrimiento superior del refuerzo longitudinal
d	45	cm	Altura efectiva de la viga
L	3.75	m	Longitud centro a centro de columnas
L_n	3.2	m	Longitud libre de la viga
f'_c	420	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	4,200	kg/cm ²	Esfuerzo cedente del acero de refuerzo
E_c	309,457.91	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto
E_c	2,100,000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto
α	1.25	-	Factor de sobre resistencia del acero

Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia.

3.1.1 Revisión de los limites dimensionales. Arto. 18.6.2 & Arto. 16(i)

Se verifica las limitaciones dimensionales según el artículo 18.6.2 de la ACI 318 – 19 para Marcos Especiales a Momento (SMF) según las dimensiones propuestas establecidas en la Tabla 3.1 presentada en la sección anterior.

Según el ACI 18.6.2.1 (a) La luz libre de la viga no debe ser menor que cuatro veces la altura útil de la sección.

$$4 \cdot d = 1.8 \text{ m}$$

$$\text{if}(L_n \geq 4 \cdot d, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

Según el ACI 18.6.2.1 (b) El ancho de la sección debe ser al menos igual al menor valor entre 0.3 veces la altura de la misma y 250 mm.

$$b_w := b = 400 \text{ mm}$$

$$\text{if } (b_w \geq \min(250 \text{ mm}, 0.3 \cdot h), \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

Según el ACI 18.6.2.1 (c) Para este caso no es aplicable porque el ancho de la viga es menor al ancho de la columna.

3.1.2 Revisión de la altura mínima por deflexión. Arto. 9.3.1 & Arto. 16(a)

Se realizó la verificación de la altura mínima por deflexión de una viga. En este caso, la viga será utilizada en tres situaciones diferentes dentro de la estructura en estudio. Por tanto, se verificaron los criterios según los casos en estudio (ver Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Altura mínima por límite de deflexión

ACI 9.3.1.1 (a) Simplemente apoyada $l/16$		
h_{min}	200.00	mm
h	500	mm
Cumple		
ACI 9.3.1.1 (b) Con un extremo continuo $l/18.5$		
h_{min}	172.97	mm
h	500	mm
Cumple		
ACI 9.3.1.1 (c) Ambos extremos continuos $l/21$		
h_{min}	152.38	mm
h	500	mm
Cumple		

Fuente: Tabla 9.3.1.1 del ACI 318 – 19

3.1.3 Fuerza axial máxima. Arto 18.6.4.7 & Arto. 16(a)

Donde:

- P_u : Fuerza axial máxima
- A_g : Área gruesa del elemento estructural

Tabla 3.3 Fuerza axial máxima

ACI 18.6.4.7	$P_u < (A_g * f'_c) / 10$	
P_u	0	KN
$(A_g * f'_c) / 10$	10.40	KN
Cumple		

Fuente: Artículo 18.6.4.7. del ACI 318 – 19

3.1.4 Diseño del acero de refuerzo longitudinal. Arto. 18.6.3 & Arto. 16(i)

3.1.4.1 Momentos últimos provenientes del análisis

Figura 3.2 Momento último

Flexural Design Moment, M_{u3} and Axial Force, P_u

	Station Loc m	Design M_u tonf-m	Design P_u tonf	Combo Name
Top (+2 Axis) End-I	0.275	-21.734	0	ENVOLVENTE
Top (+2 Axis) Middle	2.5	-8.9386	0	ENVOLVENTE
Top (+2 Axis) End-J	3.475	-24.2043	0	ENVOLVENTE
Bot (-2 Axis) End-I	0.275	19.3882	0	ENVOLVENTE
Bot (-2 Axis) Middle	2.5	9.8279	0	ENVOLVENTE
Bot (-2 Axis) End-J	3.475	22.2084	0	ENVOLVENTE

Fuente: Corrida de ETABS.

Se obtuvieron los momentos últimos por medio del análisis que se realizó en la sección 2.6 de este documento. Se escogió la viga con el valor de momento más crítico para diseñar el acero de refuerzo longitudinal (ver Figura 3.2).

3.1.4.2 Acero longitudinal requerido conforme al análisis

Para el cálculo del acero longitudinal se realizó el mismo procedimiento para cada uno de los extremos de la viga. A continuación, se presentarán los cálculos para el momento negativo en el extremo 1 utilizando las fórmulas desarrolladas en base al bloque equivalente de Whitney descrito en el capítulo 3.4 del libro "McCormac Ed. 10".

Datos por considerar según los factores de reducción de resistencia del capítulo 21.2 del ACI 318-19.

$\epsilon_y := 0.002$	Deformación cedente del acero
$\epsilon_{cu} := 0.003$	Deformación última del concreto
$\epsilon_{s_min} := 0.005$	Deformación mínima del acero para falla controlada por tracción
$\phi_v := 0.65$	Factor de minoración para resistencia al corte
$\phi_b := 0.9$	Factor de minoración para resistencia a flexión

$$M_u := M_{u_neg_1} = 21.74 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 3.931 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 5.241 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c_{max} := \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s_min}} \right) \cdot d = 16.875 \text{ cm}$$

Profundidad máxima del eje neutro

$$\text{if } (c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar la sección"}) = \text{"Ok"}$$

$$\frac{c_{max}}{d} = 0.375$$

$$A_{s_sup_1_analysis} := \max \left(\frac{M_u}{f_y \cdot \phi_b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)}, A_{s_min} \right) = 13.364 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal superior en el extremo 1

Una vez que se calculó el acero longitudinal para cada extremo se compararon los resultados con los datos del acero de refuerzo que el análisis de la estructura nos arroja según ETABS. (ver Tabla 3.4).

Figura 3.3 Acero de refuerzo longitudinal conforme al análisis

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}						
	End-I Rebar Area cm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	13.36	0.67	6.99	0.35	14.96	0.75
Bot (-2 Axis)	11.86	0.59	6.99	0.35	13.67	0.68

Fuente: Corrida de ETABS. Elaboración propia

Tabla 3.4 Acero de refuerzo longitudinal conforme al análisis

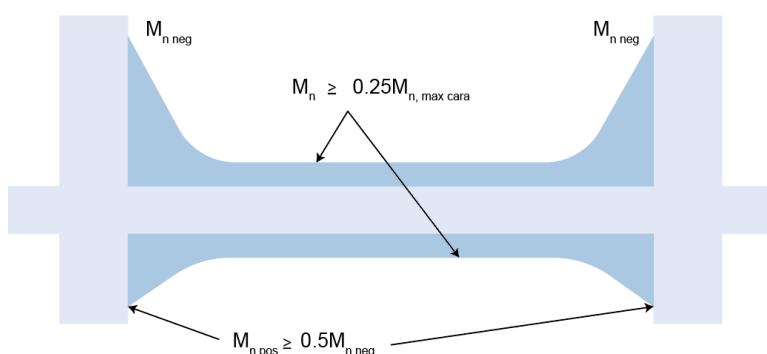
Acero del análisis	Área (cm ²)	
	PTC Mathcad Prime	ETABS
$A_{s_sup_1}$	13.36	13.36
$A_{s_inf_1}$	11.86	11.86
$A_{s_sup_cen}$	7.01	6.99
$A_{s_inf_cen}$	7.01	6.99
$A_{s_sup_2}$	14.96	14.96
$A_{s_inf_2}$	13.67	13.67

Fuente: Elaboración propia

3.1.4.3 Requisitos de acero longitudinal por ductilidad. Arto. 18.6.3.2

Según el ACI 318 – 19 en el artículo 18.6.3.2 la resistencia a momento positivo en la cara del nodo debe ser al menos igual que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara ($M^+ \geq 1/2 M^-$). La resistencia a momento negativo y positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionado en la cara de cualquier nodo ($M_{min}^{\mp} \geq 1/4 M_{max}$).

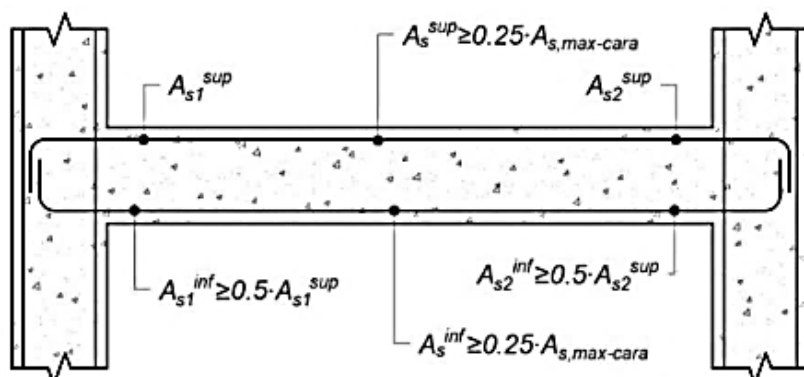
Figura 3.4 Disposición de los momentos



Fuente: Adobe Illustrator. Elaboración propia

Donde M_n se define como la resistencia nominal a flexión, utilizando el esfuerzo de cedencia del acero f_y y la resistencia a la compresión del concreto f'_c . La disposición del acero longitudinal, en orden de cumplir estos requerimientos se muestra en la Figura 3.5.

Figura 3.5 Disposición del acero de refuerzo



Fuente: Adobe Illustrator. Elaboración propia

Por tanto, se determinó el acero de refuerzo longitudinal para la viga en estudio como se muestra en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Acero de refuerzo longitudinal definido

Acero definido	Cantidad	Diámetro	Área (cm ²)
$A_{s_sup_1}$	4	#7	15.52
$A_{s_inf_1}$	4	#7	15.52
$A_{s_sup_cen}$	2	#7	7.76
$A_{s_inf_cen}$	2	#7	7.76
$A_{s_sup_2}$	4	#7	15.52
$A_{s_inf_2}$	4	#7	15.52

Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

3.1.5 Revisión de la resistencia a cortante. Arto. 18.6.5

3.1.5.1 Cortante de diseño

Según el artículo 18.6.5.1 del ACI 318 – 19 el cortante de diseño es calculado a partir de los momentos probables a desarrollar por las secciones de viga en los nodos.

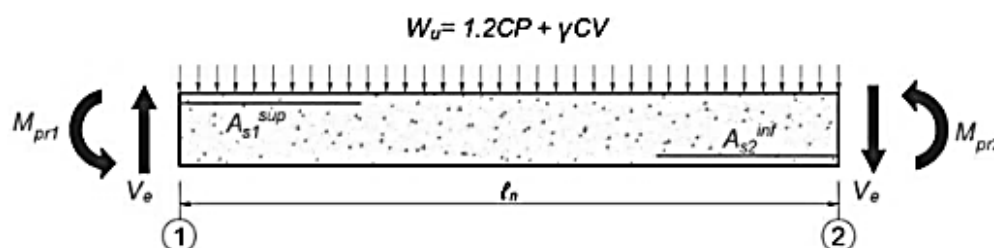
Dada las especificaciones del artículo R18.6.5 del ACI 318 – 19, se asume que la resistencia a cortante requerida se determinará usando un esfuerzo de al menos $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal. De igual manera se consideran las cargas gravitacionales mayoradas en la parte de la viga entre las caras de los nudos.

3.1.5.2 Definición de los casos en estudio

Se analizan los momentos probables de la viga en sentido antihorario y los momentos probables de la viga en sentido horario como se establece en las notas de la figura R18.6.5 inciso 2 del ACI 318 – 19. Esto con el fin de poder determinar el cortante máximo probable en ambos sentidos.

3.1.5.2.1 Caso A: Momento máximos probables en sentido antihorario

Figura 3.6 Esquema de momentos máximos probables en sentido antihorario



Fuente: Elaboración propia

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_1_def}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.705 \text{ cm}$$

Altura del bloque equivalente de Whitney en extremo 1

$$M_{pr1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_1_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 34.337 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento máximo probable en extremo 1

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_2_def}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.705 \text{ cm}$$

Altura del bloque equivalente de Whitney en extremo 2

$$M_{pr2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_2_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 34.337 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento máximo probable en extremo 2

$$V_{p_casoA} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = 21.461 \text{ tonnef}$$

Corte por capacidad

$$V_g := \frac{W_u \cdot L_n}{2} = 9.024 \text{ tonnef}$$

Corte por gravitacional

$$V_{e_1_casoA} := V_g + V_{p_casoA} = 30.485 \text{ tonnef}$$

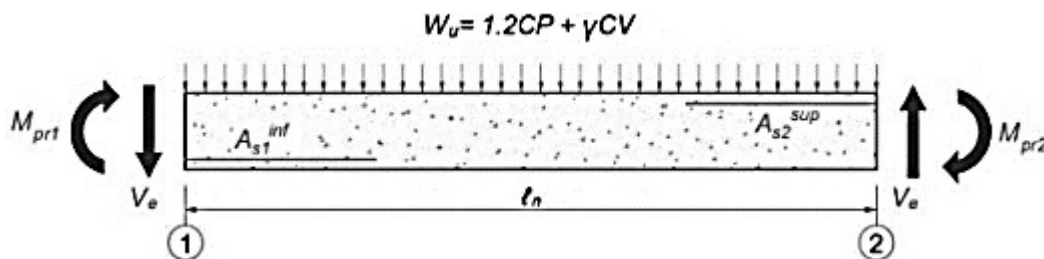
Corte máximo probable en extremo 1

$$V_{e_2_casoA} := V_g - V_{p_casoA} = -12.437 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable en extremo 2

3.1.5.2.2 Caso B: Momento máximos probables en sentido horario

Figura 3.7 Esquema de momentos máximos probables en sentido horario



Fuente: Elaboración propia

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_1_def}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.705 \text{ cm}$$

Altura del bloque equivalente de Whitney en extremo 1

$$M_{pr1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_1_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 34.337 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento máximo probable en extremo 1

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_2_def}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.705 \text{ cm}$$

Altura del bloque equivalente de Whitney en extremo 2

$$M_{pr2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_2_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 34.337 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento máximo probable en extremo 2

$$V_{p_casoB} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = 21.461 \text{ tonnef}$$

Corte por capacidad

$$V_g := \frac{W_u \cdot L_n}{2} = 9.024 \text{ tonnef}$$

Corte por gravitacional

$$V_{e_1_casoB} := V_g - V_{p_casoB} = -12.437 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable en extremo 1

$$V_{e_2_casoB} := V_g + V_{p_casoB} = 30.485 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable en extremo 2

3.1.5.3 Resultados del corte de diseño

Como se muestra en la Tabla 3.6 el cortante último proveniente del análisis es menor que el cortante máximo probable. Por tanto, a continuación, se presentará el cálculo del acero transversal para un extremo.

Tabla 3.6 Resumen del corte último y el corte máximo probable

Cortante	Extremo 1	Extremo 2	Unidad
$V_{u_analysis}$	22.46	22.27	tonf
V_e	30.49	30.49	tonf

Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

3.1.6 Diseño del acero de refuerzo transversal. Arto 18.6.4 & Arto. 16(i)

Según la revisión de la resistencia a cortante descrito en la sección 3.1.5 de este documento se establece el cortante de diseño escogiendo el cortante máximo entre el cortante máximo probable y el cortante último del análisis.

$$V_{diseño} := \max(V_e, V_{u_analysis_1}) = 30.485 \text{ tonnef}$$

3.1.6.1 Definición de la resistencia por corte del concreto. Arto. 18.6.5.2 & Arto. 16(b)

El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$, donde ocurran simultáneamente las condiciones del artículo 18.6.5.2 del ACI 318 – 19.

Según el ACI 18.6.5.2 (a) La fuerza cortante inducida por el sismo V_p que se determina a través de los momentos máximos probables de la viga, representa la mitad o más del corte de diseño.

$$V_p := V_{p_1} = 21.461 \text{ tonnef}$$

$$V_{diseño} = 30.485 \text{ tonnef}$$

$$\frac{V_p}{V_{diseño}} = 0.704$$

$$R_a := \text{if}\left(\frac{V_p}{V_{diseño}} \geq 0.5, 0, 1\right) = 0$$

Según el ACI 18.6.5.2 (b) La fuerza axial mayorada en la viga P_u , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

$$P_{u_comp} := 0 \text{ tonnef}$$

$$A_g := b \cdot h = 0.2 \text{ m}^2$$

$$P_c := \frac{A_g \cdot f'_c}{20} = 42 \text{ tonnef}$$

$$R_b := \text{if}(P_{u_comp} \leq P_c, 0, 1) = 0$$

$$\text{Finalmente } R_f := \text{if}(R_a + R_b \geq 1, \text{"Aplica Vc"}, \text{"Se desprecia Vc"}) = \text{"Se desprecia Vc"}$$

$$V_c := \text{if}\left(R_f = \text{"Aplica Vc"}, 0.53 \cdot \left(1 + \frac{P_{u_comp}}{140 \cdot \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}\right) \cdot A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d, 0 \text{ tonnef}\right)$$

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

Por lo tanto, se desprecia el cortante para el refuerzo transversal en el concreto. Es decir, el concreto no está soportando fuerza cortante para ayudar al acero transversal.

3.1.6.2 Definición y separación de estribos por demanda

$$V_s := \frac{V_{\text{diseño}}}{\phi_v} - V_c = 46.9 \text{ tonnef}$$

Demanda por corte en el acero transversal

$$N_{\text{ganchos}} := 0 \quad N_{\text{est_cerradas}} := 2$$

$$N_{\text{ramas}} := 2 \cdot N_{\text{est_cerradas}} + N_{\text{ganchos}} = 4$$

Número de ramas

$$d_{\text{est}} := d_{\text{b}\#3} = 0.953 \text{ cm}$$

Diámetro del estribo (Varilla)

$$A_v := N_{\text{ramas}} \cdot A_{\text{estribos}} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área transversal

$$s_{\text{max_req}} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 11.486 \text{ cm}$$

Separación máxima requerida en zona de confinamiento

Para el acero de refuerzo transversal se utilizaron varillas #3 siendo 2 estribos que conforman 4 ramas en X y 2 ramas en Y.

3.1.6.3 Separación máxima normativa de estribos.

3.1.6.3.1 Longitud de confinamiento. Arto 18.6.4.1 & Arto. 16(i)

Según el artículo 18.6.4.1 del ACI 318 – 19 se debe colocar estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

$$L_{\text{conf}_1} := 2 \cdot h = 100 \text{ cm}$$

3.1.6.3.2 Separación máxima en zona de confinamiento. Arto 18.6.4.4

Según el artículo 18.6.4.4 del ACI 318 – 19 el espaciamiento de los estribos cerrados en confinamiento no debe exceder el valor menor de a) hasta c) que se muestran a continuación:

$$\begin{array}{lll} \text{a)} & \text{b)} & \text{c)} \\ s_1 := \frac{d}{4} = 11.25 \text{ cm} & s_2 := 6 \cdot d_{b_long} = 13.335 \text{ cm} & s_3 := 15 \text{ cm} \\ \\ s_{max_norma} := \min(s_1, s_2, s_3) = 11.25 \text{ cm} \\ \\ s_{max} := \min(s_{max_req}, s_{max_norma}) = 11.25 \text{ cm} \end{array}$$

3.1.6.3.3 Separación máxima fuera de la zona de confinamiento. Arto 18.6.4.6

Según el artículo 18.6.4.6 del ACI 318 – 19 cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos espaciados a no más de $d/2$ para zonas sin solapes.

$$\begin{array}{ll} S_{general_max} := \frac{d}{2} = 22.5 \text{ cm} & \text{Separación máxima} \\ \\ S_{general_def} := 20 \text{ cm} & \text{Separación a utilizar} \end{array}$$

Mientras que en zonas fuera del confinamiento, pero con solapes, deben colocarse estribos con separación no mayor a 10 cm.

$$\begin{array}{ll} S_{solapes_max} := \min\left(10 \text{ cm}, \frac{d}{4}\right) = 10 \text{ cm} & \text{Separación máxima} \\ \\ S_{solapes_def} := 10 \text{ cm} & \text{Separación a utilizar} \end{array}$$

3.1.6.4 Disposición del acero de refuerzo transversal

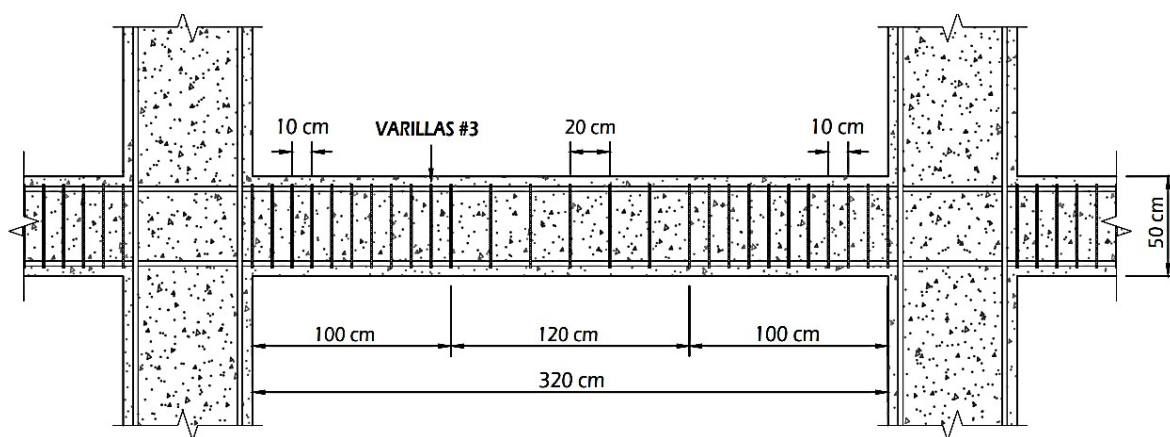
Como se muestra en la Tabla 3.7 y en la Figura 3.8 se definió el acero de refuerzo transversal para la viga en estudio.

Tabla 3.7 Resumen de la disposición del acero de refuerzo transversal

Propiedades	Valor (cm)	Comentario
L_{conf_1}	100	Longitud de confinamiento en el extremo 1
L_{conf_2}	100	Longitud de confinamiento en el extremo 2
$L_{central}$	120	Separación en zona de confinamiento
s_{def_1}	10	Separación en zona de confinamiento en el extremo 1
s_{def_2}	10	Separación en zona de confinamiento en el extremo 2
$s_{general}$	20	Separación fuera de confinamiento sin solapes
$s_{con_solapes}$	10	Separación fuera de confinamiento con solapes

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.8 Bosquejo de la disposición del acero de refuerzo transversal

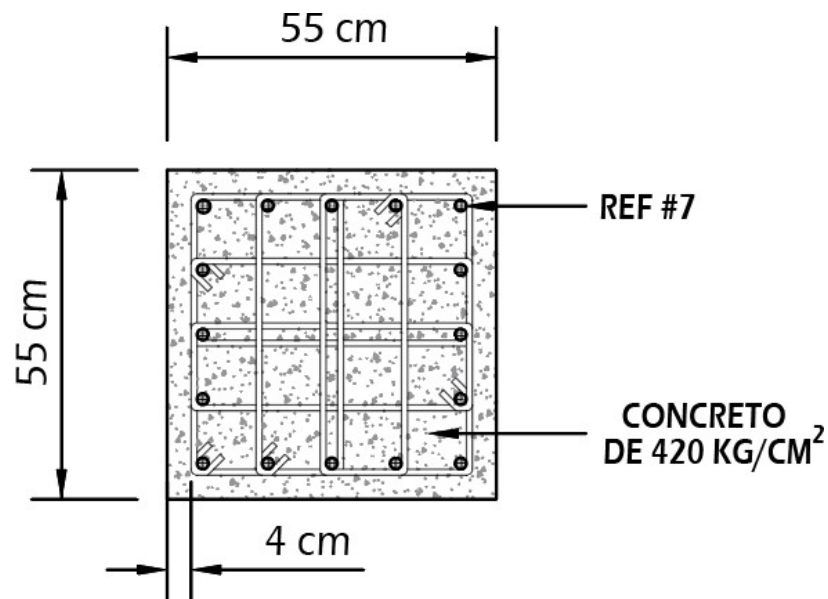


Fuente: Autodesk AutoCAD. Elaboración propia.

3.2 Diseño de columnas para SMF según ACI 318 – 19 & CR – 00I

Para el predimensionamiento de las columnas de concreto reforzado en el estudio de esta estructura, se propuso una sección representativa (ver Figura 3.9) que será utilizada en todo el diseño y a su vez se comprobará si los valores determinados cumplen con los parámetros de diseño. Este enfoque permite simplificar el análisis y garantizar la coherencia en todo el sistema estructural.

Figura 3.9 Detalle de la columna principal



Fuente: Autodesk AutoCAD. Elaboración propia.

Las propiedades geométricas utilizadas en el diseño de las columnas se detallan en la Tabla 3.8. Para llevar a cabo el diseño de las columnas, se empleó una hoja de cálculo desarrollada en PTC Mathcad Prime, la cual se presentará a lo largo de este capítulo.

Tabla 3.8 Propiedades geométricas de la columna principal

Propiedades	Valor	Unidades	Comentario
b_1	55	cm	Ancho X de la columna
b_2	55	cm	Ancho Y de la columna
r	6	cm	Recubrimiento inferior de la columna
d'	6	cm	Recubrimiento superior de la columna
r_p	4	cm	Recubrimiento libre general
r_l	6	cm	Recubrimiento lateral de la columna
d	49	cm	Altura efectiva de la columna
l_n	4.50	m	Longitud libre de columnas
f'_c	420	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	4,200	kg/cm ²	Esfuerzo cedente del acero de refuerzo
E_c	309,457.91	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto
E_c	2,100,000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto

Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

3.2.1 Revisión de los límites dimensionales. Arto 18.7.2 & Arto. 17(g)

Se realizaron las verificaciones de las limitaciones dimensionales para los Marcos Especiales a Momento (SMF) de acuerdo con las dimensiones propuestas en la Tabla 3.8, presentada en la sección anterior. Los resultados de estas verificaciones se detallan en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 Limitaciones dimensionales

ACI 18.7.2.1 (a)		$\min(h_1, h_2) > 300 \text{ mm}$
300 mm	300	mm
Min (h_1, h_2)	650	mm
Cumple		
ACI 18.7.2.1 (b)		$h_1/h_2 > 0.4$
0.4	0.4	Sin unidad
h_1/h_2	1	Sin unidad
Cumple		

Fuente: Artículo 18.7.2. del ACI 318 – 19

3.2.2 Disposición del acero longitudinal

La distribución propuesta de las barras de acero longitudinal se ha diseñado considerando las recomendaciones de la normativa ACI 318-19 y los requerimientos de diseño sísmico.

$$\begin{aligned}
 \text{barras} &:= \begin{bmatrix} d_{b\#7} & d_{b\#7} & d_{b\#7} & d_{b\#7} & d_{b\#7} \\ d_{b\#7} & 0 & 0 & 0 & d_{b\#7} \\ d_{b\#7} & 0 & 0 & 0 & d_{b\#7} \\ d_{b\#7} & 0 & 0 & 0 & d_{b\#7} \\ d_{b\#7} & d_{b\#7} & d_{b\#7} & d_{b\#7} & d_{b\#7} \end{bmatrix} & \text{barras} = \begin{bmatrix} 2.2 & 2.2 & 2.2 & 2.2 & 2.2 \\ 2.2 & 0 & 0 & 0 & 2.2 \\ 2.2 & 0 & 0 & 0 & 2.2 \\ 2.2 & 0 & 0 & 0 & 2.2 \\ 2.2 & 2.2 & 2.2 & 2.2 & 2.2 \end{bmatrix} \text{ cm} \\
 n := \text{cols}(\text{barras}) = 5 & \quad k := \text{rows}(\text{barras}) = 5
 \end{aligned}$$

Se ha utilizado una configuración en forma de matriz para el acero longitudinal, donde se han asignado las áreas específicas de cada barra de acero.

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{\text{barras}}^2}{4} = \begin{bmatrix} 3.88 & 3.88 & 3.88 & 3.88 & 3.88 \\ 3.88 & 0 & 0 & 0 & 3.88 \\ 3.88 & 0 & 0 & 0 & 3.88 \\ 3.88 & 0 & 0 & 0 & 3.88 \\ 3.88 & 3.88 & 3.88 & 3.88 & 3.88 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad A_{sf} := \sum_{i=1}^n A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 19.4 \\ 7.8 \\ 7.8 \\ 7.8 \\ 19.4 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

Asimismo, se ha establecido la ubicación de las filas del acero longitudinal, de acuerdo con las barras de acero propuestas, garantizando así una adecuada distribución y comportamiento frente a las cargas sísmicas.

$$d = \begin{bmatrix} 49 \\ 38.25 \\ 27.5 \\ 16.75 \\ 6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

3.2.3 Revisión del refuerzo longitudinal. Arto. 18.7.4.1. & Arto. 17(g)

Conforme al artículo 18.7.4.1 del ACI 318-19, se realiza la revisión del área de refuerzo longitudinal. Según esta normativa, el área de refuerzo longitudinal deberá ser al menos el 0.01 veces el área bruta de la sección (A_g) y no debe exceder el 0.06 veces A_g . Estos límites establecidos garantizan un adecuado nivel de resistencia y comportamiento estructural en el diseño de las columnas.

$$A_{s_total} := \sum_{i=1}^k A_{sf_i} = 62 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo

$$A_g := b_1 \cdot b_2 = 3025 \text{ cm}^2$$

Área gruesa

$$\frac{A_{s_total}}{A_g} = 2.05\%$$

Porcentaje de acero de refuerzo

$$A_{s_min} := 0.01 \cdot A_g = 30 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{s_max} := 0.06 \cdot A_g = 182 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

$$\text{if}(A_{s_min} \leq A_{s_total} \leq A_{s_max}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

3.2.4 Revisión a flexo-compresión. Arto. 18.7.3

Para llevar a cabo la revisión por flexo-compresión en el diseño de las columnas, se utilizará el método directo basado en el diagrama de interacción.

3.2.4.1 Momentos y fuerzas últimas provenientes del análisis

Los momentos y fuerzas últimas requeridos para la revisión por flexo-compresión se determinaron mediante el análisis detallado realizado en la sección 2.6 de este documento. Con el objetivo de seleccionar la columna más crítica para dicha revisión, se identificó aquella que presentaba el mayor momento y fuerza resultante. En este contexto, M_{u3} corresponde al momento en la dirección del eje x y M_{u2} corresponde a la dirección del eje y.

3.2.4.2 Compresión y tracción pura

Se han considerado condiciones específicas para determinar la compresión y tracción puras en la columna bajo estudio. Los resultados de estos cálculos se detallan en la Tabla 3.10.

Para lograr una compresión pura se han considerado los siguientes criterios: El concreto ha alcanzado su agotamiento, el acero se encuentra en la zona de cedencia y el acero exhibe un comportamiento elasto-plástico.

Por otro lado, para lograr una tracción pura, se ha considerado que el acero se encuentra en la zona de cedencia y presenta un comportamiento elasto-plástico.

Tabla 3.10 Compresión y tracción pura

Datos	Valores	Comentario
P_0	1318.47 tonf	Fuerza axial a compresión pura
T_0	-260.70 tonf	Fuerza axial a tracción pura
y_{cp}	27.5 cm	Posición del centroide plástico

Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

3.2.4.3 Valores de profundidad del eje neutro para el análisis

En primer lugar, se determina la profundidad del eje neutro para alcanzar la condición de falla balanceada, donde el acero más alejado de la zona de compresión alcanza la cedencia y el concreto llega a su agotamiento.

$$\epsilon_{s1} := \epsilon_y = 0.002$$

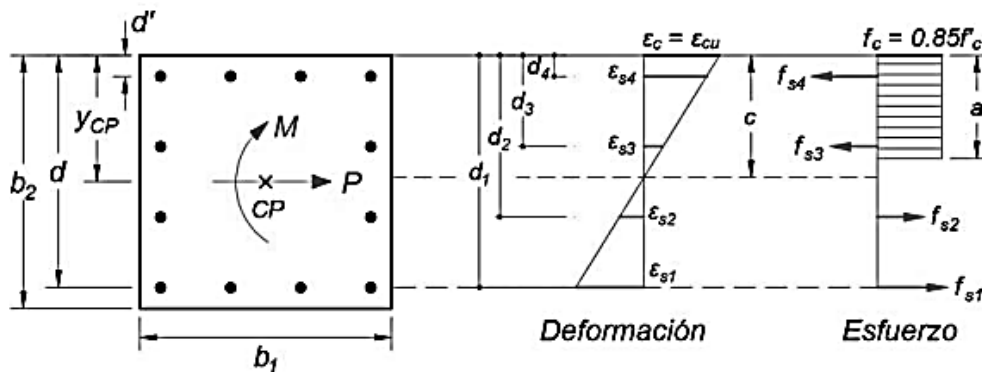
$$c_b := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_1}{\epsilon_{s1} + \epsilon_{cu}} = 29.4 \text{ cm}$$

A continuación, se plantean diversos valores de la profundidad del eje neutro, considerando diferentes condiciones, incluyendo la falla balanceada. Estos valores permitirán evaluar el comportamiento de la columna en distintos escenarios y determinar la configuración óptima del diseño.

$$\begin{aligned}
 c_1 &:= b_2 - \frac{b_2}{8} = 48.125 \text{ cm} & c_4 &:= c_b = 29.4 \text{ cm} \\
 c_2 &:= b_2 - \frac{2 \cdot b_2}{8} = 41.25 \text{ cm} & c_5 &:= b_2 - \frac{5 \cdot b_2}{8} = 20.625 \text{ cm} \\
 c_3 &:= b_2 - \frac{3 \cdot b_2}{8} = 34.375 \text{ cm} & c_6 &:= b_2 - \frac{6 \cdot b_2}{8} = 13.75 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Se llevaron a cabo los siguientes cálculos para cada caso considerado. Es importante destacar que en este informe se presentará únicamente el primer caso como ejemplo ilustrativo.

Figura 3.10 Esquema de los valores de profundidad del eje neutro



Fuente: Elaboración propia

Caso1

$$c := c_1 = 48.125 \text{ cm}$$

Deformaciones en cada fila

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c-d}{c}$$

$$\varepsilon_s = \begin{bmatrix} -0.00005 \\ 0.00062 \\ 0.00129 \\ 0.00196 \\ 0.00263 \end{bmatrix}$$

Revisión del tipo de falla

$$\varepsilon_{t_1} := |\varepsilon_{s_1}| = 0.0001 \quad \varepsilon_{ty} := \varepsilon_y = 0.002$$

$$R_1 := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{t_1} \leq \varepsilon_{ty} \\ \quad \| \text{"Compresión"} \\ \text{else if } \varepsilon_{t_1} > 0.005 \\ \quad \| \text{"Tracción"} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{"Transición"} \end{cases} = \text{"Compresión"}$$

Esfuerzos en cada fila

$$f_s := \text{for } i \in 1 \dots k \quad \left\| \begin{array}{l} f_{s_i} \leftarrow \min(|E_s \cdot \varepsilon_{s_i}|, f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s_i}) \\ f_s \end{array} \right\|$$

$$f_s = \begin{bmatrix} -114.55 \\ 1292.73 \\ 2700 \\ 4107.27 \\ 4200 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Fuerzas en cada fila

$$F_s := \text{for } i \in 1 \dots k \quad \left\| \begin{array}{l} F_{s_i} \leftarrow A_{s_i} \cdot f_{s_i} \\ F_s \end{array} \right\|$$

$$F_s = \begin{bmatrix} -2.22 \\ 10.03 \\ 20.95 \\ 31.87 \\ 81.47 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante en el concreto

$$C_C := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_1 = 708.7 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial

$$P_1 := C_C + \sum_{i=1}^k F_{s_i} = 850.8 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_1 := C_C \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \sum_{i=1}^k F_{s_i} \cdot (y_{cp} - d_i) = 87.34 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

3.2.4.4 Factor de minoración de resistencia. Arto. 21.2.2

Para cada caso definido según la profundidad del eje neutro, se verificó el factor de minoración correspondiente. Como resultado de esta verificación, se obtuvieron los valores que se presentan en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11 Factor de minoración de resistencia

Casos	Factor (ϕ)	Estado
c_1	0.65	Compresión
c_2	0.65	Compresión
c_3	0.65	Compresión
c_4	0.65	Compresión
c_5	0.83	Transición
c_6	0.90	Transición

Fuente: Artículo 21.2.2. del ACI 318 – 19

3.2.4.5 Diagrama de interacción

Los datos obtenidos para el Diagrama de Interacción, que se encuentran detallados en la Tabla 3.12, representan las combinaciones de fuerzas axiales y momentos flectores que han sido calculadas y analizadas para la columna de concreto reforzado en estudio.

Tabla 3.12 Datos para el diagrama de interacción

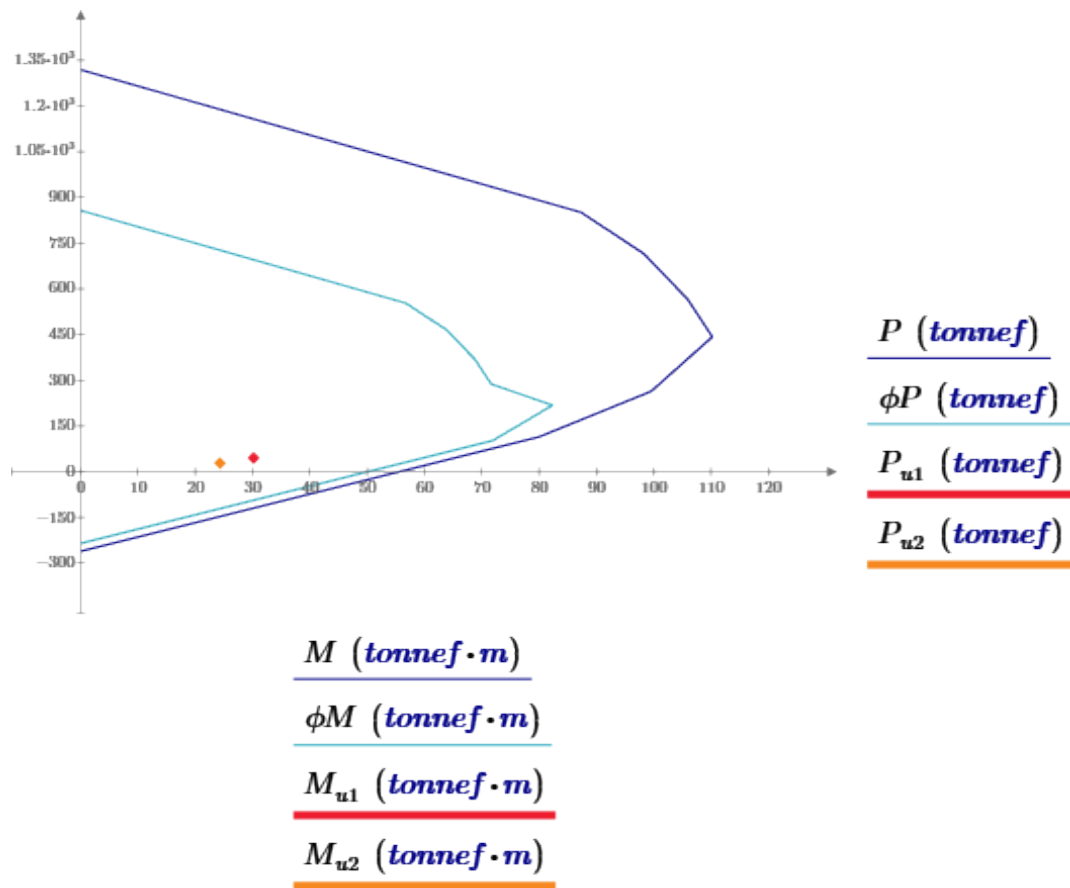
Casos	Total		Reducido	
	P	M	ϕP	ϕM
	1318.47	0	857.00	0
c_1	850.80	87.34	553.02	56.77
c_2	714.85	98.28	464.66	63.88
c_3	565.02	105.94	367.26	68.86
c_4	442.43	110.20	287.58	71.63
c_5	264.03	99.56	218.43	82.36
c_6	114.05	79.92	102.65	71.93
	- 260.70	0	- 234.63	0

Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

Estos datos reflejan la capacidad resistente de la columna en diferentes estados de carga y permiten visualizar la interacción entre la resistencia a la compresión y a la flexión.

Mediante la inspección y el análisis del diagrama detallado en la Figura 3.11, se puede determinar que la columna en estudio cumple con los criterios de resistencia y ductilidad requeridos para enfrentar las cargas sísmicas y de servicio.

Figura 3.11 Diagrama de interacción



Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia.

3.2.5 Resistencia mínima a flexión. Arto 18.7.3.2 & Arto. 17(g)

A fin de prevenir que se forme un entrepiso débil, es necesario cumplir que la sumatoria de momentos nominales de las columnas (M_{nc}) sean iguales o mayores a 6/5 (1.20) que la sumatoria de momentos nominales de las vigas (M_{nb}) que concurren al nodo. Para ello se realizarán los cálculos necesarios y así comprobar la siguiente ecuación.

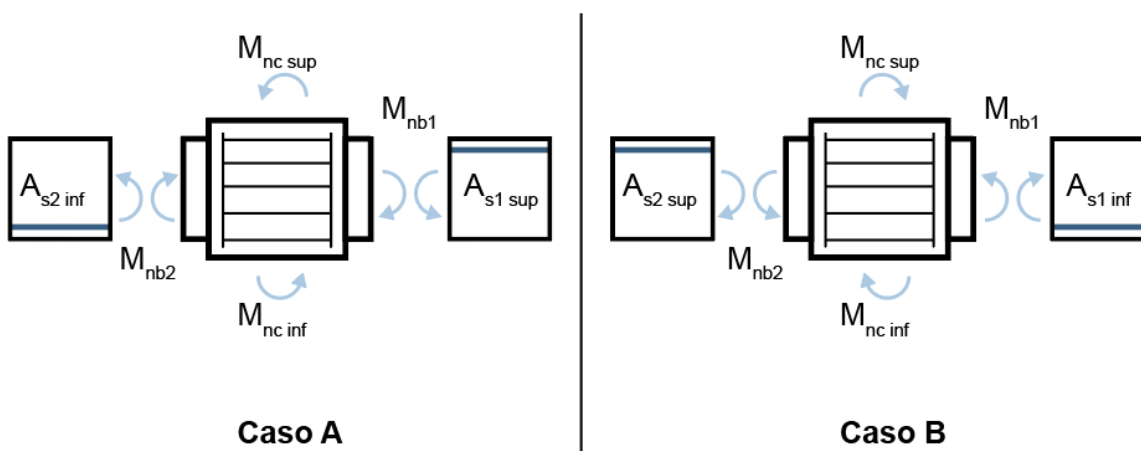
$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}$$

Fuente: Ecuación 18.7.3.2 del ACI 318 – 19

3.2.5.1 Definición de los casos en estudio

En este estudio, se realizará el análisis de los momentos probables en las vigas, siguiendo el caso de estudio presentado. Los momentos serán evaluados en sentido antihorario y horario, de acuerdo con la orientación de la viga (consultar Figura 3.12).

Figura 3.12 Casos de estudios para la resistencia mínima a flexión



Fuente: Adobe Illustrator. Elaboración propia

3.2.5.1.1 Caso A: Momentos nominales de las vigas en sentido antihorario

$$A_{s_sup_viga_1} = 15.518 \text{ cm}^2$$

Acero superior de la viga 1

$$A_{s_inf_viga_2} = 15.518 \text{ cm}^2$$

Acero inferior de la viga 2

$$\alpha := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_viga_1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{viga}} = 4.564 \text{ cm}$$

Altura del bloque
equivalente de Whitney de
la viga 1

$$M_{nb1} := f_y \cdot A_{s_sup_viga_1} \cdot \left(d_{viga} - \frac{\alpha}{2} \right) = 27.842 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento nominal de la
viga 1

$$\alpha := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_viga_2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{viga}} = 4.564 \text{ cm}$$

Altura del bloque
equivalente de Whitney de
la viga 2

$$M_{nb2} := f_y \cdot A_{s_inf_viga_2} \cdot \left(d_{viga} - \frac{\alpha}{2} \right) = 27.842 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento nominal de la
viga 2

$$SM_{nb_CasoA} := M_{nb1} + M_{nb2} = 55.683 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos
nominales de vigas

3.2.5.1.2 Caso B: Momentos nominales de las vigas en sentido horario

Dado que las vigas consideradas en el diseño poseen dimensiones idénticas y cuentan con el mismo refuerzo transversal en toda su longitud, la suma de los momentos nominales resulta igual en ambos casos. Por lo tanto, no es necesario presentar los valores de los momentos nominales por separado. En cambio, se procederá a calcular el valor máximo de los momentos, con el fin de confirmar esta igualdad.

$$SM_{nb} := \max (SM_{nb_CasoA}, SM_{nb_CasoB}) = 55.683 \text{ tonnef} \cdot m$$

3.2.5.1.3 Sumatoria de momentos nominales en columnas

Los valores de los momentos nominales en las columnas se obtienen a partir del cálculo del diagrama de interacción, realizado en la sección 3.2.4.5 detallado en la Tabla 3.12 y Figura 3.11 de este documento.

Tabla 3.13 Resumen de los momentos nominales en columna

Propiedades	Valor	Unidades	Comentario
M_{nc1}	65.11	tonf*m	Momento nominal de la columna 1
M_{nc2}	61.24	tonf*m	Momento nominal de la columna 2
SM_{nc}	126.35	tonf*m	Sumatoria de momentos nominales de las columnas

Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

3.2.5.2 Relación crítica de momentos columna/viga en el nodo

Para asegurar la resistencia adecuada del entrepiso, se debe verificar la relación crítica de momentos columna/viga en el nodo, según se establece en el Artículo 18.7.3.2 del ACI 318-19. En el presente caso de estudio, se ha comprobado que la relación cumple con los requisitos establecidos.

$$\frac{6}{5} \cdot SM_{nb} = 66.82 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\text{if} \left(SM_{nc} \geq \frac{6}{5} \cdot SM_{nb}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

3.2.6 Revisión de la resistencia a cortante. Arto 18.7.6

3.2.6.1 Cortante de diseño

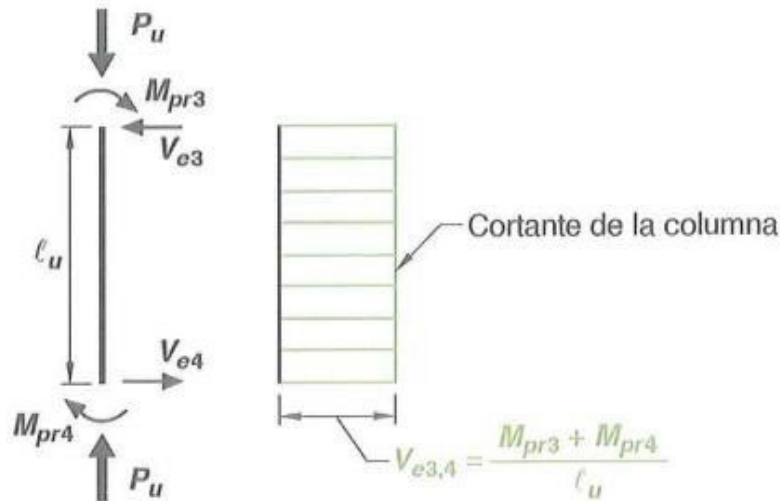
De acuerdo con el artículo 18.7.6.1 del ACI 318-19, la determinación de la fuerza cortante de diseño (V_e), se realiza considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Para este propósito, se definen dos posibles mecanismos: el desarrollo de rótulas plásticas a flexión en columnas y el desarrollo de rótulas plásticas a flexión en vigas."

3.2.6.2 Mecanismo 1: Desarrollo de rótulas plásticas a flexión en columnas

La demanda por corte en las columnas se determina a partir de los momentos máximos probables (M_{pr}) en los extremos de las columnas. Esto se calcula utilizando una fuerza axial mayorada específica en el diagrama de interacción, considerando un factor de reducción (ϕ) de 1.00 y un factor de sobre-resistencia del acero (α) de 1.25, según lo establecido en el artículo R18.7.6.1.1 del ACI 318 – 19. Para una referencia visual, consultar la Figura 3.13.

Este criterio se aplica principalmente cuando no se cumple la condición de columna fuerte y viga débil. En este caso, se espera que la columna alcance la formación de rótulas plásticas por flexión en sus extremos antes que las vigas que se unen en el nodo.

Figura 3.13 Cortante de diseño para columnas



Fuente: Fig. R18.6.5 del ACI 318 – 19

3.2.6.3 Mecanismo 2: Desarrollo de rótulas plásticas a flexión en vigas

La demanda por corte en los nodos se obtiene a partir de los momentos máximos probables (M_{pr}) de las vigas, considerando una altura efectiva entre los puntos de inflexión ubicados entre la columna superior e inferior. Se asume que estos puntos de inflexión se encuentran en el centro de cada columna.

Este criterio se aplica principalmente cuando se cumple la condición de columna fuerte - viga débil. En este caso ideal, se espera que se alcance la formación de rótulas plásticas por flexión en las vigas antes que en las columnas.

Para el cálculo de los momentos máximos probables de las vigas, se utilizó una hoja de cálculo desarrollada con PTC Mathcad Prime. La hoja de cálculo correspondiente se presentará paso a paso a continuación.

3.2.6.3.1 Caso A: Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario

Para el caso A y B, se utilizó la Figura 3.12 como referencia gráfica. Esta figura muestra la configuración y dimensiones de las vigas consideradas en el diseño.

$$A_{s_sup_viga_1} = 15.518 \text{ cm}^2$$

Acero superior de la viga 1

$$A_{s_inf_viga_2} = 15.518 \text{ cm}^2$$

Acero inferior de la viga 2

$$\alpha := 1.25$$

Factor de sobre-resistencia del acero

$$\alpha := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_viga_1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{viga}} = 5.705 \text{ cm}$$

Altura del bloque equivalente de Whitney de la viga 1

$$M_{prb1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_viga_1} \cdot \left(d_{viga} - \frac{\alpha}{2} \right) = 34.337 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento máximo probable de la viga 1

$$\alpha := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_viga_2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{viga}} = 5.705 \text{ cm}$$

Altura del bloque equivalente de Whitney de la viga 2

$$M_{prb2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_viga_2} \cdot \left(d_{viga} - \frac{\alpha}{2} \right) = 34.337 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento máximo probable de la viga 2

$$SM_{prb_CasoA} := M_{prb1} + M_{prb2} = 68.674 \text{ tonnef} \cdot m$$

Sumatoria de momentos máximos probables de vigas

3.2.6.3.2 Caso B: Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario

Se determina que los valores tanto del caso A como del caso B son idénticos debido a la simetría en el acero de refuerzo y las dimensiones. En consecuencia, no es necesario presentar los valores de los momentos máximos probables por separado. En cambio, se procederá a calcular el valor máximo de los momentos, con el fin de confirmar esta igualdad.

$$SM_{prb} := \max (SM_{prb_CasoA}, SM_{prb_CasoB}) = 68.674 \text{ tonnef} \cdot m$$

3.2.6.4 Resultados del corte de diseño

Con base en la información recopilada en la Tabla 3.14, se realizó la sumatoria más crítica de los momentos máximos probables de las vigas que convergen en el nodo. A partir de esta sumatoria, se obtuvo el valor del cortante de diseño correspondiente.

Tabla 3.14 Resultados del corte de diseño

Cortante	Valores (tonf)	
$V_{u_analysis}$	13	Corte del análisis
V_e	13.74	Corte por capacidad

Fuente: PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

3.2.7 Diseño del acero de refuerzo transversal. Arto. 18.7.5

De acuerdo con la revisión de la resistencia a cortante descrita en la sección 3.2.6 de este documento, se establece el valor del cortante de diseño correspondiente.

$$V_{diseño} := \max(V_e, V_{u_análisis}) = 15.261 \text{ tonnef}$$

3.2.7.1 Definición de la resistencia por corte del concreto. Arto. 18.7.6.2

Según el ACI 18.7.6.2.1 (a) La fuerza cortante inducida por el sismo (V_e), que se determina aplicando el mecanismo 1 (rótulas plásticas por flexión en la columna) o mecanismo 2 (rótulas plásticas por flexión en vigas), representa la mitad o más del corte de diseño.

$$V_e = 13.735 \text{ tonnef}$$

$$V_{diseño} = 13.735 \text{ tonnef}$$

$$\frac{V_e}{V_{diseño}} = 1$$

$$R_a := \text{if}\left(\frac{V_e}{V_{diseño}} \geq 0.5, 0, 1\right) = 0$$

Según el ACI 18.7.6.2.1 (b) La fuerza axial mayorada en la columna (P_u), incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

$$P_{u_comp} := P_{u1} = 44.86 \text{ tonnef}$$

$$A_g = 0.303 \text{ m}^2$$

$$P_c := \frac{A_g \cdot f'_c}{20} = 63.525 \text{ tonnef}$$

$$R_b := \text{if}(P_{u_comp} \leq P_c, 0, 1) = 0$$

Finalmente $R_f := \text{if}(R_a + R_b \geq 1, \text{"Aplica Vc"}, \text{"Se desprecia Vc"}) = \text{"Se desprecia Vc"}$

$$V_c := \text{if}\left(R_f = \text{"Aplica Vc"}, 0.53 \cdot \left(1 + \frac{P_{u_comp}}{140 \cdot \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}\right) \cdot A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_1 \cdot d, 0 \text{ tonnef}\right)$$

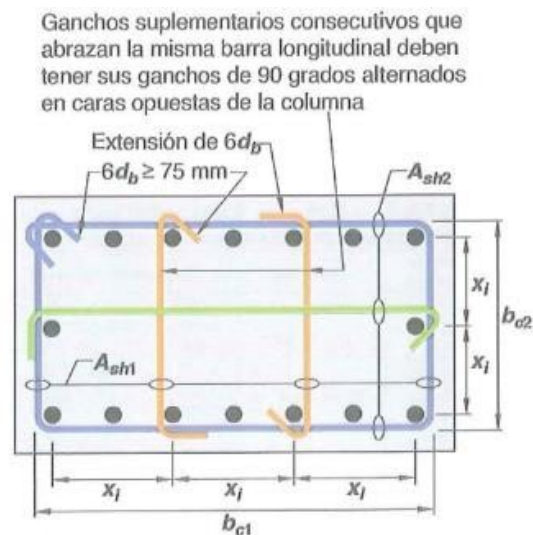
$$V_c = 0 \text{ tonnef}$$

En el diseño considerado, se desprecia la contribución del concreto para soportar fuerza cortante y ayudar al refuerzo transversal. Es decir, no se cuenta con la resistencia a cortante del concreto para reforzar el acero transversal.

3.2.7.2 Definición y separación de estribos por demanda

En el diseño, se utilizó acero de refuerzo transversal de varillas #3. Se colocaron 4 números de ramas en dirección X y 4 número de ramas en dirección Y, tomando como referencia para el diseño la Figura 3.14. Esta disposición del refuerzo transversal se eligió para proporcionar un confinamiento adecuado y cumplir con los requisitos de diseño establecidos en el artículo 18.7.5.2 del ACI 318 – 19.

Figura 3.14 Ejemplo de refuerzo transversal en columnas



Fuente: Fig. R18.7.5.2 del ACI 318 – 19

$N_{est_cer_x} := 3$	No. de estribos cerrados en dirección x	$N_{ramas_x} := 2 \cdot N_{est_cer_x}$ $N_{ramas_x} = 6$	No. de ramas en dirección x
$A_{V_x} := N_{ramas_x} \cdot A_{est} = 4.275 \text{ cm}^2$			Área transversal en dirección x
$N_{est_cer_y} := 3$	No. de estribos cerrados en dirección y	$N_{ramas_y} := 2 \cdot N_{est_cer_y}$ $N_{ramas_y} = 6$	No. de ramas en dirección y
$A_{V_y} := N_{ramas_y} \cdot A_{est} = 4.275 \text{ cm}^2$			Área transversal en dirección y

Definición del ancho confinado de la sección

$r_{est} := r_p + \frac{d_{est}}{2} = 4.476 \text{ cm}$	Distancia del borde al centroide del estribo
$b_{c1} := b_1 - 2 \cdot r_{est} = 46.048 \text{ cm}$	Ancho confinado en dirección x (centro a centro de ramas externas)
$b_{c2} := b_2 - 2 \cdot r_{est} = 46.048 \text{ cm}$	Ancho confinado en dirección y (centro a centro de ramas externas)

Definición de la separación máxima no confinada entre ramas de estribos.

$x_{i_max_x} := s_{b_x} + d_{b_long} + d_{est} = 13.925 \text{ cm}$	Separación máxima no confinada en x (centro a centro entre ramas de estribos)
$x_{i_max_y} := s_{b_x} + d_{b_long} + d_{est} = 13.925 \text{ cm}$	Separación máxima no confinada en y (centro a centro entre ramas de estribos)
$h_x := \max(x_{i_max_x}, x_{i_max_y}) = 13.925 \text{ cm}$	
$\text{if}(h_x \leq 35 \text{ cm}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$	

3.2.7.3 Longitud de confinamiento. Arto 18.7.5.1

De acuerdo con el artículo 18.7.5.1 del ACI 318-19, los estribos cerrados en confinamiento deben colocarse a lo largo de una longitud de confinamiento (L_{o_min}). Esta longitud se estableció en base a los cálculos siguientes:

1. Se determinó la longitud de confinamiento mínima según las fórmulas proporcionada en el artículo.
2. A partir de esta longitud, se consideró a manera de seguridad una longitud final de 80 *cm*.

a)

$$L_{o1} := \max(b_1, b_2) = 55 \text{ cm}$$

b)

$$L_{o2} := \frac{l_n}{6} = 75 \text{ cm}$$

c)

$$L_{o3} := 45 \text{ cm}$$

$$L_{o_min} := \max(L_{o1}, L_{o2}, L_{o3}) = 75 \text{ cm}$$

3.2.7.4 Separación máxima por corte

$$V_s := \frac{V_y}{\phi_v} - V_c = 22.891 \text{ tonnef}$$

Demanda por corte en el acero transversal

$$A_V := A_{V_y} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área de acero transversal en dirección Y

$$s_{max_req} := \frac{A_V \cdot f_y \cdot d_1}{V_s} = 25.624 \text{ cm}$$

Separación máxima requerida por corte en zona de confinamiento

3.2.7.5 Separación máxima normativa. Arto 18.7.5.3

De acuerdo con el artículo 18.7.5.3 del ACI 318 – 19 la separación del refuerzo transversal no debe exceder los valores establecidos desde (a) hasta (c)

$$\begin{array}{lll}
 \text{a)} & \text{b)} & \text{c)} \\
 s_{o_1} := \frac{1}{4} \cdot \min(b_1, b_2) & s_{o_2} := 6 \cdot d_{b_long} & s_{o_3} := 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3} \right) \\
 s_{o_1} = 13.75 \text{ cm} & s_{o_2} = 13.335 \text{ cm} & s_{o_3} = 17.025 \text{ cm} \\
 \\
 s_{max_norma} := \min(s_{o_1}, s_{o_2}, s_{o_3}) = 13.335 \text{ cm}
 \end{array}$$

3.2.7.6 Separación máxima fuera de la zona de confinamiento. Arto 18.7.5.5

De acuerdo al artículo 18.7.5.5 del ACI 318-19, se establece que, la columna debe contar con acero de refuerzo fuera de la zona de confinamiento. Este refuerzo deberá tener como espaciamiento que no exceda al menor valor entre 150 cm y 6 veces el diámetro nominal de la barra longitudinal.

$$s_{general_max} := \min(6 \cdot d_{b_long}, 15 \text{ cm}) = 13.335 \text{ cm}$$

3.2.7.7 Revisión de refuerzo transversal. Arto 18.7.5.4

La revisión del refuerzo transversal se realizó siguiendo las indicaciones establecidas en la Tabla 18.7.5.4 del ACI 318-19. Esta tabla proporciona la cantidad requerida de refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales a momento, basándose en diversos factores como la resistencia del concreto, la fuerza axial de diseño, el área gruesa de la columna y el área del núcleo confinado.

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{if } f'_c \leq 70 \text{ MPa} \\
 \left\| \begin{array}{l}
 \text{if } P_u \leq 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c \\
 \left\| \begin{array}{l}
 \text{"Ok"} \\
 \text{else} \\
 \left\| \text{"No Cumple"}
 \end{array} \right. \\
 \text{else} \\
 \left\| \text{"No cumple la resistencia del concreto"}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right\} = \text{"Ok"}$$

Como el valor está entre la primera condición de la Tabla 18.7.5.4 del ACI 318 – 19 la cantidad del refuerzo transversal debe cumplir lo exigido, es decir, el valor mayor de (a) y (b).

$$A_{sh_req_x} := \max \left(\left(0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s \cdot b_{c1}, \left(0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s \cdot b_{c1} \right) = 4.126 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_req_y} := \max \left(0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s \cdot b_{c2}, 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s \cdot b_{c2} \right) = 4.126 \text{ cm}^2$$

El acero de confinamiento colocado en una dirección se determina en función a las ramas perpendiculares.

Para la dirección x, relacionada con el ancho de la sección bc1, se consideran las ramas dispuestas en dirección Y.

$$A_{sh_1} := N_{ramas_y} \cdot A_{est} = 4.275 \text{ cm}^2$$

Acero de confinamiento colocado en
dirección y

$$\text{if} (A_{sh_1} \geq A_{sh_req_x}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

Para la dirección y, relacionada con la altura de la sección bc2, se consideran las ramas dispuestas en dirección X.

$$A_{sh_2} := N_{ramas_x} \cdot A_{est} = 4.275 \text{ cm}^2$$

Acero de confinamiento colocado en
dirección x

$$\text{if} (A_{sh_2} \geq A_{sh_req_y}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

3.2.7.8 Disposición del acero de refuerzo transversal

La disposición del refuerzo transversal para la columna en estudio se detalla en la Tabla 3.15 del documento. Esta tabla proporciona información sobre las dimensiones de los estribos requeridos.

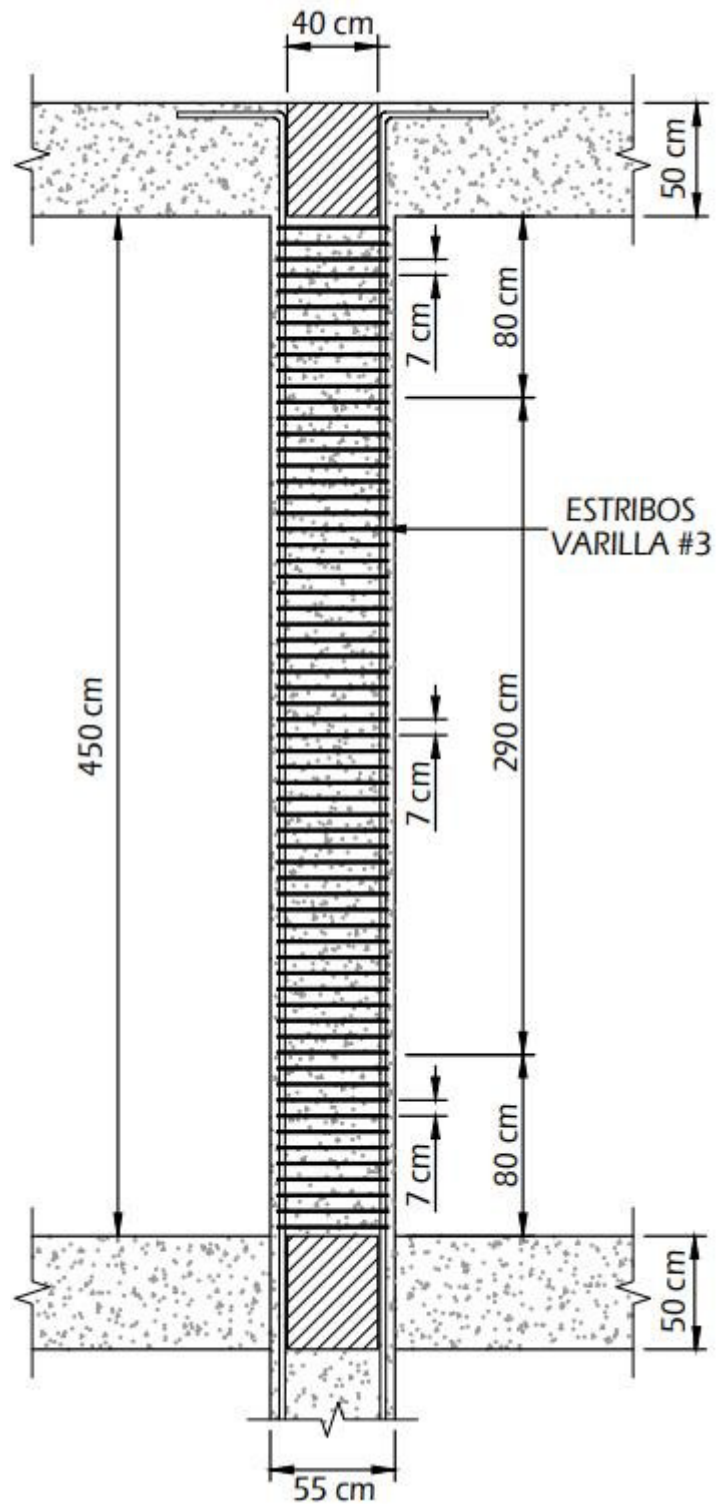
La Figura 3.15. complementa la información de la tabla al mostrar gráficamente la disposición del refuerzo transversal en la columna. Esta figura visualmente representa la ubicación, orientación y cantidad de refuerzo transversal necesario para el elemento estructural.

Tabla 3.15 Resumen de la disposición del acero de refuerzo transversal

Propiedades	Valor (cm)	Comentario
L_{conf_1}	80	Longitud de confinamiento
$L_{central}$	290	Longitud de fuera de confinamiento
s_{o_def}	7	Separación en zona de confinamiento
$s_{general_def}$	7	Separación fuera de confinamiento sin solapes
$s_{solapes_def}$	7	Separación fuera de confinamiento con solapes

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.15 Bosquejo de la disposición del acero de refuerzo transversal



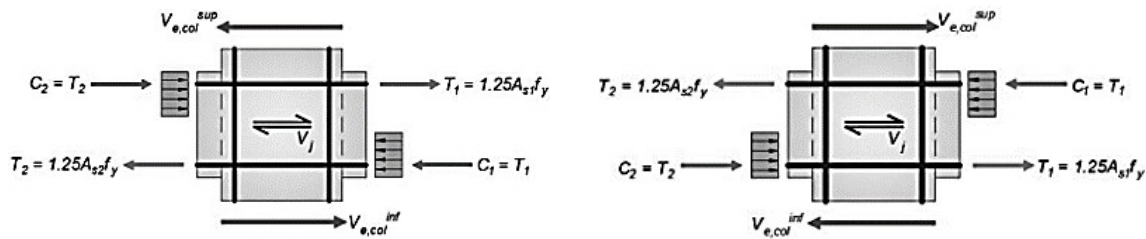
Fuente: Autodesk AutoCAD. Elaboración propia.

3.3 Diseño de nodos para SMF según ACI 318 – 19 & CR – 00I

Para determinar la demanda por corte en el nodo es necesario definir los momentos máximos probables de vigas y columnas que concurren al mismo, tomando en cuenta el acero real de las secciones.

3.3.1 Demanda por corte. Arto 18.8.4 & Arto 22(f)

Figura 3.16 Casos A y B: Momentos máximos probables en nodos



Fuente: Elaboración propia

Donde:

- T : Tracción
- C : Compresión

3.3.1.1 Caso A: Cortante máximo probables en vigas en sentido antihorario

$$A_{s_sup_viga_1} = 15.518 \text{ cm}^2$$

Acero superior de la viga 1

$$A_{s_inf_viga_2} = 15.518 \text{ cm}^2$$

Acero superior de la viga

$$T_1 := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_viga_1} = 81.469 \text{ tonnef}$$

$$C_2 := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_viga_2} = 81.469 \text{ tonnef}$$

$$V_{col} := V_e = 13.735 \text{ tonnef} \quad \alpha = 1.25$$

$$V_{j_CasoA} := T_1 + C_2 - V_{col} = 149.203 \text{ tonnef}$$

3.3.1.2 Caso B: Cortante máximo probable en vigas en sentido horario

De acuerdo con la simetría en la distribución del acero longitudinal de las vigas y el diseño de un solo tipo de viga, se puede inferir que el valor del cortante máximo probable será el mismo en ambos casos. Para validar esta afirmación, se comparan los resultados obtenidos y se seleccionó el valor máximo entre los dos casos.

$$V_j := \max(V_{j_CasoA}, V_{j_CasoB}) = 149.203 \text{ tonnef}$$

3.3.1.3 Revisión demanda/capacidad. Arto 18.8.4.3 & Arto 22(f)

La determinación de la fuerza cortante en el nudo V_c se realiza de acuerdo con los valores establecidos por la Tabla 18.8.4.3 del ACI 318-19. Para seleccionar la fórmula adecuada a utilizar, se consideran los artículos 15.2.6 para la columna, 15.2.7 para la viga y 15.2.8 para el nudo viga/columna.

En el caso de estudio, se tiene una columna continua, una viga continua y el nudo no se encuentra confinado, ya que ninguno de los lados de la viga no alcanza el 75% del ancho de la columna. Por lo tanto, se empleará la siguiente fórmula para el cálculo:

$$V_{c_nodo} := 1.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot A_j = 257.355 \text{ tonnef}$$

Utilizamos un factor de minoración ($\phi_j = 0.85$) para resistencia al corte en el nudo según el artículo 21.2.4.3 del ACI 318-19 para la revisión demanda/capacidad.

$$\text{if } (\phi_j \cdot V_{c_nodo} \geq V_j, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“Ok”}$$

3.3.2 Diseño del refuerzo transversal. Arto. 18.8.3

De acuerdo con el artículo 18.8.3.1 del ACI 318-19, el refuerzo transversal en el nudo debe cumplir con las mismas especificaciones que se aplican al refuerzo transversal en las columnas. Por consiguiente, se utilizó el mismo espaciamiento que se emplea en la zona de confinamiento de las columnas.

3.3.3 Limites dimensionales. Arto. 18.8.2.3

De acuerdo con el artículo 18.8.2.3 (a) y (b). Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nodo viga-columna, para concretos de peso normal, la dimensión de la columna, paralela al refuerzo de dicha viga, no debe ser menor que 20 veces el mayor diámetro de la barra longitudinal utilizado, o 26 veces en el caso de concretos de peso liviano.

$$\text{if } (h_{\text{nodo}} \geq 20 \cdot d_b, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

De acuerdo con el artículo 18.8.2.3 (c). en el diseño del nodo viga-columna, se establece que la altura "h" del nodo no debe ser menor a la mitad de la altura de cualquier viga que llegue a dicho nodo, genere cortante en el nodo y forme parte del sistema resistente a sismos.

$$\text{if } (h_{\text{nodo}} \geq 0.5 \cdot h_{\text{viga}}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

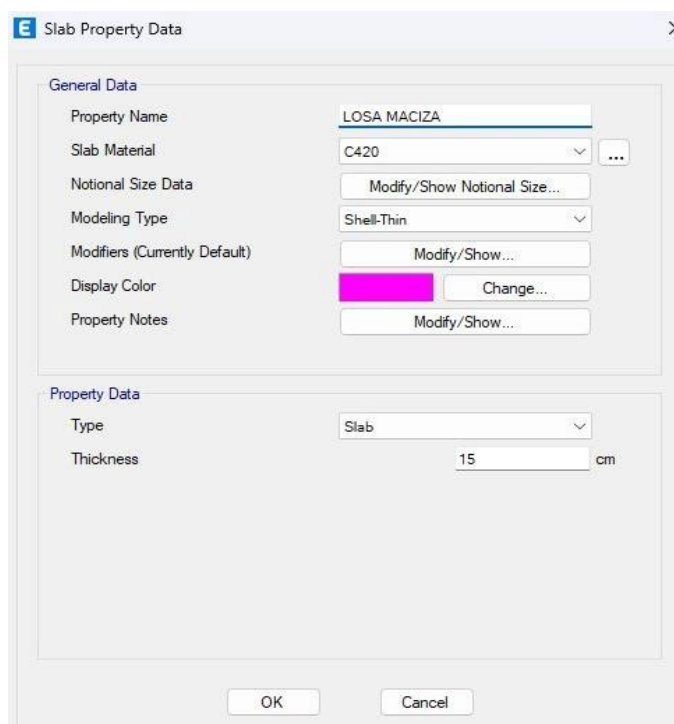
4 Diseño de losa en dos direcciones

El cálculo del predimensionamiento, tal como se especifica en el Anexo B Cálculo del predimensionamiento de los elementos, ha sido fundamental para el diseño de la losa en dos direcciones. Se utilizó el software de diseño ETABS, el cual proporciona la cantidad de acero a utilizar según el peralte de la losa.

4.1 Modelado ETABS

Se establecen los valores necesarios para la losa y luego se colocan para cada entrepiso y azotea. (consultar la Figura 4.1).

Figura 4.1 Valores para el modelado de ETABS



Fuente: Software ETABS

Se asignaron el conjunto de cargas correspondientes a las losas para cada nivel. (consultar la Figura 4.2).

Figura 4.2 Conjunto de cargas

The figure displays three instances of the 'Shell Uniform Load Set Data' dialog box, each representing a different load set configuration:

- ENTREPISO 1:** The 'Uniform Load Set Name' is 'ENTREPISO 1'. The 'Load Set Loads' table contains:

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Dead	210
Live	400
CVR	150
- ENTREPISO 2:** The 'Uniform Load Set Name' is 'ENTREPISO 2'. The 'Load Set Loads' table contains:

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Dead	210
Live	200
CVR	100
- AZOTEA:** The 'Uniform Load Set Name' is 'AZOTEA'. The 'Load Set Loads' table contains:

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Dead	173
Live	120
CVR	48

Note: Loads are in the gravity direction.

Fuente: Software ETABS

Se procedió a añadir el diseño por tiras o franjas en el programa, asignando un metro para el ancho de franja. Debido a que el primer entrepiso presenta la mayor cantidad de cargas, el diseño se realizó con los parámetros del mismo.

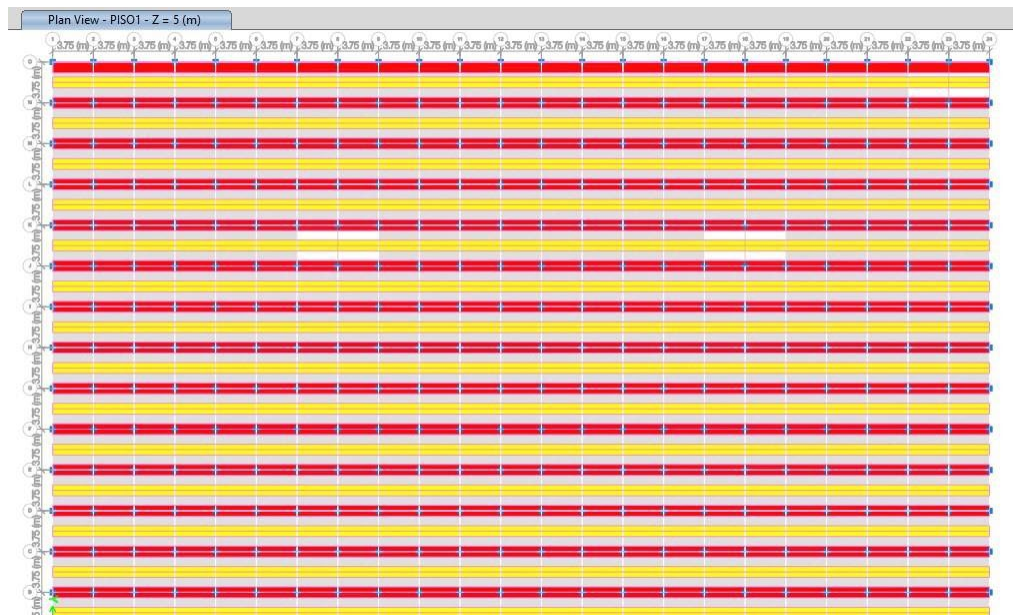
Figura 4.3 Datos de franja de diseño

The 'Add Design Strips' dialog box is configured as follows:

- Tower and Story:**
 - Tower: T1
 - Story: PISO1
- Options:**
 - ☒ Add Design Strips Along Cartesian Grid Lines
 - ☐ Add Design Strips Along Selected Support lines
 - ☒ Include Middle Strips
- Parameters:**
 - Grid System: HOSPITAL
 - Grid Direction: X
 - Strip Layer: A
 - Strip Width:
 - ☒ Fixed: 1 m
 - ☐ Auto

Fuente: Software ETABS

Figura 4.4 Datos de franja de diseño



Fuente: Software ETABS

4.2 Diseño del acero de refuerzo según ETABS

El software nos muestra directamente la cantidad de acero requerida para las losas de entrepiso, dicho acero debe distribuirse dentro de la franja de diseño, la cual se estableció en la Figura 4.3. Es decir, que para cada metro deben colocarse 3 varillas #4 como se especifica en la Figura 4.5.

Figura 4.5 Cantidad de acero requerido



Fuente: Software ETABS

4.2.1 Disposición del acero de refuerzo. Arto 8.7.2.2

De acuerdo con el artículo 8.7.2.2 el espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal debe ser el menor de entre $2h$ y 450mm . Para cumplir con este requisito añadimos una varilla extra, resultando un total de 4 varillas #4.

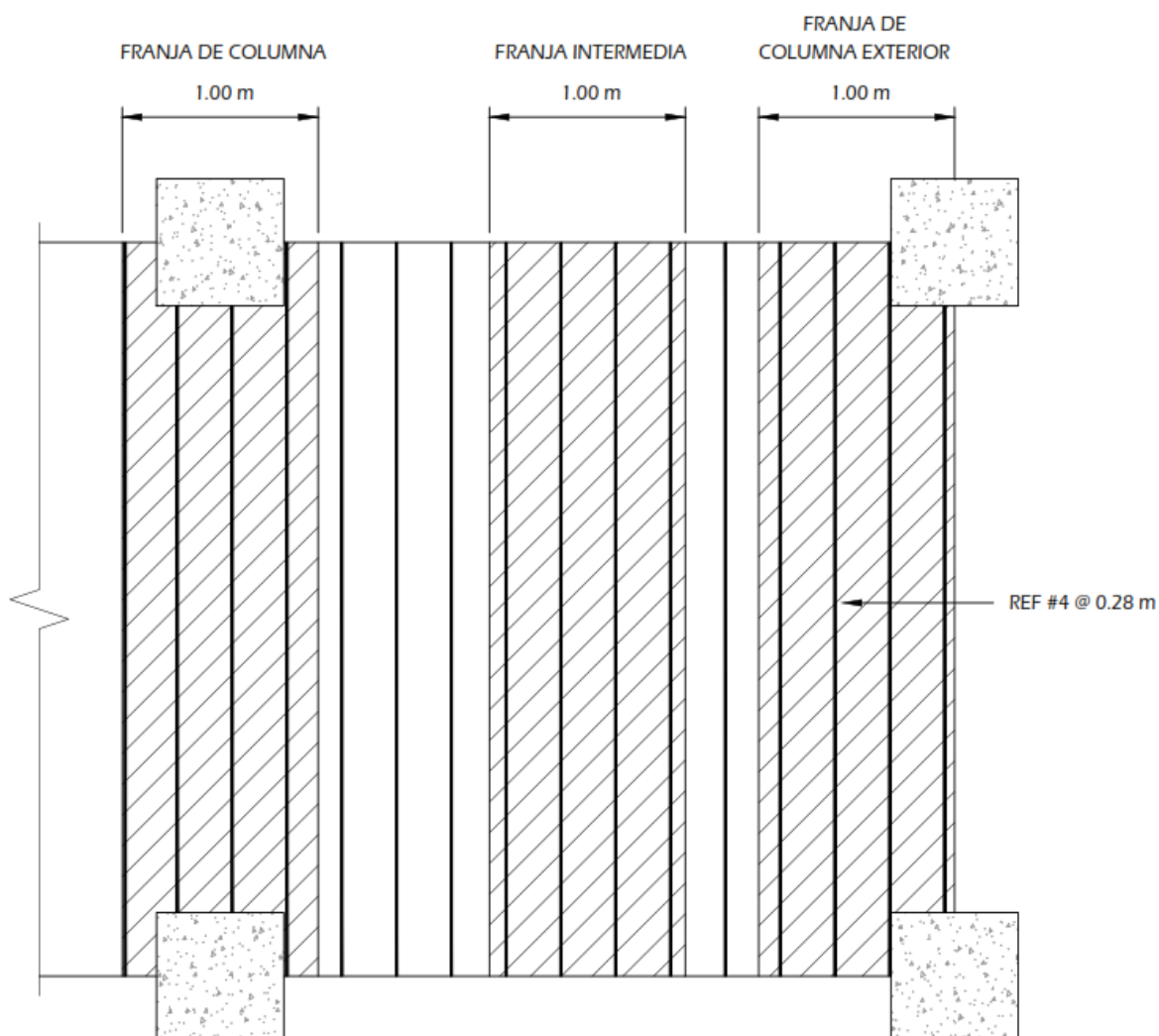
Por consiguiente, la distribución del acero de refuerzo a utilizar se especifica en la Tabla 4.1 y en la Figura 4.6. Este acero de refuerzo es igual en ambas direcciones debido a que los paneles que poseen las mismas dimensiones tanto en X como en Y.

Tabla 4.1 Disposición del acero de refuerzo

Propiedades	Valor	Comentario
N_{barras}	4	Número de barras
d_{s_long}	#4	Diámetro del acero de refuerzo longitudinal
s_{max}	28 cm	Separación máxima entre el acero de refuerzo

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.6 Distribución del acero de refuerzo para la losa en dos direcciones

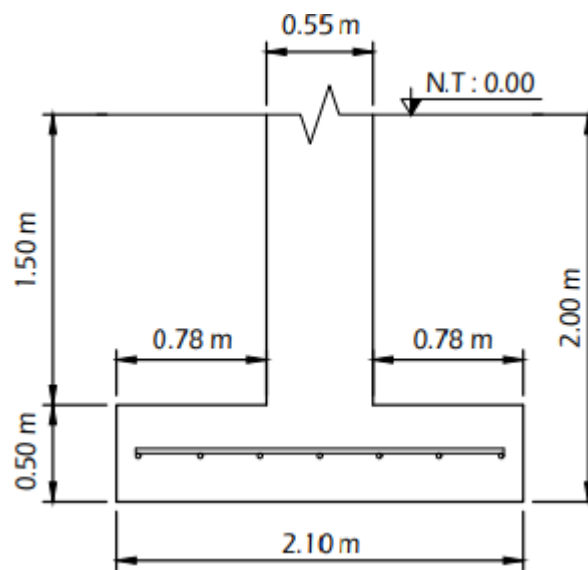


Fuente: Autodesk AutoCAD. Elaboración propia

5 Diseño de Cimentaciones según ACI 318-19

En relación a las cimentaciones de la estructura, se ha propuesto el diseño de una única zapata aislada cuadrada sometida a flexo-compresión para todo el edificio en estudio (ver Figura 5.1). Esta decisión se basa en el Artículo 13.3.3 de la ACI 318-19 y el Anexo E Tipo de cimentaciones según el tipo de suelo.

Figura 5.1 Detalle de zapata



Fuente: Autodesk AutoCAD. Elaboración propia.

Para llevar a cabo el diseño de la zapata aislada, se realizaron cálculos detallados utilizando una hoja de cálculo elaborada en PTC Mathcad Prime. En esta sección, se presentarán los cálculos realizados para el diseño de la zapata aislada.

La Tabla 5.1 muestra las propiedades geométricas de la zapata aislada utilizada en el proceso de diseño. Estas propiedades son de vital importancia para el dimensionamiento adecuado de la cimentación y se utilizaron como base para los cálculos realizados.

Tabla 5.1 Propiedades geométricas de la zapata aislada

Propiedades	Valor	Unidades	Comentario
C_1	55	cm	Dimensión de columna diseñada
C_2	55	cm	Dimensión de columna diseñada
d	45	cm	Recubrimiento inferior del refuerzo longitudinal
h_{zapata}	60	cm	Altura propuesta de zapata
H	2	M	Altura del terreno hasta el fondo de la cimentación
γ_s	1922.22	kg/m ³	Peso específico del suelo
γ_c	2500	kg/m ³	Peso específico del concreto
f'_c	420	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	4,200	kg/cm ²	Esfuerzo cedente del acero de refuerzo
E_c	312,494	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto

Fuente: Cálculos en PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

Debido a la falta de un estudio de suelo específico para el sitio en estudio, se determinó la presión máxima admisible del suelo utilizando la Tabla 12.1 del libro "McCormac Ed. 10" como referencia. Aunque se reconoce que un estudio de suelo detallado es preferible, esta aproximación se utilizó para estimar la capacidad del suelo y así llevar a cabo el diseño de la cimentación de manera preliminar.

En cuanto a los valores de cortante y momento, estos fueron obtenidos a partir del diseño realizado en el software de análisis estructural ETABS. Los resultados de la corrida del modelo en ETABS proporcionaron información precisa sobre las fuerzas laterales y momentos generados por el sistema estructural.

$$q_{adm} := 4.80 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$V_{total} := 43.59 \text{ tonnef}$$

$$M_{total} := 29.25 \text{ tonnef} \cdot m$$

5.1 Parámetros de diseño

En la determinación del espesor propuesto para la zapata, se tomó como referencia el planteamiento de Carlos Crespo en su libro "Mecánica de Suelos y Cimentaciones". El autor sugiere utilizar un espesor de 1 a 1.5 veces el tamaño de la columna como criterio de diseño.

Mediante cálculos e iteraciones, se llevó a cabo el análisis y se determinó que el espesor óptimo para la zapata sería de 50 cm. Este valor se seleccionó en base a consideraciones técnicas y requisitos de resistencia y estabilidad estructural.

$$e := \frac{M_{total}}{V_{total}} = 0.671 \text{ m}$$

Excentricidad

$$W_{zapata} := \gamma_c \cdot h_{zapata} = 1250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso de zapata

$$W_{suelo} := \gamma_s \cdot (H - h_{zapata}) = 2883.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso del suelo por encima de la zapata

$$q_e := q_{adm} - W_{zapata} - W_{suelo} = 4.387 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Presión efectiva del terreno

$$L_{req} := \sqrt{\frac{V_{total}}{q_e}} = 0.997 \text{ m}$$

Longitud requerida por medio del Área requerida según la Formula 13.1. Structural Concrete Theory and Design Nadim Hassoun Ed 6 .

5.2 Ensayar zapata cuadrada

En el proceso de determinar la longitud requerida previamente, se propone utilizar dimensiones de zapatas que sean mayores a esa longitud para cumplir con los requerimientos establecidos por las normas.

$$Z_1 := 2.1 \text{ m} \quad Z_2 := 2.1 \text{ m}$$

Dimensiones propuestas de la zapata

$$A_{prop} := Z_1 \cdot Z_2 = 4.41 \text{ m}^2$$

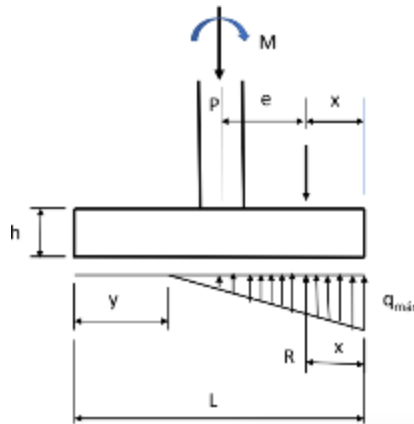
Área propuesta de la zapata

Para determinar el comportamiento de la presión efectiva del terreno, se hace una comparación entre la excentricidad y $L/6$, donde L es un lado de la zapata.

$$\text{if} \left(\frac{L}{6} < e, \text{"Caso 3"}, \text{"Otro caso"} \right) = \text{"Caso 3"}$$

Dado que nos encontramos en el Caso 3, definimos que el comportamiento de la presión del terreno (q_{max}) será en forma triangular con peculiaridad. Esta información se basa en el libro "Structural Concrete Theory and Design" de Nadim Hassoun, en su sexta edición. A continuación, se muestra la Figura 5.2 que ilustra este comportamiento triangular de la presión del terreno.

Figura 5.2 Carga resultante fuera del núcleo central



Fuente: Fig. 12.23 (b) del libro "McCormac Ed. 10"

En este caso específico, la presión máxima calculada se determina utilizando la siguiente fórmula, correspondiente al caso 3:

$$q_{max} := \frac{4 \cdot V_{total}}{3 \cdot L \cdot (L - 2 \cdot e)} = 3.651 \frac{kgf}{cm^2}$$

Presión máxima calculada

Al obtener que la presión efectiva del terreno (q_e) es mayor a la presión máxima calculada (q_{max}), podemos proseguir a determinar la presión última y hacer las revisiones de cortante.

if $q_{max} > q_e$ "aumentar tamaño de la zapata" else "Ok, proseguir con revisión por cortante"	= "Ok, proseguir con revisión por cortante"
---	---

$$q_u := \frac{V_{total}}{A_{prop}} = 9.884 \frac{tonnef}{m^2}$$

Formula 13.2. Structural Concrete Theory and Design Nadim Hassoun Ed 6.

5.3 Revisión de la resistencia a cortante.

En la revisión de la resistencia a cortante de la zapata aislada, es necesario considerar el área de sección crítica en cada dirección y la presión última del suelo. Esto nos permitirá determinar el valor del Cortante último de diseño y realizar la comprobación de que el valor del espesor mínimo (d) sea mayor que el resultante en cada dirección.

5.3.1 Cortante en una dirección Arto 22.5.5

$$A_{somb} := \left(\frac{Z_1}{2} - \frac{C_1}{2} - d \right) \cdot Z_2 = 0.893 m^2$$

Área sombreada

$$V_{u1} := q_u \cdot A_{somb} = 8.822 tonnef$$

Cortante último

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot \frac{d}{mm}}}$$

Factor de modificación por efecto de tamaño.

$$\lambda_s := \text{if}(\lambda_s \geq 1, 1, \lambda_s) = 0.913$$

$$b_o := 2 \cdot \left(C_1 + \frac{d}{2}\right) + 2 \cdot \left(C_2 + \frac{d}{2}\right) = 290 \text{ cm}$$

Perímetro de sección crítica.

$$\phi V_c := \phi \cdot \left(0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot MPa} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w$$

Resistencia a cortante para miembro no presforzados en una dirección.

$$\phi V_{c_max} := \phi \cdot (0.42 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c \cdot MPa}) \cdot b_w$$

Resistencia máxima a cortante para miembro no presforzados en una dirección

$$\phi V_c := \text{if } \phi V_c > V_{c_max} \left| \begin{array}{l} V_{c_max} \\ \text{else} \\ \min(\phi V_c) \end{array} \right| = 176.943 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

En caso de no usar el refuerzo por cortante el valor de d puede ser determinado, asumiendo $V_u = \phi V_c$

$$d_1 := \frac{V_u}{\phi V_c} = 4.986 \text{ cm}$$

Determinación del espesor mínimo por cortante en una dirección. Formula 13.5 del Nadim Hassoun Ed 6.

$$\text{if}(d_1 < d, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

Después de verificar que el cortante en una dirección cumple con los requisitos de diseño, se procede a realizar una revisión en dos direcciones para evaluar la capacidad de resistencia de la zapata.

5.3.2 Cortante en dos direcciones Arto 22.6.5

$$A_{somb} := Z_1 \cdot Z_2 - (C_1 + d) \cdot (C_2 + d) = 3.6 \text{ m}^2 \quad \text{Área sombreada}$$

$$V_{u2} := q_u \cdot A_{somb} = 36.62 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante último}$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot \frac{d}{\text{mm}}}}$$

Factor de modificación por efecto de tamaño.
(Artículo 22.5.5.1.3 del ACI 318-19)

$$\lambda_s := \text{if}(\lambda_s \geq 1, 1, \lambda_s) = 0.913$$

$$b_o := 2 \cdot \left(C_1 + \frac{d}{2}\right) + 2 \cdot \left(C_2 + \frac{d}{2}\right) = 290 \text{ cm} \quad \text{Perímetro de sección crítica}$$

$$\beta := \frac{C_1}{C_2} = 1 \quad \text{Relación entre lado largo y lado corto}$$

De acuerdo con la tabla 22.6.5.2 del ACI 318-19 la resistencia a cortante para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante se calcula de la siguiente manera.

$$\phi V_c = \phi \cdot \left[\begin{array}{c} 0.33 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \\ 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \end{array} \right] \cdot b_o$$

En caso de no usar el refuerzo por cortante el valor de d puede ser determinado, asumiendo.

$$d_1 := \begin{cases} \text{if } \beta < 2 \\ \left| \frac{V_u}{\phi \cdot 0.33 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_o} \right| \\ \text{else if } \beta \geq 2 \\ \left| \frac{V_u}{\phi \cdot 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_o} \right| \end{cases} = 8.218 \text{ cm}$$

Determinación del espesor mínimo por cortante en dos direcciones

if ($d_1 < d$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

$$d_2 := \frac{V_u}{\phi \cdot 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_o} = 7.403 \text{ cm}$$

Determinación del espesor mínimo por cortante en dos direcciones

if ($d_2 < d$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

5.4 Diseño del acero de refuerzo según ACI 318-19

Para el cálculo del acero de refuerzo, se determinó un valor de cuantía para obtener el área requerida de acero.

$$M_u := q_u \cdot b_{\text{critico}} \cdot Z_2 \cdot \left(\frac{b_{\text{critico}}}{2}\right) = 6.234 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último

$$R_n := \frac{M_u}{\phi \cdot Z_2 \cdot d^2} = 0.317 \text{ MPa}$$

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}}\right) = 0.0008$$

Cuantía calculada

$$\rho := 0.0033$$

Cuantía mínima de refuerzo por flexión

$$A_{s_req} := \rho \cdot Z_1 \cdot d = 2425.5 \text{ mm}^2$$

Área de acero requerida

Al ver que la cuantía calculada es menor que la cuantía mínima de refuerzo por flexión se utiliza esta última y revisamos la información presentada en la tabla B4 del McCormac para escoger el tipo y cantidad de varillas que satisfaga el área requerida.

$$A_{s_real} := 2709 \text{ mm}^2$$

Área de acero real

5.4.1 Disposición del acero de refuerzo. Arto. 13.3.3.2

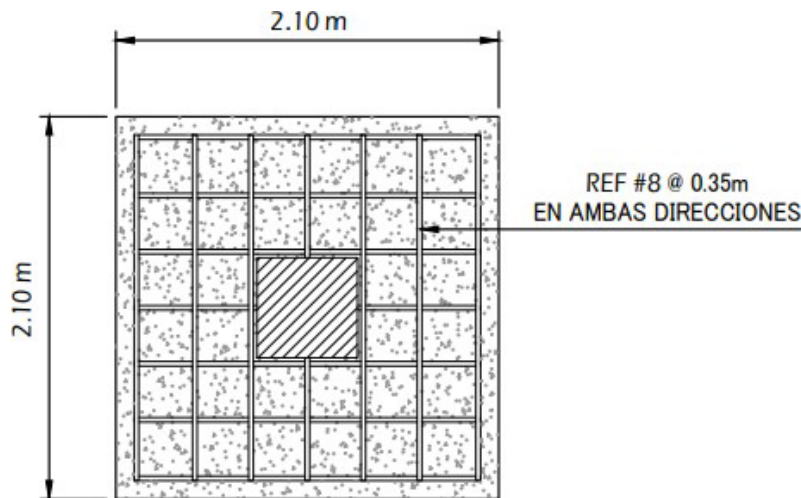
Según el artículo 13.3.3.2 del ACI 318-19 En zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en ambas direcciones.

Tabla 5.2 Disposición del acero de refuerzo total para zapata por flexión

Propiedades	Valor	Unidades	Comentario
N_{barras}	7	-	Número de barras
d_s	#22		Diámetro del acero de refuerzo

Fuente: Cálculos en PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

Figura 5.3 Disposición del acero de refuerzo para zapata por flexión



Fuente: Autodesk AutoCAD. Elaboración propia.

Conclusiones

A través del análisis de la estructura se demuestra que el cortante basal dinámico cumple con el 80% del cortante basal estático. De igual manera, la estructura no excede los desplazamientos para el estado límite de servicio ni el estado límite de colapso, cumpliendo satisfactoriamente con los valores límites proporcionados por el RNC-07 (ver Tabla 2.18 y Tabla 2.19).

Se diseñó la estructura con el sistema SMF bajo el planteamiento de una estructura sismo resistente. Los elementos estructurales de SMF se diseñaron cumpliendo con cada uno de los requisitos establecidos en el artículo 18 del ACI 318 – 19, para edificaciones de mayor grado de importancia, debido a que nuestra edificación es un hospital. De esta manera se obtuvieron vigas de 40cm x 50cm (ver Figura 3.1) y columnas de 55cm x 55 cm (ver Figura 3.9). Así mismo, las propuestas de acero dentro y fuera de la zona de confinamiento se diseñaron bajo los parámetros necesarios para el comportamiento correcto ante las fuerzas que actúan en los mismos (ver Tabla 3.7 y Tabla 3.15).

El diafragma rígido consta de losas en dos direcciones con 15cm de peralte diseñadas con el uso del software ETABS, mediante el cual se determinó la cantidad satisfactoria de acero y la distribución del mismo en los paneles del edificio. (ver Figura 4.6 y Tabla 4.1).

En el caso de las fundaciones, se diseñaron zapatas sometidas a flexo compresión, de las cuales se obtuvieron las dimensiones de 2.1m x 2.1m, con un peralte de 0.6m para un correcto comportamiento de las mismas, distribuyendo de manera satisfactoria las fuerzas transmitidas por la estructura a la superficie del suelo. (ver Figura 5.1 y Figura 5.3).

Recomendaciones

En base a los resultados y las conclusiones del presente estudio, podemos sugerir algunas recomendaciones, cuya implementación podría facilitar el procedimiento en los cálculos estructurales del diseño.

- Para mejorar el comportamiento de la estructura sometida a fuerzas sísmicas, lo ideal sería proponer un diseño arquitectónico que cumpla con todas las condiciones de regularidad.
- Considerar el comportamiento de vigas y columnas con perfilería de acero como una posible alternativa de sistemas estructurales combinados, para brindar mayor ductilidad a la edificación.
- Una alternativa para el concreto, podría ser la implementación de un concreto de mayor resistencia (concreto de fibra-cemento, por ejemplo) el cual proporciona una mayor capacidad para soportar cargas y fuerzas sin sufrir fallas prematuras.

Bibliografía

- Building Code Requirements for Reinforced Concrete. **American Concrete Institute. (ACI 318 - 2019)**. Detroit, Michigan, USA.
- Building Code Requirements for Reinforced Concrete. **American Concrete Institute. (ACI 318 - 2014)**. Detroit, Michigan, USA.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). “**Reglamento Nacional de Construcción (RNC - 2007)**”. Nicaragua 2007.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). “**Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural (CR-001)**”. Nicaragua 2015 – 2016.
- Jack C. McCormac & Russell H. Brown. (2011). “**Diseño de concreto reforzado**”, Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V., México.
- M. Nadim Hassoun & Akthem Al-Manaseer (2015). “**Structural Concrete**”, Wiley & Sons Ltd.
- Wight, J.K. & MacGregor, J.G. (2012) “**Reinforced Concrete: Mechanics and Design**”. Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.
- Chopra, A. K. (2014). **Dinámicas de estructuras**. México : Prentice Hall.
- Ing. Alejandro C. & Ing. Gonzalo S. (2019). “**Propuesta de Diseño de ampliación del Laboratorio de Ingeniería Julio y Adolfo López de la Fuente**”, S.J (Trabajo Monográfico). Universidad Centroamericana, Managua.

- Alcaldía de Managua (2012). **“Plan Ambiental Distritos V, VI y VII Municipio Managua 2012”**. AMUSCLAM. Proyecto financiado por la Cooperación del Reino de Noruega.
- INETER, Instituto Nacional de Estudios Territoriales. (2005). Obtenido de **“Sismicidad en Nicaragua/ Placas Tectónicas”**: <https://n9.cl/n20q>.
- Bazán, Z. E., & Meli, P. R. (2016). **“Manual de Diseño Sísmico de Edificios”**. Noriega Editores Limusa.
- Muñoz, B. (1 de febrero de 2011). Obtenido de SlideShare: <https://n9.cl/4d9aj>.
- Newmark, N. M., Rosenblueth, E., & Lepe, J. L. (1976). **“Fundamentos de ingeniería sísmica”**. Diana.
- INEC, Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. (mayo de 2005). Obtenido de **“VIII Censo de Población y IV de Vivienda”**: <https://n9.cl/a0p4>.
- Manaseer, M. N. (2015). **Structural Concrete**. Washington, D.C.: Wiley & Sons Ltd.
- Salmerón Muñoz, J. (2016). **Análisis de la amenaza sísmica en Nicaragua: el caso de la ciudad de Managua**. Managua.
- MINVAH. (1980). *Normas equipamiento urbano*. Recuperado el 10 de Julio de 2017.
- Rojas Obando, D. L., & Mendoza Treminio, J. E. (2018). **Diseño sísmico mediante un método de desplazamiento para el control de la deriva**

máxima, aplicando al edificio arcalay en la ciudad de managua.

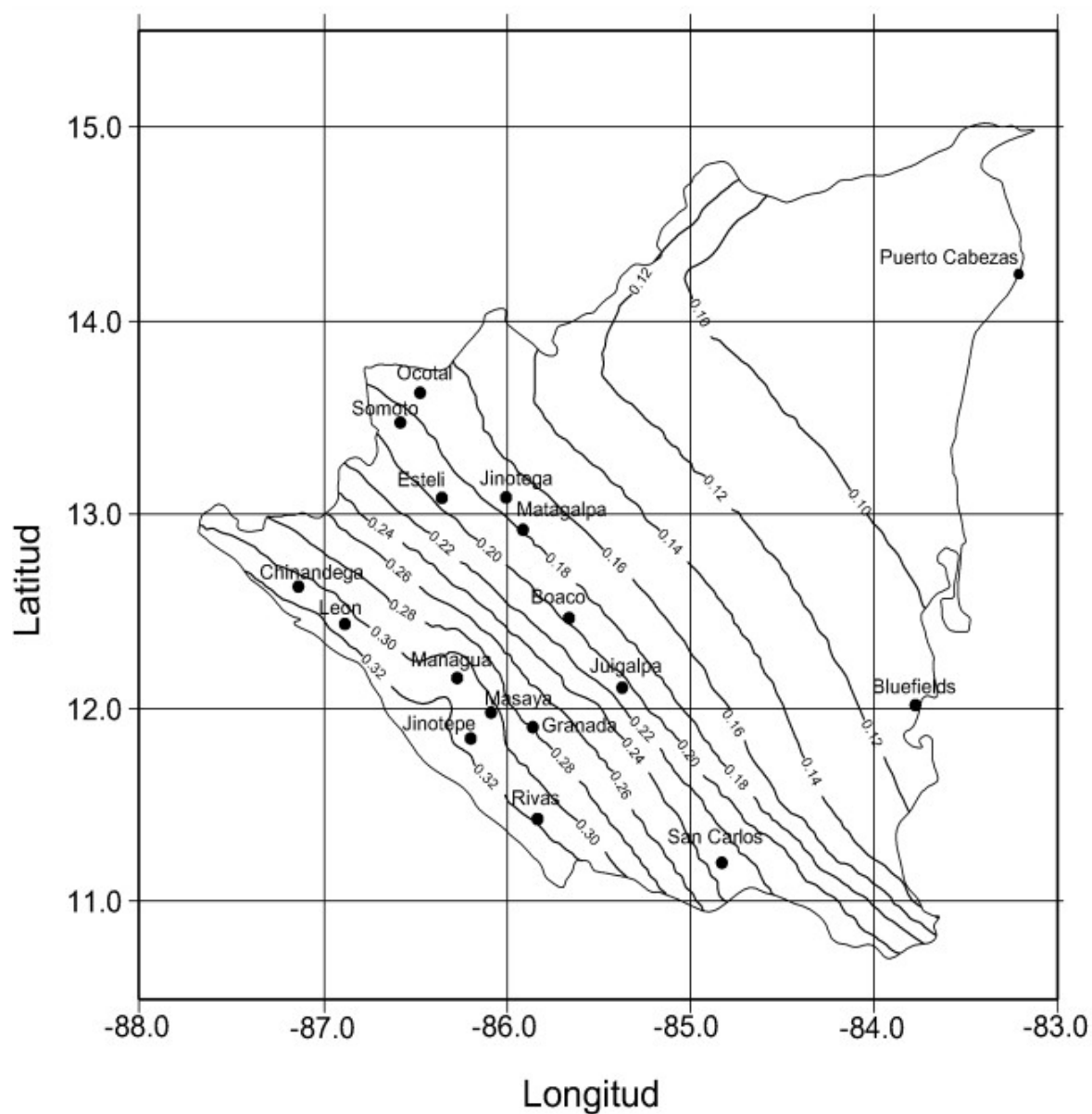
Managua, Nicaragua: Universidad Nacional De Ingeniería.

- Cardona, O. (2004) **Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud** Washington, D.C. Organización Panamericana de la Salud.
- Arnold C. & Reitherman R. (1982). **Building Configuration Seismic Design. Canada.**
- Grases J., López, O., Hernández, J. (1987). **Edificaciones Sismorresistentes: Manual de aplicación de las normas.** Fundación Juan José Aguerrevere. FONDUR. Caracas.
- Bachmann H. (2003). **Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners and authorities.**

Anexos

Anexo A Mapa de isoaceleraciones

Coeficientes a_0 para definir los espectros de diseño en la república de nicaragua, para estructuras del grupo B.

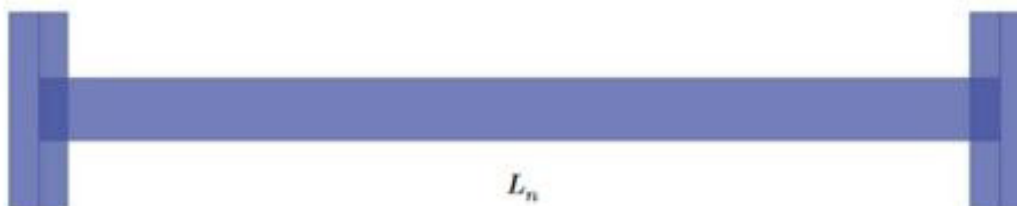


Fuente Anexo C del RNC-07

Anexo B Cálculo del predimensionamiento de los elementos

Predimensión de vigas

$$L_n := 3.75 \text{ m}$$



La altura mínima para vigas de concreto se establece en la Tabla 9.3.1.1 de la ACI 318-19.

$$h_{viga} := \frac{L_n}{18.5} = 20.27 \text{ cm}$$

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h ⁽¹⁾
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

⁽¹⁾ Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f'_c = 420 \text{ MPa}$.

Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

$$h_{viga} := \text{if} \left(f_y \neq 420 \text{ MPa}, \left(0.4 + \frac{f_y}{700 \text{ MPa}} \right) \cdot h_{viga}, h_{viga} \right) = 20.035 \text{ cm}$$

En Latinoamérica debido al peso del tabique que utilizamos en las estructuras, empíricamente se adopta una altura más conservadora. Es decir, una altura de viga entre los siguientes rangos de valores

$$\frac{L_n}{12} \leq h_{viga} \leq \frac{L_n}{10} \quad \frac{L_n}{12} = 31.25 \text{ cm} \quad \frac{L_n}{10} = 37.5 \text{ cm}$$

$$h_{viga} := 0.45 \text{ m} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$\frac{h_{viga}}{2} = 0.225 \text{ m} \quad b_{viga} := 0.35 \text{ m} \quad \text{Ancho de la viga}$$

Dimensión propuesta de la viga



$$h_{viga} = 0.45 \text{ m}$$

$$b_{viga} = 0.35 \text{ m}$$

Requisitos de diseño para vigas de marcos especiales a momento

Esta sección es revisada según es establecido en la ACI 318-19 en el arto. 18.6.2. Límites dimensionales de vigas para pórticos especiales a momento.

Límites dimensionales

a) La luz libre L_n no debe ser menor que $4 \cdot d$

$$d := 40 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento libre}$$

$$R := \text{if}(L_n > 4 \cdot d, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"})$$

$$R = \text{"Ok"}$$

Tabla 20.5.1.3.1 — Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3 \cdot h$ o 250 mm

$$h := h_{viga} \quad b_w := b_{viga}$$

$$R_1 := \text{if}(b_w \geq 0.3 \cdot h, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"})$$

$$R_2 := \text{if}(b_w \geq 250 \text{ mm}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"})$$

$$R_1 = \text{"Ok"}$$

$$R_2 = \text{"Ok"}$$

c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75 \cdot c_1$.

Predimensión de columnas

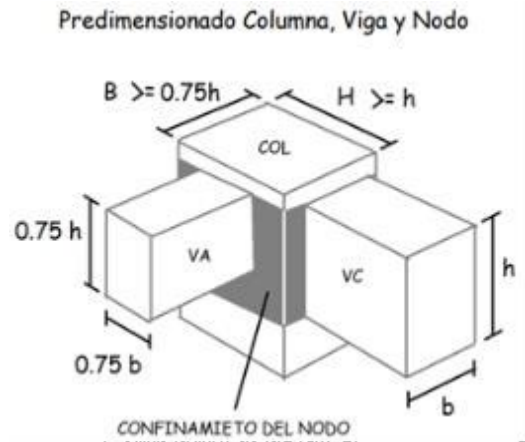
$$H \geq h_{viga} \quad H := h_{viga} = 0.45 \text{ m}$$

$$B \geq 0.75 \cdot h_{viga} \quad B := 0.75 \cdot h_{viga} = 0.338 \text{ m}$$

Se establecen las siguientes dimensiones

$$h_{columna} := 0.5 \text{ m}$$

$$b_{columna} := 0.5 \text{ m}$$



Requisitos de diseño para columnas de marcos especiales a momento

Esta sección es revisada según es establecido en la ACI 318-19 en el arto. 18.7.2. Límites dimensionales de columnas para pórticos especiales a momento.

Límites dimensionales

a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300 mm

$$R_1 := \text{if}(h_{columna} > 300 \text{ mm}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"})$$

$$R_1 = \text{"Ok"}$$

$$R_2 := \text{if}(b_{columna} > 300 \text{ mm}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"})$$

$$R_2 = \text{"Ok"}$$

b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4

$$l_{menor} := \min(h_{columna}, b_{columna}) = 0.5 \text{ m}$$

$$l_{mayor} := \max(h_{columna}, b_{columna}) = 0.5 \text{ m}$$

$$R := \text{if}\left(\frac{l_{menor}}{l_{mayor}} > 0.4, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}\right)$$

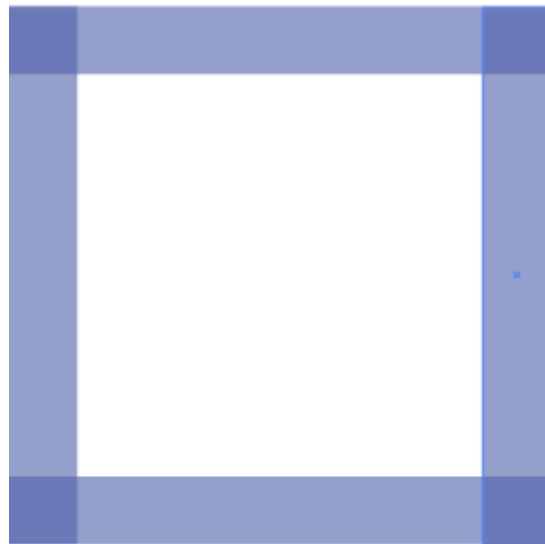
$$R = \text{"Ok"}$$

Predimensión de losa en 2 direcciones

La ACI 318 - 19 indica en su artículo 8.3.1.2. que la altura de losas en dos direcciones deberá satisfacer los parámetros establecidos en la tabla 8.3.1.2.

Antes de empezar con cualquier calculo debemos empezar con una altura tentativa de losa para reemplazar los datos según las fórmulas de la tabla.

Hasta hace años en la bibliografía se sugería que la altura de losa adecuada para sistemas de losas en dos direcciones apoyadas en los bordes debería ser mayor al perímetro del cuadrante más desfavorable dividido entre 180. Esta práctica da resultados aceptables y la utilizaremos como primera aproximación a la altura mínima de losas.



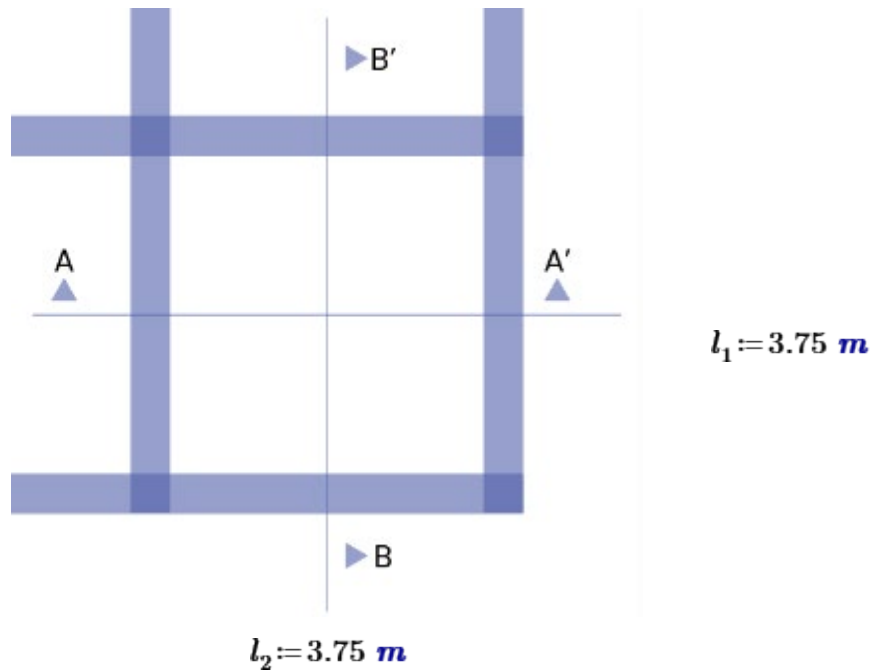
$$l_1 := 3.75 \text{ m}$$

$$l_2 := 3.75 \text{ m}$$

$$P_{losa} := l_1 \cdot 2 + l_2 \cdot 2 = 15 \text{ m} \quad \text{Perímetro de losa}$$

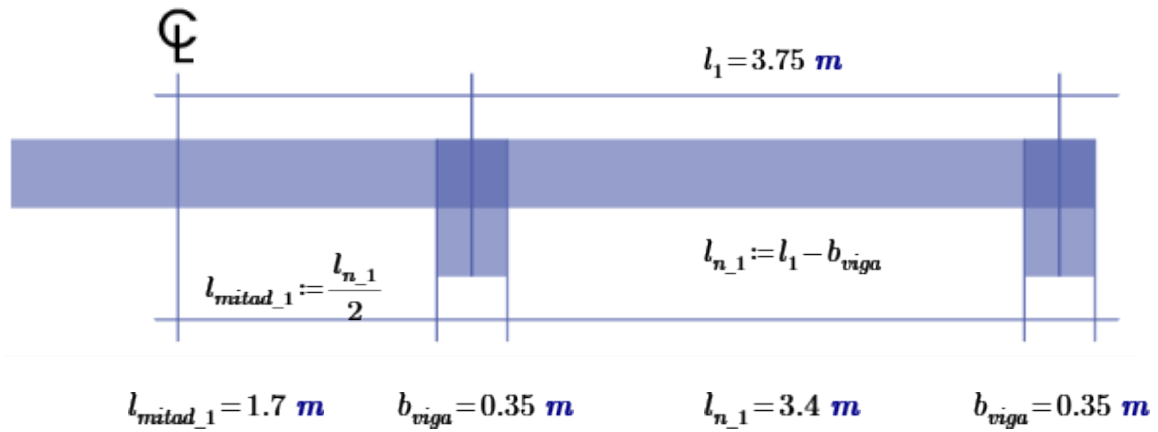
$$\frac{P_{losa}}{180} = 8.333 \text{ cm}$$

$$h_{losa} := 0.10 \text{ m} \quad \text{Altura tentativa de losa}$$

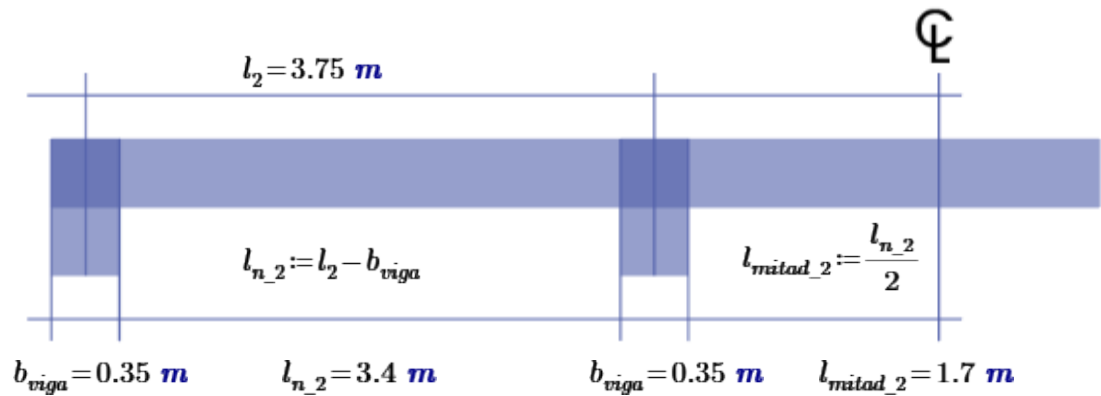


A partir de estos cortes, dibujamos los perfiles de losa y viga en ambas direcciones.

Corte A-A'



Corte B-B'



Inercia aproximada de viga

$$b := b_{viga} = 0.35 \text{ m}$$

$$h := h_{viga} = 0.45 \text{ m}$$

$$I_{viga_borde} := 1.5 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.004 \text{ m}^4$$

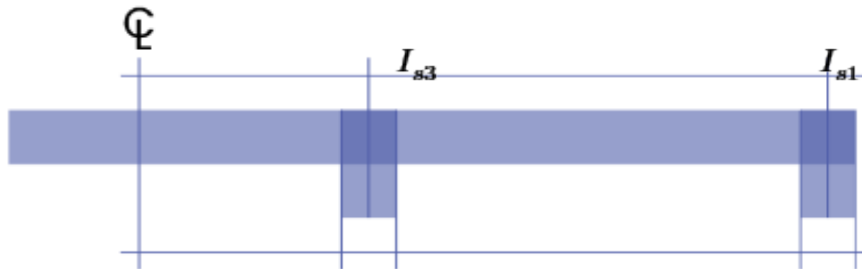
Inercia aproximada para la viga del borde

$$I_{viga_central} := 2 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.005 \text{ m}^4$$

Inercia aproximada para la viga central

Inercia aproximada de losas para los 4 bordes

Corte A-A'

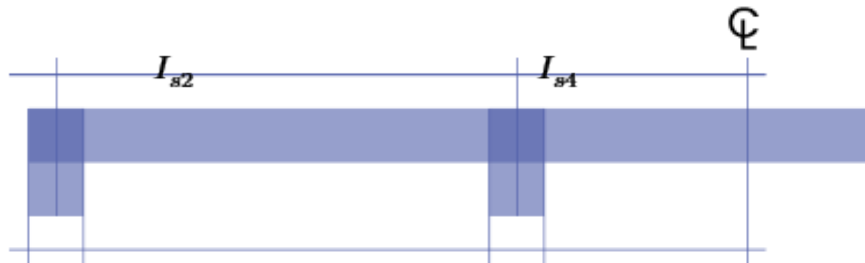


$$h := h_{losa}$$

$$I_{s1} := \frac{(l_{mitad_1} + b) \cdot h^3}{12} = (1.708 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

$$I_{s3} := \frac{(l_{mitad_1} + b + l_{mitad_1}) \cdot h^3}{12} = (3.125 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

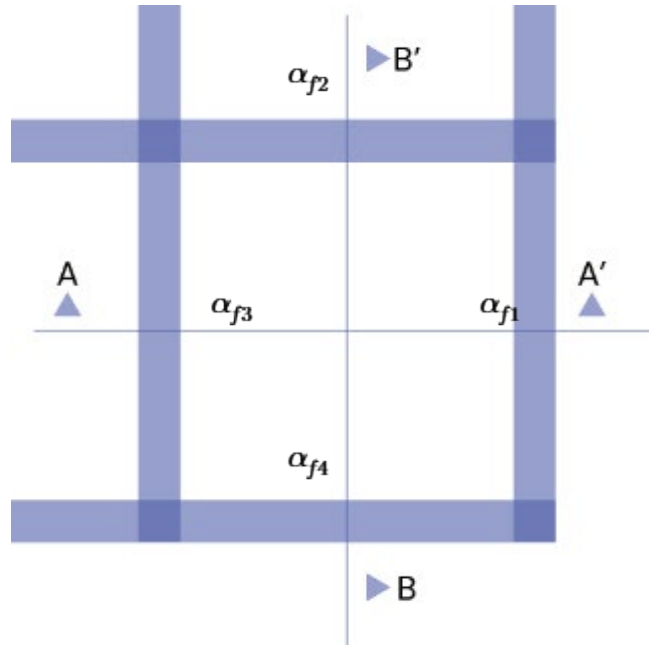
Corte B-B'



$$I_{s2} := \frac{(l_{mitad_2} + b + l_{mitad_2}) \cdot h^3}{12} = (3.125 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

$$I_{s4} := \frac{(b + l_{mitad_2}) \cdot h^3}{12} = (1.708 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

Como los módulos de elasticidad de losa y de viga son iguales por ser ambos del mismo material de concreto, se puede anular este parámetro en las siguientes fórmulas:



$$\alpha_{f1} := \frac{I_{viga_borde}}{I_{s1}} = 23.337$$

$$\alpha_{f3} := \frac{I_{viga_central}}{I_{s3}} = 17.01$$

$$\alpha_{f2} := \frac{I_{viga_central}}{I_{s2}} = 17.01$$

$$\alpha_{f4} := \frac{I_{viga_borde}}{I_{s4}} = 23.337$$

$$\alpha_{fm} := \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}}{4} = 20.173$$

Valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde del panel

Cálculo de altura mínima

En este caso el valor promedio $\alpha_{fm}=20.173$ Por lo tanto, aplicamos la siguiente fórmula:

$$l_{mayor} := \max(l_1, l_2) \quad l_{menor} := \min(l_1, l_2) \quad \beta := \frac{l_{mayor}}{l_{menor}} = 1$$

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm} ^[1]	Espesor mínimo, h , mm	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1	
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$
		125
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$
		90

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

^[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

$$l := l_{mayor}$$

$$h_{min} := \text{if } \alpha_{fm} \leq 0.2 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Aplicar Tabla 8.3.1.1 del ACI 318 - 19"} \\ \text{else if } 0.2 < \alpha_{fm} \leq 2 \\ \left\| \max \left(125 \text{ mm}, \frac{l \cdot \left(0.8 + \left(\frac{f_y}{1400 \text{ MPa}} \right) \right)}{36 + 5 \cdot \beta (\alpha_{fm} - 0.2)} \right) \right\| \\ \text{else if } \alpha_{fm} > 2 \\ \left\| \max \left(90 \text{ mm}, \frac{l \cdot \left(0.8 + \left(\frac{f_y}{1400 \text{ MPa}} \right) \right)}{36 + 9 \cdot \beta} \right) \right\| \end{array} \right.$$

$$h_{min} = 0.091 \text{ m}$$

$$h_{losa} := 0.15 \text{ m}$$

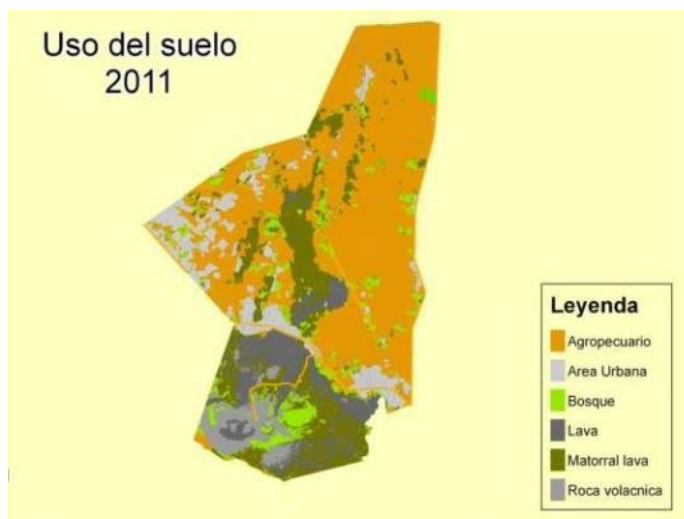
Anexo C Geología y tipografía de la estructura en estudio

La estructura en estudio se localiza a orillas de la carretera principal de Nindirí que conecta el departamento con la capital, justo al Oeste con el Parque Nacional del Volcán Masaya.



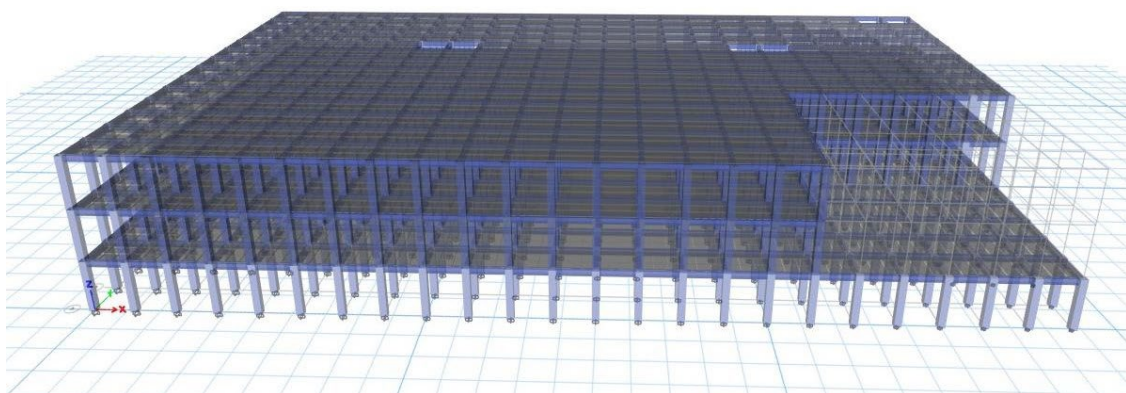
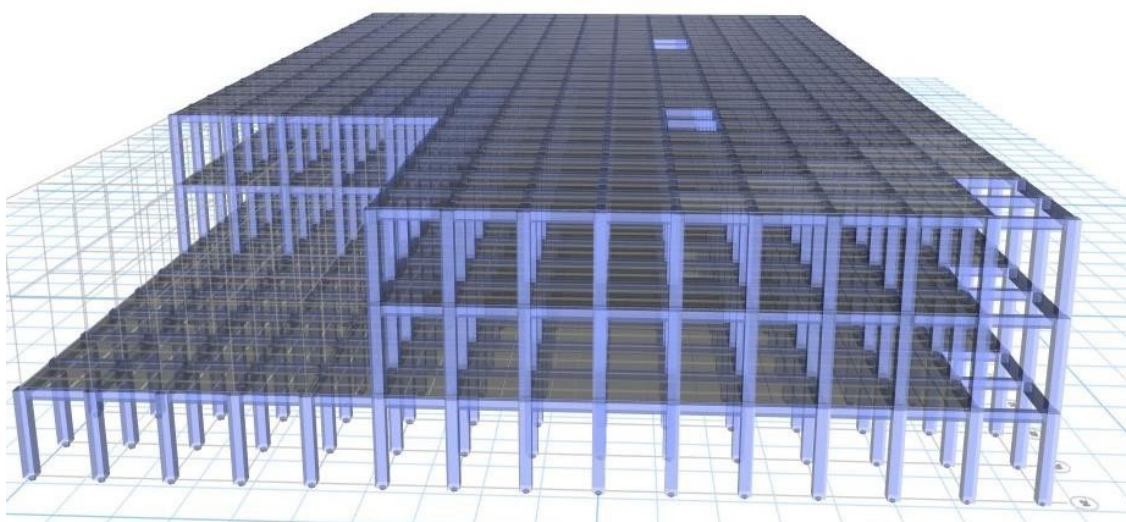
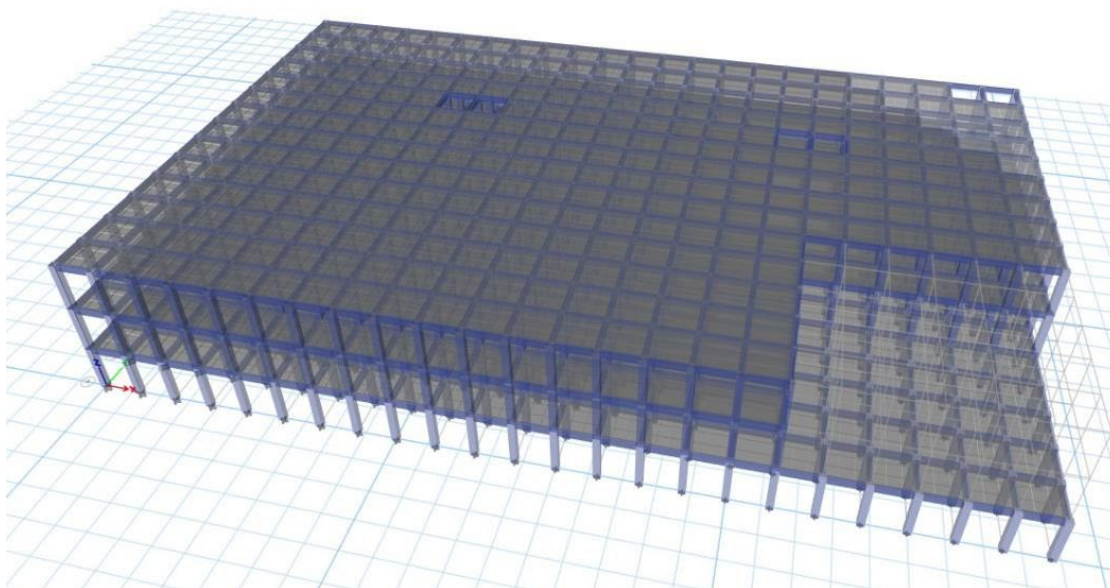
Fuente: Elaboración propia

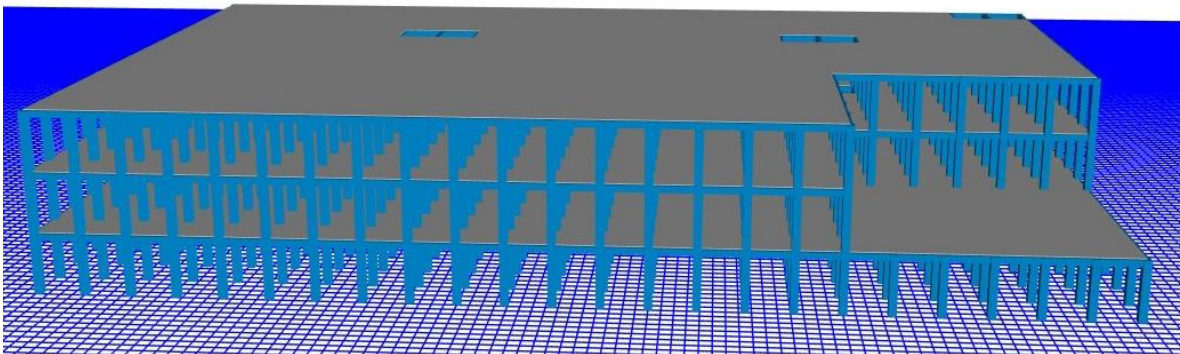
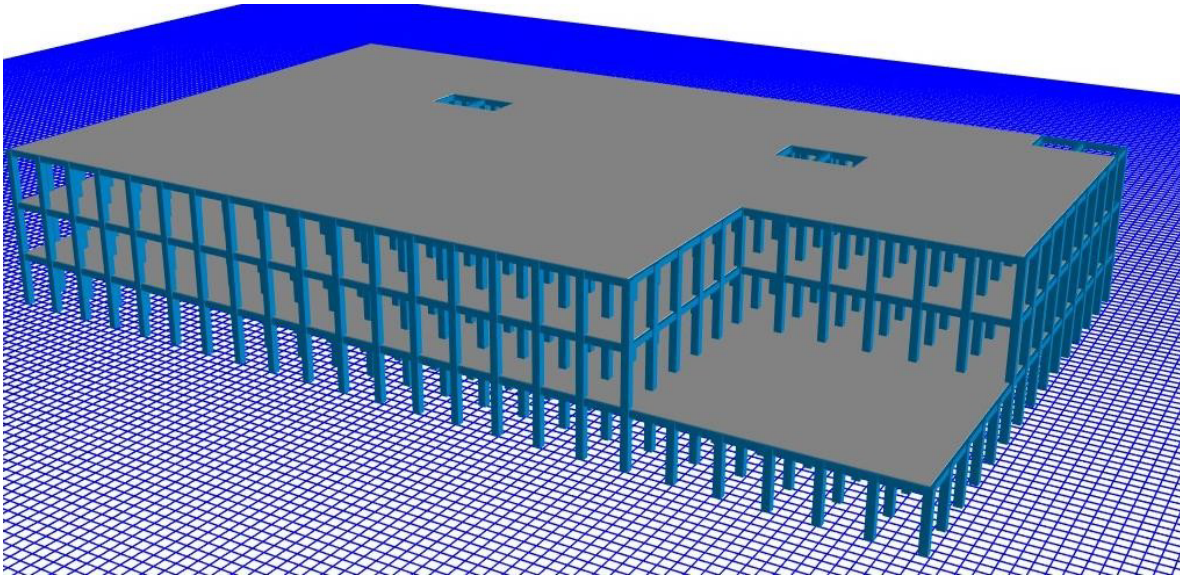
El sitio se caracteriza por disponer de un relieve plano ligeramente ondulado correspondiente a la planicie volcánica, esto debido a la proximidad con el Volcán Masaya que determina un tipo de suelo constituido por Áreas Urbanas y Roca Volcánica.



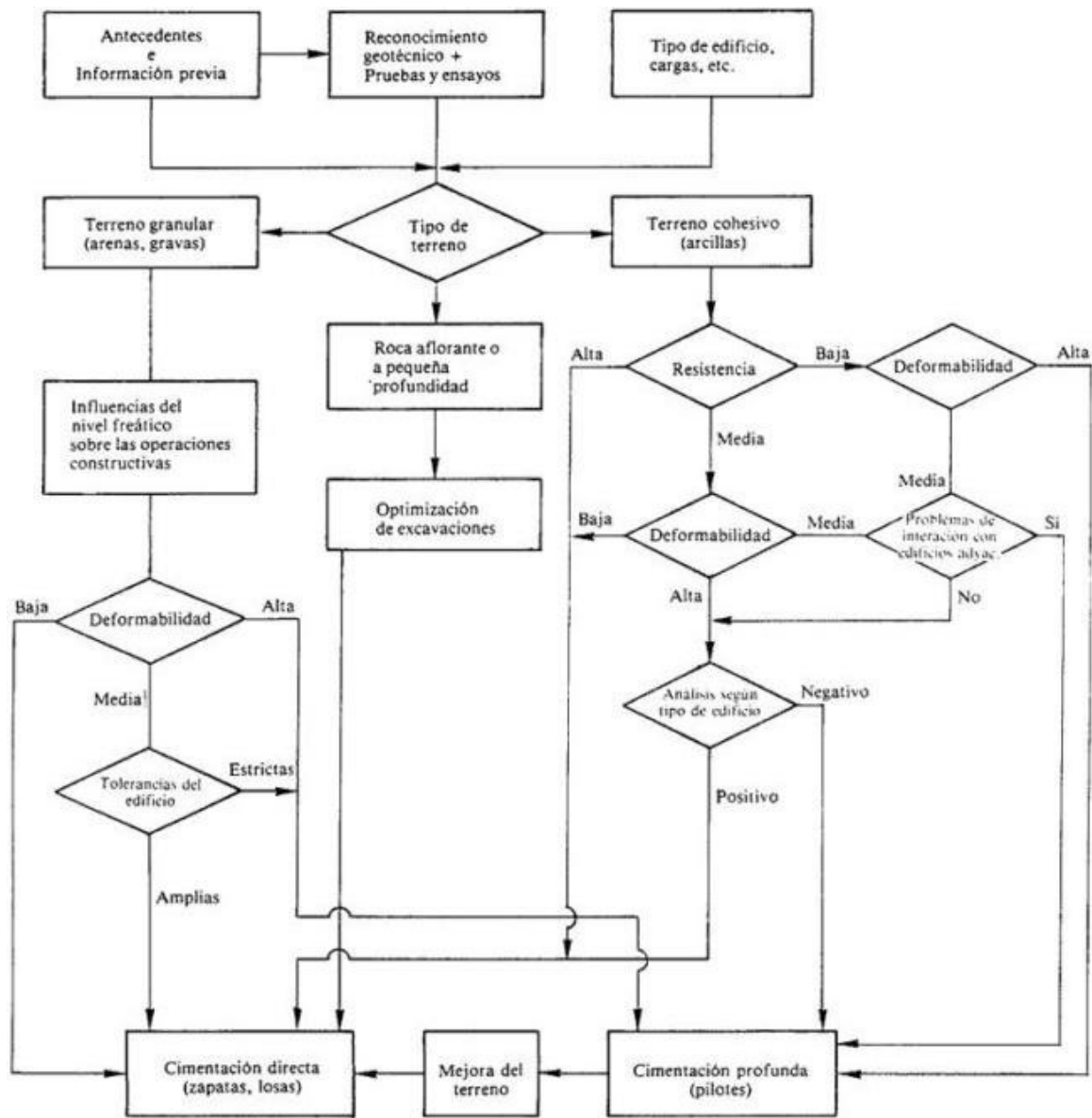
Fuente: UMUSCLAM, 2012

Anexo D Modelado estructural en ETABS





Anexo E Tipo de cimentaciones según el tipo de suelo



Fuente: <https://ovacen.com/cimentacion/>

Anexo F Planos arquitetônicos



Hospital Enrique Cisne
*Con actitud de entusiasmo en el cuidado
de tu salud y bienestar...*



PROYECTO:

DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE
AMPLIACIÓN DEL CENTRO DE SALUD
"ENRIQUE CISNE" EN EL MUNICIPIO
DE NINDIRÍ, MASAYA

CONTENIDO:

PLANTA ARQUITECTÓNICA
SEGUNDO NIVEL

DISEÑO:

BR. MASSIEL NICCOYA

TUTORA:

M.Sc. ARO. MAYTE PORRO

ESCALA:

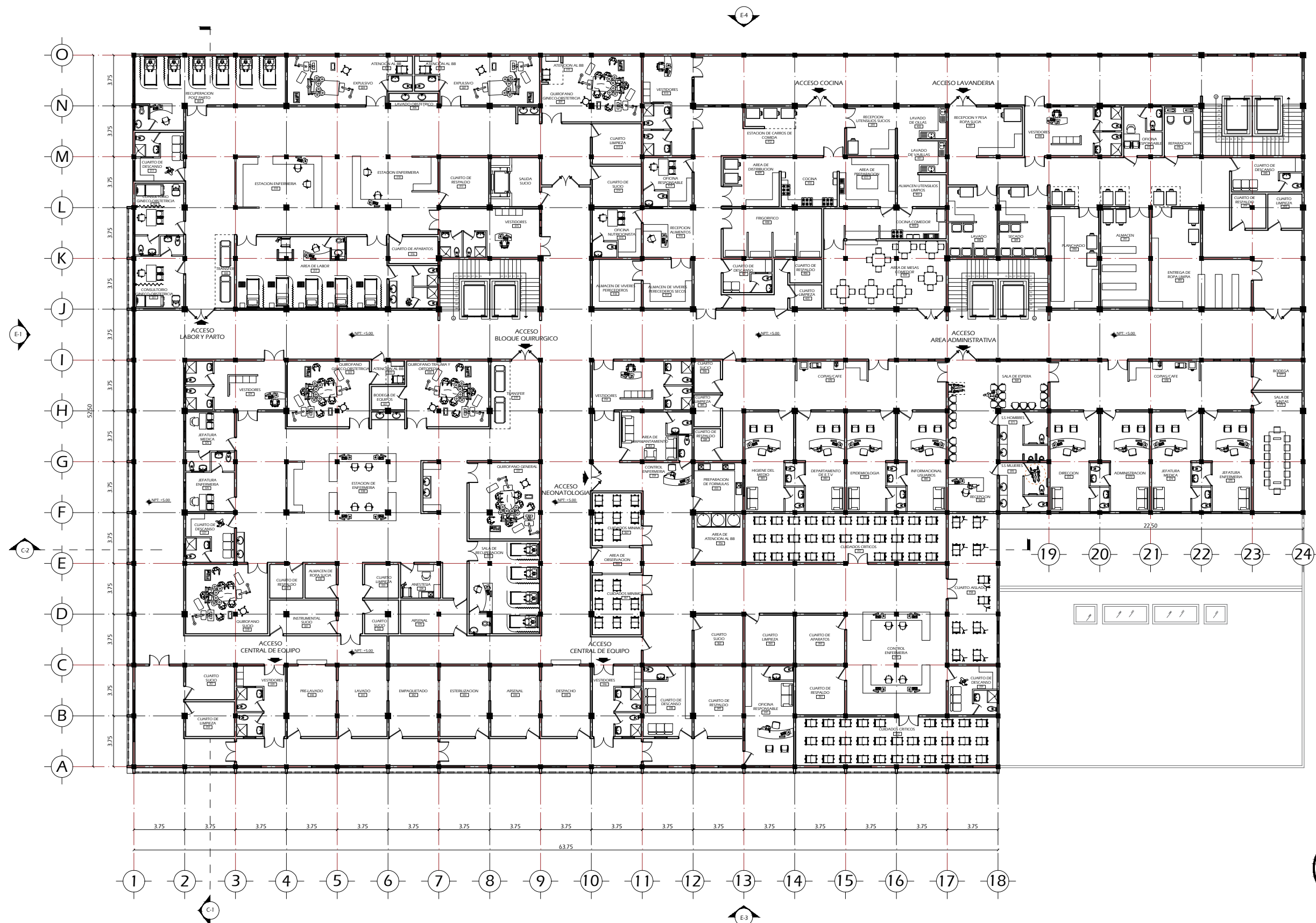
INDICADA

FECHA:

27 / 11 / 2017

LÁMINA No:

17 / 28





Hospital Enrique Cisne
*Con actitud de entusiasmo en el cuidado
de tu salud y bienestar...*



PROYECTO:

DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE
AMPLIACIÓN DEL CENTRO DE SALUD
"ENRIQUE CISNE" EN EL MUNICIPIO
DE NINDIRÍ, MASAYA

CONTENIDO:

PLANTA ARQUITECTÓNICA
TERCER NIVEL

DISEÑO:

BR. MASSIEL NICOLAY

TUTORA:

M.Sc. ARO. MAYTE PORRO

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

27 / 11 / 2017

LÁMINA No:

23 / 28



PLANTA ARQUITECTÓNICA TERCER NIVEL
ESC. 1:300